

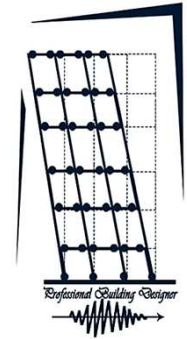


Performance-Based Seismic Design

Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Instructor:

Javad Ghodrati Yengejeh



Performance-Based Seismic Design (PBSD) of buildings has rapidly become a widely used alternative to the prescriptive requirements of building code requirements for seismic design. Various guidelines and standards have been developed to codify and document the implementation of PBSD, including “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings” (ASCE 41-17), the Tall Buildings Initiative’s Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings (**TBI Guidelines**), and the Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council’s An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region (**LATBSDC Procedure**). This handout provides a detailed comparison among each document’s implementation of PBSD for **reinforced concrete** buildings.



Javad Ghodrati Yengejeh

1/24/2023

j.yengejeh@yahoo.com

Table of Contents

Chapter 1: Basic Concepts in Earthquake Engineering and Seismic Design

Chapter 2: Performance-Based Seismic Design I (Nonlinear Static Pushover)

Chapter 3: Performance-Based Seismic Design II (Nonlinear Response History Analysis)

Chapter 4: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

دوره جامع طراحی عملکردی و بهسازی لرزه‌ای به صورت حضوری و آنلاین برگزار می‌شود.

تا به اکنون یازده دوره در شهرهای تهران و تبریز برگزار شده است.

دوازدهمین دوره به صورت حرفه‌ای در استودیو مادی‌ا ضبط شده و خدمت مهندسين عزيز عرضه می‌شود.

برای تهیه آخرین آپدیت فیلم این دوره (فیلم دوره دوازدهم) از طریق لینک زیر اقدام کنید.

[لینک خرید فیلم دوره جامع طراحی عملکردی و بهسازی لرزه‌ای \(ویرایش ۱۴۰۱\)](#)

www.PBD.ir

[Youtube channel](#)

[Telegram channel](#)

[Aparat channel](#)



www.Madya.ir

آموزش‌های آنلاین مادی‌ا

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

From Prescription to Resilience

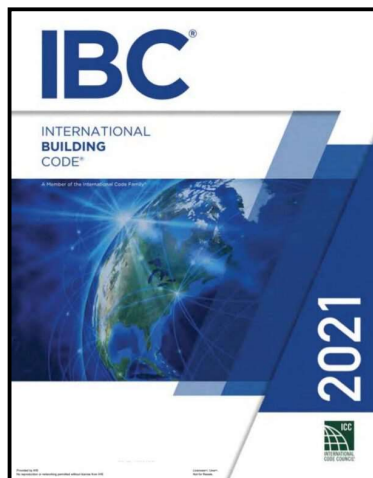
PBSD Purpose:

(in ACI 318-19 Appendix A, TBI 2017, LATBSDC 2020 ...)

To Provide a performance-based procedure for earthquake-resistant design of tall buildings as an alternative to the prescriptive procedure of ASCE 7.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

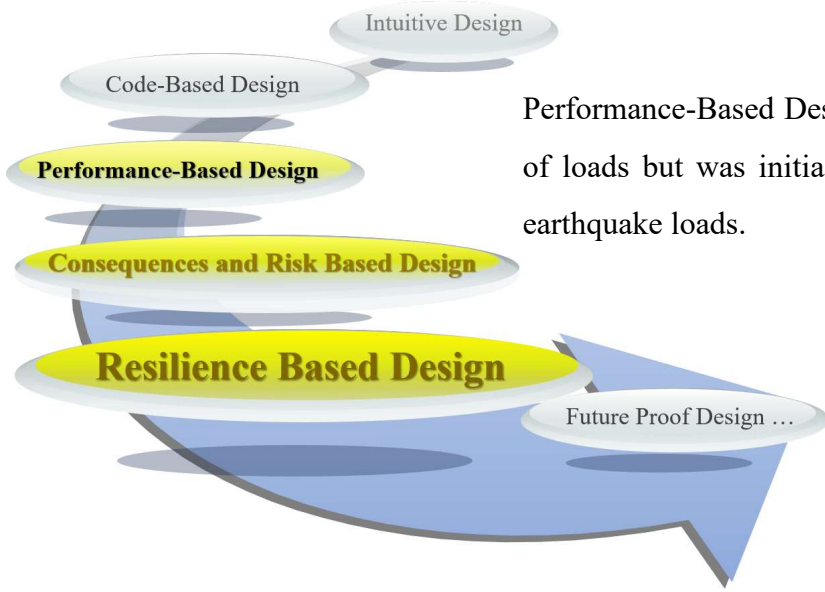
From Prescription to Resilience



[A] 104.11 **Alternative materials, design and methods of construction and equipment.** The provisions of this code are not intended to prevent the installation of any material or to prohibit any design or method of construction not specifically prescribed by this code, provided that any such alternative has been *approved*. An alternative material, design or method of construction shall be *approved* where the *building official* finds that the proposed alternative meets all of the following:

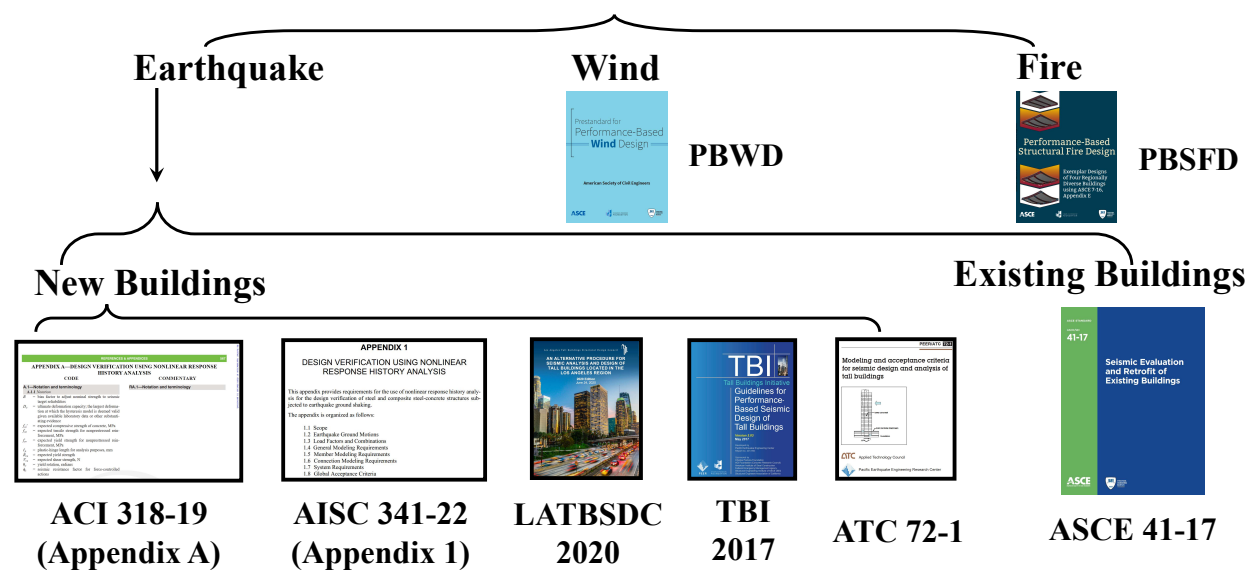
1. The alternative material, design or method of construction is satisfactory and complies with the intent of the provisions of this code,
2. The material, method or work offered is, for the purpose intended, **not less than the equivalent of that prescribed in this code as it pertains to the following:**
 - 2.1. Quality.
 - 2.2. Strength.**
 - 2.3. Effectiveness.
 - 2.4. *Fire resistance.*
 - 2.5. Durability.
 - 2.6. Safety.

From Prescription to Resilience



Performance-Based Design can be applied to any type of loads but was initially developed and targeted for earthquake loads.

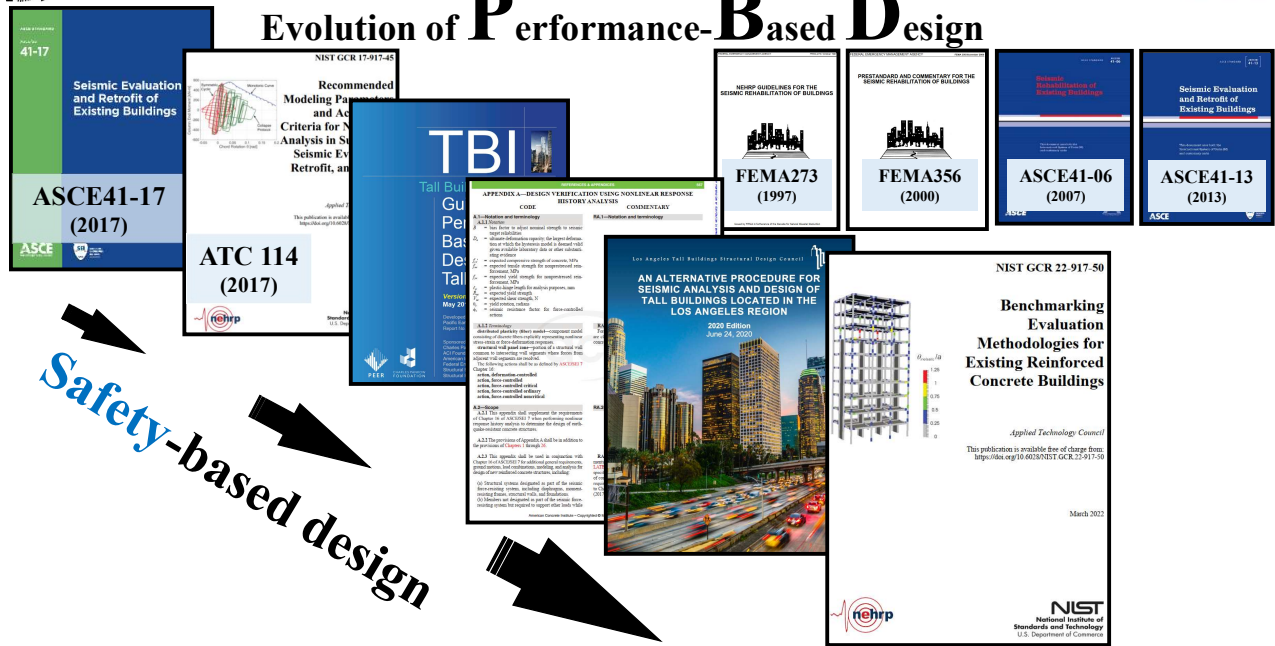
PBD



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Evolution of Performance-Based Design



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings




Evolution of Performance-Based Design



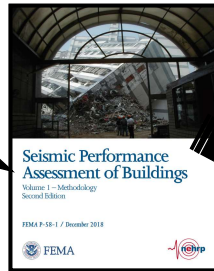
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Evolution of Performance-Based Design

ATC Project No.	Project Title	Funding Agency
ATC-138	Support of Performance-Based Seismic Design of Buildings	 FEMA



FEMA P-58 (2012)



FEMA P-58 (2018-2nd Edition)

ATC-138-3 / September 2021

Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 8 – Methodology for Assessment of Functional Recovery Time

Preliminary Report

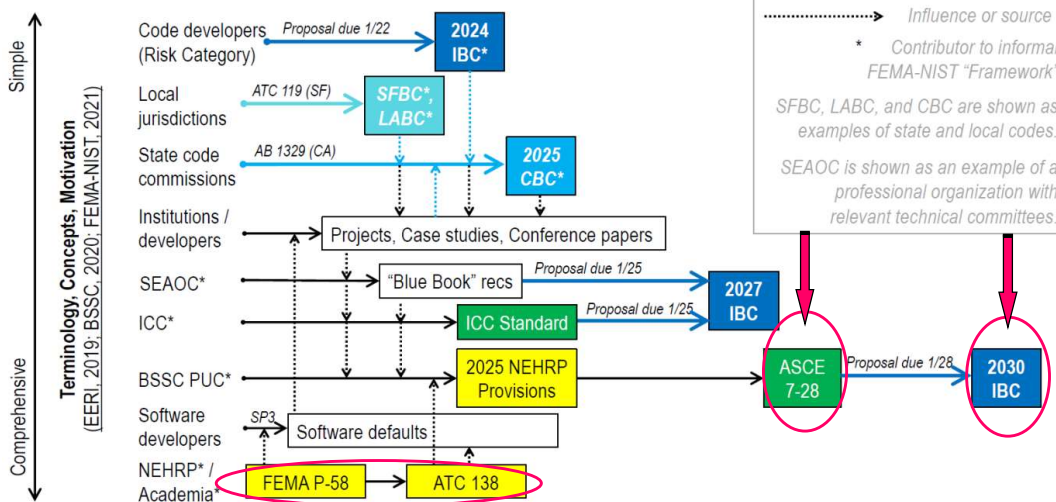
Prepared by
 APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL
 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240
 Redwood City, California 94065
www.ATCouncil.org

FEMA P-58 FR (2021)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Evolution of Performance-Based Design

Paths to Functional Recovery Provisions in the International Building Code



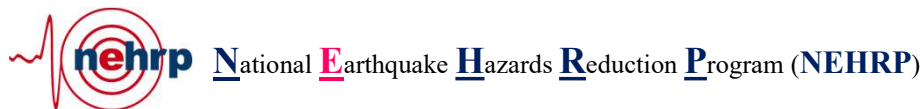
DAVID BONOWITZ, S.E., MARCH 31, 2021

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Reducing Earthquake Risk

Earthquakes cannot be prevented, but their impacts on life, property, and the economy can be managed. Congress first authorized the National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) in 1977 (Public Law 95-124) to “reduce the risks of life and property from future earthquakes in the United States.” The most recent reauthorization was Public Law 115-307, signed in December 2018.

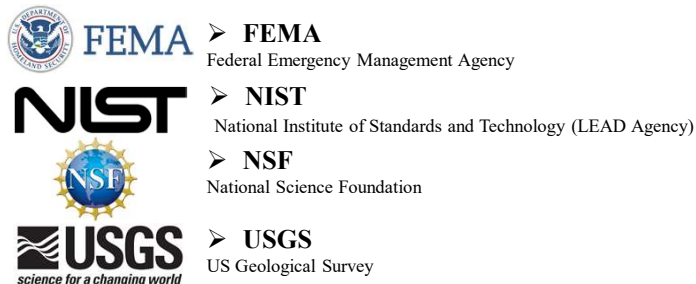
The role of NEHRP is to coordinate the federal government’s earthquake-related activities and provide the scientific and engineering information, knowledge, and technologies needed to prepare for earthquakes and reduce the costs of losses and recovery. To fulfill this role, NEHRP partners with the community of earthquake professionals in academia and in business, government, technical, professional and codes and standards organizations involved in risk reduction.



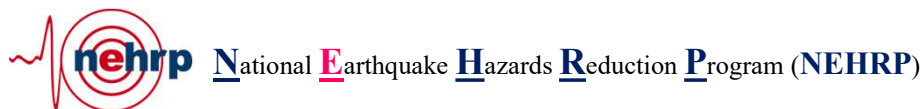
P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

A Federal Partnership

Focusing on building codes and standards, technical guidance, awareness and education, NEHRP is a collaborative effort among:



These agencies coordinate to improve the understanding of earthquake hazards and risk and to reduce the nation’s vulnerability to earthquakes.



P) Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

A Federal Partnership



FEMA

Under NEHRP, FEMA is responsible for developing effective earthquake risk reduction tools and promoting their implementation, as well as supporting the development of disaster-resistant building codes and standards. FEMA's NEHRP state assistance team coordinates with FEMA regions, states, territories, nonprofits, institutions of higher education, and other public and private partners.

NIST

NIST, in addition to serving as the lead NEHRP agency, develops, evaluates and tests earthquake resistant design and construction standards and practices for implementation in the building codes and engineering practice. The NIST Engineering Laboratory (EL) Materials and Structures Division conducts NEHRP's applied research activities.



National **E**arthquake **H**azards **R**eduction **P**rogram (NEHRP)

P) Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

A Federal Partnership



NSF supports research in earth sciences, engineering social, behavioral and economic sciences to understand the causes and impacts of earthquakes. Research grants to universities other organizations support NSF's NEHRP-related support. These grants are awarded primarily through the agency's Directorate for Engineering and Directorate for Geosciences.

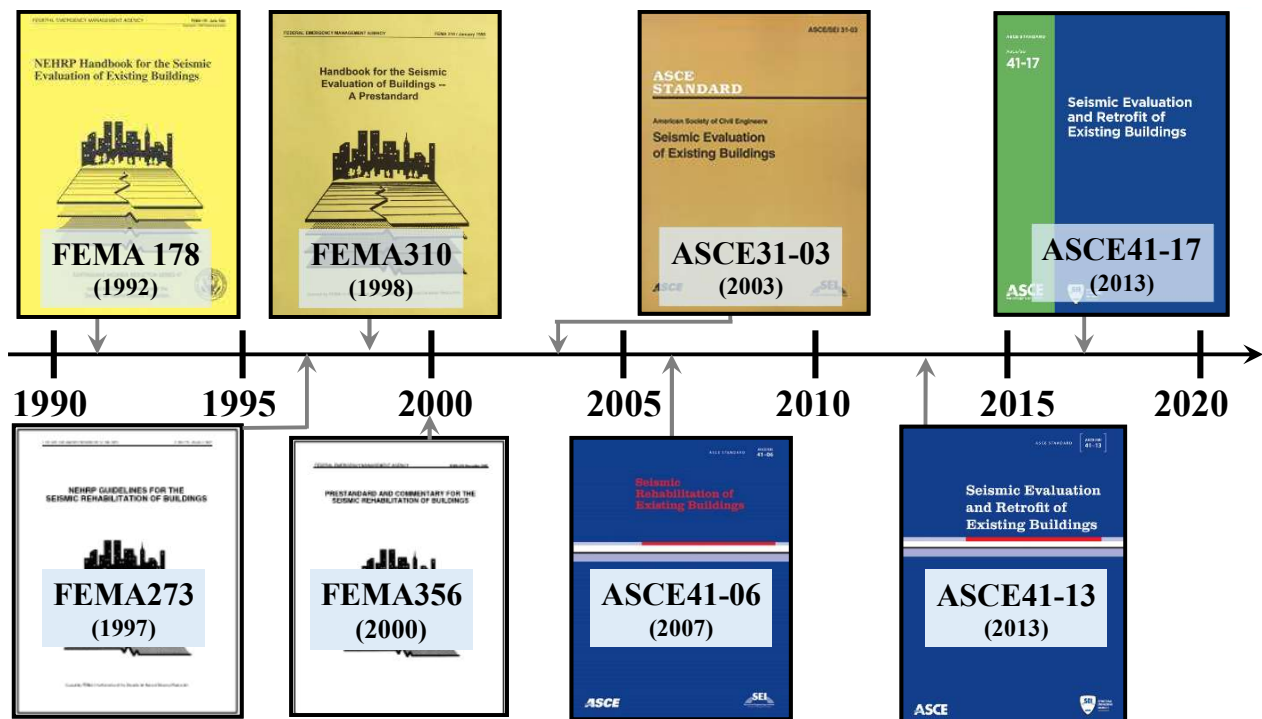
USGS

science for a changing world

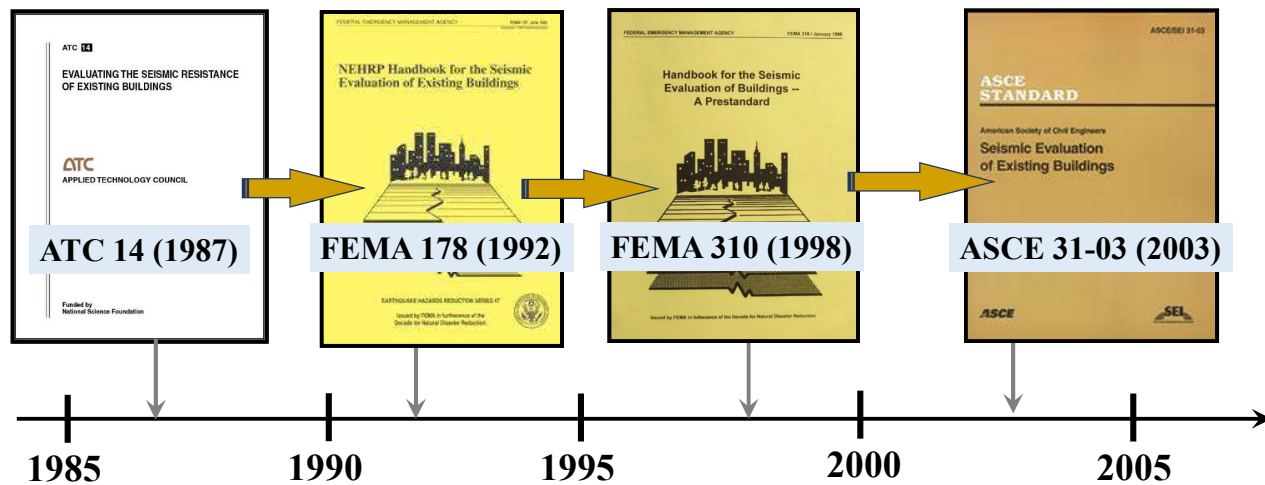
USGS operates and supports earthquake monitoring, data analysis and notification facilities. It also provides earthquake hazard assessments and conducts and supports targeted research on earthquake causes and effects. The Earthquake Hazards Program Office and USGS Headquarters lead the agency's NEHRP work. USGS scientists throughout the country conduct research and monitoring activities. Universities working on grants, state geological surveys and other organizations also support the USGS.



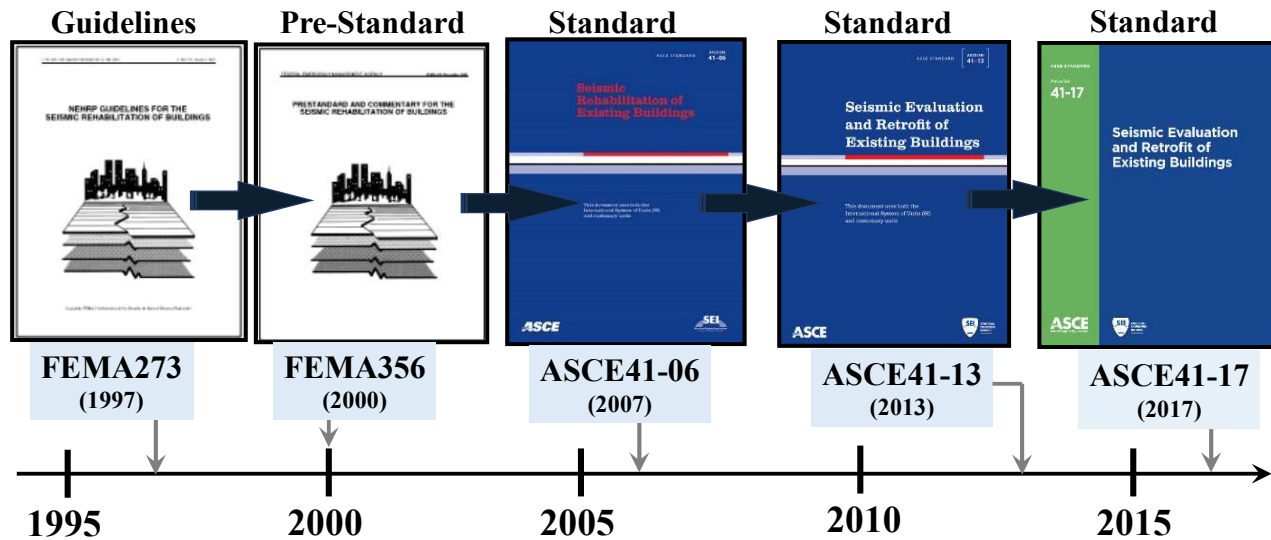
National **E**arthquake **H**azards **R**eduction **P**rogram (NEHRP)



Evolution of the development of ASCE/SEI 31



Evolution of the development of ASCE/SEI 41

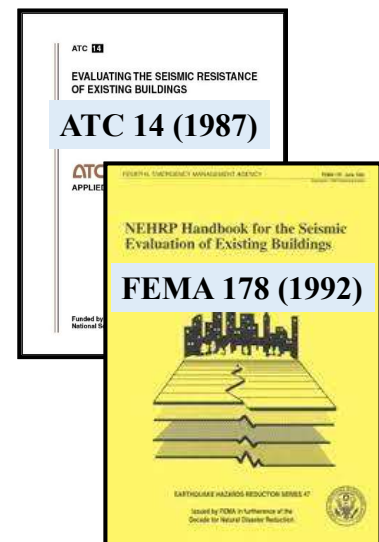


P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings جامعة القاهرة

PBD References

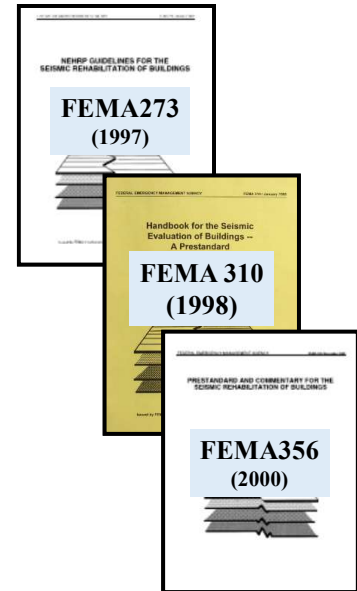
ATC 14 EVALUATING THE SEISMIC RESISTANCE OF EXISTING BUILDINGS

- Applied Technology Council (ATC) published one of the first set of *Guidelines for the “Seismic **Evaluation** of Existing Buildings”*, ATC-14 (1987)
 - First Attempt creating Seismic Evaluation Tool
 - Later modified and published as ATC-22 (1989)
- FEMA 178 NEHRP Handbook For The Seismic **Evaluation** Of Existing Buildings (1992)
 - Development of Checklists



PBD References

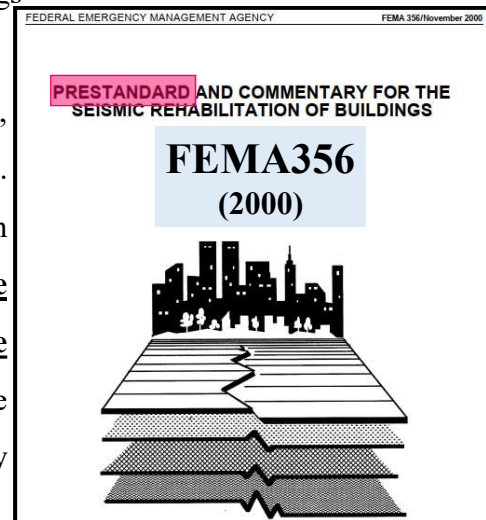
- In the 1990's, FEMA sought to update FEMA 178 methodology from recent events such as the 1989 Loma Prieta and the 1994 Northridge earthquakes (as well as from the development of performance based design procedures)
- FEMA 273 and 274 NEHRP Guidelines and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings (1997)
- FEMA published a revised guideline, designated FEMA 310 (January 1998) entitled Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings – A Prestandard.
- FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (2000)



PBD References

- FEMA 356–Seismic Rehabilitation of Existing Buildings

The title of this document, FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, incorporates a word that not all users may be familiar with. That word—prestandard—has a special meaning within the ASCE Standards Program in that it signifies the document has been accepted for use as the start of the formal standard development process, however, the document has yet to be fully processed as a voluntary consensus standard.



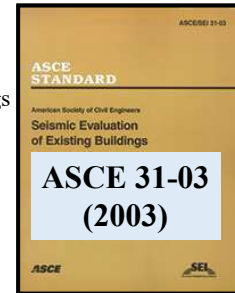
Performance-**B**ased **S**eismic **D**esign & **S**eismic **E**valuation and **R**etrofit of **E**xisting **B**uildings

PBD References

➤ ASCE 31-03 – Seismic Evaluation of Existing Buildings

- ASCE/SEI 31-03 is intended to replace **FEMA 310**, Handbook for Seismic Evaluation of Buildings — A Prestandard (1998). This Standard was written to:

- 1- Reflect advancements in technology;
- 2- Incorporate the experience of design professionals;
- 3- Incorporate lessons learned during recent earthquakes;



be compatible with FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (2000); be suitable for adoption in building codes and contracts; be nationally applicable; and provide evaluation techniques.

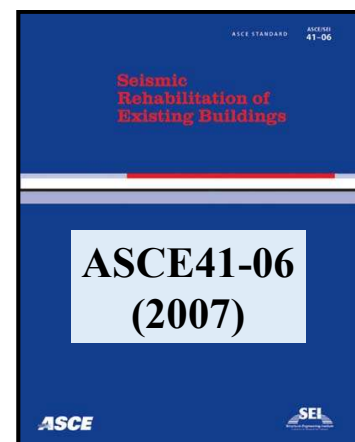
- Life Safety and Immediate Occupancy Performance Levels.
- Three-tier approach for screening buildings with checklist requirements for each tier.
 - ✓ Tier 1 - Screening Phase
 - ✓ Tier 2 - Evaluation Phase
 - ✓ Tier 3 - Detailed Evaluation

Performance-**B**ased **S**eismic **D**esign & **S**eismic **E**valuation and **R**etrofit of **E**xisting **B**uildings

PBD References

➤ ASCE 41-06: Seismic Rehabilitation of Existing Buildings

Seismic Rehabilitation of Existing Buildings presents the latest generation of performance-based seismic rehabilitation methodology. This new national consensus standard was developed from the FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. This Standard represents state-of-the-art knowledge in earthquake engineering and is a valuable tool for the structural engineering profession to improve building performance in future earthquakes. It includes significant improvements in current understanding of building behavior in earthquakes, such as: improved C-coefficients for calculation of the pseudo-lateral force and target displacement based on recommendations in FEMA 440;

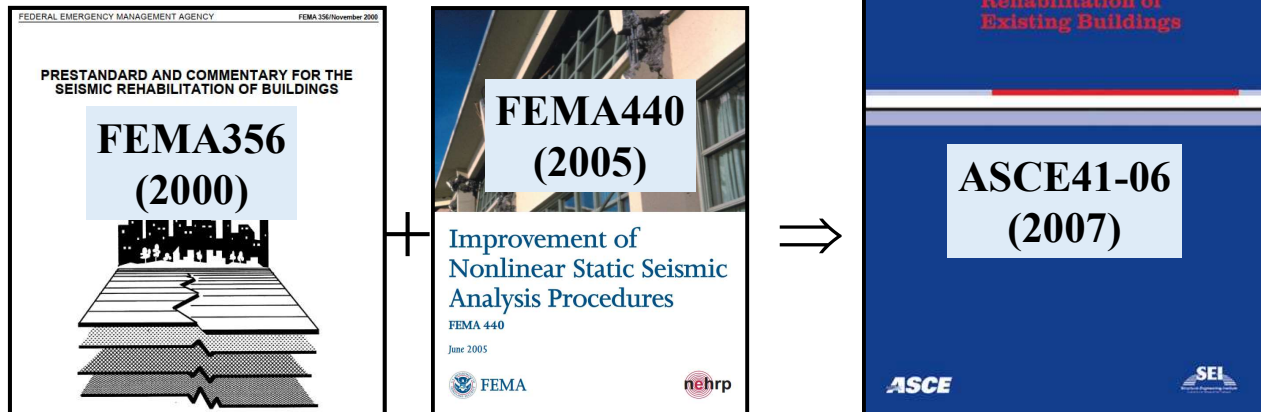


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

PBD References

➤ ASCE 41-06: Seismic Rehabilitation of Existing Buildings

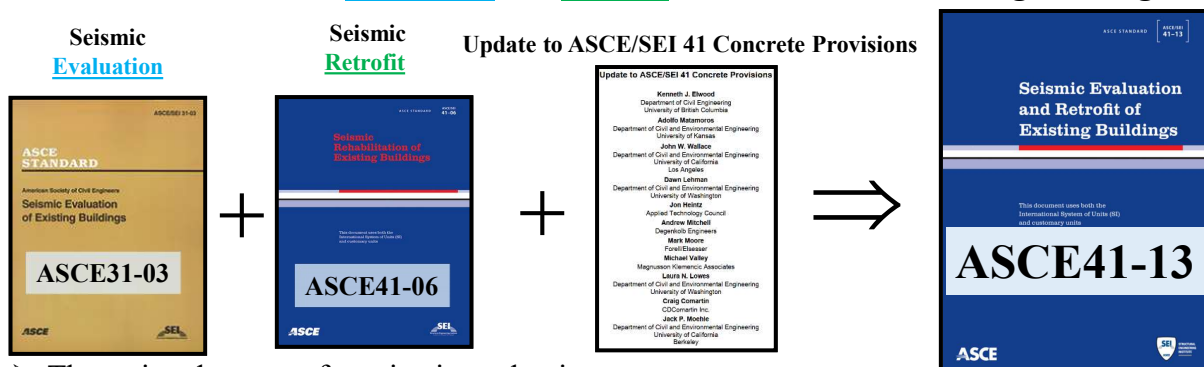
ASCE/SEI Standard 41-06 is a valuable tool for structural engineers and the public for improving seismic performance of existing buildings.



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

PBD References

➤ ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings



➤ Three-tiered process for seismic evaluation

- Tier 1 Screening
- Tier 2 Deficiency-Based Evaluation and Retrofit
- Tier 3 Systematic Evaluation and Retrofit


➤ First time Evaluation and Rehabilitation codes of Existing Buildings were combined.

- Utilizes ASCE 7-10.


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References


- ASCE 41-13: Seismic **Evaluation** and **Retrofit** Rehabilitation of Existing Buildings

SEAOC 2012 CONVENTION PROCEEDINGS 

ASCE 41-13: Seismic **Evaluation and Retrofit** Rehabilitation of Existing Buildings



Robert Pekelnicky,
*SE Degenkolb
Engineers San
Francisco, CA*




Chris Poland,
*SE, NAE
Degenkolb
Engineers
Oakland, CA*

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References

- ASCE 41-13: Seismic **Evaluation** and **Retrofit** Rehabilitation of Existing Buildings

2017 SEAOC CONVENTION PROCEEDINGS 

Example Application Guide for ASCE/SEI 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

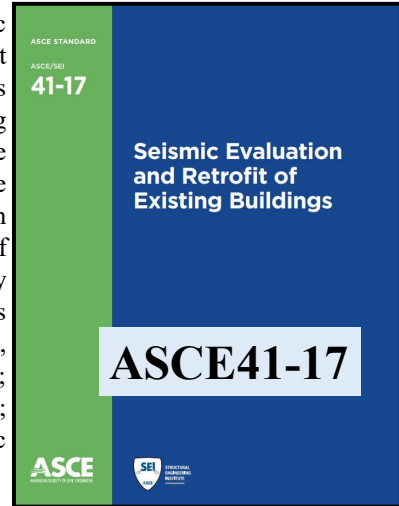
Bret Lizundia, Executive Principal, Rutherford + Chekene, San Francisco, CA
Michael Braund, Principal, Degenkolb Engineers, San Diego, CA
Jim Collins, Executive Vice President, PCS Structural Solutions, Tacoma, WA
Andrew Herseth, Physical Scientist, FEMA, Washington, DC
William Holmes, Senior Consultant, Rutherford + Chekene, San Francisco, CA
Ayse Hortacsu, Director of Projects, ATC, Redwood City, CA
Ron LaPlante, California Division of the State Architect, San Diego, CA
Michael Mahoney, Senior Geophysicist, FEMA, Washington, DC
Brian McDonald, Principal Engineer, Exponent, Menlo Park, CA
Mark Moore, Executive Principal, ZFA Structural Engineers, San Francisco, CA

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References

ASCE41-17: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Standard ASCE/SEI 41-17, describes deficiency-based and systematic procedures that use performance-based principles to evaluate and retrofit existing buildings to withstand the effects of earthquakes. The standard presents a three-tiered process for seismic evaluation according to a range of building performance levels by connecting targeted structural performance and the performance of nonstructural components with seismic hazard levels. The deficiency-based procedures allow evaluation and retrofit efforts to focus on specific potential deficiencies deemed to be of concern for a specified set of building types and heights. The systematic procedure, applicable to any building, sets forth a methodology to evaluate the entire building in a rigorous manner. This standard establishes analysis procedures and acceptance criteria, and specifies requirements for foundations and geologic site hazards; components made of steel, concrete, masonry, wood, and cold-formed steel; architectural, mechanical, and electrical components and systems; and seismic isolation and energy dissipation systems.



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References

ASCE41-17: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Wassim M. Ghannoum
University of Texas at San Antonio



Adolfo Benjamin Matamoros
University of Texas at San Antonio

Nonlinear modeling parameters and acceptance criteria for concrete columns
Ghannoum, W. M., Matamoros, A. B.

Abstract
A database of 490 pseudo-static tests of reinforced concrete columns subjected to load reversals was used to evaluate nonlinear modeling parameters that define the lateral force versus lateral deformation envelope relation of columns under seismic excitations. Based on the modeling parameters, criteria that identify acceptable deformation levels at various performance objectives are proposed. The effects of bi-directional loading and number-of-cycles of the displacement history on the drift ratio at axial failure are discussed, and recommendations are given to account for such effects. Modeling parameters and acceptance criteria are provided in a format that is consistent with provisions of the ASCE 41-06 Standard entitled "Seismic Rehabilitation of Existing Structures".

Subcommittee for Concrete
Wassim M. Ghannoum, F.SEI, A.M.ASCE, *Chair*
Mohammad Alkhatib
Sergio Francisco Brena, Ph.D., M.ASCE
Casey Champion
Jeff J. Dragovich, P.E., S.E., M.ASCE
Ken Elwood
Garrett Richard Hagen, P.E., M.ASCE
Insung Kim, Ph.D., P.E., S.E., M.ASCE
Regan Milam, P.E., M.ASCE
Robert George Pekelnicky, P.E., S.E., M.ASCE
Hali Sezen, Ph.D., P.E., M.ASCE
Tom Chun Xia, P.E., M.ASCE

Subcommittee for Masonry
Aleman

ACKNOWLEDGMENTS

ASCE/SEI 41 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

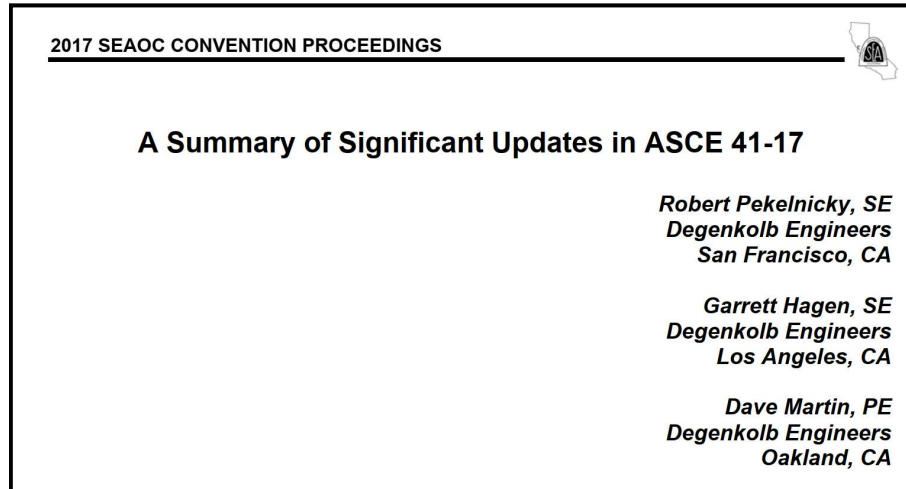
Visiting Members
Robert George Pekelnicky, P.E., S.E., M.ASCE, *Chair*
Peter W. Somers, P.E., S.E., M.ASCE, *Vice Chair*
Russell A. Berkowitz, S.E.
David Bonowitz, S.E.
Charles J. Carter, Ph.D., S.E., P.E., M.ASCE
James Hamilton Collins, M.ASCE
Jeff J. Dragovich, P.E., S.E., M.ASCE
Wassim M. Ghannoum, F.SEI, A.M.ASCE
Gholamreza Ghossein, Ph.D., F.SEI, F.ASCE
Donald O. Hartono, S.E., P.E., F.SEI
John L. Harris III, Ph.D., S.E., P.E., SECB, F.SEI, M.ASCE
Brian Edward Kishor, P.E., S.E., R.L.S., F.ASCE
Philip Lane, P.E., F.ASCE, M.ASCE
Roy F. Lobo, S.E., M.ASCE
Terry R. Luskens, S.E., M.ASCE
Mark G. Munnings, P.E., M.ASCE
Eileen Mueller, P.E., F.SEI, M.ASCE
C. McBride, S.E., M.ASCE
P.E., S.E.

Derrick Bryan Hom, P.E., M.ASCE
Ayse Horozcu, P.E., M.ASCE
Jonas Houston, A.M.ASCE
Jun-Kai Hsiao, Ph.D., P.E., S.E., F.ASCE
Saif Mohammed Hussain, P.E., S.E., M.ASCE
Nicholas G. Hyatt, P.E., S.E., M.ASCE
Mary A. Jaekel, A.M.ASCE
Robert C. Jackson, P.E., M.ASCE
Mohammad R. Kishor, P.E., S.E., M.ASCE
Hayne Kim, Ph.D., P.E., S.E., M.ASCE
Insung Kim, Ph.D., P.E., S.E., M.ASCE
James S. Lai, P.E., F.ASCE
Lei Luo, Ph.D., P.E., M.ASCE
Bruce Mauton
David Mark Martin, A.M.ASCE
Ronald L. Myers, Ph.D., F.ASCE
Dajal Lee McCormick
John S. McDonald, P.E.
Regan Milam, P.E.

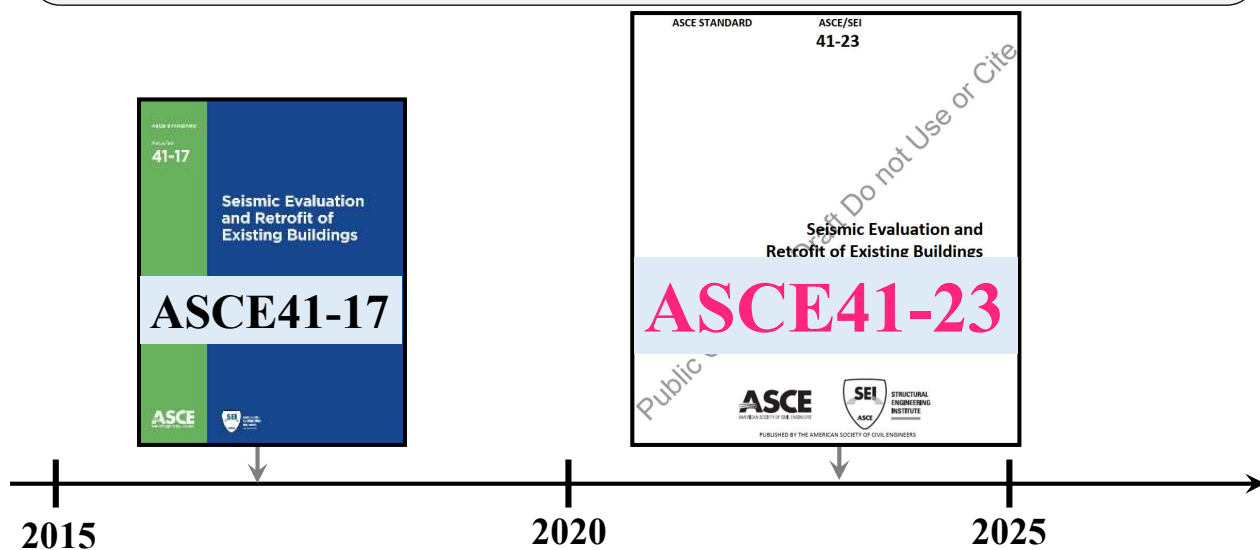
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

PBD References

ASCE41-17: Seismic **Evaluation** and **Retrofit** of Existing Buildings





FEMA Support for ACI 369/ASCE 41



The ASCE/SEI 41 Committee is in the process of creating the **ASCE 41-23** version of the standard "Seismic **Evaluation** and **Retrofit** of Existing Buildings."



FEMA Support for ACI 369/ASCE 41

ATC Project No.	Project Title	Funding Agency
 ATC-140	Update of Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings Guidance	 FEMA

Issues under investigation and development:

- Issue 1, Linear/Nonlinear, Static/Dynamic Analysis (Terry Lundeen)
- Issue 2, Foundations (Roy Lobo)
- **Issue 3, Concrete Shear Walls (Wassim Ghannoum)**
- Issue 4, Tier 1-2 (Peter Somers)
- Issue 6, URM (Bret Lizundia)

FEMA Support for ACI 369/ASCE 41

ATC Project No.	Project Title	Funding Agency
 ATC-140	Update of Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings Guidance	 FEMA



FEMA's project with ATC (ATC-140) to develop and submit proposed changes to ASCE/SEI 41 **is nearing completion**. Over 30 change proposals were submitted to the ASCE/SEI 41 Update Committee and all were accepted in some form. FEMA will be publishing

“NEHRP Recommended Revisions to ASCE/SEI 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”

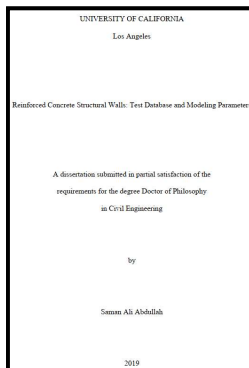
later this year, which will include a description of the submitted changes along with commentary.

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

PBD References

ATC Project No.	Project Title	Funding Agency
	Update of Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings Guidance	 FEMA

- Issue 3, Concrete Shear Walls (Wassim Ghannoum)



**Saman
A. Abdullah**



**John
W. Wallace**

ACI STRUCTURAL JOURNAL TECHNICAL PAPER

Title No. 116-S17

Drift Capacity of Reinforced Concrete Structural Walls with Special Boundary Elements

by Saman A. Abdullah and John W. Wallace

ACI STRUCTURAL JOURNAL TECHNICAL PAPER

Title No. 117-S49

Reliability-Based Design Methodology for Reinforced Concrete Structural Walls with Special Boundary Elements

by Saman A. Abdullah and John W. Wallace

ASCE Drift Capacity at Axial Failure of RC Structural Walls and Wall Piers

Saman A. Abdullah, Ph.D., M.ASCE¹; and John W. Wallace, Ph.D., P.E., F.ASCE²

PBD References

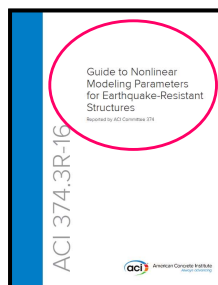
Ongoing Activities for **Future Updates** of the **ACI PBD Provisions**

ACI 374: Performance-Based Seismic Design of Concrete Buildings

Committee Mission: Develop and report information on performance-based seismic analysis and design of concrete buildings.

Goals: 1) Coordinate efforts within ACI on performance-based seismic design; 2) Draft guides and technical notes on performance based seismic design topics; 3) Develop technical sessions.

Chair: Garrett Hagen



*This guide provides information regarding nonlinear modeling of components in special moment frame and structural wall systems resisting earthquake loads. The reported modeling parameters provide a modeling option for licensed design professionals (LDPs) performing nonlinear analysis for performance-based seismic design of reinforced concrete building structures designed and detailed in accordance with **ACI 318**.*

PBD References

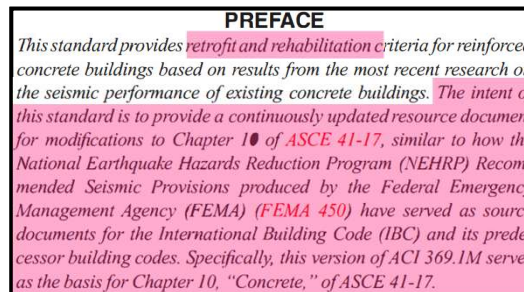
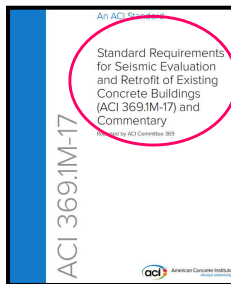
Ongoing Activities for **Future Updates** of the **ACI PBD Provisions**

ACI 369: Seismic Repair and Rehabilitation

Committee Mission: Develop and report information on the repair or rehabilitation of building structures to improve earthquake resistance.

Goals: 1) Maintain the standard "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings" that is [the source document for the concrete provisions of ASCE 41](#); 2) Provide extended commentary for the standard; 3) **Develop guides and other documents on seismic retrofit techniques.**

Chair: Adolfo Matamoros



P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



PBD References

Repair in ACI

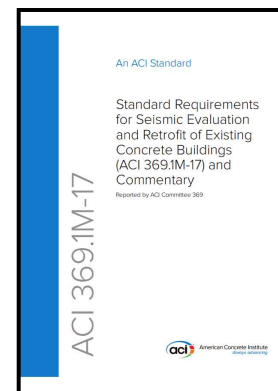
- ACI 318 – Chapter 20, since 1971 (chapter 27 in ACI 318-14 and ACI 318-19)
- ACI 546 Repair, since 1969
- ACI 364 Rehabilitation, since 1981
- ACI 437 Evaluation, since 1958

➤ **ACI 369 Seismic Rehabilitation, since 1991**

Born of an MOU between ACI and ASCE/SEI

Input into ASCE 31 and 41

Over 23 committees identified by TRRC with evaluation, repair and rehabilitation



ACI committee 369 now updates the concrete provisions of ASCE/SEI 41

- ✓ Published under ACI 369.1 Standard
- ✓ Both Standards coordinated and material same
- ✓ ACI 369.1 is on 3 year cycle
- ✓ ASCE/SEI 41 is on a 6 year cycle
- ✓ ACI 369.1-20 will have substantial updates
- ✓ Standards will merge again in 2023
- ✓ ACI 369 “Seismic Repair and Rehabilitation”
- ✓ Expanded after publication of Standard
 - One Main committee and five sub-committees
 - Main committee: **23 voting member** (balanced), **9 consulting members**, **49 associate members**
 - 369-0A: General Provisions, **11 voting members**
 - 369-0C: Frames, **7 voting members**
 - 369-0D: Walls, **8 voting members**
 - 369-0E: Diaphragms and Foundations, **2 voting members**
 - 369-0F: Retrofit, **9 voting members**

Committee Home

369 - Seismic Repair and Rehabilitation

Committee Mission: Develop and report information on the repair or rehabilitation of building structures to improve earthquake resistance.

Goals: 1) Maintain the standard “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings” that is the source document for the concrete provisions of ASCE 41; 2) Provide extended commentary for the standard; 3) Develop guides and other documents on seismic retrofit techniques.

Chair: Adolfo Matamoros

TAC Contact: Wassim Ghannoum

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Ongoing Activities for Future Updates of the ACI Standard 369.1-17



❑ 369 Committee Chair: Adolfo Matamoros

❑ 369-0A: General Provisions Chair: Insung Kim



❑ 369-0C: Frames Chair: Siamak Sattar



❑ 369-0D: Walls Chair: Garrett Hagen



❑ 369-0E: Diaphragms and Foundations Chair: Arne Halterman



❑ 369-0F: Retrofit Chair: Sergio Breña

Ongoing Activities for Future Updates of the ACI Standard 369.1-17

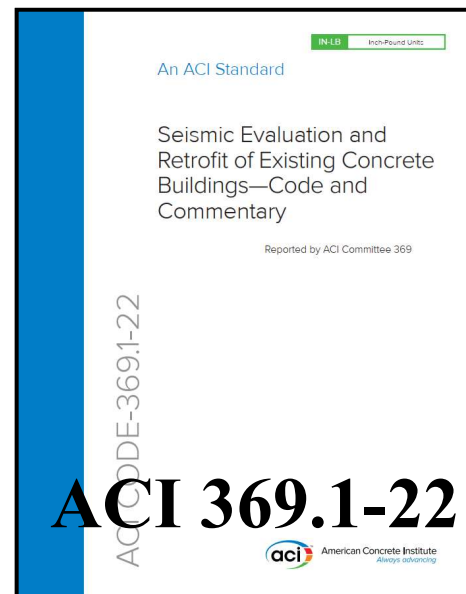
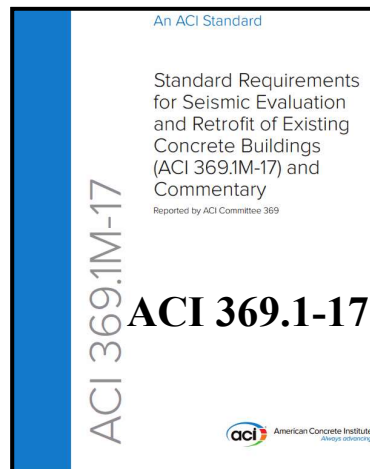
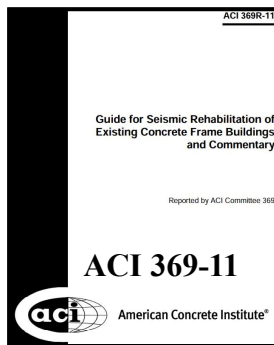



ASCE/SEI 41 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Subcommittee for Concrete
 Wassim M. Ghannoum, F.SEI, A.M.ASCE, *Chair*
 Mohammad Aliaari
 Sergio Francisco Brena, Ph.D., M.ASCE
 Casey Champion
 Jeff J. Dragovich, P.E., S.E., M.ASCE
 Ken Elwood
 Garrett Richard Hagen, P.E., M.ASCE
 Insung Kim, Ph.D., P.E., S.E., M.ASCE
 Regan Milam, P.E., M.ASCE
 Robert George Pekelnicky, P.E., S.E., M.ASCE
 Halil Sezen, Ph.D., P.E., M.ASCE
 Tom Chuan Xia, P.E., M.ASCE

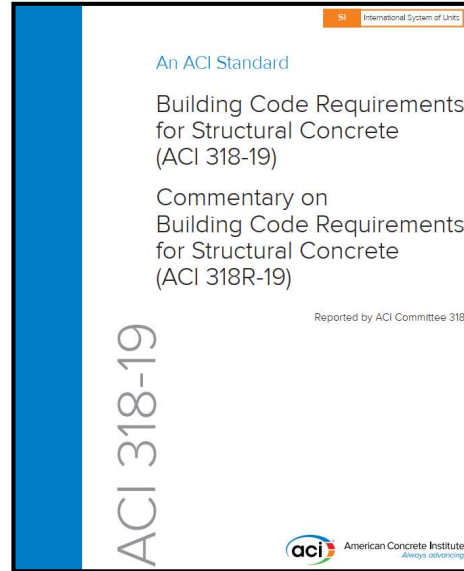
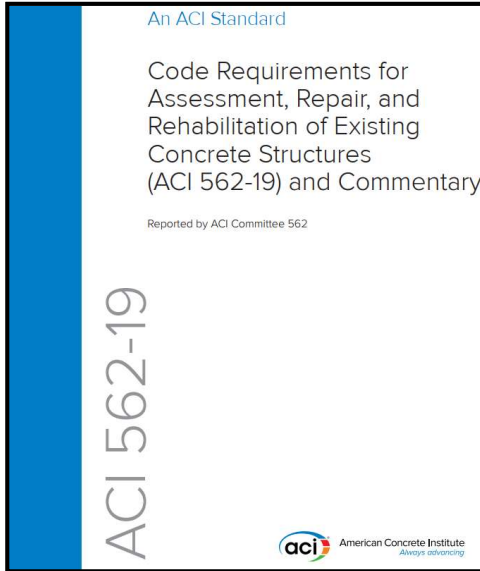



PBD References



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References

ACI 318-19 Appendix A

Design Verification Using Nonlinear Response History Analysis

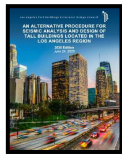
CODE	HISTORY ANALYSIS	COMMENTARY
A.1.1 Introduction and terminology		A.1.1 Introduction and terminology
A.1.2 General design and construction		A.1.2 General design and construction
A.1.3 Performance objectives		A.1.3 Performance objectives
A.1.4 Design and construction		A.1.4 Design and construction
A.1.5 Design and construction		A.1.5 Design and construction
A.1.6 Design and construction		A.1.6 Design and construction
A.1.7 Design and construction		A.1.7 Design and construction
A.1.8 Design and construction		A.1.8 Design and construction
A.1.9 Design and construction		A.1.9 Design and construction
A.1.10 Design and construction		A.1.10 Design and construction
A.1.11 Design and construction		A.1.11 Design and construction
A.1.12 Design and construction		A.1.12 Design and construction
A.1.13 Design and construction		A.1.13 Design and construction
A.1.14 Design and construction		A.1.14 Design and construction
A.1.15 Design and construction		A.1.15 Design and construction
A.1.16 Design and construction		A.1.16 Design and construction
A.1.17 Design and construction		A.1.17 Design and construction
A.1.18 Design and construction		A.1.18 Design and construction
A.1.19 Design and construction		A.1.19 Design and construction
A.1.20 Design and construction		A.1.20 Design and construction
A.1.21 Design and construction		A.1.21 Design and construction
A.1.22 Design and construction		A.1.22 Design and construction
A.1.23 Design and construction		A.1.23 Design and construction
A.1.24 Design and construction		A.1.24 Design and construction
A.1.25 Design and construction		A.1.25 Design and construction
A.1.26 Design and construction		A.1.26 Design and construction
A.1.27 Design and construction		A.1.27 Design and construction
A.1.28 Design and construction		A.1.28 Design and construction
A.1.29 Design and construction		A.1.29 Design and construction
A.1.30 Design and construction		A.1.30 Design and construction
A.1.31 Design and construction		A.1.31 Design and construction
A.1.32 Design and construction		A.1.32 Design and construction
A.1.33 Design and construction		A.1.33 Design and construction
A.1.34 Design and construction		A.1.34 Design and construction
A.1.35 Design and construction		A.1.35 Design and construction
A.1.36 Design and construction		A.1.36 Design and construction
A.1.37 Design and construction		A.1.37 Design and construction
A.1.38 Design and construction		A.1.38 Design and construction
A.1.39 Design and construction		A.1.39 Design and construction
A.1.40 Design and construction		A.1.40 Design and construction
A.1.41 Design and construction		A.1.41 Design and construction
A.1.42 Design and construction		A.1.42 Design and construction
A.1.43 Design and construction		A.1.43 Design and construction
A.1.44 Design and construction		A.1.44 Design and construction
A.1.45 Design and construction		A.1.45 Design and construction
A.1.46 Design and construction		A.1.46 Design and construction
A.1.47 Design and construction		A.1.47 Design and construction
A.1.48 Design and construction		A.1.48 Design and construction
A.1.49 Design and construction		A.1.49 Design and construction
A.1.50 Design and construction		A.1.50 Design and construction

ACI 318-19 (Appendix A)

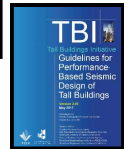
Why was Appendix A added to the Code?



ASCE 7-16 



2017 LATBSDC Guidelines 



PEER TBI 2017 

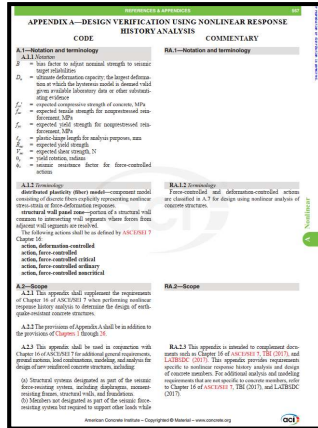
ACI 318-14 

ACI 318-19 

PBD References


ACI 318-19 Appendix A

Design Verification Using Nonlinear Response History Analysis



ACI 318-19 (Appendix A)

A.2—Scope	RA.2—Scope
<p>A.2.1 This appendix shall supplement the requirements of Chapter 16 of ASCE/SEI 7 when performing nonlinear response history analysis to determine the design of earthquake-resistant concrete structures.</p> <p>A.2.2 The provisions of Appendix A shall be in addition to the provisions of Chapters 1 through 26.</p> <p>A.2.3 This appendix shall be used in conjunction with Chapter 16 of ASCE/SEI 7 for additional general requirements, ground motions, load combinations, modeling, and analysis for design of new reinforced concrete structures, including:</p> <ul style="list-style-type: none"> (a) Structural systems designated as part of the seismic force-resisting system, including diaphragms, moment-resisting frames, structural walls, and foundations. (b) Members not designated as part of the seismic force-resisting system but required to support other loads while 	<p>RA.2.3 This appendix is intended to complement documents such as Chapter 16 of ASCE/SEI 7, TBI (2017), and LATBSDC (2017). This appendix provides requirements specific to nonlinear response history analysis and design of concrete members. For additional analysis and modeling requirements that are not specific to concrete members, refer to Chapter 16 of ASCE/SEI 7, TBI (2017), and LATBSDC (2017).</p>

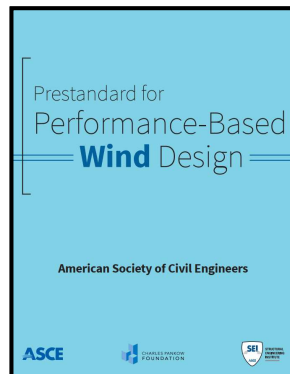
American Concrete Institute – Copyrighted © Material – www.concrete.org 

PBD References

Performance-Based Wind Design

Coming Soon to ACI 318 (ACI 318-25)

ACI Subcommittee 318-W has formed to develop a new Code Appendix to provide design provisions, complimentary to the ASCE Prestandard, to be included in ACI 318-25.

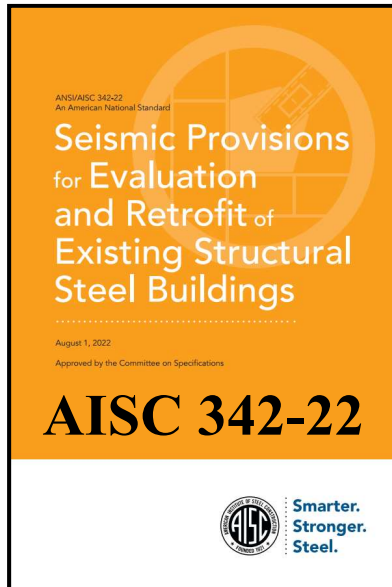


318-1W - Wind Provisions

Committee Mission: Develop and maintain building code requirements for concrete structures subjected to wind loads.

Goals: 1: Develop information on stiffness modification factors for linear analysis of reinforced concrete structures subjected to wind loads. 2: Using recent research on reinforced concrete link beams, develop appropriate code change proposals. 3: Develop modeling, detailing, and material related provisions for reinforced concrete shear walls. 4: Identify research needs that promote performance-based wind design of reinforced concrete structures.

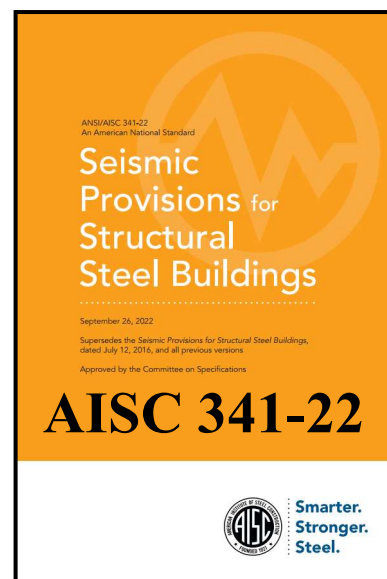
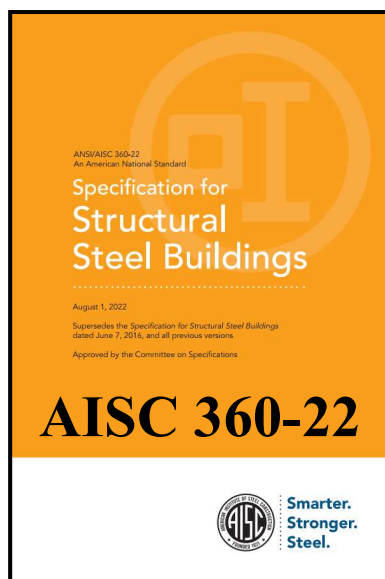
PBD References



Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings

Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 342) was developed and approved by the AISC Committee on Specifications. It is a revision to the structural steel provisions provided in the 2017 edition of ASCE/SEI 41, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, and is intended to be adopted in Chapter 9 of the next edition of that standard. The 2022 version of ANSI/AISC 342 is the first edition of this standard. Dual-units format provides for both U.S. customary and S.I. units.

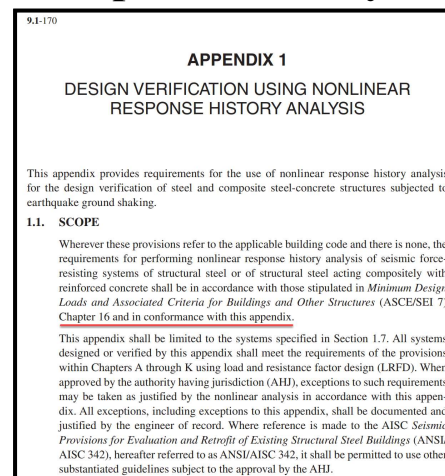
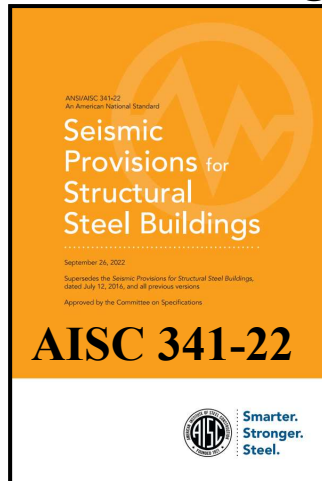
PBD References



PBD References

AISC 341-22 Appendix 1

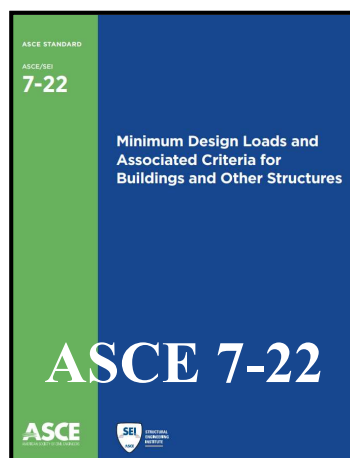
Design Verification Using Nonlinear Response History Analysis



PBD References

CHAPTER 16:

NONLINEAR RESPONSE HISTORY ANALYSIS




16.1 GENERAL REQUIREMENTS

16.1.1 Scope It shall be permitted to use nonlinear response history analysis, in accordance with the requirements of this chapter, to demonstrate acceptable strength, stiffness, and ductility to resist maximum considered earthquake (MCE_R) shaking with acceptable performance. When nonlinear response history analysis is performed, the design shall also satisfy the requirements of Section 16.1.2. Nonlinear response history analysis shall include the effects of horizontal motion, and where required by Section 16.1.3, vertical motion. Documentation of the design and analysis shall be prepared in accordance with Section 16.1.4. Ground motion acceleration histories shall be selected and modified in accordance with the procedures of Section 16.2. The structure shall be modeled and analyzed in accordance with the criteria in Section 16.3. Analysis results shall meet the acceptance criteria of Section 16.4. Independent structural design review shall be performed in accordance with the requirements of Section 16.5.

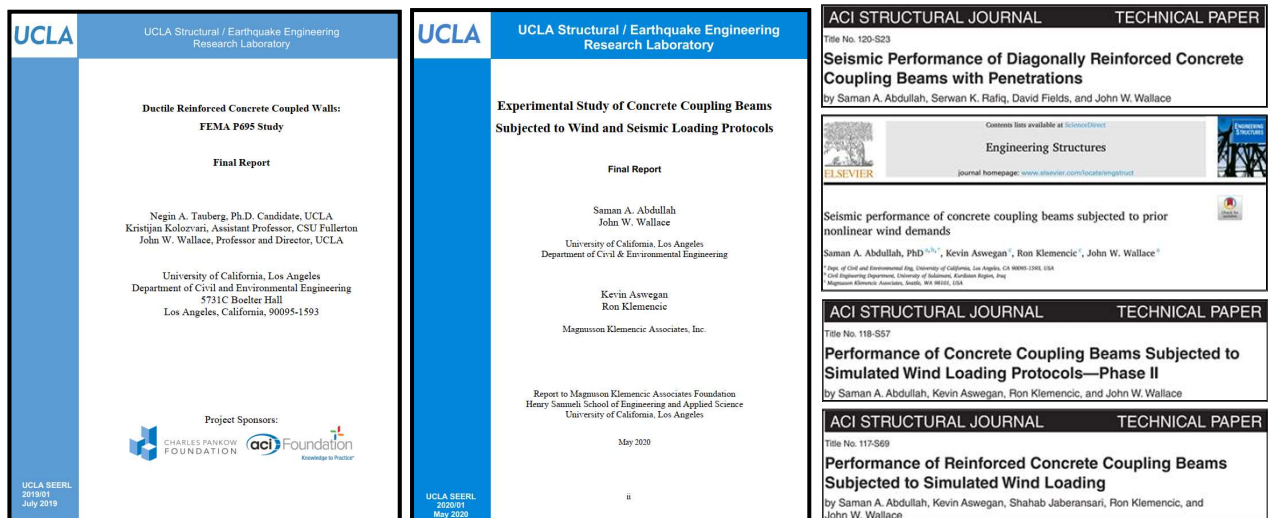
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 


PBD References



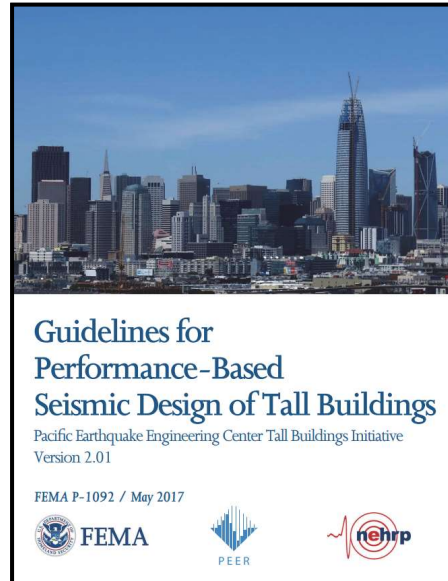
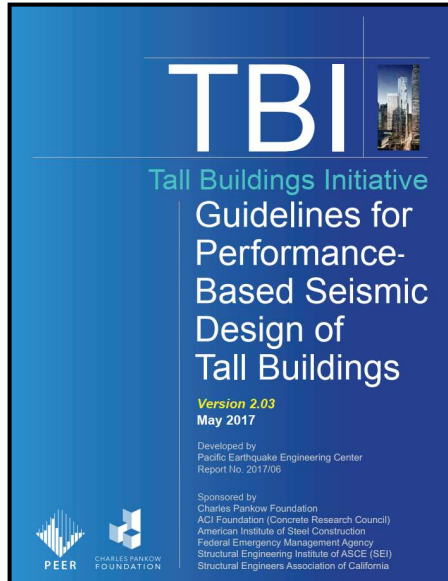
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 



PBD References



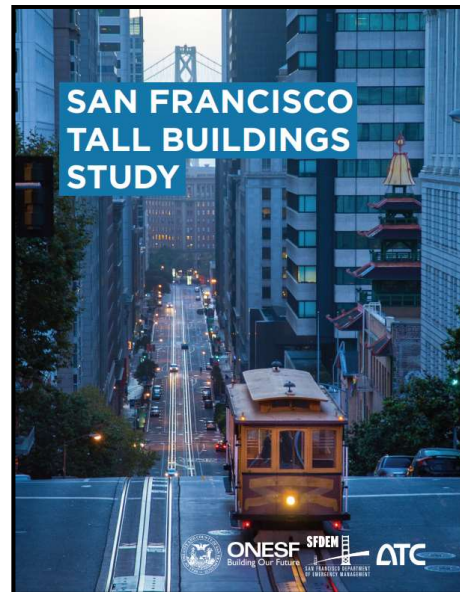
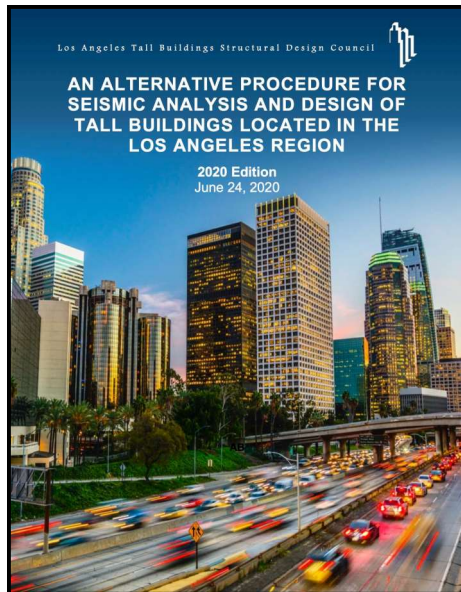

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings


PBD References




Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings


PBD References



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References

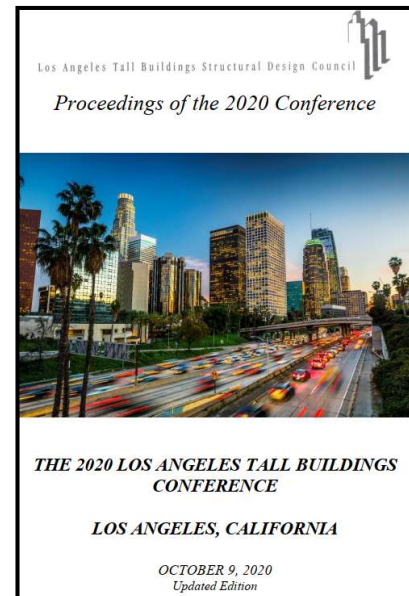
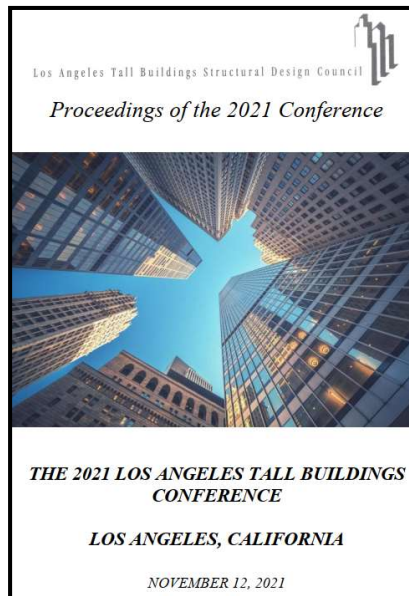
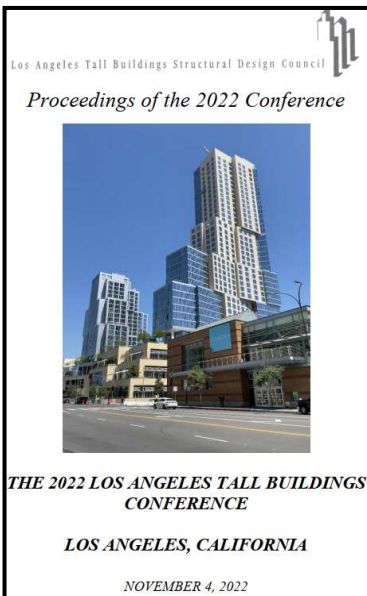
The LATBSDC is currently working on a similar guidelines for

*the evaluation and seismic retrofits
for existing tall buildings.*



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 


PBD References





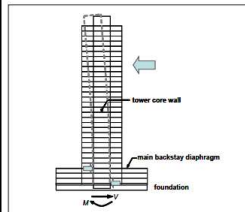


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References

<p>Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council</p> <p><i>Proceedings of the 2019 Annual Meeting</i></p>  <p>ADVANCES IN STRUCTURAL DESIGN OF TALL BUILDINGS</p> <p>May 3, 2019</p> <p>Federal Reserve Bank of Los Angeles Conference Facilities 950 South Grand Avenue, Fifth Floor Los Angeles, California</p> <p>Co-sponsored by: ARUP </p>	<p>PROCEEDINGS OF THE 2018 ANNUAL MEETING</p> <p>LOS ANGELES TALL BUILDINGS STRUCTURAL DESIGN COUNCIL</p> <p>NEW DEVELOPMENTS IN STRUCTURAL DESIGN OF TALL BUILDINGS</p> <p>May 4, 2018</p> <p>Federal Reserve Bank of Los Angeles Conference Facilities 950 South Grand Avenue Los Angeles, California</p> <p>Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council </p> <p>c/o John A. Martin & Associates, 950 South Grand Avenue, 4th Floor, Los Angeles, CA 90015 Phone: (213) 483-6490; Fax: (213) 483-3004; e-mail: polonez@johnamartin.com http://www.tallbuildings.org</p>	<p>PROCEEDINGS OF THE 2017 ANNUAL MEETING</p> <p>LOS ANGELES TALL BUILDINGS STRUCTURAL DESIGN COUNCIL</p> <p>EMERGING CONCEPTS IN STRUCTURAL DESIGN OF TALL BUILDINGS</p> <p>May 5, 2017</p> <p>Federal Reserve Bank of Los Angeles Conference Facilities 950 South Grand Avenue Los Angeles, California</p> <p>Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council </p> <p>c/o John A. Martin & Associates, 950 South Grand Avenue, 4th Floor, Los Angeles, CA 90015 Phone: (213) 483-6490; Fax: (213) 483-3004; e-mail: polonez@johnamartin.com http://www.tallbuildings.org</p>	<p>Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council</p> <p><i>Proceedings of the 2016 Annual Meeting</i></p>  <p>EMERGING CONCEPTS IN STRUCTURAL DESIGN OF TALL BUILDINGS</p> <p>May 9, 2016</p> <p>Federal Reserve Bank of Los Angeles Conference Facilities 950 South Grand Avenue, Fifth Floor Los Angeles, California</p> <p>Co-sponsored by the Pacific Earthquake Engineering Research Center </p>
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

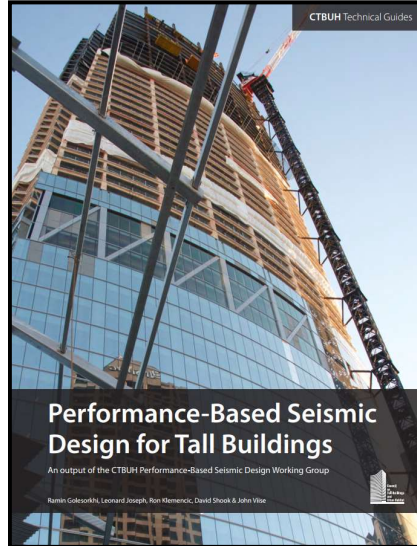
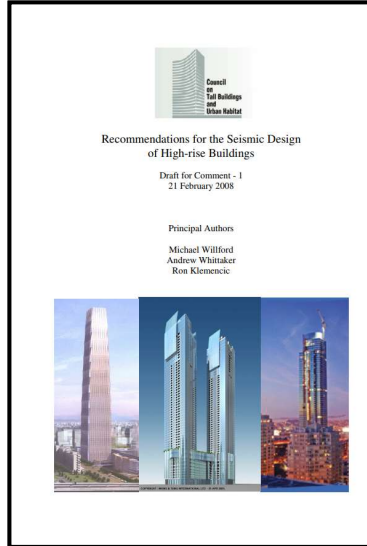
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References

<p>Recommended Administrative Bulletin on the Seismic Design & Review of Tall Buildings Using Non- Prescriptive Procedures</p> <p>April 2007</p>  <p>PREPARED FOR: City of San Francisco Department of Building Inspection</p> <p>PREPARED BY: Structural Engineers Association of Northern California (SEAONC) AB-083 Tall Buildings Task Group</p> <p>Joe Hoyle, S.E., Ph.D. (Chair) Michael Germain, S.E. Randy Hattis, S.E. Neville Hoffman, S.E. Jack Winkler, S.E., Ph.D. Mark Moore, S.E. (Chair, SEAONC Subcommittee) Jelley Stone, S.E. (Chair, SEAONC Professional Practices) Marko Schirban, Ph.D. (Chair's Assistant, non-voting)</p> <p>APPROVED BY: SEAONC Board of Directors Doug Mahboub, S.E. (President) William Andrews, S.E. George Kang, S.E. Peter Lau, S.E. Basil Lomenda, S.E. Andrew Marzochi, S.E. Craig Meacham, S.E. David Murphy, S.E. Peter Swartz, S.E.</p> 	<p>PEER/ATC 72-1</p> <p>Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings</p>  <p>ATC Applied Technology Council</p> <p> Pacific Earthquake Engineering Research Center</p>	<p> PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER</p> <p>Case Studies of the Seismic Performance of Tall Buildings Designed by Alternative Means</p> <p>Task 12 Report for the Tall Buildings Initiative</p> <p>Jack Moehle, Yousef Bozorgnia, Nirmal Jayaram, Pierson Jones, Mohsen Rahnama, Nilesh Shome, Zeynep Tuna, John Wallace, Tony Yang, and Farzin Zareian</p> <p>PEER 2011.05 JULY 2011</p>
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

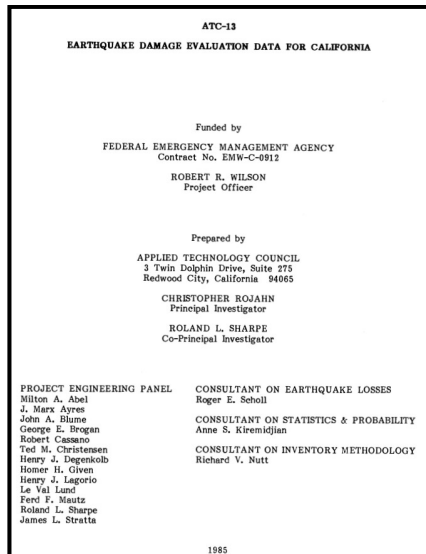
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

PBD References





Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

PBD References




Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References

ATC Project No.	Project Title	Funding Agency
 ATC-153	Research Plan for the Study of Pre-Northridge Earthquake Weak Panel Zones in Welded Column Splices with PJP Groove Welds	

NIST GCR 22-917-51



NIST GCR 22-917-51



**Research Plan
for the Study of
Pre-Northridge
Earthquake
PJP-welded Column
Splices and
Weak Panel Zones**



September 2022

Applied Technology Council
This publication is available free of charge from:
<https://doi.org/10.6029/NIST.GCR.22-917-51>

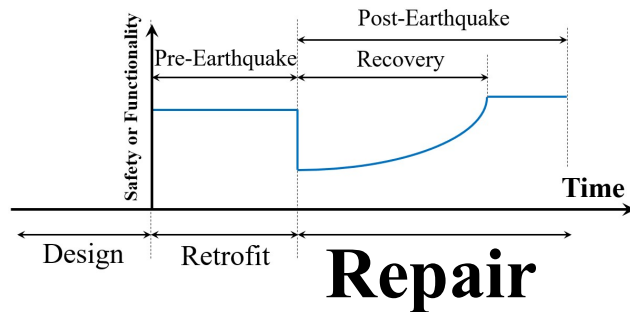
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References

ATC Project No.	Project Title	Funding Agency
 ATC-145	Guide for Repair of Earthquake Damaged Buildings to Achieve Future Resilience	 FEMA

Client: Federal Emergency Management Agency

Purpose: To review available information on repair of earthquake damage and develop and/or update repair design guidance.



ATC 145-2.004.1 September 2021

**Resilient Repair Guide Source Report:
Case Study Annex**

Prepared by
APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL
201 Railroad Drive, Gaithersburg, Suite 240
Gaithersburg, MD, 20878-1508
www.ATCCouncil.org

Prepared for
FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY
Michael Mahoney, Project Officer
William T. Ehlman, Technical Monitor
Washington, D.C.

APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL
Jon A. Hester, Project Executive and Project Manager
Chava McCannery, Assistant Project Manager

PROJECT TECHNICAL COMMITTEE

Karl Ellwood (Project Task, Director)

Nil Brondino

Gregory C. Desautels

Alfonso Lodi

Santiago Pujol Linares

James Malley

Jack P. Mander

Bill Tompanger

John Wallace

WORKING GROUP

Suzanne Anagnostis

Vahagn Hovhannysyan (Hovhannysyan)

Ryan Kowalski

Edmund S. Lippitt

Karl Mander

Gregorio Miercurel

Polly Murray

Ernst-Wilhelm Naeije

Mehmet Rizaoglu



Amir Safaei

Mehmet Sarıdemir

Pavlos Sikiak

Tamas Szekely

PROJECT REVIEW PANEL
Santiago Pujol Linares
James Malley

ATC 145-2.1 September 2021

**Resilient Repair Guide Source Report:
Post-Earthquake Assessment of Reinforced
Concrete Buildings**

Prepared by
APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL
201 Railroad Drive, Gaithersburg, Suite 240
Gaithersburg, MD, 20878-1508
www.ATCCouncil.org

Prepared for
FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY
Michael Mahoney, Project Officer
William T. Ehlman, Technical Monitor
Washington, D.C.

APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL
Jon A. Hester, Project Executive and Project Manager
Chava McCannery, Assistant Project Manager

PROJECT TECHNICAL COMMITTEE

Karl Ellwood (Project Task, Director)

Nil Brondino

Gregory C. Desautels

Alfonso Lodi

Santiago Pujol Linares

James Malley

Jack P. Mander

Bill Tompanger

John Wallace

WORKING GROUP

Suzanne Anagnostis

Vahagn Hovhannysyan (Hovhannysyan)

Ryan Kowalski

Edmund S. Lippitt

Karl Mander

Gregorio Miercurel

Polly Murray

Ernst-Wilhelm Naeije

Mehmet Rizaoglu



Amir Safaei

Mehmet Sarıdemir

Pavlos Sikiak

Tamas Szekely

PROJECT REVIEW PANEL
Santiago Pujol Linares
James Malley

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

PBD References

ATC Project No.	Project Title	Funding Agency
 ATC-134	Performance-Based Seismic Engineering: Benchmarking of Existing Building Evaluation Methodologies	

NIST GCR 22-917-50

- Previous studies found that ASCE/SEI 41 procedures are perceived to be overly conservative and inconsistent by practitioners.
- The objective of this project was to benchmark the seismic evaluation procedures of ASCE/SEI 41-17 for existing reinforced concrete buildings against available recorded response and observed damage data from real structures.
- This project was performed through a contract with the Applied Technology Council

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

PBD References

ATC Project No.	Project Title	Funding Agency
 ATC-134	Performance-Based Seismic Engineering: Benchmarking of Existing Building Evaluation Methodologies	

Research Approach



- Performed ASCE/SEI 41 linear and nonlinear evaluations of eight real structures (5 damaged buildings and 3 shake table tests)
- Benchmarked the simulations of structural response (peak story drifts, accelerations, residual drift) against response recorded from building instrumentation
- Benchmarked the performance outcomes from ASCE/SEI 41 evaluations against observed damage and consequences
- Based on the outcomes from the comparisons, the authors made recommendations for improvements to future editions of the seismic evaluation procedures of ASCE/SEI 41.

Building	System
3-Story 2D Berkeley test structure	RC frame
4-Story 3D E-Defense test structure	RC frame and wall
10-Story 3D E-Defense test structure	RC frame and wall
6-Story Imperial County Services building	1971 RC frame and wall building in Southern CA
7-Story Van Nuys building	1966 RC frame building in Southern CA
5-Story Pyne Gould Building	1966 RC wall building in New Zealand
3-Story Nanhua Building	1060s RC frame with masonry infill building in Taiwan
7-Story Miramontes	1980 RC frame and wall building in Mexico City



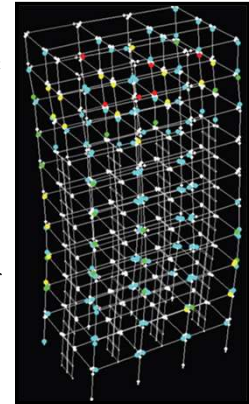
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References

ATC Project No.	Project Title	Funding Agency
 ATC-134	Performance-Based Seismic Engineering: Benchmarking of Existing Building Evaluation Methodologies	



Key Findings and Takeaways

- The nonlinear models reasonably predicted the location of critical damage, the overall performance level, and the peak drifts at the critical location, however, all models had poor predictions of non-critical drifts and peak floor accelerations.
- The linear models tended to underpredict drifts and overpredict accelerations; future editions should consider a limit-state analysis for linear procedures.
- The results from the assessment typically implied more damage than was observed; future editions should consider using global acceptance criteria rather than worst-case component.
- The models were often unable to capture complex damage modes; further research is needed to improve nonlinear modeling of complex behaviors and future editions should clarify modeling requirements.
- Future editions of ASCE 41 should consider the impact of uncertainty on assessment outcomes, especially material and modeling uncertainty



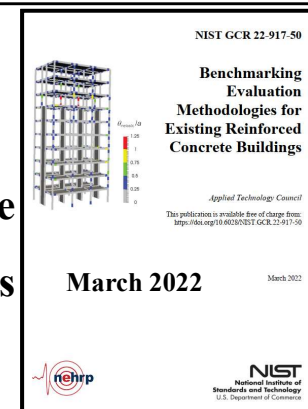
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References

ATC Project No.	Project Title	Funding Agency
 ATC-134	Performance-Based Seismic Engineering: Benchmarking of Existing Building Evaluation Methodologies	



Project Outcomes

- The NIST GCR-22-917-50 report
- Two companion journal papers submitted to earthquake spectra
- **The recommendations from the report are currently being considered by ongoing standards update committees (ACI 369 and ASCE 41)**



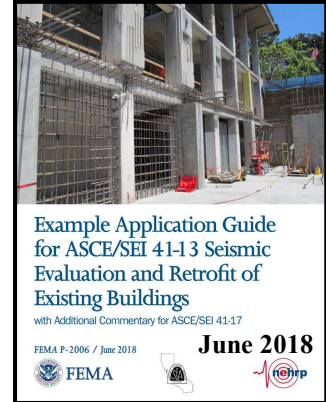
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 


PBD References

ATC Project No.	Project Title	Funding Agency
 ATC-124	Update of Seismic Retrofitting Guidance	 FEMA


FEMA P-2006

**Example Application Guide for
ASCE/SEI 41-13
Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings
with Additional Commentary for
ASCE/SEI 41-17**



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References

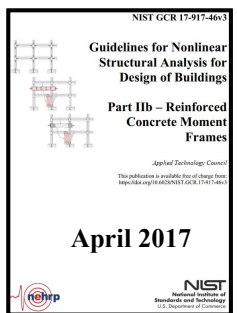
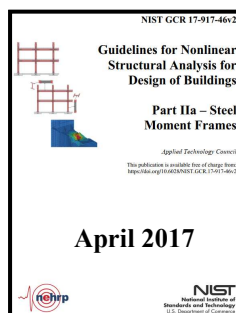
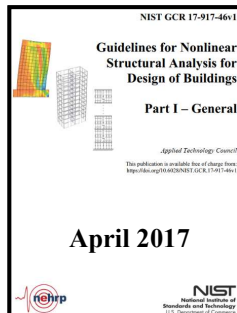
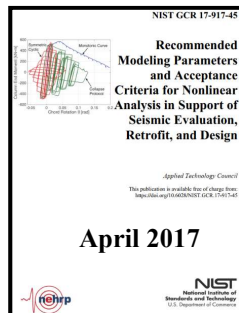
ATC Project No.	Project Title	Funding Agency
 ATC-114	Development of Accurate Models and Efficient Simulation Capabilities for Collapse Analysis to Support Implementation of Performance Based Seismic Engineering. This task has been completed and produced four reports:	NIST

NIST GCR 17-917-45

NIST GCR 17-917-46v1



NIST GCR 17-917-46v2

NIST GCR 17-917-46v3




Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings


PBD References



ATC Project No.	Project Title	Funding Agency
 ATC-103	Seismic Design of Steel Special Concentrically Braced Frame Systems	

NIST GCR 13-917-24




Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings


PBD References



ATC Project No.	Project Title	Funding Agency
 ATC-76-6	Applicability of Nonlinear Multiple-Degree-of-Freedom Modeling for Design	

NIST GCR 10-917-9



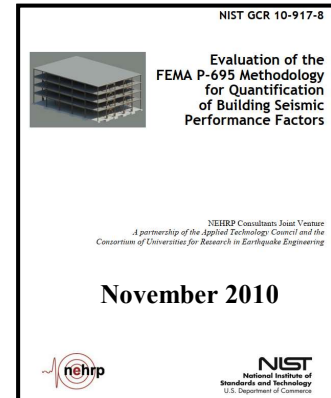
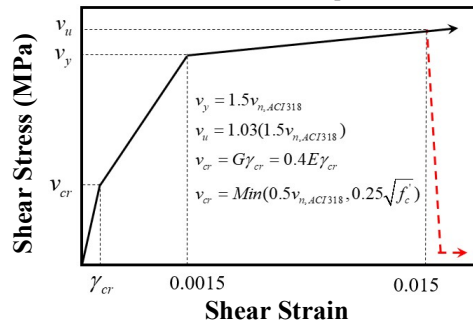
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

PBD References

ATC Project No.	Project Title	Funding Agency
 ATC-76-1	Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors	



NIST GCR 10-917-8

Generalized RC Shear Wall shear Model Adapted from ASCE/SEI 41-06

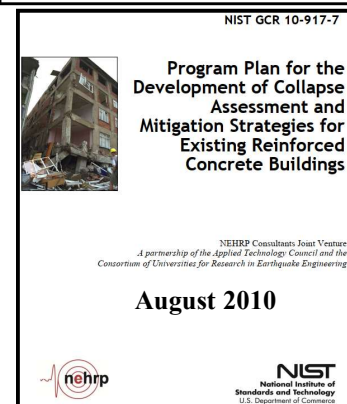


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

PBD References

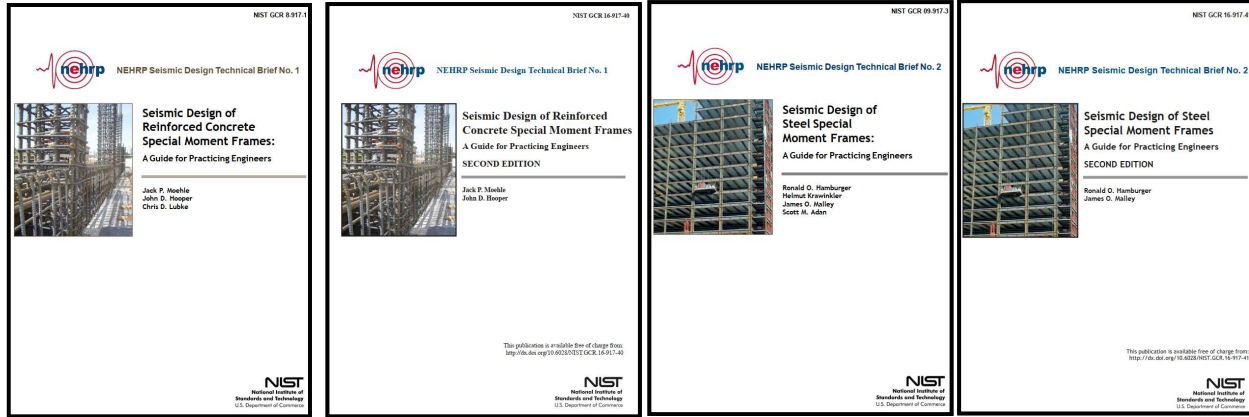
ATC Project No.	Project Title	Funding Agency
 ATC-76-5	Program Plan for the Development of Collapse Assessment and Mitigation Strategies for Existing Reinforced Concrete Buildings	


NIST GCR 10-917-7



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 


PBD References



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 


PBD References




Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References

NIST GCR 11-917-11REV.1




NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6




Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams
A Guide for Practicing Engineers

Jack P. Moehle
Tony Ghadsi
John D. Hooper
David C. Fields
Rajnikanth Gedhada




National Institute of Standards and Technology
U.S. Department of Commerce

NIST GCR 12-917-22




NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 7




Seismic Design of Reinforced Concrete Mat Foundations
A Guide for Practicing Engineers

Ron Klemencic
Ian S. McFarlane
Neil M. Hawkins
Sissy Nikolaou




National Institute of Standards and Technology
U.S. Department of Commerce

NIST GCR 13-917-24




NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 8




Seismic Design of Steel Special Concentrically Braced Frame Systems
A Guide for Practicing Engineers

Rafael Sabelli
Charles W. Roeder
Jerome F. Hajjar

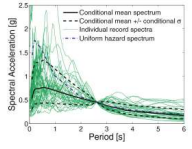


National Institute of Standards and Technology
U.S. Department of Commerce

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 



PBD References

NIST GCR 11-917-15




Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses

NEHRP Consultants Joint Venture
A partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering



National Institute of Standards and Technology
U.S. Department of Commerce

NIST GCR 12-917-21




Soil-Structure Interaction for Building Structures

NEHRP Consultants Joint Venture
A partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering



National Institute of Standards and Technology
U.S. Department of Commerce

NIST GCR 14-917-25



Recommendations for Seismic Design of Reinforced Concrete Wall Buildings Based on Studies of the 2010 Maule, Chile Earthquake

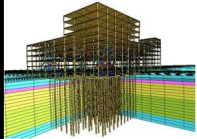





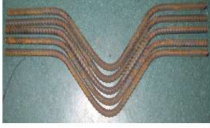


NEHRP Consultants Joint Venture
A partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering





National Institute of Standards and Technology
U.S. Department of Commerce













Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References

<p>NIST GCR 14-917-27</p>  <p>Nonlinear Analysis Research and Development Program for Performance-Based Seismic Engineering</p> <p>NEHRP Consultants Joint Venture A partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering</p>  	<p>NIST GCR 14-917-28</p>  <p>Review of Past Performance and Further Development of Modeling Techniques for Collapse Assessment of Existing Reinforced Concrete Buildings</p> <p>NEHRP Consultants Joint Venture A Partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering</p>  	<p>NIST GCR 14-917-30</p>  <p>Use of High-Strength Reinforcement in Earthquake-Resistant Concrete Structures</p> <p>NEHRP Consultants Joint Venture A partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering</p>  
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

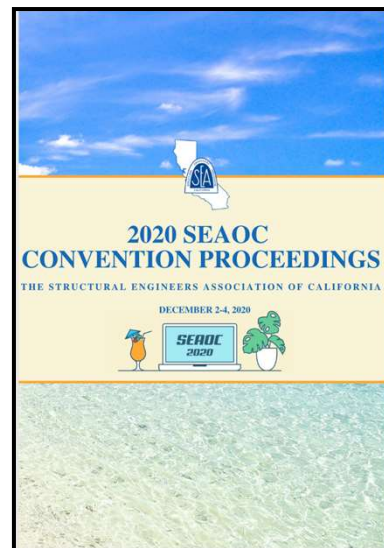
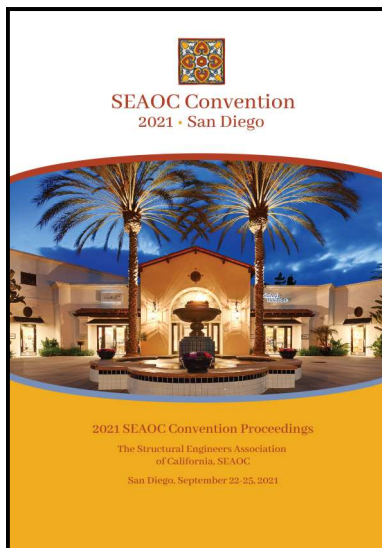
PBD References


<p>NIST Technical Note 1863-1</p>  <p>Assessment of First Generation Performance-Based Seismic Design Methods for New Steel Buildings</p> <p>Volume 1: Special Moment Frames</p> <p>John L. Harris III Matthew S. Speicher</p> <p>This publication is available free of charge from: http://dx.doi.org/10.6029/NIST.TN.1863-1</p>  	<p>NIST Technical Note 1863-2</p>  <p>Assessment of First Generation Performance-Based Seismic Design Methods for New Steel Buildings</p> <p>Volume 2: Special Concentrically Braced Frames</p> <p>John L. Harris III Matthew S. Speicher</p> <p>This publication is available free of charge from: http://dx.doi.org/10.6029/NIST.TN.1863-2</p>  	<p>NIST Technical Note 1863-3</p>  <p>Assessment of First Generation Performance-Based Seismic Design Methods for New Steel Buildings</p> <p>Volume 3: Eccentrically Braced Frames</p> <p>John L. Harris III Matthew S. Speicher</p> <p>This publication is available free of charge from: http://dx.doi.org/10.6029/NIST.TN.1863-3</p>  	<p>NIST Technical Note 1863-4</p>  <p>Assessment of First Generation Performance-Based Seismic Design Methods for New Steel Buildings</p> <p>Volume 4: Buckling-Restrained Braced Frames</p> <p>Matthew S. Speicher John L. Harris III</p> <p>This publication is available free of charge from: http://dx.doi.org/10.6029/NIST.TN.1863-4</p>  
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

PBD References

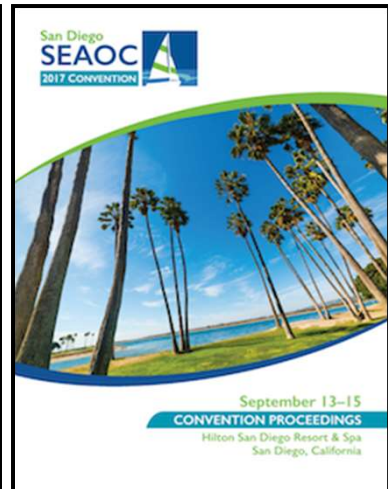
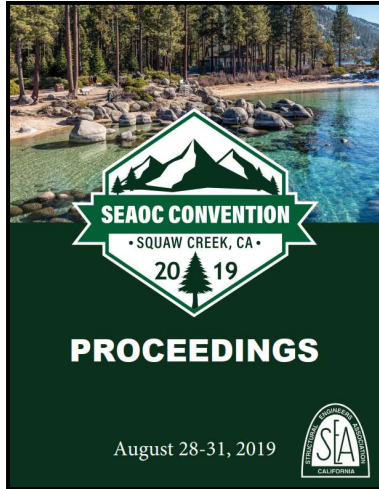




PBD References



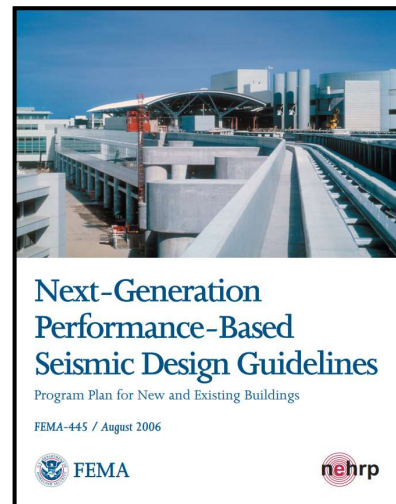
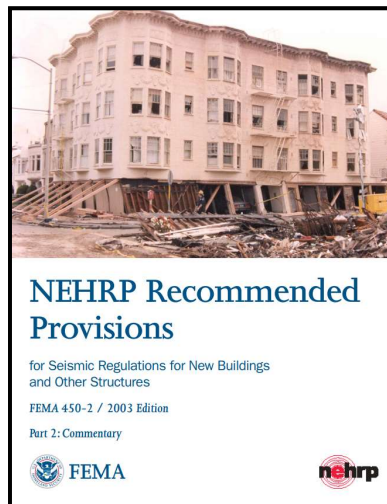
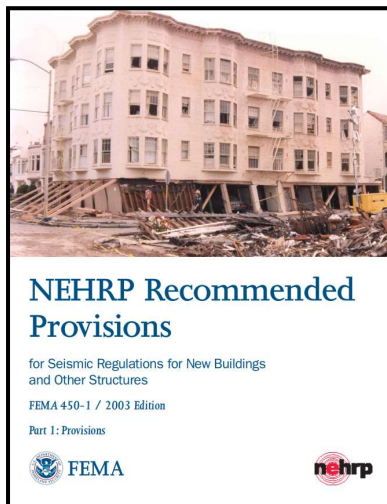

Performance-**B**ased **S**eismic **D**esign & **S**eismic **E**valuation and **R**etrofit of **E**xisting **B**uildings 

PBD References



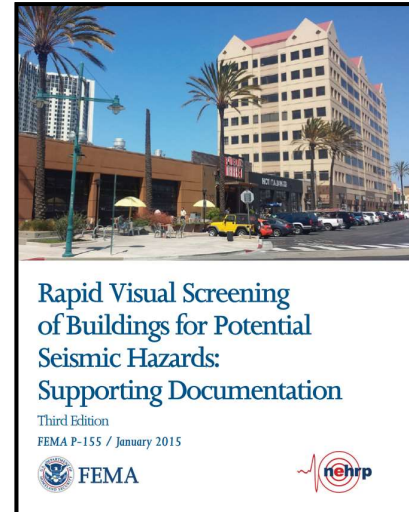
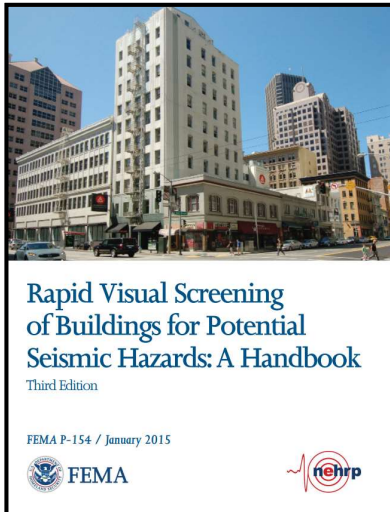

Performance-**B**ased **S**eismic **D**esign & **S**eismic **E**valuation and **R**etrofit of **E**xisting **B**uildings 

PBD References



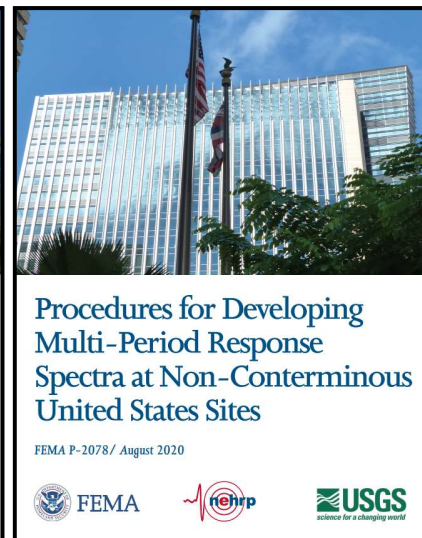
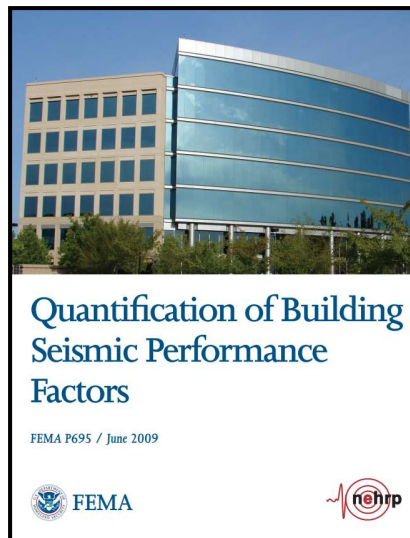
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References



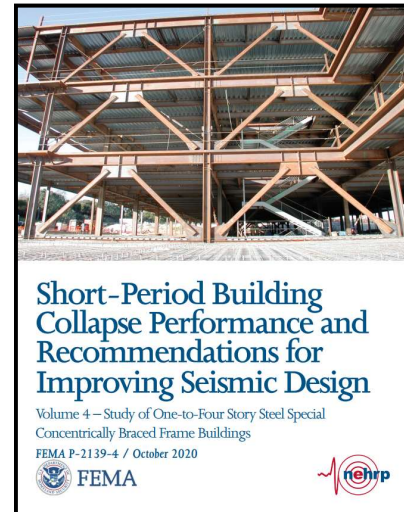
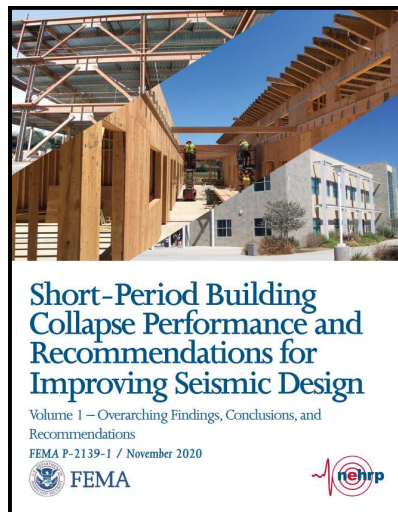
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References



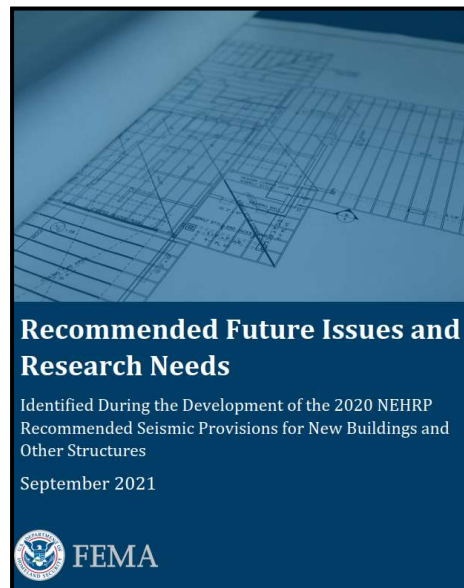
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References

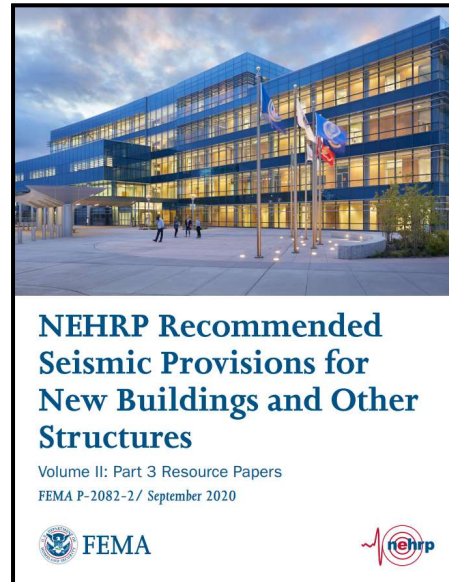
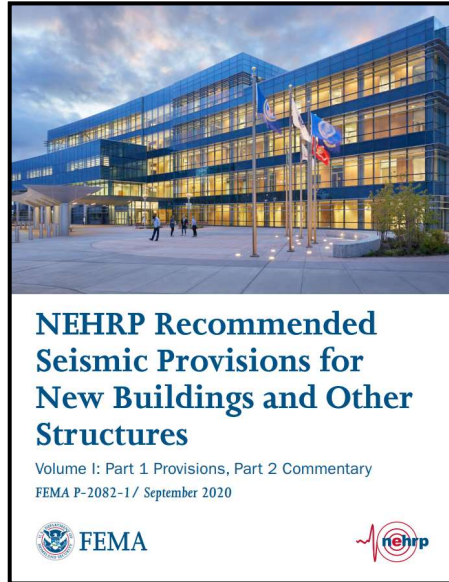


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References



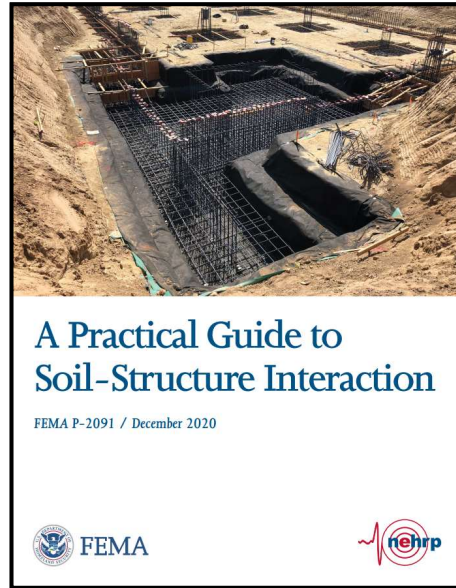
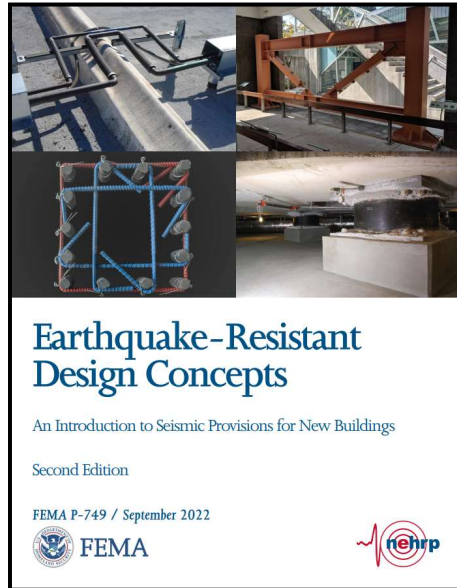
PBD References



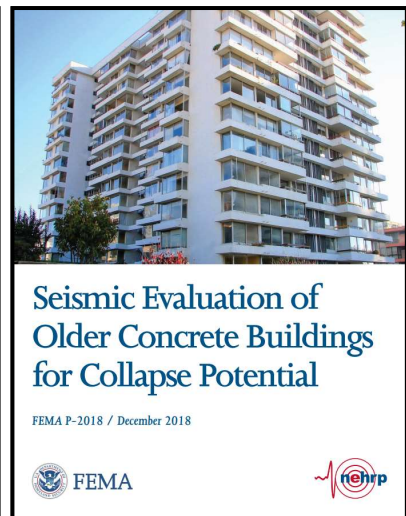
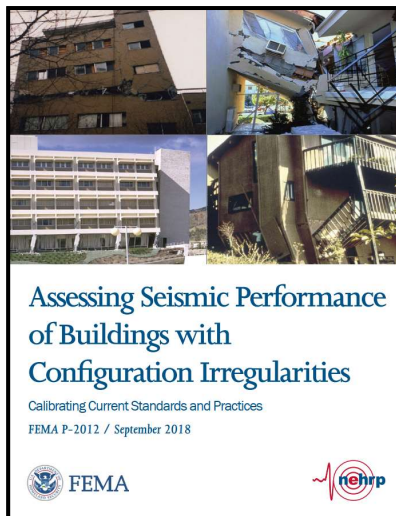
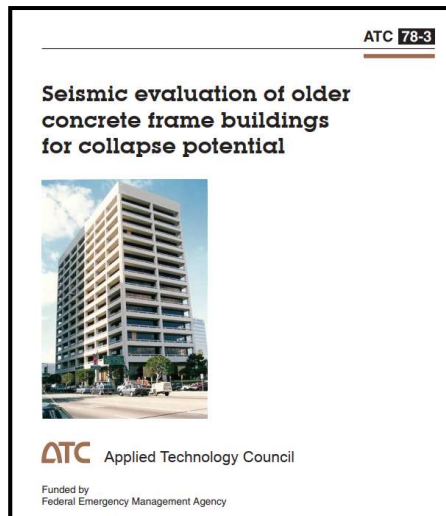
PBD References



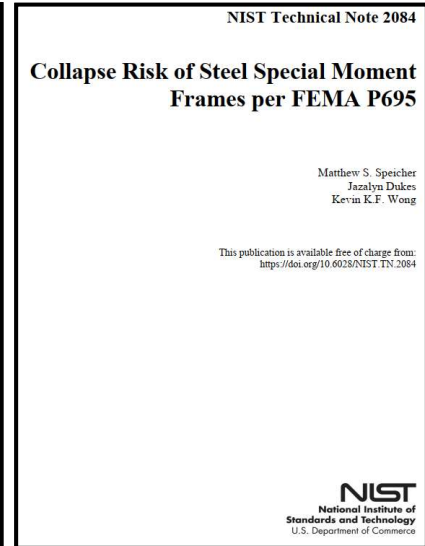
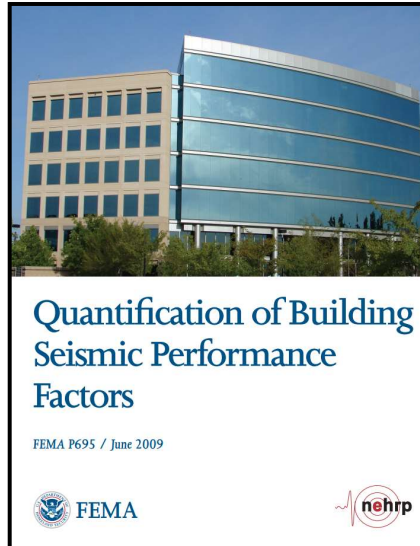
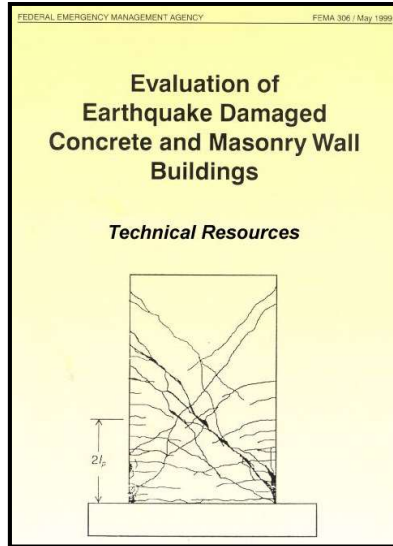
PBD References



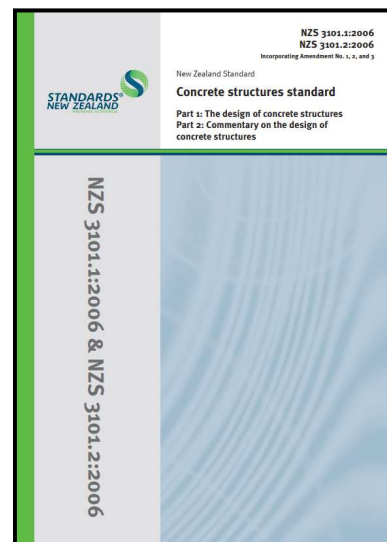
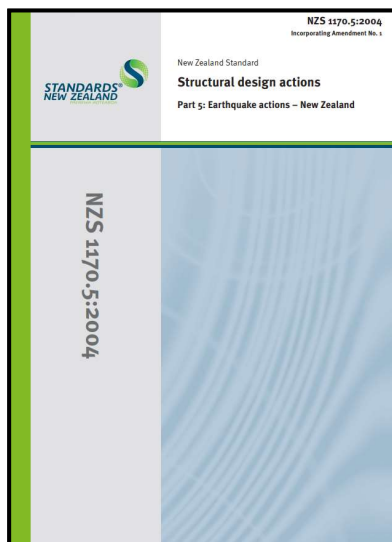
PBD References



PBD References

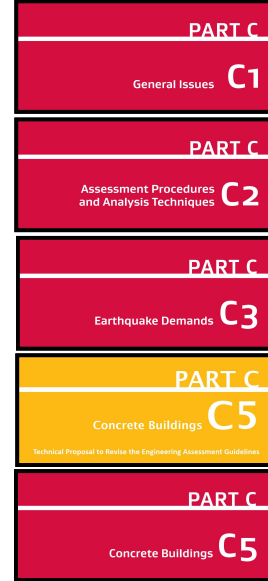
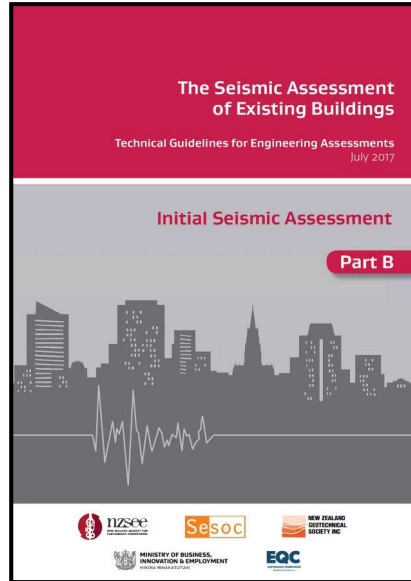
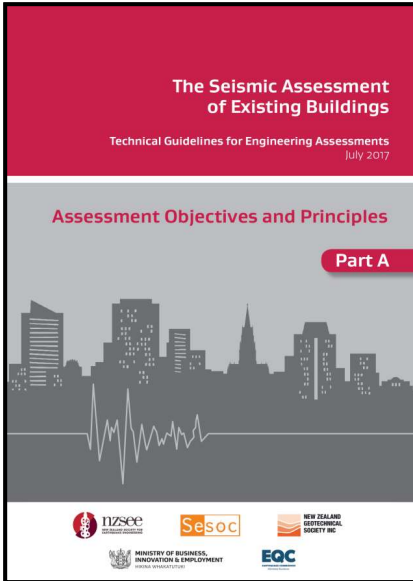



PBD References



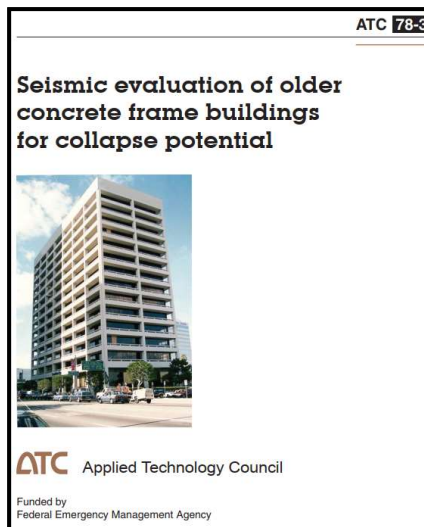
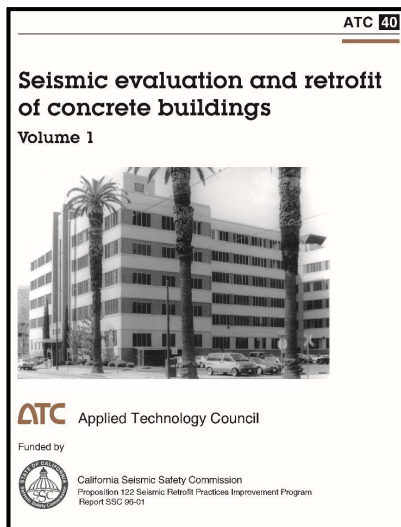
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References

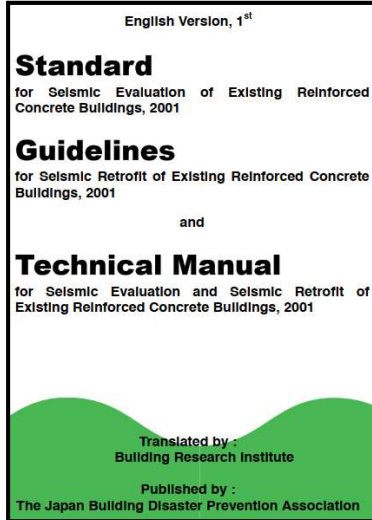


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References

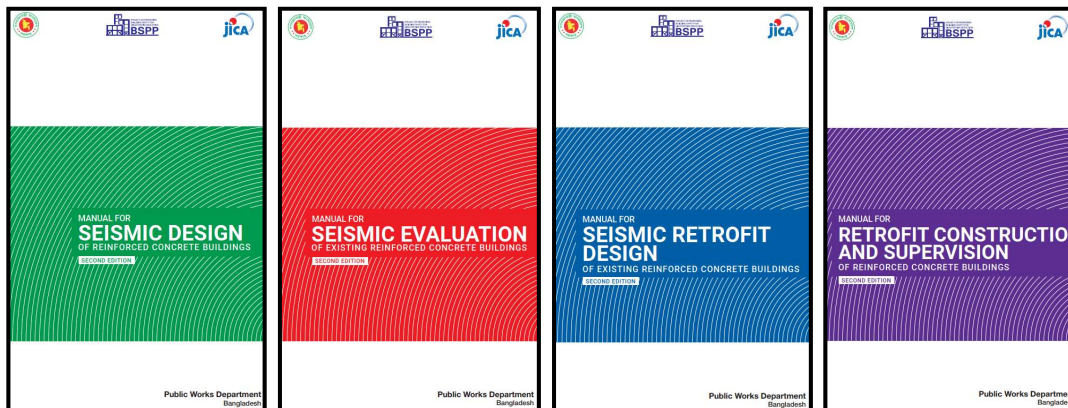


PBD References

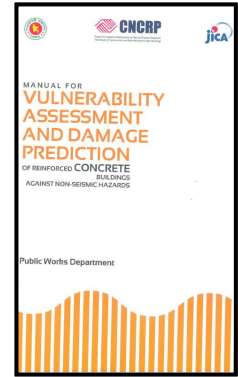
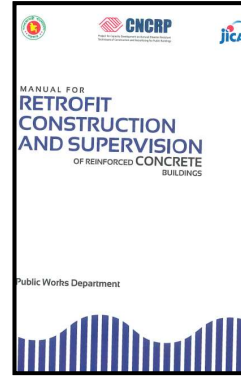
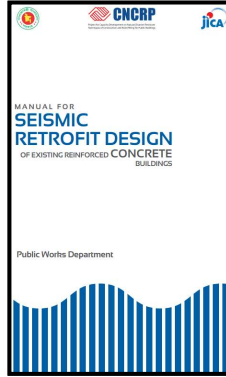
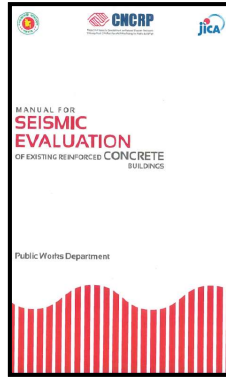


Japanese Standard and Guidelines for
**Seismic Assessment
 and Retrofit Design
 of RC Existing
 Buildings**
 2001

PBD References

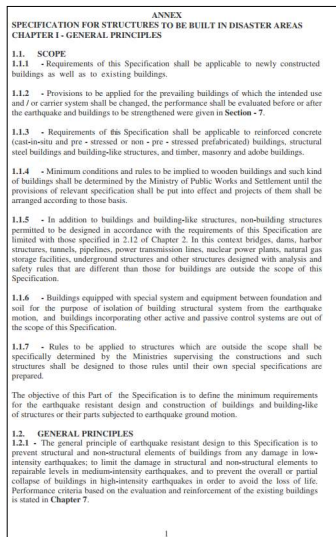


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings
PBD References

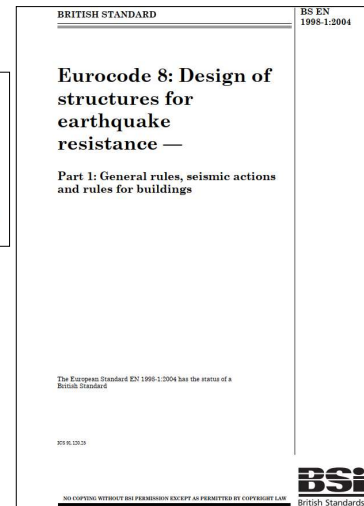
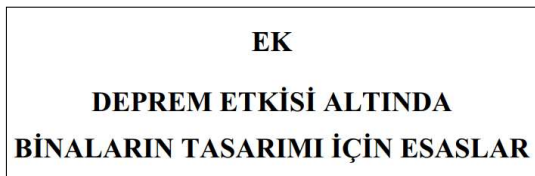


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings
PBD References

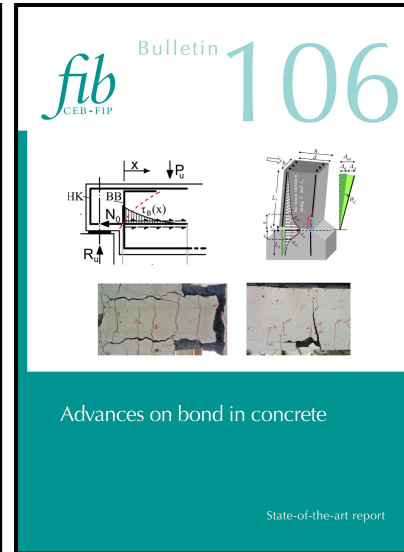
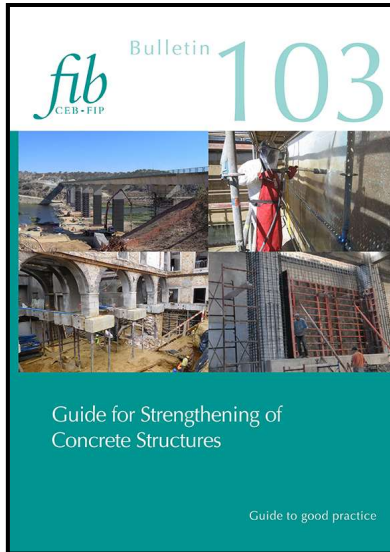
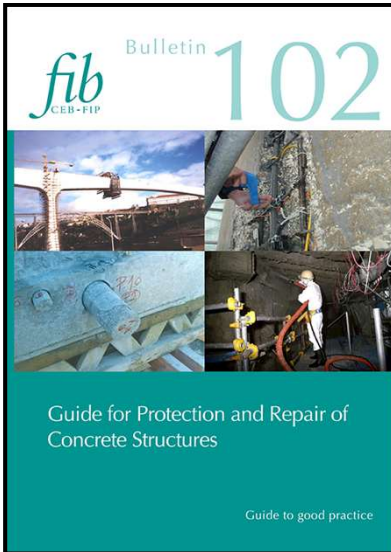
Turkish Seismic Code 2007



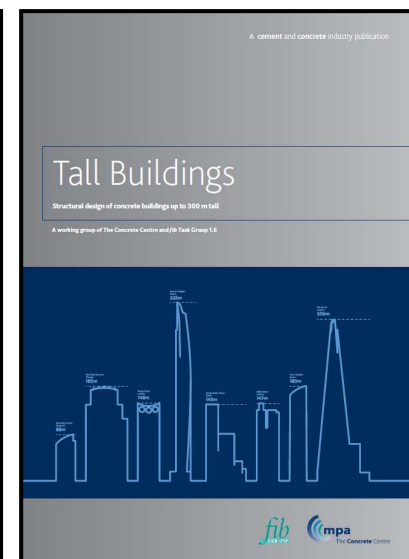
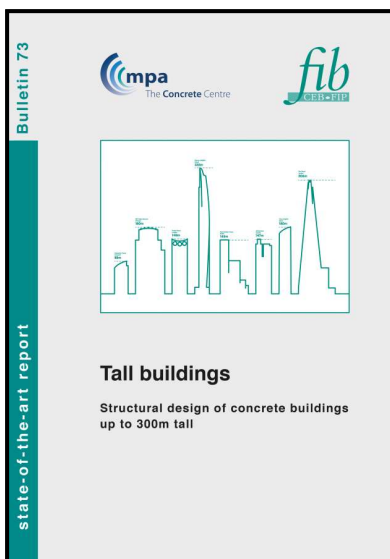
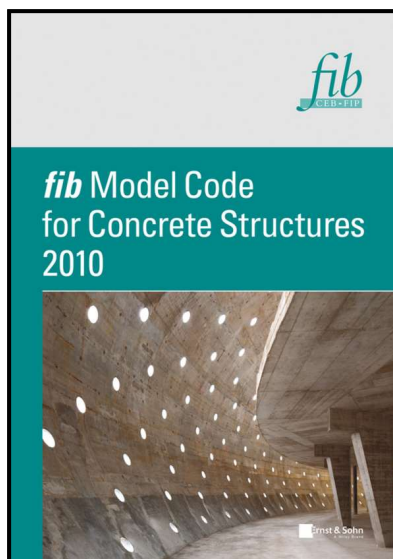
Turkish Seismic Code 2018




PBD References

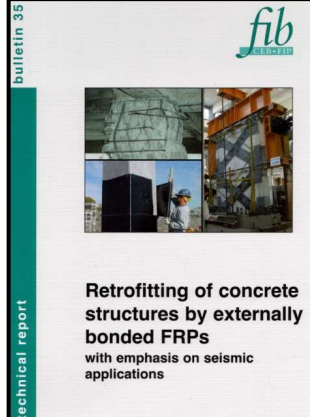
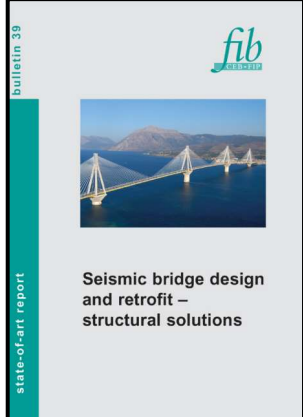



PBD References



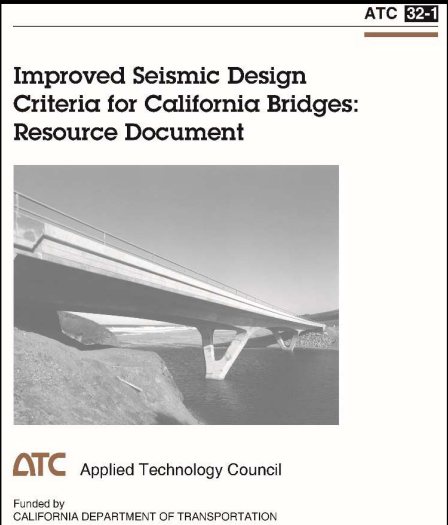
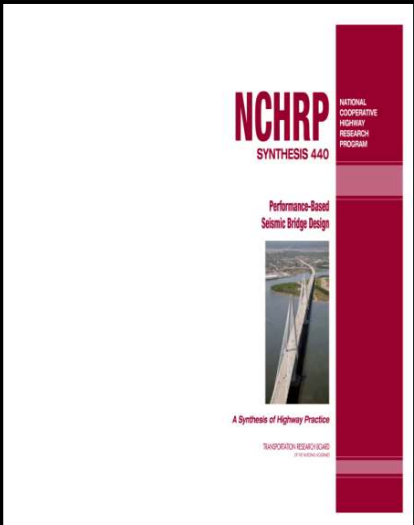
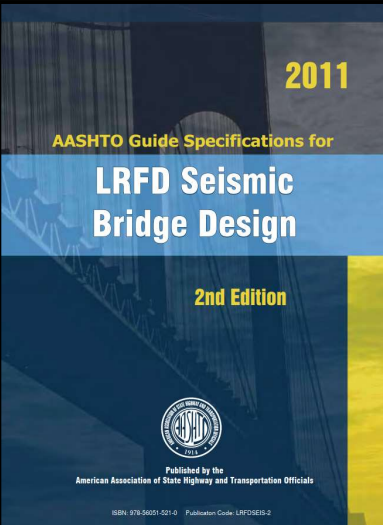

Performance-**B**ased **S**eismic **D**esign & **S**eismic **E**valuation and **R**etrofit of **E**xisting **B**uildings 

PBD References

<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">bulletin 24</p> <p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">state-of-art report</p>	 <p>Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings</p>	<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">bulletin 25</p> <p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">state-of-art report</p>	 <p>Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings</p>	<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">bulletin 35</p> <p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">technical report</p>	 <p>Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs with emphasis on seismic applications</p>	<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">bulletin 39</p> <p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">state-of-art report</p>	 <p>Seismic bridge design and retrofit – structural solutions</p>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

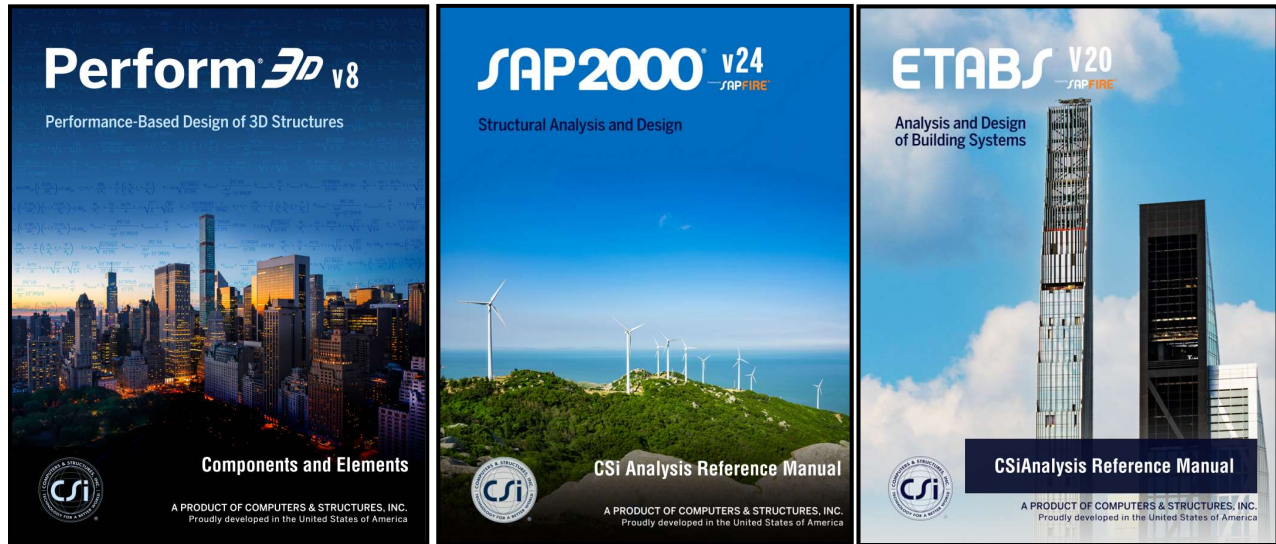

Performance-**B**ased **S**eismic **D**esign & **S**eismic **E**valuation and **R**etrofit of **E**xisting **B**uildings 

PBD References

<p style="text-align: right;">ATC 32-1</p> <p>Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Resource Document</p>  <p>ATC Applied Technology Council Funded by CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION</p>	<p>NCHRP NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM SYNTHESIS 440</p> <p>Performance-Based Seismic Bridge Design</p>  <p>A Synthesis of Highway Practice TRANSPORTATION RESEARCH BOARD OF THE NATIONAL ACADEMIES</p>	<p style="color: yellow;">2011</p> <p>AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design</p> <p style="color: yellow;">2nd Edition</p>  <p>Published by the American Association of State Highway and Transportation Officials ISBN: 978-160015-251-0 Publication Code: LRFDSEB-2</p>
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------


Performance-**B**ased **S**eismic **D**esign & **S**eismic **E**valuation and **R**etrofit of **E**xisting **B**uildings 

PBD References

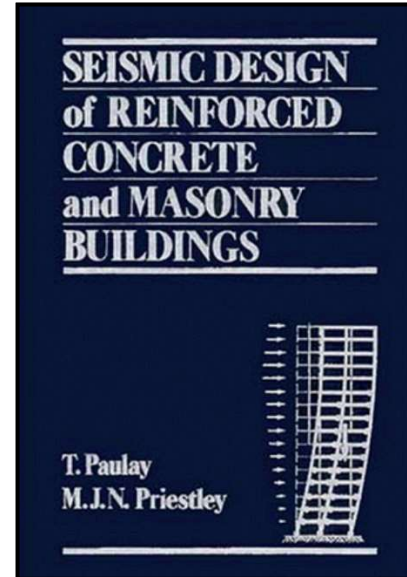
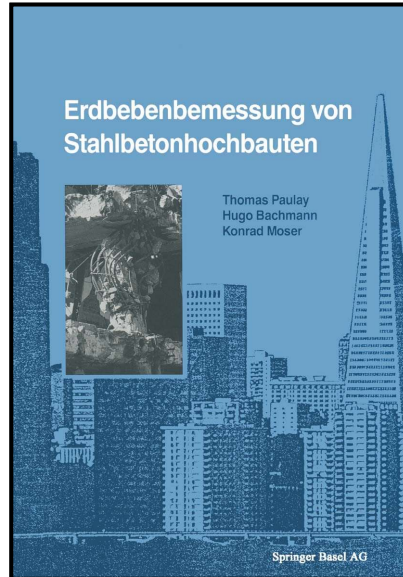
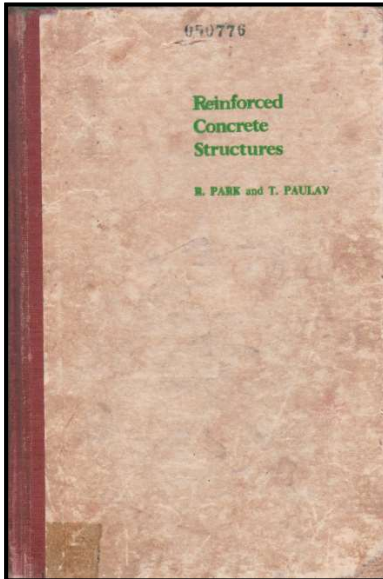



Performance-**B**ased **S**eismic **D**esign & **S**eismic **E**valuation and **R**etrofit of **E**xisting **B**uildings 

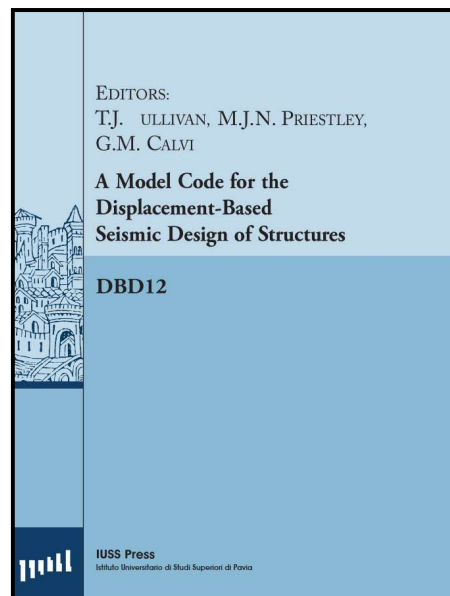
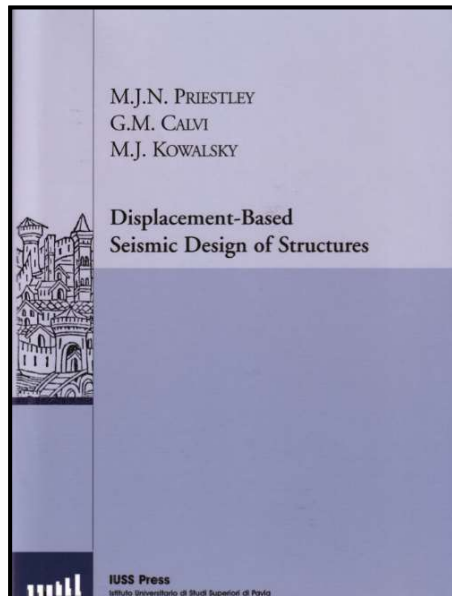
PBD References



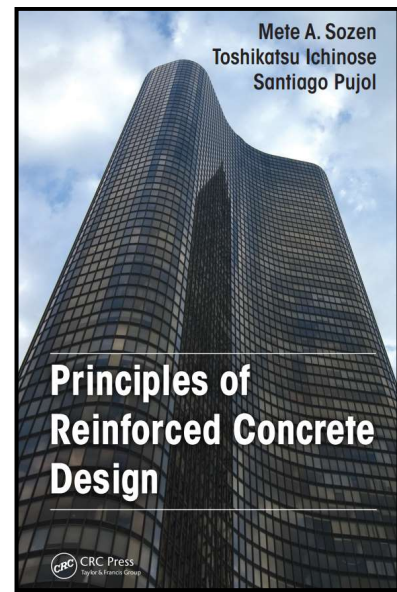
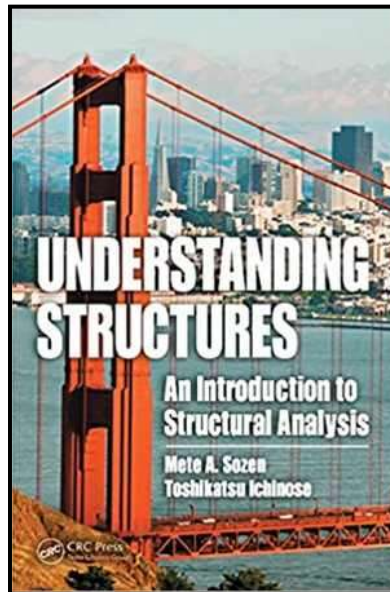
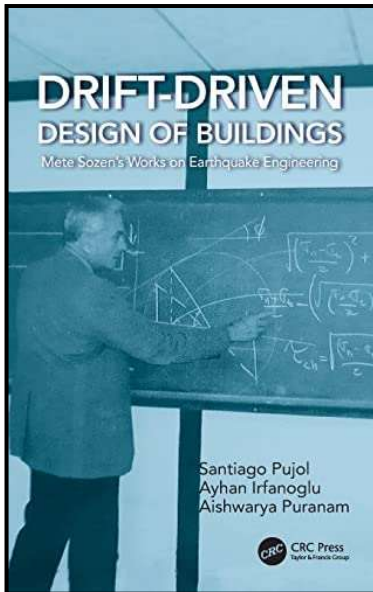
PBD References



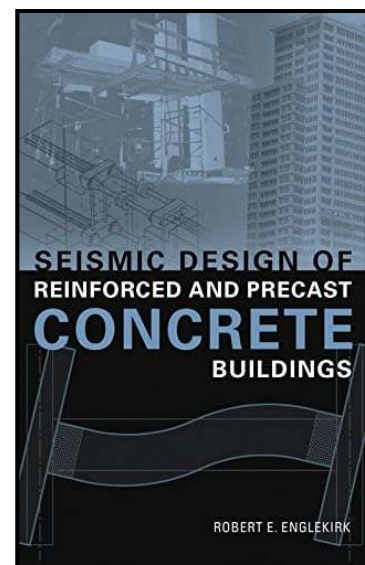
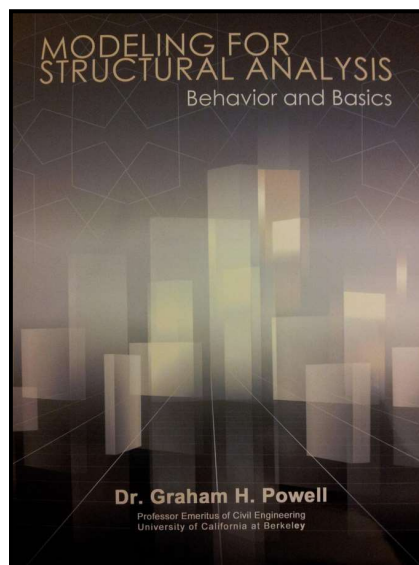
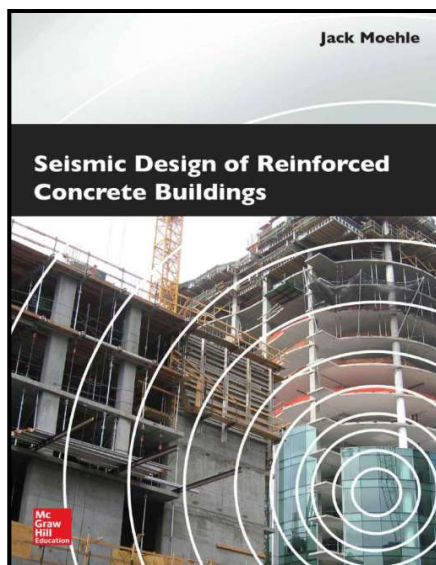
PBD References



PBD References

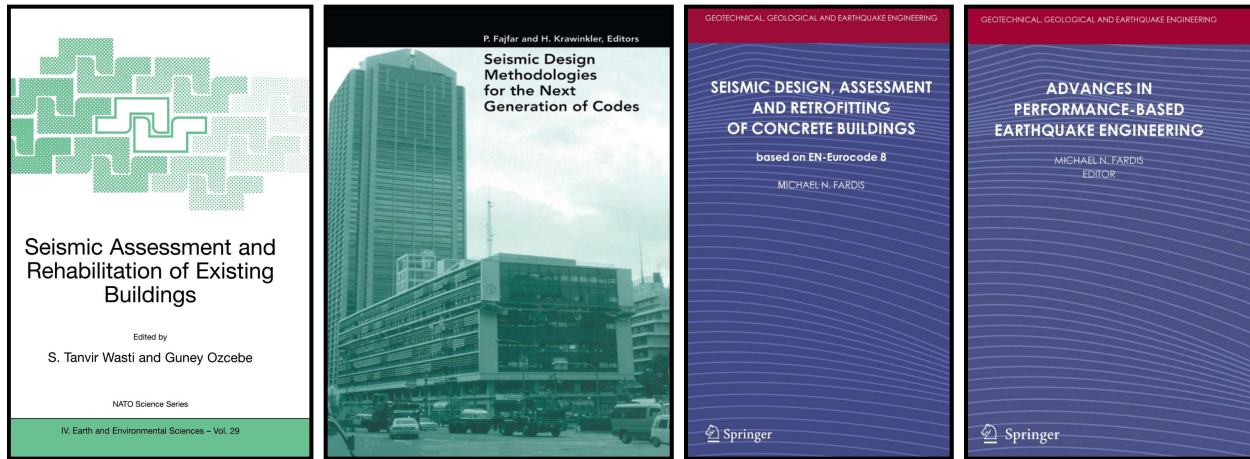




PBD References



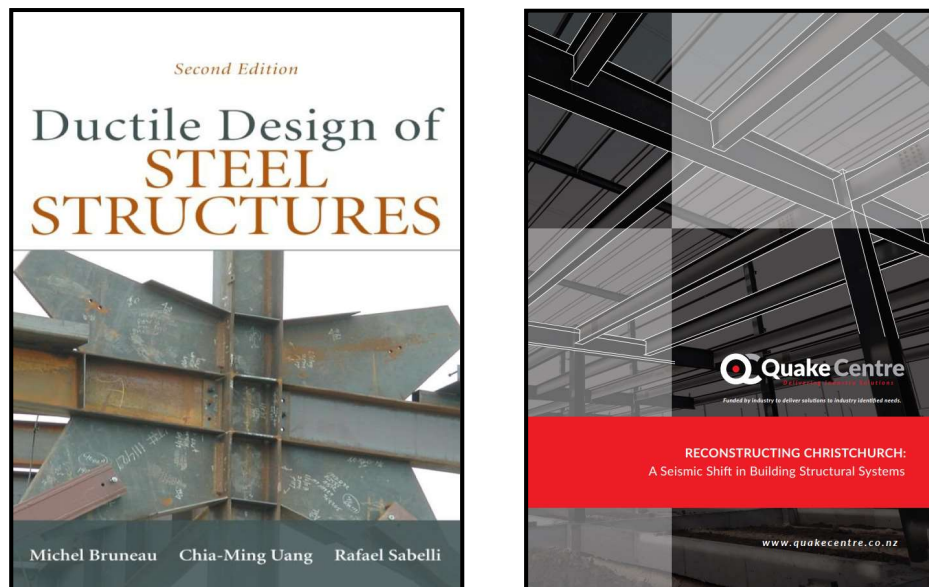

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings
 

PBD References



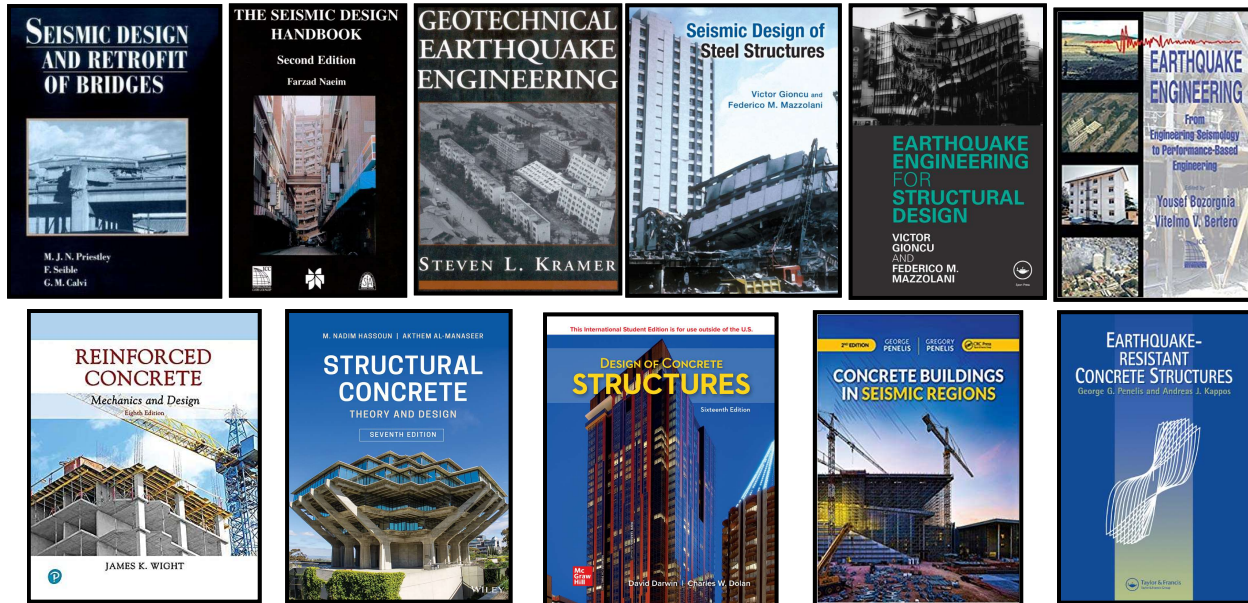

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings
 

PBD References



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD References

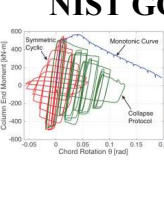


ATC 114 Project, Funded by NIST



Objective: provide recommendations for updating ASCE 41

NIST GCR 17-917-45

Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design



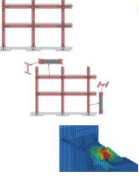
تحلیل غیرخطی دیوارهای برشی با رفتار خمشی و با رفتار برشی در این گزارش براساس نرم افزارهای OpenSees و Perform3D انجام شده است.



NIST GCR 17-917-46v2

Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings

Part IIa – Steel Moment Frames



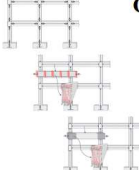
مثال تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی ساختمان قاب خمشی فولادی این گزارش براساس نرم افزار Perform3D انجام شده است.



NIST GCR 17-917-46v3

Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings

Part IIb – Reinforced Concrete Moment Frames



مثال تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی ساختمان قاب خمشی بتنی این گزارش براساس نرم افزار ETABS انجام شده است.

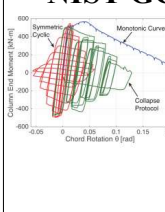
 

ATC 114 Project, Funded by NIST



Objective: provide recommendations for updating ASCE 41

NIST GCR 17-917-45

Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design



Applied Technology Council
This publication is available free of charge from: <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-45>

تحلیل غیرخطی دیوارهای برشی با رفتار خمشی و با رفتار برشی در این گزارش براساس نرم افزارهای OpenSees و Perform3D انجام شده است. مدل های پیشنهادی برای دیوارهای برشی با رفتار خمشی در NIST GCR 17-917-45 براساس تحقیقات لاوز و همکاران می باشد که براساس نرم افزار Perform3D است.

Recommendations for Modeling the Nonlinear Response of Slender Reinforced Concrete Walls Using PERFORM-3D



Laura N. Lowes



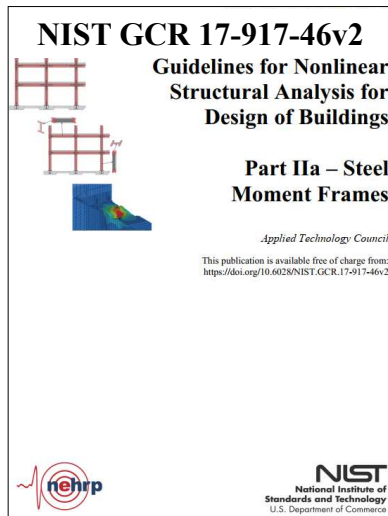
Dawn E. Lehman

Laura N Lowes, Professor
Dawn E Lehman, Professor
University of Washington
Seattle, WA

Carson Baker, Structural Staff Engineer
Coughlin Porter Lundeen
Seattle, WA

ATC 114 Project, Funded by NIST

Objective: provide recommendations for updating ASCE 41

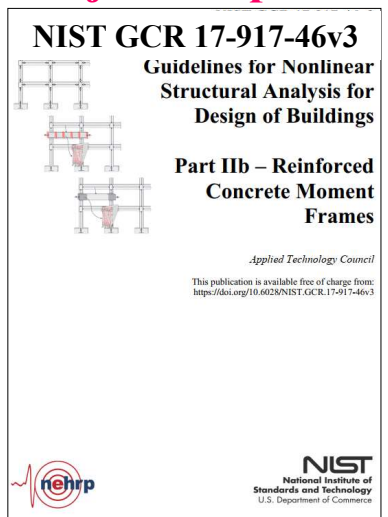


Steel Moment Frame Example Building

راهنمای تحلیل غیرخطی برای طراحی ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی فولادی تحت عنوان NIST GCR 17-917-46v2 ضوابط جامعی در رفتار غیرخطی المان‌های فولادی ارائه کرده است. مدل مفصل پلاستیک در المان‌های تیر، ستون و گره اتصال با جزئیات بسیار بیشتری نسبت به ASCE41-17 ارائه شده است. همچنین در فصل ۵ از این مرجع ضوابط نسبتاً جامعی از **Fiber-Type Beam-Column Models** تدوین شده است. در **Appendix B** از این مرجع، یک مثال کامل از قاب خمشی فولادی حل شده است. تحلیل خطی و طراحی این ساختمان فولادی براساس **RAM Structural System** و ارزیابی عملکردی آن براساس تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی توسط نرم‌افزار **Perform3D** انجام شده است.

ATC 114 Project, Funded by NIST

Objective: provide recommendations for updating ASCE 41



Reinforced Concrete Frame Example Building

راهنمای تحلیل غیرخطی برای طراحی ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه تحت عنوان NIST GCR 17-917-46v3 ضوابط جامعی در رفتار غیرخطی المان‌های بتن ارائه کرده است. در فصل ۴ از این مرجع مدل جدیدی از ضوابط کاهش سختی المان‌های بتنی ارائه شده است که دقت بسیار بیشتری نسبت به مدل ارائه شده در ASCE 41-17 دارد. در همین فصل ۴ ضوابط جدید مفصل پلاستیک متمرکز برای تیرها، ستون‌ها و گره‌های اتصال مطرح شده است. همچنین در فصل ۵ از این مرجع ضوابط نسبتاً جامعی از **Fiber-Type Component Models** تدوین شده است. در **Appendix B** از این مرجع، یک مثال کامل از قاب خمشی بتن‌آرمه حل شده است. تحلیل خطی و طراحی این ساختمان فولادی براساس **ETABS (CSI, 2015)** و ارزیابی عملکردی آن براساس تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی توسط نرم‌افزار **SAP2000 (CSI, 2016a)** انجام شده است.


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings


Table of Contents

Chapter 1: Basic Concepts in Earthquake Engineering and Seismic Design

- ۱-۱- مفهوم طراحی (رویکردهای طراحی، معیارهای طراحی، چالش‌های طراحی)
- ۲-۱- بارهای ثقلی و جانبی وارده به سازه و ماهیت هر کدام از بارهای جانبی و ثقلی
- ۳-۱- تفاوت ماهیتی نیروهای جانبی ناشی از باد و نیروهای ناشی از زلزله
- ۴-۱- ماهیت تغییرشکلی نیروهای ناشی از زلزله و الزام تسلیم سازه
- ۵-۱- بررسی مفهومی ضریب کاهش نیروی زلزله (ضریب رفتار)
- ۶-۱- بررسی منحنی ظرفیت برای تلاش در عضو و انواع شکل‌های آن
- ۷-۱- بررسی منحنی ظرفیت سازه و انواع شکل‌های آن
- ۸-۱- تعریف مفصل پلاستیک و تغییرشکل‌های فراراجاعی پایدار
- ۹-۱- تعریف مفهوم شکست و انواع آن (خرابی، آسیب و خسارت - فروریزش، گسیختگی و انهدام)
- ۱۰-۱- الزام تسلیم و الزام پایداری آن در زلزله
- ۱۱-۱- بررسی ماهیت پایداری جانبی و پایداری ثقلی در روند باربری لرزه‌ای
- ۱۲-۱- مفهوم خرابی و سطوح عملکرد لرزه‌ای
- ۱۳-۱- انواع تلاش‌ها در مهندسی زلزله (تلاش‌های نیرو کنترل و تلاش‌های جابجایی کنترل)


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings


Table of Contents

Chapter 1: Basic Concepts in Earthquake Engineering and Seismic Design

- ۱۴-۱- معرفی انواع تلاش‌های نیرو کنترل
- ۱۵-۱- معرفی انواع تلاش‌های جابجایی کنترل
- ۱۶-۱- کارکرد مطلوب تلاش‌های نیرو کنترل و تغییرشکل کنترل در کنار یکدیگر
- ۱۷-۱- تعریف مقاومت، سختی و شکل‌پذیری
- ۱۸-۱- تعریف پارامترهای موثر بر شکل‌پذیری یک المان سازه‌ای مشخص
- ۱۹-۱- تعریف پارامترهای موثر بر شکل‌پذیری یک سازه مشخص
- ۲۰-۱- تعریف توابع خطی و غیرخطی در مهندسی زلزله و ریاضیات
- ۲۱-۱- تاثیر رفتار خطی و غیرخطی سازه در انتخاب نوع تحلیل سازه از نظر آئین‌نامه‌ای و سازه‌ای
- ۲۲-۱- تعریف رفتار استاتیکی و رفتار دینامیکی
- ۲۳-۱- تاثیر رفتار استاتیکی و دینامیکی سازه در انتخاب نوع تحلیل سازه از نظر آئین‌نامه‌ای و سازه‌ای
- ۲۴-۱- تعریف بارگذاری استاتیکی و دینامیکی
- ۲۵-۱- تعریف تحلیل استاتیکی و دینامیکی
- ۲۶-۱- انواع تحلیل سازه از دیدگاه خطی - غیرخطی و از دیدگاه استاتیکی - دینامیکی


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings


Table of Contents

Chapter 1: Basic Concepts in Earthquake Engineering and Seismic Design

- ۱-۲۷- معرفی ساختمان‌هایی که مخاطب نشریه ۳۶۰ و ASCE41 می‌باشند.
- ۱-۲۸- بررسی تفاوت در رویکردهای طراحی در استاندارد ۲۸۰۰ با نشریه ۳۶۰ و استاندارد ASCE41
- ۱-۲۹- انواع سطوح خطر لرزه‌ای و تعاریف مربوطه
- ۱-۳۰- انواع مقاومت مصالح و تعاریف مربوطه


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings


Table of Contents

Chapter 2: Performance-Based Seismic Design I (Nonlinear Static Pushover)

- ۱-۲- تحلیل پوش‌آور و مشخصه‌های تحلیل
- ۲-۲- تفاوت ماهیتی تحلیل پوش‌آور با سایر تحلیل‌ها
- ۲-۳- مزایا و معایب تحلیل پوش‌آور
- ۲-۴- پیشرفت‌های اخیر در توسعه تحلیل پوش‌آور
- ۲-۵- شرط لازم نشریه ۳۶۰ و استاندارد ASCE41 برای کاربرد تحلیل پوش‌آور
- ۲-۶- منحنی ظرفیت سازه و چالش‌های مربوطه
- ۲-۷- روند سیستماتیک تحلیل پوش‌آور
- ۲-۸- محاسبه جابجایی هدف به روش ضرائب و روش طیف-ظرفیت
- ۲-۹- بررسی تغییرات ایجاد شده در فرمول جابجایی هدف نسبت ضوابط فیما ۳۵۶
- ۲-۱۰- نقطه کنترل، الگوی بارهای ثقلی و جانبی برای انجام تحلیل پوش‌آور
- ۲-۱۱- تعریف رفتار غیرخطی مصالح به روش مفاصل پلاستیک (مفاصل پلاستیک برای سیستم قاب خمشی بتنی و فولادی، سیستم‌های CBF ضربدری و شورون، سیستم‌های EBF و سیستم دیوار برشی بتنی) شامل رفتار شناسی المان تحت تلاش‌های مختلف و توانایی آئین‌نامه و نرم‌افزار در شبیه‌سازی آنها

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Table of Contents

Chapter 2: Performance-Based Seismic Design I (Nonlinear Static Pushover)

- ۱۲-۲- تعریف رفتار غیرخطی مصالح به روش المان فایبری در تیر و ستون‌های بتن‌آرمه (استفاده از قابلیت‌های مختلف در نرم‌افزار SAP 2000 و ETABS برای تعریف رفتار غیرخطی المان تیر و ستون) شامل رفتار شناسی المان تحت تلاش‌های مختلف و توانایی آئین‌نامه و نرم‌افزار در شبیه‌سازی آنها
- ✓ مدل‌سازی تیرهای بتن‌آرمه با مودهای شکست برشی، خمشی-برشی و خمشی
 - ✓ - مدل‌سازی اندرکنش خمش-برش در تیرهای بتن‌آرمه در نرم‌افزار Response 2000 و انتقال مفصل پلاستیک به نرم‌افزار Sap2000 برای صحت سنجی با نتایج آزمایشگاهی
 - ✓ - مدل‌سازی ستون‌های بتن‌آرمه با مودهای شکست برشی، خمشی-برشی و خمشی
 - ✓ - محاسبه نیروی محوری طراحی ستون‌های بتن‌آرمه براساس استاندارد سازه‌های بتنی نیوزیلند NZS 3101 و ضوابط احتمالی برای ACI 318-25
 - ✓ - محاسبه برش طراحی ستون‌های بتن‌آرمه براساس استاندارد ACI 318-19 و مقایسه آن با مدل‌های NIST GCR 16-917-40 و ضوابط احتمالی برای استاندارد ACI 318-25
 - ✓ مدل‌سازی ستون‌های بتن‌آرمه به روش مدل فایبر متمرکز و فایبر گسترده و مقایسه نتایج
 - ✓ مدل‌سازی رفتار هیستریزس ستون‌های بتن‌آرمه به روش رفتار هیستریزس مصالح (بتن و آرماتور) و رفتار هیستریزس مقاطع (Takeda, Pivot, ...)
 - ✓ نیاز یا عدم نیاز به مدل‌سازی مستقیم لغزش آرماتورهای طولی کششی ستون‌های بتنی در مدل‌سازی به روش فایبر
 - ✓ مقایسه مدل‌سازی رفتار غیرخطی به روش مفصل پلاستیک و روش فایبر

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Table of Contents

Chapter 2: Performance-Based Seismic Design I (Nonlinear Static Pushover)

- ۱۲-۲- تعریف رفتار غیرخطی مصالح به روش المان فایبری در دیوارهای برشی بتن‌آرمه (استفاده از قابلیت Nonlinear Shell Element در نرم‌افزار SAP 2000 و ETABS برای تعریف رفتار غیرخطی دیوارهای برشی بتن‌آرمه) شامل رفتار شناسی المان تحت تلاش‌های مختلف و توانایی آئین‌نامه و نرم‌افزار در شبیه‌سازی آنها
- ✓ تشریح بنیادی ضوابط برش شدید یافته و ظرفیت دورانی دیوارهای برشی براساس استاندارد NZS 3101 و ACI 318-19
 - ✓ مروری بر ضوابط برش شدید یافته و ظرفیت دورانی دیوارهای برشی براساس ضوابط احتمالی در ACI 318-25
 - ✓ تشریح بنیادی رفتار غیرخطی انواع دیوار در ASCE 41-17 و مروری بر ضوابط احتمالی رفتار غیرخطی انواع دیوارها براساس ASCE 41-23
 - ✓ مقایسه برش شدید یافته در ACI 318-19 با نتایج حاصل تحلیل غیرخطی پوش‌آور (ضوابط احتمالی در ASCE 41-23)
 - ✓ تشریح کامل ترک خوردگی خمشی و برشی در انواع دیوارهای برشی مطابق با ضوابط ASCE 41-17, ASCE 41-23, TBI 2017 و ...
 - ✓ بررسی ضوابط رفتار غیرخطی دیوارهای برشی در پیوست A از استاندارد ACI 318-19
 - ✓ مدل‌سازی دیوارهای برشی با مود شکست خمشی، خمشی-برشی و برشی
 - ✓ مدل‌سازی دیوارهای برشی با مود شکست خمشی براساس قابلیت مفصل پلاستیک در نرم‌افزار Etabs 20 با یا بدون اثرات رفتار غیرخطی برشی فایبر
 - ✓ مدل‌سازی دیوارهای برشی با مود شکست خمشی براساس قابلیت Nonlinear Shell Element
 - ✓ معرفی طول مفصل پلاستیک در دیوارها و پدیده material regularization و تاثیر آن بر نتایج تحلیل (ضوابط احتمالی برای ASCE 41-23)

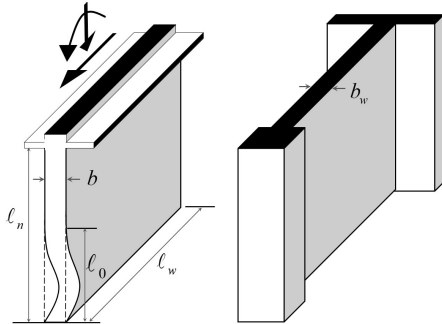
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Table of Contents

Chapter 2: Performance-Based Seismic Design I (Nonlinear Static Pushover)

۱۲-۲- تعریف رفتار غیرخطی مصالح به روش المان فایبری در دیوارهای برشی بتن‌آرمه (استفاده از قابلیت **Nonlinear Shell Element** در نرم‌افزار SAP 2000 و ETABS برای تعریف رفتار غیرخطی دیوارهای برشی بتن‌آرمه) شامل رفتار شناسی المان تحت تلاش‌های مختلف و توانایی آیین‌نامه و نرم‌افزار در شبیه‌سازی آنها

✓ مود شکست ناپایداری جانبی دیوارهای برشی براساس استاندارد **ACI 318-19** و **NZS 3101**



$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = 4 - \frac{1}{50} \frac{c l_w}{b^2} - \frac{V_e}{0.66 \sqrt{f'_c} A_{cv}} \geq 1.5\%$$

Paulay and Priestley (1993)

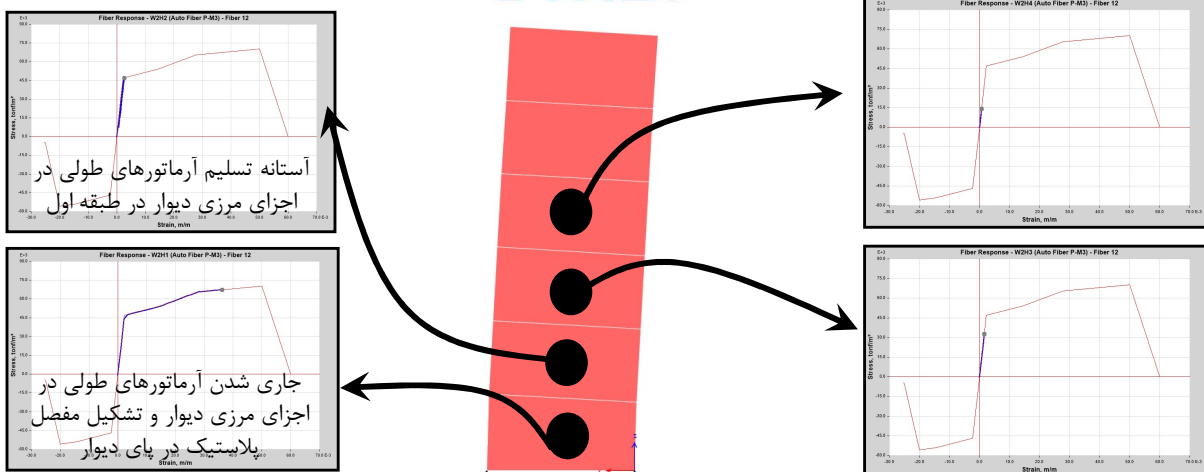
Abdullah and wallace (2019)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Table of Contents

Chapter 2: Performance-Based Seismic Design I (Nonlinear Static Pushover)

Nonlinear RC Shear Wall in ETABS 20.2.0



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Table of Contents

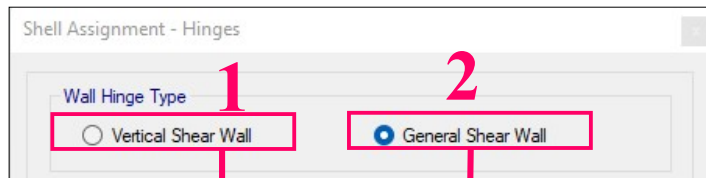
Chapter 2: Performance-Based Seismic Design I (Nonlinear Static Pushover)

Nonlinear RC Shear Wall in ETABS 20.2.0

سوال کلیدی:

دو گزینه زیر برای مدل سازی رفتار غیرخطی در دیوارهای برشی با رفتار غالب خمشی مناسب است. برای دیوارهای برشی که رفتار غالب خمشی دارند، چه نیازی است رفتار غیرخطی برشی در آنها شبیه سازی شود؟

پاسخ استاندارد ASCE 41-17 به این سوال، چیست؟



رفتار غیرخطی برشی براساس این گزینه فقط از طریق مفصل پلاستیک برشی قابلیت اختصاص دارد.

رفتار غیرخطی برشی براساس این گزینه فقط از طریق مدل غیرخطی فایبر برشی بتن قابلیت اختصاص دارد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



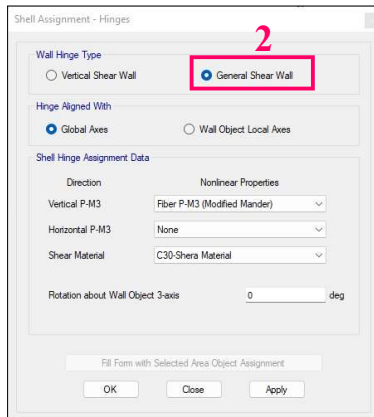
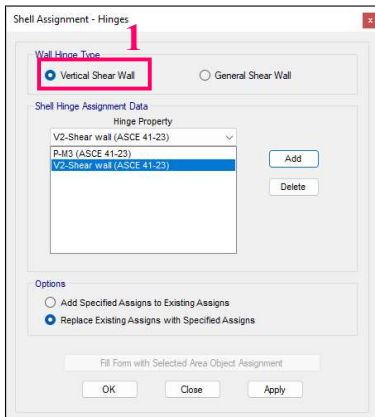
Table of Contents

Chapter 2: Performance-Based Seismic Design I (Nonlinear Static Pushover)

Nonlinear RC Shear Wall in ETABS 20.2.0

1-Vertical Shear Wall

2-General Shear Wall



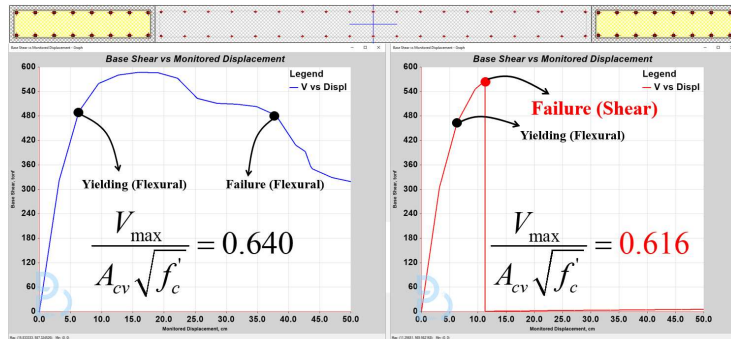
براساس کدام یک از دو مورد مقابل بایستی دیوارهای برشی بتن آرمه شبیه سازی شود؟ مزایا و معایب هرکدام چیست؟ استاندارد ASCE 41-17 و استاندارد ASCE 41-23 چه ضوابطی ارائه می کنند؟

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Table of Contents

Chapter 2: Performance-Based Seismic Design I (Nonlinear Static Pushover)

Nonlinear RC Shear Wall in ETABS 20.2.0



Nonlinear RC Shear Wall Model { Flexure : Fiber P-M3
Shear : Elastic

Nonlinear RC Shear Wall Model { Flexure : Fiber P-M3
Shear : Nonlinear Shear (Shear Fiber Model)

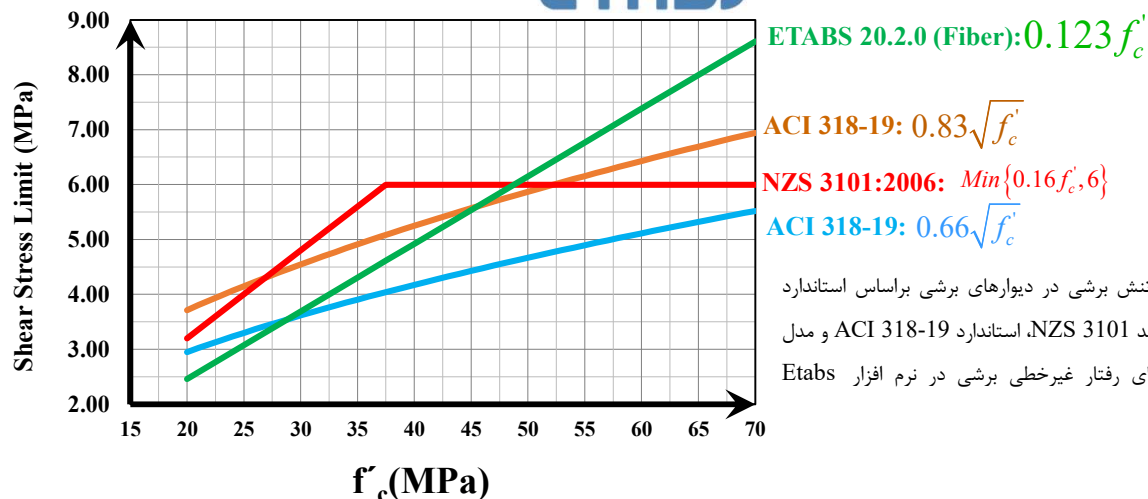
در دیوار برشی با مقطع مقابل، دو مدل سازی مجزا انجام شده است. نمودار سمت چپ مربوط به مدل سازی با رفتار غیرخطی خمشی بوده و نمودار سمت راست مربوط به مدل با رفتار غیرخطی برشی و غیرخطی خمشی است. نرم افزار ETABS 20.3.0 شکست برشی را مطابق با نمودار سمت راست محاسبه کرده است. این محاسبه در نرم افزار ETABS 20.3.0 بر چه اساسی است؟

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Table of Contents

Chapter 2: Performance-Based Seismic Design I (Nonlinear Static Pushover)

Nonlinear RC Shear Wall in ETABS 20.2.0



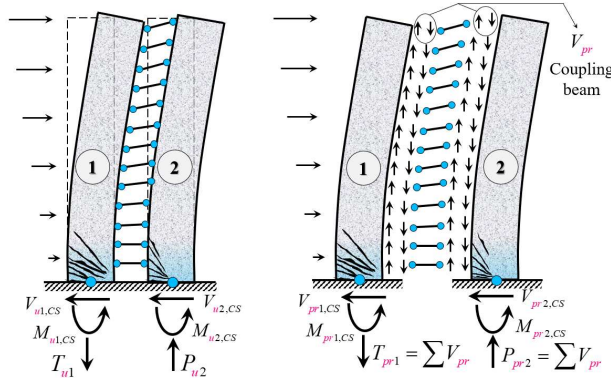
مقایسه حداکثر تنش برشی در دیوارهای برشی براساس استاندارد سازه بتنی نیوزیلند NZS 3101، استاندارد ACI 318-19 و مدل خودکار فایبر برای رفتار غیرخطی برشی در نرم افزار ETABS 20.3.0

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Table of Contents

Chapter 2: Performance-Based Seismic Design I (Nonlinear Static Pushover)

۱۲-۲- تعریف رفتار غیرخطی مصالح به روش المان فایبری در دیوارهای برشی بتن‌آرمه (استفاده از قابلیت **Nonlinear Shell Element** در نرم‌افزار SAP 2000 و ETABS برای تعریف رفتار غیرخطی دیوارهای برشی بتن‌آرمه) شامل رفتار شناسی المان تحت تلاش‌های مختلف و توانایی آئین‌نامه و نرم‌افزار در شبیه‌سازی آنها



- ✓ معرفی دیوارهای کوپله شکل‌پذیر براساس ACI 318-19
- ✓ تیرهای همبند بتن‌آرمه با مود شکست خمشی و مود شکست برشی
- ✓ معرفی رفتار غیرخطی در المان دیوار و المان تیر همبند
- ✓ کنترل ظرفیت دورانی در المان دیوار براساس مدل ACI 318-19
- ✓ مروری بر ضوابط دیوارهای کوپله شکل‌پذیر در ACI 318-25
- ✓ مروری بر رفتار غیرخطی دیوارهای برشی کوپله در استاندارد ASCE 41-23

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Table of Contents

Chapter 2: Performance-Based Seismic Design I (Nonlinear Static Pushover)

- ۱۳-۲- بررسی سعی و خطایی برای محاسبه جابجایی هدف
- ۱۴-۲- آنالیز سازه، بررسی خروجی‌های نرم‌افزار و ارزیابی آسیب‌پذیری سازه
- ۱۵-۲- کنترل تغییرشکل مفاصل و سطوح عملکرد المان‌های سازه‌ای
- ۱۶-۲- کنترل تغییرشکل سازه و سطوح عملکرد سازه‌ای
- ۱۷-۲- محاسبه سختی و مقاومت طبقات
- ۱۸-۲- کنترل ضوابط مربوط به طبقه نرم و طبقه ضعیف
- ۱۹-۲- کنترل زوال مقاومتی سازه بعد از نقطه نظیر با جابجایی هدف
- ۲۰-۲- مقایسه محاسبات جابجایی هدف براساس روش ضرائب و روش طیف-ظرفیت
- ۲۱-۲- محاسبه دستی ضرائب نظیر در فرمول جابجایی هدف و کنترل آن با مقادیر نرم‌افزار
- ۲۲-۲- محاسبه مشخصات مودی سازه‌های مختلف به صورت دستی و کنترل آن با مقادیر نرم‌افزار
- ۲۳-۲- محاسبه ضریب رفتار به روش تنش مجاز و حالت حدی نهایی
- ۲۴-۲- محاسبه دستی ضرائب نظیر در فرمول جابجایی هدف و کنترل آن با مقادیر نرم‌افزار


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings


Table of Contents

Chapter 3: Performance-Based Seismic Design II (Nonlinear Response History Analysis)

- ۱-۳- مبانی لرزه‌شناسی و تعاریف مربوطه
- ۲-۳- انواع امواج لرزه‌ای و سرعت موج برشی
- ۳-۳- پیش‌بینی زلزله
- ۴-۳- اندازه‌گیری زلزله (مقیاس‌های سنجش، دستگاه‌های ثبت زلزله و دوره بازگشت)
- ۵-۳- معرفی زلزله با تاریخچه‌های زمانی شتاب، سرعت و جابجایی
- ۶-۳- پارامترهای موثر بر جنبش قدرتمند زمین
- ۷-۳- بزرگای زلزله
- ۸-۳- اثرات خاک (عمق، سرعت موج برشی، لایه‌ها، تشدید، بزرگنمایی، روانگرایی، توپوگرافی و ...)
- ۹-۳- فاصله از گسل (حوزه دور و حوزه نزدیک)
- ۱۰-۳- عمق کانونی و محتوی فرکانسی زلزله
- ۱۱-۳- نحوه محاسبه نیاز لرزه‌ای براساس رکوردهای زلزله
- ۱۲-۳- محاسبه طیف پاسخ شتاب، سرعت و جابجایی براساس ساینموسینگنال
- ۱۳-۳- معرفی اثرات حوزه نزدیک (پیش‌روندگی و جابجایی ماندگار زمین)


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings


Table of Contents

Chapter 3: Performance-Based Seismic Design II (Nonlinear Response History Analysis)

- ۱۴-۳- گزینش رکوردهای زلزله برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی خطی و غیرخطی
- ۱۵-۳- تشخیص رکوردهای حوزه نزدیک از روی رکوردهای مربوطه
- ۱۶-۳- تعیین نسبی در نرمی یا سختی خاک براساس رکورد و طیف‌های پاسخ
- ۱۷-۳- مقیاس رکوردهای زلزله براساس آئین‌نامه
- ۱۸-۳- معرفی منحنی هیستریزس براساس آزمایشگاه و براساس زلزله واقعی (شبه استاتیک و تاریخچه زمانی)
- ۱۹-۳- تشریح پیچش تصادفی و ضابطه ۳۰-۱۰۰ در تحلیل تاریخچه زمانی (نیاز یا عدم نیاز به این ضوابط)
- ۲۰-۳- معرفی میرایی در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی براساس TBI 2017 و LATBSDC 2020
- ۲۱-۳- معرفی رفتار هیستریزس برای المان‌های مختلف
- ۲۲-۳- آنالیز تاریخچه زمانی سازه و تشریح خروجی‌ها
- ۲۲-۳- تفسیر نتایج و مقایسه آنها با نتایج تحلیل پوش‌آور

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

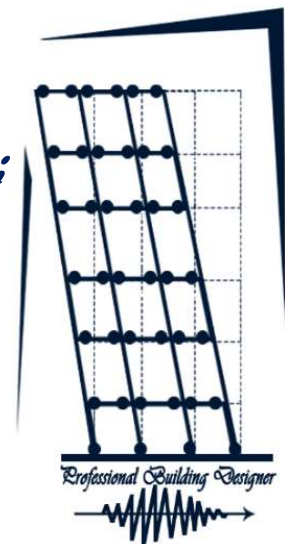
Table of Contents

Chapter 4: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

- ۱-۴- نیاز لرزه‌ای و ظرفیت سازه
- ۲-۴- مفهوم مقاوم سازی با بهسازی لرزه‌ای
- ۳-۴- نیاز یا عدم نیاز به مقاوم سازی
- ۴-۴- افزایش ظرفیت سازه
- ۵-۴- کاهش نیاز لرزه‌ای
- ۶-۴- معرفی انواع روش‌های مقاوم سازی
- ۷-۴- مقاوم سازی سازه‌های بتنی با روش‌های ژاکت بتنی و افزودن دیوارهای برشی بتنی
- ۸-۴- مقاوم سازی سازه‌های فولادی با افزودن مهاربندهای مختلف
- ۹-۴- ضوابط کاشت آرماتور در استانداردهای ASCE 41-17 و ACI 318-19 و تغییرات قابل ملاحظه برای ACI 318-25 و ASCE 41-23
- ۱۰-۴- تشریح ضوابط پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش روش‌های مقاوم سازی ستون‌های بتن‌آرمه براساس ژاکت FRP و ژاکت فولادی مطابق با ضوابط ASCE 41-23 و ACI 369.1-23
- ۱۱-۴- بهسازی دیوارهای برشی با مود شکست برشی مطابق با ضوابط تشدید برش در ACI 318-25 و ظرفیت دورانی ASCE 41-23
- ۱۲-۴- بهسازی دیوارهای برشی با مود شکست کمانش جانبی مطابق با ضوابط ASCE 41-23

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

فصل اول دوره طراحی عملکردی و بهسازی لرزه‌ای؛
مفاهیم بنیادین در مهندسی زلزله و طراحی ساختمان
(مبانی اساسی، فلسفه، اصول، ضرورت‌ها و چالش‌ها)



مفهوم طراحی (Design Concept)

"مفهوم طراحی" یک مقوله بسیار موم و تعیین کننده‌ای است که با تشریح نیازهای طراحی، روند سیستماتیکی را برای طراحی استاندارد سازه مشخص می‌کند.

۱- رویکردهای طراحی (Design Approach)

۲- معیارهای طراحی (Design Criteria)

۳- چالش‌های طراحی (Design Challenges)

۱- رویکردهای طراحی

به چند حالت می‌توان در یک سازه یا یک المان نیرو ایجاد کرد؟

بارگذاری مستقیم روی سازه یا المان ← (بار ثقل، فشار جانبی فاک، فشار جانبی سیال و باد)

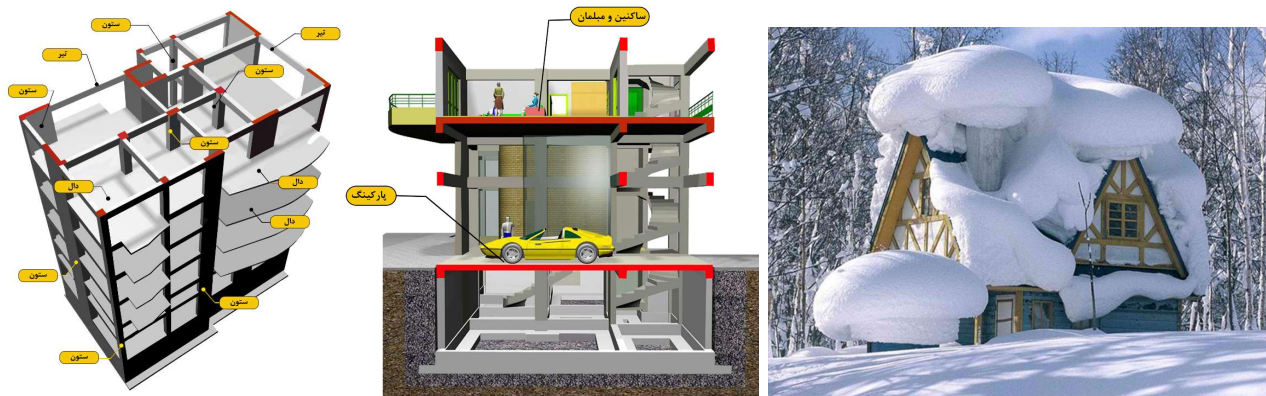
تقلیه انرژی به روی سازه یا المان ← (تقلیه انرژی در اثر زلزله و حرارت)

تعمیل تغییر شکل به المان یا سازه ← (نشست‌های تکیه‌گاهی)

۱- رویکردهای طراحی

به چند حالت می‌توان در یک سازه یا یک المان نیرو ایجاد کرد؟

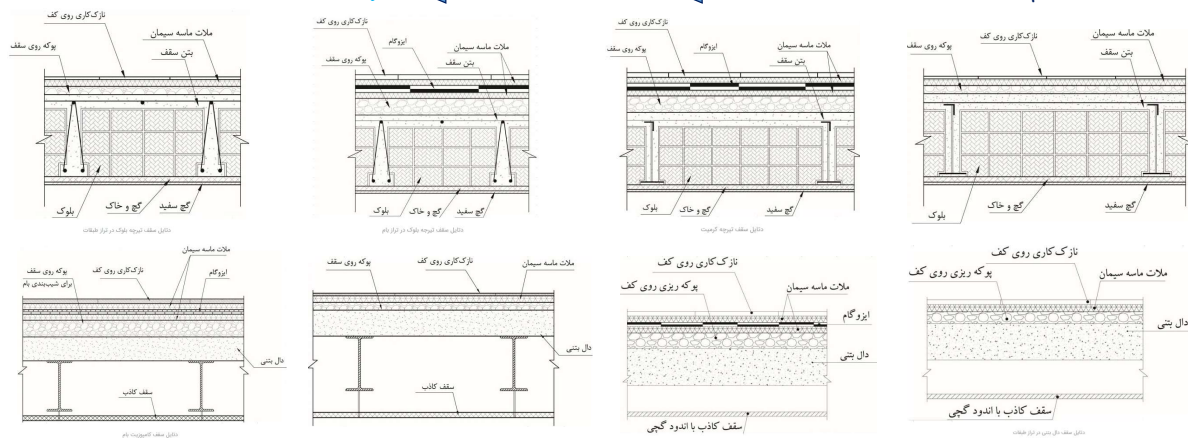
بارگذاری مستقیم روی سازه یا المان ← بار ثقل ← بار مرده، زنده و برف



۱- رویکردهای طراحی

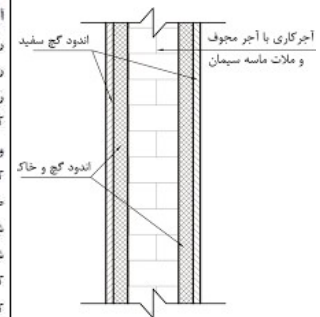
به چند حالت می‌توان در یک سازه یا یک المان نیرو ایجاد کرد؟

بارگذاری مستقیم روی سازه یا المان ← بار ثقل ← بار مرده



جدول شماره ب ۲ ۱ ۶ جرم واحد حجم مصالح و اجزای ساختمان		ادامه جدول شماره ب ۲ ۱ ۶ جرم واحد حجم مصالح و اجزای ساختمان	
جرم واحد حجم (کیلوگرم بر متر مکعب)	شرح	جرم واحد حجم (کیلوگرم بر متر مکعب)	شرح
۱۷۰۰۰	۱. آجرها و بلوک‌های ساختمانی	۲۲۰۰۰	۷. پوشش‌ها و مواد منفرقه ساختمانی
۱۳۰۰۰	آجر توپر پخته رسی معمولی (آجر فشاری)	۱۲۰۰۰	آسفالت
۱۴۵۰۰	آجر سوراخدار پخته رسی (آجر سفال)	۲۰۰۰۰	قیر
۱۸۰۰۰	آجر ماسه آهکی توپر	۱۶۰۰۰	تخته‌های سقف پوش آزیستی (آردوز)
۱۸۵۰۰	آجر نسوز	۱۸۰۰۰	ورق‌های موجدار آزیست
۲۰۰۰۰	آجر ضد اسید	۲۲۵۰۰	لوله‌های سیمان آزیست
۱۲۵۰۰	آجر شیشه ای محجوف	۲۴۰۰۰	موزایک سیمانی
۶۰۰	آجر محجوف	۲۴۰۰۰	سنگ موزایک
۹۰۰ تا ۱۳۰۰ (بسته به شکل)	بلوک سیمانی	۱۳۵۰۰	آجر فرش یا آجر سوراخدار
۱۸۵۰۰	۲. ملات‌ها	۱۶۰۰۰	آجر فرش یا آجر توپر
۲۰۰۰۰	ملات ماسه آهک	۱۱۵۰۰	رزین اپوکسی بدون فیلر (آزودنی)
۲۱۰۰۰	ملات ماسه سیمان و آهک (با نازد)	۲۰۰۰۰	رزین با مواد معدنی
۱۳۰۰۰	ملات ماسه سیمان	۱۸۰۰۰	رزین با قاپیر گلاس
۱۳۰۰۰	ملات گچ	۱۸۰۰۰	کف پوش لاستیکی
۱۹۰۰۰	ملات خاک نسوز	۱۴۰۰۰	ورق بی دی سی
۱۶۰۰۰	کاهگل	۱۷۰۰۰	کف پوش بی وی سی
۱۶۰۰۰	ملات گچ و خاک	۸۵۰۰۰	صفحات گچ و پرلیت جهت سقف کلاب
۲۰۰۰۰	ملات گل	۲۵۰۰۰	شیشه جام
		۳۰۰۰۰	شیشه مسلح
		۱۷۰۰۰	کاشی سرامیکی دیواری
		۲۱۰۰۰	کاشی سرامیکی کفی
	۳. بتن‌ها		
۲۴۰۰۰	بتن با شن و ماسه معمولی		
۲۵۰۰۰	بتن آرمه و بتن پیش تنیده با شن و ماسه معمولی		
۱۷۵۰۰	بتن با سرباره کوره آهن گدازی		
۶۰۰	بتن‌های سنگ هودار و گازی		
۱۰۰۰ تا ۱۸۰۰ (بسته به نوع)	بتن با سنگ دانه سبک		
۵۰۰ تا ۹۰۰ (بسته به نوع)	بتن اسفنجی		
۱۷۰۰۰	بتن یا خرده آجر		
۱۳۰۰۰	بتن یا پوکه معدنی و سیمان		
۱۸۰۰ تا ۱۰۰۰ (بسته به نوع)	بتن یا پوکه صنعتی و سیمان		

به چند حالت می توان در بارگذاری مستقیم روی س

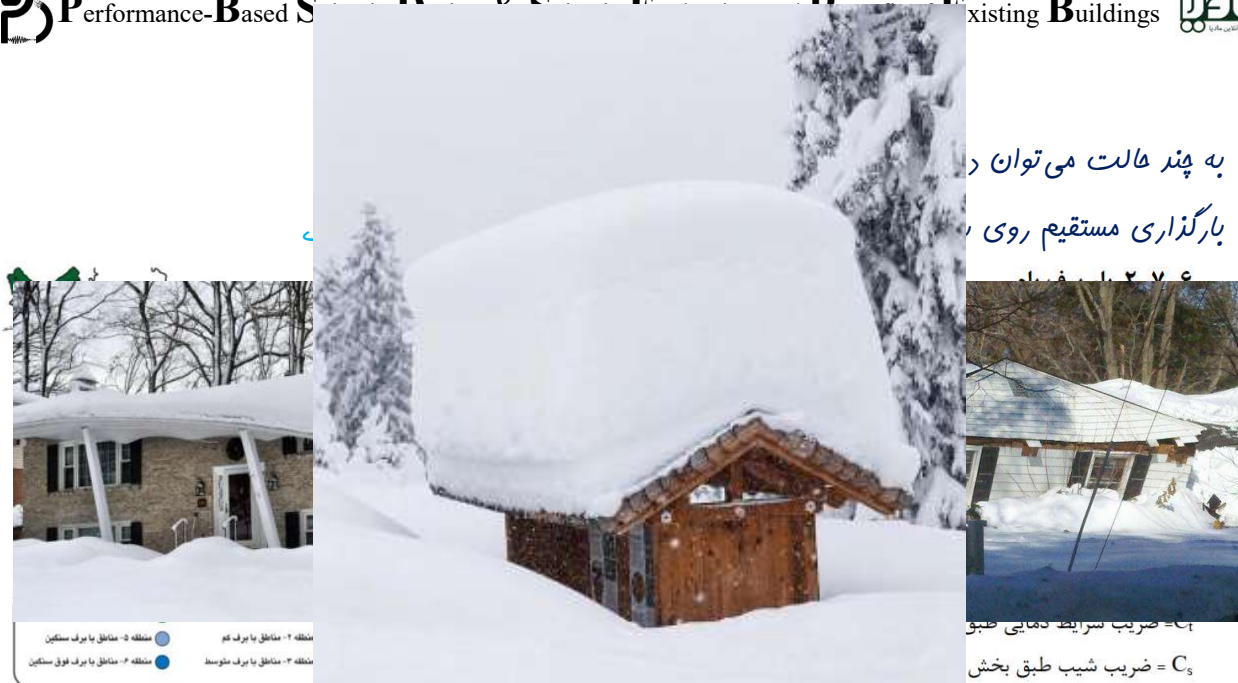


۱- رویکردهای طراحی

جدول ۱ ۵ ۶ حداقل بارهای زنده گسترده یکتواخت L و بار زنده متمرکز کفها				ادامه جدول ۱ ۵ ۶ حداقل بارهای زنده گسترده یکتواخت L و بار زنده متمرکز کفها				ادامه جدول ۱ ۵ ۶ حداقل بارهای زنده گسترده یکتواخت L و بار زنده متمرکز کفها			
ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر متر مربع	بار متمرکز کیلو نیوتن	ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر متر مربع	بار متمرکز کیلو نیوتن	ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر متر مربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۱	بازارها	۱۰	۱۰	۱	ساختمان‌ها و محله‌های مسکونی	۱۰	۱۰	۱	بیمارستان‌ها و مراکز درمانی	۱۰	۱۰
۱-۱	بازارهای معمولی تخت، شیشه‌دار و قوسی	۱۰	۱۰	۱-۱	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی مثل (مدرسه‌ها، کلاس، راهروها)	۱۰	۱۰	۱-۱	اتاق‌های بیمار	۱۰	۱۰
۱-۲	بازار با پوشش سنگ	۱۰	۱۰	۱-۲	اتاق‌های محل تجمع و راهروهای مرتب با آن	۱۰	۱۰	۱-۲	اتاق‌های بیمار	۱۰	۱۰



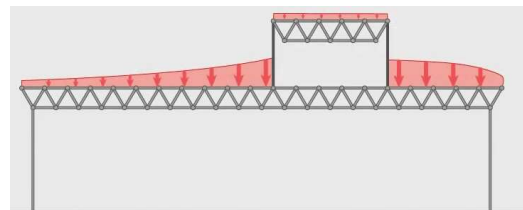
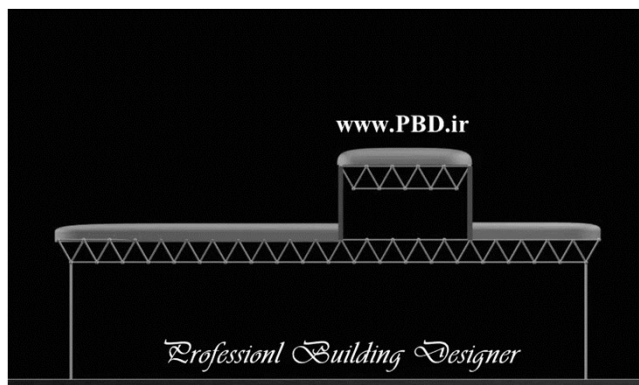
Golden Gate Bridge on its 50th Anniversary in May 1987: a classic example of live loads overload AP Photo / Doug Atkins



۱- رویکردهای طراحی

به چند حالت می توان در یک سازه یا یک المان نیرو ایجاد کرد؟

بارگذاری مستقیم روی سازه یا المان ← بار ثقل ← بار برف



۱- رویکردهای طراحی

به چند حالت می‌توان در یک سازه یا یک المان نیرو ایجاد کرد؟

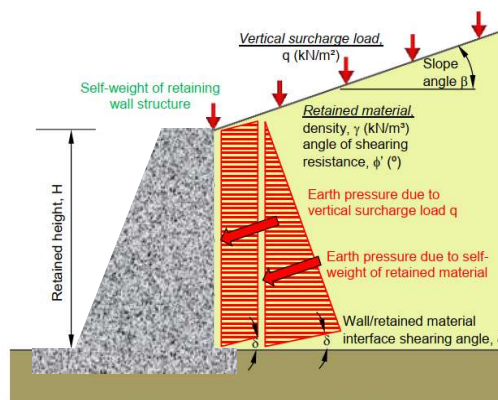
بارگذاری مستقیم روی سازه یا المان ← فشار جانبی خاک



۱- رویکردهای طراحی

به چند حالت می‌توان در یک سازه یا یک المان نیرو ایجاد کرد؟

بارگذاری مستقیم روی سازه یا المان ← فشار جانبی خاک



۱- رویکردهای طراحی

به چند حالت می توان در یک سازه یا یک المان نیرو ایجاد کرد؟

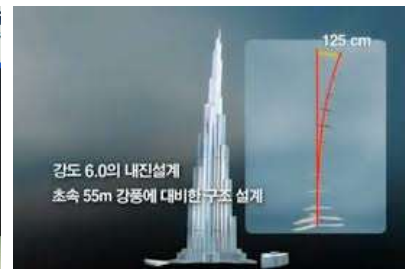
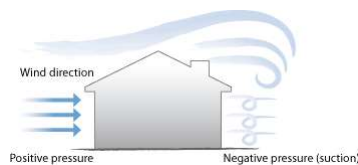
بارگذاری مستقیم روی سازه یا المان ← فشار جانبی سیال



۱- رویکردهای طراحی

به چند حالت می توان در یک سازه یا یک المان نیرو ایجاد کرد؟

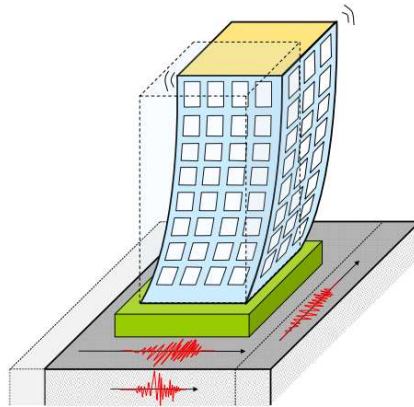
بارگذاری مستقیم روی سازه یا المان ← فشار جانبی باد



۱- رویکردهای طراحی

به چند حالت می‌توان در یک سازه یا یک المان نیرو ایجاد کرد؟

تقلیه انرژی به روی سازه یا المان ← انرژی زلزله



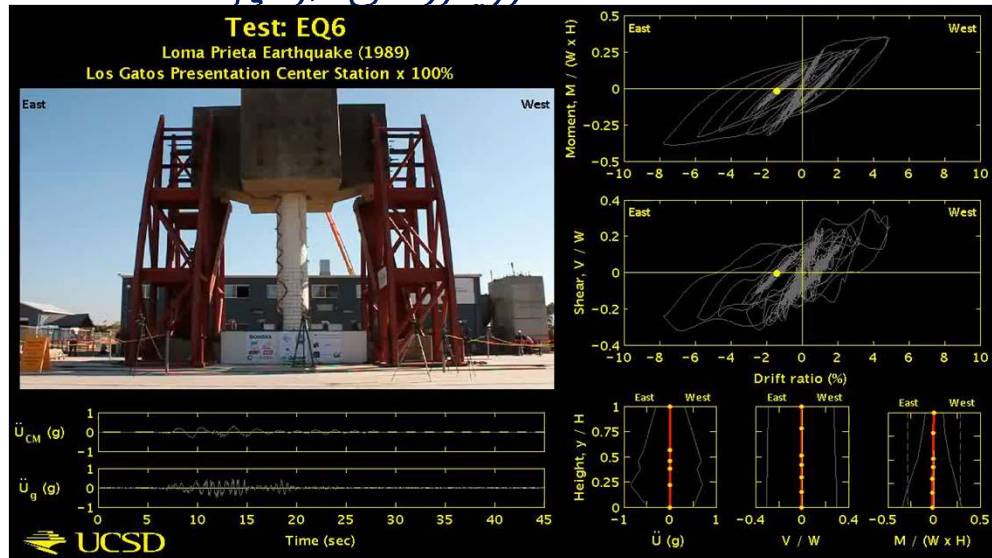
۱- رویکردهای طراحی

به چند حالت می‌توان در یک سازه یا یک المان نیرو ایجاد کرد؟

تقلیه انرژی به روی سازه یا المان ← انرژی زلزله



۱- رویکردهای طراحی



۱- رویکردهای طراحی

به چند حالت می توان در یک سازه یا یک المان نیرو ایجاد کرد؟

تفلیه انرژی به روی سازه یا المان ← انرژی زلزله



۱- رویکردهای طراحی

به چند حالت می توان در یک سازه یا یک المان نیرو ایجاد کرد؟

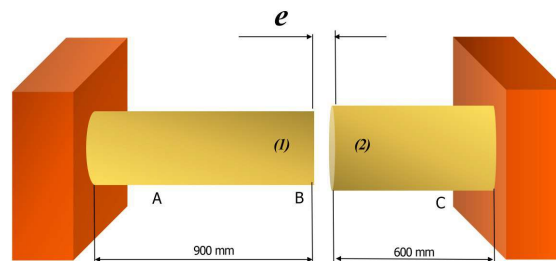
تفلیه انرژی به روی سازه یا المان ← انرژی زلزله



۱- رویکردهای طراحی

به چند حالت می توان در یک سازه یا یک المان نیرو ایجاد کرد؟

تفلیه انرژی به روی سازه یا المان ← انرژی حرارتی



۱- رویکردهای طراحی (Design Approach)

طراحی براساس مقاومت طراحی براساس تغییر شکل

نیاز تغییر شکلی > ظرفیت تغییر شکلی

بارهای ناشی از اثرات حرارت

بارهای ناشی از اثرات **زلزله**

نیاز مقاومتی > ظرفیت مقاومتی

بارهای ناشی از ثقل

بارهای ناشی از اثرات فشار جانبی خاک

بارهای ناشی از اثرات فشار سیالات

بارهای ناشی از اثرات باد

۲- معیارهای طراحی (Design Criteria)

1-Strength

2-Stiffness

3-Stability

4-Ductility

5-Serviceability

۱- مقاومت

۲- سفتی

۳- پایداری

۴- شکل پذیری

۵- بهره‌برداری

۳- چالش‌های طراحی (Design Challenges)

1-Practical Justification

۱- توجیه اجرایی

2-Architectural Justification

۲- توجیه معماری

3-Economic Justification

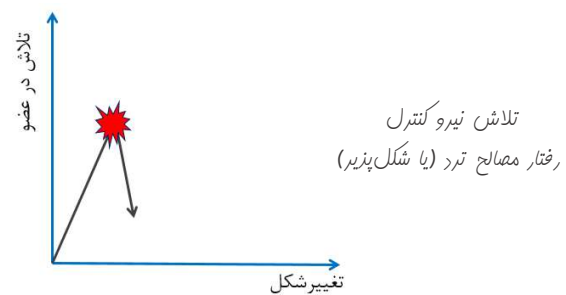
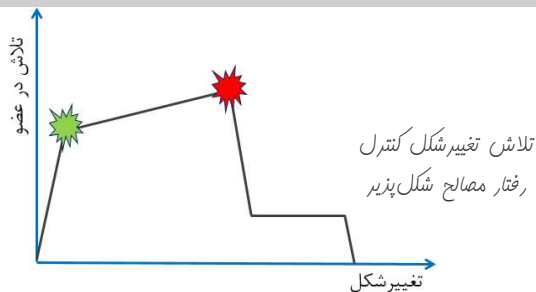
۳- توجیه اقتصادی

4-Performance Justification

۴- توجیه عملکردی

به قطع برای رسیدن به طرحی ایمن در برابر نیروی وزن، بایستی ضریب اطمینان طراحی بزرگتر مساوی یک باشد.

مثلاً
در
کدام



۱- رویکردهای طراحی

مثال ۱ (رویکرد مقاومتی برای طراحی)

لیکن برای انتقال بهتر این مفهوم، این مثال برای دو حالت ضریب اطمینان کمتر از یک و بزرگتر از یک بررسی می‌گردد.

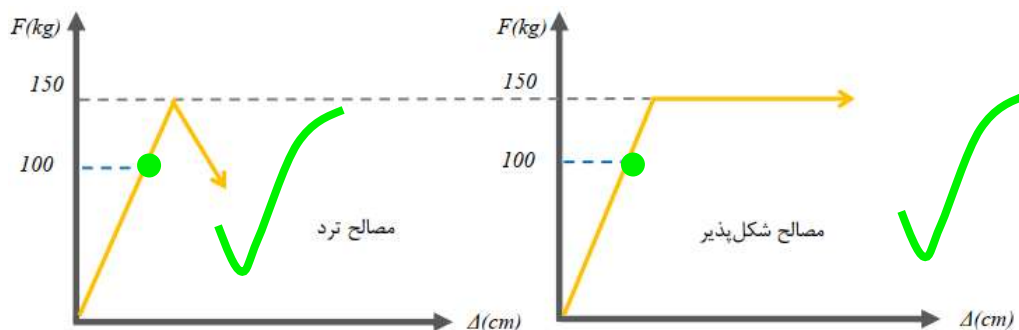
$$F.S = \frac{\text{Design Strength}}{\text{Demand Strength}} \quad F.S = 1.5 \quad \text{الف) ضریب اطمینان بزرگتر از یک}$$

$$\text{Design Strength} = (F.S) \times \text{Demand} = 1.5 \times 100 = 150 \text{kg}$$

۱- رویکردهای طراحی

$$\text{Design Strength} = (F.S) \times \text{Demand} = 1.5 \times 100 = 150 \text{kg}$$

مثال ۱ (رویکرد مقاومتی برای طراحی)



۱- رویکردهای طراحی

مثال ۱ (رویکرد مقاومتی برای طراحی)

$$F.S = \frac{\text{Design Strength}}{\text{Demand Strength}}$$

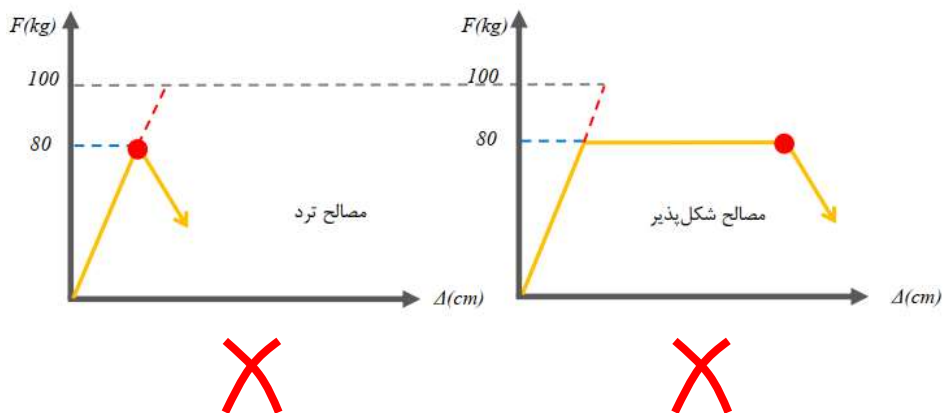
(ب) ضریب اطمینان کوچکتر از یک $F.S = 0.8$

$$\text{Design Strength} = (F.S) \times \text{Demand} = 0.8 \times 100 = 80 \text{ kg}$$

۱- رویکردهای طراحی

$$\text{Design Strength} = (F.S) \times \text{Demand} = 0.8 \times 100 = 80 \text{ kg}$$

مثال ۱ (رویکرد مقاومتی برای طراحی)



۱- رویکردهای طراحی

مثال ۱ (رویکرد مقاومتی برای طراحی)

به دلیل ماهیت مقاومتی و نیرویی بارهای ثقلی، مقدار این بارها ثابت بوده و وابسته به تغییر شکل و رفتار سازه نمی‌باشند، بنابراین شرط لازم و کافی برای تامین پایداری در برابر این نیرو داشتن حداقل مقاومتی برابر با نیروی وارده می‌باشد لذا طراحی با مصالح شکل‌پذیر با فرض ضریب اطمینان برابر با 0.8 نیز مکوم به شکست می‌باشد چون ضعف مقاومتی در برابر این ماهیت از بارها به وسیله شکل‌پذیری و حوزه فراتجاعی پیران نفوادم شد. تفاوت شکست مصالح شکل‌پذیر با مصالح ترد تنها در عبور از حوزه فراتجاعی می‌باشد، نقاط قرمز رنگ نشان داده شده در شکل قبلی نقاط شکست مصالح می‌باشد.

۱- رویکردهای طراحی

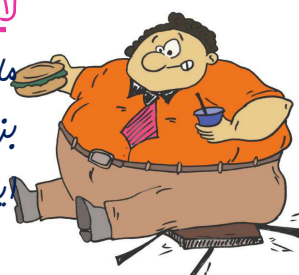
نتیجه:

مثال ۱ (رویکرد مقاومتی برای طراحی)

مستقل از نوع مصالح (چه ترد و چه شکل‌پذیر) شرط لازم و کافی برای تامین پایداری در برابر بارهایی با ماهیت مقاومتی و نیرویی داشتن ضریب اطمینان بزرگتر مساوی یک می‌باشد. لذا ورود به حوزه تسلیم در این ماهیت از بارها برابر شکست نخواهد بود.

$F.S < 1.0$

$F.S \geq 1.0$



۱- رویکردهای طراحی

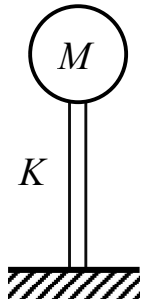
زلزله تمریک شتابدار فونداسیون بوده که وابسته به قدرت زلزله، جنس خاک، توزیع جرم، سفتی و میرایی سازه و ارتفاع سازه، شتابی در تراز طبقات ایجاد می‌کند. بنابر قانون دوم نیوتن این شتاب باعث ایجاد نیروی اینرسی در دیافراگم طبقات خواهد شد. نیروی ایجاد شده از طریق سیستم سازه‌ای اخفی به سیستم باربر قائم منتقل شده و به صورت سلسه مراتبی به فونداسیون خواهد رسید که در نهایت فونداسیون تلاش‌های مذکور را به صورت تلاش فشاری به خاک زیر سازه منتقل خواهد کرد.

۱- رویکردهای طراحی

اگر طبقات ابتدایی قدرت انتقال این شتاب را نداشته باشند در این صورت پلاستیک خواهند شد بنابراین قادر نخواهند بود تا بیشتر از حد ظرفیتی خود انتقال دهند. در این میان با افزایش انرژی وارده از سمت زلزله، تغییر شکل پلاستیک طبقات مذکور به صورت تسلسلی زیاد شده و در صورت تجاوز از ظرفیت تغییرشکلی طبقات نهایتاً باعث کپس آنها خواهد شد. این کپس می‌تواند صرفاً به صورت ناپایداری جانبی رخ دهد یا به همراه ناپایداری ثقلی نیز باشد.

۱- رویکردهای طراحی

۱- نیروی زلزله و مقاومت جانبی سازه



مقاومت جانبی سازه = 100ton

- برای مناسبه نیروی زلزله این سازه چه باید کرد؟

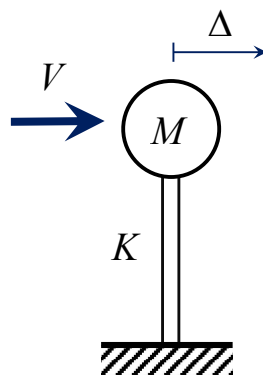
- آیا بایستی جرم و سفتی سازه مشخص باشد؟

- آیا بایستی جنس فاک معلوم باشد؟

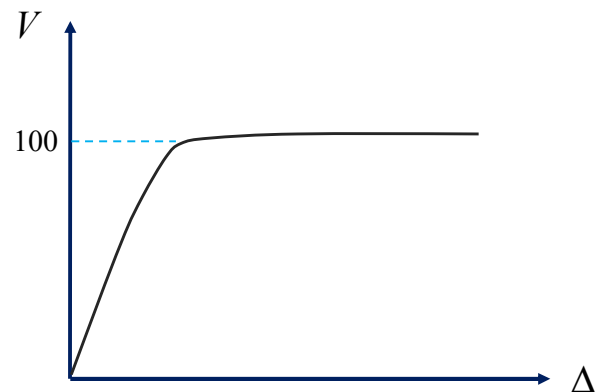
- آیا بایستی قطر لرزه‌فیزی سایت مشخص گردد؟

۱- رویکردهای طراحی

۱- نیروی زلزله و مقاومت جانبی سازه



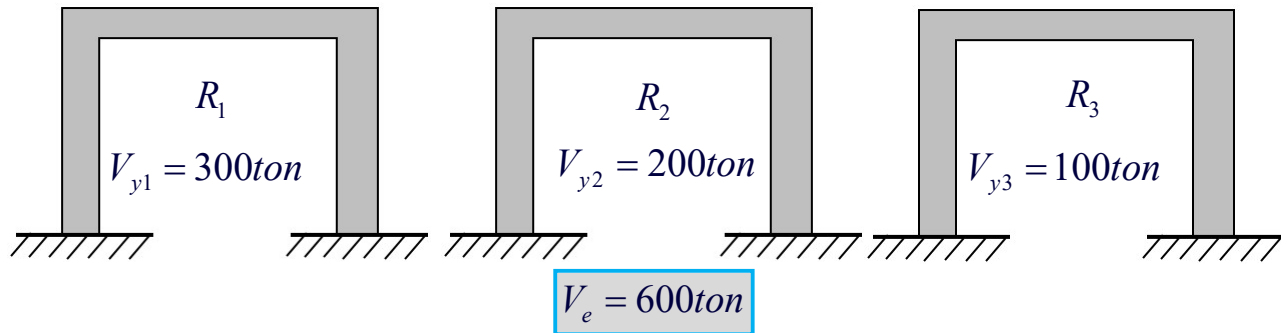
مقاومت جانبی سازه = 100ton



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

مثال ۲ (رویکرد تغییرشکلی برای طراحی)

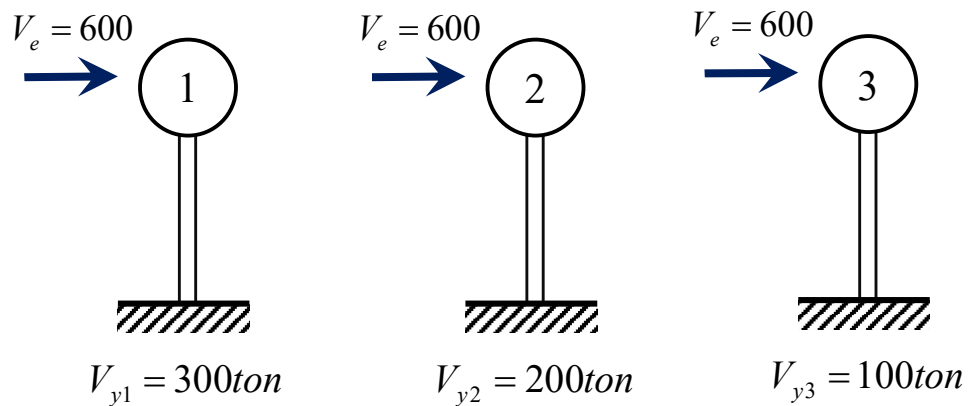
طراحی یک سازه مشخص برای رفتار فطری و ضریب رفتارهای $R_3 > R_2 > R_1$



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

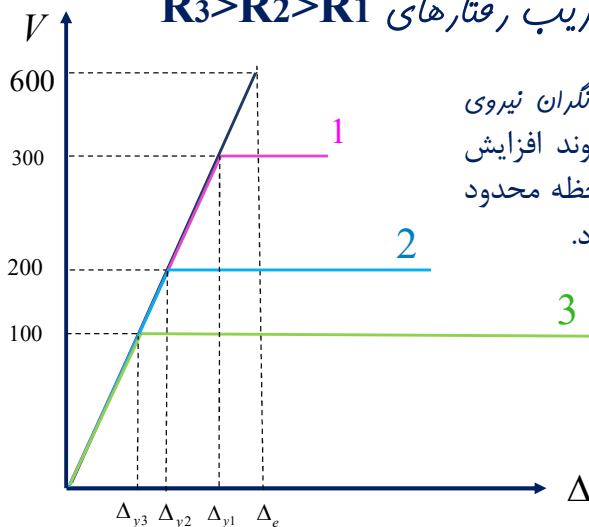
مثال ۲ (رویکرد تغییرشکلی برای طراحی)

نیروی زلزله هر کدام از این سازه‌ها را مشخص کنید. المان‌های فیوز سازه به چه حدی طراحی می‌شوند؟



مثال ۲ (رویکرد تغییرشکلی برای طراحی)

طراحی یک سازه مشخص برای رفتار فطی و ضریب رفتارهای $R_3 > R_2 > R_1$



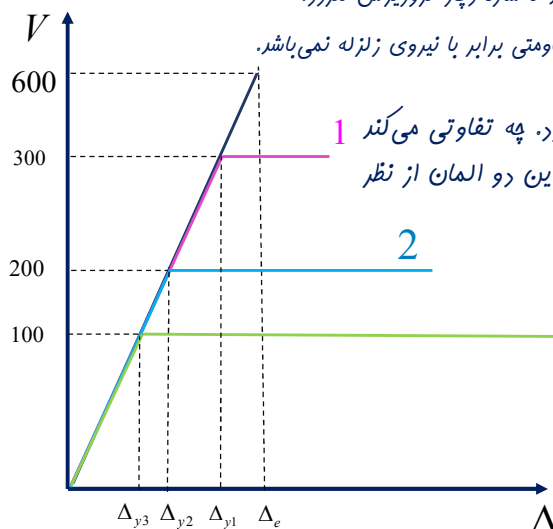
۱- در سازه‌های طراحی شده براساس شکل‌پذیری، آئین‌نامه‌ها نگران نیروی وارده نیستند. چرا که با افزایش انرژی وارد بر سیستم، روند افزایش نیروهای داخلی در عضو متوقف شده (به طور قابل ملاحظه محدود گشته) و عملاً افزایش انرژی تبدیل به تغییرشکل می‌شود.

۲- متناسب با مقاومت جانبی سازه، نیاز تغییرشکلی سازه تعیین شده و سازه بایستی قابلیت تحمل تغییرشکل‌های فراتر از تجمعی مذکور را داشته باشد.

استاندارد ۲۸۰۰ : مقاومتی به اندازه یک دهم کل نیروی زلزله کفایت می‌کند تا سازه پایداری خودش را در زلزله حفظ کند.

اساس کار روش طراحی مقاومتی؛ بایستی مقاومت بیش از نیروی وارده باشد تا سازه دچار فروریزش نگردد.

لذا با این اساس استاندارد ۲۸۰۰ قبول می‌کند که شرط پایداری در برابر زلزله تامین مقاومتی برابر با نیروی زلزله نمی‌باشد.

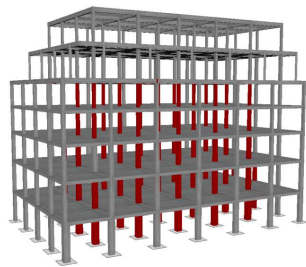


۱- با توجه به موارد اشاره شده ضریب اطمینان خیلی کمتر از یک فواید بود. چه تفاوتی می‌کند ضریب اطمینان یک المان 0.7 باشد یا اینکه 0.5 باشد؟ در هر صورت این دو المان از نظر روش مقاومتی مردود هستند.

۲- اگر در یک طراحی مقدار DCR ستون برابر با 1.18 شود چرا این ستون از نظر ۲۸۰۰ مردود می‌باشد؟ آیا این ستون آسیب‌پذیر محسوب می‌شود؟

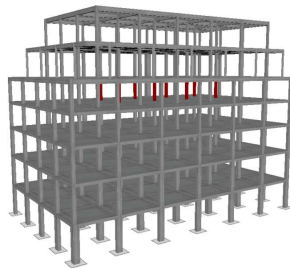
با وجود پذیرفتن این نکته که مقاومت شرط لازم برای پایداری در برابر نیروی زلزله نمی‌باشد ولی کماکان در کنترل‌های طراحی از اساس مقاومتی استفاده می‌شود.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



تخلیه فطی

- ✓ مردود شدن حدود ۸۰ ستون از کل ستون‌های ساختمان
- ✓ این تعداد ستون‌ها، ۵ طبقه از ساختمان را شامل می‌شوند.



تخلیه غیر فطی

- ✓ مردود شدن ۸ ستون از کل ستون‌های ساختمان
- ✓ این تعداد ستون‌ها، فقط ۱ طبقه از ساختمان را شامل می‌شوند.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



مبانی اساسی، فلسفه، اصول، ضرورت‌ها و چالش‌ها

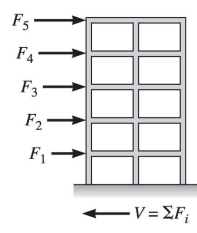
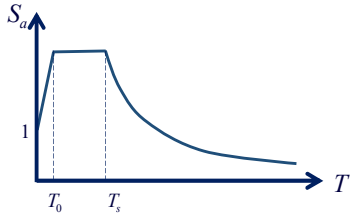
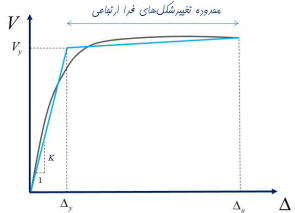
رکن اساسی در استانداردهای طراحی ساختمان در برابر زلزله، چیست؟



مبانی اساسی، فلسفه، اصول، ضرورت‌ها و چالش‌ها

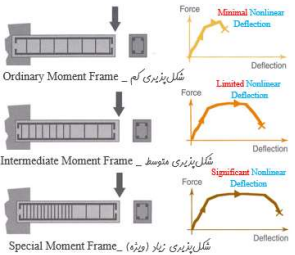
رکن اساسی در استانداردهای طراحی ساختمان در برابر زلزله، چیست؟

$$V = \frac{ABI}{R} W$$

$$F_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \times [V = C.W]$$




محدوده تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی

- ✓ مقاومت و سختی
- ✓ نیروی زلزله
- ✓ شتاب مبنای طرح A
- ✓ ضریب بازتاب B
- ✓ ضریب رفتار R
- ✓ ضریب اهمیت I
- ✓ طیف شتاب طراحی در ۲۸۰۰
- ✓ طراحی لرزه‌ای
- ✓



شکل‌پذیری کم

شکل‌پذیری متوسط

شکل‌پذیری زیاد (موزون)

?

مبانی اساسی، فلسفه، اصول، ضرورت‌ها و چالش‌ها

رکن اساسی در استانداردهای طراحی ساختمان در برابر زلزله، چیست؟

- ✓ ضریب رفتار R
- ✓ طراحی لرزه‌ای

علت به وجود آمدن پارامتری به نام ضریب رفتار و به تبع آن به وجود آمدن طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، در چیست؟

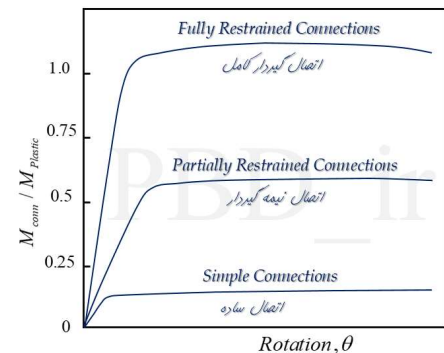
مفصل پلاستیک

مفصل پلاستیک از دو بخش **مفصل** و **پلاستیک** تشکیل شده است

مفصل و پلاستیک هر کدام به چه مفهومی می‌باشد؟

مفصل پلاستیک چیست؟

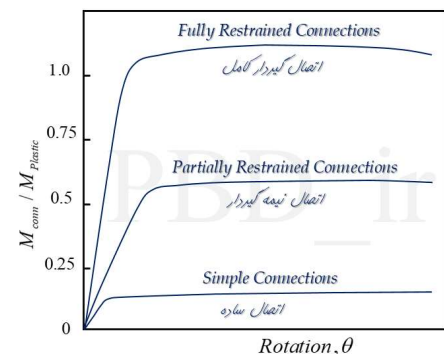
در مهندسی زلزله زمانی به یک مقطع لفظ مفصل اختصاص داده می‌شود که آن مقطع در برابر تلاش مورد نظر دارای سفتی نزدیک به صفر بوده و یا اینکه بخش قابل توجهی از سفتی خودش را از دست بدهد. در هر دو حالت سفتی نزدیک به صفر بوده و بنابراین در اثر تلاش تقریباً ثابت، تغییر شکل‌های مقطع به صورت تسلسلی زیاد می‌شود. مفاصل مذکور به دو صورت مفصل مکانیکی و مفصل پلاستیک تعریف می‌گردند.



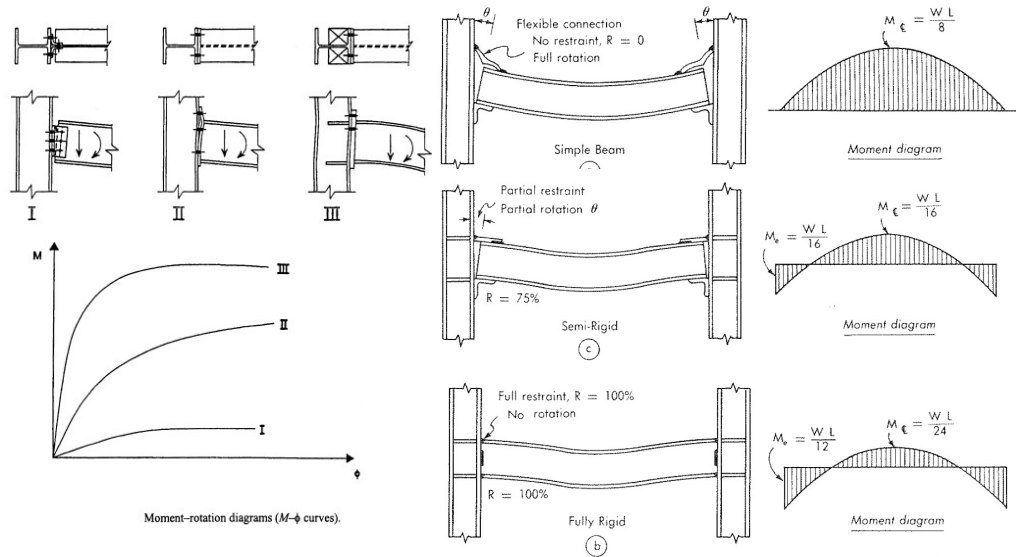
مفصل پلاستیک چیست؟

۱- زمانی که مقطع مورد نظر تحت تلاش صفر یا نزدیک به صفر دچار تغییر شکل‌های قابل ملاحظه شود مفصل مذکور را مفصل مکانیکی می‌نامند.

۲- زمانی که مقطع مورد نظر تحت تلاش قابل ملاحظه‌ای (این تلاش همان مقاومت پلاستیک مقطع می‌باشد) دچار تغییر شکل‌های تسلسلی گردد مفصل مذکور را مفصل پلاستیک می‌نامند. مفصل پلاستیک مقطعی است که تحت نیروی تسلیم، مقطع منتهی تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی می‌گردد.



مفصل پلاستیک چیست؟



مبانی اساسی، فلسفه، اصول، ضرورت‌ها و چالش‌ها

رکن اساسی در استانداردهای طراحی ساختمان در برابر زلزله، چیست؟

مفصل پلاستیک:

مقطعی است که تحت تلاش ایبار شده در آن، به حد تسلیم رسیده باشد و در آن انتظار تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی را داشته باشیم.

مفصل پلاستیک در مقطع فولادی:

در مقطع فولادی مفصل پلاستیک مقطعی است که وابسته به نوع تلاش ایبار شده در مقطع، برفشی یا کل اجزای مقطع تسلیم شوند.

مفصل پلاستیک در مقطع بتن‌آرمه:

در مقطع بتن‌آرمه مفصل پلاستیک مقطعی است آرماتورهای کششی در آن مقطع جاری شوند.

مبانی اساسی، فلسفه، اصول، ضرورت‌ها و چالش‌ها

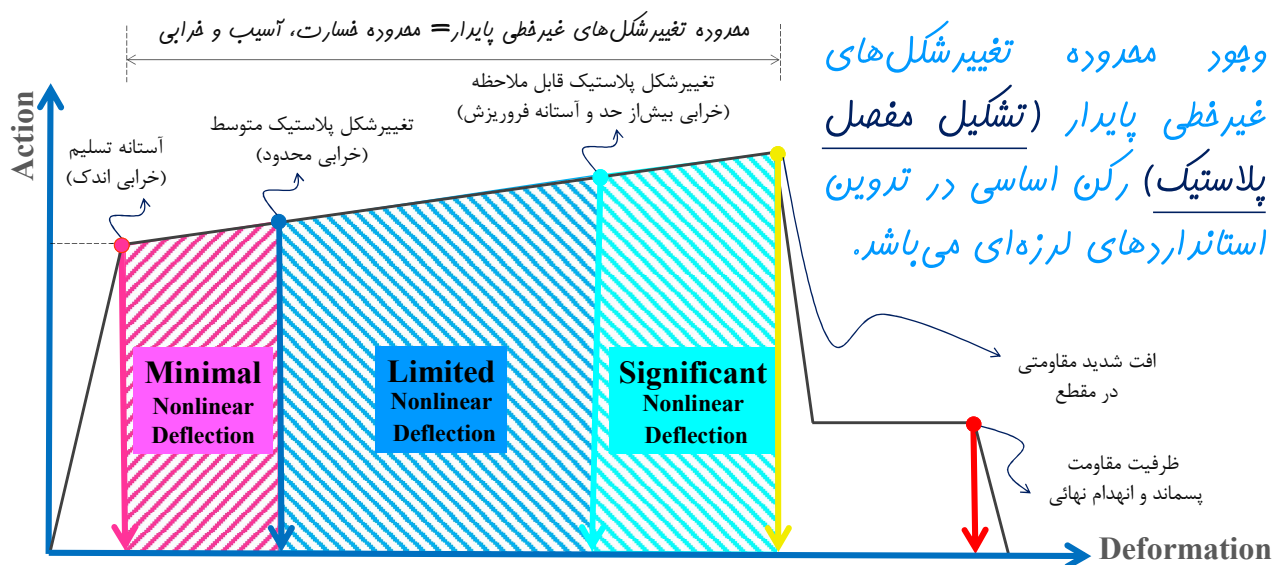
رکن اساسی در استانداردهای طراحی ساختمان در برابر زلزله، چیست؟

مفصل پلاستیک:

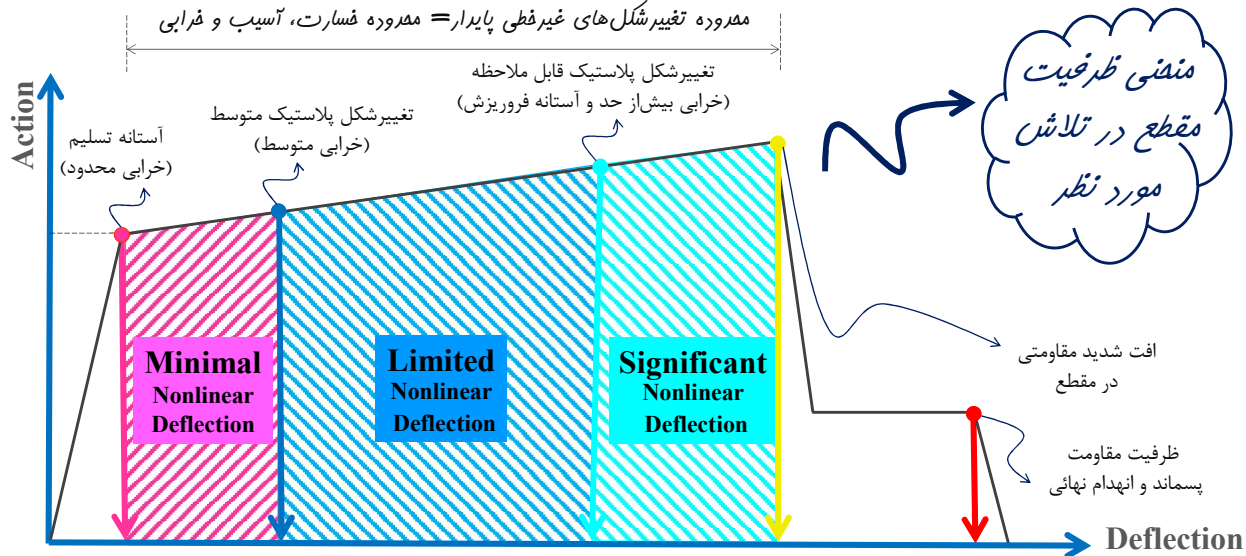
پس از تسلیم، عضو قادر به تحمل تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی محدود تا بعضاً گسترده می‌باشد، که نهایتاً پس از تحمل یک میزان تغییر شکل فرا ارتجاعی معلوم، دچار زوال مقاومتی و یا افت شدید مقاومتی گشته، باربری خود را از دست داده و بعضاً دچار فروریزش می‌شود، به محدود رفتاری و عملکردی پس از تسلیم تا افت شدید مقاومت، اصطلاحاً محدود مقاومت فرا ارتجاعی، ظرفیت پس از تسلیم یا محدود تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی پایدار گفته می‌شود.

وجود این ناحیه مهمترین مبنای تدوین ضوابط استانداردهای زلزله می‌باشد.

منحنی ظرفیت در مولفه‌های سازه‌ای

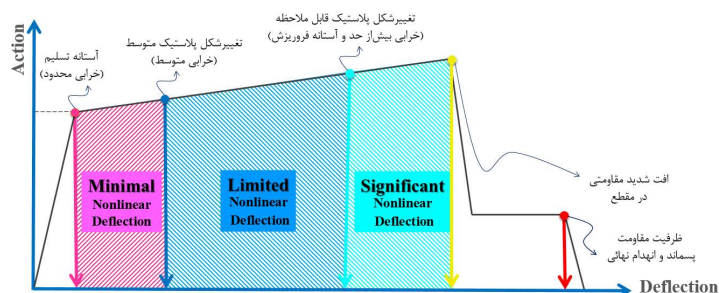


منحنی ظرفیت در مولفه‌های سازه‌ای

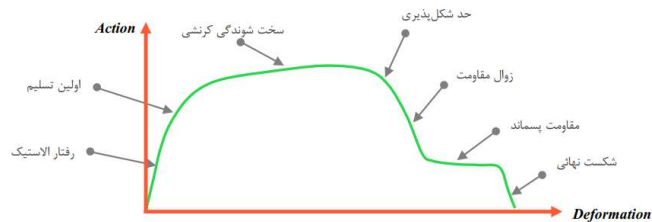


منحنی ظرفیت در مولفه‌های سازه‌ای

- شیب ناهیه تسلیم در المان‌های مختلف و تلاش‌های مختلف متفاوت می‌باشد و به پارامترهای بسیار زیادی وابسته است. لیکن بر اساس ASCE41-13 و نشریه ۳۶۰ برای مقاطع بتن آرمه ۱۰٪ و برای مقاطع فولادی ۱۳٪ شیب ناهیه الاستیک لحاظ می‌گردد.
- محدوده ظرفیت فرا ارتعاشی مهم‌ترین رکن تدوین استانداردهای لرزه‌ای است.
- بعد از تسلیم مقطع، المان دچار فروریزش، گسیفتگی و انهدام نمی‌شود.
- تمامی تعاریف شکل‌پذیری، میرایی و ظرفیت استهلاک انرژی همگی از منحنی ظرفیت بررسی شده در شکل زیر نتیجه می‌شوند.



نکات مهم در منحنی نیرو - تغییر شکل مولفه‌های سازه‌ای



شکل (۱-۱) منحنی ظرفیت مولفه‌های سازه‌ای معمول

۱- منحنی ظرفیت در مولفه‌های سازه‌ای

۲- آسیب، فسارت و فرایی

۳- فروریزش، گسیفتگی و انهدام

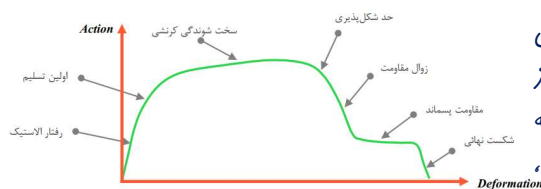
۴- انواع شکل‌های مفتلف برای منحنی ظرفیت

۵- مقاومت و سفتی در منحنی ظرفیت

۶- اتلاف انرژی در منحنی ظرفیت

۷- شکل پذیری در منحنی ظرفیت

۱- منحنی ظرفیت در مولفه‌های سازه‌ای



شکل (۱-۱) منحنی ظرفیت مولفه‌های سازه‌ای معمول

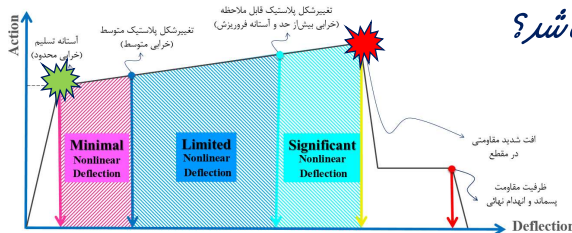
المان‌های سازه‌ای در مقاطع مفتلف متمم نیروها و لنگرهای داخلی متنوعی نظیر نیرو محوری، نیروی برشی، لنگر فمشی و لنگر پیمشی می‌باشند که از طریق مکانیک جامدات هر کدام از این نیروها و لنگرها را می‌توان به تنش‌های محوری و برشی متناظر تبدیل کرد. در مهندسی زلزله به این نیرو، لنگر و تنش‌های داخلی ایبار شده لفظ تلاش (Action) اطلاق می‌گردد.

بنابراین تلاش‌های داخلی می‌توانند هم از جنس نیرو و لنگر باشند و هم از جنس تنش باشند. هر کدام از تلاش‌های ذکر شده باعث ایبار تغییر شکل‌های (Deformation) متناظر در مقطع خواهند شد. به عنوان مثال تلاش نیروی محوری فشاری باعث کاهش طول، تلاش لنگر فمشی باعث دوران، تلاش برش باعث اعوجاج و ... خواهند شد. در نموداری که محور قائم آن تلاش و محور افقی آن تغییر شکل ناشی از آن تلاش باشد به منحنی حاصله از آن نمودار **منحنی ظرفیت مقطع برای آن تلاش** گفته می‌شود. منحنی ظرفیت به فرم نیرو-تغییر مکان برای کل سازه نیز تعریف می‌شود که مشتملاً وابسته منحنی ظرفیت مولفه‌های سازه‌ای خواهد بود.

۲- آسیب، فسارات و فرابی - فروریزش، گسیفتگی و انهدام

این مفاهیم چه تفاوتی باهم دارند؟

اساساً کدام مورد مطلوب طرح لرزه‌ای است و کدام مورد برای طراحی لرزه‌ای غیر

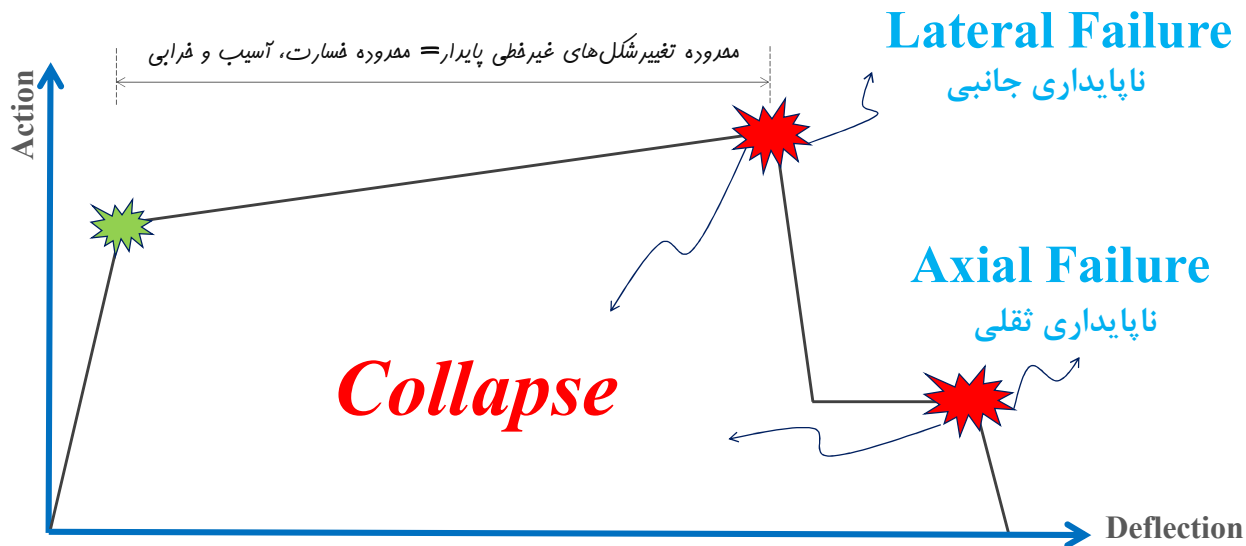


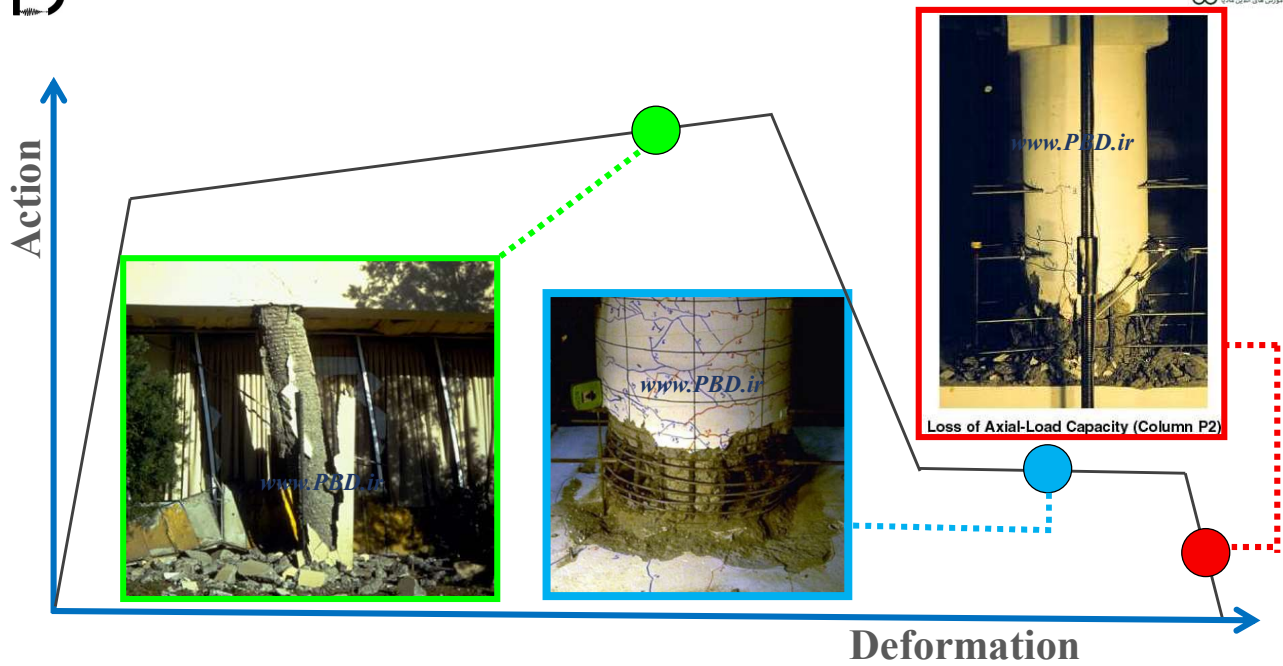
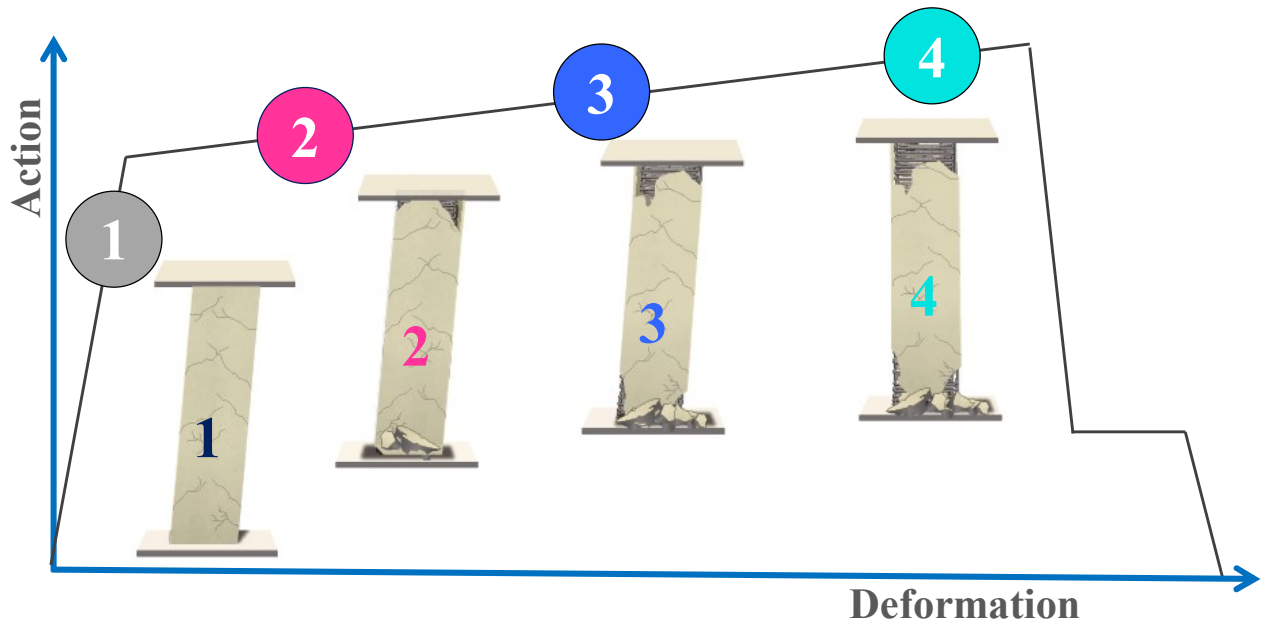
مطلوب می‌باشد؟

- | | |
|------------|------------|
| (Damage) | ۱- آسیب |
| (Damage) | ۲- فسارت |
| (Damage) | ۳- فرابی |
| (Collapse) | ۴- فروریزش |
| (Collapse) | ۵- انهدام |
| (Rupture) | ۶- گسیفتگی |

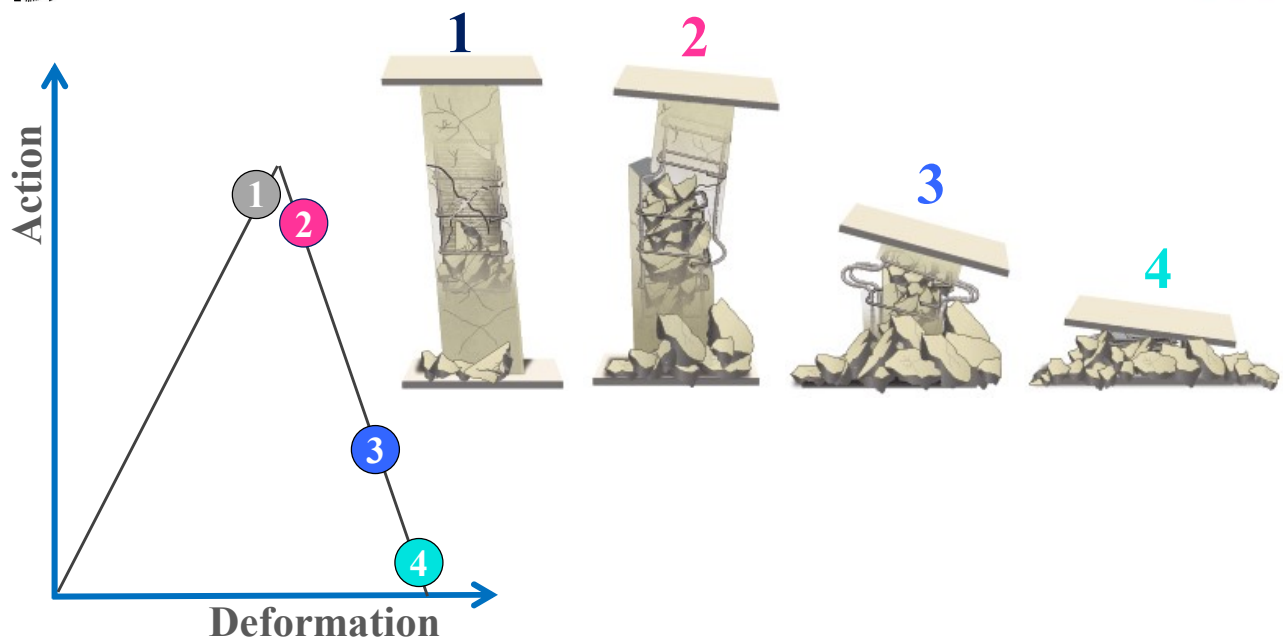
شکست
Failure

۲- آسیب، فسارات و فرابی - فروریزش، گسیفتگی و انهدام





Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

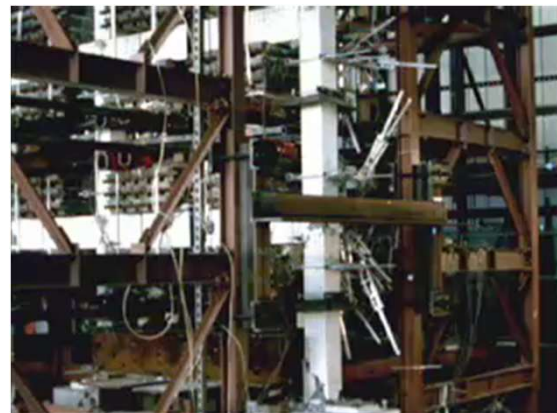


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

۲- آسیب، فسارات و خرابی - فروریزش، گسیفتگی و انهدام



ناپایداری جانبی و ثقلی قاب



ناپایداری ثقلی قاب

۲- آسیب، فسارات و فرابی - فروریزش، گسیفتگی و انهدام



۲- آسیب، فسارات و فرابی - فروریزش، گسیفتگی و انهدام

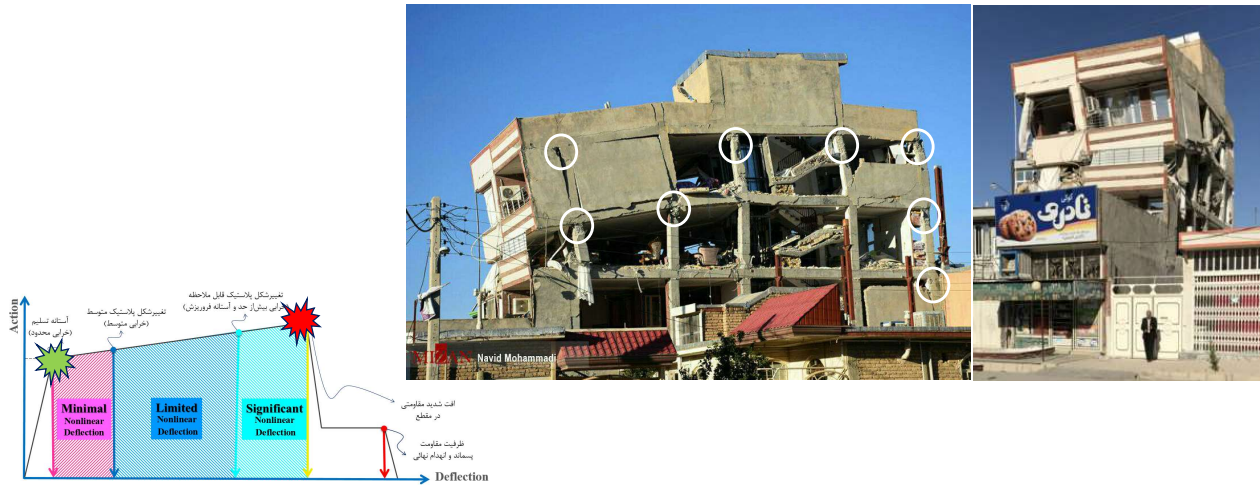
B. Buildings with weak ground floors are vulnerable to collapse during an earthquake. The unbraced ground-floor garages of this apartment building collapsed in the Northridge earthquake in 1994.

C. Too many windows on a single floor can lead to collapse, as was the case in the second floor of this building in the Kobe, Japan, earthquake.

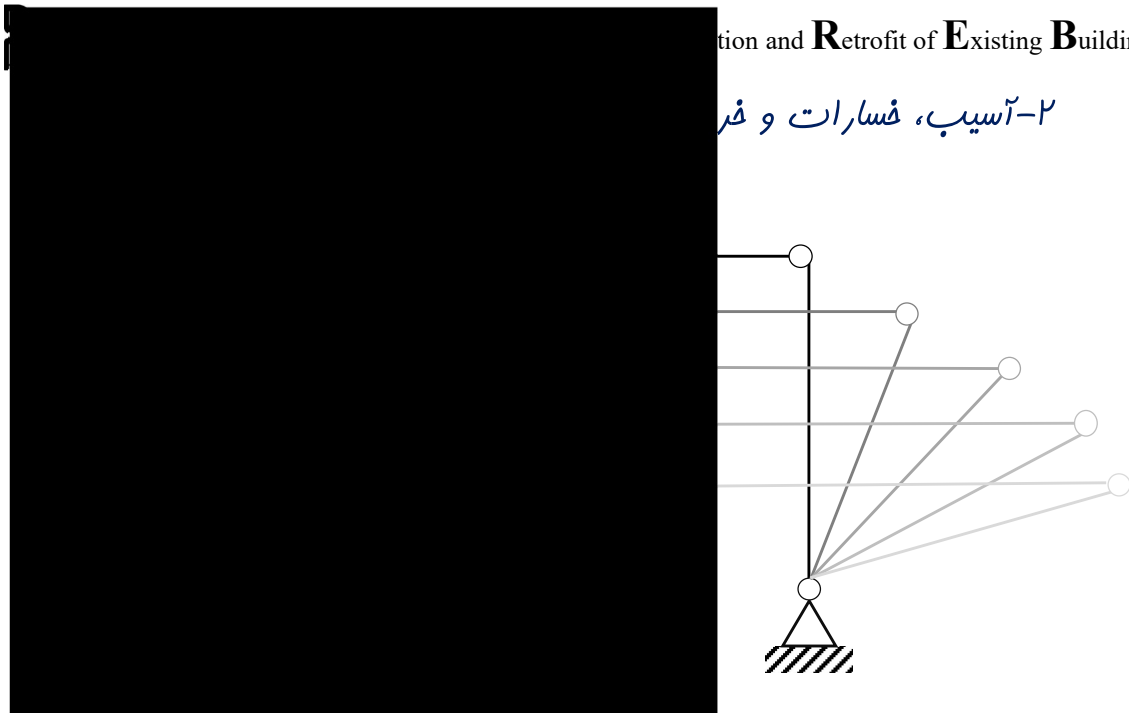
D. Diagonal braces add support to help a building withstand earthquake shaking. These braces were added to provide more stability to this U.S. Geological Survey Building in Menlo Park, California.

The diagram consists of three parts. Part B shows a photograph of a collapsed ground floor garage and a corresponding floor plan diagram with a red arrow pointing to the garage area. Part C shows a photograph of a collapsed weak floor with many windows and a corresponding floor plan diagram with a red arrow pointing to the windowed area. Part D shows a photograph of a building with diagonal braces and a corresponding floor plan diagram with a red arrow pointing to the braced area.

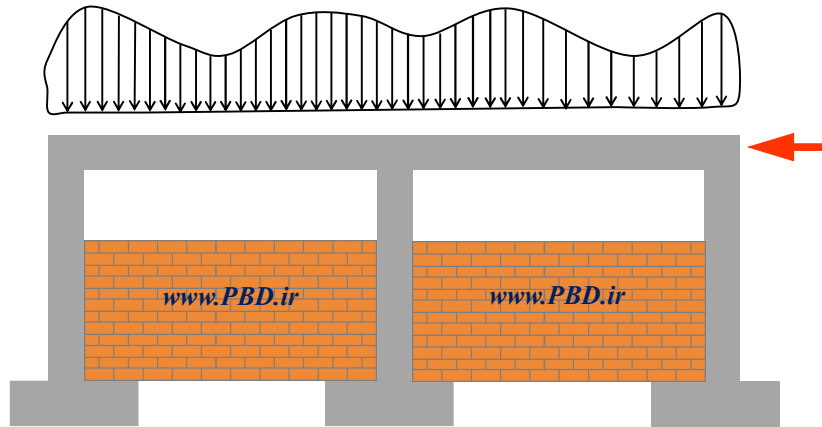
۲- آسیب، فسارات و فرابی - فروریزش، گسیفتگی و انهدام



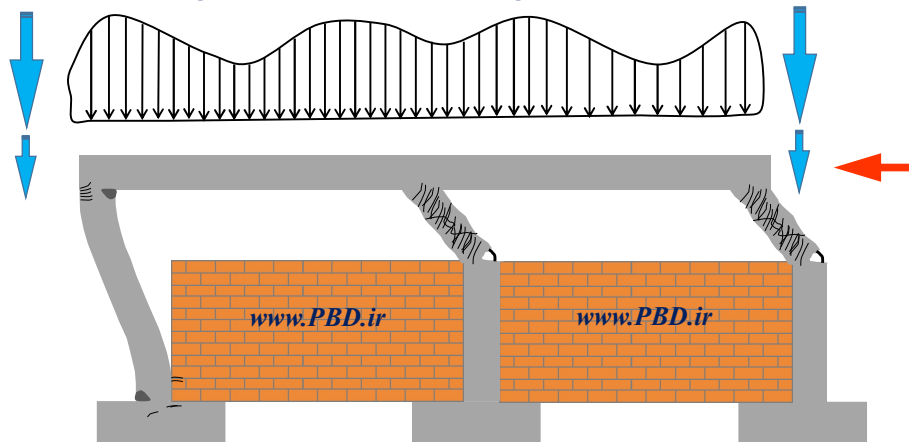
۲- آسیب، فسارات و فرابی



۲- آسیب، فسارات و فرابی - فروریزش، گسیفتگی و انهدام

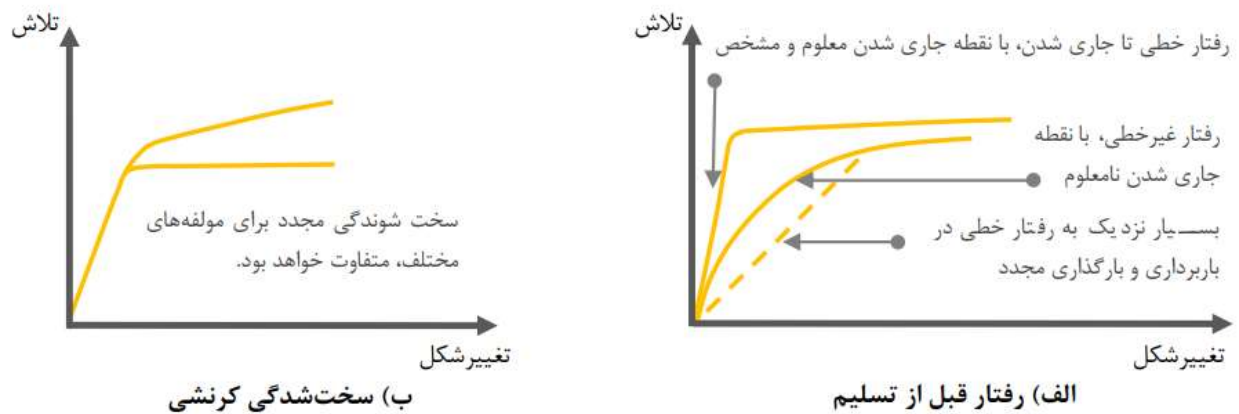


۲- آسیب، فسارات و فرابی - فروریزش، گسیفتگی و انهدام

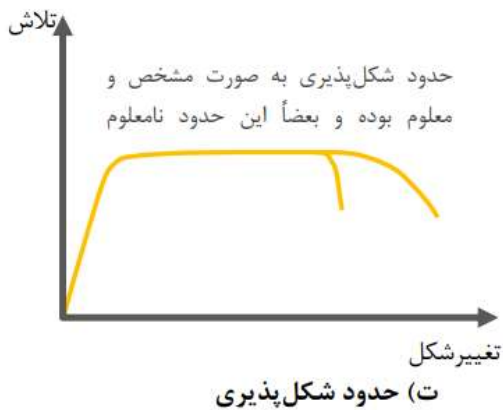




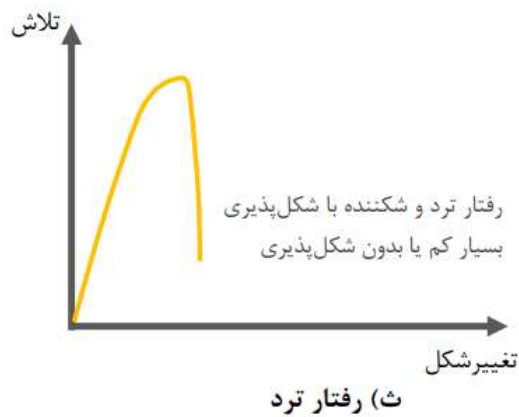
۴- انواع شکل‌های مفتل‌ برای منفی ظرفیت



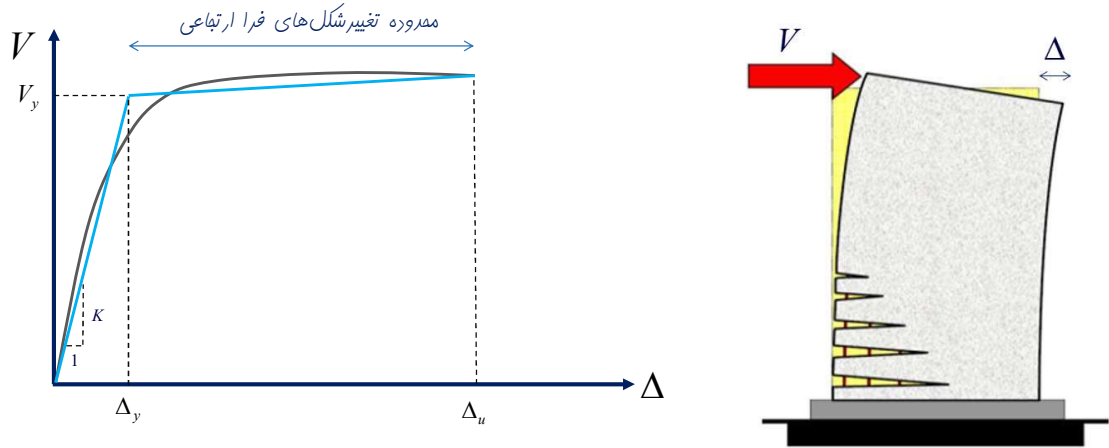
۴- انواع شکل‌های مفتلف برای منحنی ظرفیت



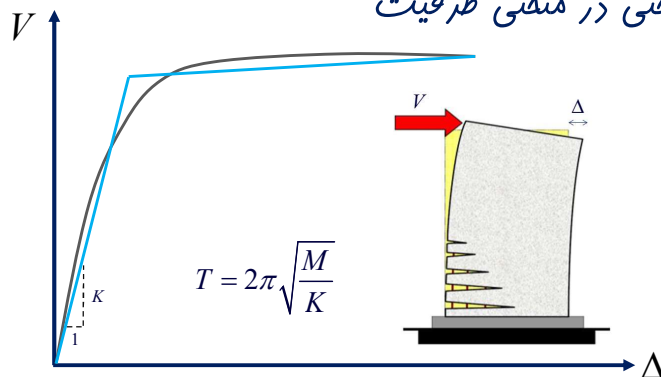
۴- انواع شکل‌های مفتلف برای منحنی ظرفیت



۵- مقاومت و سفتی در منفی ظرفیت

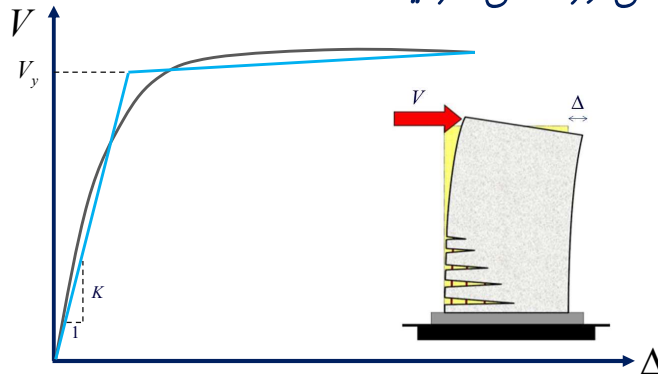


۵- مقاومت و سفتی در منفی ظرفیت



ایستادگی در برابر تغییر مکان را سفتی می نامند. برای یک نیروی مشخص، هرچه قدر تغییر شکل سازه کمتر باشد سفتی آن سازه بیشتر خواهد بود. در مهندسی زلزله سفتی ذاتا در معموده رفتاری الاستیک و فطی بررسی می شود. براساس مقدار سفتی و جرم سازه می توان مقدار پیرید نوسانی سازه را به دست آورد. لذا با ثابت بودن جرم سازه، سفتی و پیرید ارتعاش با یکدیگر رابطه عکس خواهند داشت. سفتی یک مقطع وابسته به ابعاد مقطع، طول المان و مدول الاستیسیته مصالح مصرفی می باشد.

۵- مقاومت و سفتی در منفی ظرفیت



مقاومت:

ظرفیت تحمل نیرو در تلاش مورد نظر را مقاومت در برابر آن تلاش گویند. (مقاومت برشی، مقاومت خمشی، مقاومت محوری و ...)

مقاومت در یک تلاش به پارامترهای مختلفی نظیر ابعاد مقطع، طول مقطع، مقاومت مصالح خمشی، مقدار آرماتور طولی، مقدار آرماتور عرضی و ... بستگی دارد.

۶- اتلاف انرژی در منفی ظرفیت

اتلاف انرژی یا استهلاک انرژی:

مطابق با قانون بقای انرژی، انرژی مستهلک نمی‌شود بلکه از فرمی به فرم دیگر تبدیل می‌گردد.

پس در مهندسی زلزله منظور از استهلاک انرژی چیست؟

به این ویژگی رفتاری شامل کنترل انرژی وارد بر سیستم، متوقف ساختن روند افزایش نیرو و تبدیل آن انرژی از فرم افزایش نیرو به فرم افزایش تغییرشکل را اصطلاحاً اتلاف انرژی یا استهلاک انرژی گفته می‌شود، که همان مفهوم شکل‌پذیری می‌باشد.

شکل‌پذیری عبارت‌است از قابلیت اتلاف انرژی سیستم در حوزه پاسخ‌های فرا ارتجاعی و تحت اثر بار تناوبی (بارگذاری ارتعاشی با فرکانس بالا) بدون آنکه اعضا دچار افت قابل ملاحظه مقاومت شده باشد.

۶- اتلاف انرژی در منحنی ظرفیت

عضو سازه‌ای را در نظر می‌گیریم که تحت اثر بارگذاری فزاینده قرار دارد، با افزایش سطح انرژی وارد بر سیستم، نیروهای داخلی در مقاطع مختلف عضو مذکور در حال افزایش است، نهایتاً در مقطعی از عضو تلاش‌های ایجاد شده به مقاومت تسلیم مقطع رسیده و مفصل پلاستیک تشکیل می‌گردد. پس از تشکیل مفصل پلاستیک به واسطه تحمل تغییرشکل‌های فرار ارتجاعی، مفصل مذکور قادر است انرژی وارده به سیستم را کنترل نموده و آن را از فرم افزایش نیرو به فرم افزایش تغییرشکل تبدیل کند. به عبارتی با افزایش انرژی وارد بر سیستم، روند افزایش نیروهای داخلی در عضو متوقف شده (به طور قابل ملاحظه محدود گشته) و عملاً افزایش انرژی تبدیل به تغییرشکل می‌شود.

ذهنیت: تبدیل تغییرشکل‌های ارتجاعی نرم‌افزار با ضریب C_d (ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰)، $0.7R$ (ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰) و $0.4R$ (ویرایش دوم استاندارد ۲۸۰۰) به تغییرشکل‌های غیرارتجاعی واقعی در سازه، دقیقاً همین بخش از ظرفیت فرار ارتجاعی از مقاطع را شبیه‌سازی می‌کند.

۶- اتلاف انرژی در منحنی ظرفیت

اتلاف انرژی یا استهلاک انرژی:

مطابق با قانون بقای انرژی، انرژی مستهلک نمی‌شود بلکه از فرمی به فرم دیگر تبدیل می‌گردد.
پس در مهندسی زلزله منظور از استهلاک انرژی چیست؟

تمامی ضوابطی که در آئین‌نامه‌های زلزله وجود دارد و

پشت‌بند آن ضوابطی که در طرح لرزه‌ای سازه‌های

فولادی و بتن‌آرمه مطرح می‌شود تماماً براساس رکن

تبدیل افزایش نیرو به افزایش تغییرشکل استوار است.

۶- اتلاف انرژی در منحنی ظرفیت

اتلاف انرژی یا استهلاک انرژی:

مطابق با قانون بقای انرژی، انرژی مستهلک نمی‌شود بلکه از فرمی به فرم دیگر تبدیل می‌گردد.
پس در مهندسی زلزله منظور از استهلاک انرژی چیست؟

تعریف استاندارد ۲۸۰۰ از شکل پذیری:

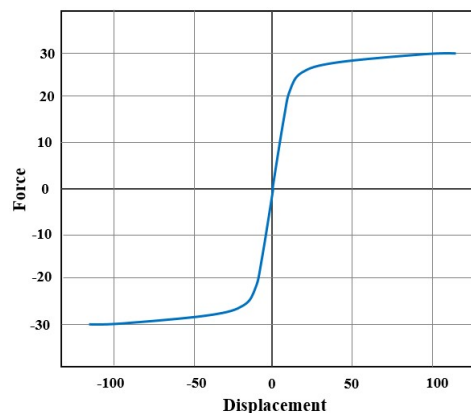
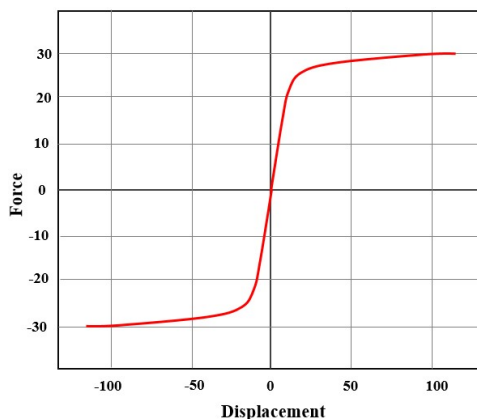
شکل پذیری: Ductility

خصوصیتی از سازه است که در آن اعضاء در تمام یا قسمتی از طول خود، بدون تغییر قابل ملاحظه‌ای در مقاومت، قادر به قبول تغییر شکل‌های عمدتاً پلاستیک می‌باشند.

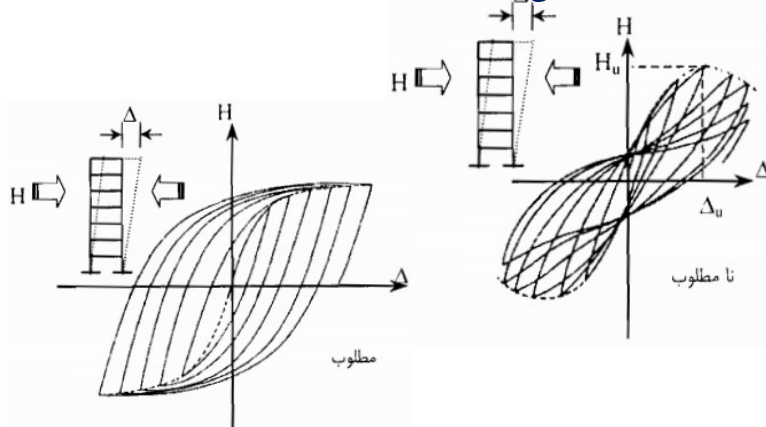
۶- اتلاف انرژی در منحنی ظرفیت

توان اتلاف انرژی = توان استهلاک انرژی = توان میرایی انرژی = Energy Dissipation

Ductility = شکل‌پذیری

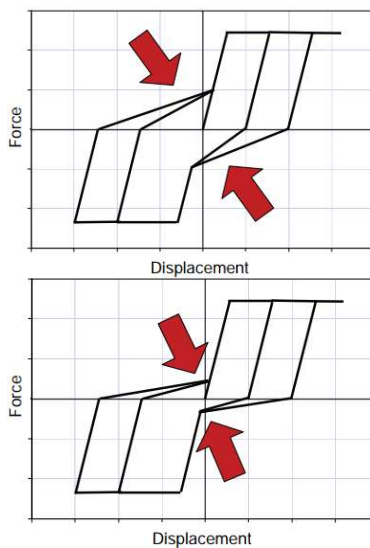


۶- اتلاف انرژی در منحنی ظرفیت



رفتار سمت راست دارای زوال مقاومت بوده و شکل پذیری مطلوبی ندارد، همچنین به دلیل جمع شدگی در منحنی هیستریزس توان اتلاف انرژی این قاب نسبتاً کمتر خواهد می‌باشد. جمع شدگی در این منحنی به دو دلیل **برش زیاد** یا **لغزش آرماتورهای طولی** رخ داده است. در مقابل، رفتار سمت چپ علاوه بر داشتن مقاومت مطلوب، شکل پذیر بوده و توان اتلاف انرژی بالایی دارد به همین دلیل زوال سفتی آن تدریجی و اندک می‌باشد. **با توجه به این دو شکل نتیجه می‌گیریم که طراحی بتن مسلح بایستی موجب شود تا رفتار آن ضمن دارا بودن سفتی، مقاومت و شکل پذیری کافی، از توان اتلاف انرژی بالایی نیز برخوردار باشد.**

۶- اتلاف انرژی در منحنی ظرفیت

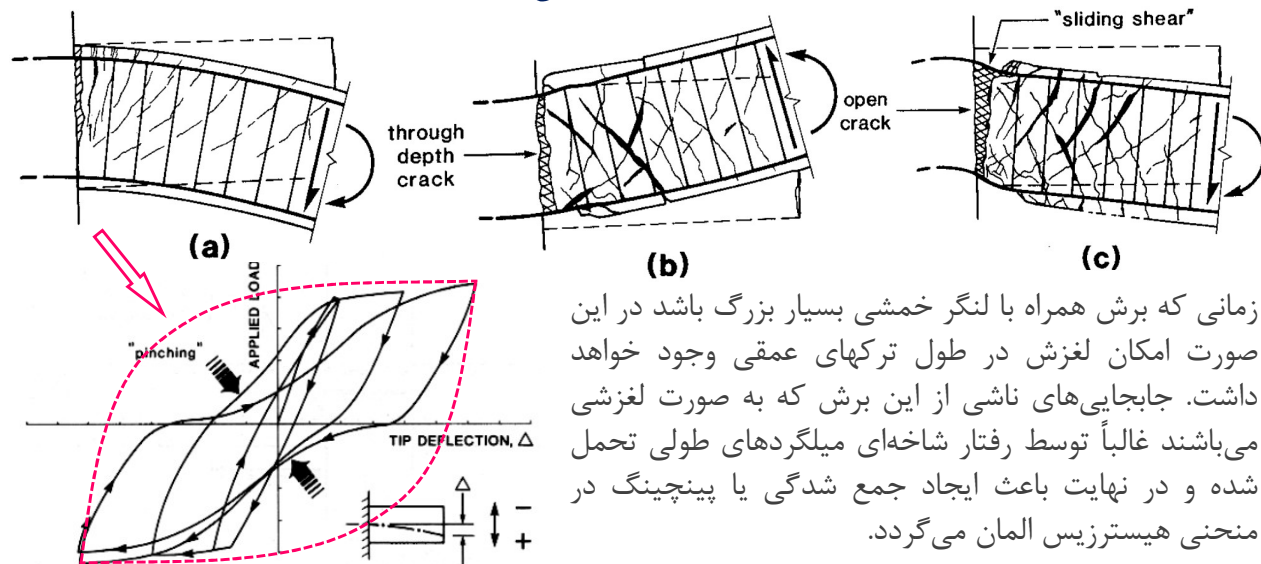


مولفه‌های سازه‌ای و اتصالات زمانی که تحت بارگذاری سیکلیک قرار می‌گیرند ممکن است مطابق با شکل روبه رو دچار پدیده‌ای به نام جمع شدگی یا فرورفتگی در منحنی هیستریزس شوند. پدیده فرورفتگی به وسیله کاهش قابل ملاحظه در سفتی در اثر بارگذاری دوباره بعد از باربرداری توصیف می‌شود. این پدیده در تلاش‌های المان‌هایی نظیر المان‌های بتن آرمه، چوبی، انواع قاصی المان‌های بتنی و برقی از اتصالات در سازه‌های فولادی بسیار مرسوم است. در سازه‌های بتن آرمه، با اعمال جابجایی در یک جهت و با باز شدن ترک‌ها، فرورفتگی پدیدار می‌گردد. با اعمال جابجایی در جهت مخالف و بسته شدن ترک‌ها بخشی از سفتی از دست داده شده پیران می‌گردد. در سازه‌های چوبی فرورفتگی عمدتاً به دلیل باز و بسته شدن ترک در اثر برون آمدن میخ‌ها در اتصالات می‌باشد. فرورفتگی همچنین می‌تواند به دلیل باز و بسته شدن ترک‌های فمشی در المان‌های بتنی مسلح، باز و بسته شدن گپ‌ها بین میان قاب‌های بتنی و قاب‌های پیرامونی، باز و بسته شدن گپ‌ها بین ورق‌ها در اتصالات با ورق انتهایی فولادی نیز اتفاق بیفتند.

۶- اتلاف انرژی در منحنی ظرفیت

در اکثر حالات میزان انرژی جذب شده با سطح زیر منحنی پوش آور یکی می باشد، ولی در سازه‌هایی که دارای رفتار هیستریزیس با پینچینگ شدید می باشند رفتار پوش آور معیار فوبی برای جذب انرژی نخواهد بود. سازه‌هایی مانند مهاربندهای لاغر، دیوارهای بنایی و بسیاری از دیوارهای چریدی که در صنعتی سازی استفاده می شوند از جمله LSF، دارای پینچینگ شدید در رفتار پرفه‌ای می باشند. این سازه‌ها بسیار شکل پذیر هستند و در عین حال می توانند مقاومت بالایی تامین کنند لذا سطح زیر منحنی پوش آور برای آنها بسیار بالاست، ولی به دلیل Pinching در رفتار پرفه‌ای سطح معصور در لوپ‌های هیستریزیس (که معیار استهلاک انرژی است) بسیار محدود می باشد.

۶- اتلاف انرژی در منحنی ظرفیت



۷- شکل پذیری در منفی ظرفیت

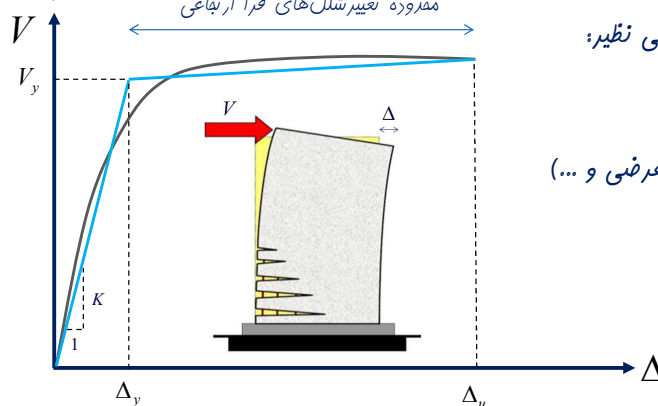
شکل پذیری:

قابلیت تحمل تغییر شکل های فرا ارتجاعی در بخشی یا تمام طول المان های سازه ای بدون افت قابل ملاحظه در مقاومت

$$Ductility = \mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

قابلیت تحمل تغییر شکل های فرا ارتجاعی پایدار

محدوده تغییر شکل های فرا ارتجاعی



شکل پذیری یک المان به پارامترهای مختلفی نظیر:

- ۱- جنس مصالح (فولاد یا بتن آرمه)
- ۲- شکل مقطع
- ۳- مقدار مصالح مصرفی (آرماتور طولی و عرضی و ...)
- ۴- تناسب ابعادی مقطع (فشردگی مقطع)
- ۵- تناسب ابعادی المان (لاغری عضو)
- ۶- مقدار نیروی برشی در المان
- ۷- مقدار بار محوری فشاری

انواع تلاش ها در مهندسی زلزله

۱- تلاش های کنترل شونده توسط نیرو (FC) (Force Control)

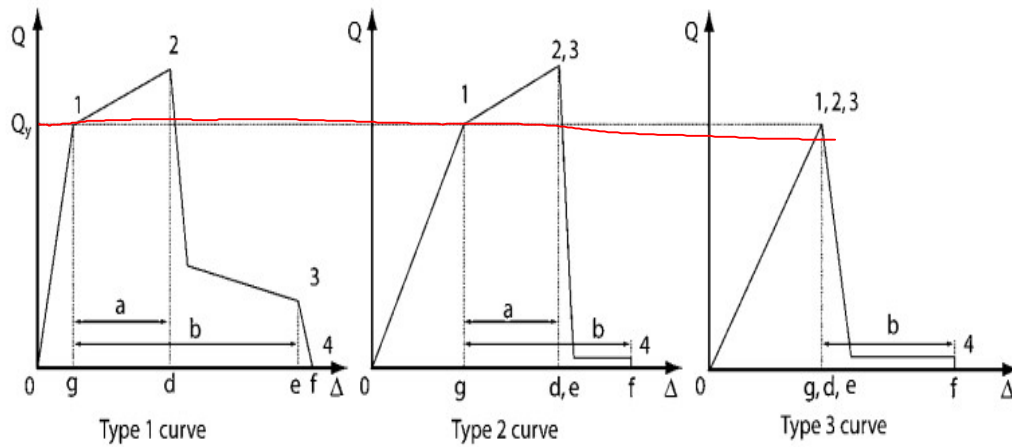
۲- تلاش های کنترل شونده توسط تغییر شکل (DC) (Displacement Control)

پرا در تحلیل های فطی (بر اساس استاندارد ۲۸۰۰) این طبقه بندی برای تلاش ها مطرح نمی شود؟

در روند طراحی بر اساس تحلیل های فطی، کنترل شکل پذیری سازه از طریق طراحی لرزه ای انجام می گردد که در دل ضوابط طراحی لرزه ای از مفاهیم تلاش های DC و FC استفاده شده است (رسیدن به توالی فرایب مطلوب لرزه ای). بنابراین به صورت مستقیم به این مفاهیم پرداخته نشده است. ولی به دلیل آنکه در روند تحلیل های غیر فطی فبری از طراحی لرزه ای نیست لذا بایستی رفتار یک المان در تلاش های مفتلف به صورت دقیق دیده شود.

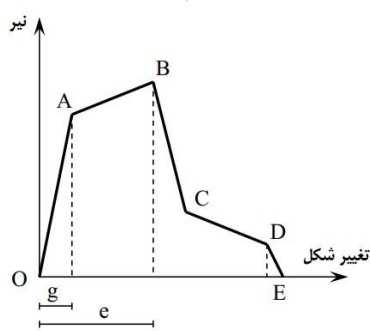
انواع تلاش‌ها در مهندسی زلزله

- ۱- تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو (FC) (Force Control)
 ۲- تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل (DC) (Displacement Control)

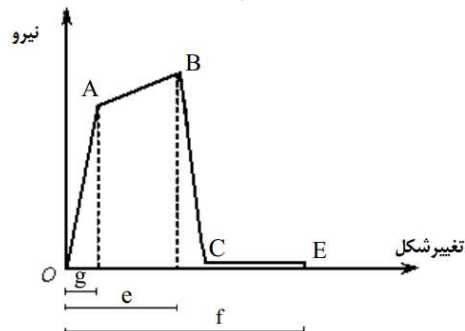


انواع تلاش‌ها در مهندسی زلزله

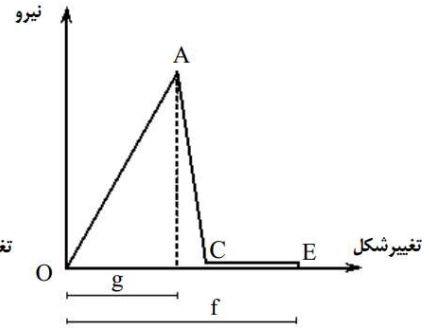
- المان با بی‌ثبات لرزه‌ای
مطلوب و دارای رفتار پسماند
- المان با بی‌ثبات لرزه‌ای
متوسط و بدون رفتار پسماند
- المان با بی‌ثبات لرزه‌ای
ضعیف و نامطلوب



شکل (۳-۱): منحنی رفتار جزء شکل‌پذیر



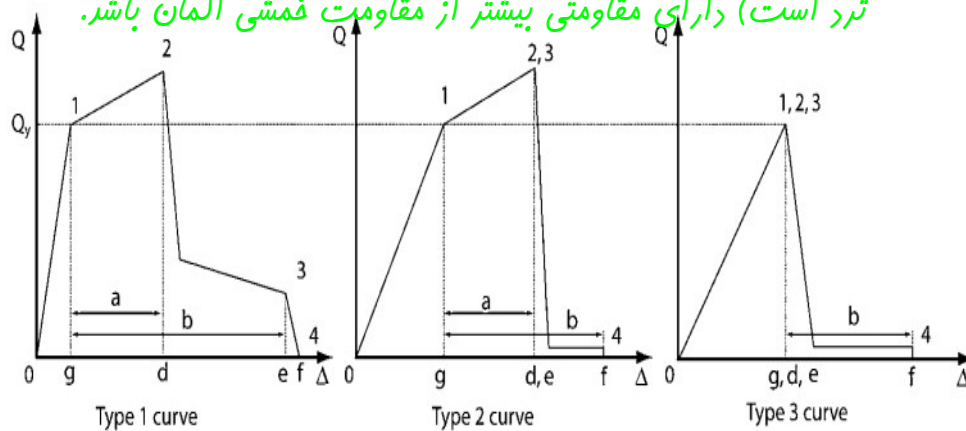
شکل (۳-۲): منحنی رفتار جزء نیمه‌شکل‌پذیر



شکل (۳-۳): منحنی رفتار جزء شکننده

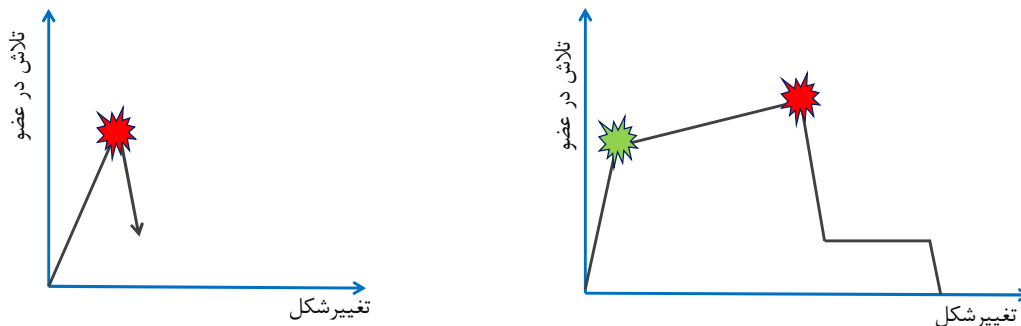
انواع تلاش‌ها در مهندسی زلزله

وابسته به جزئیات لرزه‌ای، **تلاش فمشی** در تیرهای بتن‌آرمه می‌تواند به یکی از حالات زیر باشد. برای رسیدن به رفتار فمشی مطلوب (شکل سمت چپ)، باید عملکرد برشی المان (که از نوع رفتار ترد است) دارای مقاومتی بیشتر از مقاومت فمشی المان باشد.

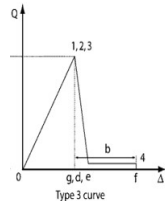
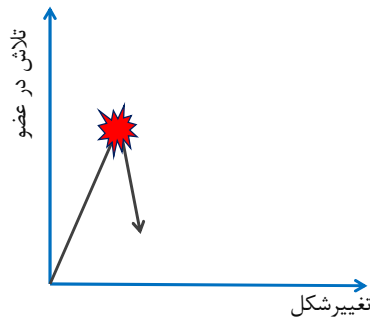


انواع تلاش‌ها در مهندسی زلزله

وابسته به جزئیات لرزه‌ای، **تلاش فمشی** در تیرهای بتن‌آرمه می‌تواند به یکی از حالات زیر باشد. برای رسیدن به رفتار فمشی مطلوب (شکل سمت چپ)، باید عملکرد برشی المان (که از نوع رفتار ترد است) دارای مقاومتی بیشتر از مقاومت فمشی المان باشد.



انواع تلاش‌ها در مهندسی زلزله



۱- تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو (FC)

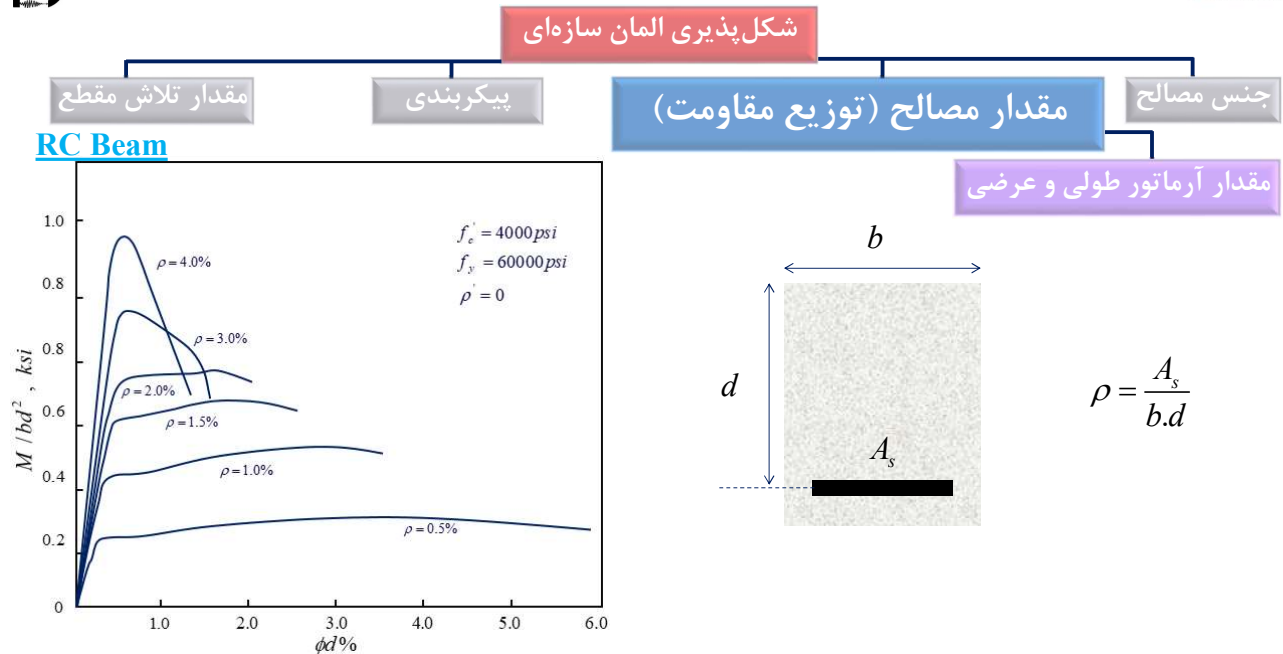
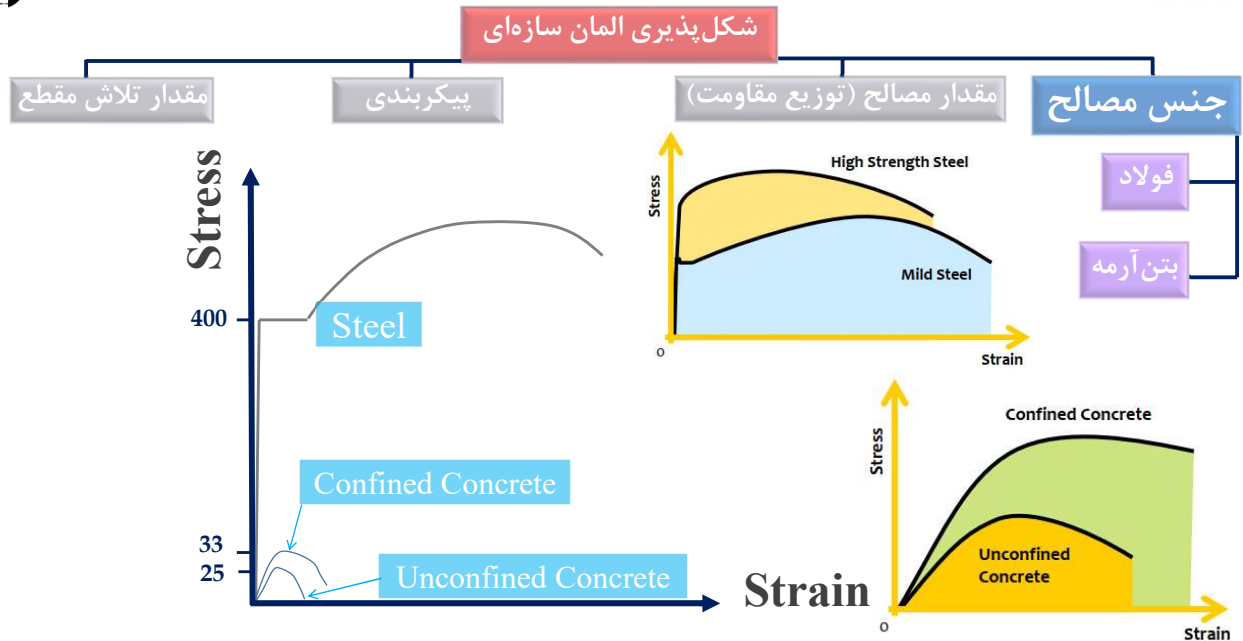
ذاتاً ترد (فرابی ترد و شکننده)

کما ترد (۱- فرابی فایده بار ۲- عدم تمقق شکل‌پذیری آئین‌نامه)

- ✓ به دلیل عدم جاری شدن تلاش مورد نظر این رفتار مفصل پلاستیک نمی‌باشد.
- ✓ این تلاش وارد ناحیه پلاستیک نمی‌شود و کنترل رفتار براساس نیرو می‌باشد.
- ✓ در این المان‌ها تلاش مورد نظر نبایستی به مقدار نهائی برسد.
- ✓ برای این تلاش‌ها هیچ‌گونه پارامتر مدل‌سازی در آئین‌نامه ارائه نمی‌شود.

شکل‌پذیری المان سازه‌ای





شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

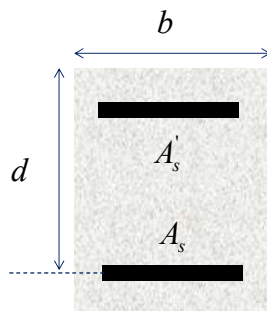
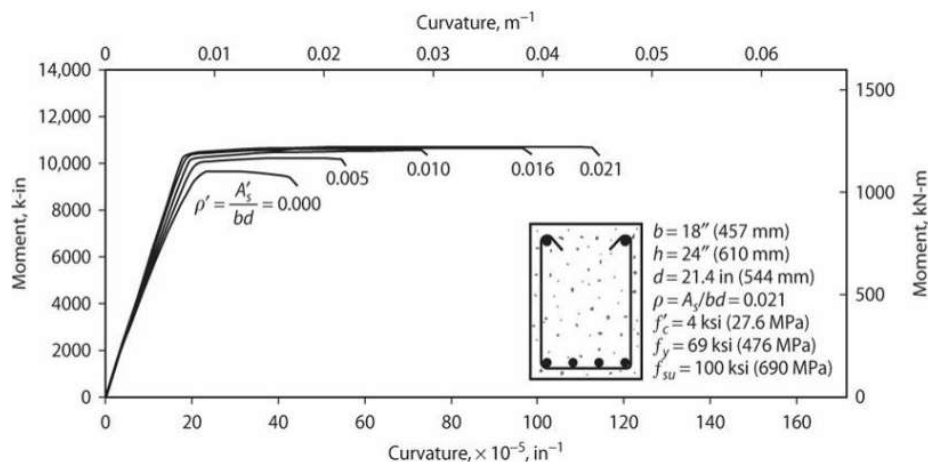
پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

RC Beam

مقدار آرماتور طولی و عرضی



$$\rho' = \frac{A'_s}{b.d}$$

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

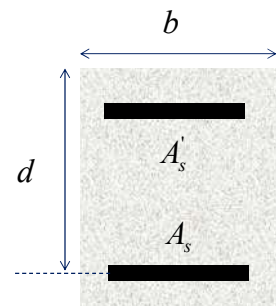
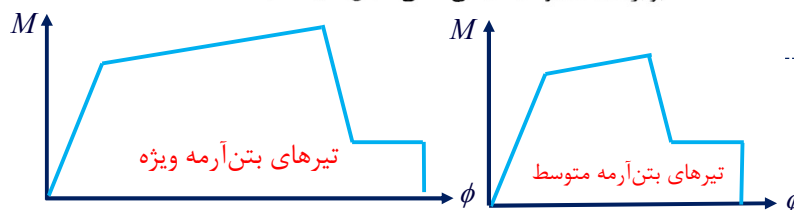
جنس مصالح

RC Beam

مقدار آرماتور طولی و عرضی

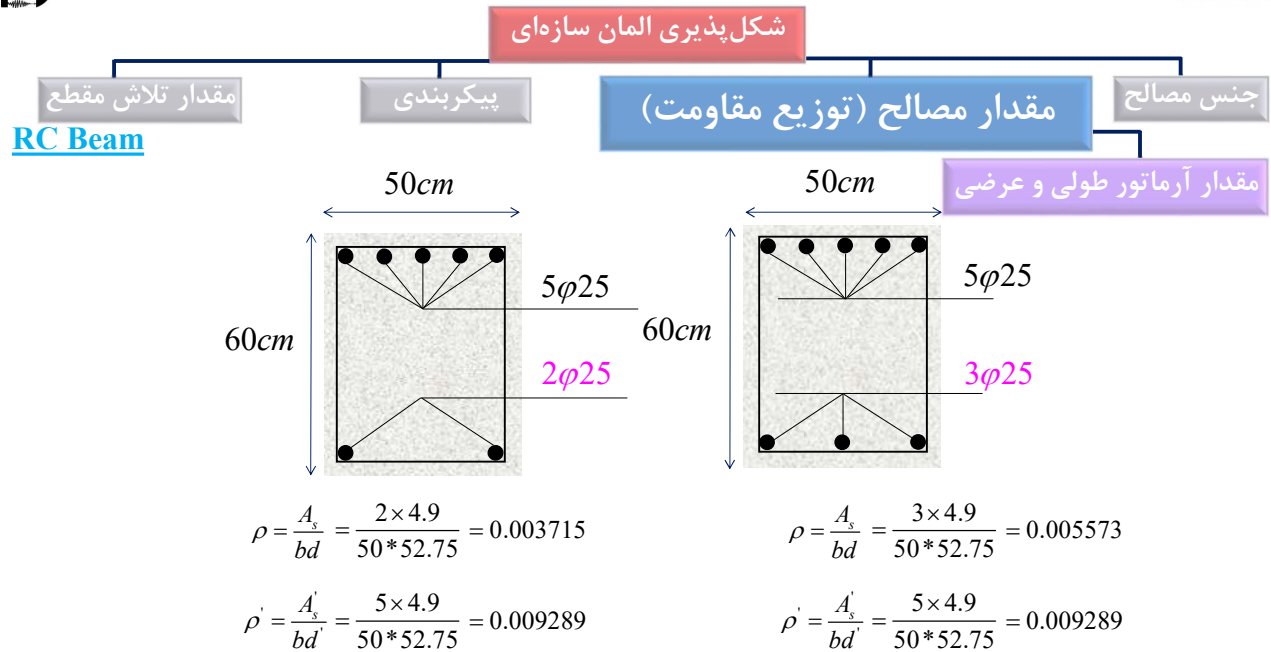
تیرهای بتن آرمه متوسط
 ۲-۲-۱-۳-۲۳-۹ در تکیه‌گاه‌های عضو خمشی، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک‌سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه کمتر باشد. همچنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعی در طول عضو، نباید از یک‌پنجم حداکثر مقاومت خمشی هر یک از دو انتهای عضو کمتر باشد.

تیرهای بتن آرمه ویژه
 ۲-۲-۱-۴-۲۳-۹ در تکیه‌گاه‌های عضو خمشی، مقاومت خمشی مثبت هر تکیه‌گاه باید حداقل برابر نصف مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه باشد.

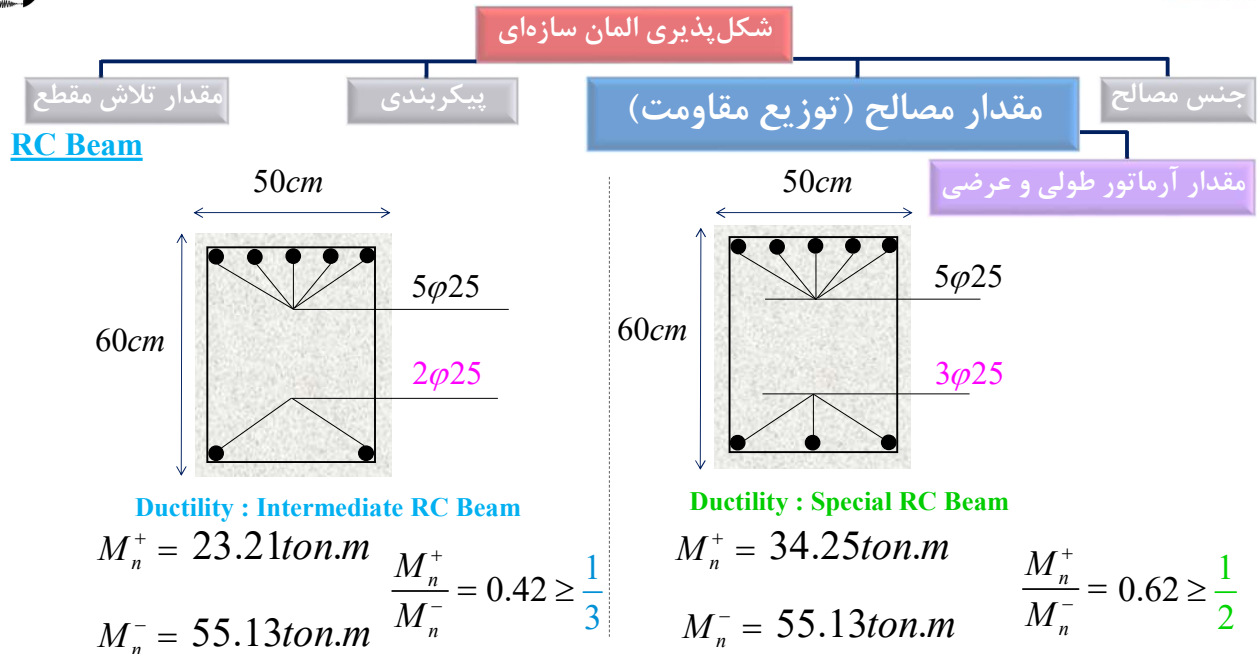


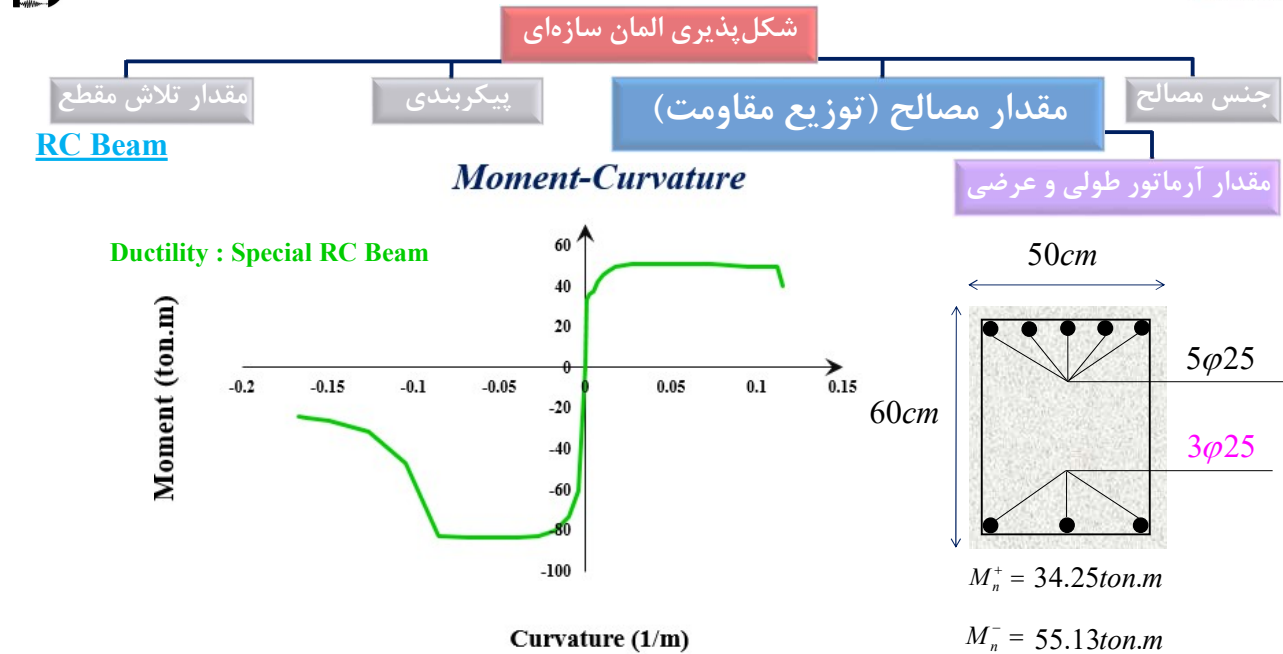
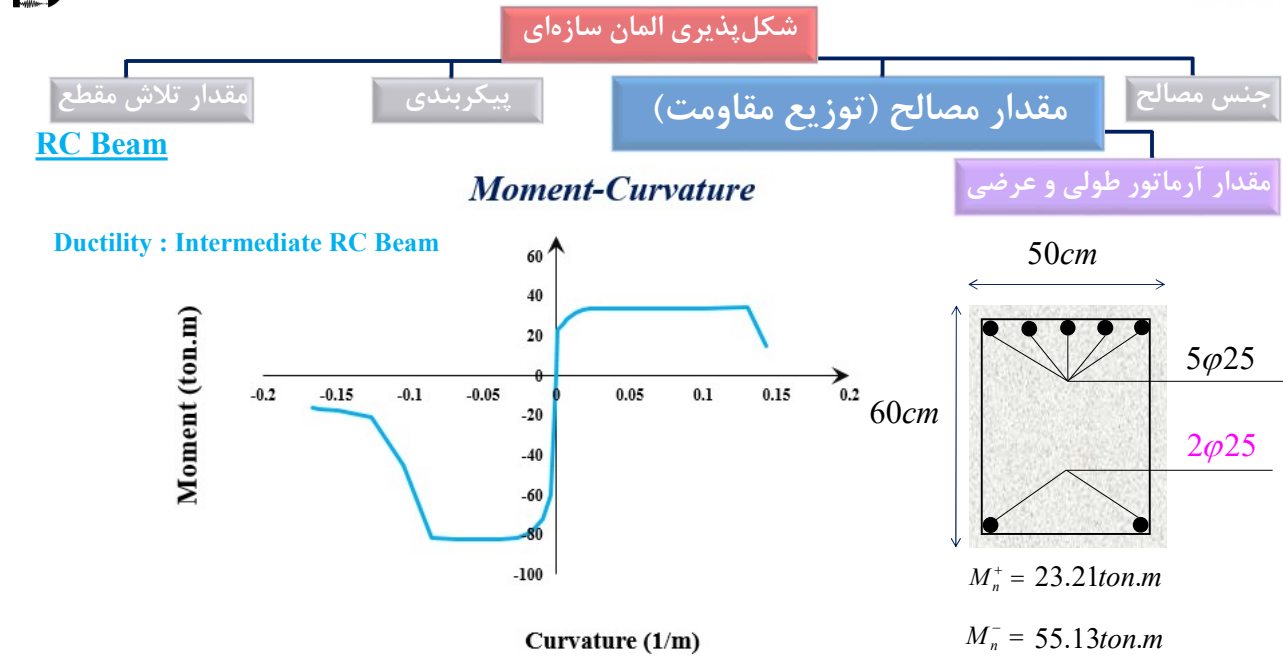
$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \quad \rho' = \frac{A'_s}{b.d}$$

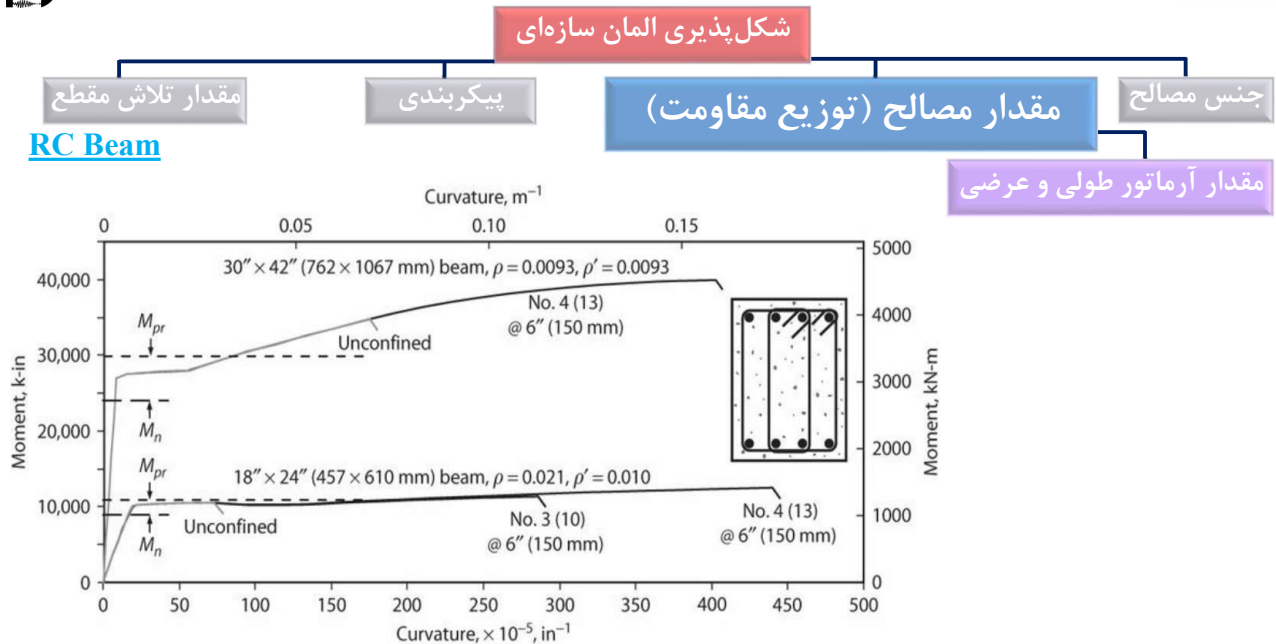
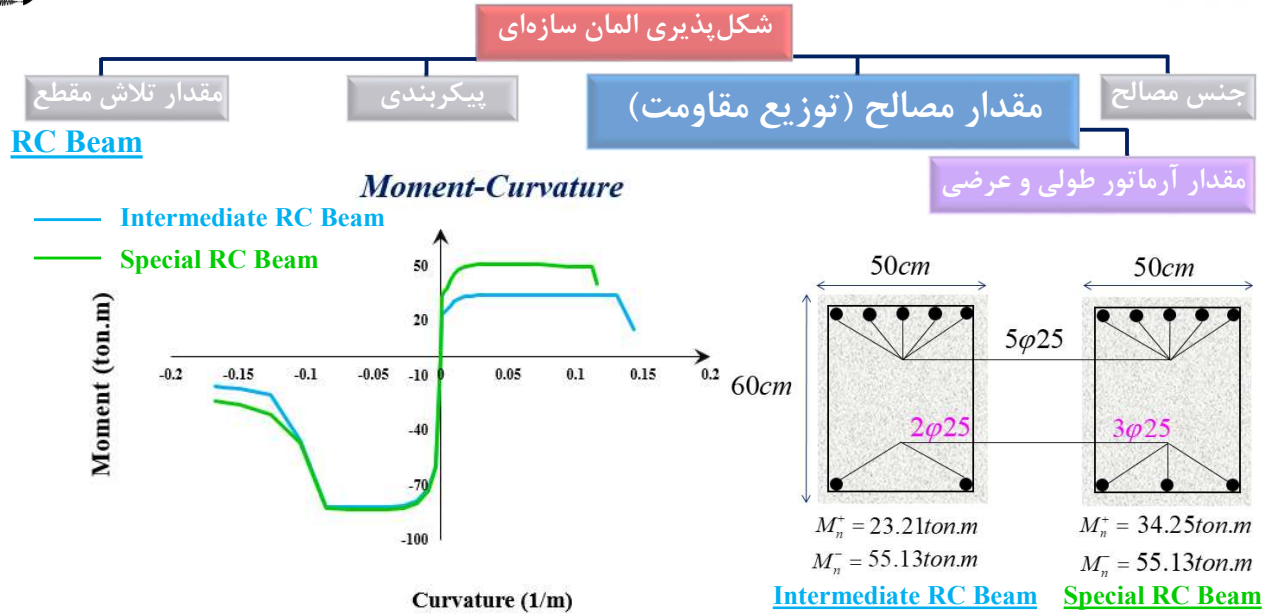
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings







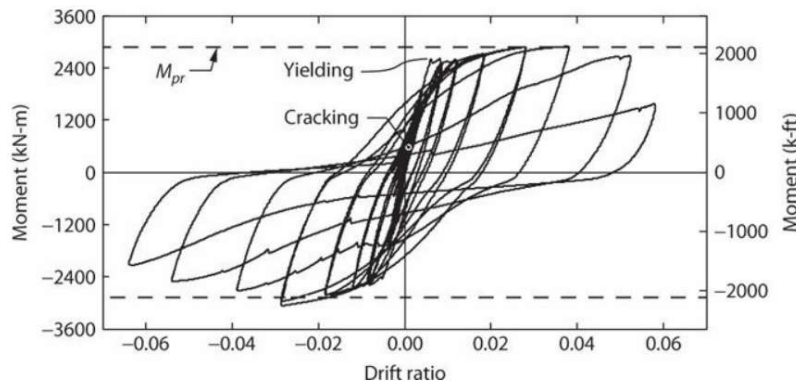
شکل پذیری المان سازه‌ای



RC Beam

تشکیل مفصل پلاستیک در تیرهای بتن آرمه چگونه تامین می‌گردد؟ (تسلیم شدن) شروط تشکیل مفصل پلاستیک در تیرهای بتن آرمه چیست؟

مقدار آرماتور طولی و عرضی



Drift ratio = 0.039

شکل پذیری المان سازه‌ای



RC Beam

تشکیل مفصل پلاستیک در تیرهای بتن آرمه چگونه تامین می‌گردد؟ (تسلیم شدن) شروط تشکیل مفصل پلاستیک در تیرهای بتن آرمه چیست؟

مقدار آرماتور طولی و عرضی

تعریف مفصل پلاستیک در سازه‌های بتن آرمه:

مفصل پلاستیک مقطعی است که در آن آرماتورهای طولی مقطع در کشش جاری شوند.

برای جاری شدن آرماتورهای کششی مقطع در کشش چه پارامترهایی بایستی کنترل گردد؟

برای جاری شدن آرماتورهای طولی در کشش بایستی مقدار آرماتورهای طولی و مقدار آرماتورهای عرضی کنترل گردد.



برای جاری شدن آرماتورهای کششی مقطع در کشش چه پارامترهایی بایستی کنترل گردد؟

برای جاری شدن آرماتورهای طولی در کشش بایستی از مقدار آرماتورهای طولی و مقدار آرماتورهای عرضی کنترل گردد. $\rho_{min} < \rho$

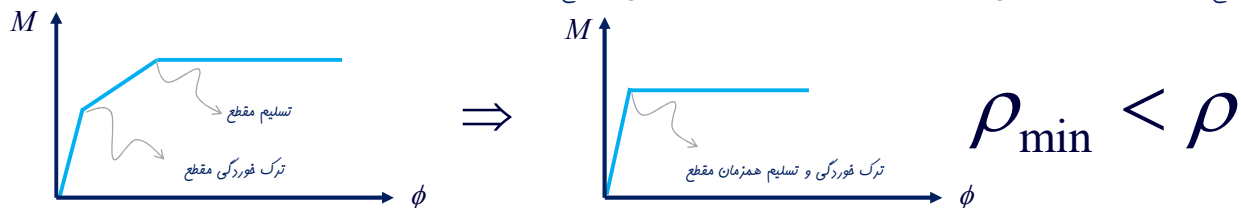
فلسفه آرماتور کششی حداقل

گاهی در طراحی به دلیل الزامات معماری یا عملکرد مورد انتظار، ابعاد تیر به مراتب بزرگتر از مقادیر استاندارد است. چنین مقاطعی به صورت تئوری مقادیر بسیار کمی از فولاد کششی لازم دارند. اما این مسئله ممکن است حالت شکست دیگری را برای تیر به شدت کم فولاد به وجود آورد، به صورتی که مقاومت نهائی مقطع از لنگر ترک فورگی آن کمتر باشد، و تیر بلافاصله بعد از ترک فورگی تسلیم شود. این حالت شکست بدون هشدار قبلی بوده و بایستی از آن ممانعت گردد. به همین دلیل آئین‌نامه‌های حداقل فولاد کششی مقطع را به گونه‌ای تعیین می‌کنند که بلافاصله بعد از اولین ترک فورگی، مقطع جاری نشود.

$$M_{cr} < M_n$$



گاهی در طراحی به دلیل الزامات معماری یا عملکرد مورد انتظار، ابعاد تیر به مراتب بزرگتر از مقادیر استاندارد است. چنین مقاطعی به صورت تئوری مقادیر بسیار کمی از فولاد کششی لازم دارند. اما این مسئله ممکن است حالت شکست دیگری را برای تیر به شدت کم فولاد به وجود آورد، به صورتی که مقاومت نهائی مقطع از لنگر ترک فورگی آن کمتر باشد، و تیر بلافاصله بعد از ترک فورگی تسلیم شود. این حالت شکست بدون هشدار قبلی بوده و بایستی از آن ممانعت گردد. به همین دلیل آئین‌نامه‌های حداقل فولاد کششی مقطع را به گونه‌ای تعیین می‌کنند که بلافاصله بعد از اولین ترک فورگی، مقطع جاری نشود.



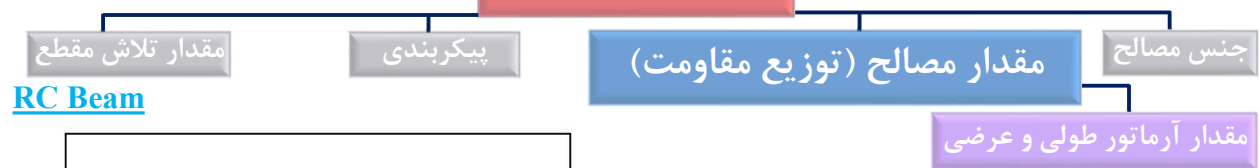
شکل پذیری المان سازه‌ای



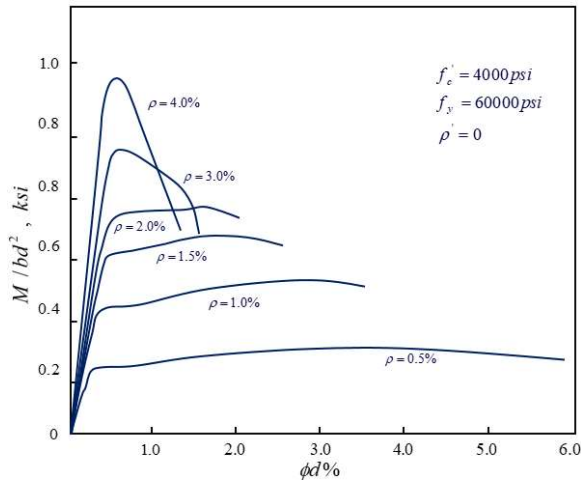
شکل پذیری المان سازه‌ای



شکل پذیری المان سازه‌ای

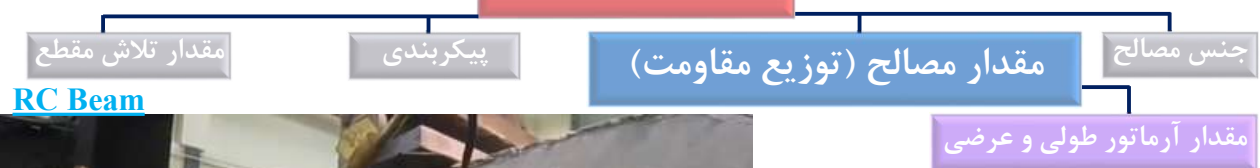


RC Beam



$$\rho < \rho_{\max}$$

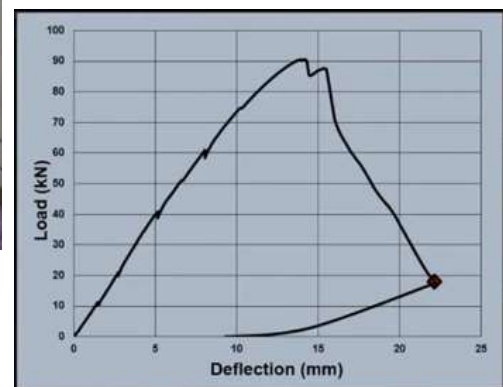
شکل پذیری المان سازه‌ای

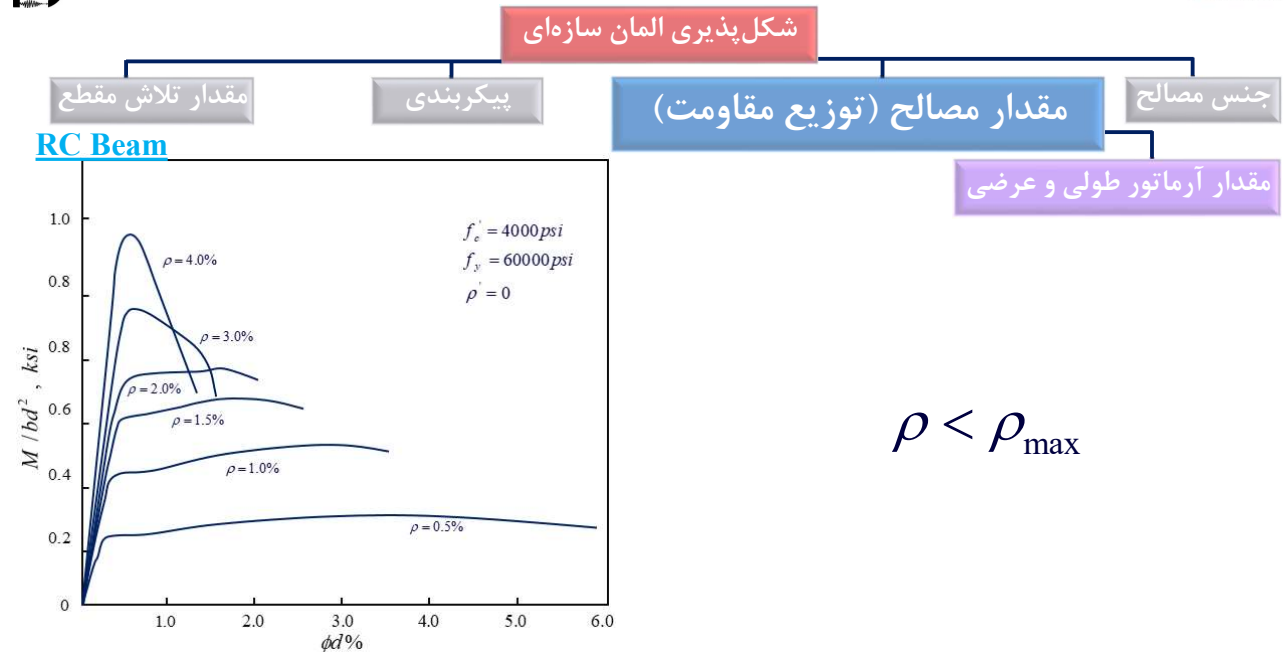
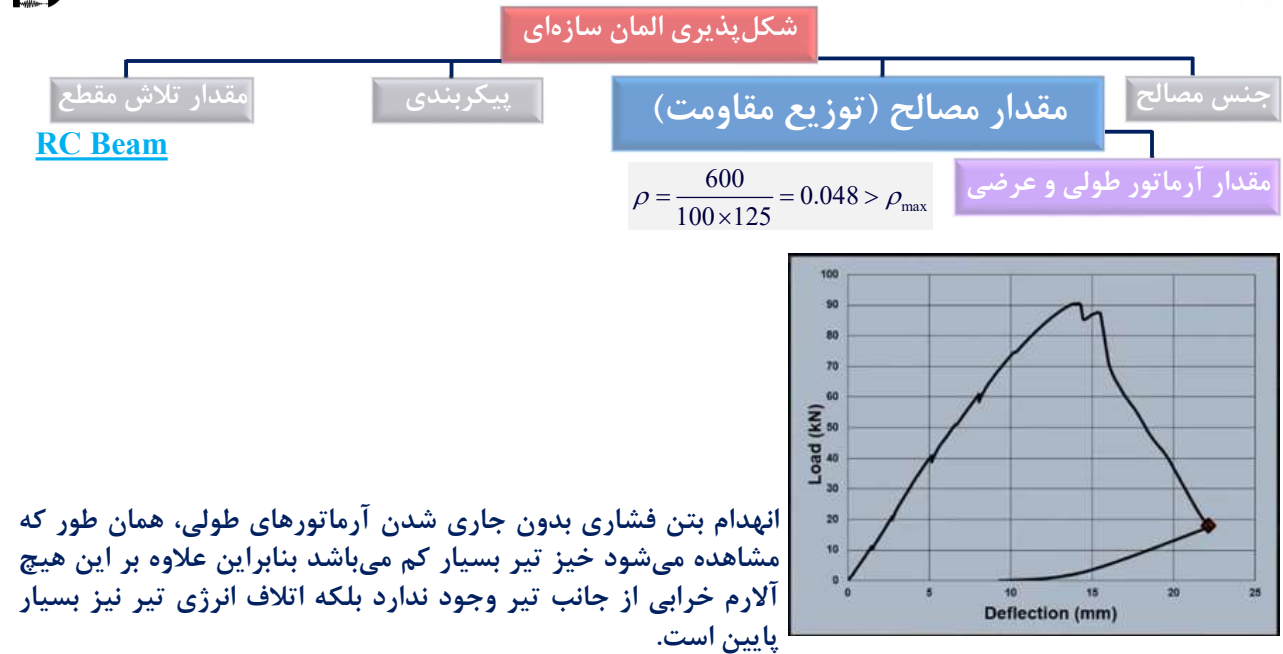


RC Beam



انهدام بتن فشاری بدون جاری شدن آرماتورهای طولی، همان طور که مشاهده می‌شود خیز تیر بسیار کم می‌باشد بنابراین علاوه بر این هیچ آلامر خرابی از جانب تیر وجود ندارد بلکه اتلاف انرژی تیر نیز بسیار پایین است.





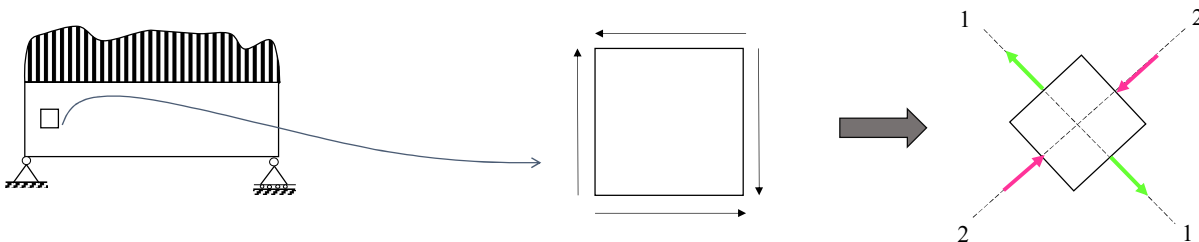


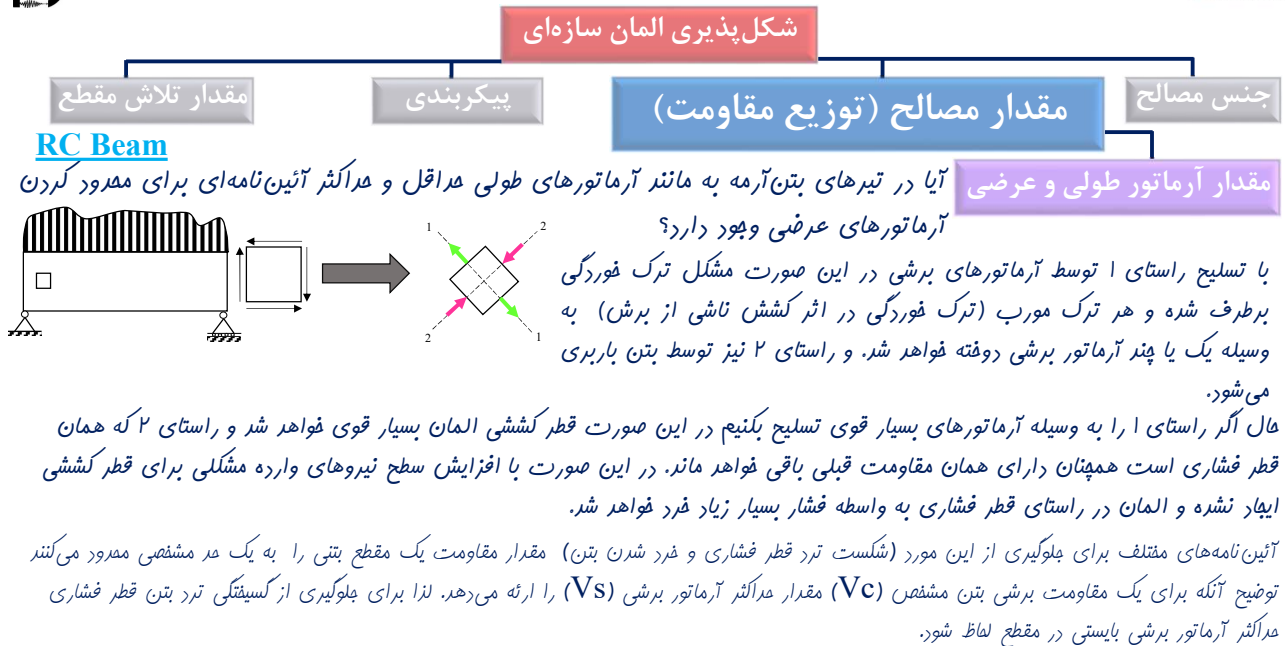
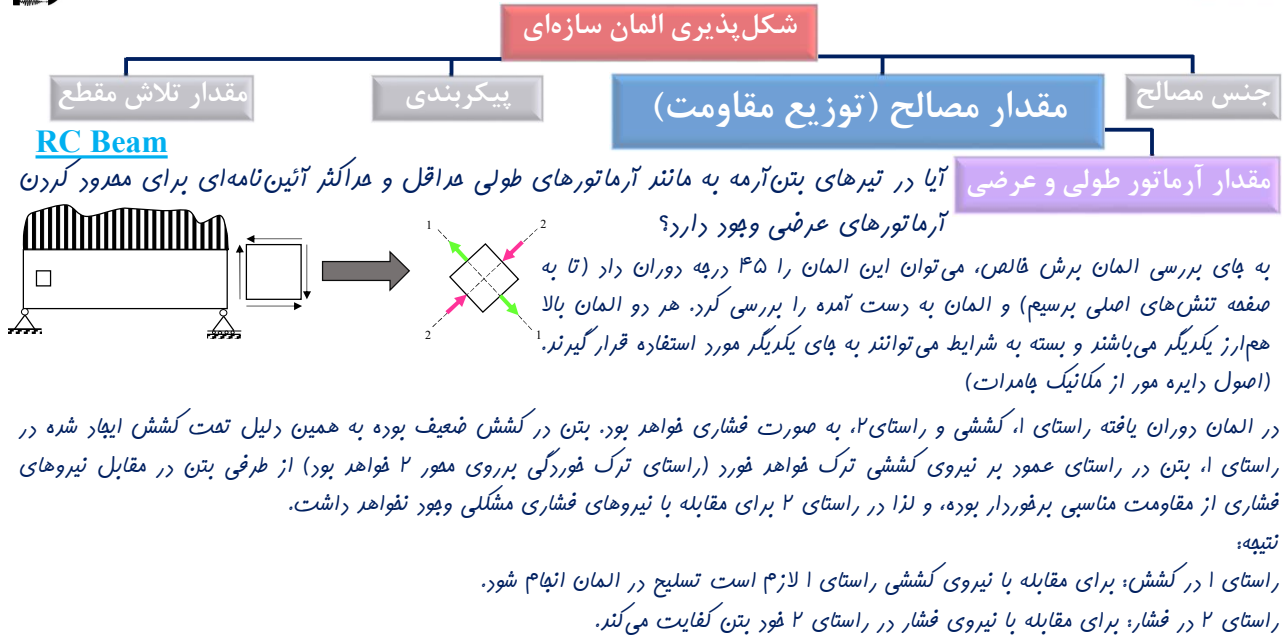
آیا این شرط برای تشکیل مفصل پلاستیک کفایت خواهد کرد؟

آیا در تیرهای بتن آرمه به مانند آرماتورهای طولی، حداقل و حداکثر آئین‌نامه‌ای برای محدود کردن آرماتورهای عرضی وجود دارد؟



برای پاسخ به این سوال در ابتدا بایستی به صورت کاملاً مفهومی رفتار تیر بتنی تحت تنش‌های برشی بررسی شود. از آنجایی که لنگر خمشی در نزدیک تکیه‌گاه بسیار اندک بوده و قابل اغماض می‌باشد به همین دلیل می‌توان فرض کرد که این المان تحت تنش‌های برش خالص قرار خواهد گرفت (Pure Shear) در نتیجه می‌توان المان مفروض را به صورت میزبان بررسی نمود.





شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

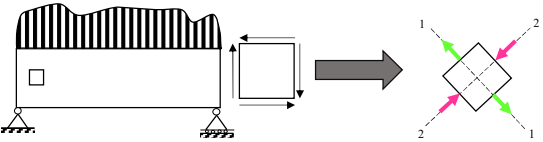
مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

RC Beam

مقدار آرماتور طولی و عرضی

آیا در تیرهای بتن‌آرمه به مانند آرماتورهای طولی حداقل و حداکثر آئین‌نامه‌ای برای مفرد کردن آرماتورهای عرضی وجود دارد؟



حال حالت دیگری را در نظر بگیرید که آرماتور برشی آنقدر در مقطع کم گذاشته شود (فواصل بزرگتر بین قاموت‌ها در طول تیر بتنی) که بین دو قاموت متوالی ترک به گونه‌ای تشکیل و رشد کند که توسط هیچ قاموتی دوخته نشود به همین دلیل در این حالت نیز به دلیل مقاومت کمتر المان مذکور، در راستای کششی (همان راستای ۱) تیر دچار گسیفتگی خواهد شد.

پس مقدار آرماتورهای عرضی مقطع بایستی هم از کران پایین (حداقل آرماتور برشی) و هم از کران بالا (حداکثر آرماتور برشی) توسط آئین‌نامه‌ها مفرد شوند.

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

RC Beam

مقدار آرماتور طولی و عرضی

آیا در تیرهای بتن‌آرمه به مانند آرماتورهای طولی حداقل و حداکثر آئین‌نامه‌ای برای مفرد کردن آرماتورهای عرضی وجود دارد؟

برای جلوگیری از شکست ناگهانی برشی به معض تشکیل اولین ترک مورب، لازم است حداقل فولاد برشی مقطع تامین شود.

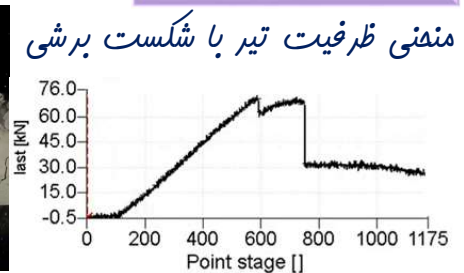
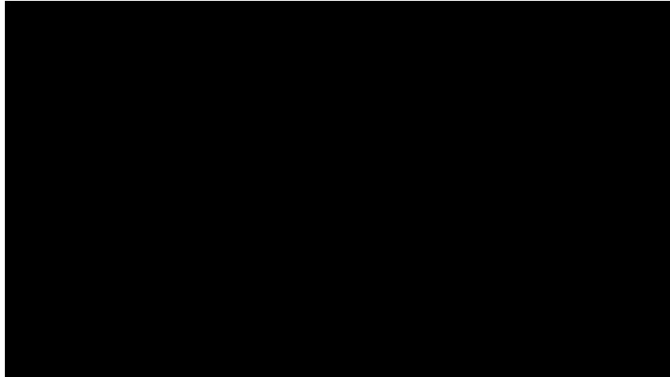
$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = \text{Max} \left(\frac{b_w}{16f_{yt}} \sqrt{f'_c}, \frac{b_w}{3f_{yt}} \right)$$

ضوابط آئین‌نامه ACI318 برای حداکثر مقدار قاموت (از دهه ۸۰ میلادی تا به الان) - روش طراحی مقاومت نهایی:

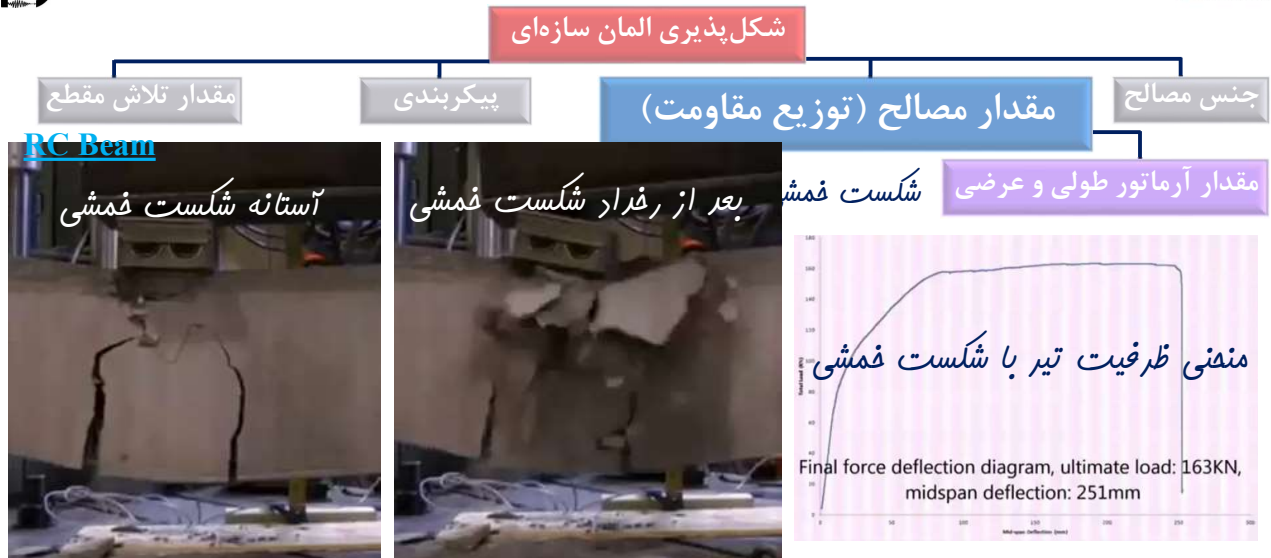
$$V_s \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d \Rightarrow V_s \leq 4V_c \Rightarrow V_u \leq V_c + 4V_c = 5V_c \Rightarrow \left(\frac{A_v}{s}\right)_{\max} = \frac{2}{3} \frac{\sqrt{f'_c}}{f_{yt}} b_w$$

لازم به ذکر است که به دلیل تغییر جهت نیروهای زلزله (اصطلاحاً رفت و برگشتی بودن) قاموت‌های به صورت قائم کار می‌شود که در زلزله رفت ترک‌های راستای ۲، در زلزله برگشت ترک‌های راستای ۱ را بدوزد.

هر دو قطر ۱ و ۲ در زلزله رفت و برگشت یکی تحت کشش خواهد بود و دیگری تحت فشار



تغییر شکل‌های این شکست قبل از رخداد گسیفتگی بسیار کوچک بوده و قابل شناسایی نیست. شکست بدون نشانه و فبر قبلی رخ داده و بسیار ترد و شکننده می‌باشد.



به دلیل تسلیم آرماتورهای طولی تیر تغییر شکل‌های این شکست قبل از رفتار گسیختگی قابل ملاحظه بوده و قابل شناسایی است. بنابراین این شکست شکل‌پذیر بوده و اتلاف انرژی قابل ملاحظه‌ای نسبت به شکست برشی خواهد داشت.

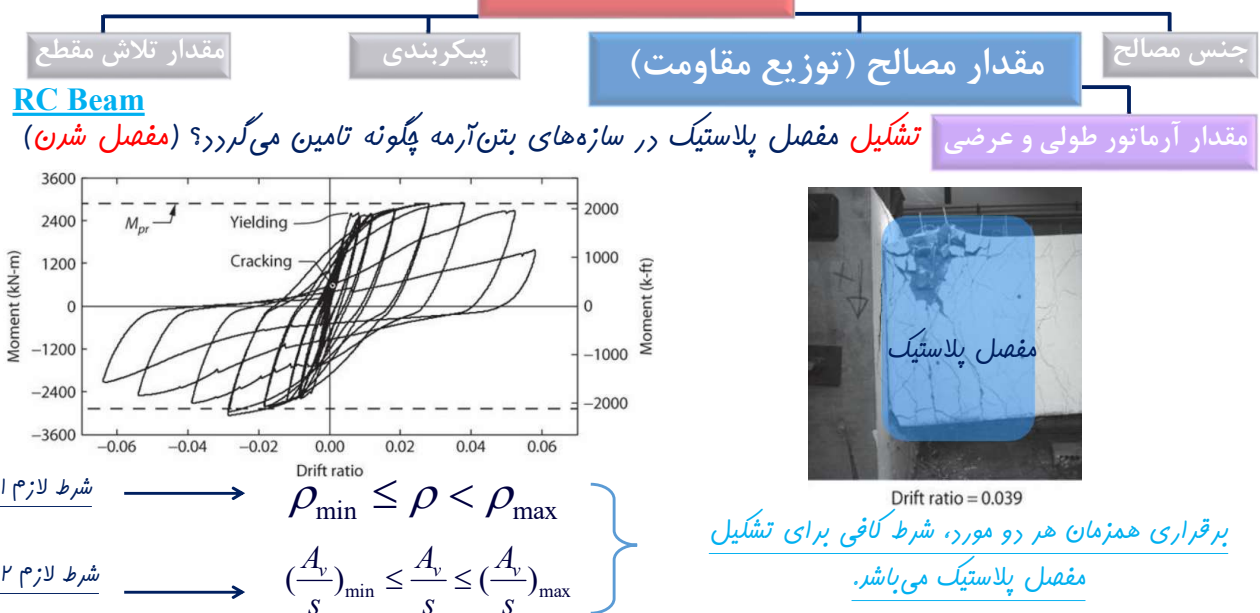
شکل پذیری المان سازه‌ای



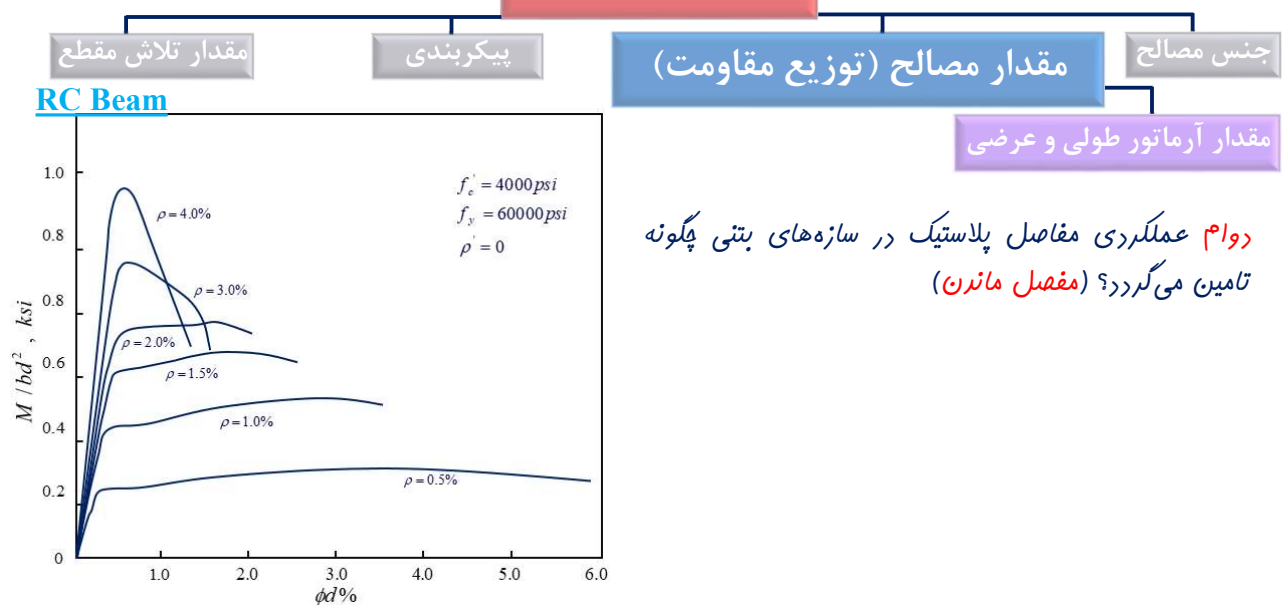
مثال اجتماعی:

- شرط لازم برای فرید یک دوپرفه ۲۰۰۰ دلاری از یک مغازه‌ای که در فاصله یک کیلومتری از ما قرار دارد چیست؟
- ۱- داشتن مبلغی برابر با ۲۰۰۰ دلار
 - ۲- داشتن یک کیف سالم و بدون سوراخ برای عمل این مبلغ

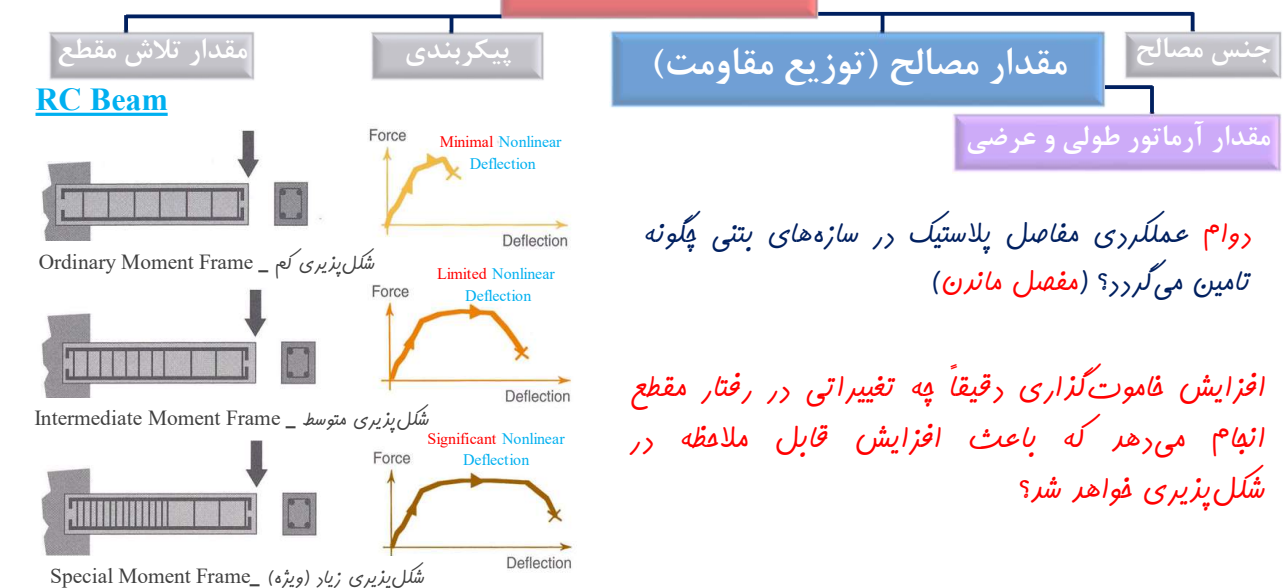
شکل پذیری المان سازه‌ای



شکل پذیری المان سازه‌ای



شکل پذیری المان سازه‌ای





ب- مقاومت برشی اسمی ستون‌ها، V_n ، باید مطابق یکی از روش‌های زیر با لحاظ شرایط آرماتور عرضی مطابق بند (۴-۲-۶)

مقدار آرماتور طولی و عرضی

تعیین گردد:

ب-۱- با استفاده از رابطه (۴-۶) و با رعایت موارد زیر

$$V_n = k \frac{A_v f_{yl} d}{S} + k \left[\frac{\sqrt{f_{cl}}}{2M/Vd} \sqrt{1 + \frac{2N_u}{\sqrt{f_{cl}} \cdot A_g}} \right] 0.8A_g \quad (4-6)$$

در این رابطه:

k : ضریب اصلاحی که برای نواحی با نیاز شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد به ترتیب برابر ۱، ۰/۸۵ و ۰/۷ منظور می‌شود.

A_v : سطح مقطع آرماتورهای عرضی؛

s : فاصله آرماتورهای عرضی؛

d : عمق مؤثر ستون، در مواردی که نتوان عمق مؤثر ستون را تعیین نمود، می‌توان آن را برابر $0.8h$ منظور نمود. h بعد ستون

در راستای برش می‌باشد؛

f_{cl} : مقاومت فشاری کرانه‌ی پایین بتن برحسب مگاپاسکال؛



ب- مقاومت برشی اسمی ستون‌ها، V_n ، باید مطابق یکی از روش‌های زیر با لحاظ شرایط آرماتور عرضی مطابق بند (۴-۲-۶)

مقدار آرماتور طولی و عرضی

تعیین گردد:

f_{yl} : تنش تسلیم کرانه‌ی پایین آرماتور بر حسب مگاپاسکال

M/Vd : بیشترین نسبت لنگر خمشی به برش ضربدر عمق مؤثر تحت بارهای طراحی، این نسبت نباید بزرگتر از ۴ و کوچکتر

از ۲ منظور شود؛

N_u : نیروی محوری فشاری (برای کشش باید صفر منظور گردد)؛

A_g : سطح مقطع ستون برحسب میلی‌مترمربع؛



ب-۲- با استفاده از فرمول‌های دیگری که اثرات تغییرشکل‌های غیرارتجاعی و چرخه‌ای را در نظر بگیرند یا براساس شواهد آزمایشگاهی به دست آمده باشند.

ب-۳- با استفاده از ضوابط آبا در ستون‌هایی که جزییات و ضوابط اجرایی فصل بیستم آبا در آنها رعایت شده باشد.



جدول (۳-۶): شرایط ستون در جدول (۶-۶) براساس جزییات آرماتور عرضی

	جزئیات آرماتور عرضی		
	با جزییات محصورکننده طبق آبا با خم ۱۳۵°	تنگ بسته با خم ۹۰°	سایر حالات (شامل وصله در آرماتورهای عرضی)
$\frac{V_p}{(V_n/k)} \leq 0.6$	i	ii	ii
$0.6 < \frac{V_p}{(V_n/k)} \leq 1$	ii	ii	iii
$\frac{V_p}{(V_n/k)} > 1$	iii	iii	iii

* در ستون‌ها با شرایط i، نسبت $s/d \leq 0.5$ و $\rho^* > 0.002$ در ناحیه مفصل خمشی باید برقرار باشد، در غیر این صورت ستون با شرایط ii محسوب می‌گردد.



$$V_{Col} = k_{nl} V_{Col0} = k_{nl} \left[\alpha_{Col} \left(\frac{A_v f_{ytL/E} d}{s} \right) + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_{cL/E}}}{M_{UD}/V_{UD} d} \sqrt{1 + \frac{N_{UG}}{0.5 A_g \sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8 A_g \right] \text{ (MPa units)}$$

(10-3.si)

$$V_{Col} = k_{nl} V_{Col0} = k_{nl} \left[\alpha_{Col} \left(\frac{A_v f_{ytL/E} d}{s} \right) + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_{cL/E}}}{M_{UD}/V_{UD} d} \sqrt{1 + \frac{N_{UG}}{0.5 A_g \sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8 A_g \right] \text{ (MPa units)}$$


(10-3.si)

in which $k_{nl} = 1.0$ in regions where displacement ductility demand is less than or equal to 2, 0.7 in regions where displacement ductility is greater than or equal to 6, and varies linearly for displacement ductility between 2 and 6;

$\lambda = 0.75$ for lightweight aggregate concrete and 1.0 for normal-weight aggregate concrete;

N_{UG} is the axial compression force calculated using Eq. (7-3) (set to zero for tension force); and

$M_{UD}/V_{UD}d$ is the largest ratio of moment to shear times effective depth for the column under design loadings evaluated using Eq. (7-34) but shall not be taken as greater than 4 or less than 2; and $\alpha_{Col} = 1.0$ for $s/d \leq 0.75$, 0.0 for $s/d \geq 1.0$, and varies linearly for s/d between 0.75 and 1.0.

Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

شکل پذیری الی

$$V_{Col} = k_{nl} V_{Col0} = k_{nl} \left[\alpha_{Col} \left(\frac{A_v f_{yL/E} d}{s} \right) + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_{cL/E}}}{M_{UD}/V_{UD} d} \sqrt{1 + \frac{N_{UG}}{0.5 A_g \sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8 A_g \right] \text{ (MPa units)}$$

(10-3.si)

جنس مصالح

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

مقدار آرماتور طولی و عرضی

For nonlinear procedures, the following actions caused by gravity loads, Q_G , in accordance with Eq. (7-3) shall be considered for combination with actions caused by seismic forces:

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S \quad (7-3)$$

where Q_D , Q_L , and Q_S are as defined for Eq. (7-1).

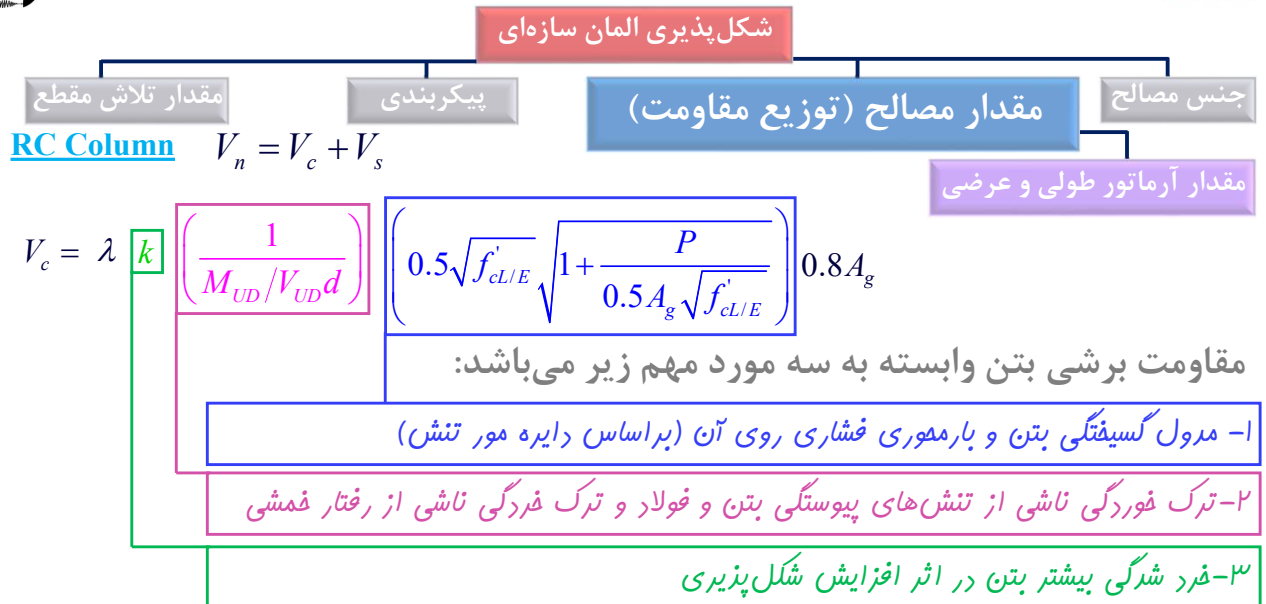
where

Q_D = Action caused by dead loads;

Q_L = Action caused by live load, equal to 25% of the unreduced live load obtained in accordance with ASCE 7 but not less than the actual live load; and

Q_S = Action caused by effective snow load.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع پیکربندی **مقدار مصالح (توزیع مقاومت)** جنس مصالح

RC Column $V_n = V_c + V_s$

$V_c = k\lambda \left(\frac{1}{M_{UD}/V_{UD}d} \right) \left(0.5\sqrt{f'_{cL/E}} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5A_g\sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8A_g$

$V_s = k \left[\alpha_{Col} \left(\frac{A_v f_{yt} d}{s} \right) \right]$

$v_c = \sqrt{r^2 - (r - f_t)^2} = \sqrt{2rf_t - f_t^2} = \sqrt{2(0.5f_n + f_t)f_t - f_t^2} = \sqrt{f_t f_n + 2f_t^2 - f_t^2}$

$v_c = f_t \sqrt{1 + \frac{f_n}{f_t}}$

19.2.3.1 Modulus of rupture, f_r , for concrete shall be calculated by:
ACI 318-14 $f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c}$ (19.2.3.1)
 where the value of λ is in accordance with 19.2.4.

$f_t = 0.5\sqrt{f'_{cL/E}}$
 $f_n = \frac{P}{A_g}$

$v_c = 0.5\sqrt{f'_{cL/E}} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5A_g\sqrt{f'_{cL/E}}}}$

مقدار آرمتور طولی و عرضی

رفتار کششی، منگی و رفتار فشاری، مثبت فرض می‌شود.

رفتار کششی، منگی و رفتار فشاری، مثبت فرض می‌شود.

مقاومت برشی براساس تنش کششی اصلی

مقاومت برشی براساس تنش کششی اصلی

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع پیکربندی **مقدار مصالح (توزیع مقاومت)** جنس مصالح

RC Column $V_n = V_c + V_s$

$V_c = k\lambda \left(\frac{1}{M_{UD}/V_{UD}d} \right) \left(0.5\sqrt{f'_{cL/E}} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5A_g\sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8A_g$

$V_s = k \left[\alpha_{Col} \left(\frac{A_v f_{yt} d}{s} \right) \right]$

$v_c = \sqrt{r^2 - (r - f_t)^2} = \sqrt{2rf_t - f_t^2} = \sqrt{2(0.5f_n + f_t)f_t - f_t^2} = \sqrt{f_t f_n + 2f_t^2 - f_t^2}$

$v_c = f_t \sqrt{1 + \frac{f_n}{f_t}}$

19.2.3.1 Modulus of rupture, f_r , for concrete shall be calculated by:
ACI 318-14 $f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c}$ (19.2.3.1)
 where the value of λ is in accordance with 19.2.4.

$f_t = 0.5\sqrt{f'_{cL/E}}$
 $f_n = \frac{P}{A_g}$

$v_c = 0.5\sqrt{f'_{cL/E}} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5A_g\sqrt{f'_{cL/E}}}}$

مقدار آرمتور طولی و عرضی

رفتار کششی، منگی و رفتار فشاری، مثبت فرض می‌شود.

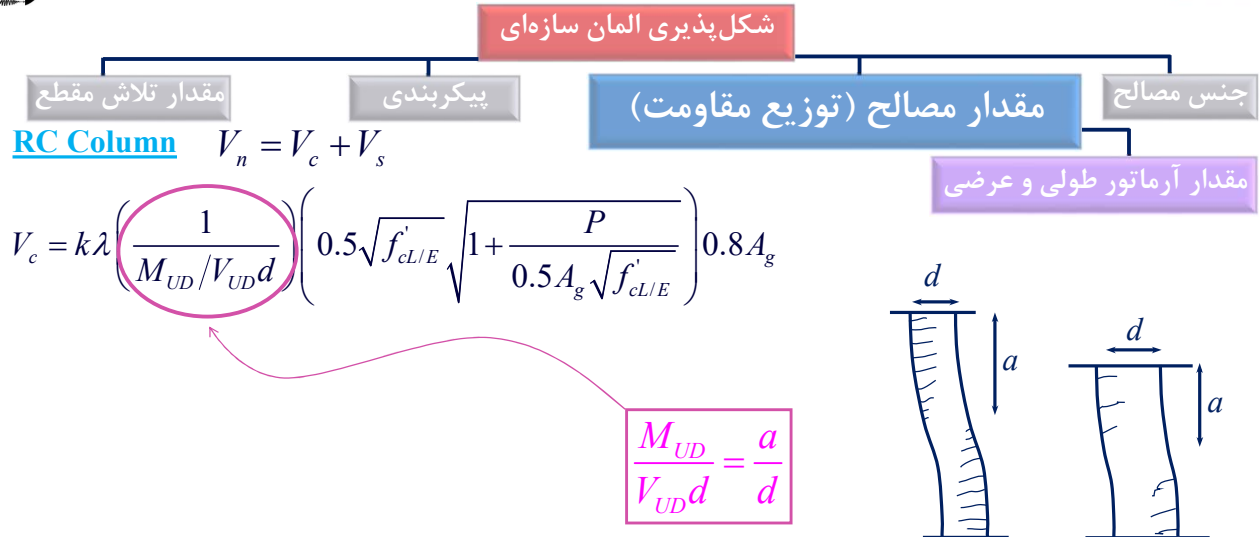
رفتار کششی، منگی و رفتار فشاری، مثبت فرض می‌شود.

مقاومت برشی براساس تنش کششی اصلی

مقاومت برشی براساس تنش کششی اصلی

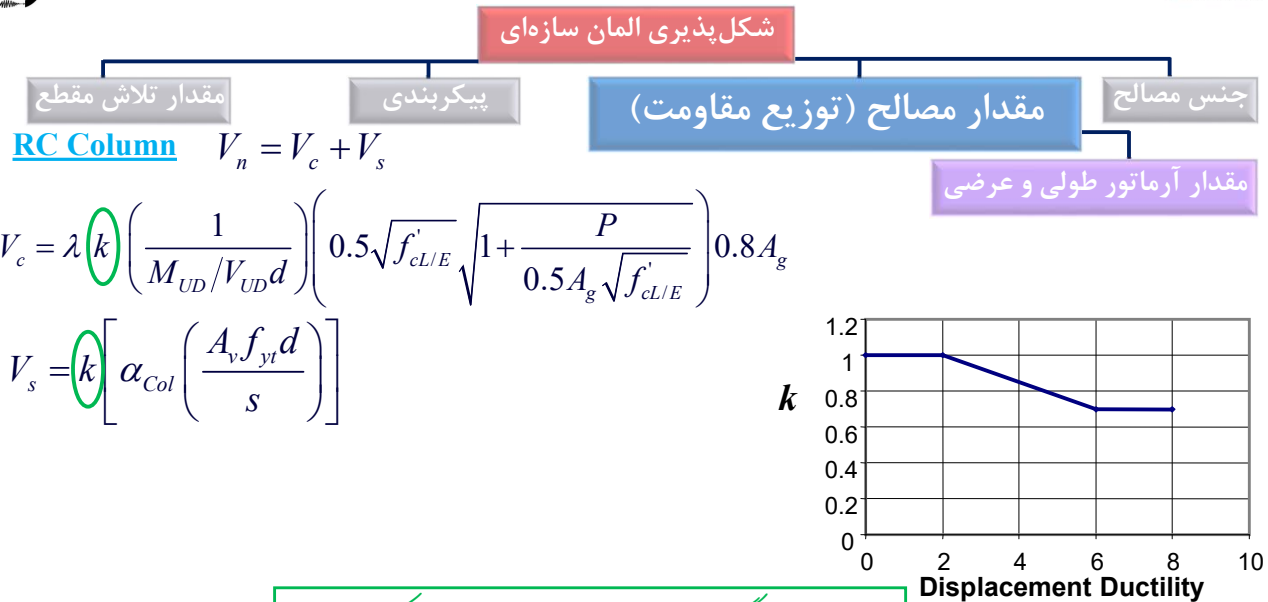
۱- مدول گسیفتگی بتن و بارمهوری فشاری روی آن (براساس دایره مور تنش)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



۲- ترک خوردگی ناشی از تنش‌های پیوستگی بتن و فولاد و ترک خوردگی ناشی از رفتار خمشی

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

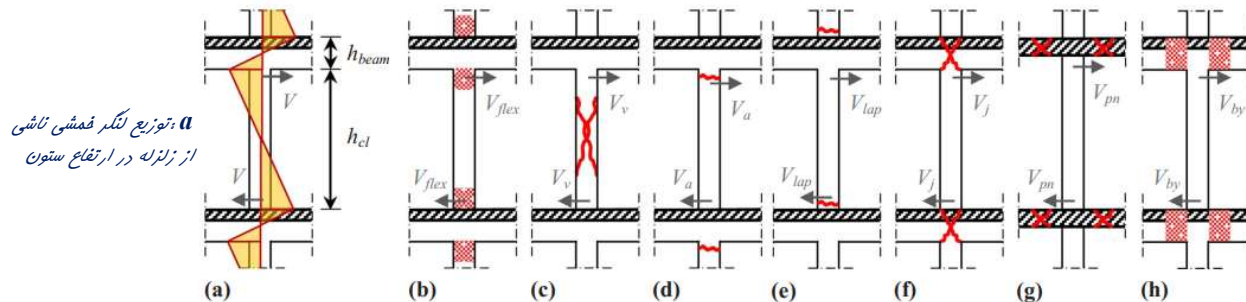


۳- خوردگی بیشتر بتن در اثر افزایش شکل پذیری

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

RC Column



e: گسیختگی ناشی از وصله پوششی ضعیف

f: گسیختگی برشی گره اتصال تیر به ستون

g: گسیختگی محل اتصال دال به ستون به دلیل برش پانچ

b: تسلیم خمشی و تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در ستون

c: گسیختگی تیر در برشی (شکست برشی)

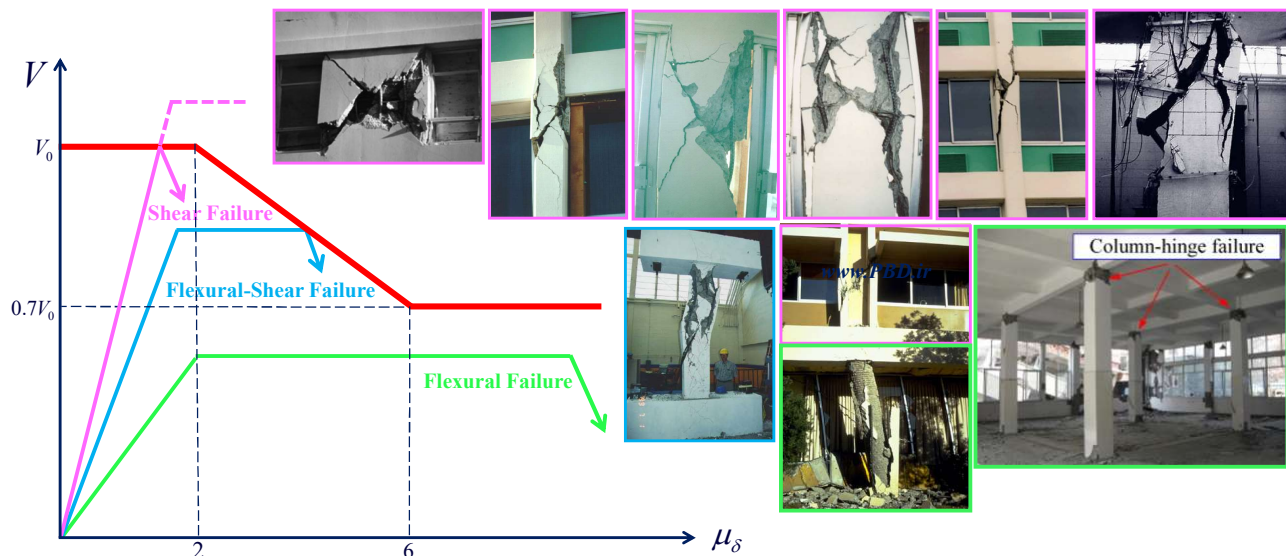
d: فرایبی ناشی از عدم مهار مناسب آرماتورهای طولی

h: تسلیم خمشی و تشکیل مفاصل پلاستیک در تیر بتن آرمه

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

RC Column

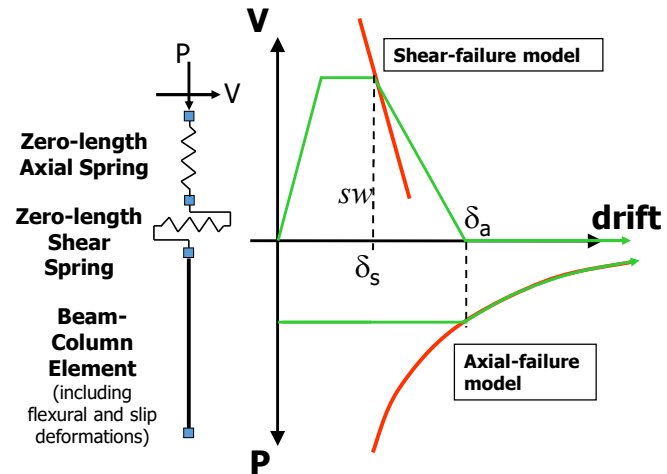


RC Column

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

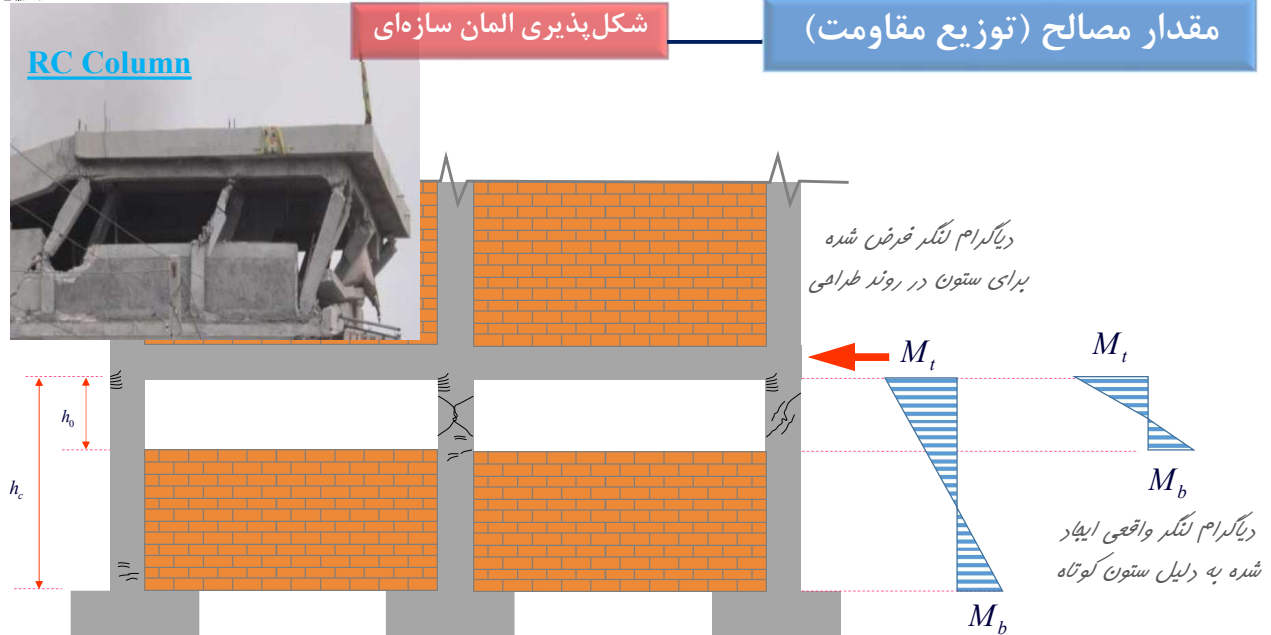
فرایندی برشی-مغوری ستون‌های بتن‌آرمه



RC Column

شکل پذیری المان سازه‌ای

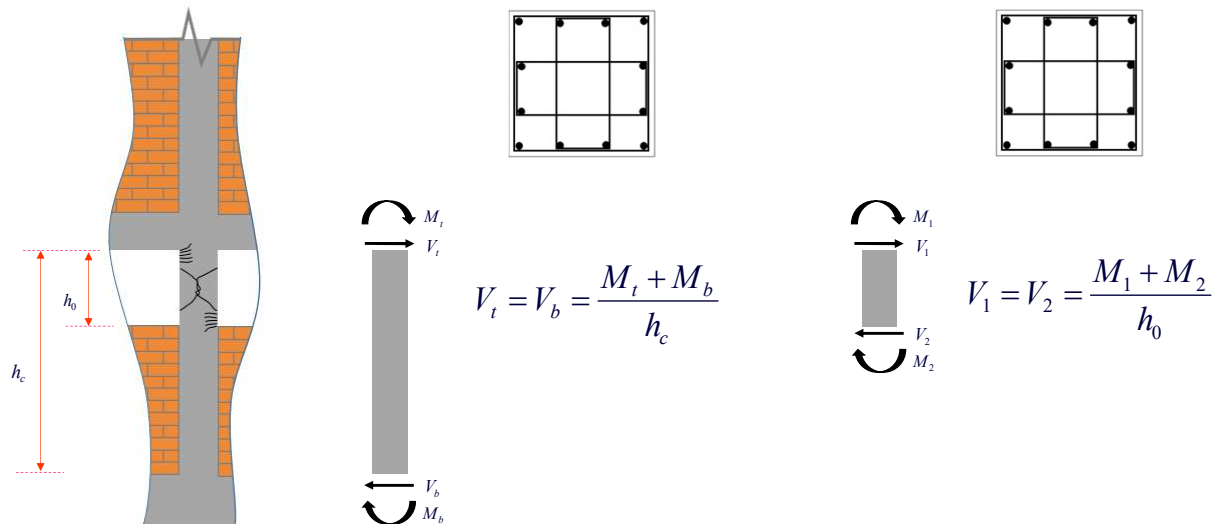
مقدار مصالح (توزیع مقاومت)



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

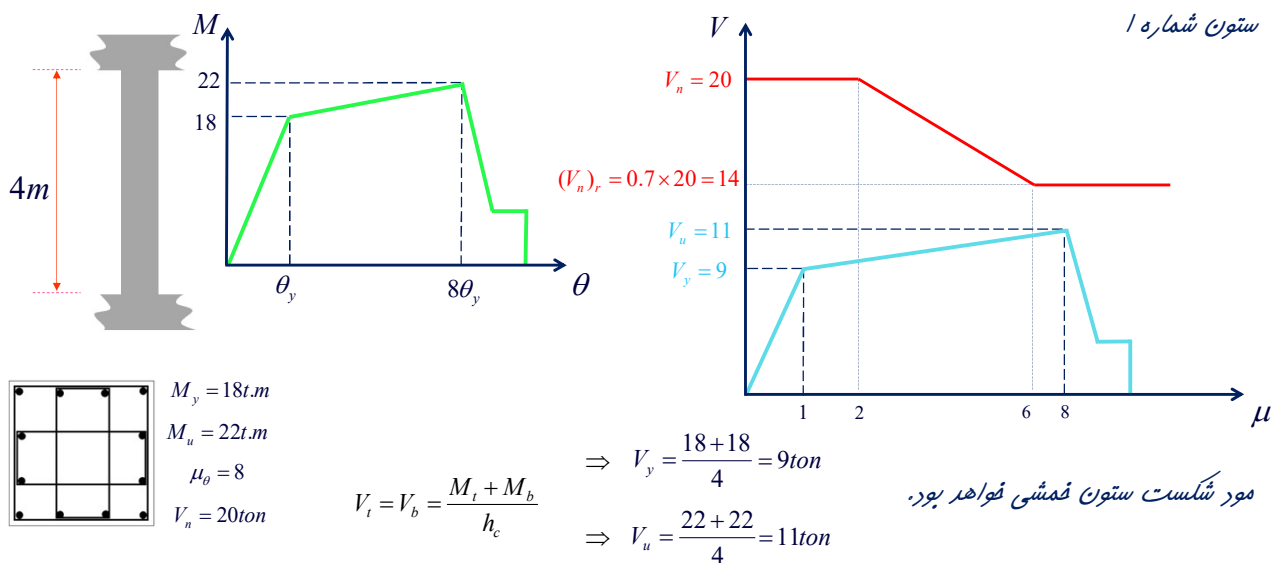
RC Column



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

RC Column



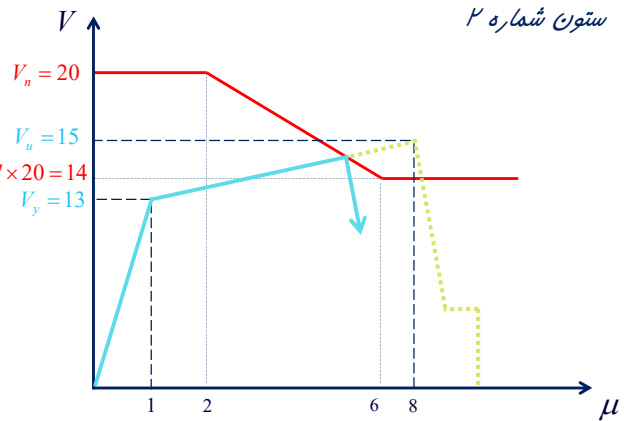
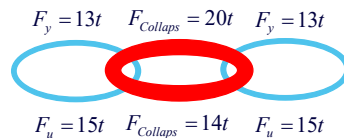
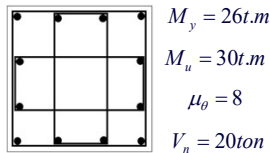
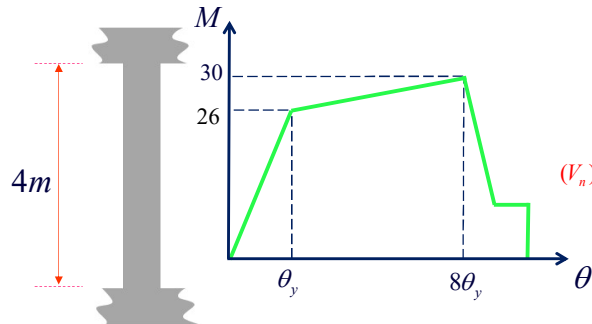
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

RC Column



✗ مورد شکست ستون خمشی-برشی فواید بود.

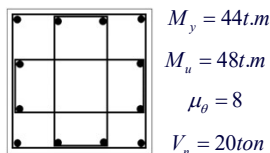
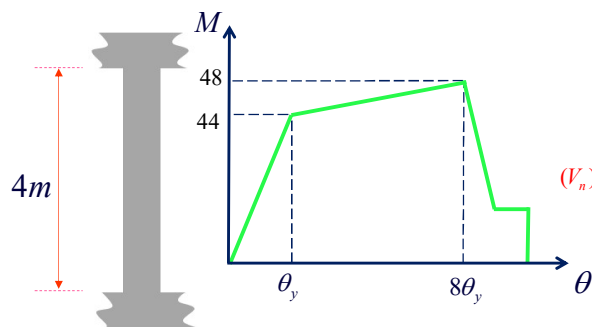
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

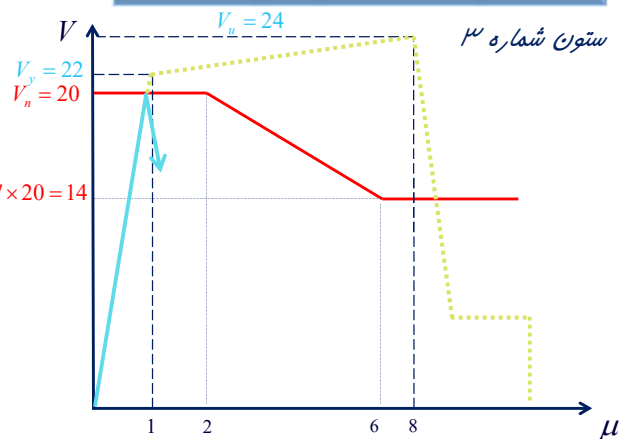
RC Column



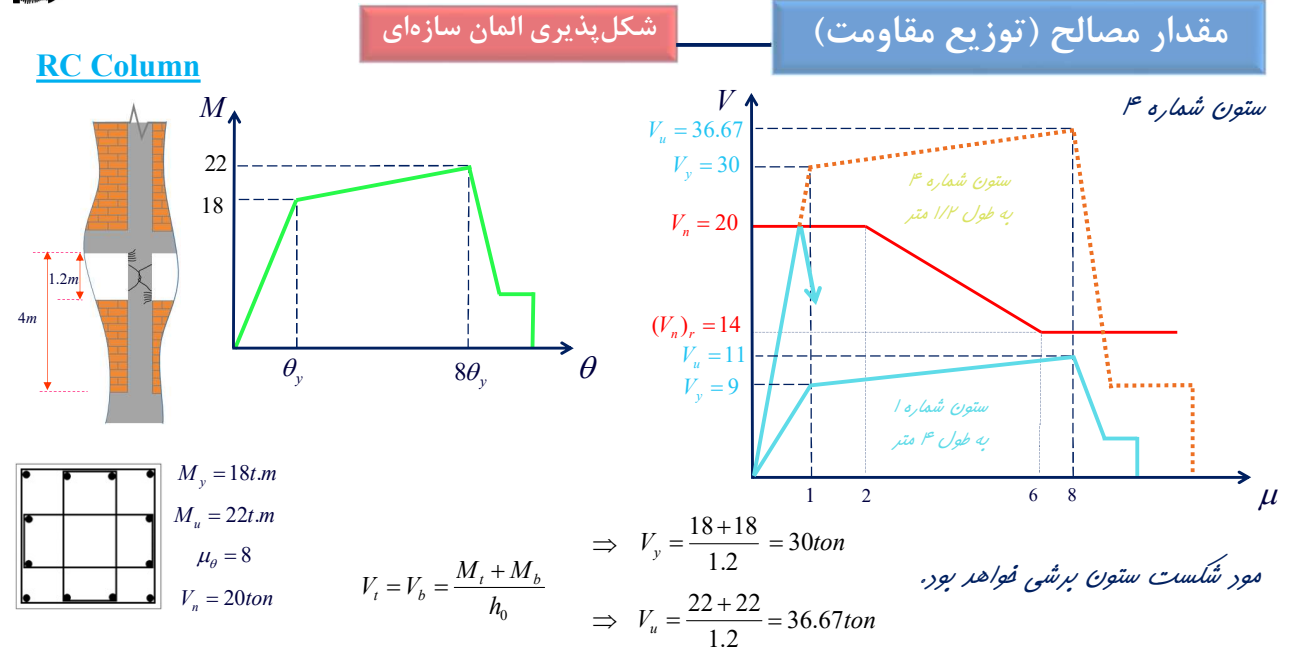
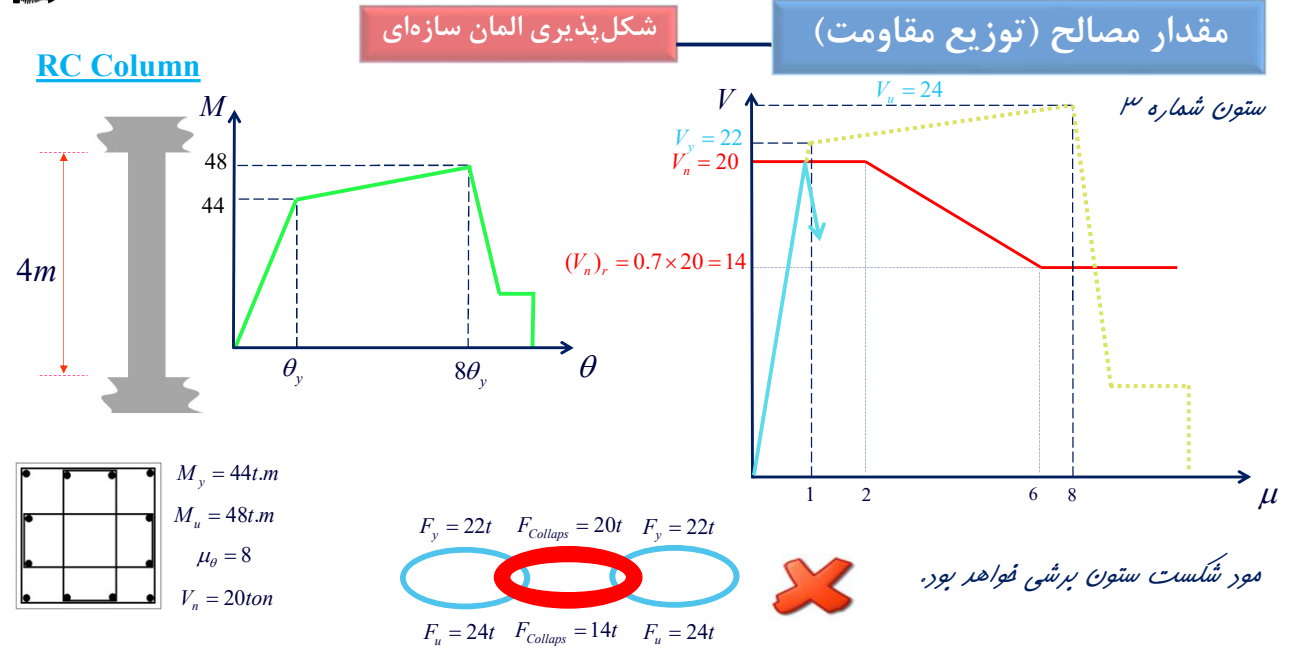
$$V_t = V_b = \frac{M_t + M_b}{h_c}$$

$$\Rightarrow V_y = \frac{44 + 44}{4} = 22ton$$

$$\Rightarrow V_u = \frac{48 + 48}{4} = 24ton$$



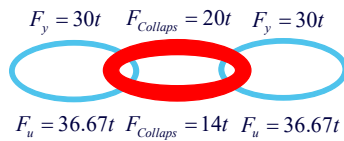
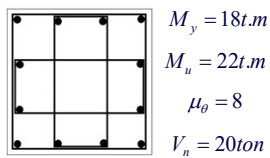
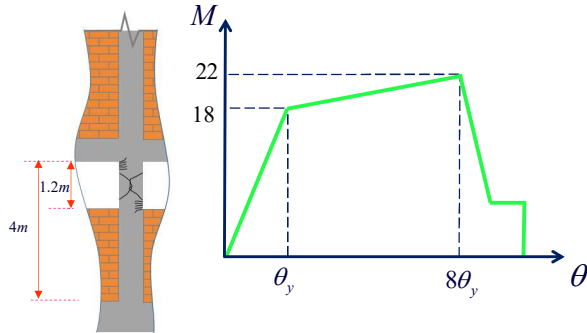
مورد شکست ستون برشی فواید بود.



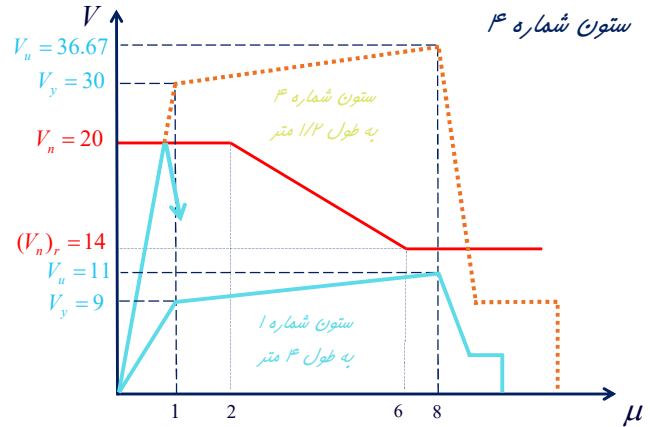
شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

RC Column



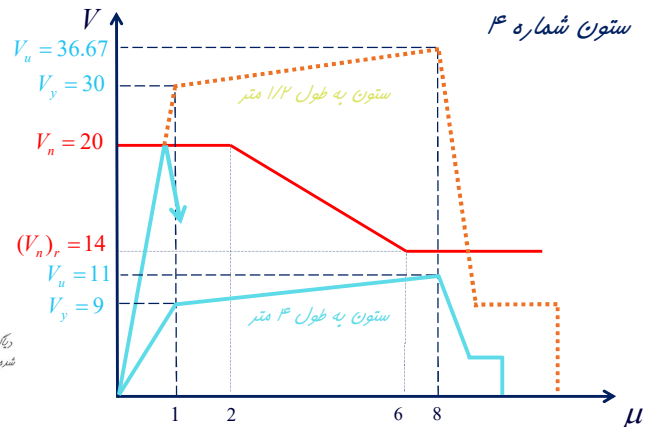
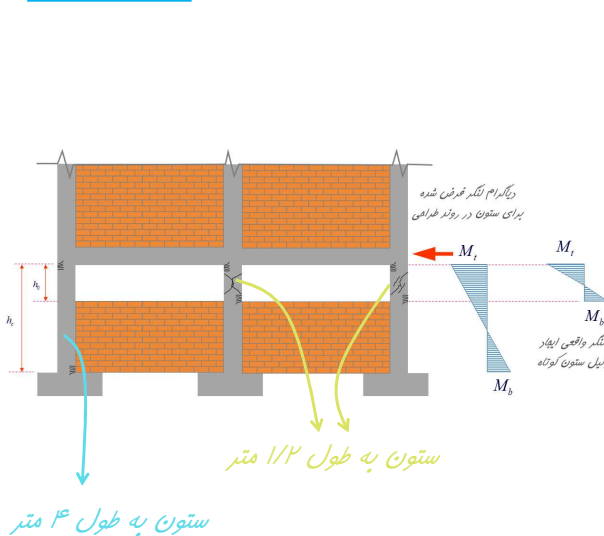
مود شکست ستون برشی فواید بود.



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

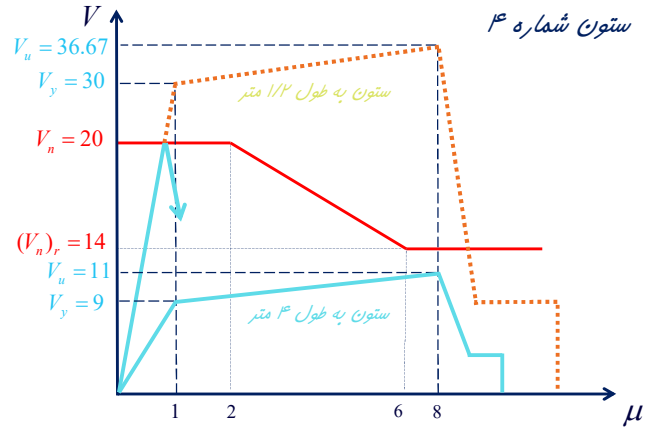
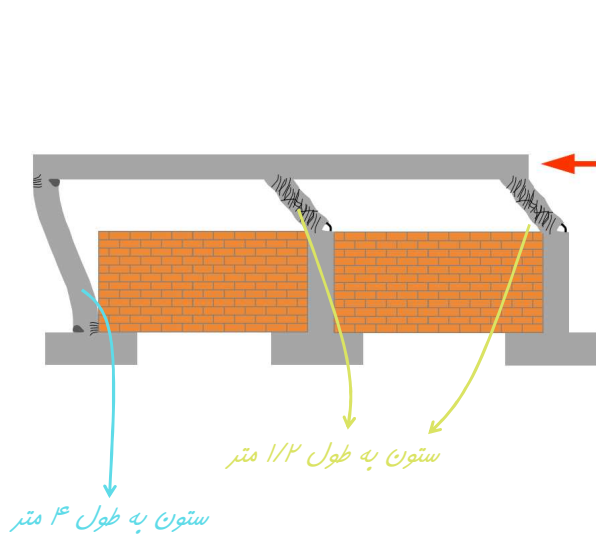
RC Column



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

RC Column

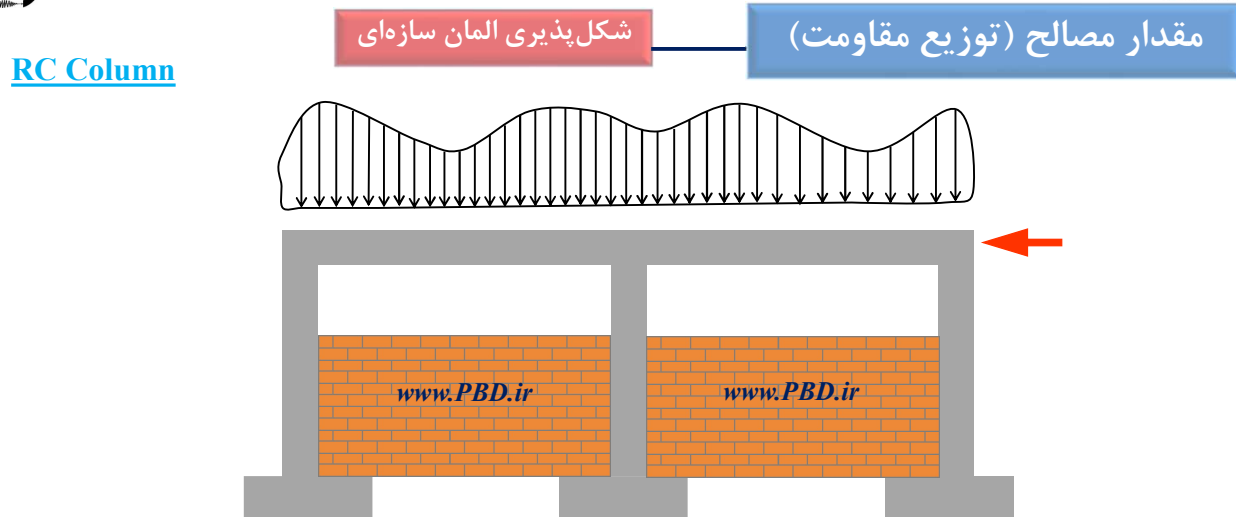
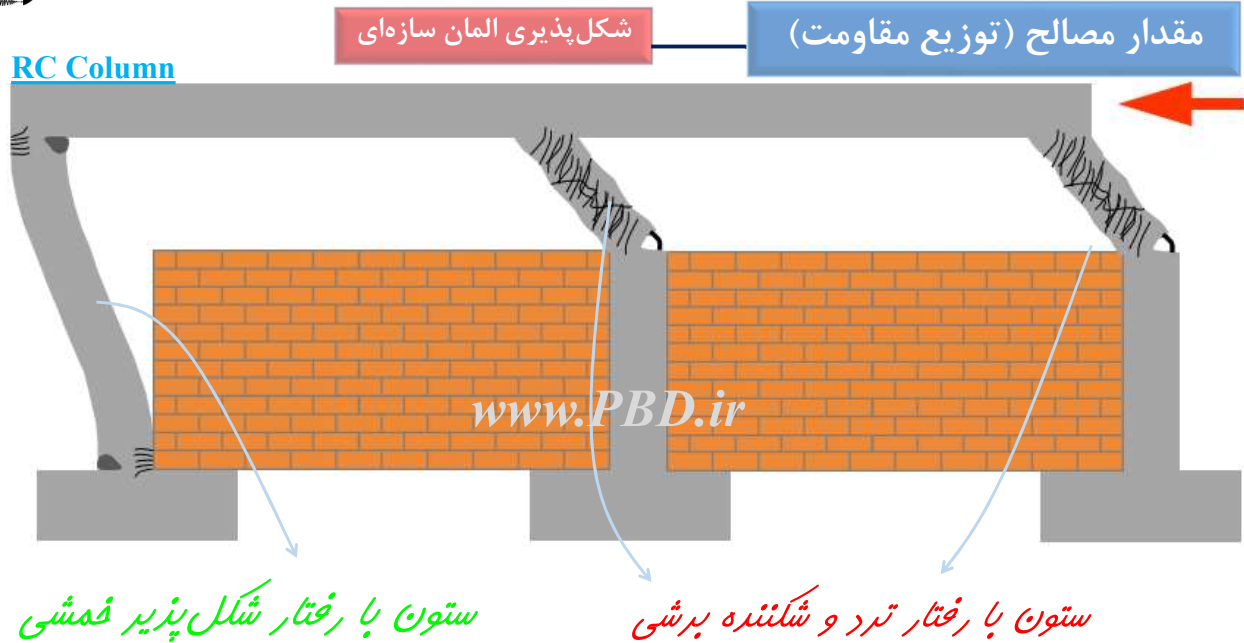


شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

RC Column





RC Column

شکل پذیری المان سازه‌ای

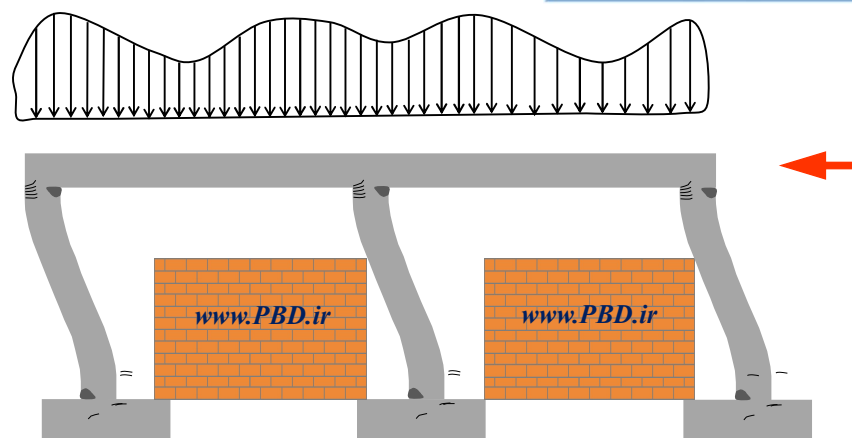
مقدار مصالح (توزیع مقاومت)



RC Column

شکل پذیری المان سازه‌ای

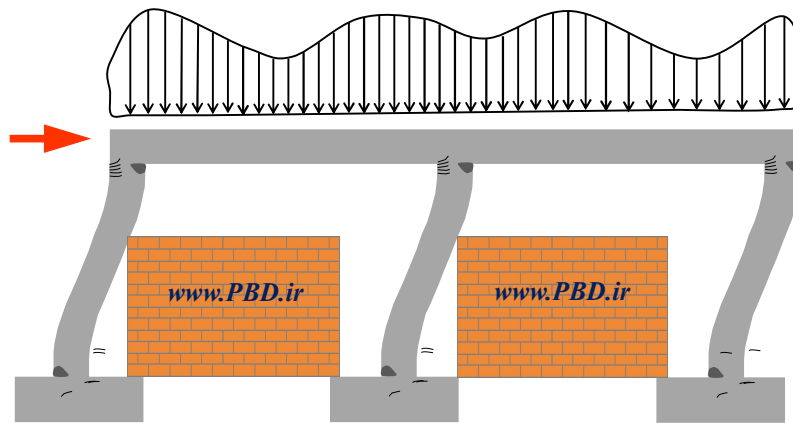
مقدار مصالح (توزیع مقاومت)



RC Column

شکل پذیری المان سازه‌ای

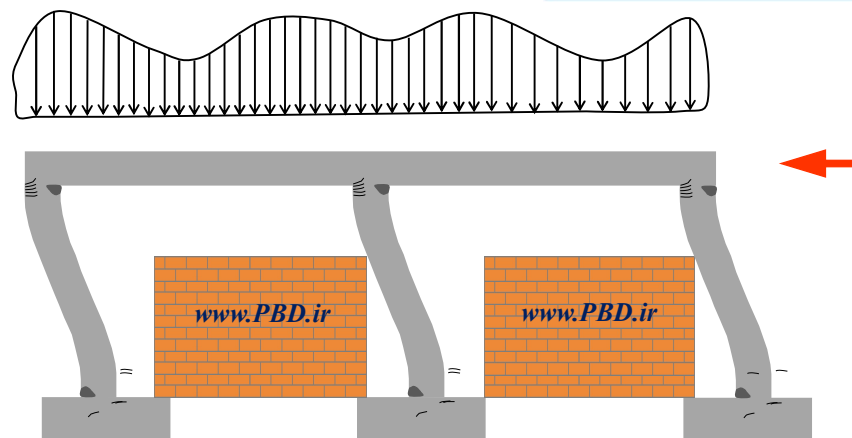
مقدار مصالح (توزیع مقاومت)



RC Column

شکل پذیری المان سازه‌ای

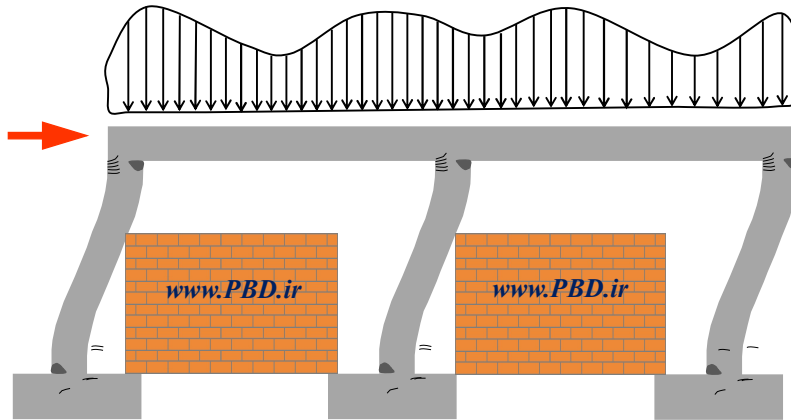
مقدار مصالح (توزیع مقاومت)



RC Column

شکل پذیری المان سازه‌ای

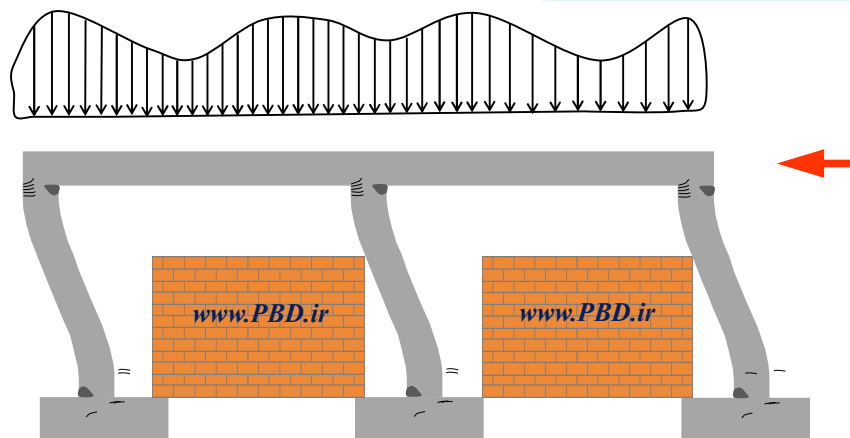
مقدار مصالح (توزیع مقاومت)



RC Column

شکل پذیری المان سازه‌ای

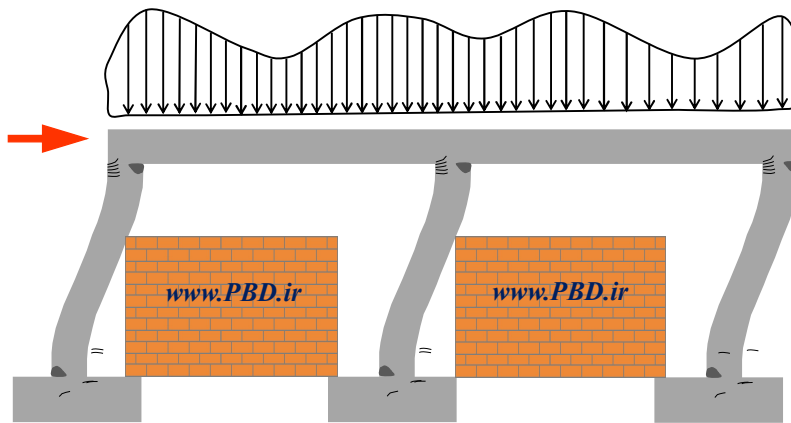
مقدار مصالح (توزیع مقاومت)



RC Column

شکل پذیری المان سازه‌ای

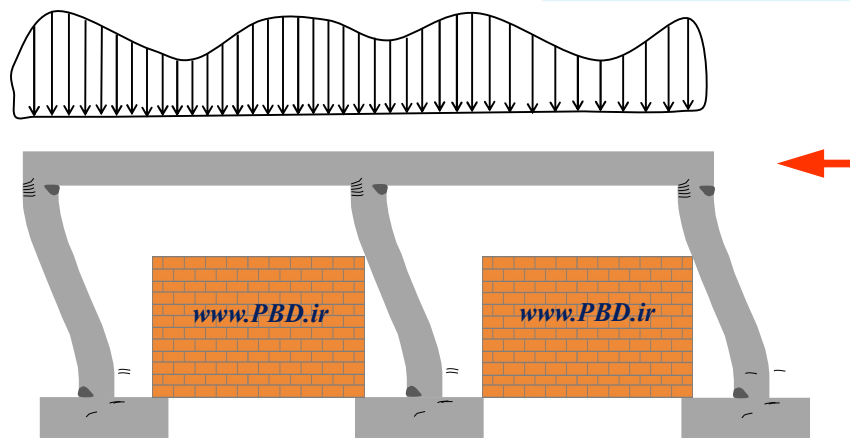
مقدار مصالح (توزیع مقاومت)



RC Column

شکل پذیری المان سازه‌ای

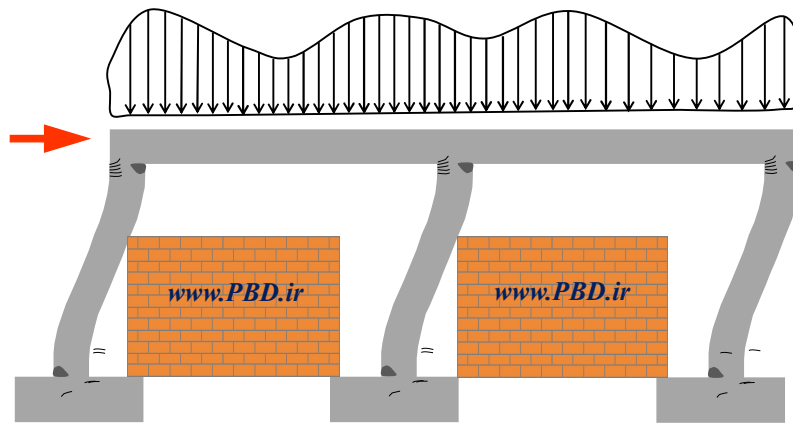
مقدار مصالح (توزیع مقاومت)



RC Column

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)



RC Column

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

RC Column



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

RC Column



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

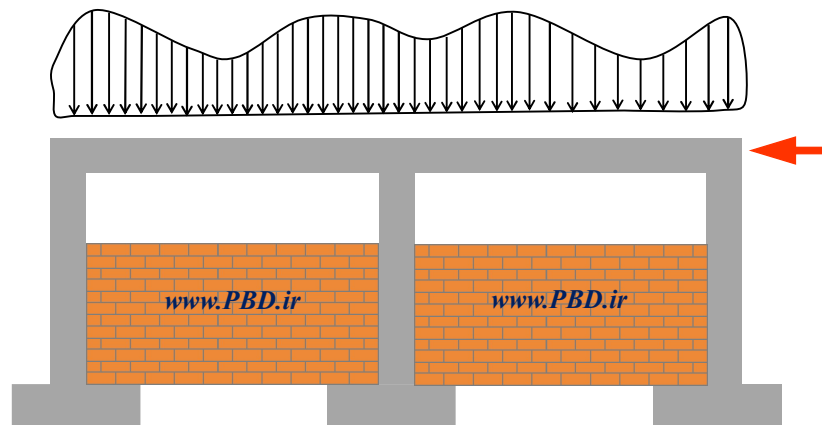
RC Column

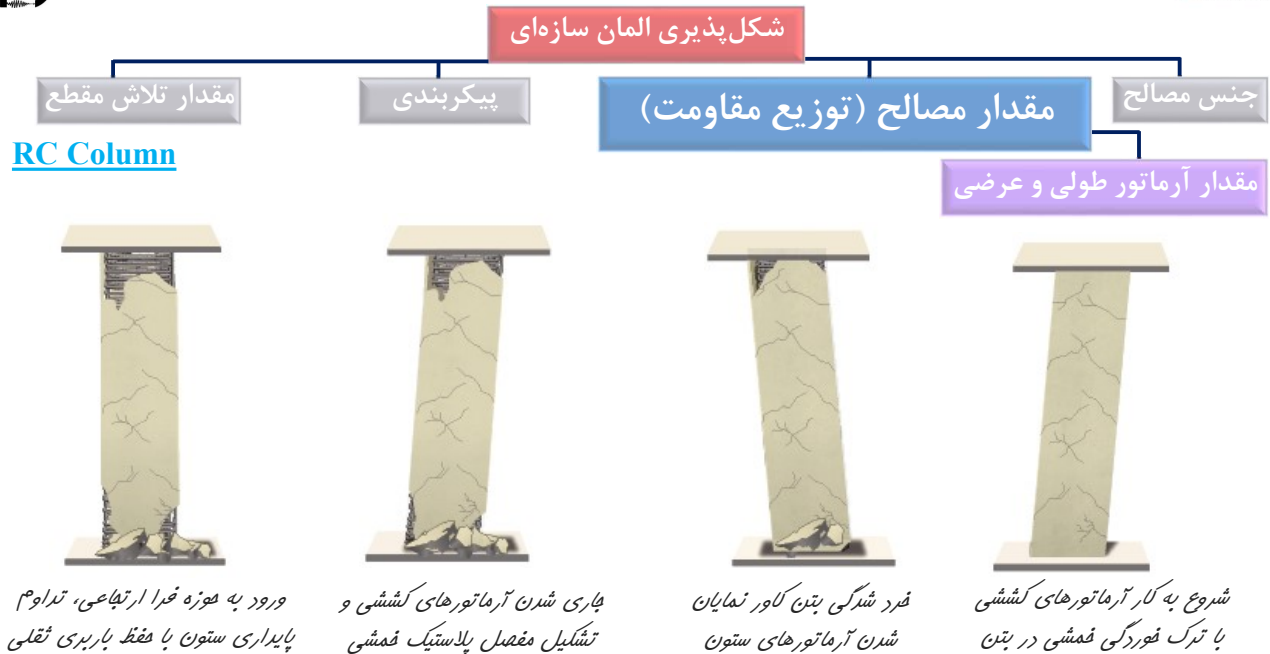
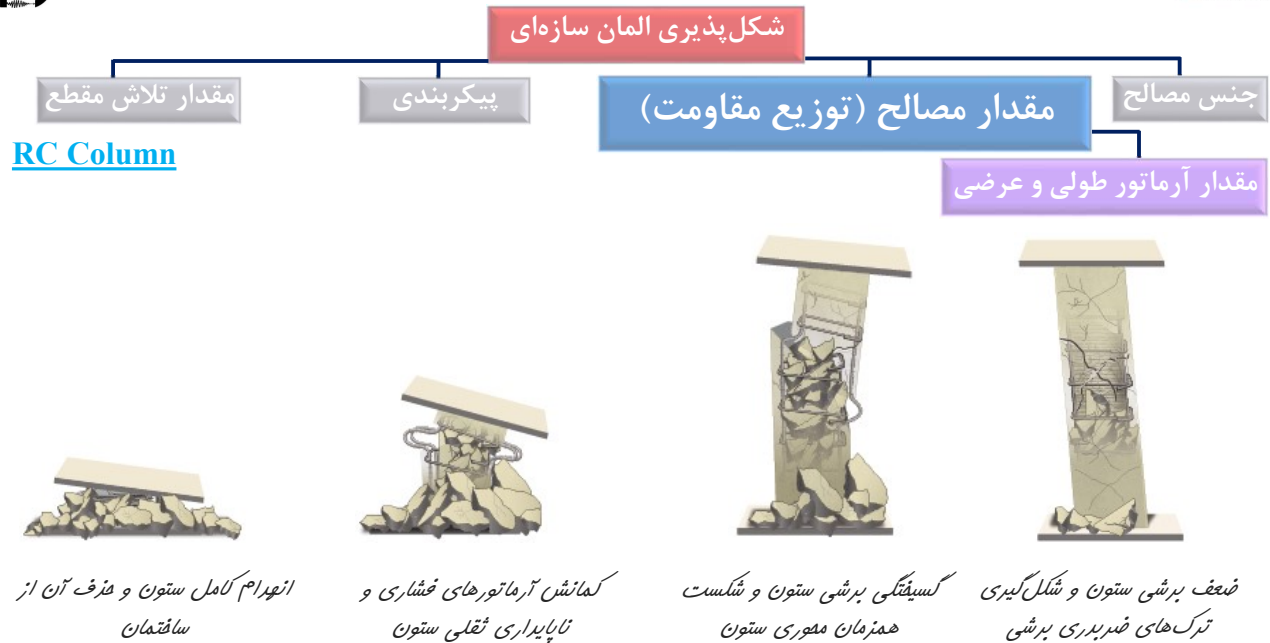


شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

RC Column





شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

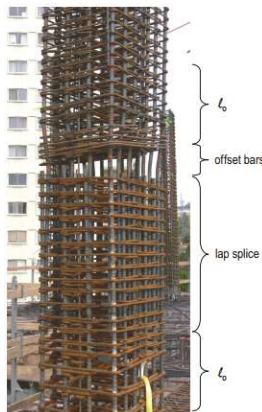
پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

RC Column

مقدار آرماتور طولی و عرضی **فرابی ناشی از ضعف وصله پوششی در ستون‌های بتنی (Poor Lap Splices)**



با توجه به این که طول هر شافه میگرد ۱۲ متر می‌باشد لذا در مملی که میگردهای ستون بتنی تمام می‌شود بایستی یک اتصال مناسبی بین میگردهای تمام شده با میگردهای بعدی انجام شود، هر اتصالی که در آن امکان جاری شدن میگردهای طولی ستون بدون کسپتگی اتصال برقرار گردد آن اتصال قابل قبول خواهد بود (وصله پوششی، وصله مکانیکی، پوش القائی و ...) یکی از روش‌های مرسوم وصله میگردها به یکدیگر، وصله پوششی است، در این روش بتن به عنوان یک چسب می‌تواند میگردهای پایین را به میگردهای بالایی وصله کند. در مهندسی زلزله به صورت کلی اداوت اتصال دهنده بایستی قوی‌تر از خود المان‌های متصل شونده باشد (همانطور که بایستی المان گاست پلنت قوی‌تر از خود مهاربند باشد و...) این امکان باعث می‌شود تا بدون کسپتگی اتصال، میگردهای طولی ستون جاری شوند. در وصله پوششی طول همپوشانی میگردها بایستی به اندازه‌ای باشد که مصالح چسب (بتن) بتواند تنش جاری شدن را از میگردهای تمام شده به میگردهای شروع شده منتقل کند.

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

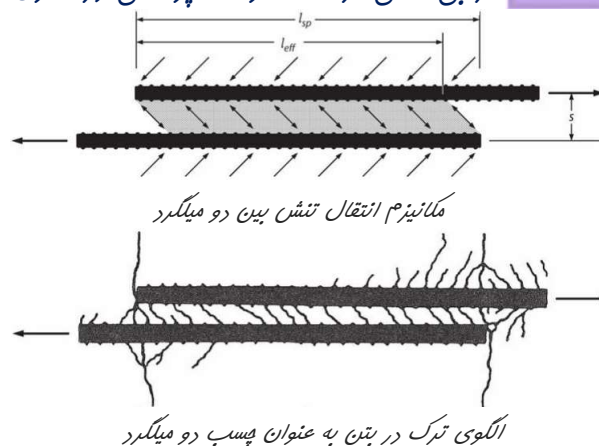
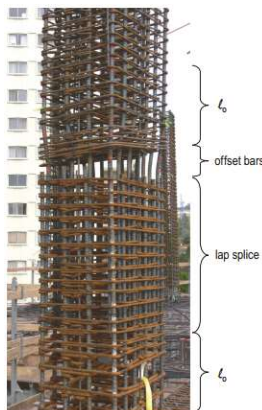
پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

RC Column

مقدار آرماتور طولی و عرضی **فرابی ناشی از ضعف وصله پوششی در ستون‌های بتنی (Poor Lap Splices)**



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

بیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

RC Column

مقدار آرماتور طولی و عرضی **فرایبی ناشی از ضعف وصله پوششی در ستون‌های بتنی (Poor Lap Splices)**



مطابق با نمودار، زمانی که وصله پوششی امکان انتقال تنش جاری شدن بین میگردها را نداشته باشد در این صورت گسیفتگی زود هنگام در محل وصله رخ می‌دهد (میگردها از داخل ستون بیرون کشیده می‌شوند) که موجب انهدام کامل ستون می‌شود. حال اگر رفتار وصله پوششی مطابق با ضوابط آیین‌نامه باشد در این صورت امکان جاری شدن برای میگردها فراهم شده و ستون بدون هیچ گونه افتلالی در باربری ثقیل و جانبی سازه سرویس خواهد داد.

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

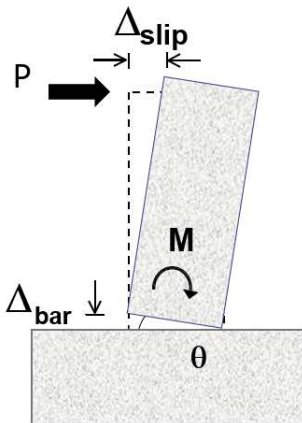
بیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

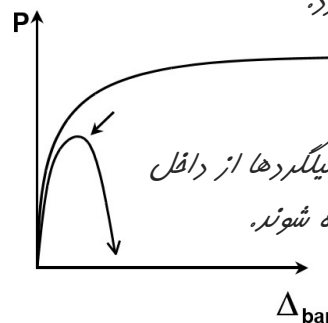
جنس مصالح

RC Column

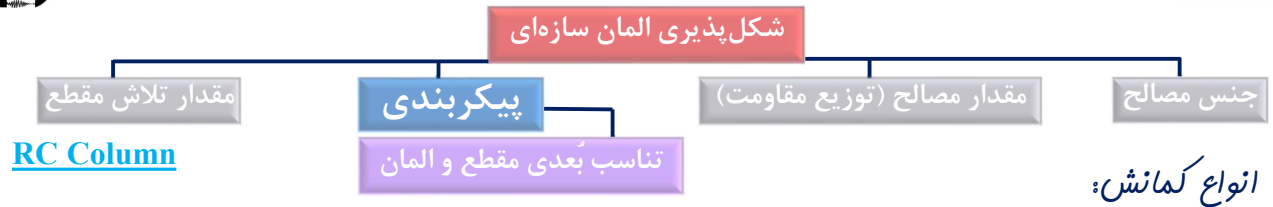
مقدار آرماتور طولی و عرضی **فرایبی ناشی از ضعف وصله پوششی در ستون‌های بتنی (Poor Lap Splices)**



وصله مطلوب لزره‌ای که در نهایت باعث جاری شدن میگردهای طولی ستون می‌شود.



وصله ضعیف که باعث می‌شود تا میگردها از داخل بتن به سمت بیرون کشیده شوند.



۱- کمانش موضعی (Local Buckling)

۱-۱- کمانش آرماتورهای طولی فشاری مقطع بتنی

۱-۲- کمانش بال و جان مقطع فولادی

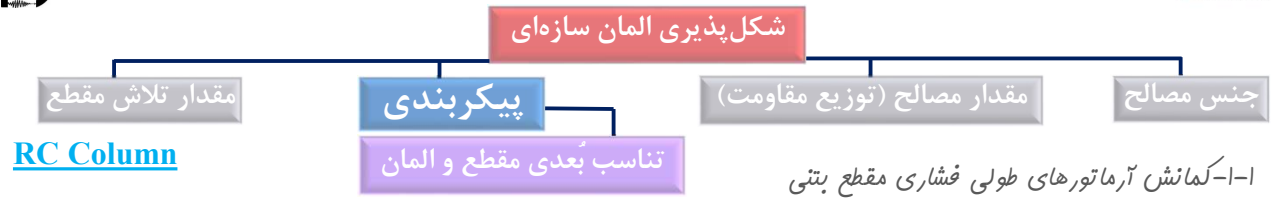
۲- کمانش پیش‌بینی جانبی بال فشاری پروفیل فولادی (Lateral Torsional Buckling (LTB))

۳- کمانش کلی (General Buckling – Global Buckling)

۳-۱- کمانش کلی عضو بتنی

۳-۲- کمانش کلی عضو فولادی

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



RC Column

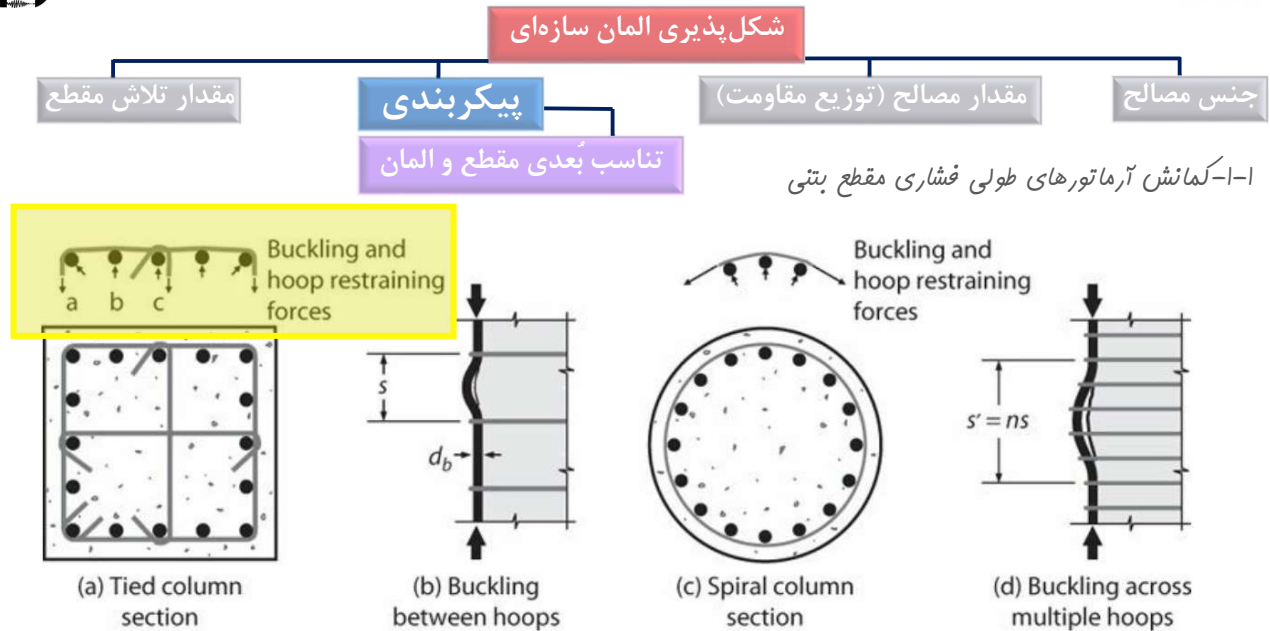


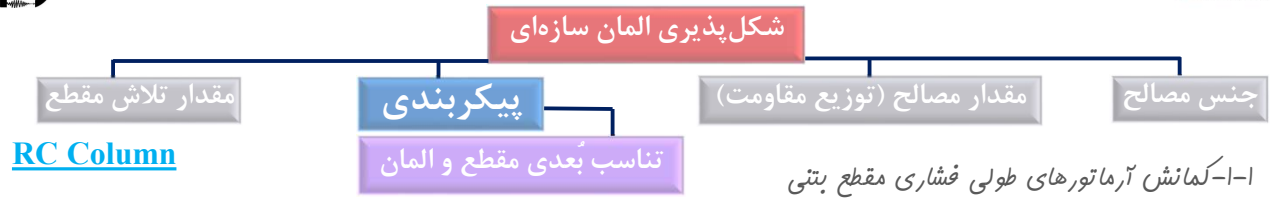
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



RC Column

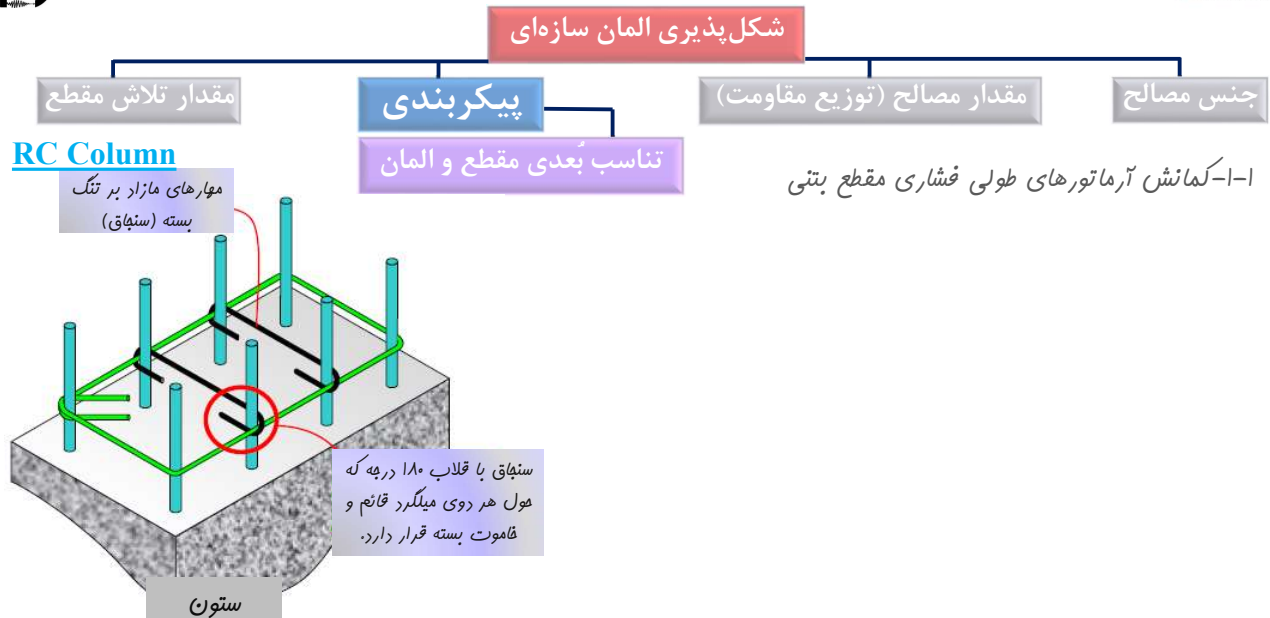






The buckling restraint provided by the hoop reinforcement depends on the configuration of the hoop set. For rectilinear transverse reinforcement, longitudinal bars located in the corner of a tie (e.g., bars **a** and **c** in Figure 5.8a) are effectively supported even if the tie has diameter as small as 15% of the longitudinal bar diameter (Bresler and Gilbert, 1961). In contrast, longitudinal bars not supported in a corner of a tie (e.g., bar **b** in Figure 5.8a) must rely on the flexural stiffness of the hoop for support, which is insufficient for practical hoop bar diameters. It can be argued that the unsupported bars gain indirect support from the adjacent restrained core and longitudinal bars (Pantazopoulou, 1998), but generally the unsupported bars weaken the cross section. For circular

Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings (Jack Moehle)



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

RC Column



1-1- کمناش آر

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

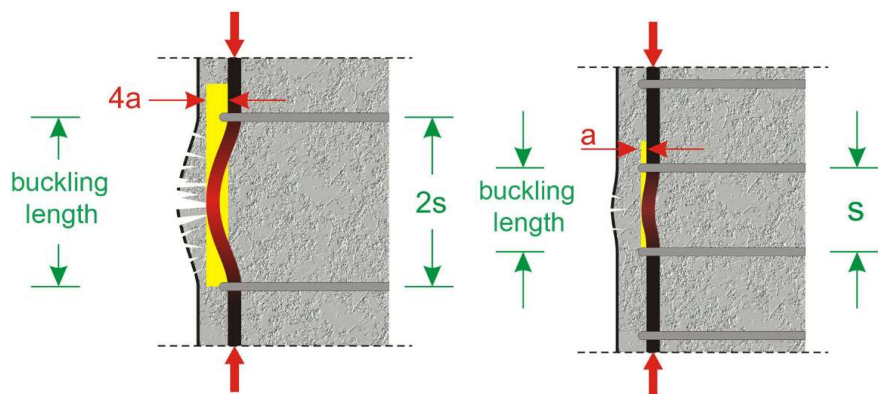
مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

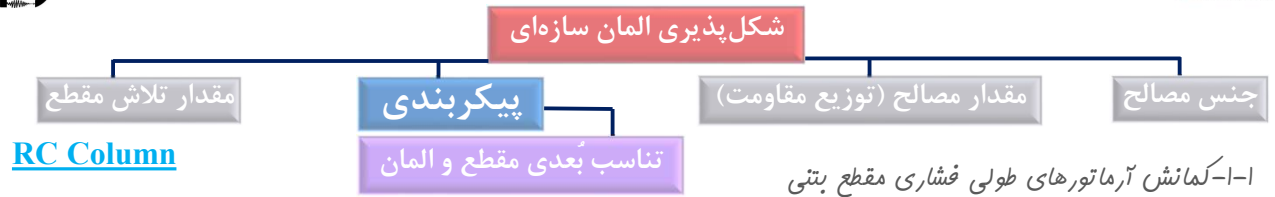
جنس مصالح

RC Column

تناسب بُعدی مقطع و المان

1-1- کمناش آر، ماتورهای طولی فشاری مقطع بتنی

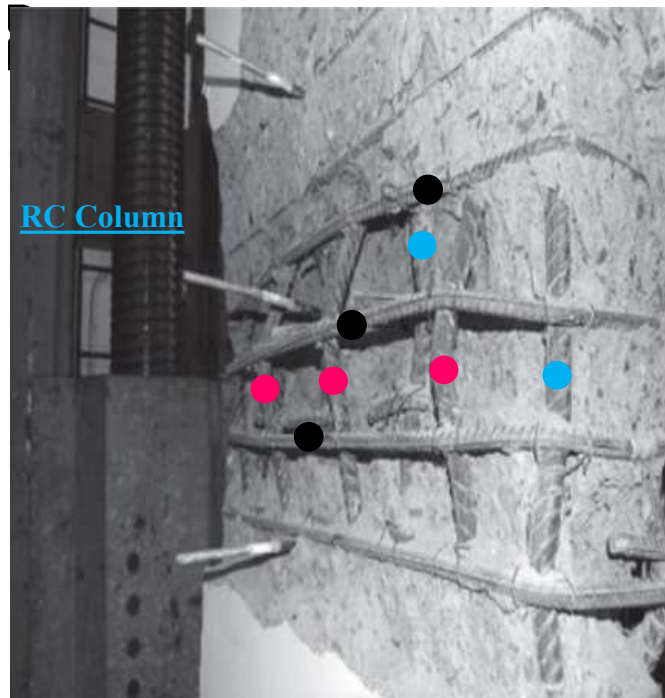
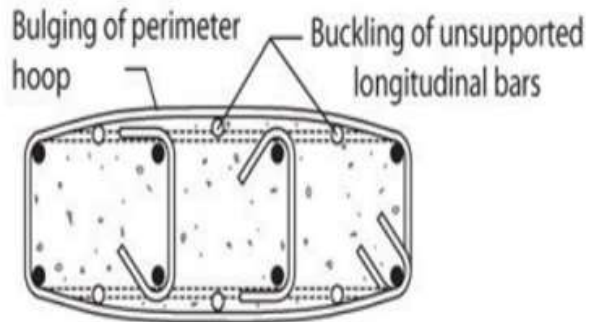
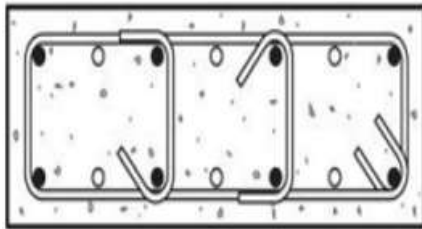




RC Column

۱-۱- کماتش آرماتورهای طولی فشاری مقطع بتنی
 آرماتورهای مهار نشده (آرماتورهای سفید) با فرد شدن کاور خوراً دچار کماتش می‌شوند لذا عملاً ستون
 دچار زوال مقاومت شدید خواهد شد.

- آرماتورهای مهار شده
- آرماتورهای مهار نشده



RC Column



۱-۱- کماتش آرماتورهای طولی فشاری مقطع بتنی

● خاموت بلند با سختی خمشی ناچیز
 برای مقابله با کماتش آرماتور طولی

● آرماتورهای مهار شده توسط سنجاقی

● آرماتورهای مهار نشده

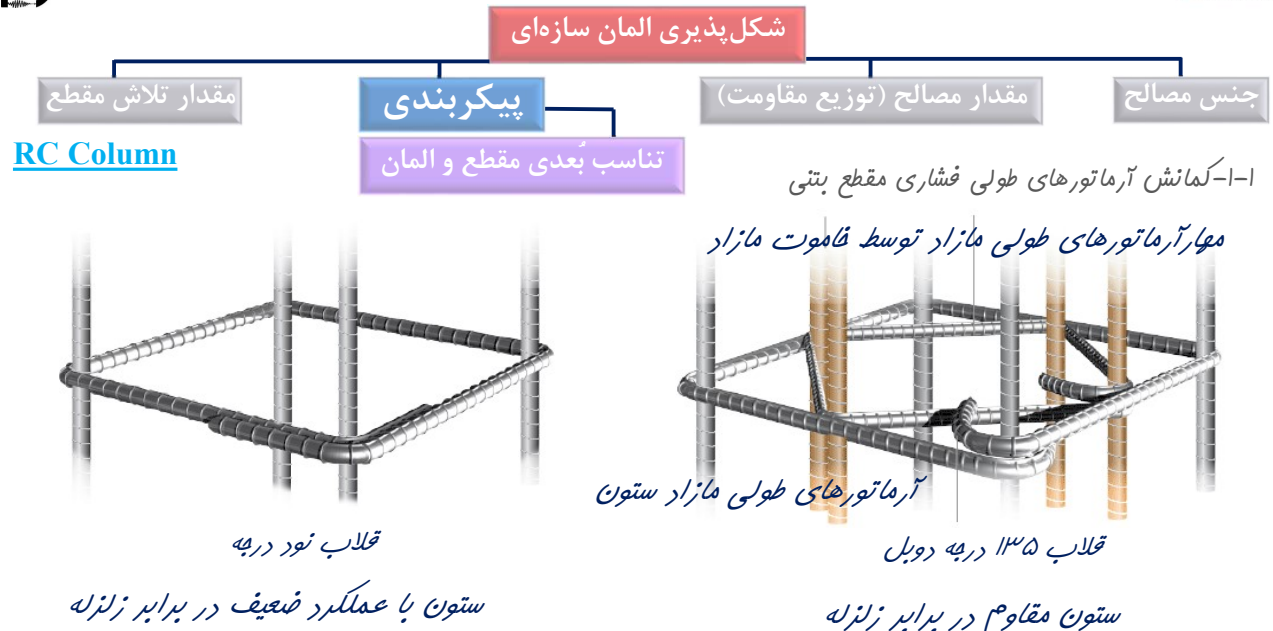
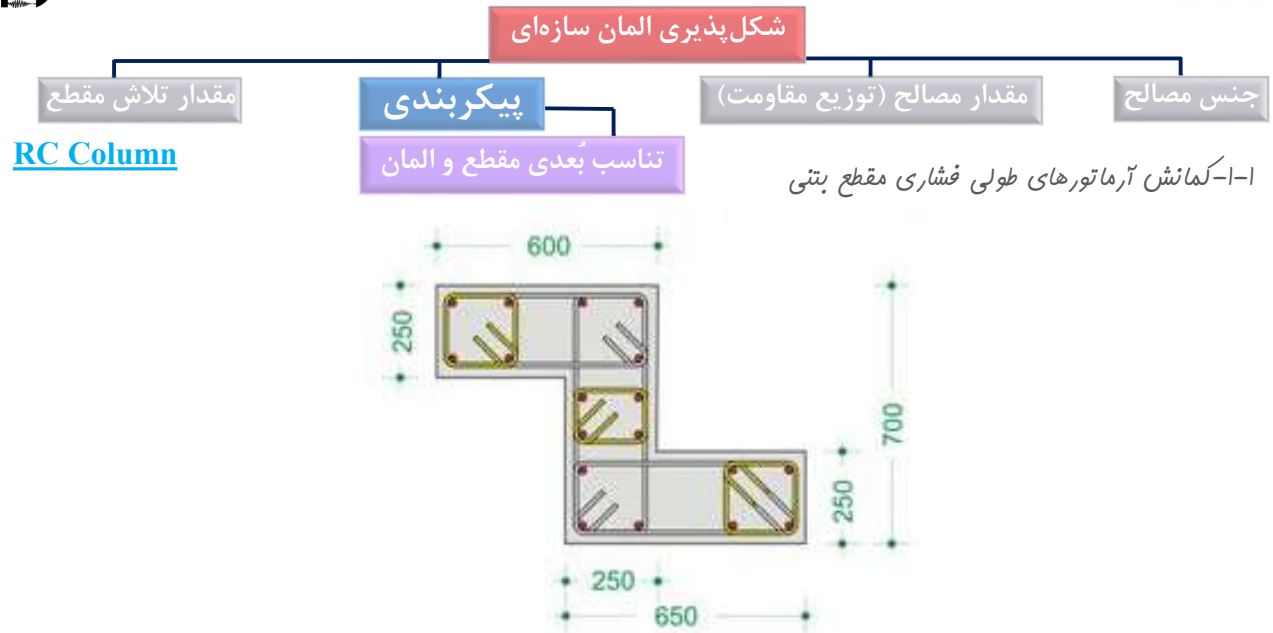


شکل پذیری المان سازه‌ای



شکل پذیری المان سازه‌ای





شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

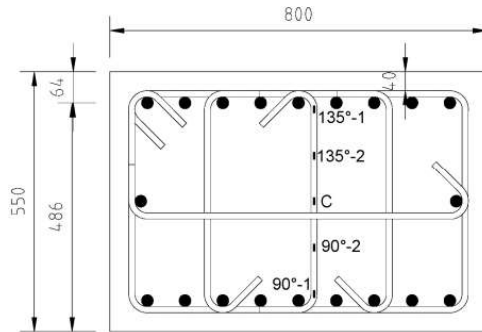
جنس مصالح

RC Column

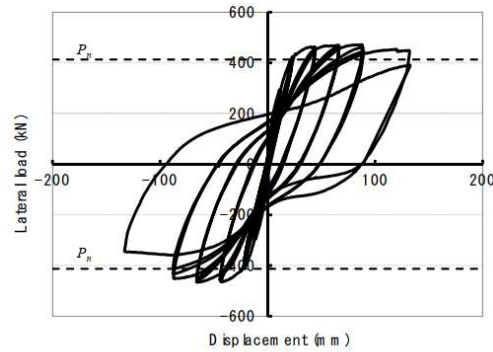
تناسب بُعدی مقطع و المان

۱-۱- کماتوش آرماتورهای طولی فشاری مقطع بتنی

The main variable was the anchorage type of crossties as shown in Figure.



a) FC



a) FC

FC specimen had conventional crossties that were anchored with 135° and 90° hooks

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

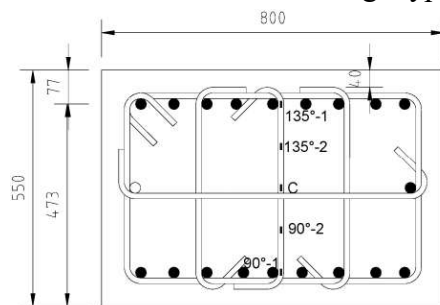
جنس مصالح

RC Column

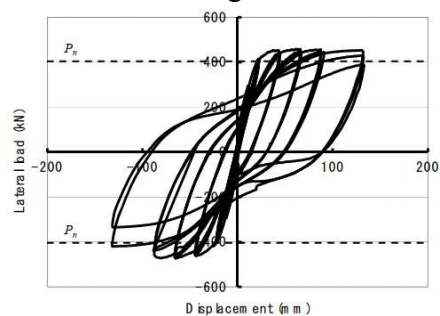
تناسب بُعدی مقطع و المان

۱-۱- کماتوش آرماتورهای طولی فشاری مقطع بتنی

The main variable was the anchorage type of crossties as shown in Figure.



b) FC-1



b) FC-1

FC-1 had identical conventional crossties as FC, but the hooks enclosed the hoops instead of enclosing the longitudinal bars

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

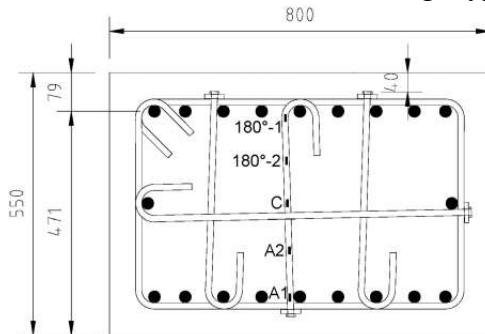
جنس مصالح

RC Column

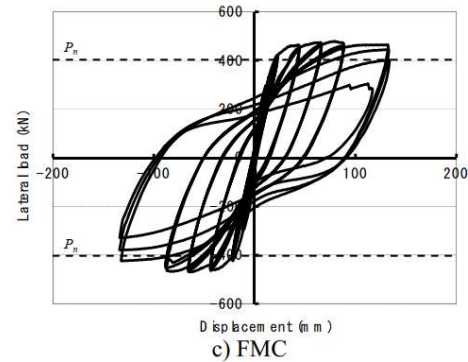
تناسب بُعدی مقطع و المان

۱-۱- کماتوش آرماتورهای طولی فشاری مقطع بتنی

The main variable was the anchorage type of crosssties as shown in Figure.



c) FMC



The crosssties of FMC and SMC were anchored by one-side

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

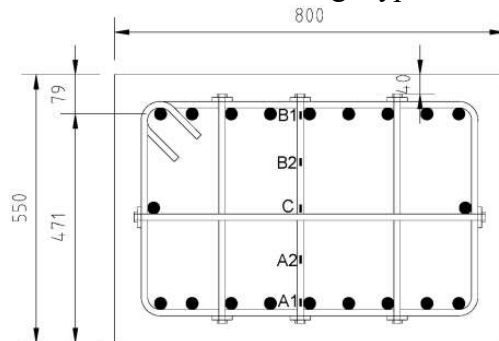
جنس مصالح

RC Column

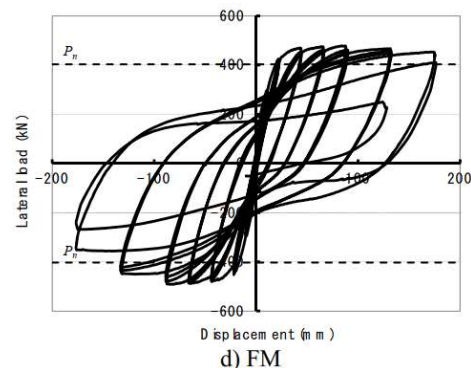
تناسب بُعدی مقطع و المان

۱-۱- کماتوش آرماتورهای طولی فشاری مقطع بتنی

The main variable was the anchorage type of crosssties as shown in Figure.



d) FM



d) FM

FM had double headed crosssties that replaced conventional crosssties, and the heads enclosed the hoops

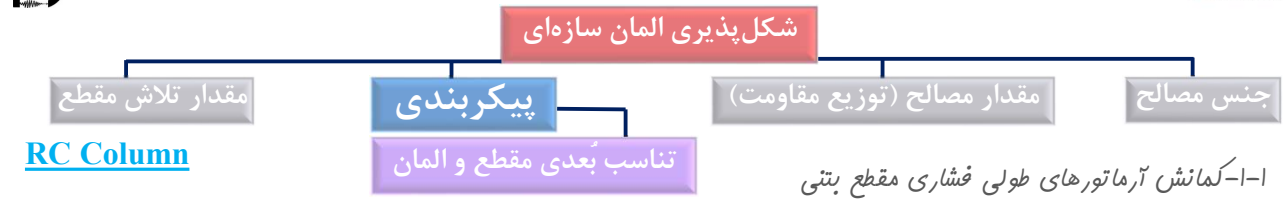
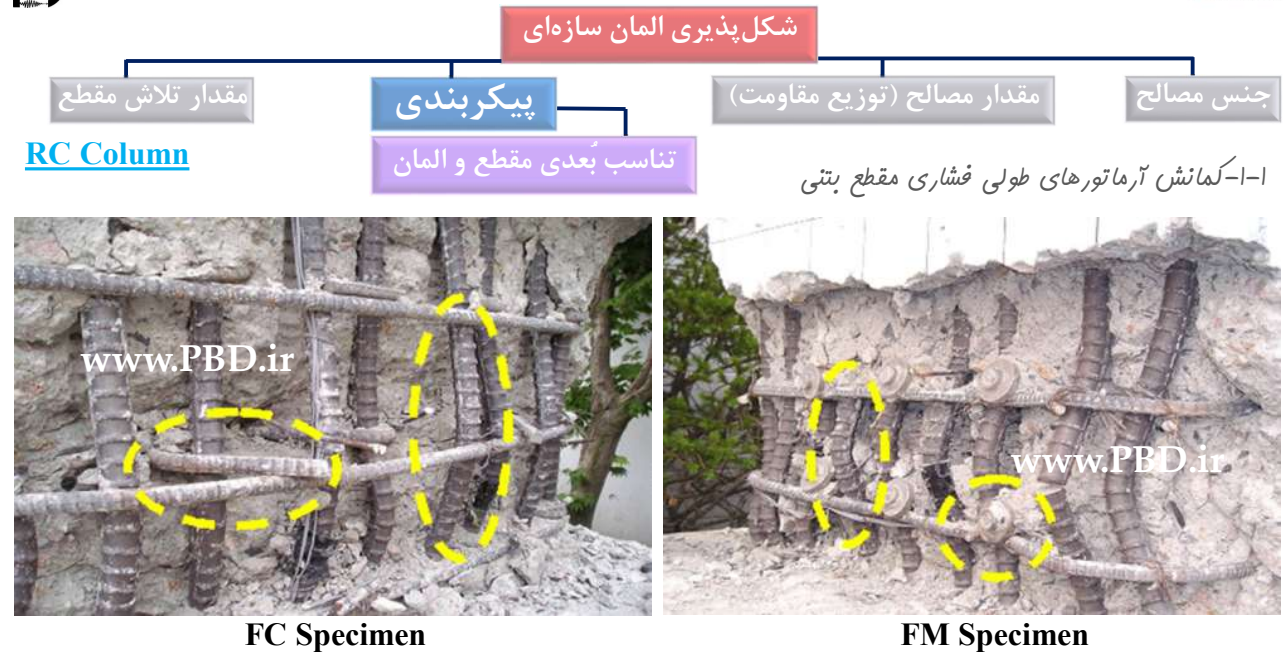
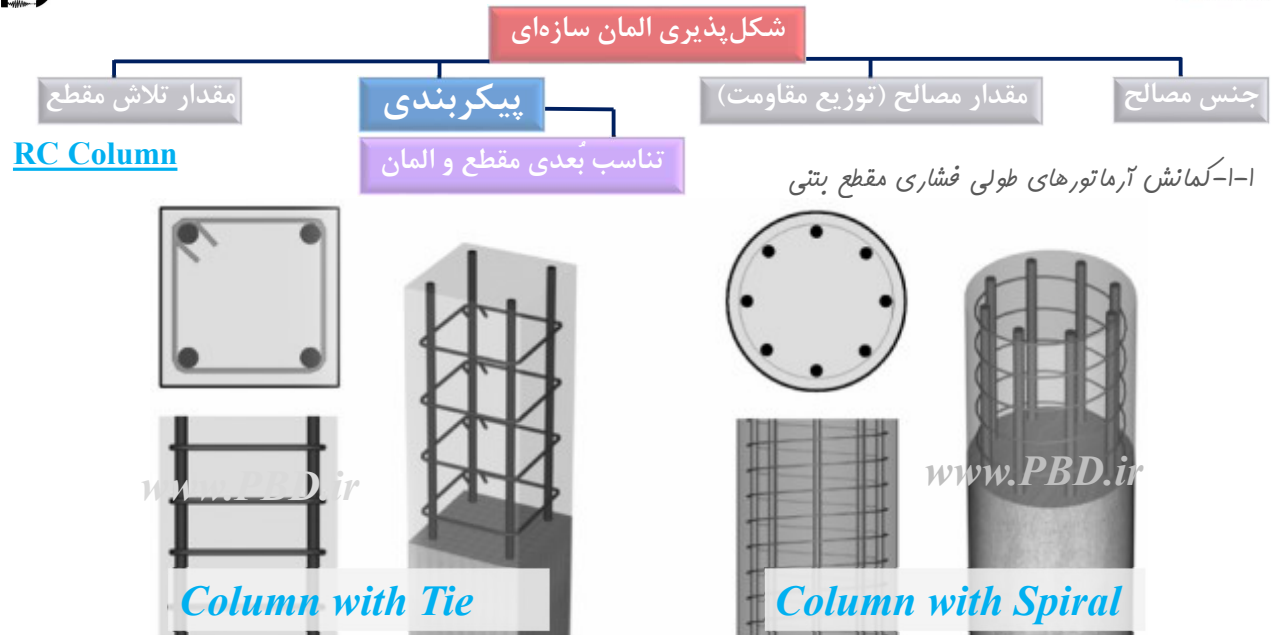
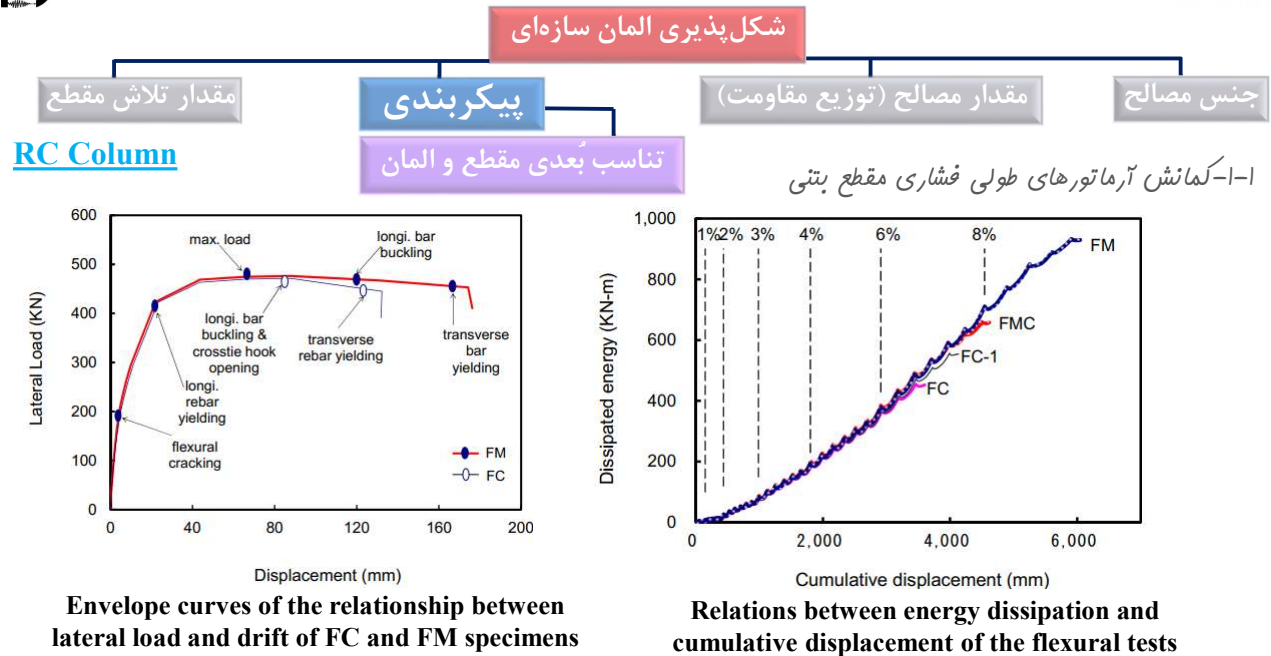
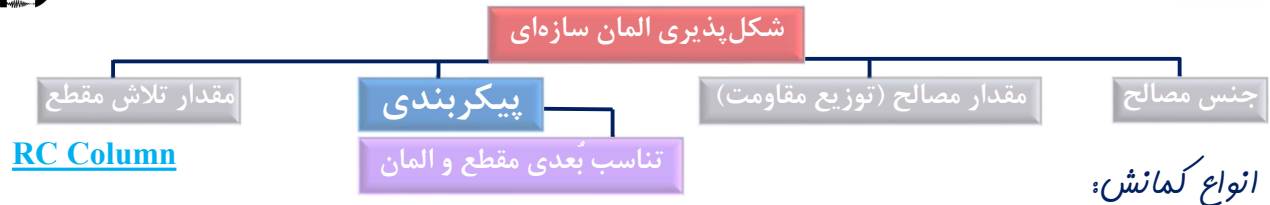
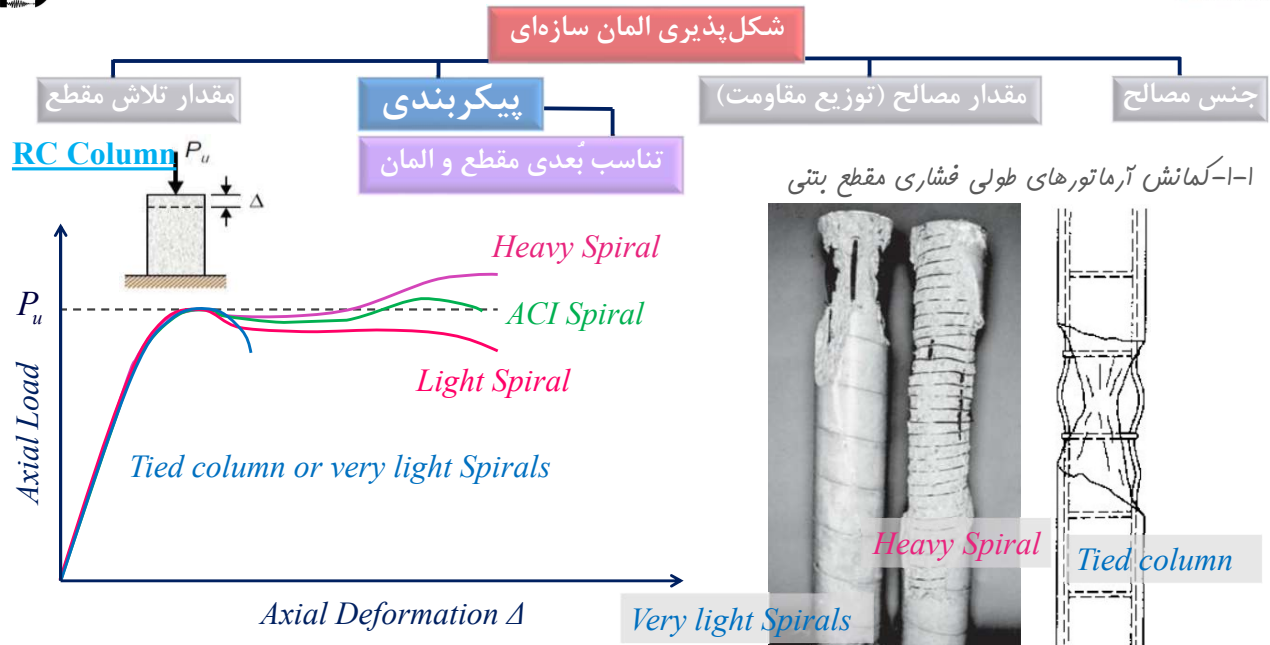


Table 1. Summary of the test results

Specimens	P_{ye} , kN	P_{yt} , kN	P_{max} , kN	P_n , kN	P_{max} / P_n	Δ_y , mm	Δ_u , mm	Δ_u / Δ_y	
Flexural test	FC	434.1	393.9	471.4	413.0	1.20	25.8	131.8	5.11
	FC-1	412.6	393.9	458.6	404.0	1.16	21.9	132.8	6.06
	FMC	411.6	393.9	479.2	403.0	1.22	22.6	133.8	5.92
	FM	423.4	393.9	478.2	403.0	1.21	21.5	176.2	8.20

* P_{ye} and P_{yt} are measured and calculated yield loads, respectively, P_{max} is a measured maximum load, P_n is a nominal strength based on actual material properties, and Δ_y and Δ_u are lateral displacements at yield load and failure load, respectively.





1- کمناش موضعی (Local Buckling)

1-1- کمناش آرماتورهای طولی فشاری مقطع بتنی

1-2- کمناش بال و جان مقطع فولادی

2- کمناش پیشی جانبی بال فشاری پروفیل فولادی (Lateral Torsional Buckling (LTB))

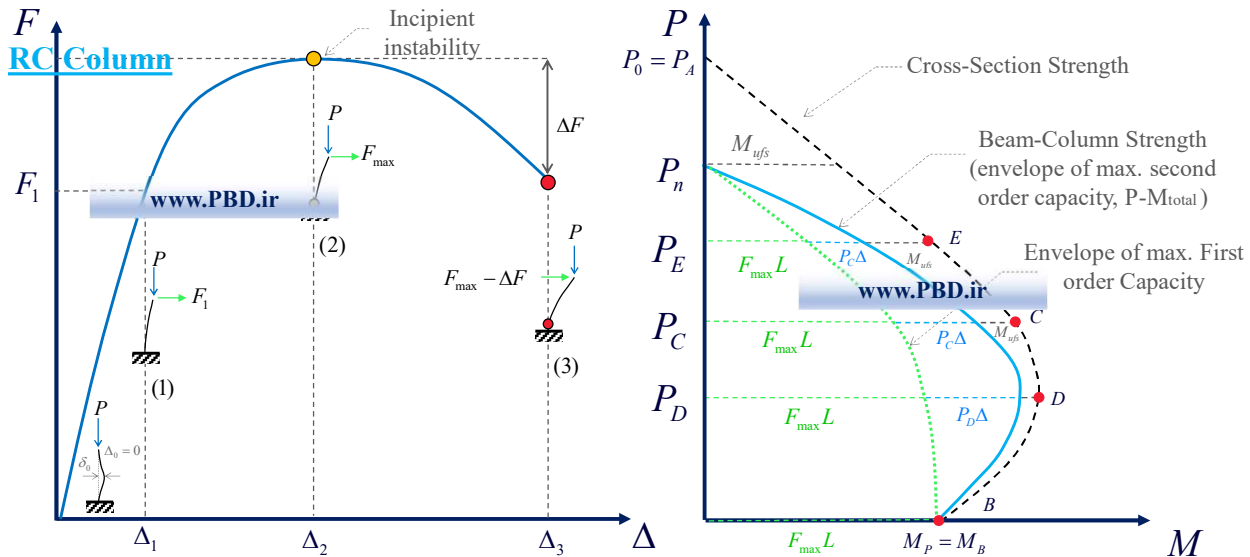
3- کمناش کلی (General Buckling – Global Buckling)

3-1- کمناش کلی عضو بتنی

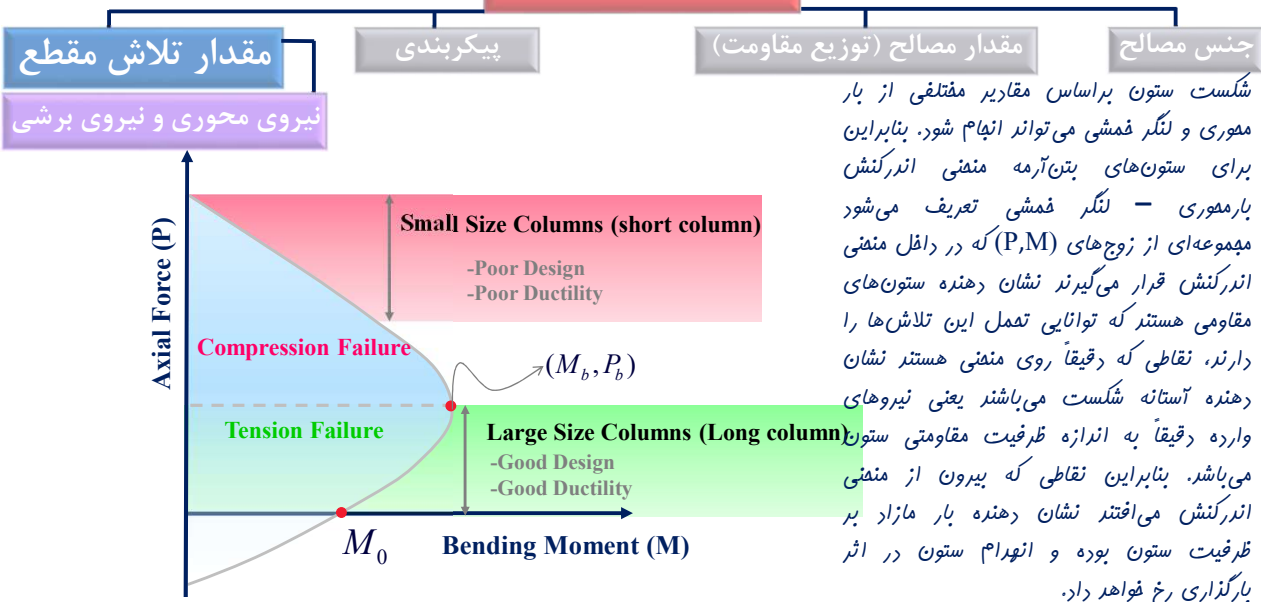
3-2- کمناش کلی عضو فولادی

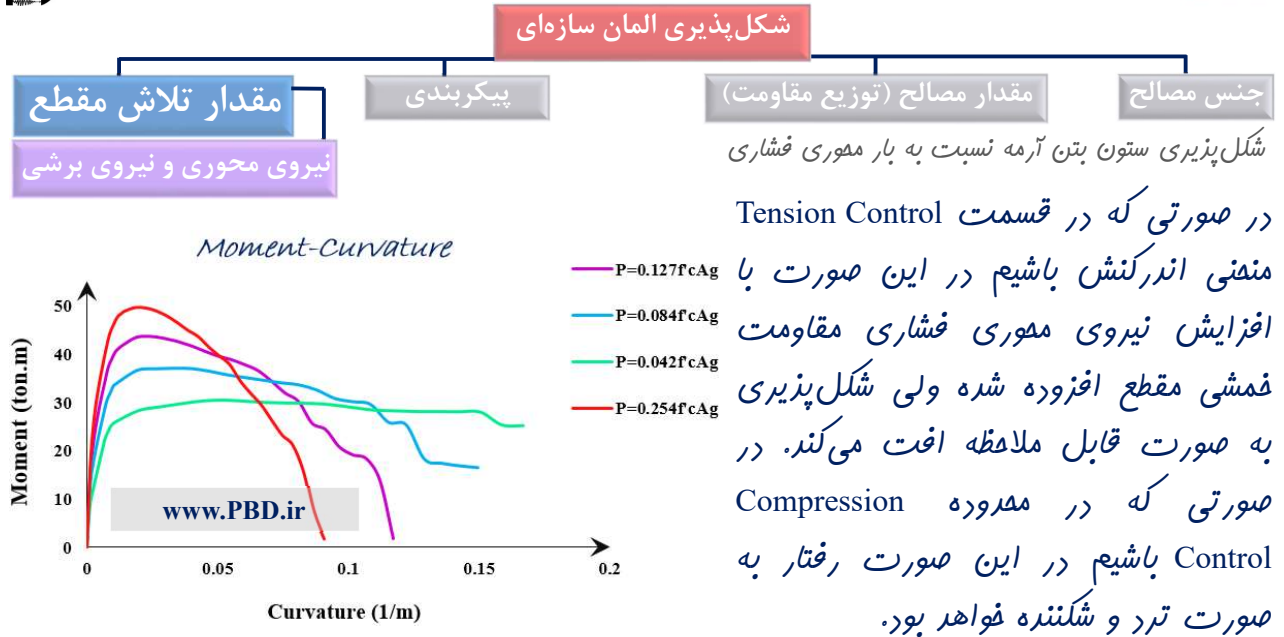


Axial - Bending Moment Load Interaction Curve

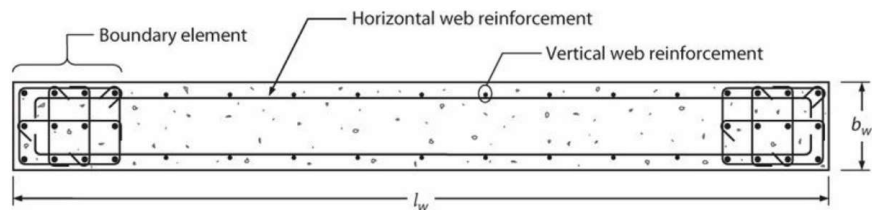


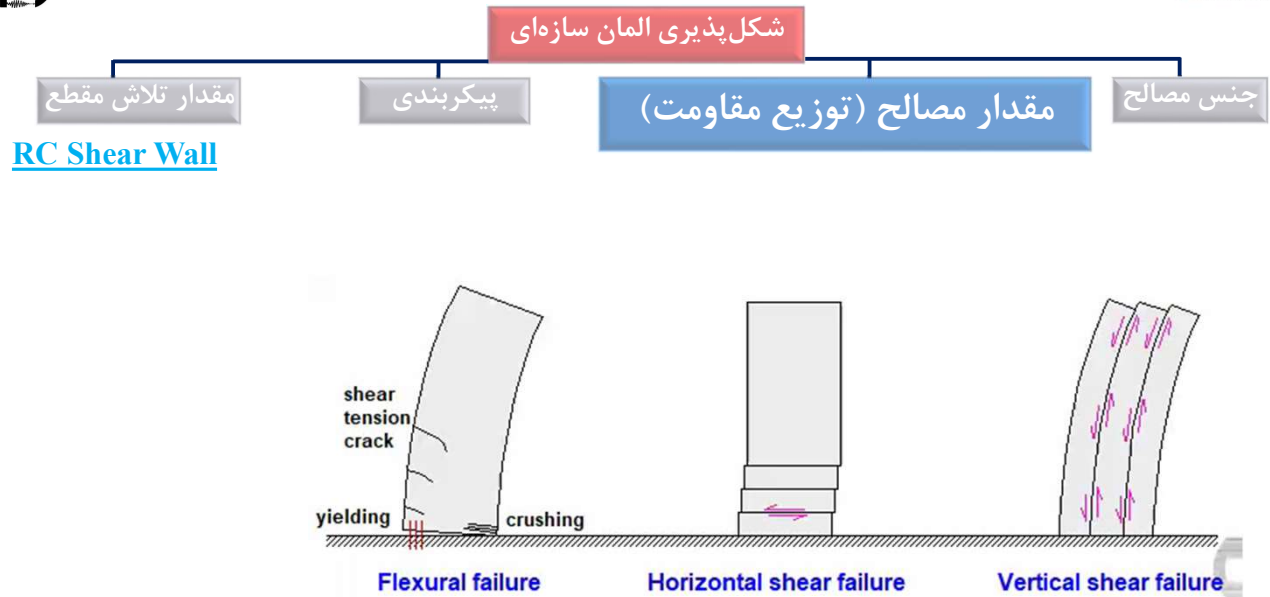
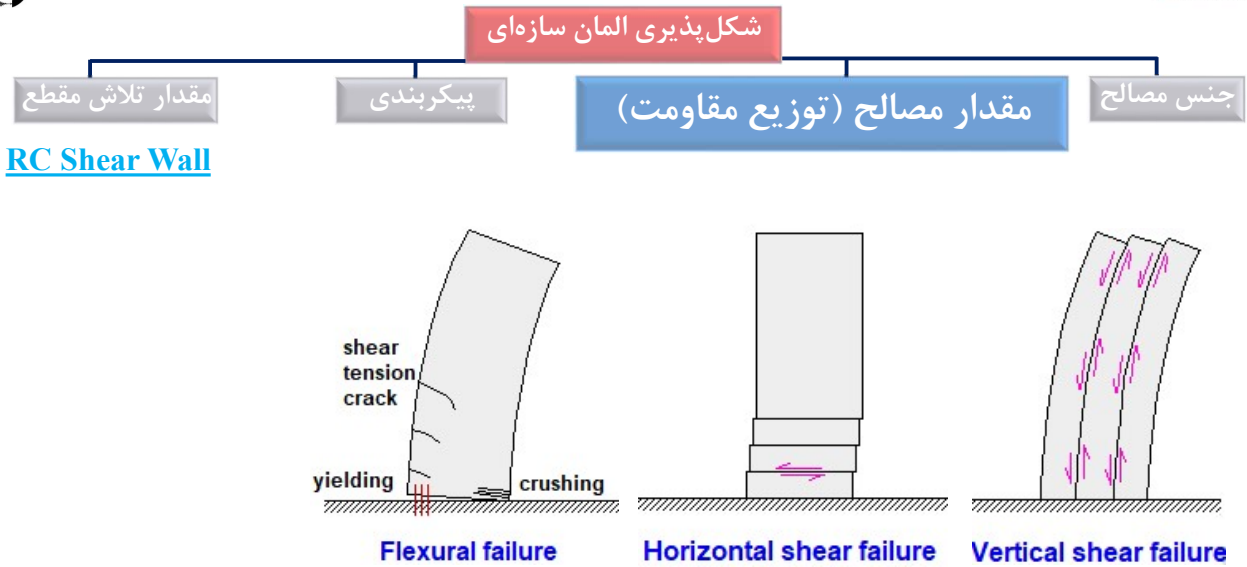
شکل پذیری المان سازه‌ای





مطابق با استاندارد ACI318 برای ستون‌های بتنی ویژه نسبت کوچکترین بعد به بزرگترین بعد بایستی بزرگتر از 0.14 باشد. براساس این ضابطه می‌توان گفت که در صورتی که این نسبت کمتر از 0.14 باشد در این صورت رفتار المان فطی به المان صفه‌ای تبدیل می‌شود.





شکل پذیری المان سازه‌ای

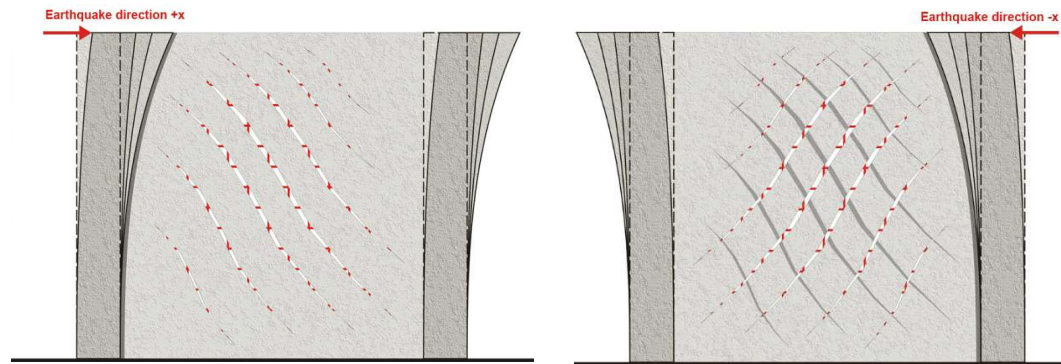
مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

RC Shear Wall



شکل پذیری المان سازه‌ای

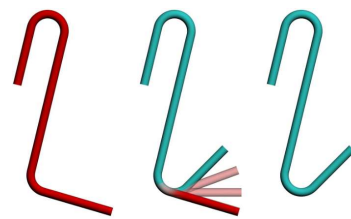
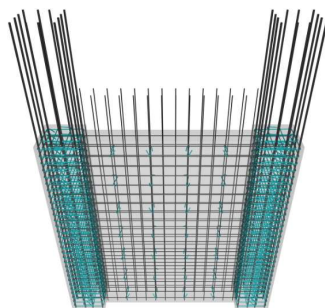
مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

RC Shear Wall



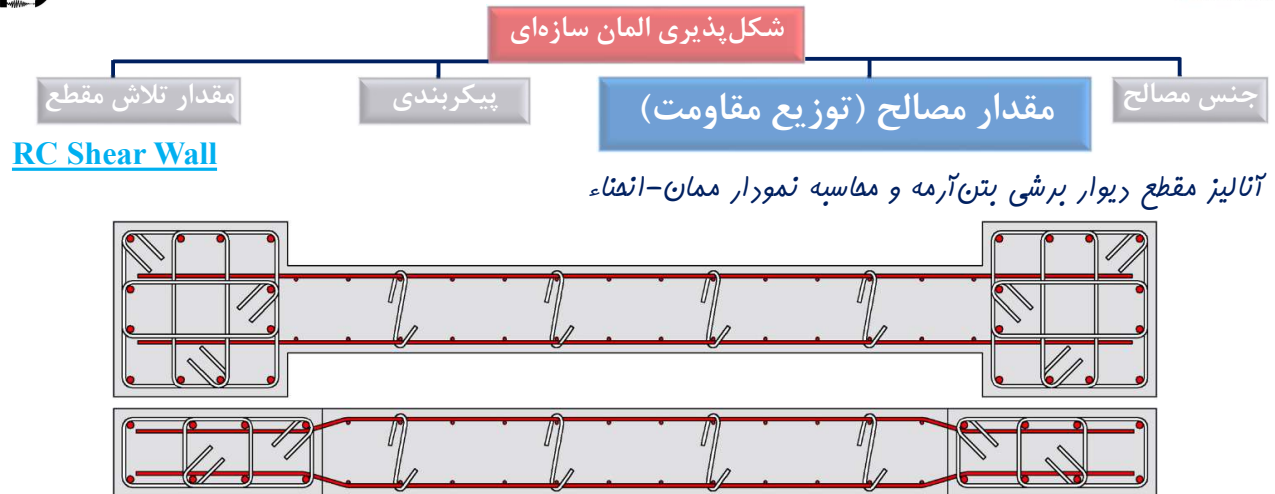
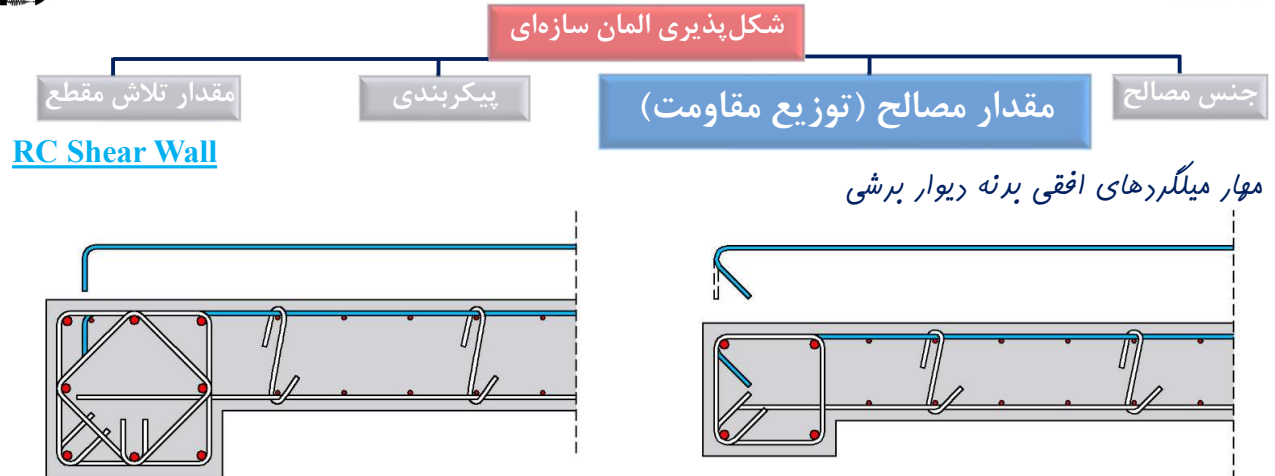
سفره میلگردهای افقی و قائم از طریق میلگردهای عرضی S شکل نگه داشته می‌شوند:

۱- نگهداری شبکه میلگرد در جان دیوار

۲- جلوگیری از کمانش میلگردهای افقی

۳- تامین یکپارچگی بین آرماتورهای قائم و افقی بعد از سرد شدن بتن





شکل پذیری المان سازه‌ای

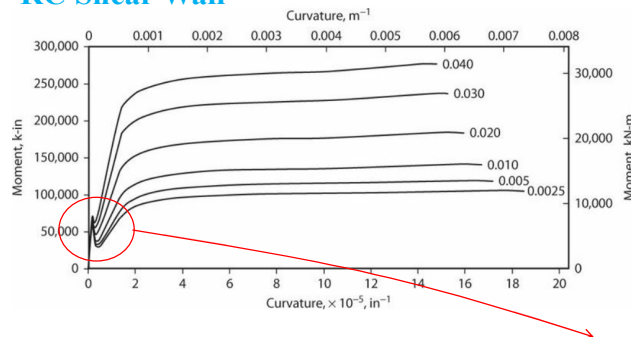
مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

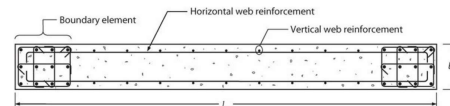
مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

RC Shear Wall



آنالیز مقطع دیوار برشی بتن آرمه برای نسبت میگردهای مختلف در مدل المان‌های مرزی



$$\rho_{\text{Boundary Element}} = \frac{A_s}{A_g}$$

پرا در این قسمت افت قابل ملاحظه در نمودار ایجاد شده؟ این افت به مقدار آرماتور طولی المان مرزی وابسته است؟

شکل پذیری المان سازه‌ای

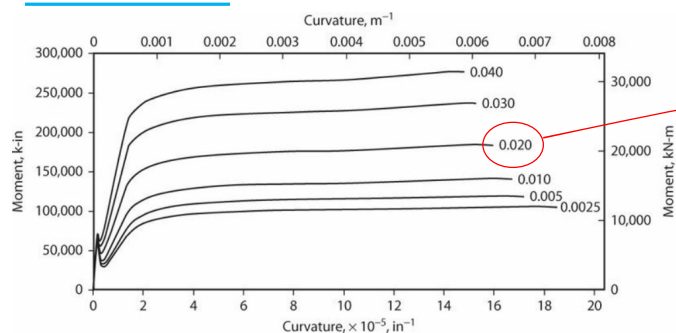
مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

RC Shear Wall



نسبت میگردهای المان مرزی

مساحت میگردهای المان مرزی تقسیم بر مساحت المان مرزی

برای نسبت‌های میگردهای کمتر، با افزودن یک ترک، تمامی تغییر شکل‌های بعدی در مدل همان ترک متمرکز می‌شوند.

$$f_r = \rho f_y$$

$$\rho = \frac{f_r}{f_y} = \frac{0.62\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.62\sqrt{25}}{400} \approx 0.01$$

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

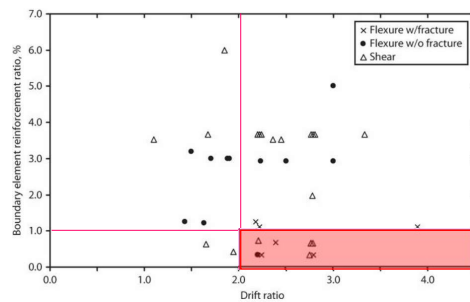
بیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

RC Shear Wall

Occurrence of longitudinal reinforcement fracture for cyclic wall tests



بر اساس مشاهدات حاصل از نتایج پندین آزمایش:

در صورتی که دریفت نیاز دیوار، بزرگتر از ۲٪ باشد
بایستی از بکار بردن نسبت آرماتور کمتر از ۱٪ در
المان‌های مرزی اجتناب کرد.

شکل پذیری المان سازه‌ای

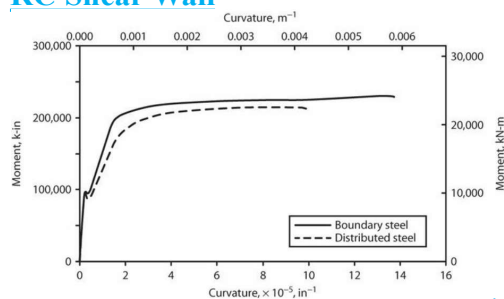
مقدار تلاش مقطع

بیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

RC Shear Wall



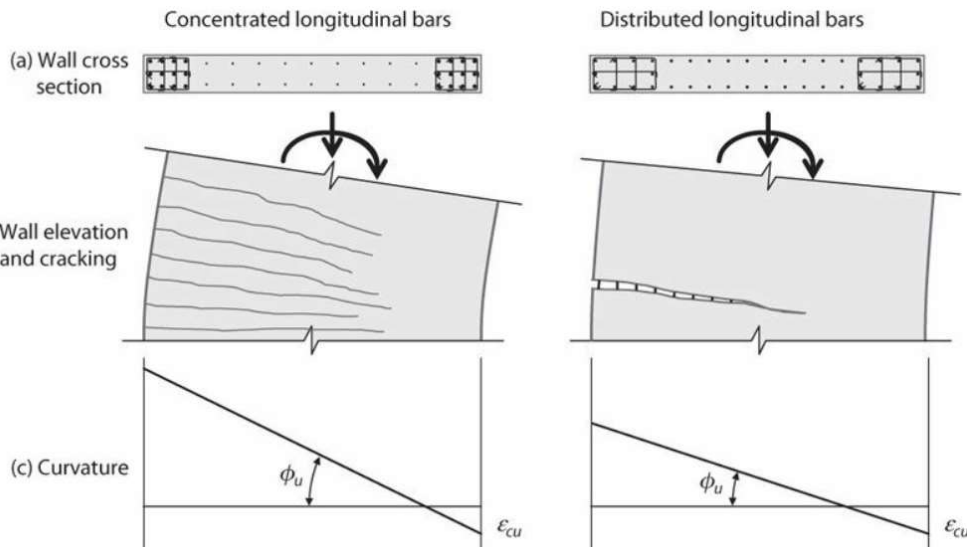
ابعاد هر دو دیوار و مقدار آرماتورشان باهم برابر می‌باشد.
- پیرا مقاومت دیوار می‌گردد متمرکز (می‌گردد های متمرکز در
المان مرز) بیشتر است؟
- پیرا شکل‌پذیری دیوار دارای می‌گردد متمرکز (می‌گردد های متمرکز
در المان مرز) بیشتر است؟

مقاومت خمشی دیوار متقارن، تقریباً به توزیع می‌گردد ها حساس
نمی‌باشد به صورتی که از نظر مقاومتی هر دو حالت آرماتور با توزیع
یکنواخت و توزیع متمرکز (المان مرزی) به یک میزان قابل قبول
می‌باشند.



شش مقطع

RC Shear



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



شکل پذیری المان سازه‌ای

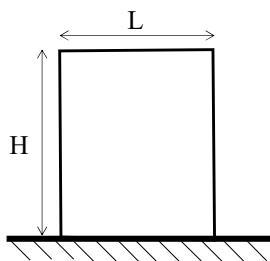
مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

RC Shear Wall

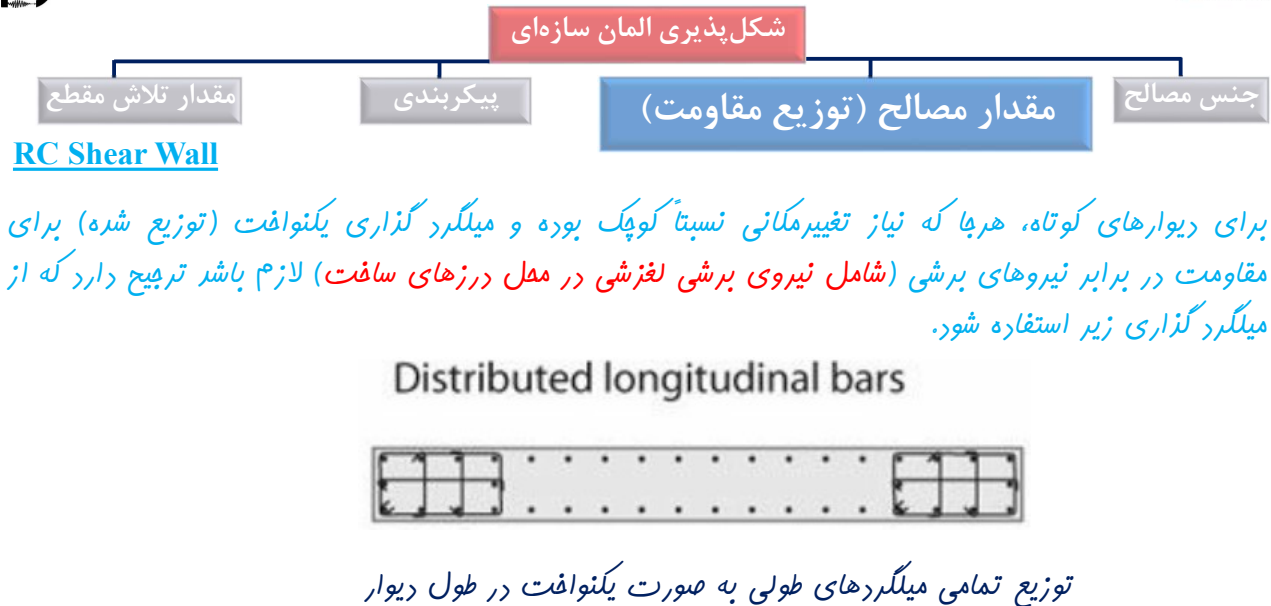
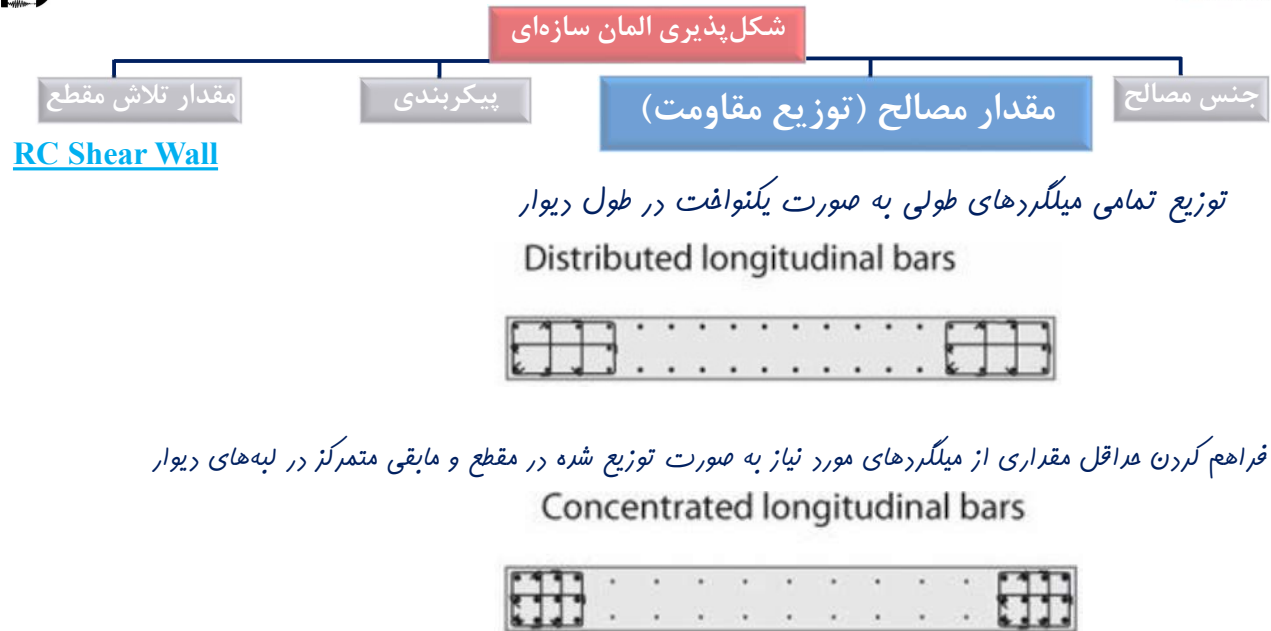


انواع دیوار برشی به لحاظ رفتاری :

۱- دیوارهای با رفتار برشی (دیوارهای کوتاه): $\frac{H}{L} \leq 1.5$

۲- دیوارهای با رفتار برشی-خمشی (دیوارهای متوسط): $1.5 < \frac{H}{L} \leq 3.0$

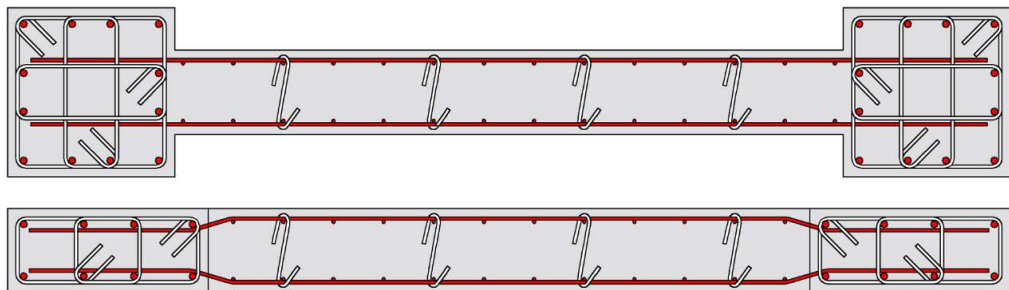
۳- دیوارهای با رفتار خمشی (دیوارهای بلند): $\frac{H}{L} > 3.0$





RC Shear Wall

برای دیوارهای لاغر هر کدام از دو توزیع آرماتورهای طولی را می‌توان به دلفواه انتقاب کرد. ولی متمرکز کردن میلگرد گذاری در لبه‌های دیوار مزایایی دارد که در زیر به آن می‌پردازیم:



RC Shear Wall

مزایای وجود المان مرزی:

۱- ترکیب بارهای جانبی و بارهای ثقیل باعث افزایش تنش فشاری بتن خواهد شد بنابراین با محصور شدگی بتن می‌توان ظرفیت تحمل این تنش‌های فشاری را میسر کرد. علاوه بر آن محصور شدگی با ایجاد تاقیر در کماتش آرماتورهای فشاری دوباره باعث افزایش شکل‌پذیری می‌شود.



مزایای وجود المان مرزی:

۲- به دلیل آرماتورگذاری متمرکز در لبه فشاری دیوار، بخش قابل ملاحظه‌ای از تنش‌های فشاری توسط آرماتورها تامین شده بنابراین تقاضای فشار به روی بتن کم شده و عمق تار فنتی کاهش می‌یابد در نتیجه ظرفیت انحنای مقطع تا حدودی بهبود پیدا می‌کند.



مزایای وجود المان مرزی:

۳- در توزیع یکنواخت به دلیل کمتر بودن میلگرد در قسمت کششی مقطع، ممکن است در بدترین حالت تنها با تشکیل یک یا تعداد اندکی ترک، تسلیم موضعی رخ دهد (یا حتی شاهد گسیفتگی آرماتورهای طولی). ولی با متمرکز کردن آرماتورگذاری در لبه دیوار، توزیع بهتری از ترک خوردگی در ارتفاع دیوار انجام شده و ظرفیت تغییرشکلی دیوار به مراتب بهتر خواهد شد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



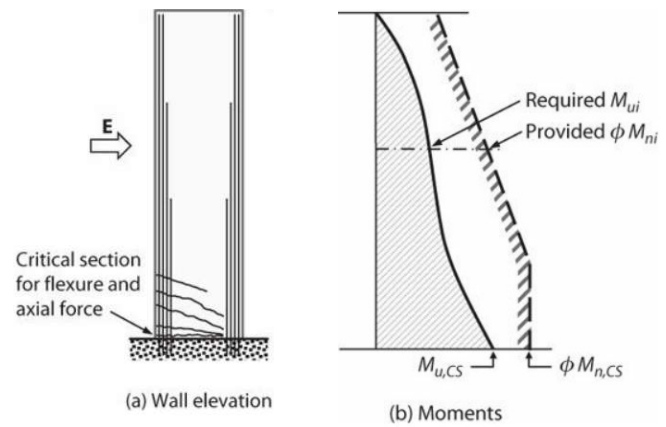
شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

Concrete crushing and reinforcement buckling of inadequately confined wall, 2010 Chile earthquake



(a) Overall view of crushed wall



(b) Inadequately detailed transverse reinforcement at wall boundary

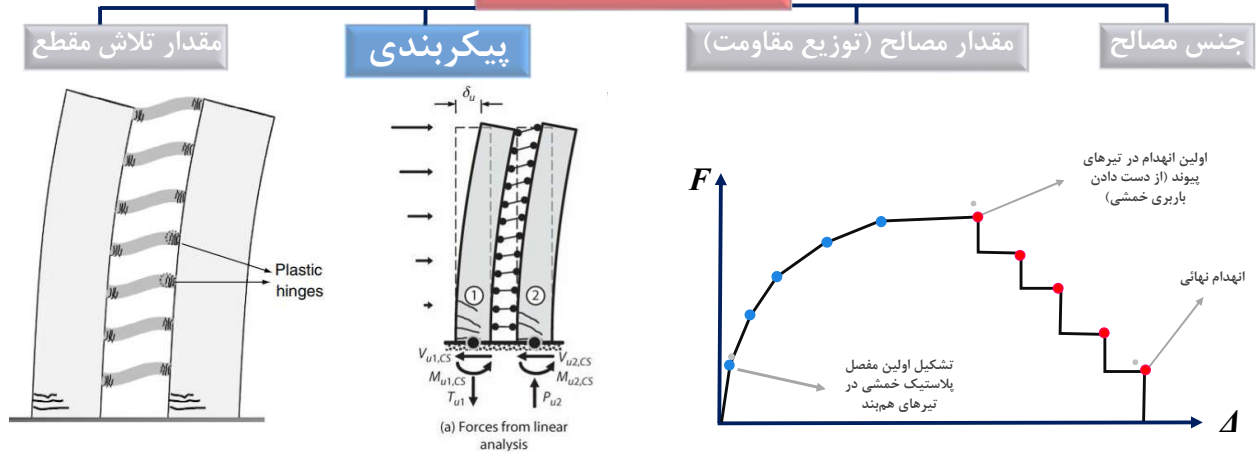


Examples of wall lateral buckling

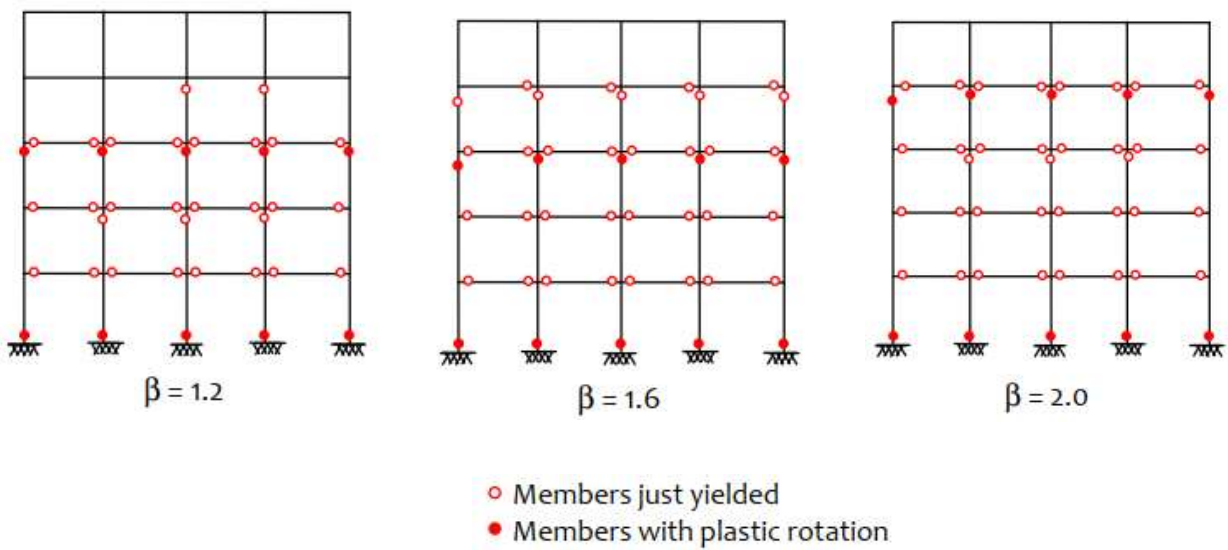


Concrete crushing and buckling of longitudinal reinforcement initiating at wall boundaries and propagating along the length of wall segments

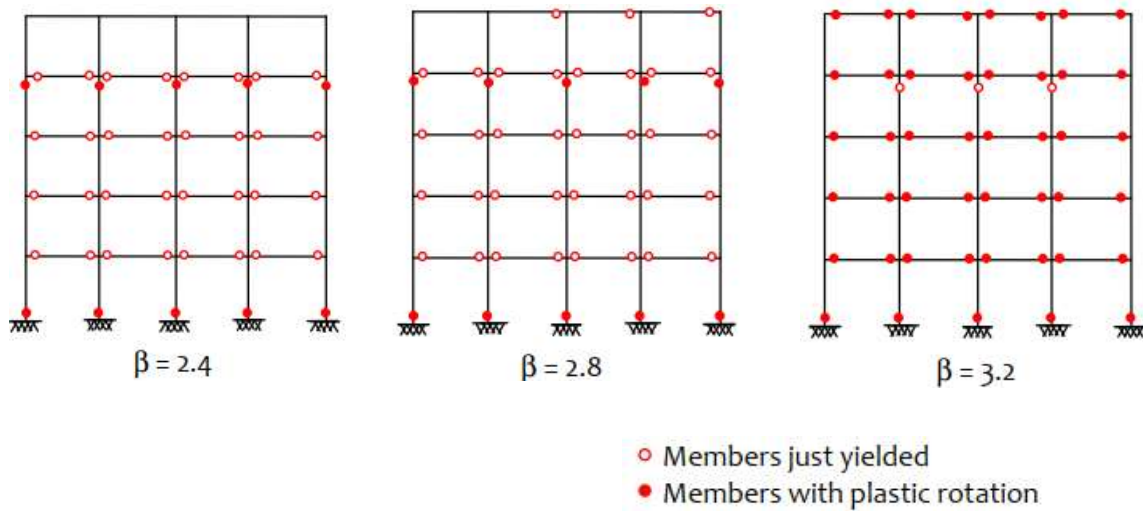
شکل پذیری المان سازه‌ای



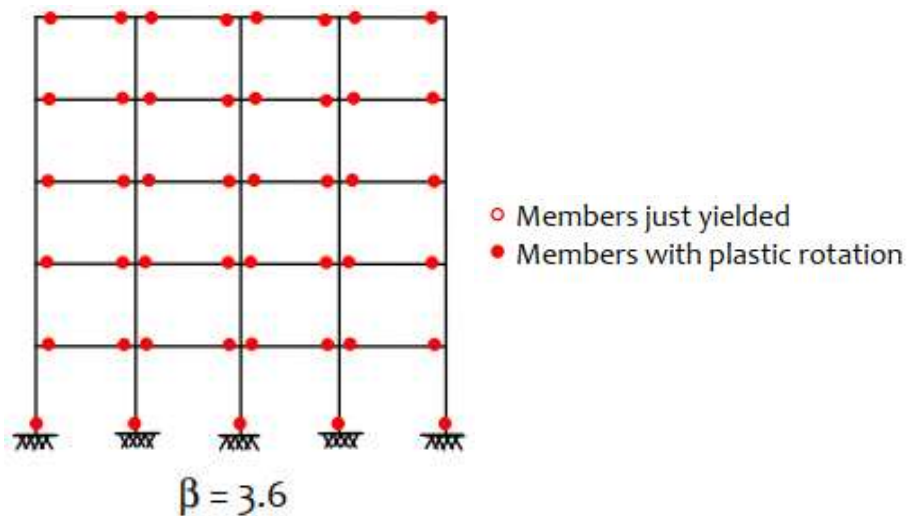
مبانی اساسی، فلسفه، اصول، ضرورت‌ها و چالش‌ها



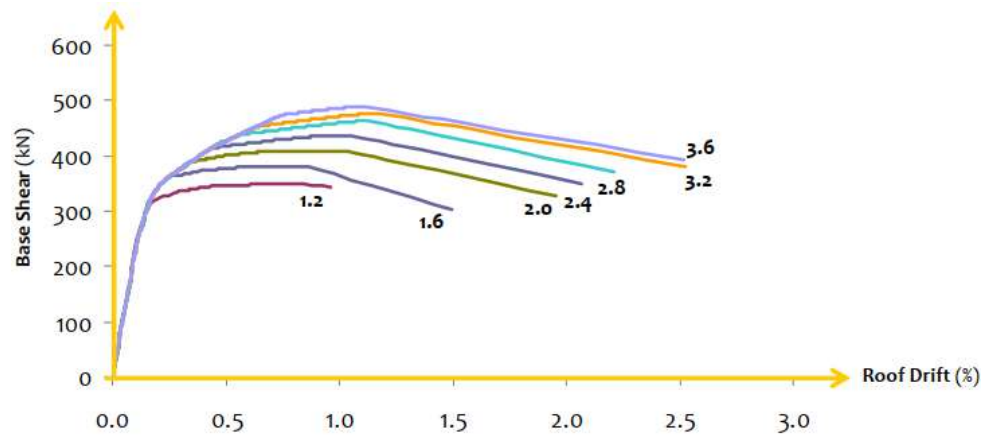
مبانی اساسی، فلسفه، اصول، ضرورت‌ها و چالش‌ها



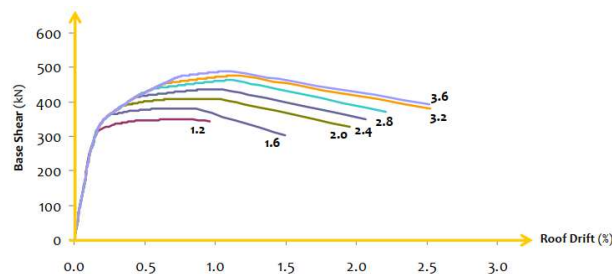
مبانی اساسی، فلسفه، اصول، ضرورت‌ها و چالش‌ها



مبانی اساسی، فلسفه، اصول، ضرورت‌ها و چالش‌ها



مبانی اساسی، فلسفه، اصول، ضرورت‌ها و چالش‌ها



قابلیت ایجاد فسارات قابل ملاحظه (بدون ناپایداری جانبی و ثقلی ساختمان) در اکثریت قریب اتفاق تیرهای ساختمان با تحقق ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی میسر می‌گردد، بخصوص اگر زلزله بسیار شدید باشد. چنین دوام عملکردی ساختمان به دلیل سالم ماندن ستون‌ها (اعضایی که وظیفه تامین پایداری جانبی و ثقلی ساختمان را دارند) تحت یک زلزله شدید به دست می‌آید. طراحی چنین ستون‌هایی از طریق طراحی براساس ظرفیت انجام می‌گردد. پارامترهای اصلی در این طراحی به قرار زیر می‌باشد:

- ۱- جلوگیری از شکست ترد برشی در ستون‌ها و تیرها
 - ۲- جلوگیری از شکست ترد در اتصال تیر به ستون
 - ۳- حصول اطمینان از بزرگتر بودن مجموع ظرفیت خمشی ستون‌های یک کره نسبت به تیرهای متصل شده به آن کره در یک راستای مشخص
- اعداد نشان داده شده در نمودار بالا نشان دهنده نسبت ظرفیت خمشی ستون‌ها به ظرفیت خمشی تیرهای یک کره می‌باشد. همانطور که ملاحظه می‌گردد با افزایش این ضریب (افزایش این ضریب از طریق افزایش ظرفیت خمشی ستون تامین می‌گردد) شکل‌پذیری کلی ساختمان به صورت قابل ملاحظه افزایش می‌یابد.
- با تامین این ضابطه یک ساختمان با ردیف شکل‌پذیری متوسط تبدیل به ساختمانی با ردیف شکل‌پذیری ویژه خواهد شد.



همانطور که از تصاویر برمی‌آید زمانی که مقاومت تیرهای پیوند به صورت منظم در ارتفاع ساختمان توزیع گردد و نسبت برشی دهانه تیرهای پیوند (طول دهانه به عمق تیر پیوند) نسبتاً بزرگ باشد، توزیع مفاصل پلاستیک مطلوب فواید بود و قبل فرای پیوندها در محل فونداسیون، مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیرهای پیوند تشکیل فواید شد. لیکن زمانی که نسبت برشی دهانه تیرهای پیوند کوچکتر می‌گردد رفتار تیرهای پیوند به سمت شکست برشی سوق پیدا کرده و باعث ایجاد انهدام برشی در تیرها یا در محل تماس تیرهای پیوند و پایه‌ها فواید شد. تحت بارگذاری سیکلیک، ترک‌های برشی در قسمت انتهایی تیر، در کل عمق تیرها توسعه پیدا کرده و در سیکل‌های سنگین بعدی با انهدام بتن قطر فشاری، انتقال برش از طریق عملکرد فریابی ساقط شده و آرماتورهای عرضی تیر پیوند کارای خود را از دست می‌دهند. شکل سمت راست که برای زلزله سال ۱۹۶۴ است تصویر معروفی است که فرای برشی تیرهای پیوند و ضعف این سیستم را به وضوح نشان می‌دهد.

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

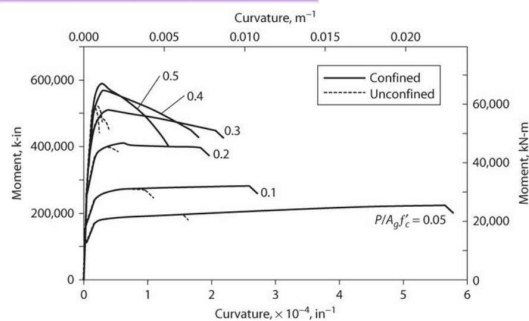
پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

نیروی محوری و نیروی برشی

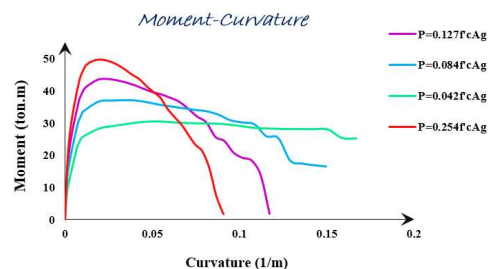
آرماتورهای المان مرزی همگی برابر ۱٪ می‌باشد.



- چرا با افزایش نسبت بار محوری، مقاومت خمشی دیوار افزوده می‌شود؟

- چرا با افزایش نسبت بار محوری، شکل پذیری کاهش می‌یابد؟

- مضمورشدهگی چگونه باعث افزایش شکل پذیری می‌شود؟





۱- کمانش موضعی (Local Buckling)

۱-۱- کمانش آرماتورهای طولی فشاری مقطع بتنی

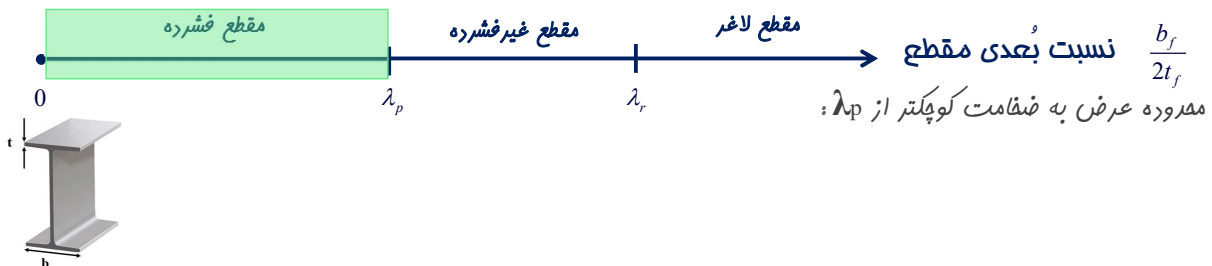
۱-۲- کمانش بال و جان مقطع فولادی

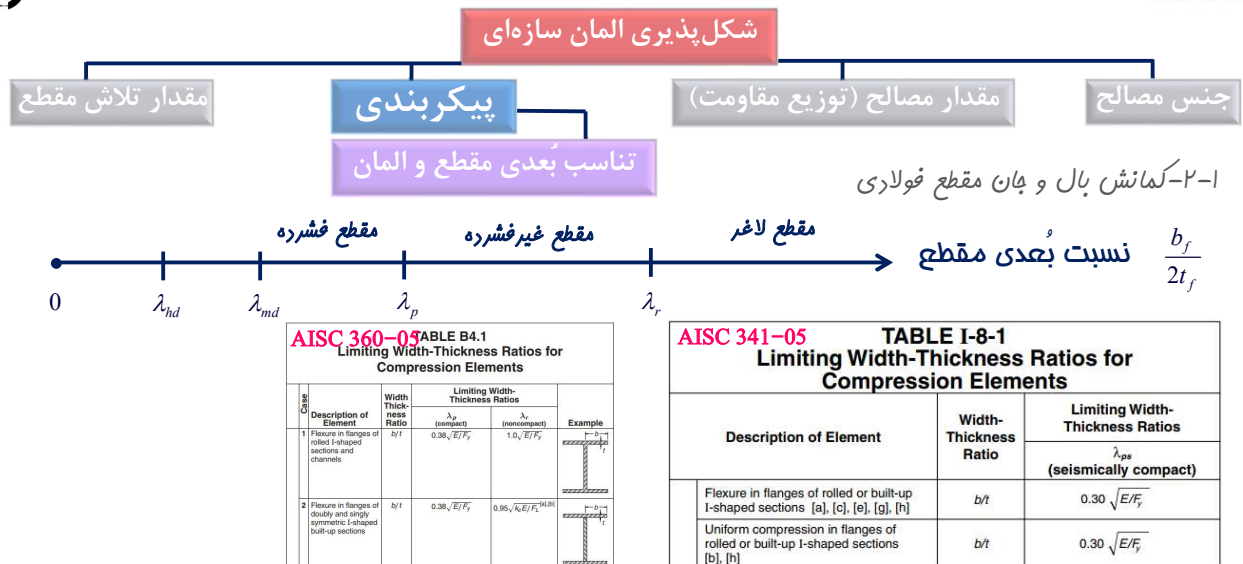
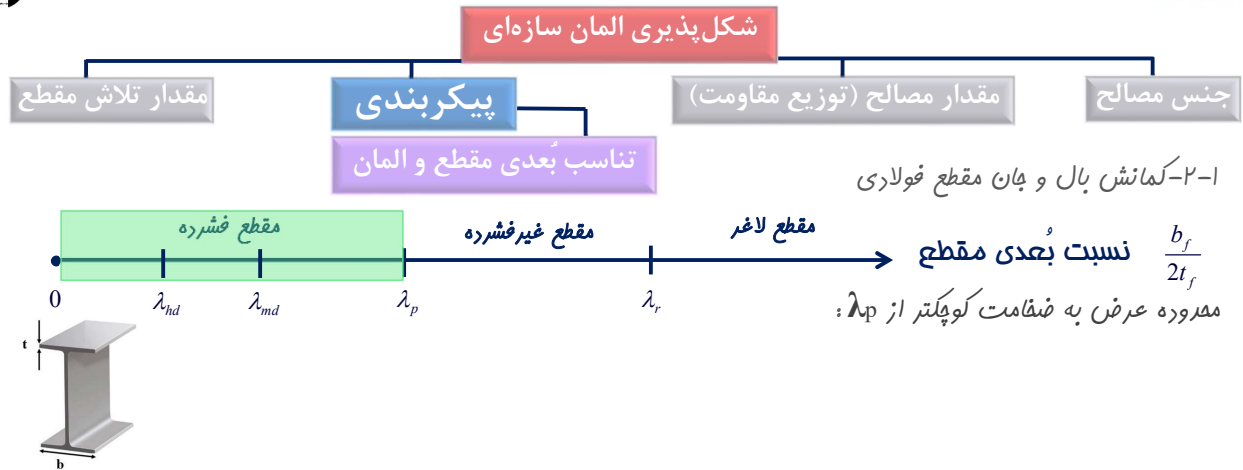
۲- کمانش پیشی جانبی بال فشاری پروفیل فولادی (Lateral Torsional Buckling (LTB))

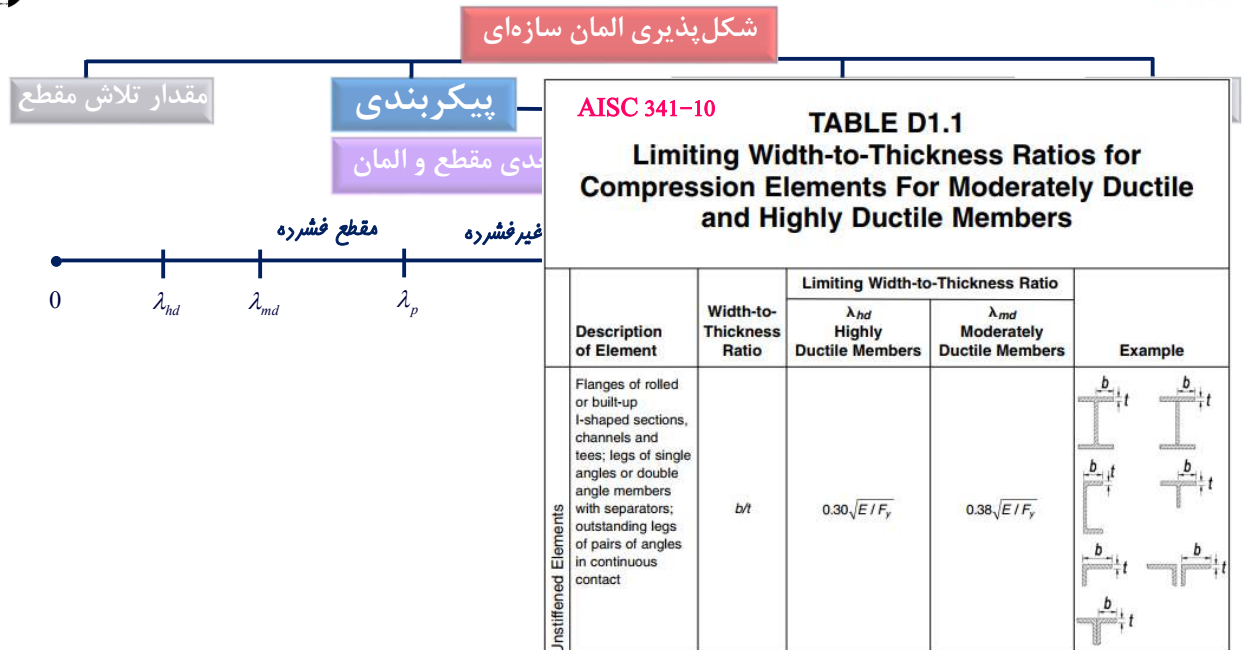
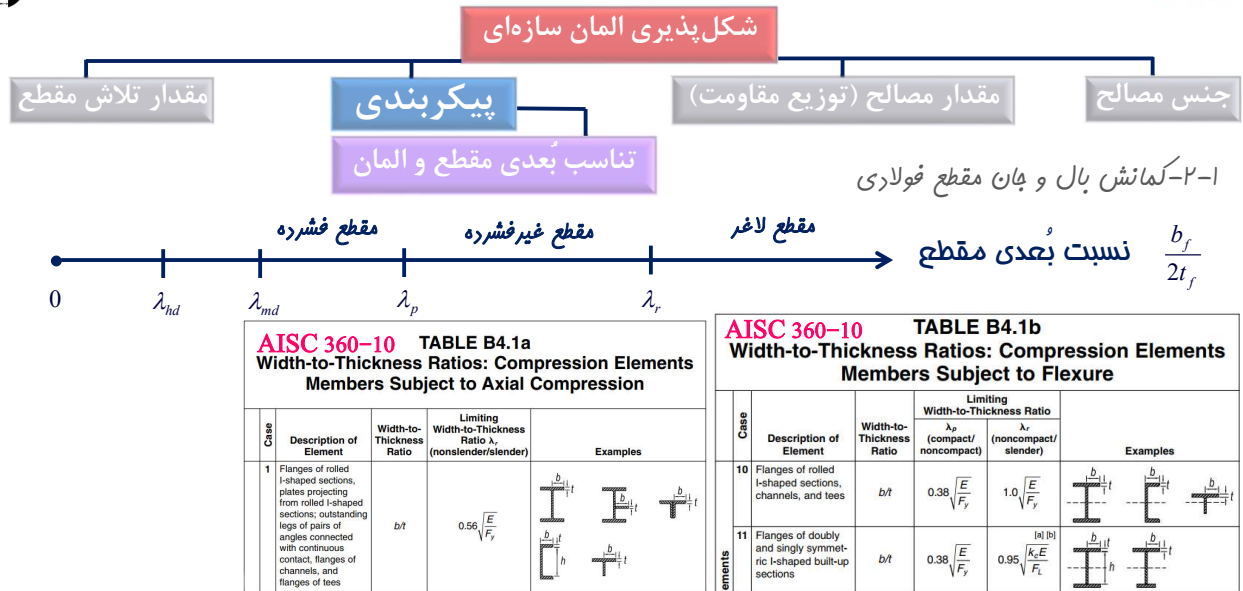
۳- کمانش کلی (General Buckling – Global Buckling)

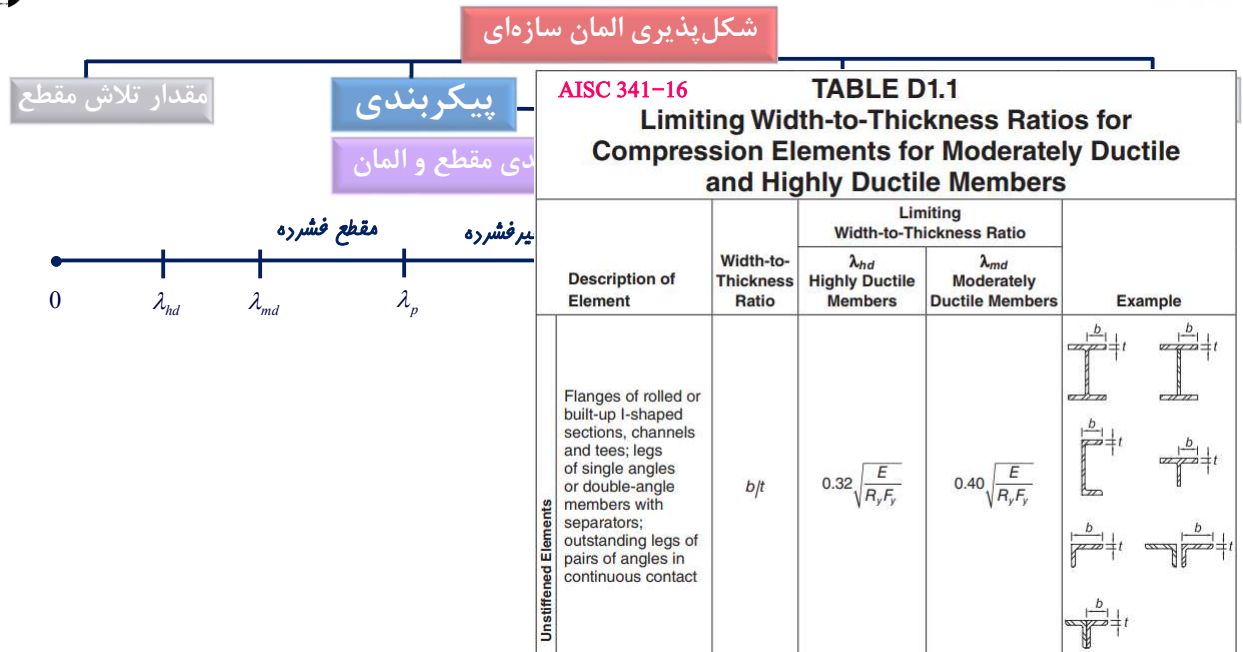
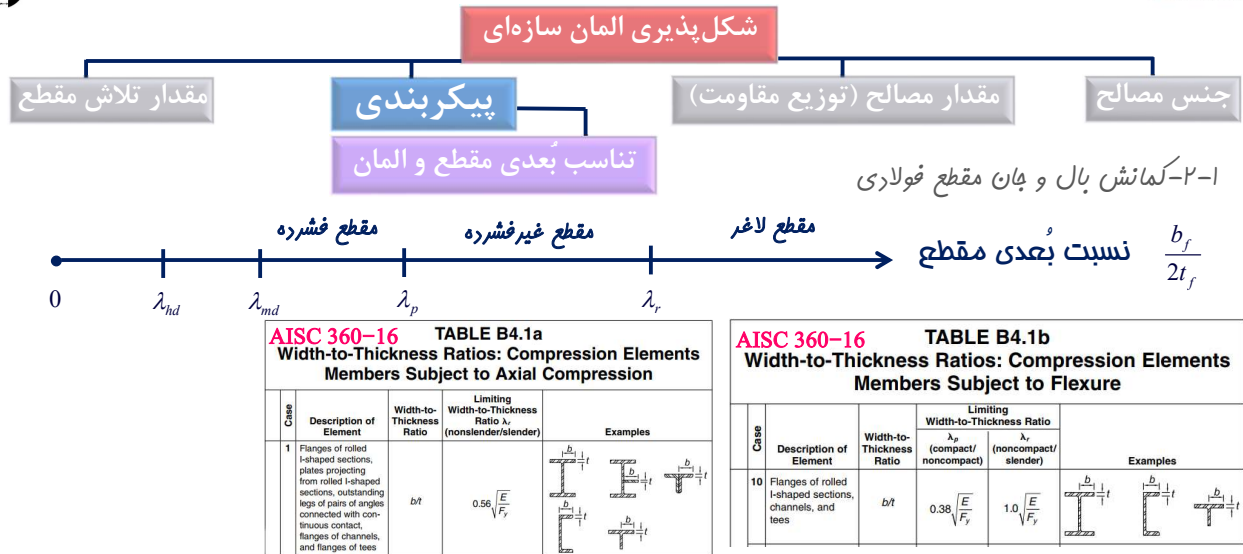
۳-۱- کمانش کلی عضو بتنی

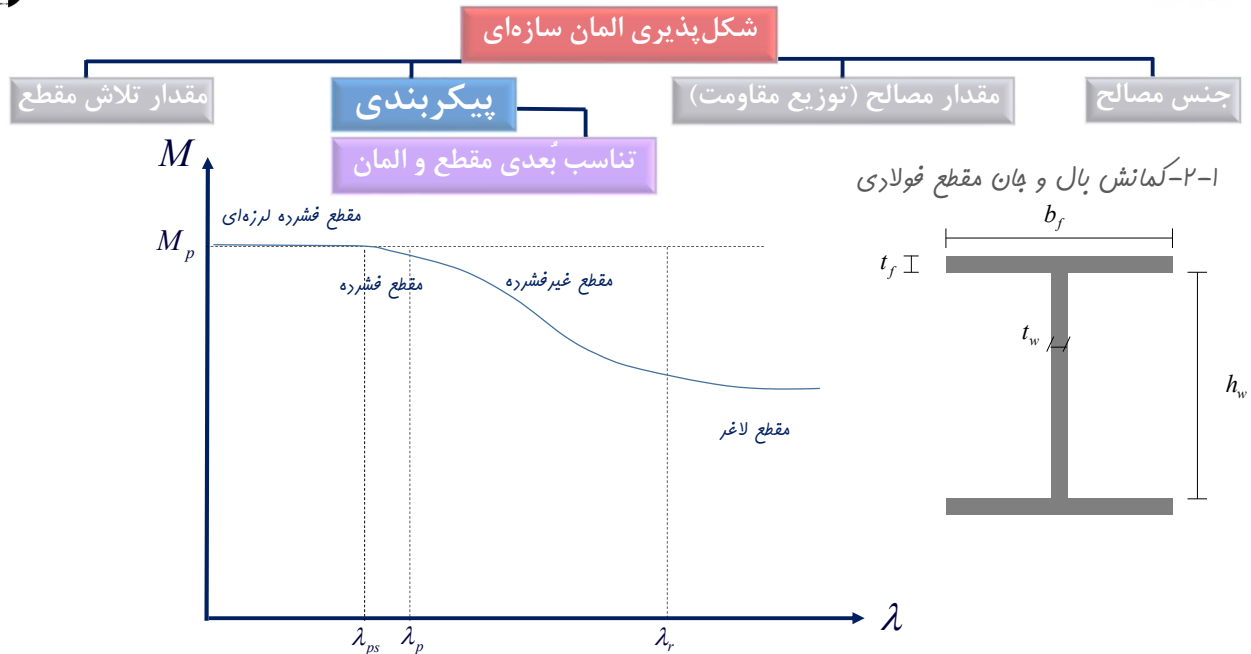
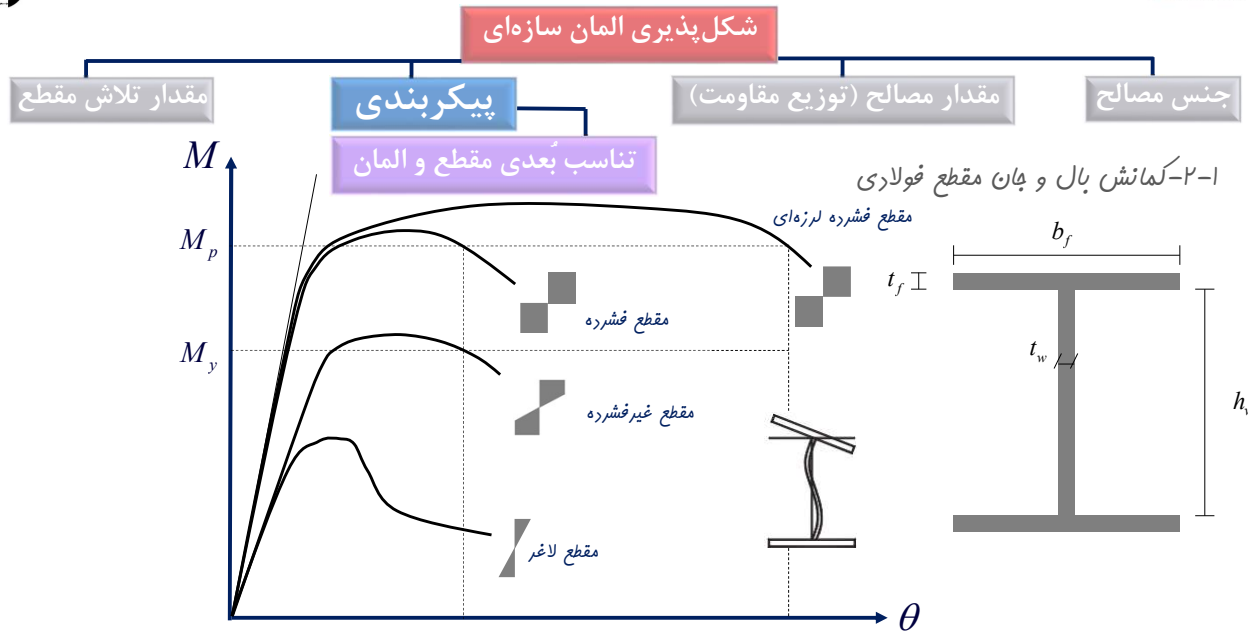
۳-۲- کمانش کلی عضو فولادی



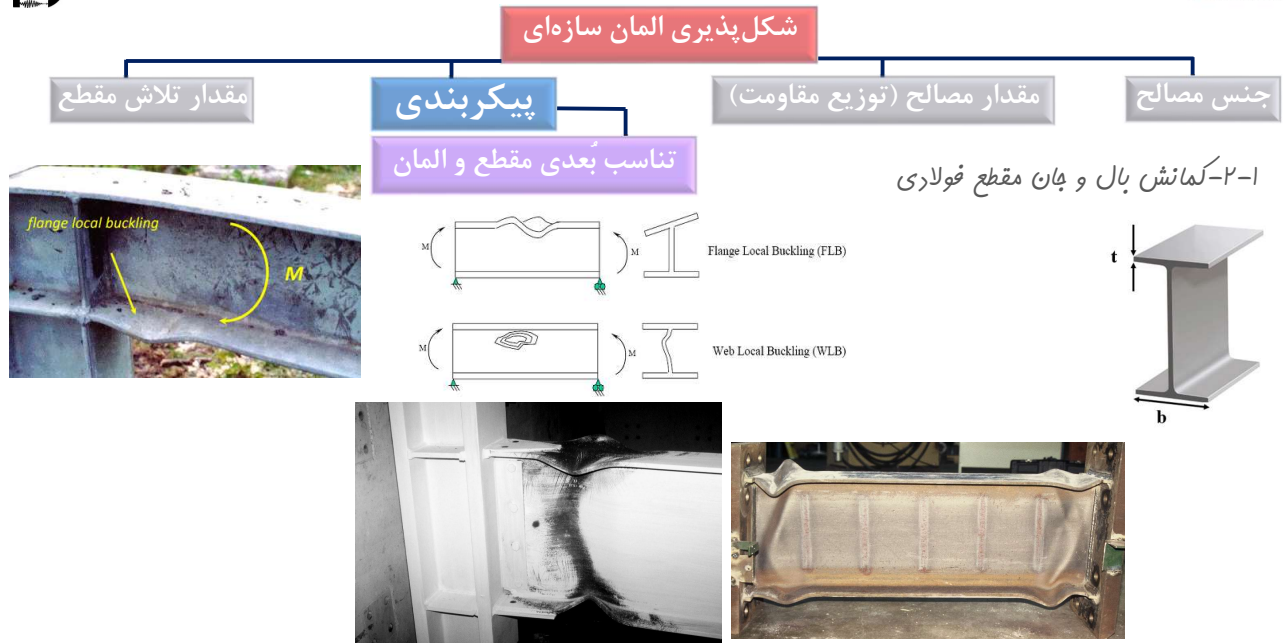








Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings





۱- کمناش موضعی (Local Buckling)

۱-۱- کمناش آرماتورهای طولی فشاری مقطع بتنی

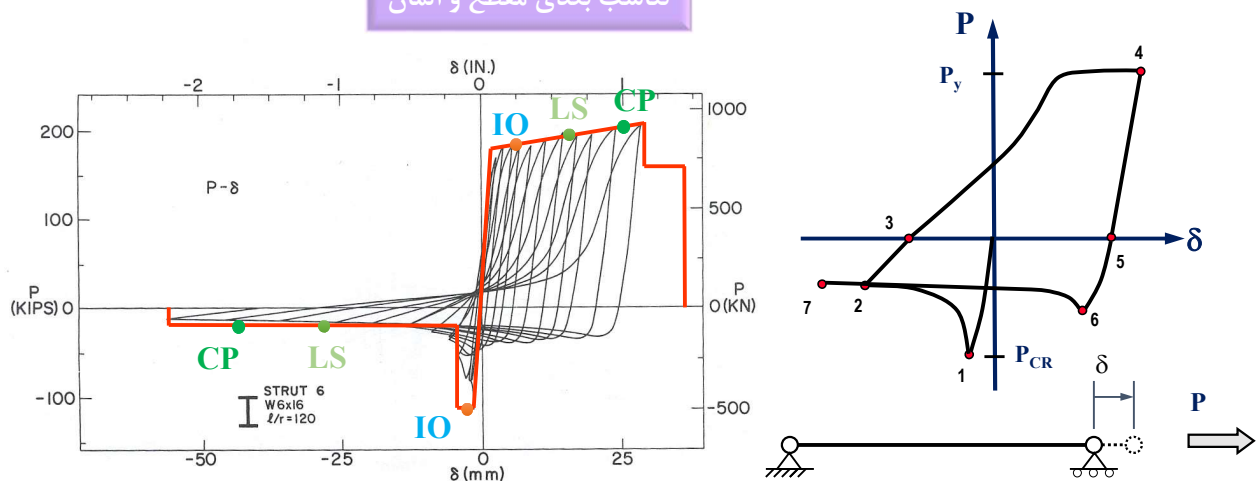
۲-۱- کمناش بال و جان مقطع فولادی

۲- کمناش پیشی جانبی بال فشاری پروفیل فولادی (Lateral Torsional Buckling (LTB))

۳- کمناش کلی (General Buckling – Global Buckling)

۱-۳- کمناش کلی عضو بتنی

۲-۳- کمناش کلی عضو فولادی



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح



رختار ستون‌های دویل IPE در زلزله‌های افیر

ستون‌های دویل IPE غالباً دارای شکستی به دو صورت مقابل هستند. حالت ۱ حالتی است که مابین دو بست متوالی تک پروخیل I شکل دچار کماتش موضعی شده و حالت ۲ حالتی است که ستون به حالت S شکل در آمده و در پایین و بالا آن هر کدام از تک پروخیل‌ها دچار مفصل پلاستیک می‌شوند. دلیل این دو شکست در چیست؟ چرا باید در یک ستون حالت ۱ رخ دهد و در ستونی دیگر حالت ۲ اتفاق بیفتد؟ مگر روند طراحی این ستون مشابه نمی‌باشد؟

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح



شکل پذیری المان سازه‌ای

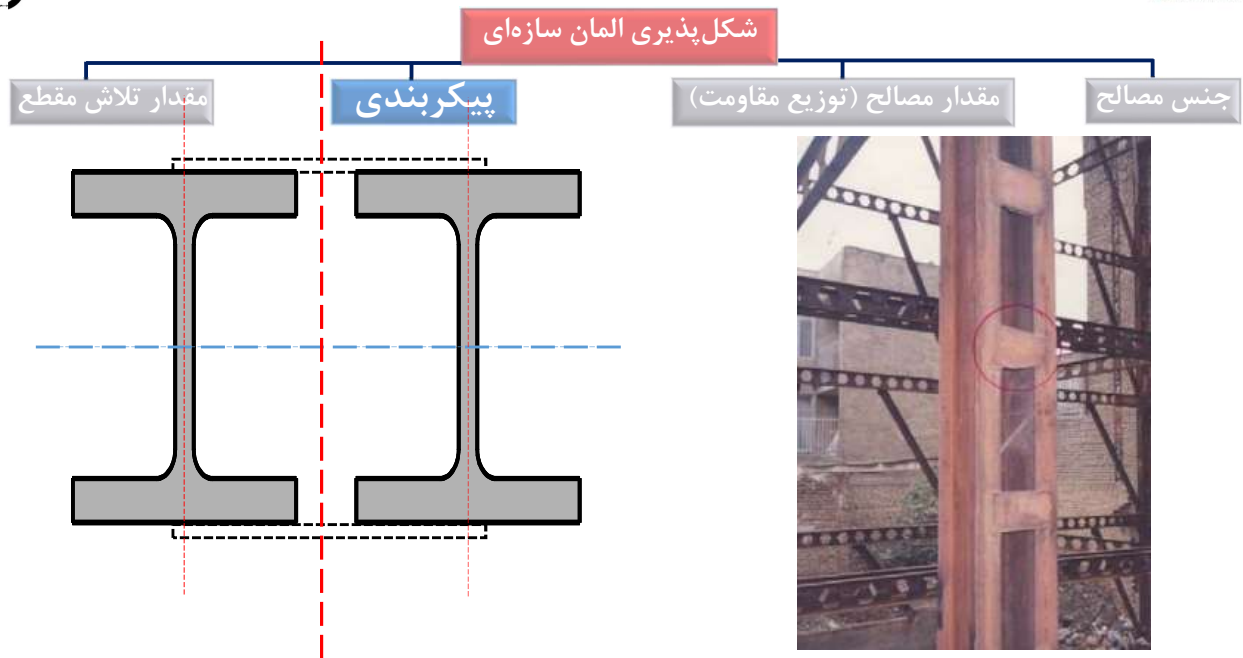
مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح





شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

کمانش موضعی تک پروخیل‌های مابین دو بست متوالی

۱- رفتار ستون‌ها بدون گسیفتگی بست‌ها



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

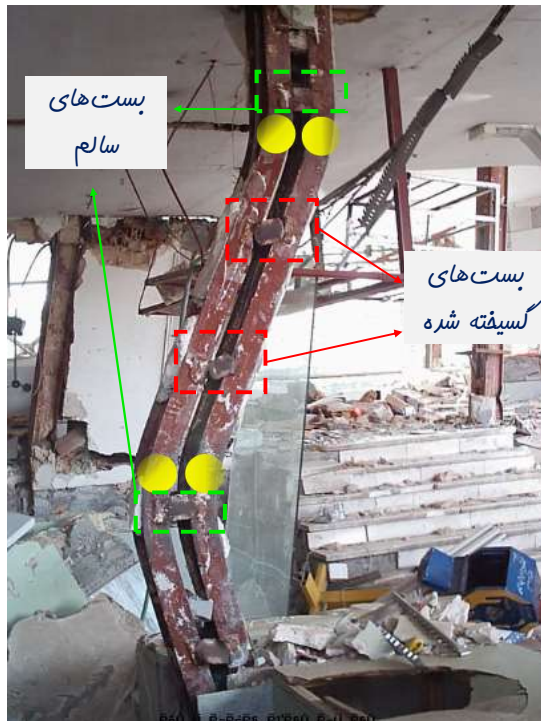
مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

۲- رفتار ستون‌ها با گسیفتگی بست‌ها

تشکیل مفصل پلاستیک تک پروخیل در محل بست‌های سالمی که بالا و پایین بست‌های گسیفته شده قرار می‌گیرند.





Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



شکل پذیری المان سازه

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

۲- رفتار ستون‌ها با گسیختگی بست‌ها

تشکیل مفصل پلاستیک تک پروخیل در محل بست‌های سالمی که بالا و پایین بست‌های گسیخته شده تخریب می‌گیرند.



Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



شکل

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

۲- رفتار ستون‌ها با گسیختگی بست‌ها

تشکیل مفصل پلاستیک تک پروخیل در محل بست‌های سالمی که بالا و پایین بست‌های گسیخته شده تخریب می‌گیرند.

شکل پذیری المان سازه

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

۲- رفتار ستون‌ها با گسیفتگی بست‌ها

تشکیل مفصل پلاستیک تک پروخیل در محل بست‌های سالمی که بالا و پایین بست‌های گسیفته شده تخریب می‌گیرند.



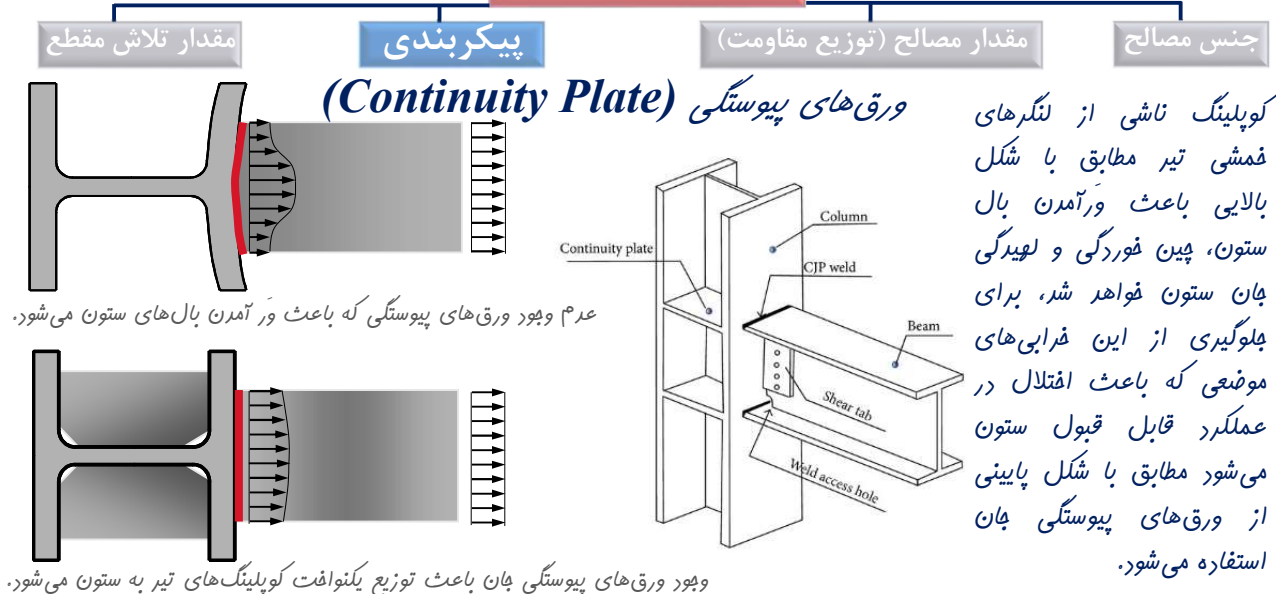
کمانش کلی ستون فولادی با گسیفتگی بست‌ها

کمانش موضعی مقطع تک پروخیل بین دو بست سالم متوالی با گسیفتگی



لنگری که تیر فمشی متصل به ستون وارد می‌کند لنگر بسیار عظیمی بوده که کوپلینگ ناشی از آن، نیروی فشاری و کششی بزرگی تولید می‌کند. این کوپلینگ عظیم در فشار، جان را له کرده و در کشش باعث گلوه‌کن شدن و و آمدن بال تیر و روق‌های تقویتی خواهد شد. مطابق با آئین‌نامه ضماقت ورق پیوستگی بایستی حداقل برابر با ضماقت ورق اتصالی باشد، به همین دلیل ضماقت ورق پیوستگی کمتر از ۲ سانتی‌متر نخواهد بود. اتصال ورق پیوستگی به بال ستون بایستی توسط پوش نفوذی با نفوذ کامل، و به جان توسط پوش نفوذی با نفوذ کامل یا پوش گوشه دو طرفه تامین شود. حال برای IPE27 که دارای جان در حدود ۷ میلی‌متر است چگونه می‌توان با نفوذی یا گوشه دو طرفه این اتصال را برقرار کرد؟ ۱۶۶ مشقما این امکان وجود نخواهد داشت. برای همه این نکات که در اکثر پروژه‌ها به دلیل عدم آگاهی رعایت نمی‌شود، به دلیل حاصله بیش از حد تسمه‌ها، پروفیل‌های تکی دچار کمزوری موضعی و زوال مقاومتی خواهند شد. که در این صورت باربری ثقلی سیستم مفلت شده و پایداری ساختمان دچار بحران می‌گردد.

شکل پذیری المان سازه‌ای



شکل پذیری المان سازه‌ای

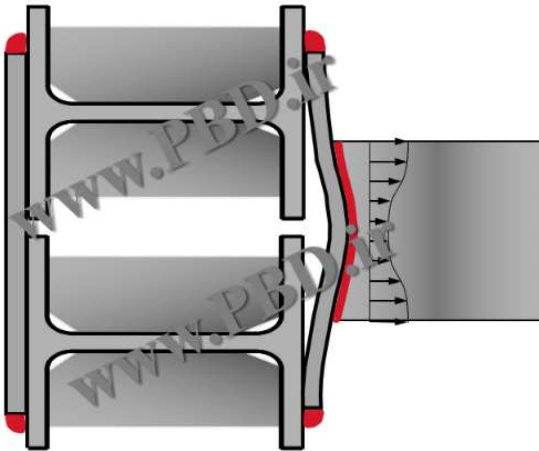
مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

ورق‌های پیوستگی (Continuity Plate)



لنگری که تیر فشرده متصل به ستون وارد می‌کند لنگر بسیار عظیمی بوده که کوبیلنگ ناشی از آن، نیروی فشرده و کششی بزرگی تولید می‌کند. این کوبیلنگ عظیم در فشار، جان را له کرده و در کشش باعث گلوه کن شدن و ور آمدن بال تیر و ورق‌های تقویتی خواهد شد. مطابق با آیین‌نامه ضلعات ورق پیوستگی بایستی حداقل برابر با ضلعات ورق اتصال باشد، به همین دلیل ضلعات ورق پیوستگی کمتر از ۲ سانتی‌متر نخواهد بود. اتصال ورق پیوستگی به بال ستون بایستی توسط پوشش نفوذی با نفوذ کامل، و به جان توسط پوشش نفوذی با نفوذ کامل یا پوشش گوشه دو طرفه تامین شود. حال برای IPE27 که دارای جان در حدود ۷ میلی‌متر است چگونه می‌توان با نفوذی یا گوشه دو طرفه این اتصال را برقرار کرد؟ برای همه این نکات در ستون‌های دویل مطابق با شکل، تیر به ورق سراسری متصل شده که عملاً ورق پیوستگی هیچ کمکی جهت بهبود انتقال تنش به صورت یکنواخت نخواهد داشت لذا ورق سراسری مذکور ور آمده و انتقال نیرو از تیر به ستون مفلت خواهد شد.

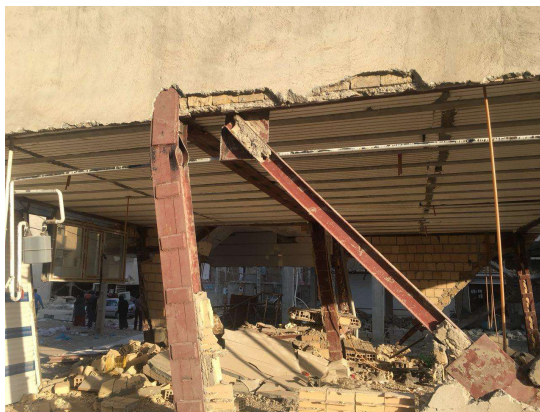
شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح



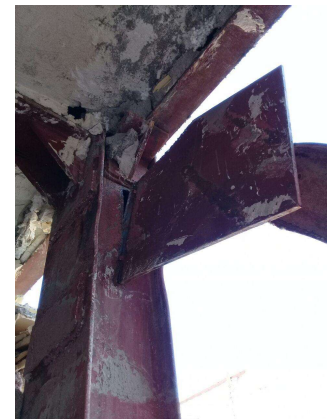
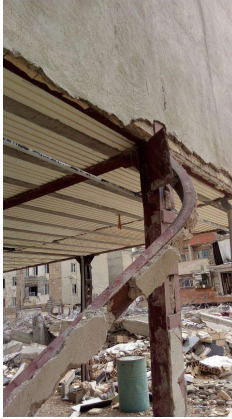
شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح



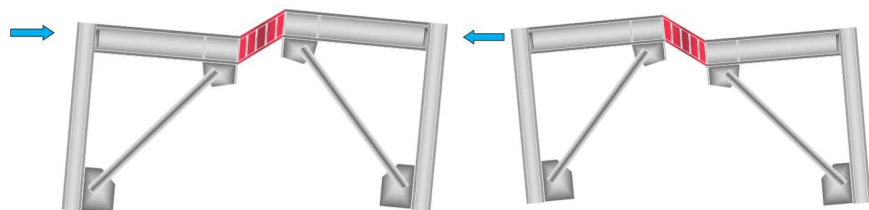
شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح





شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح



شکل پذیری المان سازه‌ای

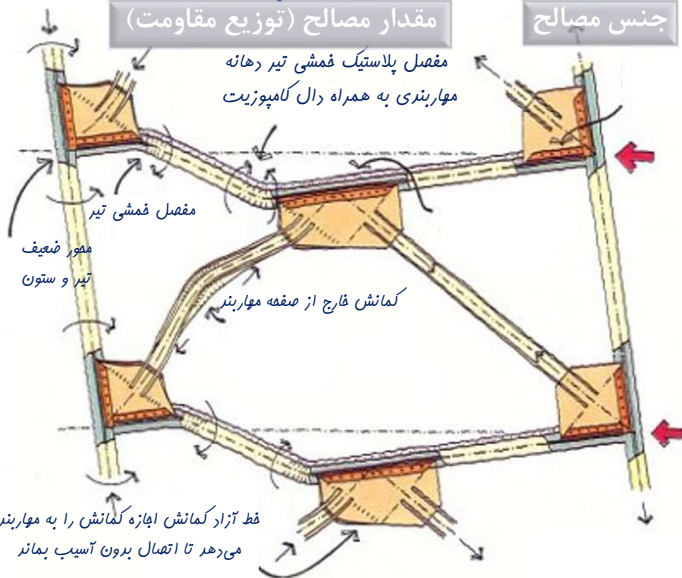
مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

شرط رسیدن به اتلاف انرژی بهینه و مطلوب استانداردهای لرزه‌ای، تحقق توالی فرایمی مطلوب می‌باشد. به صورتی که با تشکیل رفتار غیرخطی در تلاش‌های DC، تلاش‌های FC کاملاً در محدوده الاستیک قرار گیرد. تلاش‌های FC الزاماً ترد و شکننده نمی‌باشند بلکه بعضاً ممکن است با وجود شکل پذیر بودن رفتار ذاتی تلاش، حکم آئین نامه آن را به صورت ترد و شکننده فرض کند. بنابراین می‌توان گفت که تلاش‌های FC به دو دسته ذاتاً ترد و حکماً ترد دسته بندی می‌شوند. فمش و برش در تیر دهانه مهاربندهای شورون در آئین نامه به صورت حکماً ترد معرفی می‌شود. در صورت غیر خطی شدن تلاش‌های حکماً ترد شکل پذیری فرض آئین نامه مهقق نخواهد شد.



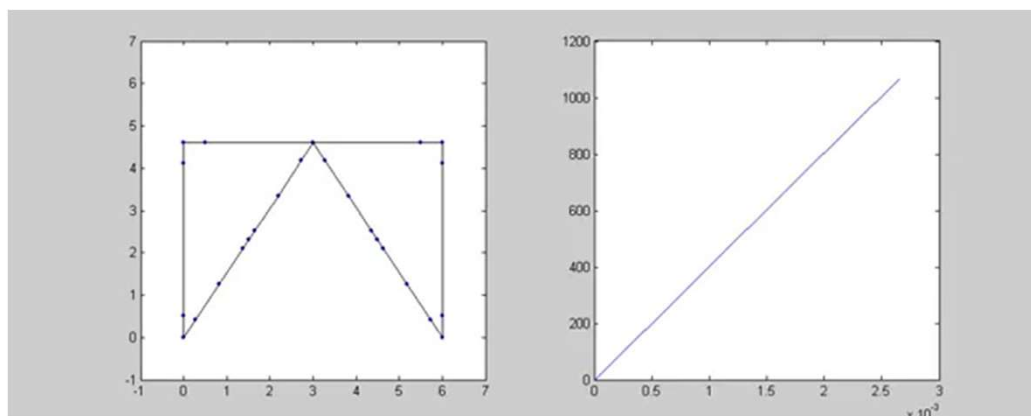
شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



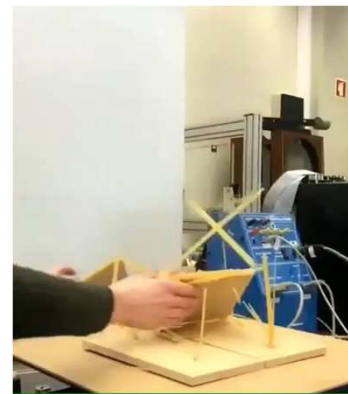
شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح



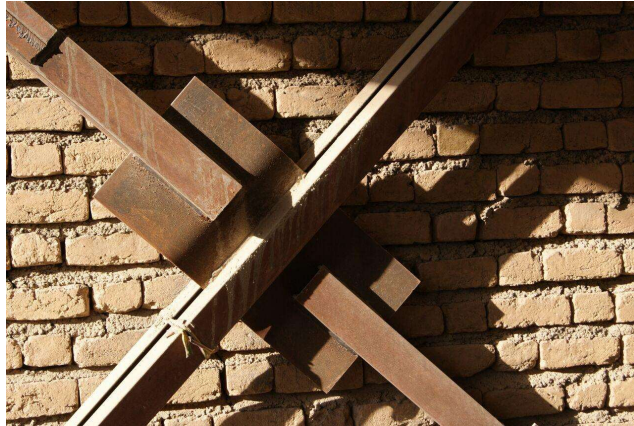
شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

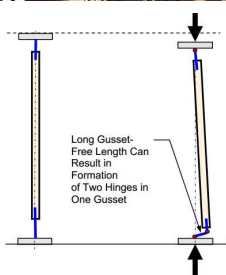
مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

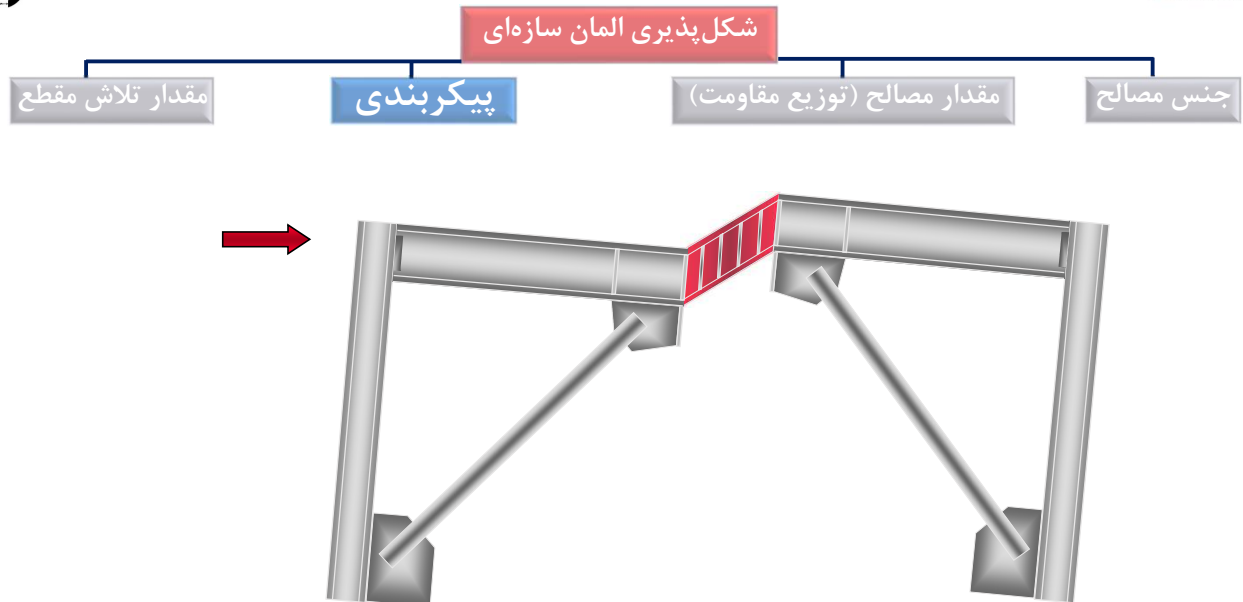
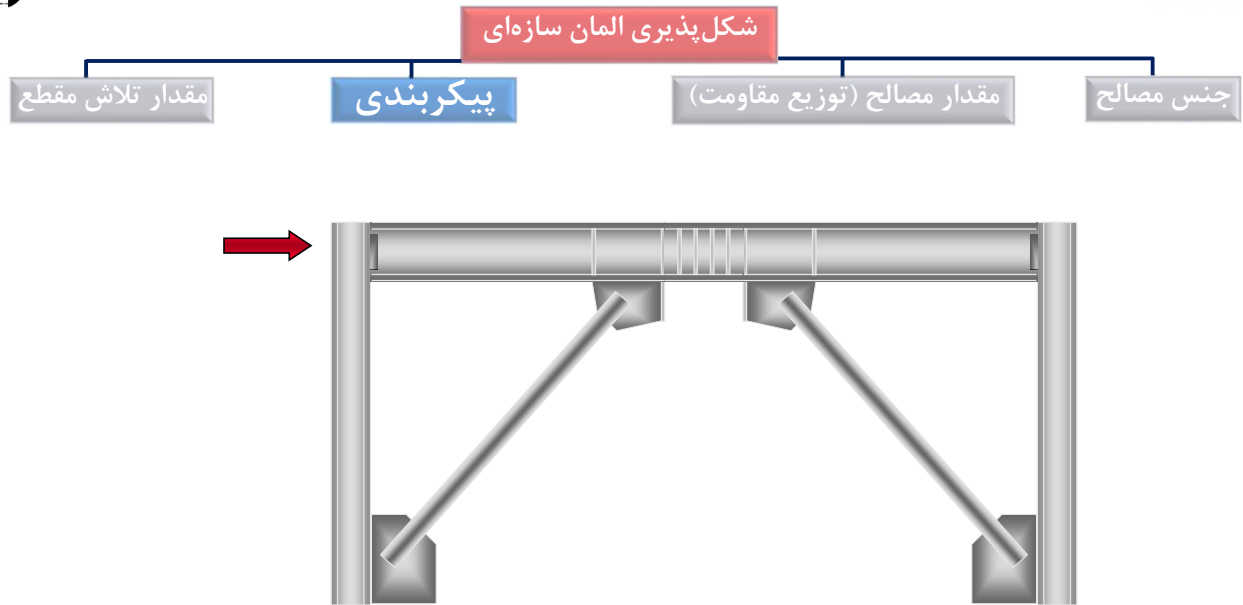
جنس مصالح



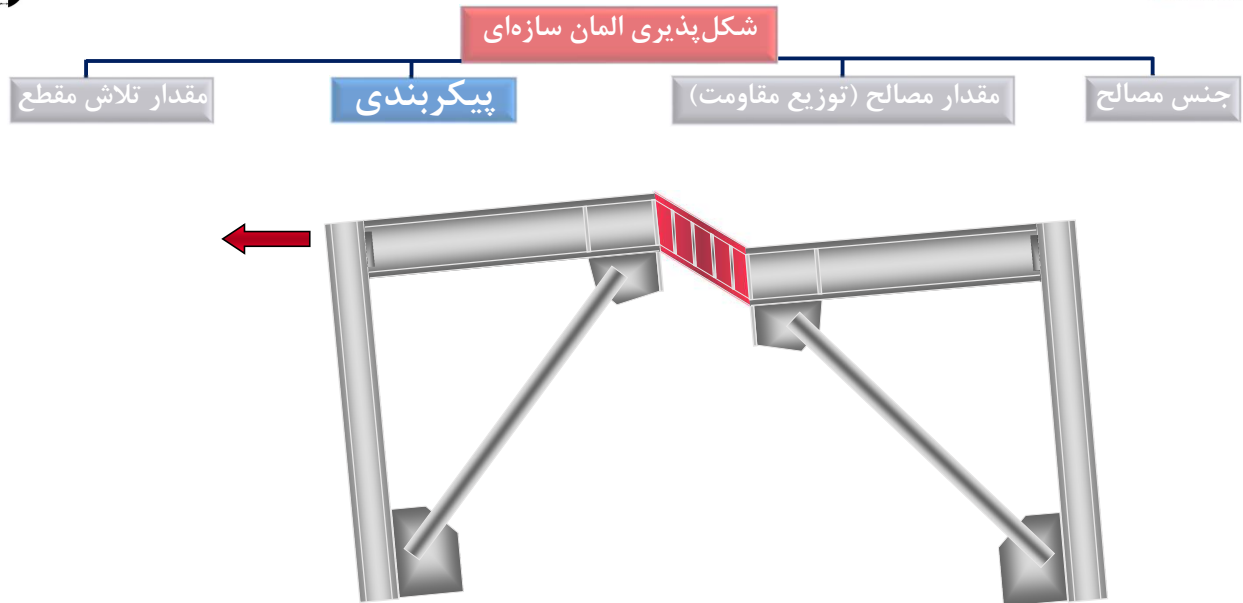
ورق اتصال به دلیل لاغرزی زیاد، ظرفیت تحمل نیروی فشاری وارده از سمت مهاربند فشاری را نداشته و دچار کماتش شده است، حاصله زیاد مهاربند تا نقطه تلاقی وسط باعث افزایش لاغرزی ورق اتصال شده است. مشکل اصلی که برای این فرایبی وجود دارد در سیکل بعدی زلزله خواهد بود که همین مهاربند در کشش تخرار گرفته و ضربه قابل توجهی به این ورق اتصال وارد می‌گردد که در این صورت احتمال گسیفتگی ورق اتصال وجود خواهد داشت.

همین نکته برای ورق گاست نیز وجود دارد که اگر حاصله فط آزاد کماتش (Fold Line) تا نقطه اتصال مهاربند، بیشتر ۴ برابر ضخامت ورق گاست باشد در این صورت کماتش ورق گاست ممتل خواهد بود.

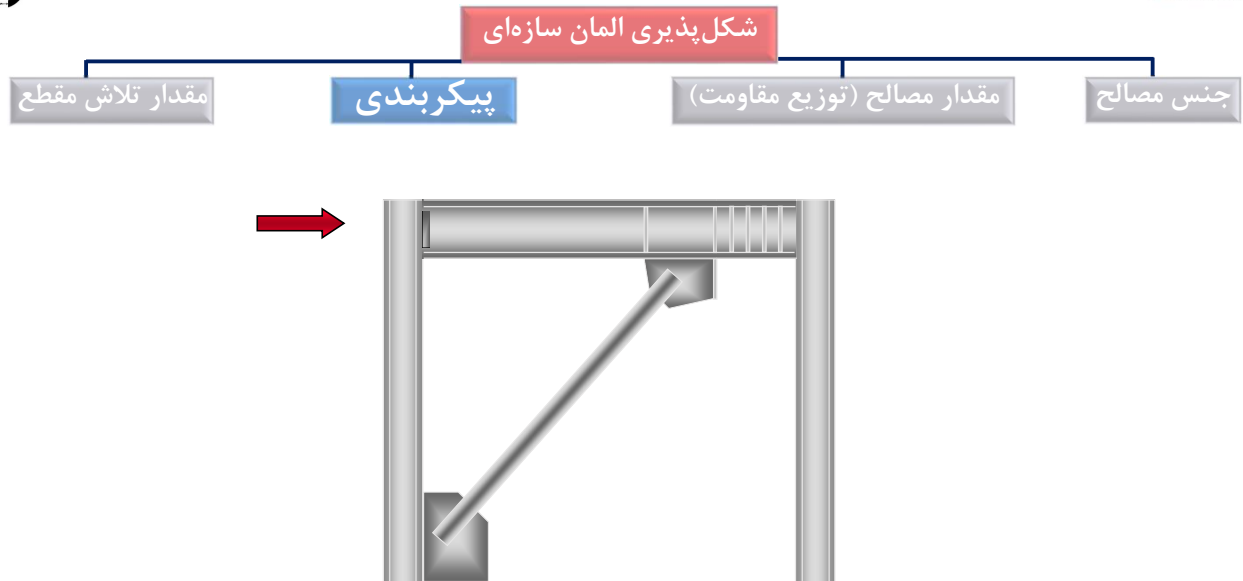




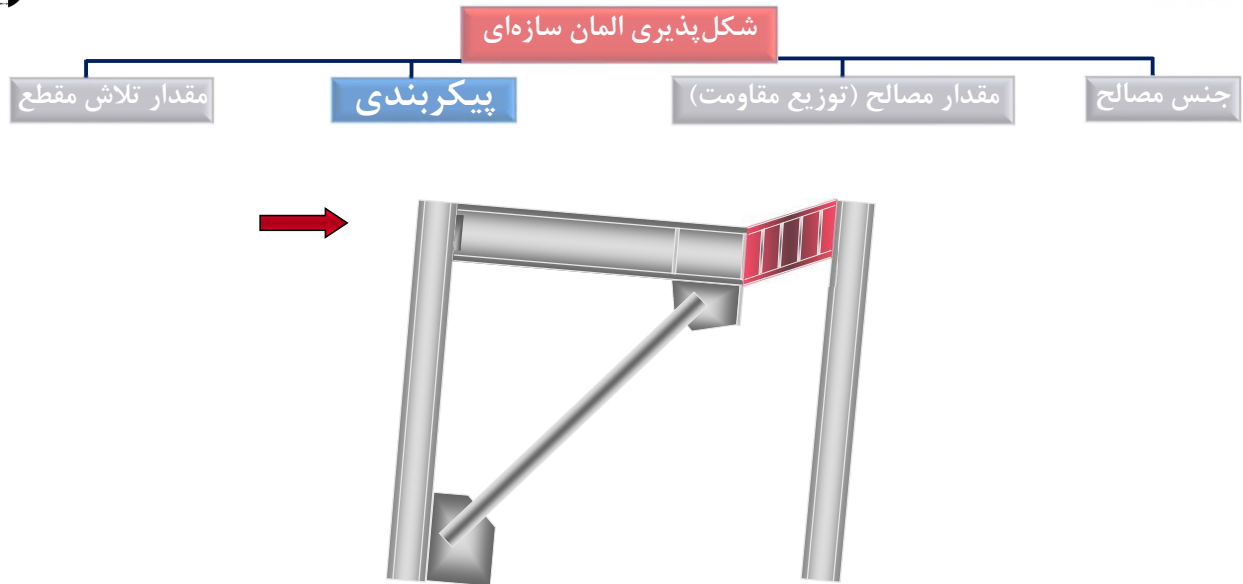
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 



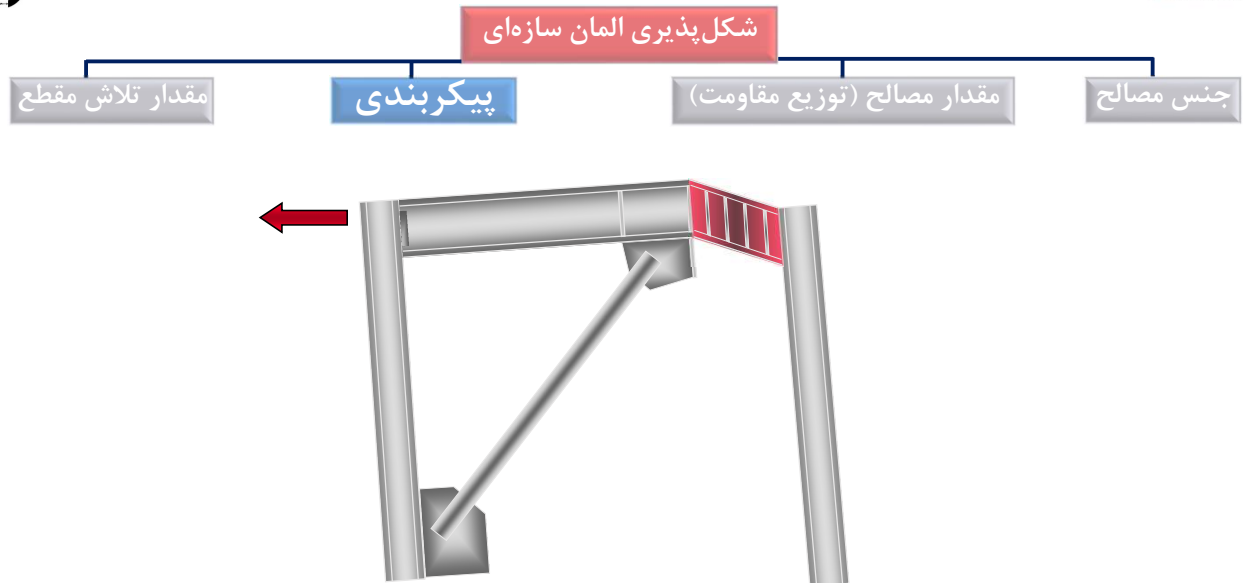
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح



مکانیزم عملکردی این سیستم به ترتیبی است که در جریان یک زلزله شدید، ستون‌ها و مهارندها ارتعاشی باقی بمانند و اتلاف انرژی مورد تقاضای طرح (شکل پذیری مورد نیاز) از طریق تغییرشکل‌های غیرخطی تیر پیوند پشتیبانی می‌گردد. با الاستیک ماندن المان‌های مهارند عملکرد این مهارند نسبت به سیستم‌های CBF به مراتب بهتر خواهد بود.

مطابق با مبحث دهم جان تیر پیوند بایستی از یک ورق تک و بدون ورق‌های مضاعف کننده جان تشکیل شده باشد. همچنین تعبیه سوراخ در جان تیر پیوند حتی به عنوان سوراخ دسترسی نیز مجاز نمی‌باشد. پس استفاده از لانه زنبوری عملکرد سیستم را مختل خواهد کرد. با توجه به طول نسبتا بلند برای تیر پیوند در شکل روبه‌رو عملکرد این تیر احتمالا فمشی بوده و این مهارندهای نسبتا ظریف با تیر لانه زنبوری رفتار نامعلومی برای این ساختمان خواهد داشت. و تنها نکته‌ای که کاملا مشخص است فروریزش قطعی ساختمان در جریان زلزله شدید می‌باشد.

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

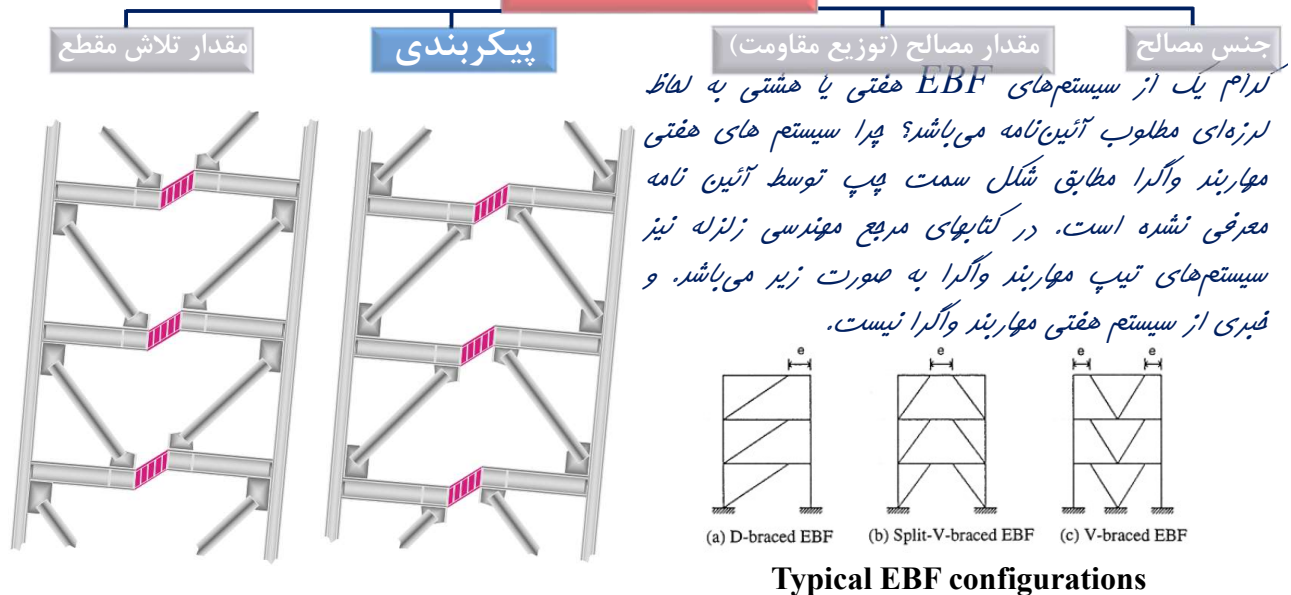
پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

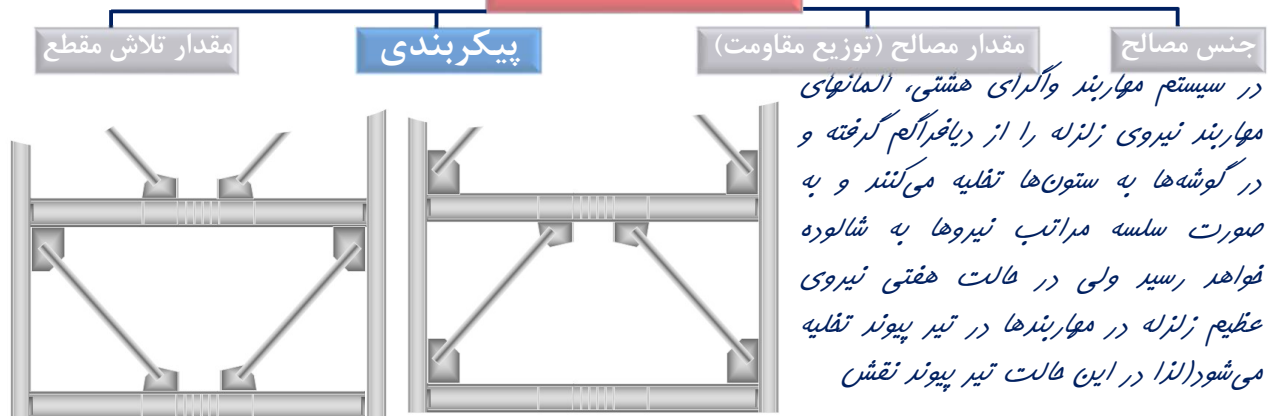
جنس مصالح



شکل پذیری المان سازه‌ای



شکل پذیری المان سازه‌ای



تکیه‌گاه برای المان‌های مهاربند را دارد. در سیستم هفتی با تشکیل مفصل پلاستیک در تیر پیوند، به دلیل تقلیه نیروهای عظیم مهاربند بر روی این المان، مفصل تیر پیوند سریعاً دچار خورده‌شدگی شده و برعکس مهاربند هشتی از ادامه اتلاف انرژی زلزله باز فواید ماند.

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

AISC 341 - 16

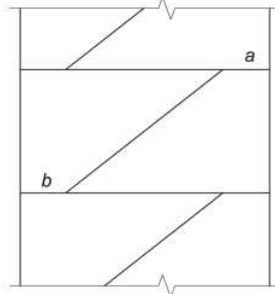


Fig. C-F3.2. EBF— active and inactive links.

در پیکربندی برقی از مهاربندهای واگرا به مانند شکل روبه رو، تیرهای پیوند در ابتدا و انتهای المان مهاربند قرار می‌گیرند، در این سیستم لینکی که در قسمت پایین مهاربند قرار می‌گیرد به صورت کامل موثر نخواهد بود. اگر مقاومت برش طراحی لینک بالایی به صورت قابل ملاحظه کمتر از لینک پایینی باشد در این صورت لینک بالایی وارد حوزه غیرخطی شده و نیروی ایجاد شده در مهاربند که به تیر پیوند پایینی وارد خواهد شد را محدود خواهد کرد. در این حالت لینک بالایی را فعال و لینک پایینی را غیر فعال می‌نامند. وجود لینک‌های غیرفعال در ساختمان دشواری آنالیز را بسیار زیاد خواهد کرد.

شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

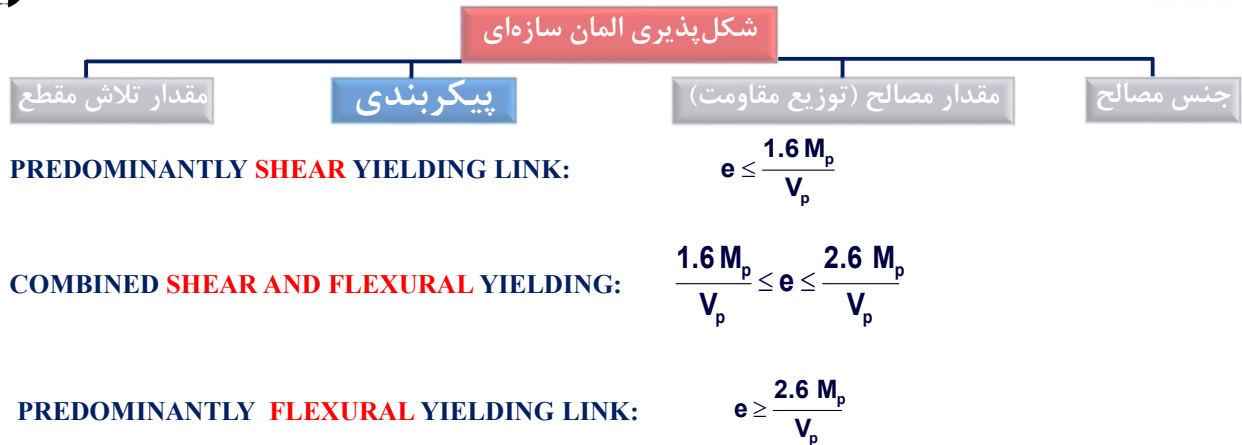
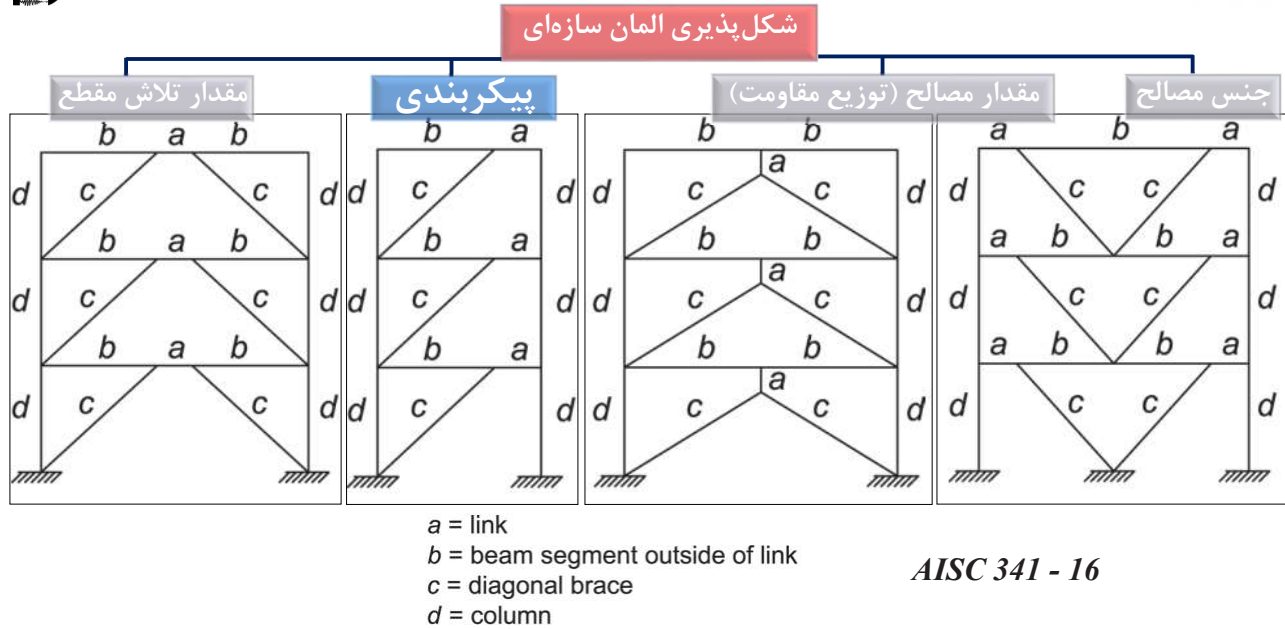
پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

بر اساس تحلیل پلاستیک قابهای مهاربندی برون محور می‌توان نشان داد که لینکهای غیر فعال توسط اثرات ترکیبی بار مرده، زنده و زلزله وارده حوزه پلاستیک خواهند شد بنابراین از مقاومت مورد انتظار آنها برای مقابله با نیروهای جانبی کاسته خواهد شد. علاوه بر آن برای موثر شدن لینکهای غیر فعال بایستی جزئیات طراحی و ساخت آنها با دقت بیشتری مد نظر قرار گیرد. در غیر این صورت لینکهای غیر فعال قابل پیشبینی، بایستی به صورت پین طراحی گردند که در نتیجه هزینه ساخت را به صورت غیر ضروری بالا خواهند برد. بنابراین برای رهایی از این مشکلات توصیه می‌شود در طراحی سیستم‌های واگرا تماماً از لینکهای فعال استفاده شود. پیکربندی سیستم‌های فعال در صفحه بعدی نشان داده شده است.

AISC 341 - 16



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

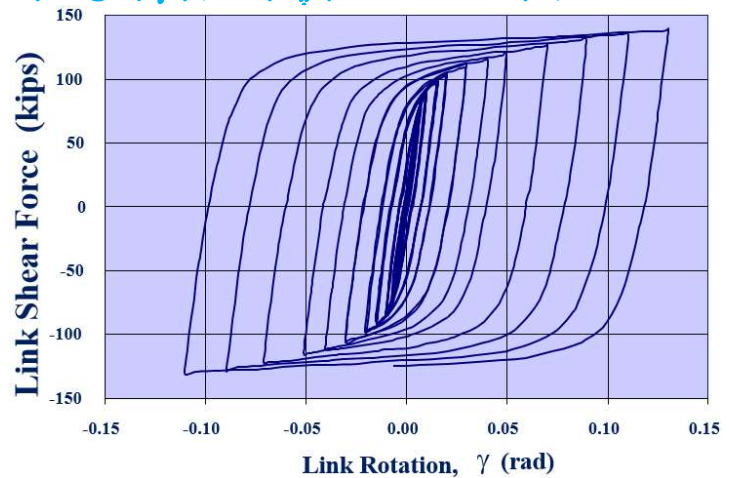
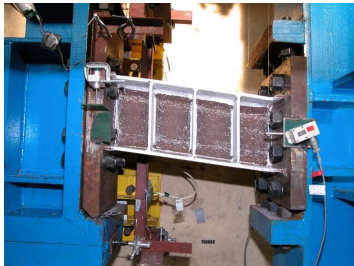
پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

باری شدن تیر پیوند در برش (رفتار برشی تیر پیوند)

SHEAR:
$$e \leq \frac{1.6 M_p}{V_p}$$



شکل پذیری المان سازه‌ای

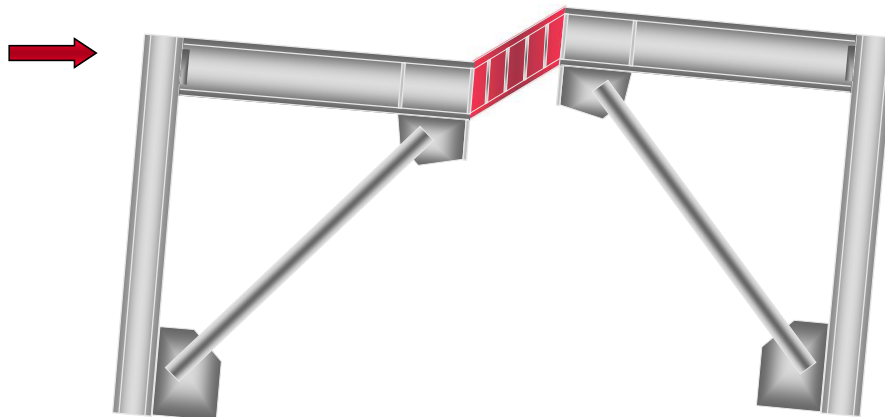
مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

باری شدن تیر پیوند در برش (رفتار برشی تیر پیوند)



شکل پذیری المان سازه‌ای

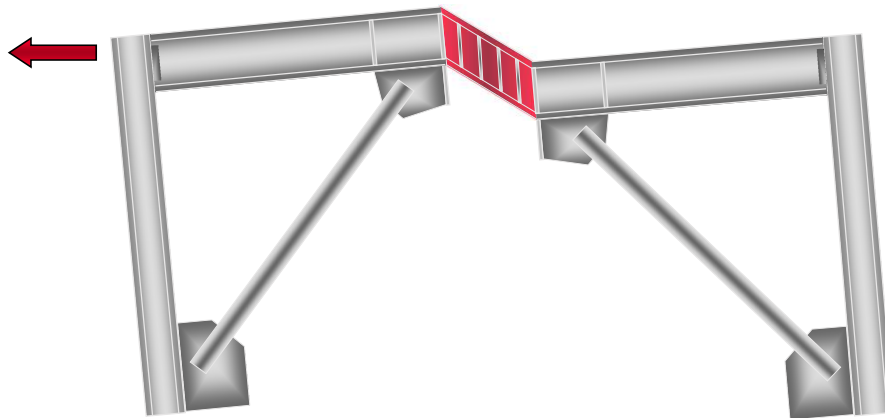
مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

باری شدن تیر پیوند در برش (رفتار برشی تیر پیوند)



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

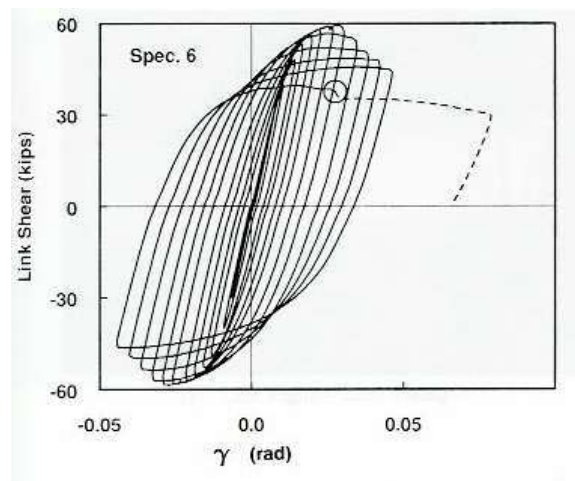
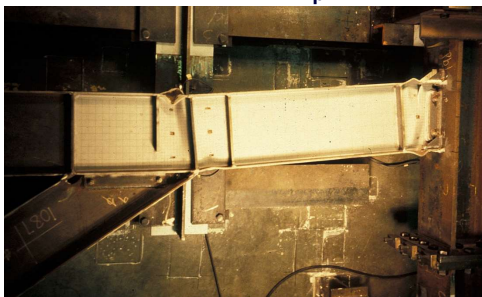
پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

باری شدن تیر پیوند در فشمش (رفتار فشمشی تیر پیوند)

FLEXURAL:
$$e \geq \frac{2.6 M_p}{V_p}$$



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

پیکربندی

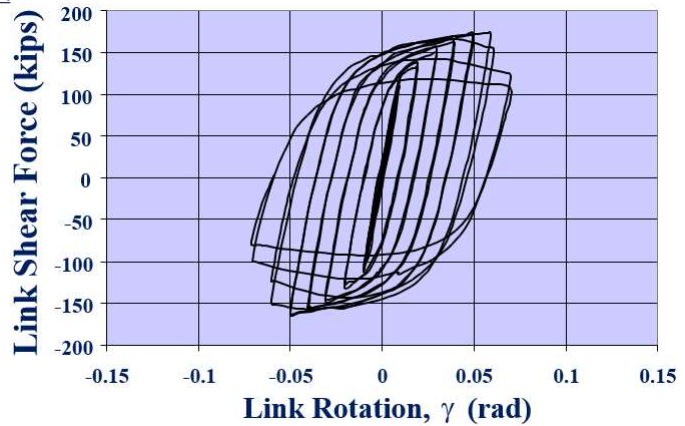
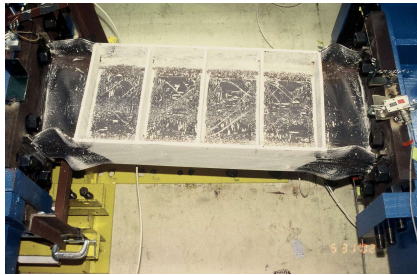
مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

جنس مصالح

باری شدن تیر پیوند در برش و خمش (ارتفاع برشی-خمشی تیر پیوند)

SHEAR AND FLEXURAL

$$\frac{1.6 M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2.6 M_p}{V_p}$$



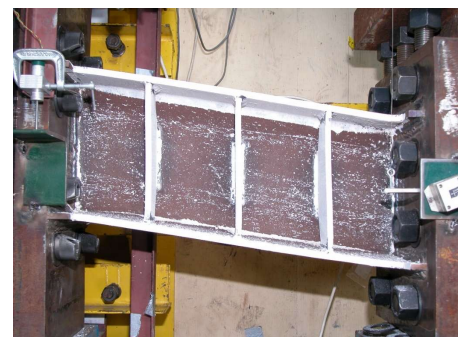
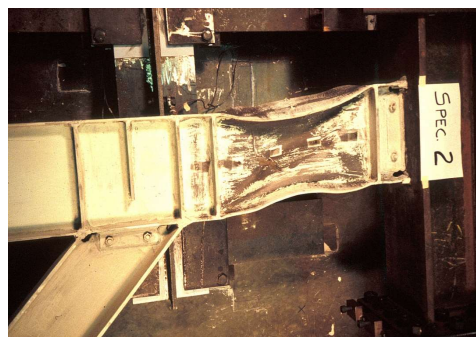
شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع

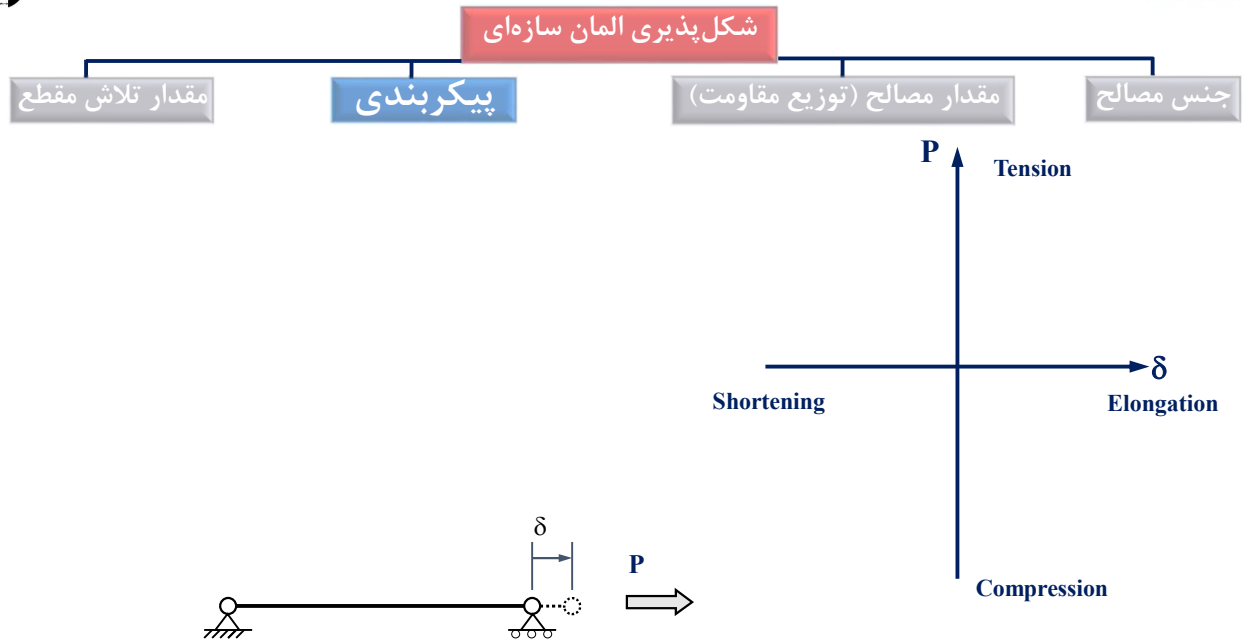
پیکربندی

مقدار مصالح (توزیع مقاومت)

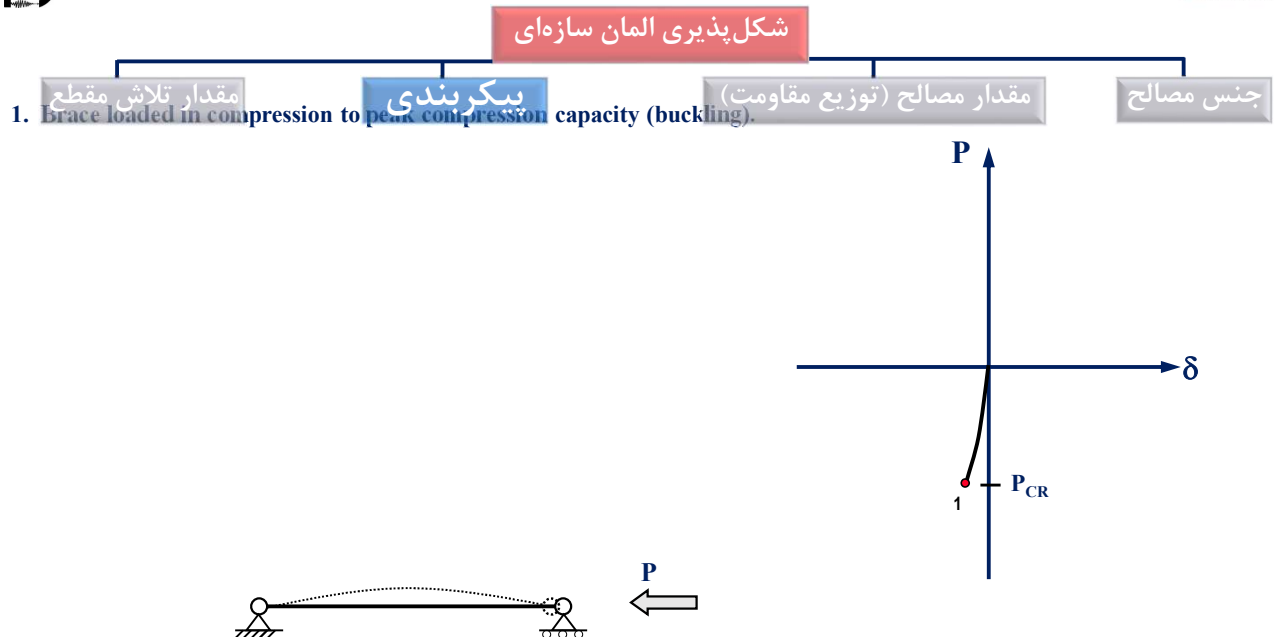
جنس مصالح



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

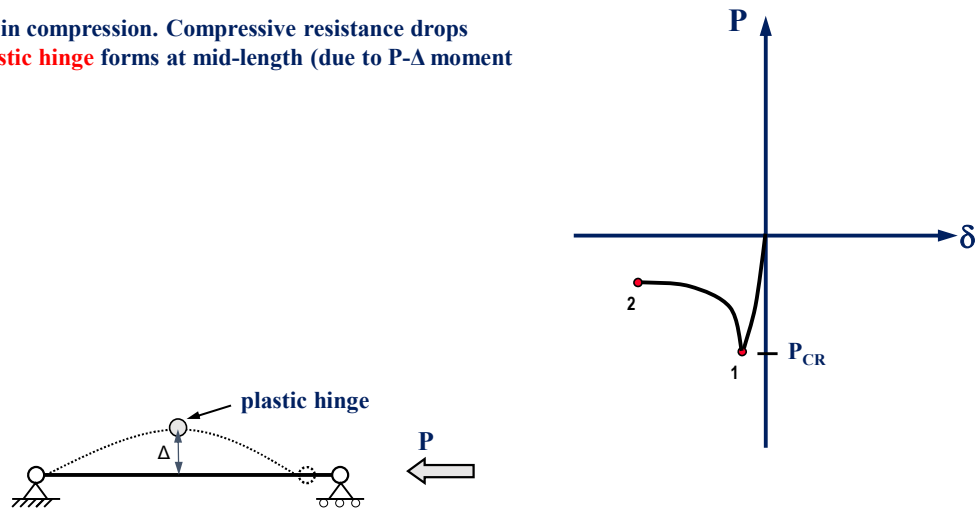


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



شکل پذیری المان سازه‌ای

- مقدار مصالح (توزیع مقاومت) جنس مصالح
1. **Brace loaded in compression to peak compression capacity (buckling).**
 2. Continue loading in compression. Compressive resistance drops rapidly. **Flexural plastic hinge** forms at mid-length (due to P- Δ moment in member).

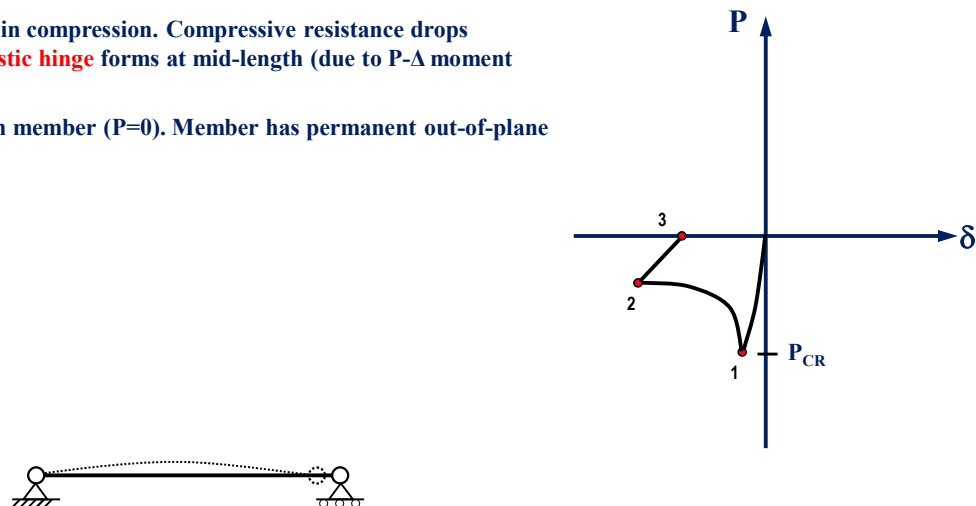


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



شکل پذیری المان سازه‌ای

- مقدار مصالح (توزیع مقاومت) جنس مصالح
1. **Brace loaded in compression to peak compression capacity (buckling).**
 2. Continue loading in compression. Compressive resistance drops rapidly. **Flexural plastic hinge** forms at mid-length (due to P- Δ moment in member).
 3. Remove load from member ($P=0$). Member has permanent out-of-plane deformation.



شکل پذیری المان سازه‌ای

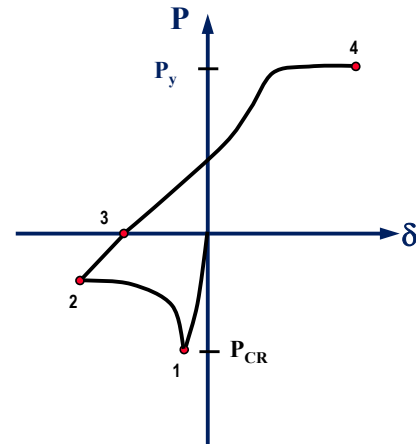
مقدار تلاش مقطع **بیکربندی** مقدار مصالح (توزیع مقاومت) جنس مصالح

1. Brace loaded in compression to peak compression capacity (buckling).

2. Continue loading in compression. Compressive resistance drops rapidly. **Flexural plastic hinge** forms at mid-length (due to P- Δ moment in member).

3. Remove load from member ($P=0$). Member has permanent out-of-plane deformation.

4. Brace loaded in tension to yield.



شکل پذیری المان سازه‌ای

مقدار تلاش مقطع **بیکربندی** مقدار مصالح (توزیع مقاومت) جنس مصالح

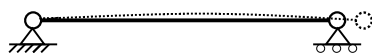
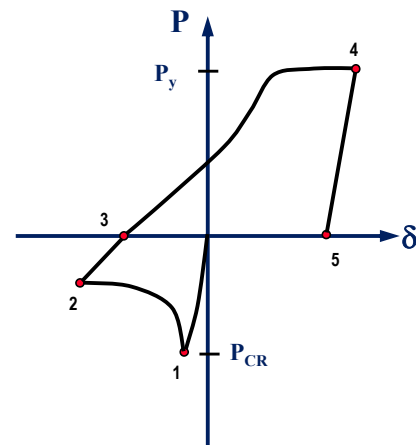
1. Brace loaded in compression to peak compression capacity (buckling).

2. Continue loading in compression. Compressive resistance drops rapidly. **Flexural plastic hinge** forms at mid-length (due to P- Δ moment in member).

3. Remove load from member ($P=0$). Member has permanent out-of-plane deformation.

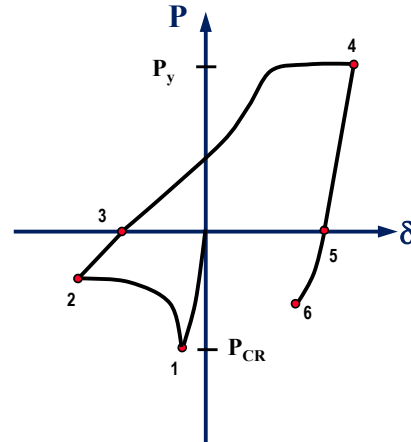
4. Brace loaded in tension to yield.

5. Remove load from member ($P=0$). Member still has permanent out-of-plane deformation.



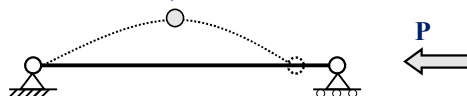
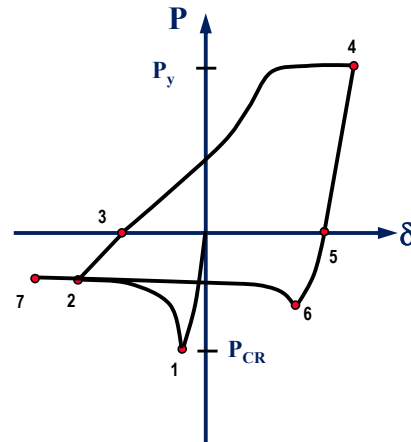
شکل پذیری المان سازه‌ای

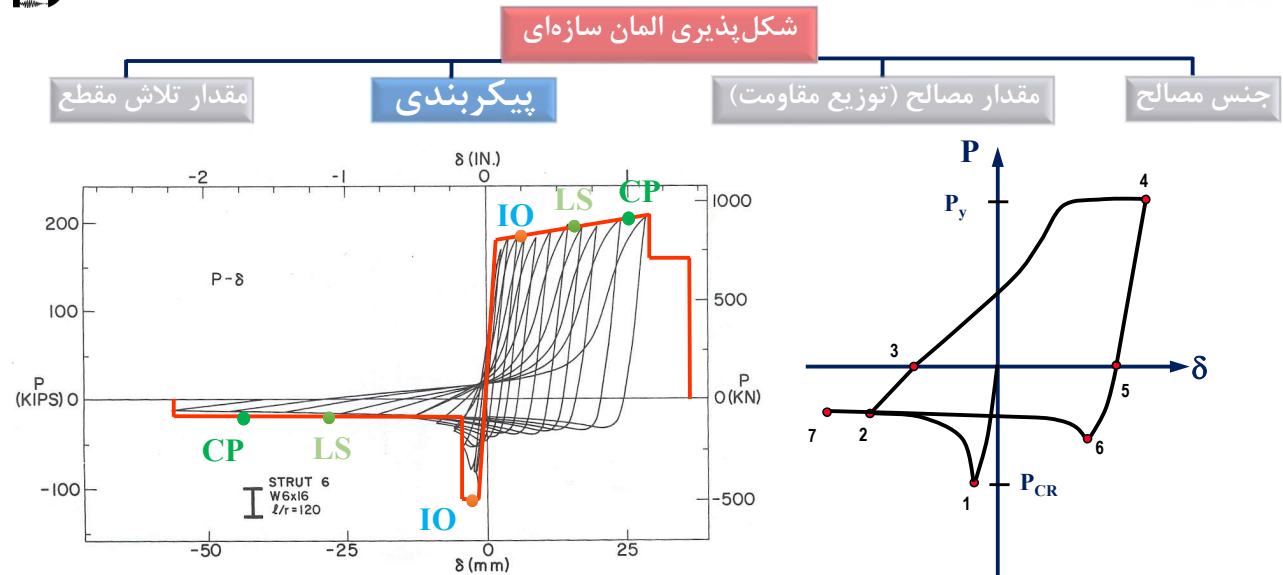
- مقدار تلاش مقطع بکربندی مقدار مصالح (توزیع مقاومت) جنس مصالح
1. Brace loaded in compression to peak compression capacity (buckling).
 2. Continue loading in compression. Compressive resistance drops rapidly. **Flexural plastic hinge** forms at mid-length (due to P-Δ moment in member).
 3. Remove load from member ($P=0$). Member has permanent out-of-plane deformation.
 4. Brace loaded in tension to yield.
 5. Remove load from member ($P=0$). Member still has permanent out-of-plane deformation.
 6. Brace loaded in compression to peak compression capacity (buckling). Peak compression capacity reduced from previous cycle.



شکل پذیری المان سازه‌ای

- مقدار تلاش مقطع بکربندی مقدار مصالح (توزیع مقاومت) جنس مصالح
1. Brace loaded in compression to peak compression capacity (buckling).
 2. Continue loading in compression. Compressive resistance drops rapidly. **Flexural plastic hinge** forms at mid-length (due to P-Δ moment in member).
 3. Remove load from member ($P=0$). Member has permanent out-of-plane deformation.
 4. Brace loaded in tension to yield.
 5. Remove load from member ($P=0$). Member still has permanent out-of-plane deformation.
 6. Brace loaded in compression to peak compression capacity (buckling). Peak compression capacity reduced from previous cycle.
 7. Continue loading in compression. Flexural plastic hinge forms at mid-length (due to P-Δ moment in member).





انواع تلاش‌ها در مهندسی زلزله

(Force Control)

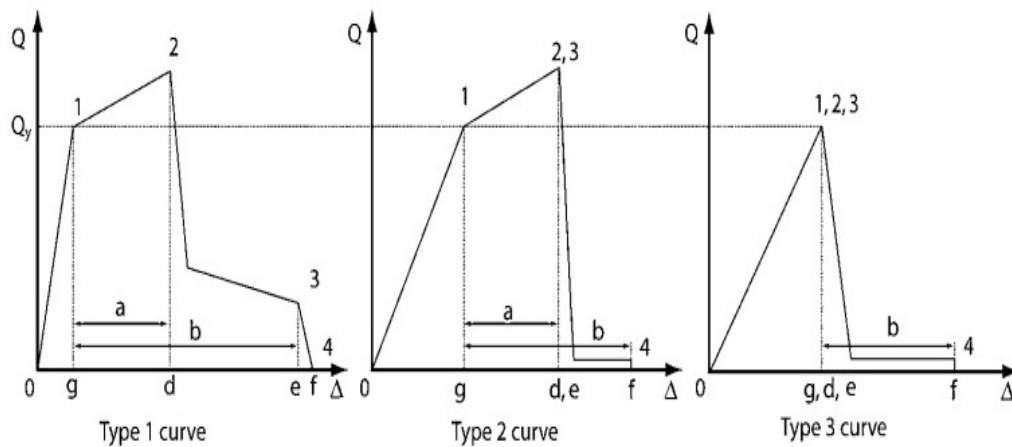
۱- تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو (FC)

(Displacement Control)

۲- تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل (DC)

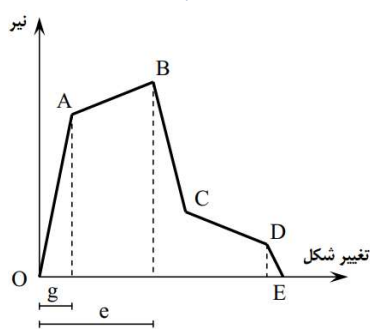
انواع تلاش‌ها در مهندسی زلزله

- ۱- تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو (FC) (Force Control)
 ۲- تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل (DC) (Displacement Control)

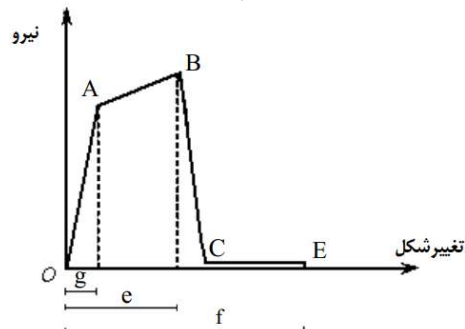


انواع تلاش‌ها در مهندسی زلزله

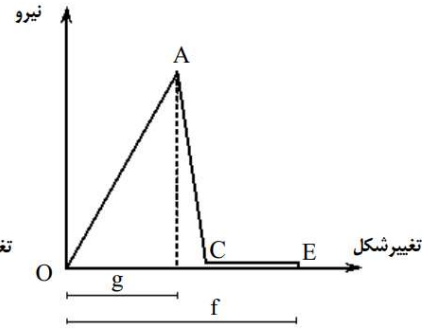
- المان با بی‌ثبات لرزه‌ای
مطلوب و دارای رفتار پسماند
- المان با بی‌ثبات لرزه‌ای
متوسط و بدون رفتار پسماند
- المان با بی‌ثبات لرزه‌ای
ضعیف و نامطلوب



شکل (۱-۳): منحنی رفتار جزء شکل‌پذیر



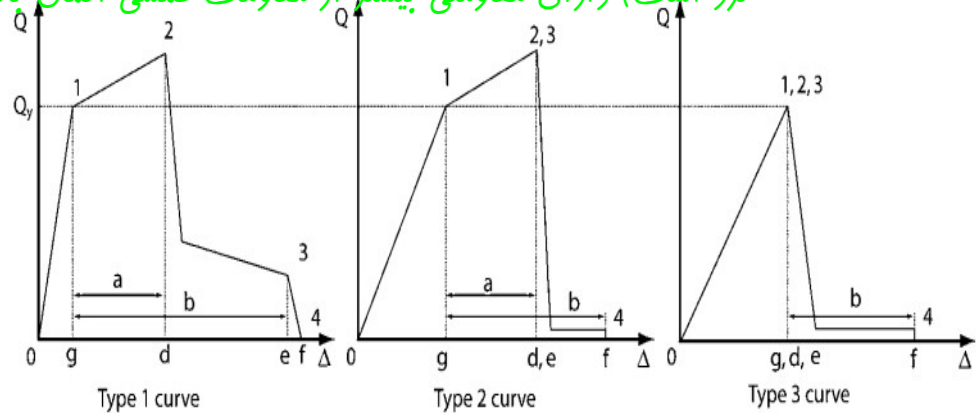
شکل (۲-۳): منحنی رفتار جزء نیمه‌شکل‌پذیر



شکل (۳-۳): منحنی رفتار جزء شکننده

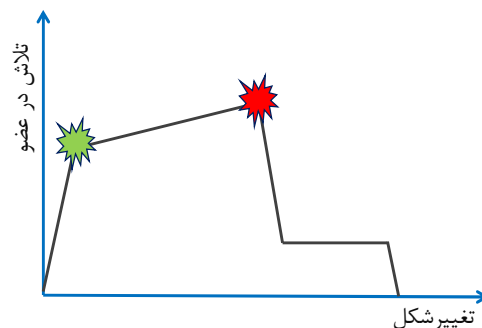
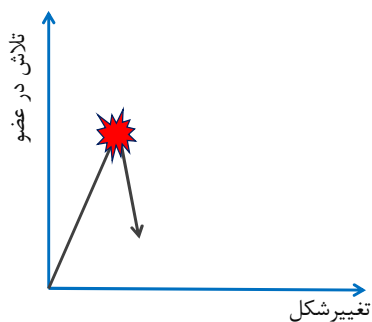
انواع تلاش‌ها در مهندسی زلزله

وابسته به جزئیات لرزه‌ای، تلاش فمشی در تیرهای بتن‌آرمه می‌تواند به یکی از حالات زیر باشد. برای رسیدن به رفتار فمشی مطلوب (شکل سمت چپ)، باید عملکرد برشی المان (که از نوع رفتار ترد است) دارای مقاومتی بیشتر از مقاومت فمشی المان باشد.

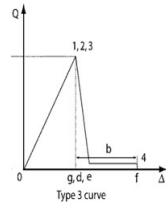
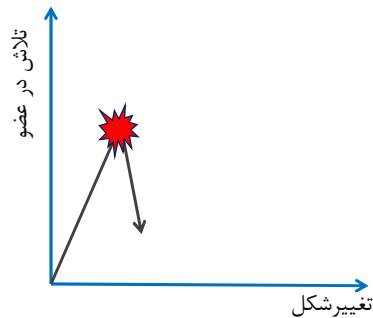


انواع تلاش‌ها در مهندسی زلزله

وابسته به جزئیات لرزه‌ای، تلاش فمشی در تیرهای بتن‌آرمه می‌تواند به یکی از حالات زیر باشد. برای رسیدن به رفتار فمشی مطلوب (شکل سمت چپ)، باید عملکرد برشی المان (که از نوع رفتار ترد است) دارای مقاومتی بیشتر از مقاومت فمشی المان باشد.



انواع تلاش‌ها در مهندسی زلزله

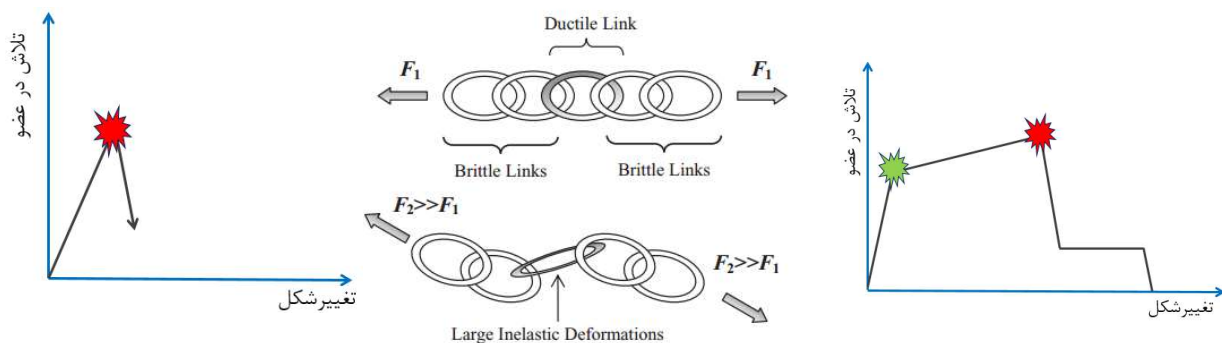


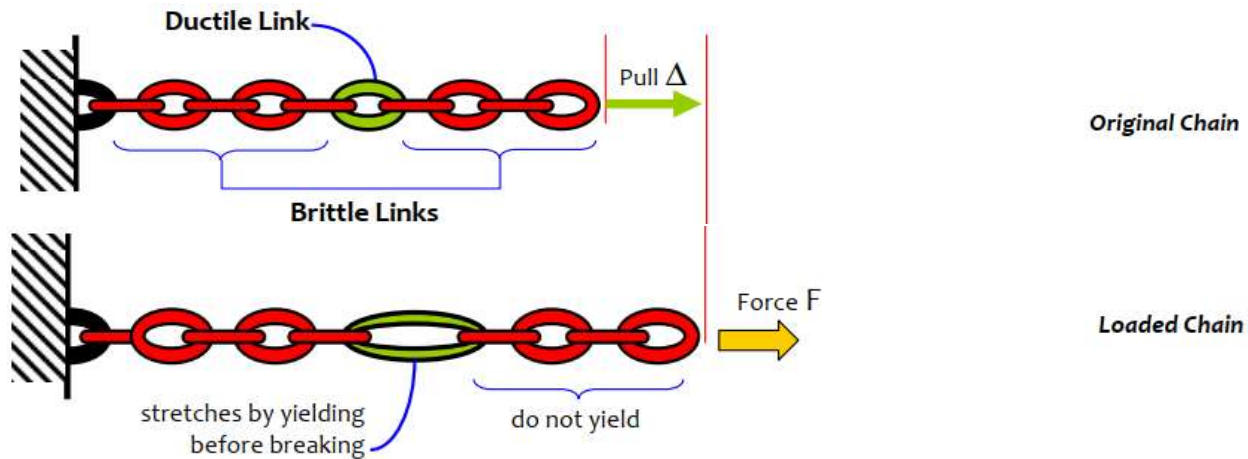
۱- تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو (FC)

ذاتاً ترد (فرابی ترد و شکننده)

کما ترد (۱- فرابی فایده بار ۲- عدم تمقق شکل‌پذیری آئین‌نامه)

- ✓ به دلیل عدم جاری شدن تلاش مورد نظر این رفتار مفصل پلاستیک نمی‌باشد.
- ✓ این تلاش وارد ناحیه پلاستیک نمی‌شود و کنترل رفتار براساس نیرو می‌باشد.
- ✓ در این المان‌ها تلاش مورد نظر نبایستی به مقدار نهائی برسد.
- ✓ برای این تلاش‌ها هیچ‌گونه پارامتر مدل‌سازی در آئین‌نامه ارائه نمی‌شود.

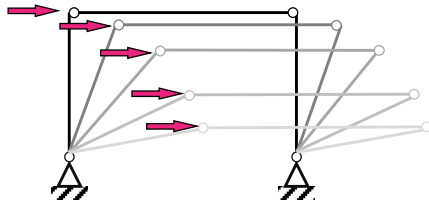




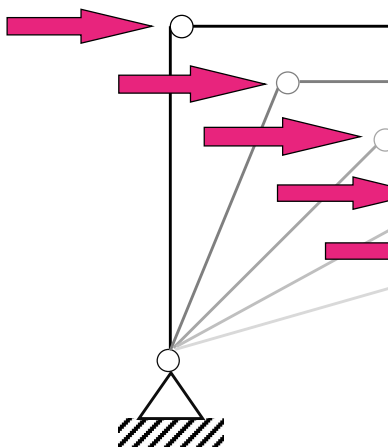
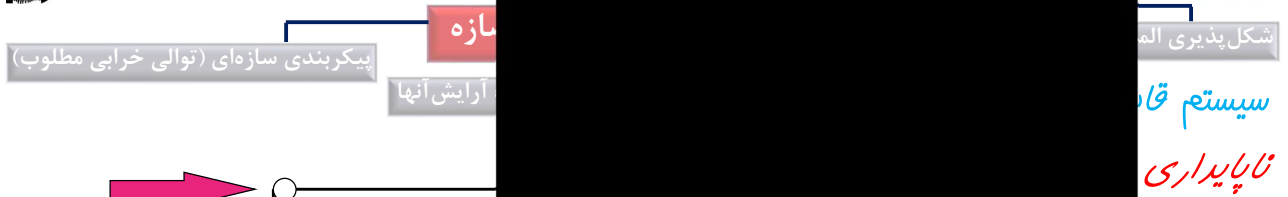
شکل پذیری یک سازه به چه عواملی بستگی دارد؟



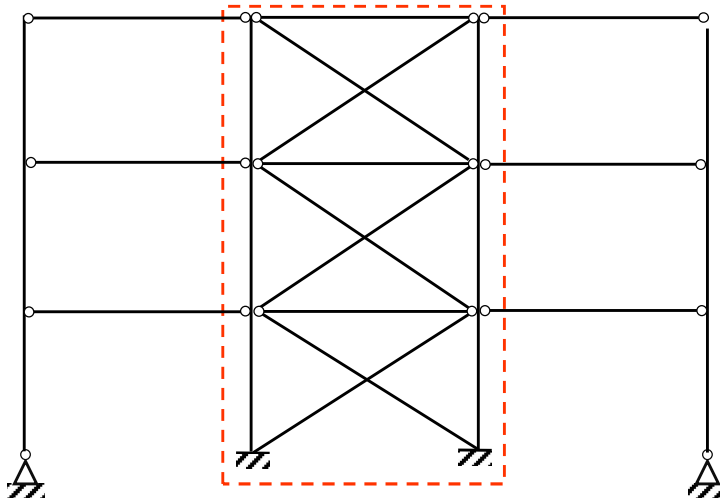
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

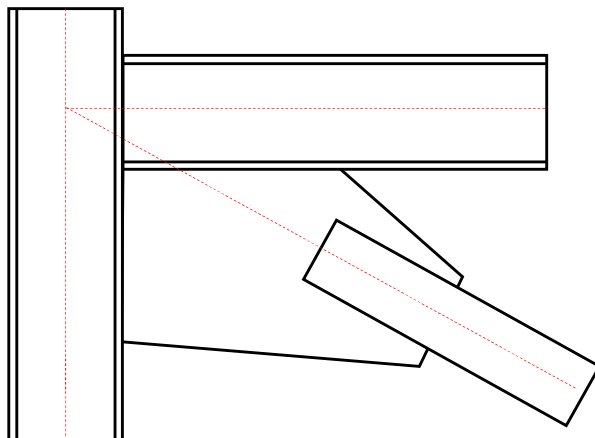


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



- ۱- عناصر قائم (ستون‌ها)
- ۲- عناصر قطری (مهاربندها)
- ۳- عناصر افقی (در سیستم‌هایی که تیرهای نیز وظیفه باربری لرزه‌ای دارند، سیستم‌های شورون و EBF)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

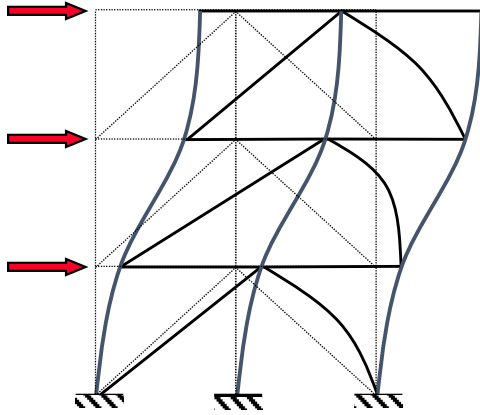


اتصال مهاربند ضربدری:

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



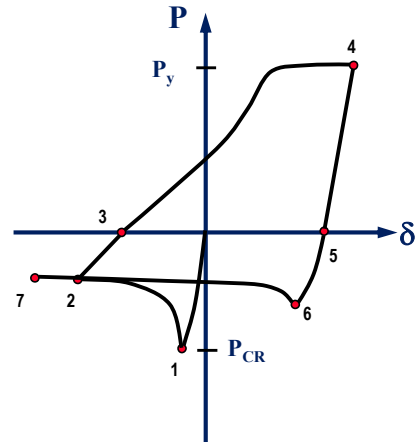
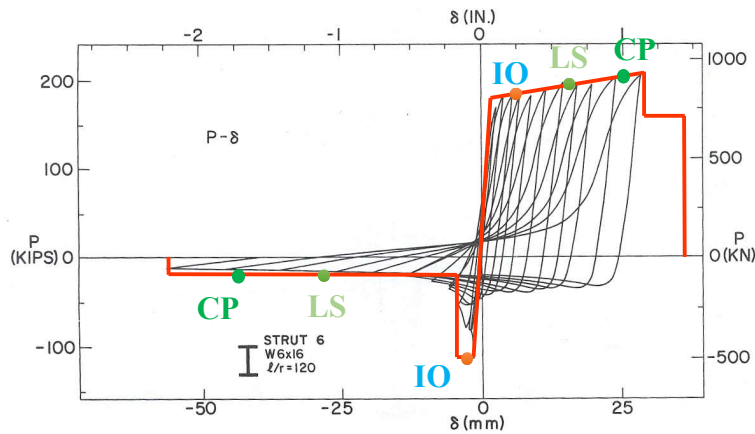
مکانیزم عملکردی مهاربندهای CBF

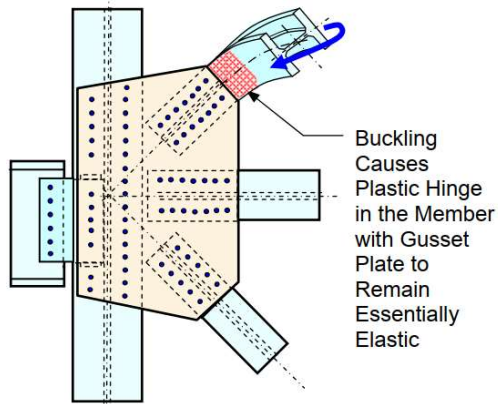


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

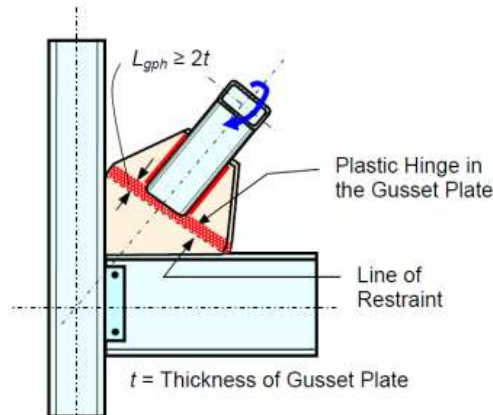


مکانیزم عملکردی مهاربندهای CBF

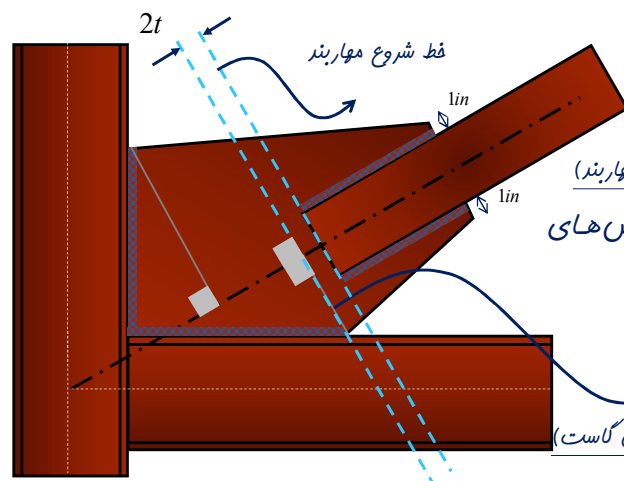




(b) Out-of-Plane Buckling of Member



(b) Out-of-Plane Buckling of Member



طراحی گاست به روش (Uniform Force Method)

۱- طراحی مهاربند (براساس زلزله طراحی ۲۸۰۰)

۲- مناسبه طول پوشش اتصال تیر به ستون (براساس ظرفیت مهاربند)

۳- ترسیم آکس مهاربند و رسم خطوط عمود از انتهای پوشش‌های

مرحله ۲، به آکس مهاربند

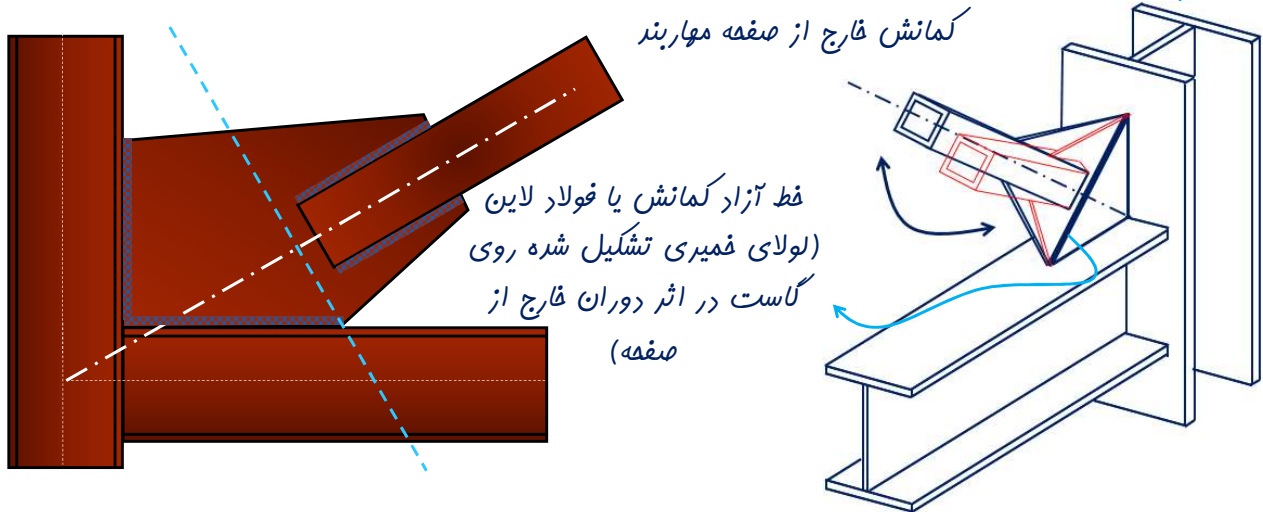
۴- به دست آوردن خط آزاد کمانش (Fold Line)

۵- مناسبه خط شروع مهاربند

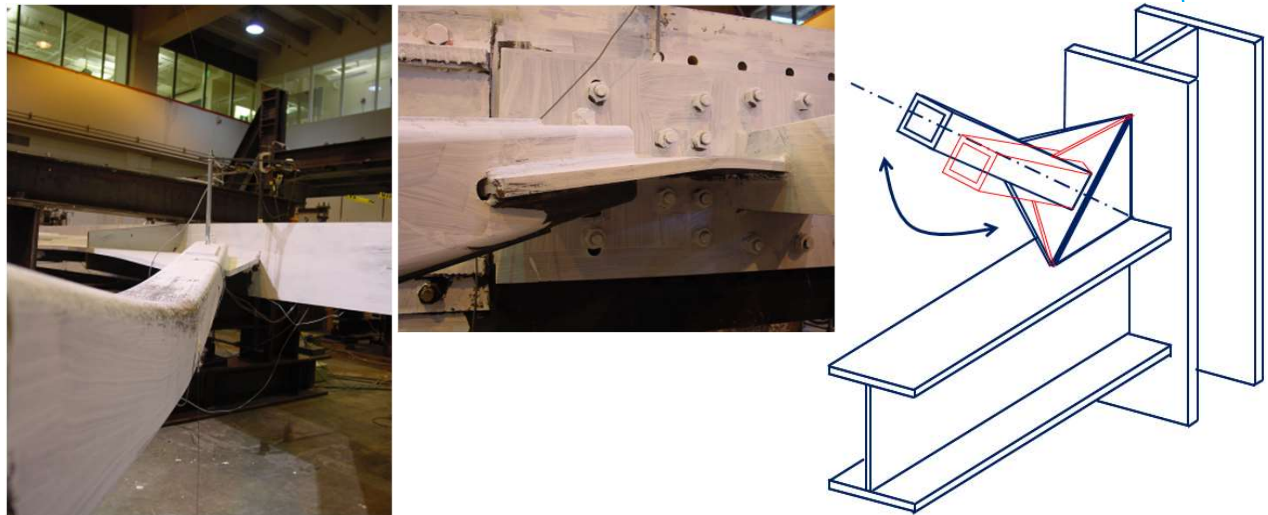
۶- مناسبه طول پوشش اتصال مهاربند به گاست (مناسبه انتهای گاست)

۷- ترسیم شکل گاست

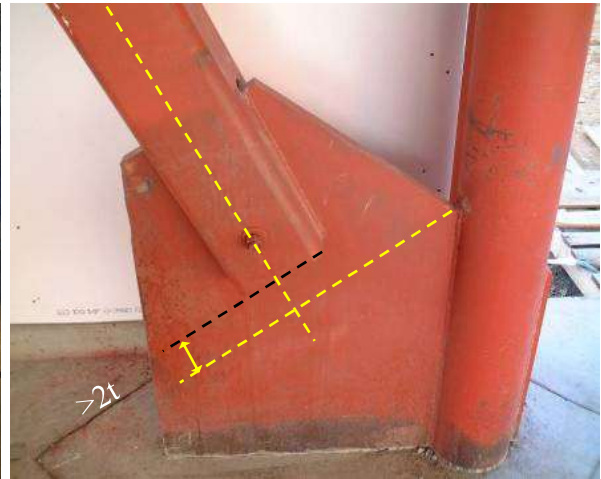
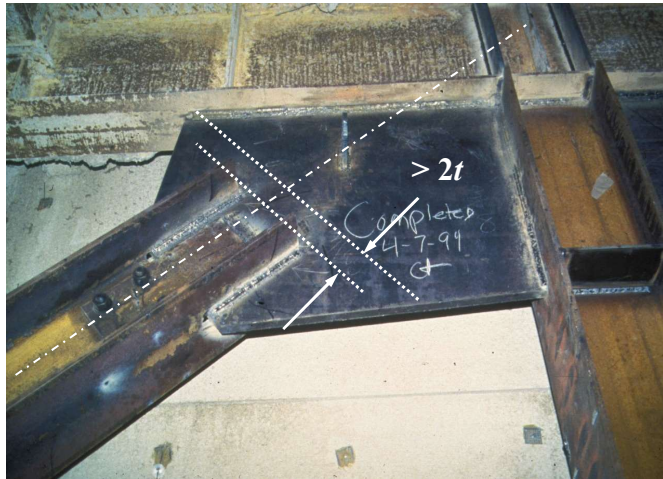
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



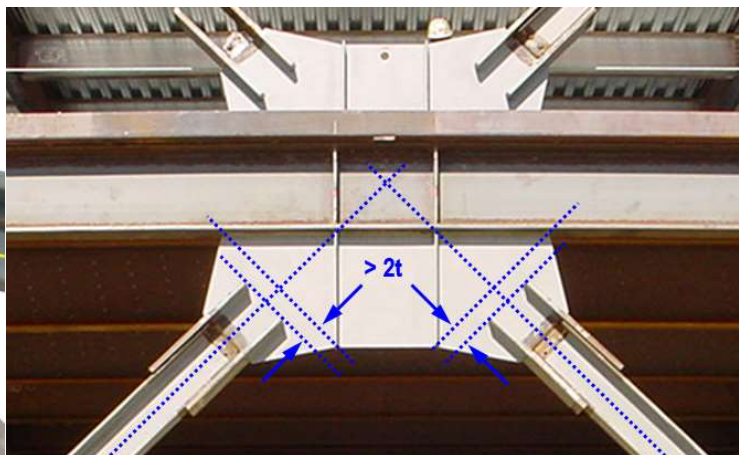
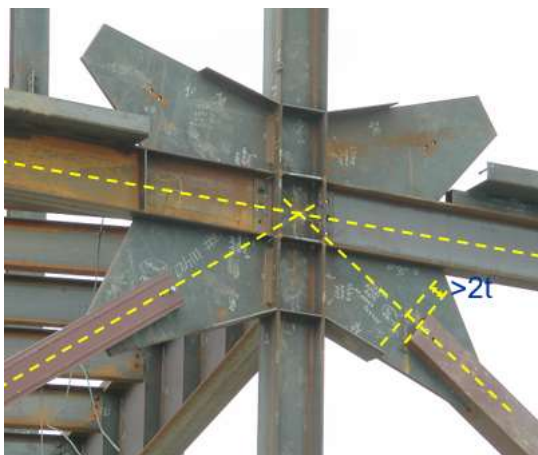
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



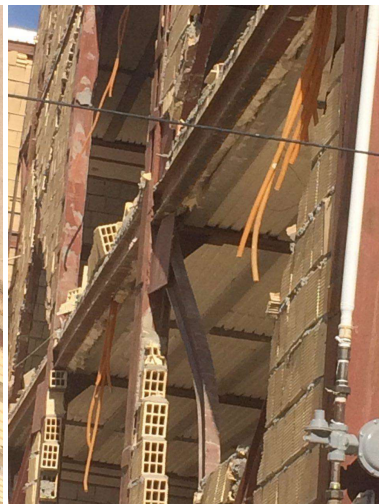
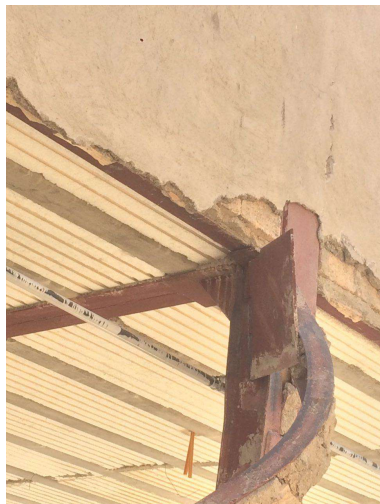
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



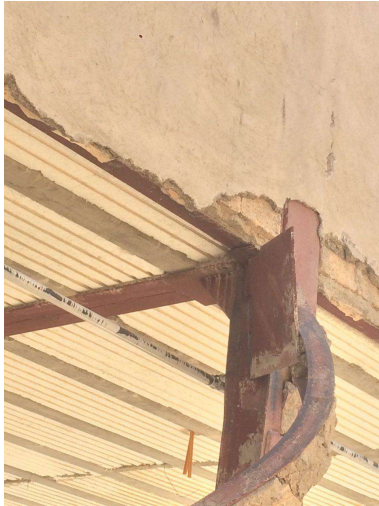
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



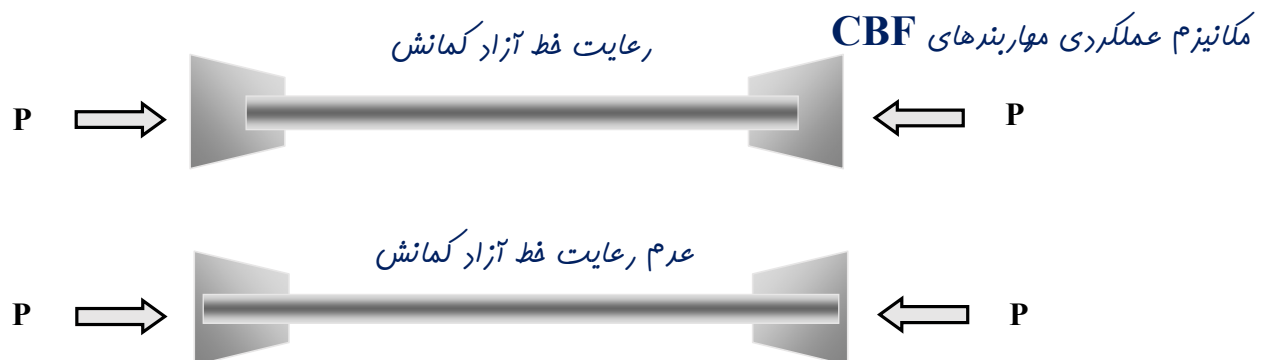
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



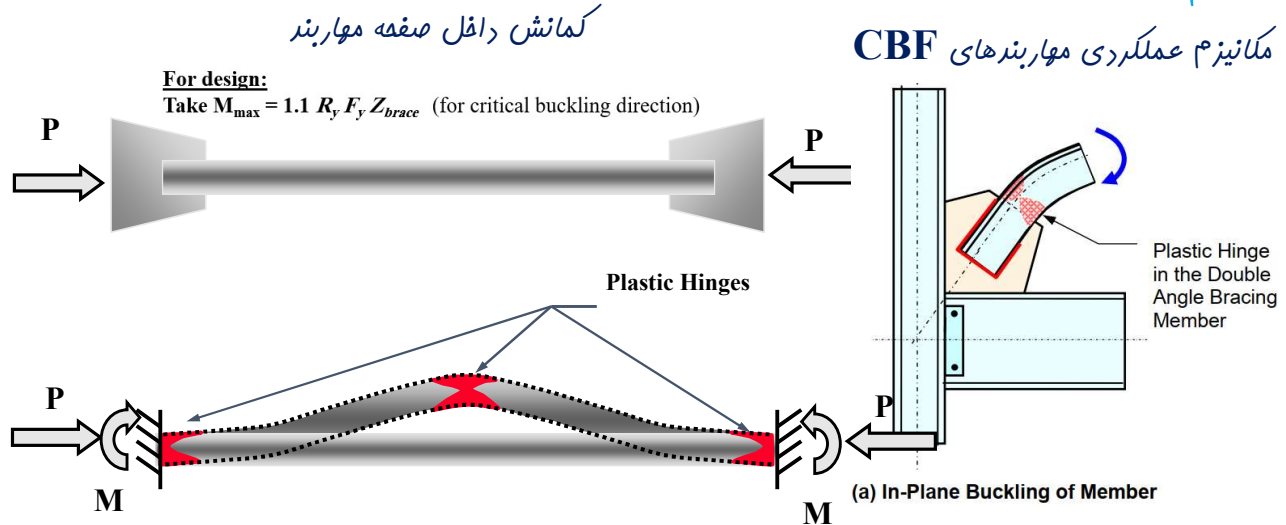
طراحی گاست به روش (Uniform Force Method)

با توجه روند مناسباتی ارائه شده، شکل گاست به هیچ عنوان مربعی یا مستطیلی نخواهد بود. گاست‌های با شکل مربعی یا مستطیلی به دلیل عدم امکان ایجاد لولای فمیری در گاست، مکوم به گسیفتگی گاست می‌باشند.

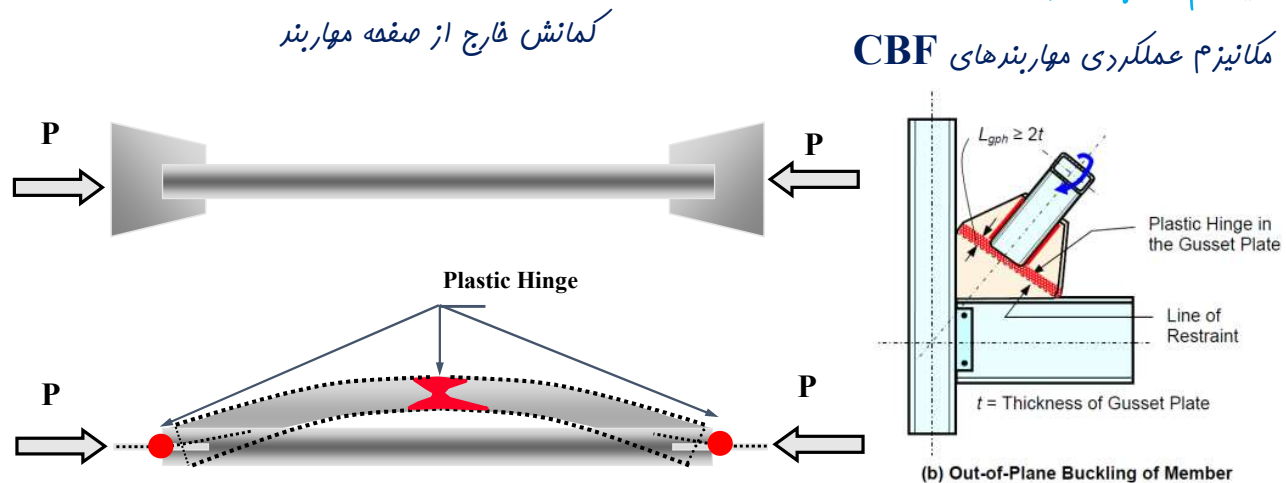
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

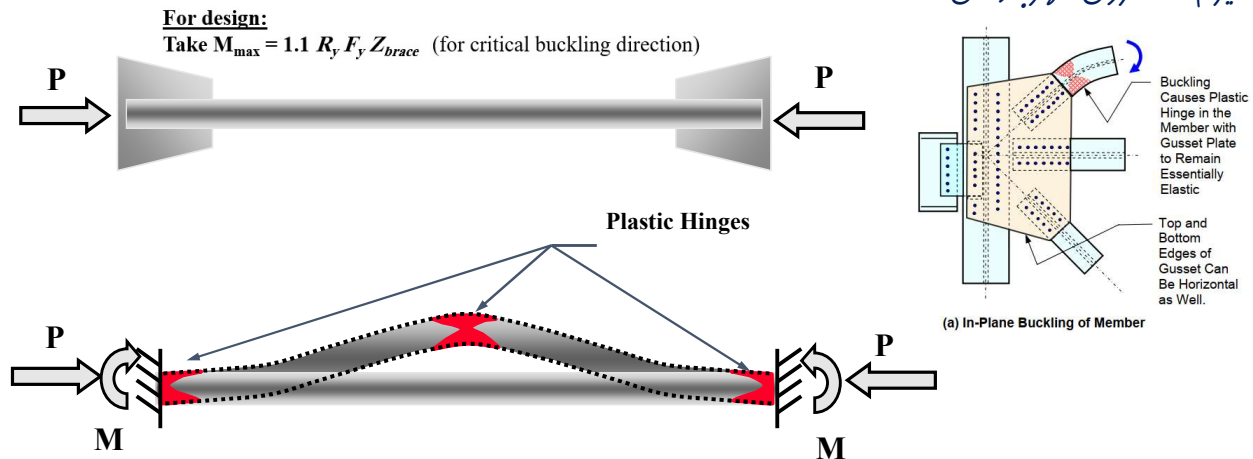


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



کمانش داخل صفحه مهاربند

مکانیزم عملکردی مهاربندهای CBF

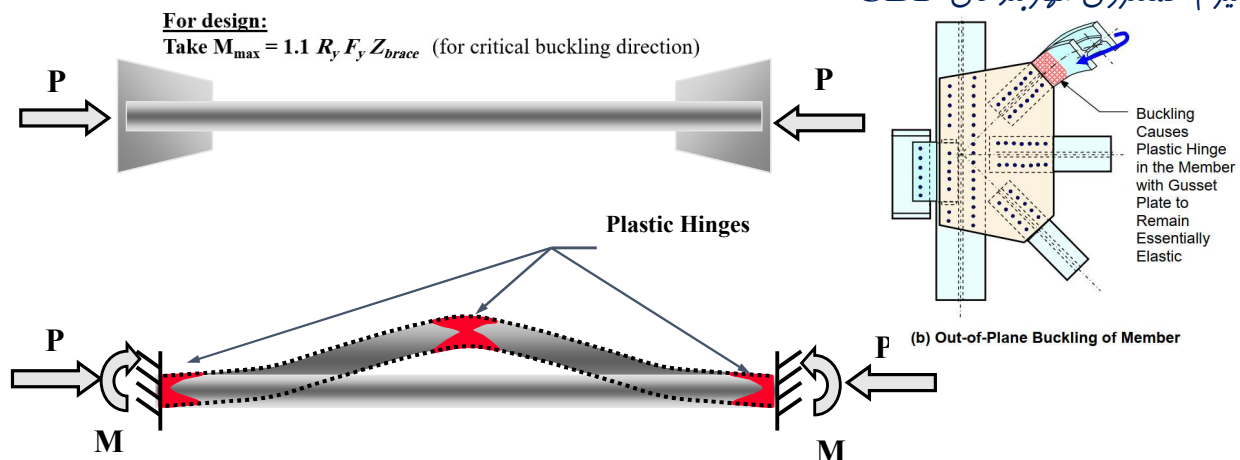


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

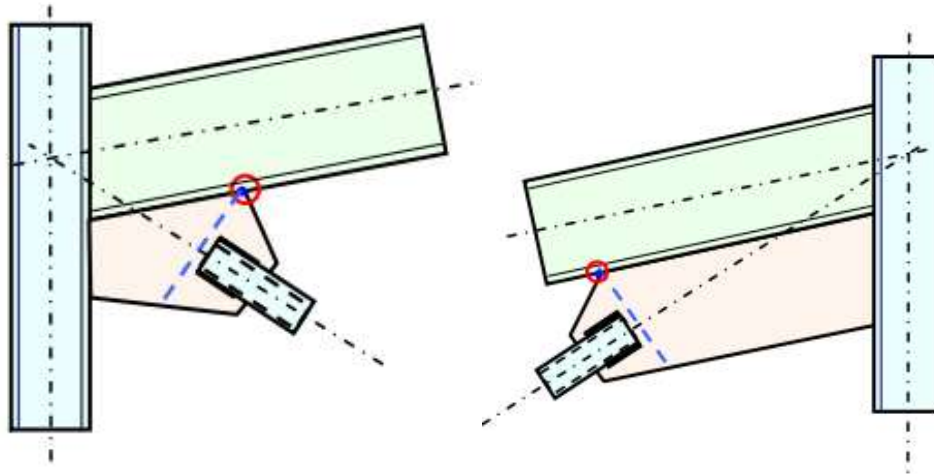


کمانش خارج از صفحه مهاربند

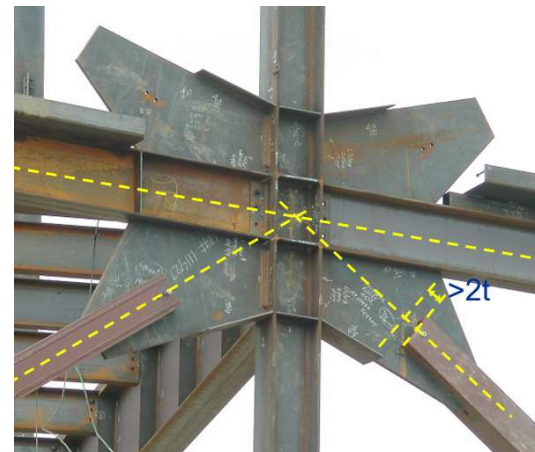
مکانیزم عملکردی مهاربندهای CBF

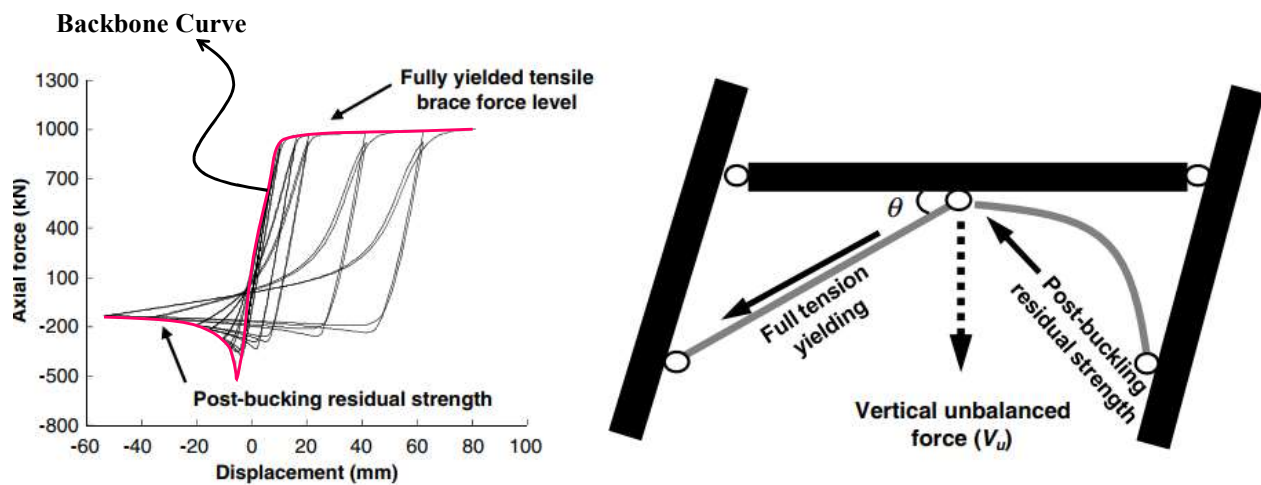
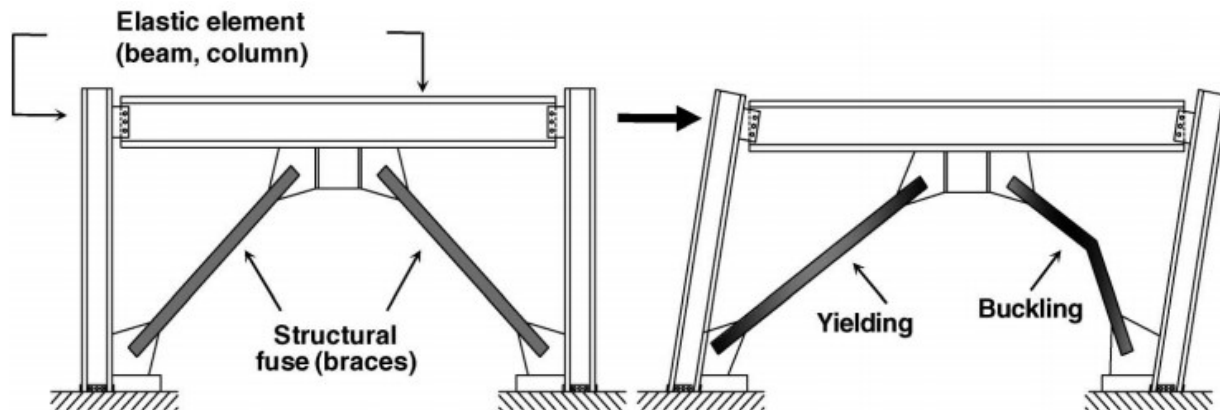


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

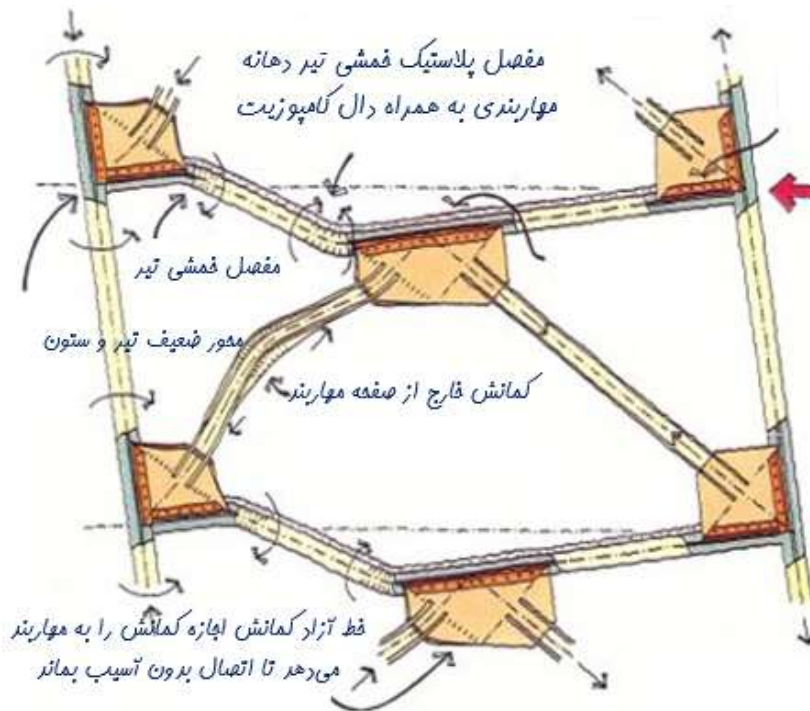
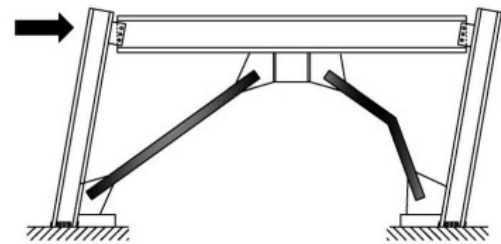
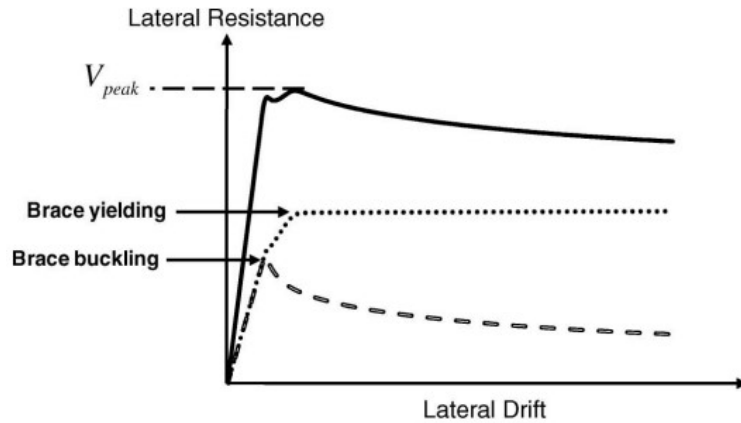






سیستم قاب سازه:

مجموع منفی ظرفیت مهاربند کششی و فشاری، منفی ظرفیت کل سازه را نشان می‌دهد. مهاربند کششی دارای مقاومت و شکل‌پذیری بسیار مناسبی می‌باشد ولی به دلیل کماتش مهاربند فشاری، شاهد زوال مقاومتی در منفی ظرفیت کل سازه هستیم.



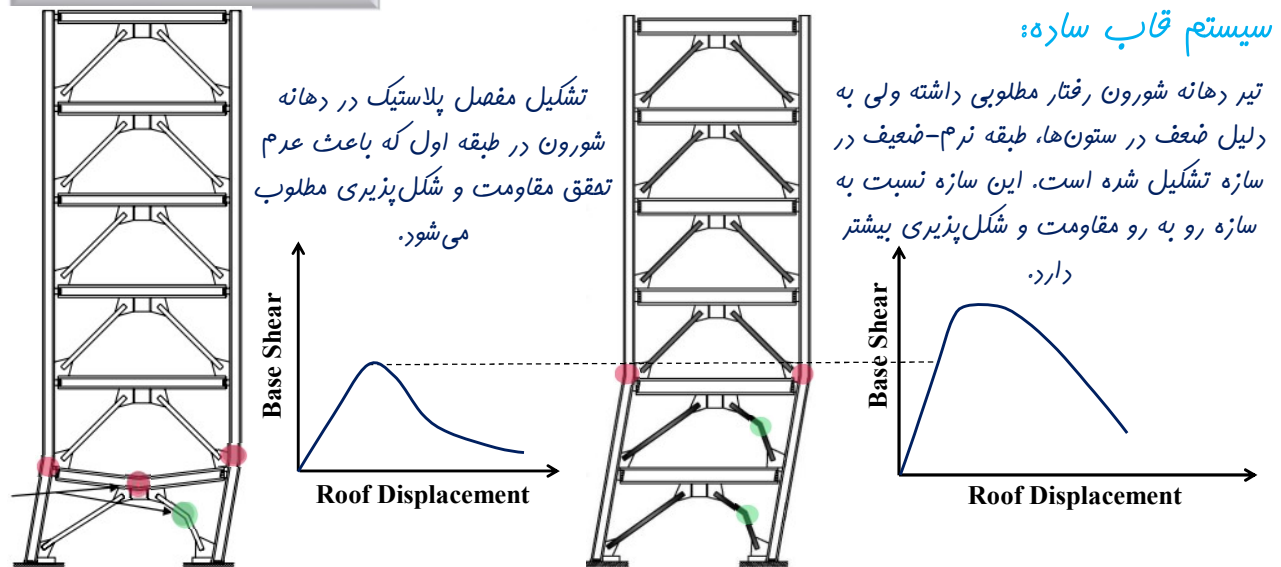
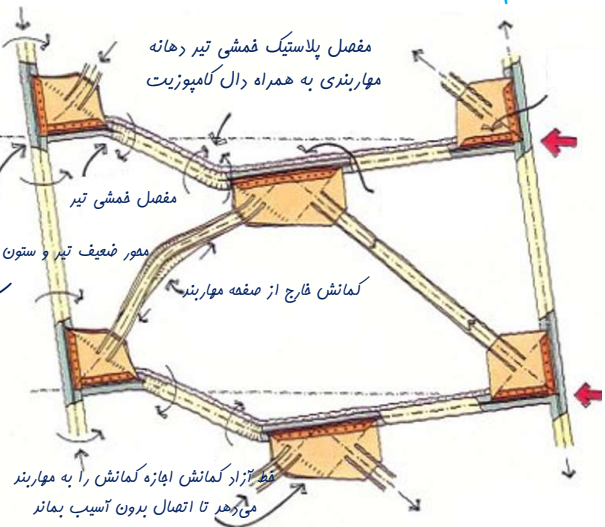
trofit of Existing Buildings

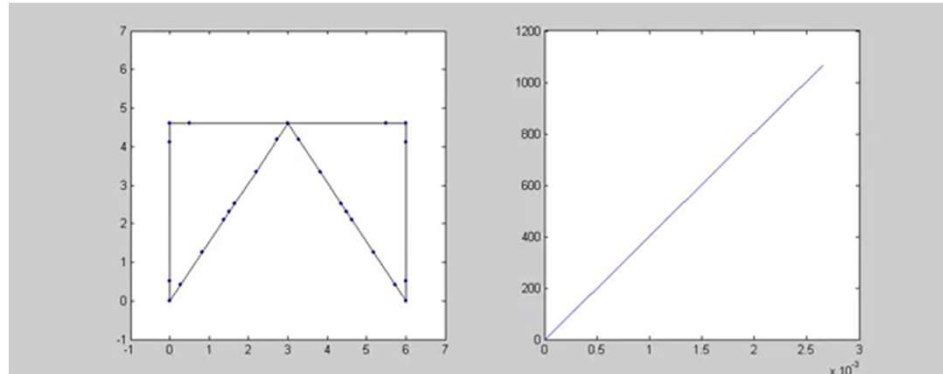
سیستم قاب سازه:

با تشکیل مفصل پلاستیک خمشی در تیر دهانه مهاربند شورون، این تیر بفش اعظمی از سفتی خود را از دست خواهد داد. بنابراین در سیکل بعدی توانایی این را نخواهد داشت مهاربند کماتش یافته را در کشش جاری کند و مهاربند کششی را در فشار قرار دهد. بنابراین در روند باربری لرزه‌ای هتما بایستی این تیر در محدوده ارتجاعی رفتار کند.



شرط رسیدن به اتلاف انرژی بهینه و مطلوب استانداردهای لرزه‌ای، تمقق توالی فرایمی مطلوب می‌باشد. به صورتی که با تشکیل رفتار غیرفقطی در تلاش‌های DC، تلاش‌های FC کاملاً در محدوده الاستیک قرار گیرد. تلاش‌های FC الزاماً ترد و شکننده نمی‌باشند بلکه بعضاً ممکن است با وجود شکل پذیر بودن رفتار ذاتی تلاش، حکم آئین نامه آن را به صورت ترد و شکننده فرض کند. بنابراین می‌توان گفت که تلاش‌های FC به دو دسته ذاتاً ترد و حکماً ترد دسته بندی می‌شوند. فمیش، برش کشش و فشار در تیر دهانه مهاربندهای شورون در آئین نامه به صورت حکماً ترد معرفی می‌شود. در صورت غیر فقطی شدن تلاش‌های حکماً ترد شکل پذیری فرض آئین نامه ممقق نخواهد شد.





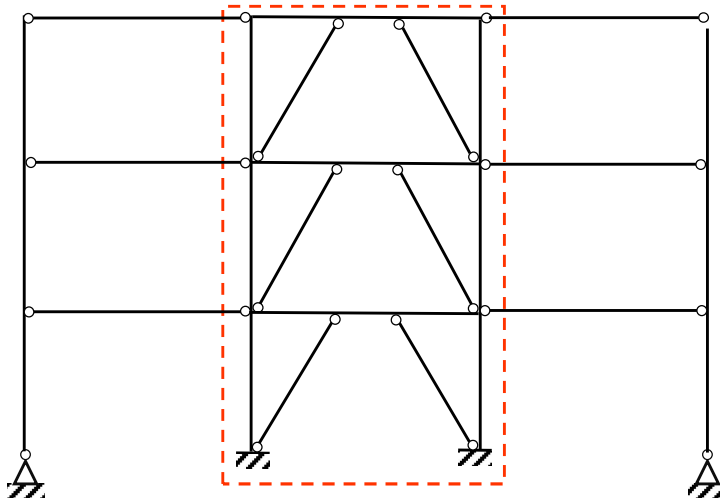
ASCE41-17

تلاش در عضوهای سیستم مهاربند همگرا (CBF)

فشار	کشش	برش	خمش	تلاش	المان
DC	DC	-	-		مهاربند
FC	DC	FC	$\frac{ P_G }{P_{ye}} \leq 0.6 \Rightarrow$ DC $\frac{ P_G }{P_{ye}} > 0.6 \Rightarrow$ FC		ستون لرزه‌بر (ستون کنار مهاربند)
					ستون ثقلی (ستون خارج از دهانه مهاربندی)
					تیر لرزه‌بر (تیر دهانه مهاربندی شورون)
					تیر ثقلی (تیر خارج از دهانه مهاربندی)

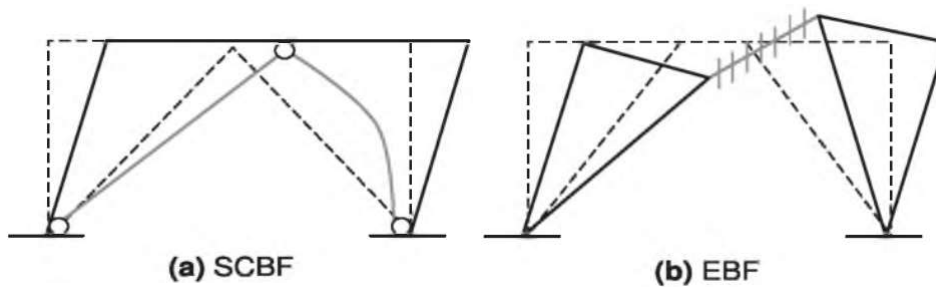
FC : Force Control DC : Deformation Control

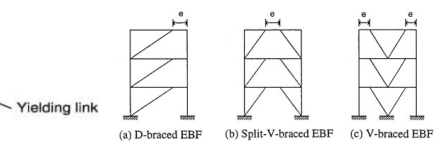
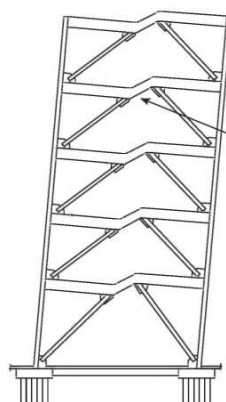
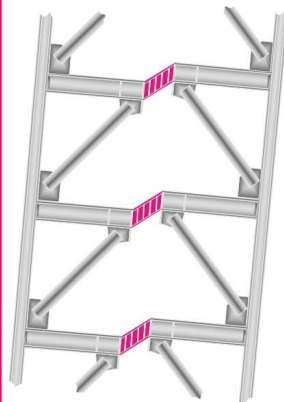
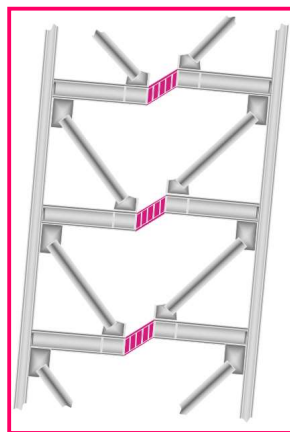
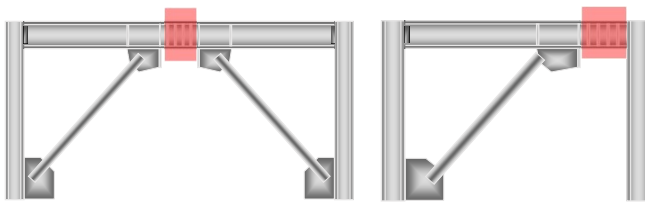
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



- ۱- عناصر قائم (ستون‌ها)
- ۲- عناصر قطری (مهاربندها)
- ۳- عناصر افقی (در سیستم‌هایی که تیرهای شورون و EBF نیز وظیفه باربری لرزه‌ای دارند، سیستم‌های شورون و EBF)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



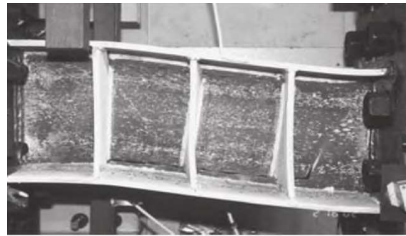


Typical EBF configurations

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



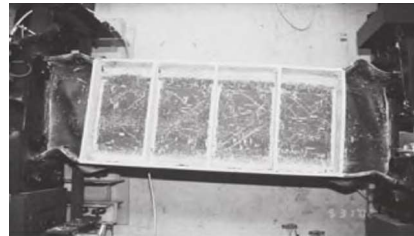
Shear Behaviour



(a) Short link

$$R = 7.0$$

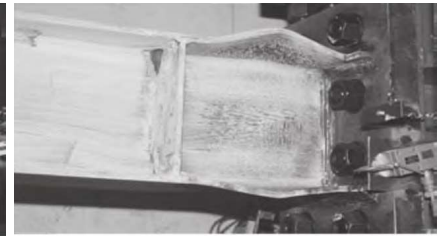
Flexural-Shear Behaviour



(b) Intermediate link

$$R = 6.0$$

Flexural Behaviour



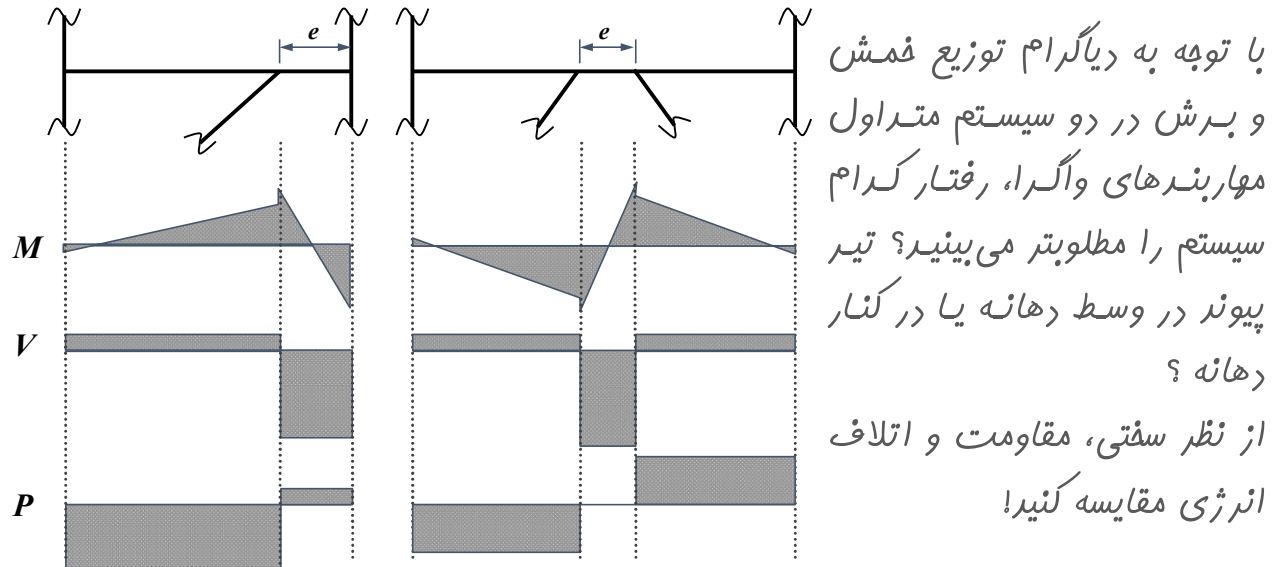
(c) Long link

$$R = 6.0$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



مقایسه سیستم‌های مهاربندی متداول به لحاظ راندمان

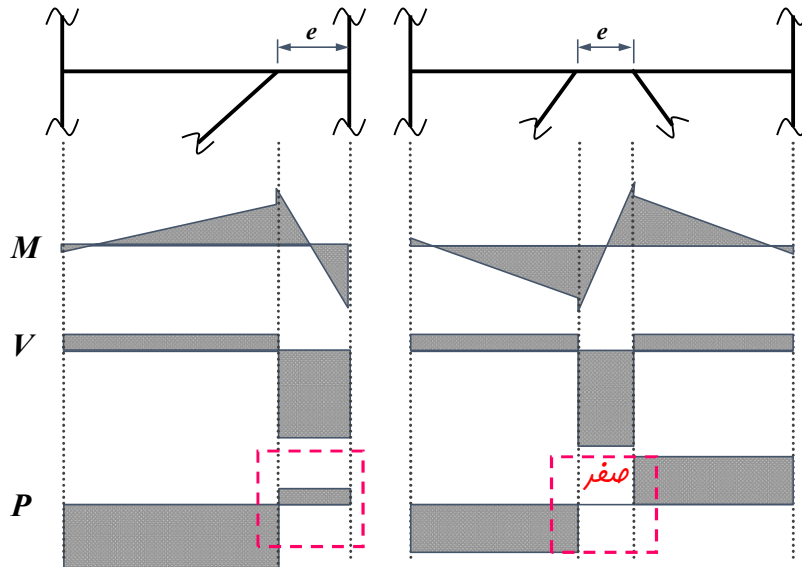


بنا به ۴ دلیل زیر استفاده از سیستم مهاربند و اگر با تیر پیوند کنار ستون توصیه نمی‌شود.



مقایسه سیستم‌های مهاربندی متداول به لحاظ راندمان

۱- نیروی محوری در تیر پیوند کناری:



مقایسه سیستم‌های مهاربندی متداول به لحاظ راندمان

۱- نیروی محوری در تیر پیوند کناری:

$$\text{AISC 341-16} \left\{ \begin{array}{l} \alpha_s P_r / P_y \leq 0.15 \Rightarrow V_p = 0.6 F_y A_{lw} \\ \alpha_s P_r / P_y > 0.15 \Rightarrow V_p = 0.6 F_y A_{lw} \sqrt{1 - (\alpha_s P_r / P_y)^2} \end{array} \right.$$

$$A_{lw} = (d - 2t_f)t_w \text{ for I-shaped link sections} \\ = 2(d - 2t_f)t_w \text{ for box link sections}$$

$$P_r = P_u \text{ (LRFD)}$$

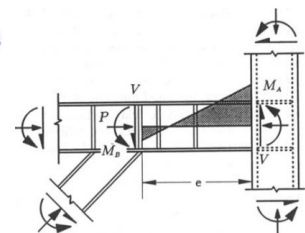
P_u = required axial strength using LRFD load combinations

P_y = axial yield strength = $F_y A_g$

d = overall depth of link, in. (mm)

t_f = thickness of flange, in. (mm)

t_w = thickness of web, in. (mm)



مقایسه سیستم‌های مهاربندی متداول به لحاظ راندمان

۱- نیروی مهوری در تیر پیوند کناری:

ظرفیت تغییر شکل غیرخطی لینک تیر پیوند قبل از فروریزش مقطع

ASCE 41-17

For $|P|/P_{ye} < 0.2$

$$1. e \leq \frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}} \text{ (Shear-Controlled)}$$

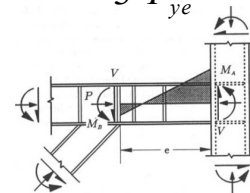
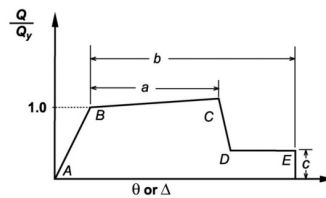
$$\Rightarrow a = 0.15 \text{ rad}$$

For $|P|/P_{ye} \geq 0.2$

$$1. e \leq \frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}} \text{ (Shear-Controlled)}$$

$$\Rightarrow a = 0.225 \left(1 - \frac{5}{3} \frac{|P|}{P_{ye}}\right) \geq 0$$

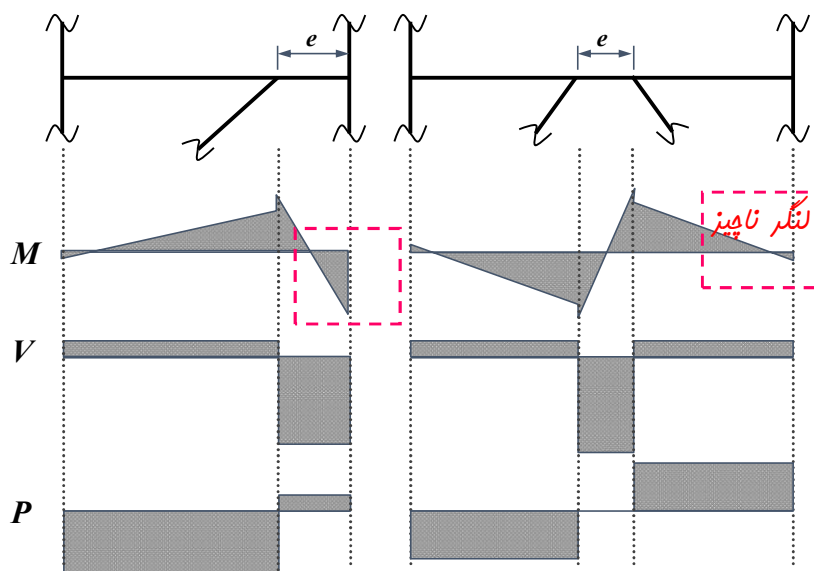
$$a = 0.225 \left(1 - \frac{5}{3} \times 0.2\right) = 0.15$$



مقایسه سیستم‌های مهاربندی متداول به لحاظ راندمان

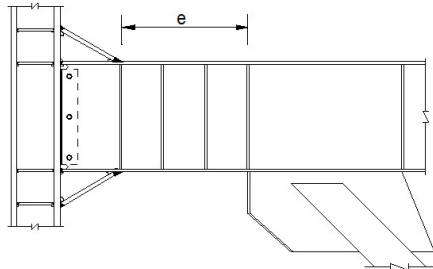
۲- انتقال لنگر عظیم از تیر پیوند

کناری به ستون:



مقایسه سیستم‌های مهاربندی متداول به لحاظ راندمان

۳- احتمال شکست ترد در جوش اتصال تیرپیوندکناری به ستون:

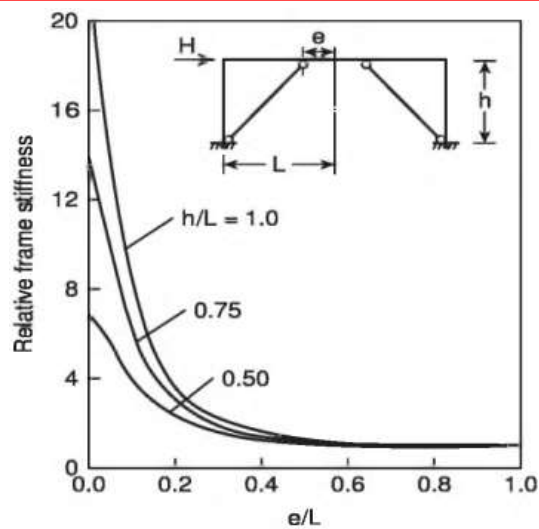
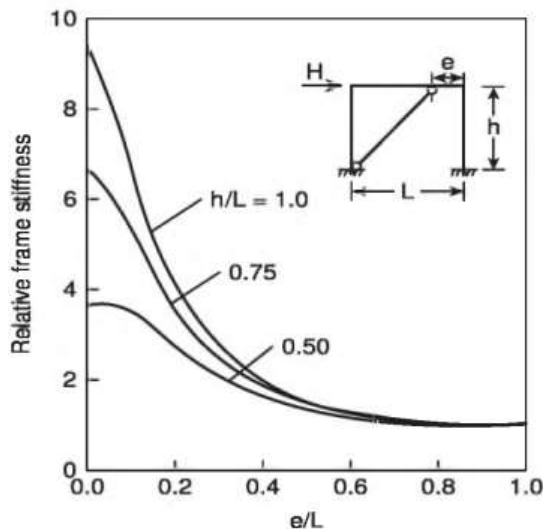


اتصال تیر پیوندکناری به ستون، باید علاوه بر انتقال لنگر فمشی انتهایی تیرپیوند به ستون، قادر به تحمل حداکثر دوران تیر پیوند نیز باشد. بنابراین این اتصال باید براساس یکی از احتمالات از پیش تایید شده طراحی شود. برش و لنگر طراحی اتصال برابر با:

$$\begin{cases} V = R_y V_p \\ M = \min \left(M_p, \frac{e V_p}{2} \right) \end{cases}$$

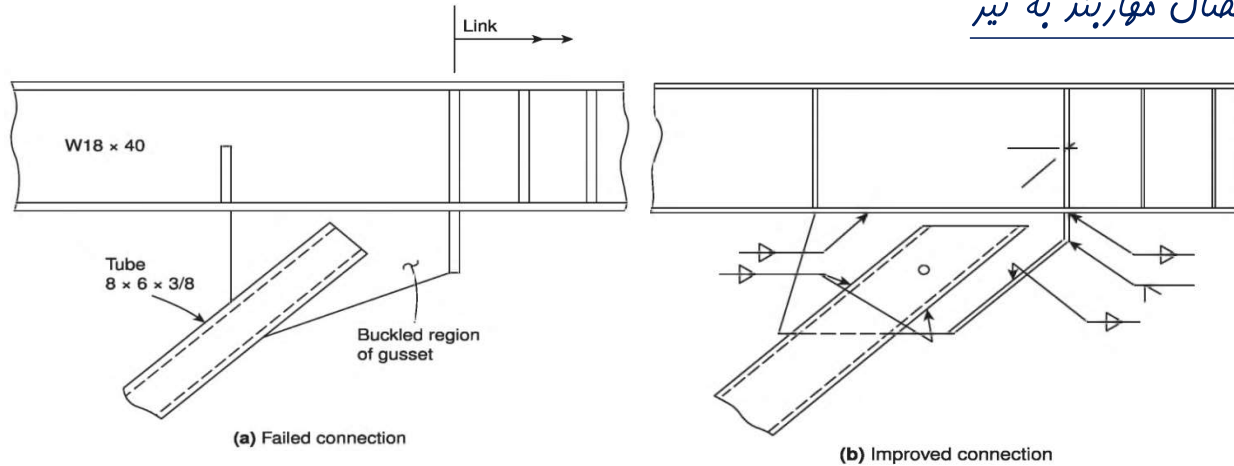
مقایسه سیستم‌های مهاربندی متداول به لحاظ راندمان

۴- سفتی جانبی کمتر در حالتی که تیر پیوندکناری استفاده می‌شود:



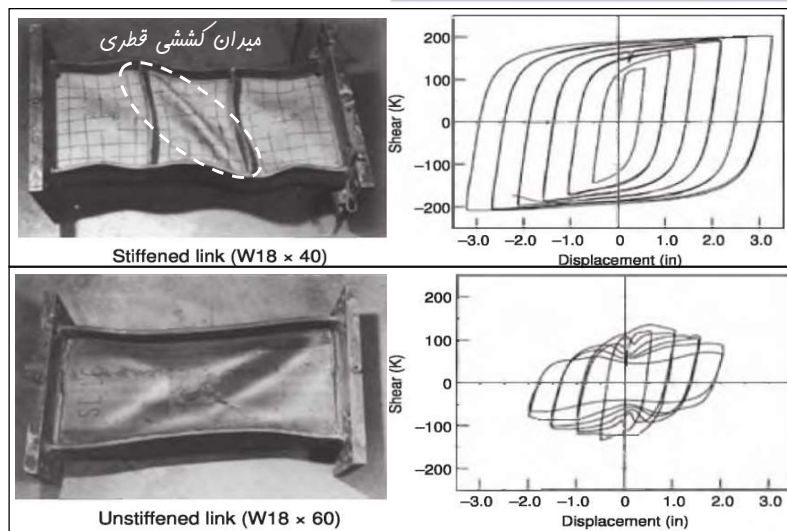


اتصال مهاربند به تیر



سیستم قاب ساره (EBF)

تاثیر وجود سفت کننده در لینک تیر پیوند:



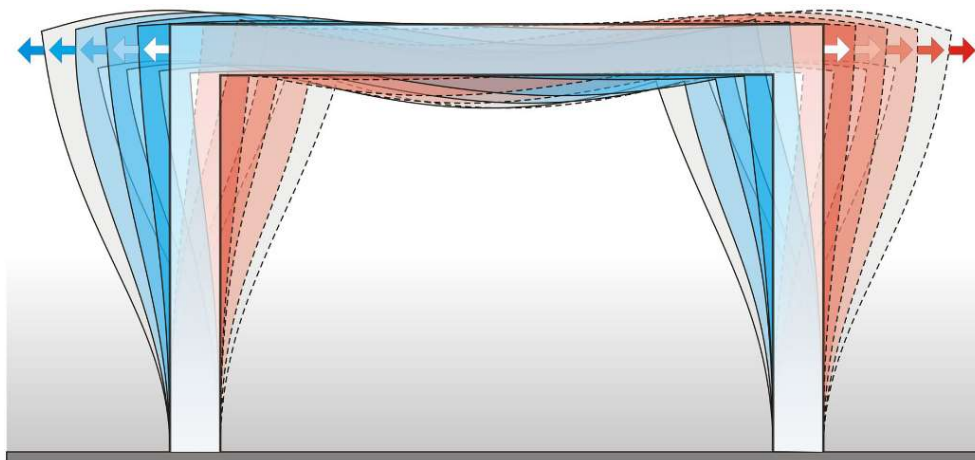


ASCE41-17

تلاش در عضوهای سیستم مهاربند واگرا (EBF)

المان	تلاش	خمش	برش	کشش	فشار
المان مهاربندی واگرا		-	-	FC	FC
ستون لرزه‌بر (ستون کنار مهاربند)		$\frac{ P_G }{P_{ye}} \leq 0.6 \Rightarrow$ DC $\frac{ P_G }{P_{ye}} > 0.6 \Rightarrow$ FC	FC	FC	FC
ستون ثقلی (ستون خارج از دهانه مهاربندی)					
لینک تیر پیوند					
تیر خارج از پیوند و تیرهای ثقلی					

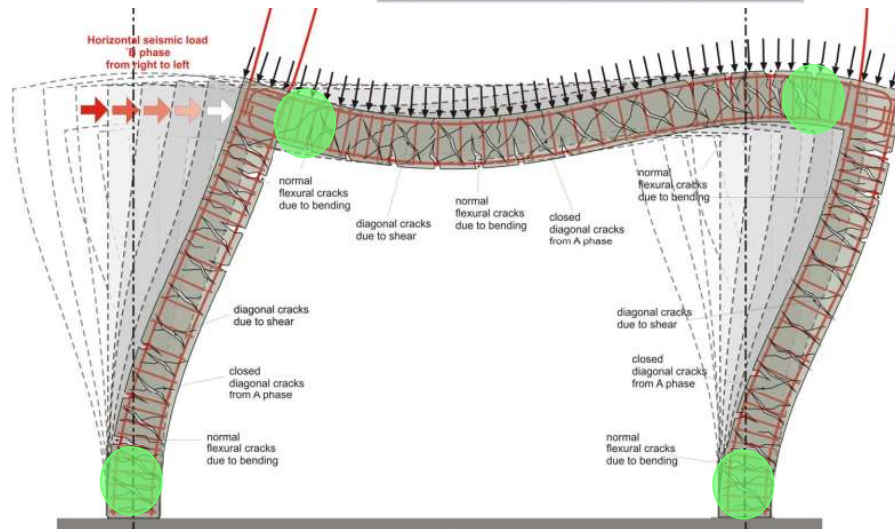
FC : Force Control DC : Deformation Control



سیستم قاب خمشی

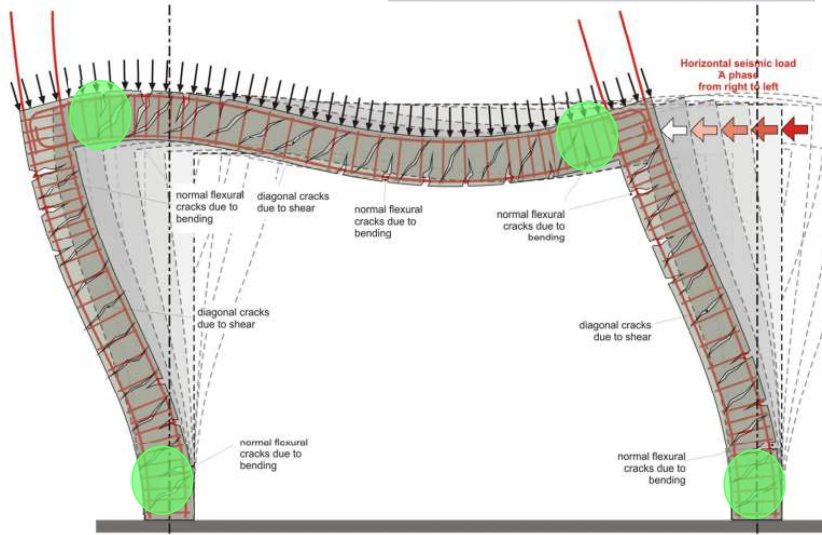
سیستمی است که در آن با گیردار کردن اتصالات تیر به ستون پایداری و مقاومت جانبی تامین می‌شود. بنابراین تیرهای و ستون‌ها در کنار هم تشکیل دهانه‌های مقاوم و پایدار در برابر زلزله فوآهند دار.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



سیستمی است که در آن با گirdار کردن اتصالات تیر به ستون پایداری و مقاومت جانبی تامین می‌شود. بنابراین تیرها و ستون‌ها در کنار هم تشکیل دهانه‌های مقاوم و پایدار در برابر زلزله فوهند دارد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



مکانیزم عملکردی سیستم‌های قاب خمشی برای اتلاف انرژی زلزله، از طریق تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در تیرها و ستون‌ها می‌باشد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

شکل پذیری المان‌های سازه‌ای | سیستم مقاوم برابر جانبی | شکل پذیری سازه

پیکربندی سازه‌ای (توالی خرابی مطلوب) | تعداد المان‌های برابر لرزه‌ای و نحوه آرایش آنها | سیستم قاب خمشی

1 $k_1 = 2 \left(\frac{3EI_C}{h^3} \right) = \frac{6EI_C}{h^3}$

2 $k_2 = \frac{12EI_C}{h^3} \frac{6+\alpha}{3+2\alpha}$, $\alpha = \frac{LI_C}{hI_B}$

3 $k_3 = 2 \left(\frac{12EI_C}{h^3} \right) = \frac{24EI_C}{h^3}$

اگر تیر قاب ۲ صلب و گیردار باشد. $\lim_{I_B \rightarrow \infty} k_2 = \lim_{I_B \rightarrow \infty} \frac{12EI_C}{h^3} \frac{6+\alpha}{3+2\alpha} = \lim_{\alpha \rightarrow 0} \frac{12EI_C}{h^3} \frac{6+\alpha}{3+2\alpha} = \frac{12EI_C}{h^3} \frac{6}{3} = \frac{24EI_C}{h^3} = k_3$

اگر تیر قاب ۲ دو سر مفصل باشد. $\lim_{I_B \rightarrow 0} k_2 = \lim_{I_B \rightarrow 0} \frac{12EI_C}{h^3} \frac{6+\alpha}{3+2\alpha} = \lim_{\alpha \rightarrow \infty} \frac{12EI_C}{h^3} \frac{6+\alpha}{3+2\alpha} = \frac{12EI_C}{h^3} \frac{\alpha}{2\alpha} = \frac{6EI_C}{h^3} = k_1$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

شکل پذیری المان‌های سازه‌ای | سیستم مقاوم برابر جانبی | شکل پذیری سازه

پیکربندی سازه‌ای (توالی خرابی مطلوب) | تعداد المان‌های برابر لرزه‌ای و نحوه آرایش آنها | سیستم قاب خمشی

2 $k_2 = 12 \frac{EI_C}{h^3} \frac{6+\alpha}{3+2\alpha}$, $\alpha = \frac{LI_C}{hI_B}$

$I_C = \frac{50 \times 50^3}{12}$, $I_B = \frac{40 \times 60^3}{12}$, $\left\{ \begin{array}{l} L = 6m \\ h = 3m \end{array} \right. \Rightarrow \alpha = \frac{6}{3} \frac{\frac{1}{12} 50^4}{40 \times 60^3} = 1.446$

$\Rightarrow k_2 = \frac{12EI_C}{h^3} \times \frac{6+1.446}{3+2 \times 1.446} = 15.162 \frac{EI_C}{h^3}$

این تغییر شکل فقط شامل تغییر شکل‌های خمشی است که بایستی اثرات برشی و محوری به آن اضافه شود. تغییر شکل سازه در نرم افزار Sap2000 برابر با 1.955 سانتی متر است.

$$\left\{ \begin{array}{l} f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow E = 233646.33 \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow k_2 = 68.33 \frac{ton}{cm^2} \\ w = 2400 \frac{kg}{m^3} \quad F = 100ton \Rightarrow \delta_{flexural} = \frac{100}{68.33} = 1.463cm \end{array} \right.$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

شکل پذیری المان‌های سازه‌ای سیستم مقاوم باربر جانبی شکل پذیری سازه

پیکربندی سازه‌ای (توالی خرابی مطلوب)

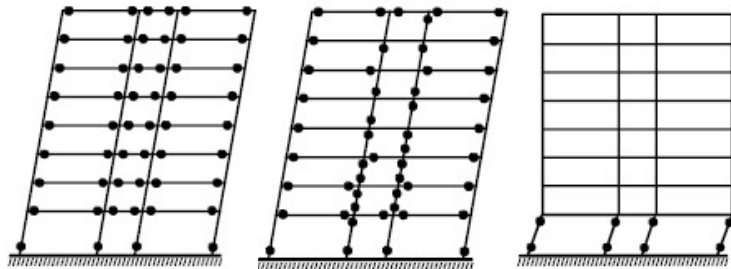
شکل پذیری سازه

سیستم مقاوم باربر جانبی

شکل پذیری المان‌های سازه‌ای

تعداد المان‌های باربر لرزه‌ای و نحوه آرایش آنها

سیستم قاب خمشی



مکانیزم ستون مکانیزم ترکیبی مکانیزم تیر

مکانیزم عملکرد قاب خمشی :

مکانیزم عملکردی سیستم‌های قاب خمشی برای اتلاف انرژی زلزله از طریق تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در تیرها و ستون‌ها می‌باشد.

مکانیزم ایره‌آل در این سیستم‌ها به نحوی ایست که در ابتدا در تمامی تیرها، مفاصل پلاستیک خمشی تشکیل شود و ستون‌ها در تمامی طبقات در محدوده ارتجاعی باقی بمانند و در گام آخر در محل پای ستون‌های متصل به خونداسیون مفصل خمشی تشکیل شود.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

شکل پذیری المان‌های سازه‌ای سیستم مقاوم باربر جانبی شکل پذیری سازه

پیکربندی سازه‌ای (توالی خرابی مطلوب)

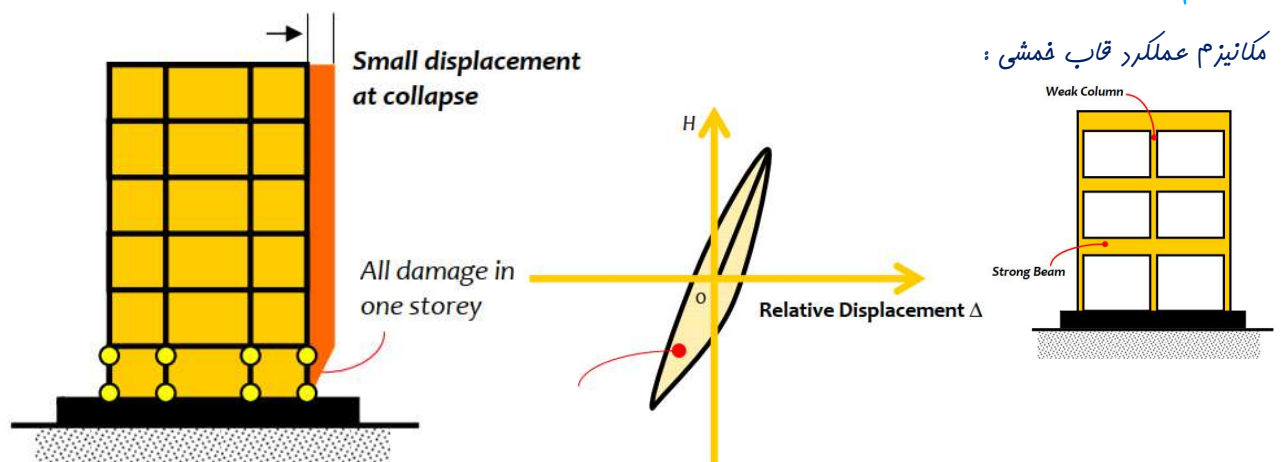
شکل پذیری سازه

سیستم مقاوم باربر جانبی

شکل پذیری المان‌های سازه‌ای

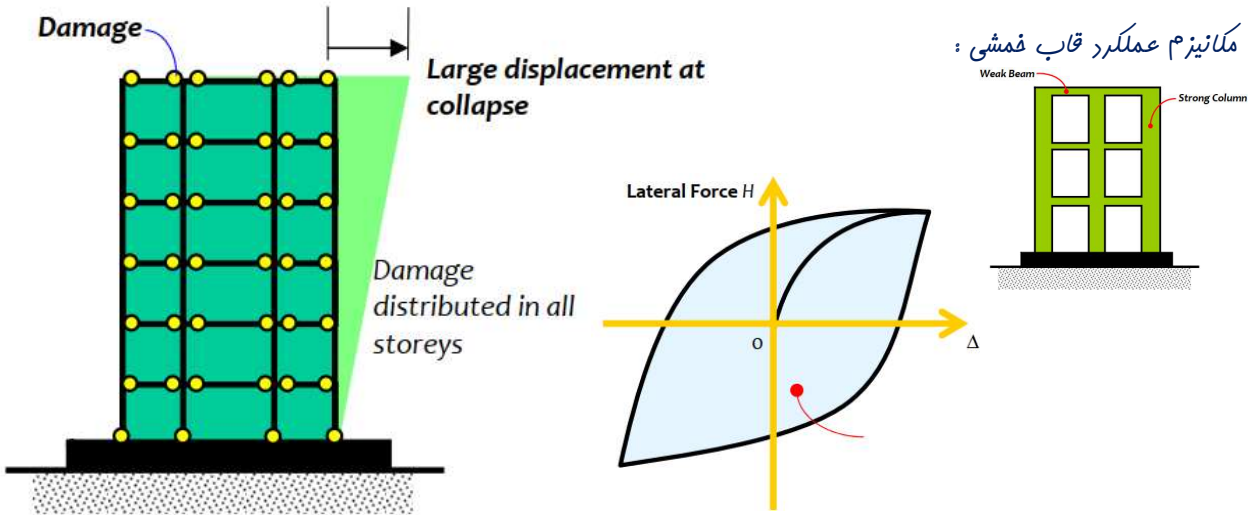
تعداد المان‌های باربر لرزه‌ای و نحوه آرایش آنها

سیستم قاب خمشی

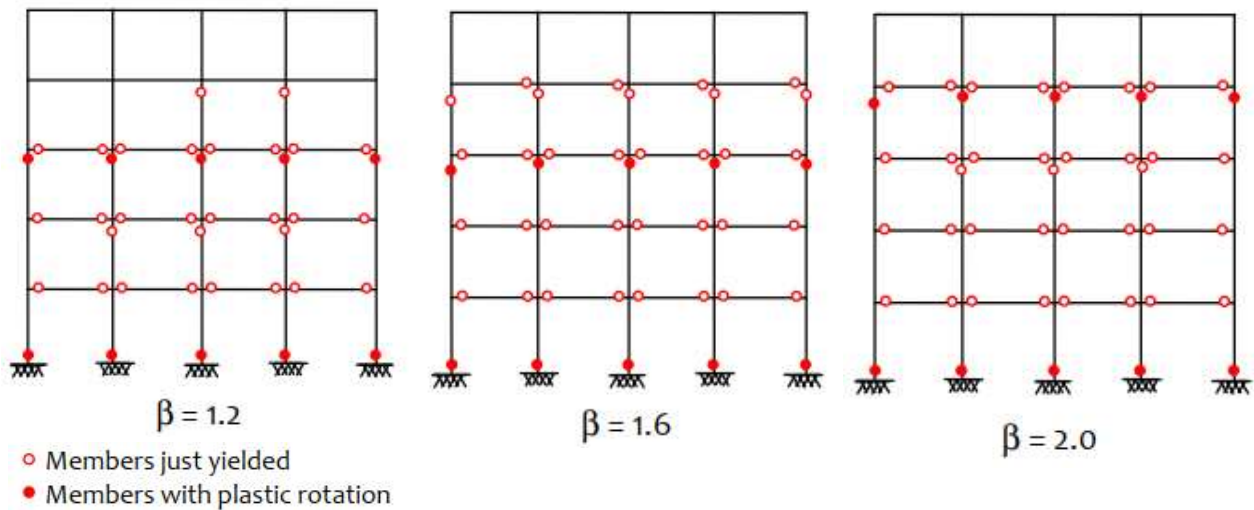


مکانیزم عملکرد قاب خمشی :

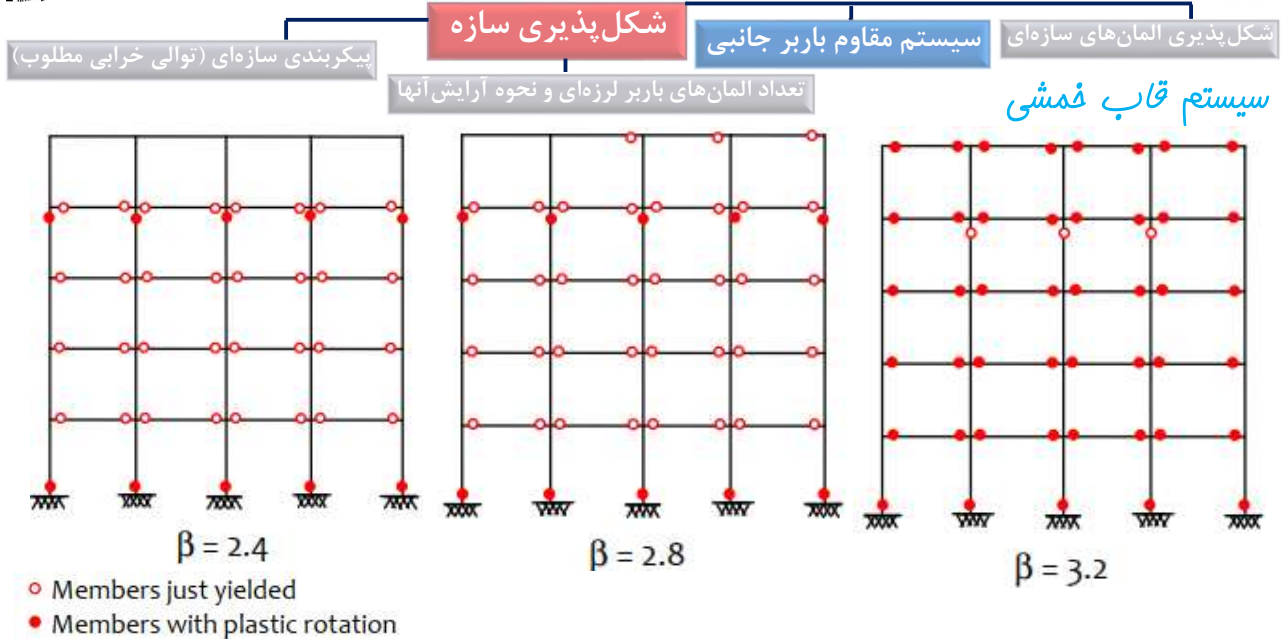
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



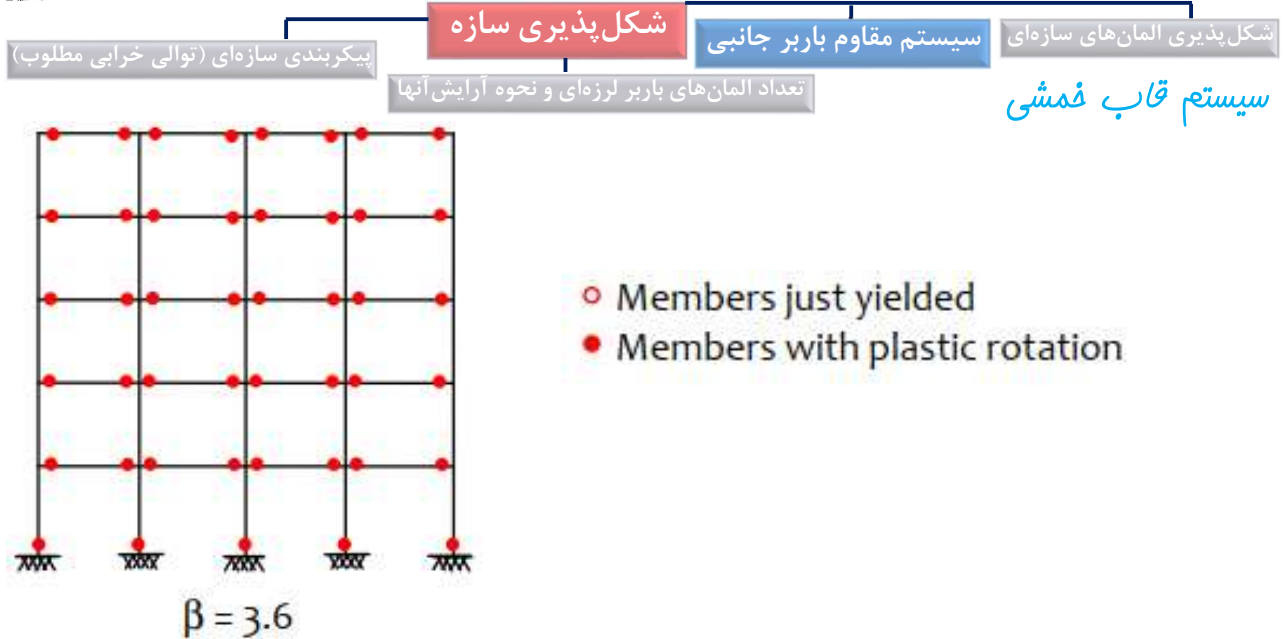
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

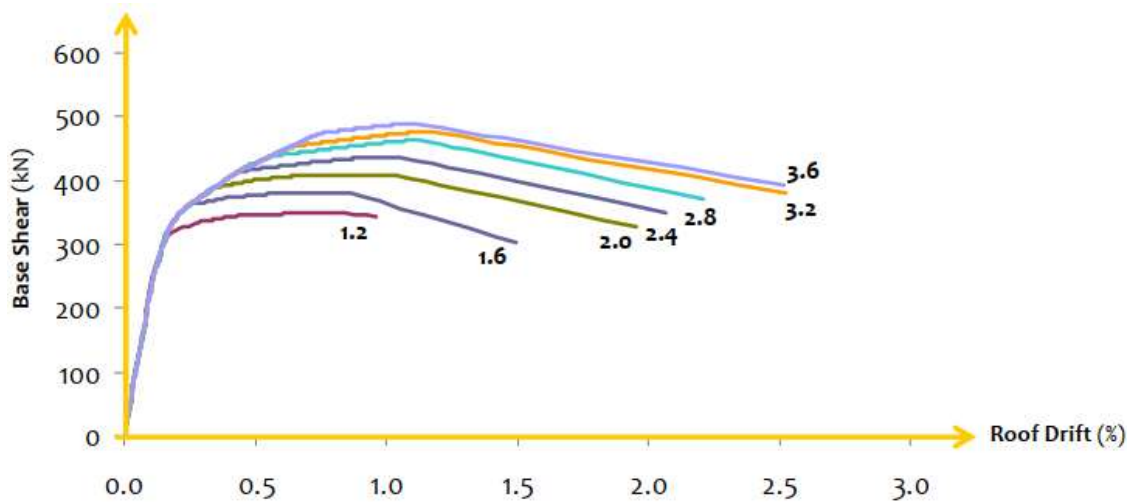


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

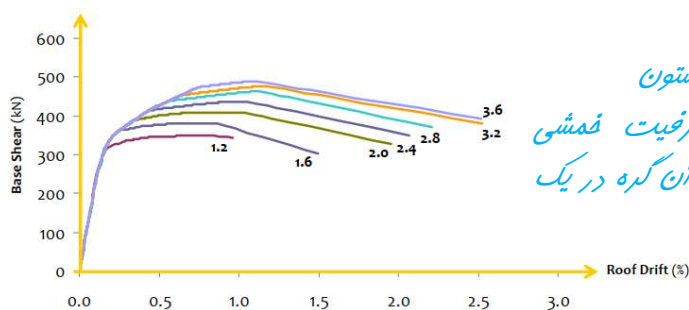


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



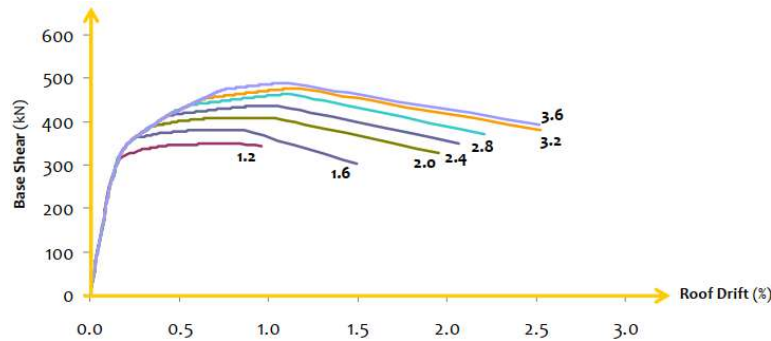


قابلیت ایجاد خسارات قابل ملاحظه (بدون ناپایداری جانبی و ثقلی سافتمان) در اکثریت قریب اتفاق تیرهای سافتمان با تحقق ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی میسر می‌گردد، بضمیمه اگر زلزله بسیار شدید باشد. چنین دوام عملکردی سافتمان به دلیل سالم ماندن ستون‌ها (اعضایی که وظیفه تامین پایداری جانبی و ثقلی سافتمان را دارند) تحت یک زلزله شدید به دست می‌آید، طراحی چنین ستون‌هایی از طریق طراحی براساس ظرفیت انجام می‌گردد. پارامترهای اصلی در این طراحی به قرار زیر می‌باشد:



- ۱- جلوگیری از شکست ترد برشی در ستون‌ها و تیرها
- ۲- جلوگیری از شکست برشی ترد در اتصال تیر به ستون
- ۳- حصول اطمینان از بزرگتر بودن مجموع ظرفیت خمشی ستون‌های یک گره نسبت به تیرهای متصل شده به آن گره در یک راستای مشخص

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



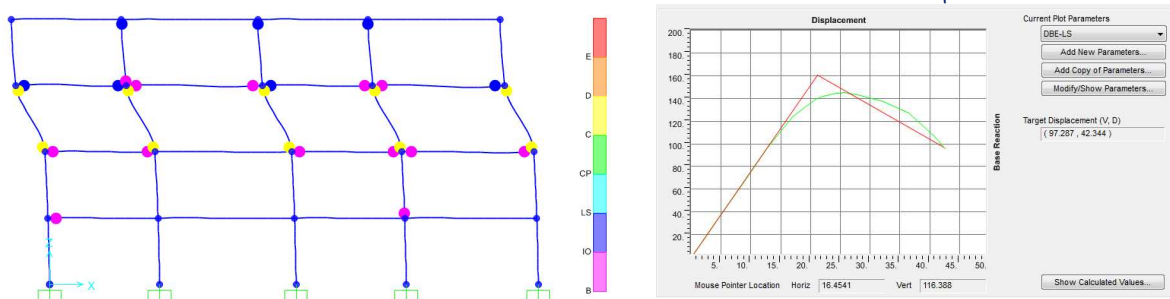
اعداد نشان داده شده در نمودار بالا نشان دهنده نسبت ظرفیت خمشی ستون‌ها به ظرفیت خمشی تیرهای یک گره می‌باشد. همانطور که ملاحظه می‌گردد با افزایش این ضریب (افزایش این ضریب از طریق افزایش ظرفیت خمشی ستون تامین می‌گردد) شکل پذیری کلی ساختمان به صورت قابل ملاحظه افزایش می‌یابد.

با تامین این ضابطه یک ساختمان با ردیف شکل پذیری متوسط تبدیل به ساختمانی با ردیف شکل پذیری ویژه خواهد شد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



توزیع مفاصل پلاستیک هر چه گسترده‌تر باشد به همان اندازه اتلاف انرژی سازه بالاتر بوده و دوام عملکردی جانبی و ثقلی ساختمان مطلوب‌تر خواهد بود. در یک ساختمان مشخص هر قدر المان‌های لرزه‌بر قائم (ستون‌ها و دیوارهای برشی) دیرتر از سایر المان‌ها وارد حوزه غیرخطی شوند به همان اندازه دوام عملکردی مذکور قابلیت اعتماد بیشتری خواهد داشت. ولی در صورتی که المان‌های بار قائم زودتر غیرخطی شوند به دلیل وجود بارهای عمودی قابل ملاحظه شاهد ناپایداری جانبی و ثقلی در یک طبقه مشخص یا در کل سازه خواهیم بود که در نهایت به صورت زوال مقاومتی شدید در منحنی ظرفیت سازه نمایان خواهد شد.

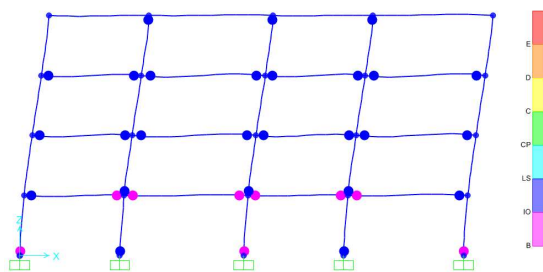


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



سیستم قاب خمشی

توزیع مفاصل پلاستیک هر چه گسترده‌تر باشد به همان اندازه اتلاف انرژی سازه بالاتر بوده و دوام عملکردی جانبی و ثقلی ساختمان مطلوب‌تر خواهد بود. در یک ساختمان مشفص هر مقدار المان‌های لرزه‌بر قائم (ستون‌ها و دیوارهای برشی) دیرتر از سایر المان‌ها وارد حوزه غیرخطی شوند به همان اندازه دوام عملکردی مذکور قابلیت اعتماد بیشتری خواهد داشت. ولی در صورتی که المان‌های بار قائم زودتر غیرخطی شوند به دلیل وجود بارهای عمودی قابل ملاحظه شاهد ناپایداری جانبی و ثقلی در یک طبقه مشفص یا در کل سازه خواهیم بود که در نهایت به صورت زوال مقاومتی شدید در منحنی ظرفیت سازه نمایان خواهد شد.



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



ASCE41-17

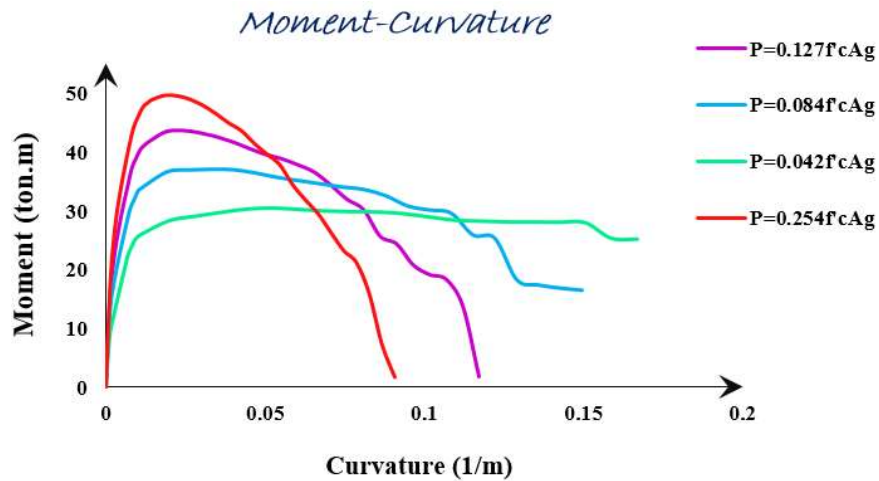
سیستم قاب خمشی

DC or FC Actions in MRF System

Action Element	Flexure	Shear	Axial Actions	
			Compression	Tension
RC Beam	DC	FC	FC	
RC Column	$\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} < 0.7 \Rightarrow \text{DC}$ $\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \geq 0.7 \Rightarrow \text{FC}$			

FC : Force Control DC : Deformation Control

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

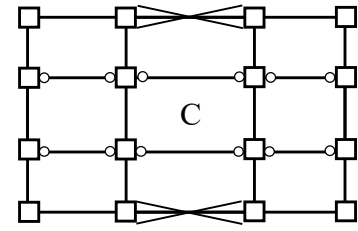
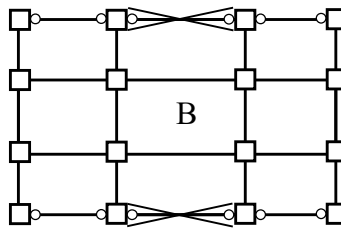
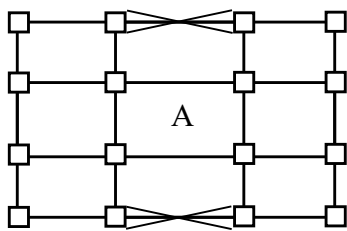


DC or FC Actions in MRF System

Action Element	Flexure	Shear	Axial Actions	
			Compression	Tension
Steel Beam	DC			
Steel Column	$\frac{P_G}{P_{yE}} < 0.6 \Rightarrow$ DC			
	$\frac{P_G}{P_{yE}} \geq 0.6 \Rightarrow$ FC			

FC : Force Control DC : Deformation Control

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



مشخصاً به دلیل استفاده از دو سیستم قاب خمشی و مهاربندی در یک راستای مشخص باعث غیراقتصادی شدن این سازه‌ها خواهد شد.

سوال مهم: چه زمانی استفاده از این سیستم‌ها توجیه‌پذیر خواهد شد؟

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



این سیستم به دلیل داشتن تعداد دهانه‌های لرزه‌بر زیاد، درجه نامعینی مطلوبی داشته بنابراین از نظر توزیع مفاصل پلاستیک و اتلاف انرژی شرایط ایده‌آلی دارد (تعداد بسیار زیادی مفاصل پلاستیک به تناوب تشکیل شده و هر یک بخشی از اتلاف انرژی را به عهده فوهند گرفت).

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



به دلیل نیروی بسیار زیاد زلزله، برای ارضای معیار مقاومتی و سفتی در این سیستم، نیاز به اعضایی با نمره نسبتاً بالا می‌باشد. برای سازه‌های عرف، معمولاً معیار سفتی حاکم بوده و ابعاد المان‌ها اخذ شده فوهند شد. بخصوص وقتی سازه بتنی باشد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



به جز دهانه‌های مهاربندی شده، در سایر دهانه‌ها نمره اعضا سبک فواید بود و از این نظر این سیستم مطلوب می‌باشد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



به دلیل لرزه‌بر بودن تعدادی دهانه محدود، در این سیستم درجه نامعینی به مراتب کمتر از سیستم قالب خمشی فواید بود.



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



ضابطه تامین اتلاف انرژی نظیر با سیستم‌های دوگانه:

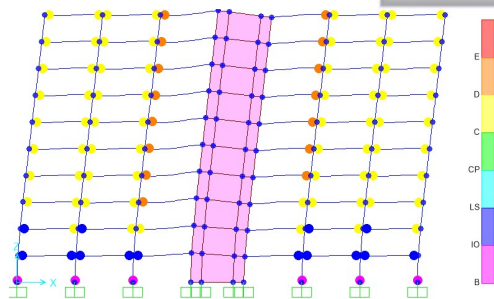
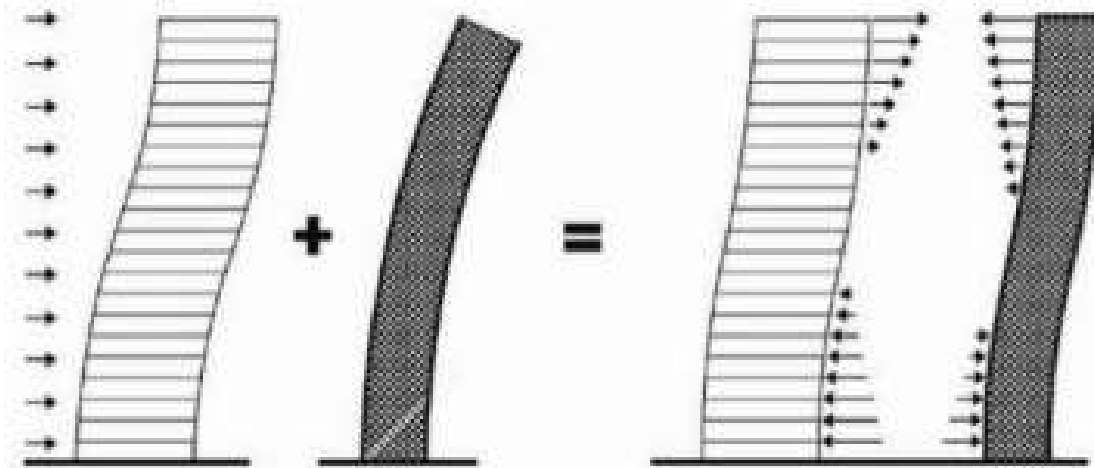
صرف ترکیب قاب خمشی با دیوارهای برشی یا مهاربندی به این معنی نیست که می‌توان از ضریب رفتار، نظیر با سیستم‌های دوگانه استفاده کرد. مطابق با ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰، شرط لازم برای استفاده از اتلاف انرژی سیستم دوگانه آن است که بخش قابی (تیرها و ستون‌ها) در هر طبقه قادر به تحمل ۲۵٪ نیروی زلزله، و مهاربندها یا دیوارهای برشی نیز در هر طبقه قادر به تحمل ۵۰٪ نیروی زلزله باشند.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



۴-۸-۱ سیستم دوگانه یا ترکیبی
 ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰
 پ- قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.

۴-۹-۱ سیستم دوگانه یا ترکیبی
 ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰
 پ- قاب‌های خمشی مستقلاً قادرند حداقل ۲۵ درصد نیروی جانبی وارد به ساختمان را تحمل کنند.



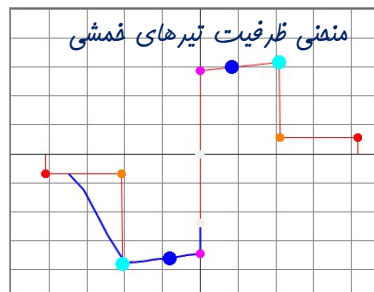
توزیع خرابی در قاب دوگانه بتن آرمه:

دیوار برشی براساس روش فایبر و قاب خمشی براساس روش مفصل پلاستیک غیرخطی شده است. به دلیل تامین پایداری ثقلی و جانبی توسط دیوار برشی امکان استفاده از حداکثر شکل پذیری قاب وجود خواهد داشت.

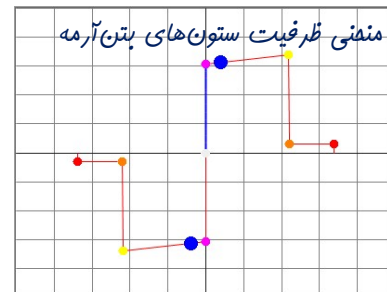
در طبقات تحتانی ابتدا دیوار تسلیم شده و سپس قابهای خمشی وظیفه باربری را به عهده خواهند داشت. لذا در طبقات تحتانی دیوار زودتر از تیرهای خمشی دچار فروریزش می‌شود. در حالی که در طبقات بالایی ابتدا قاب خمشی تسلیم شده و سپس وظیفه باربری به عهده دیوار خواهد بود. بنابراین در طبقات فوقانی شاهد فروریزش تیرهای خمشی هستیم.



شکل‌پذیری قابل ملاحظه دیوار برشی در طبقه اول - به دلیل وجود المان‌های مرزی با مصهورشدگی بسیار بالا



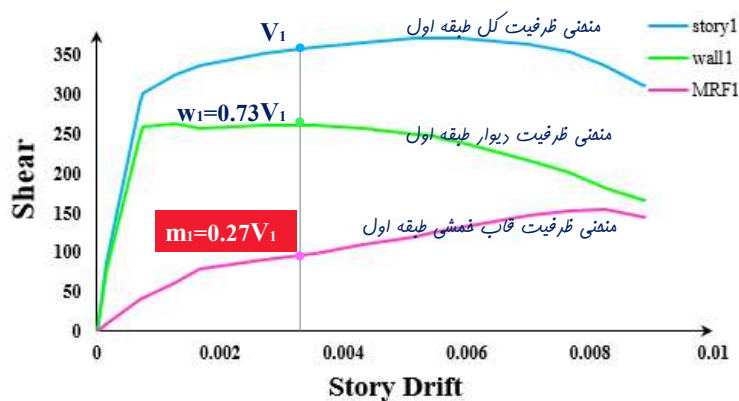
به دلیل تامین پایداری ثقلی و جانبی توسط دیوار برشی امکان استفاده از حرکت شکل‌پذیری قاب وجود خواهد داشت.



ستون‌های با ظرفیت بالا در تامین شکل‌پذیری سیستم سوم قابل ملاحظه‌ای دارند.

سیستم مقاوم باربر جانبی دوگانه (قاب خمشی بتنی و دیوار برشی)

Story and Shear Wall Capacity Curve



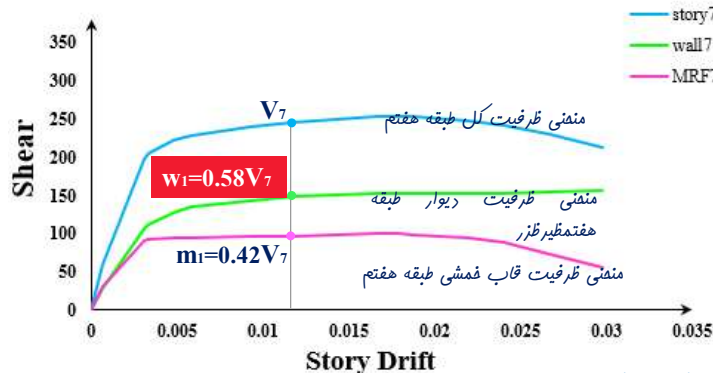
منحنی ظرفیت دیوار، قاب و کل در طبقه اول:

در طبقات تحتانی سفتی دیوار برشی قابل ملاحظه بوده و عمده نیروی جانبی جذب دیوار می‌شود. بنابراین سوم بخش قابی ناپیچ است. (منحنی سبز دارای سفتی بسیار زیاد از منحنی بنفش بوده و جذب نیروی زیادی دارد). بنابراین در جریان یک زلزله شدید انتظار داریم در طبقات تحتانی مفاصل پلاستیک ابتدا در دیوار تشکیل شود. با تشکیل مفاصل پلاستیک بر روی دیوار به دلیل کاهش قابل ملاحظه سفتی این المان، مابقی نیروی جانبی جذب قاب‌های خمشی خواهد شد.

حال اگر بخش قابی برای تحمل این نیروی مازاد طراحی نشده باشد در این صورت به احتمال زیاد دچار فروریزش خواهد شد. استاندارد ۲۸۰۰ با علم به این موضوع مقرر می‌دارد که بخش قابی حداقل به اندازه ۲۵٪ نیروی کل زلزله باربری داشته باشد.

سیستم مقاوم باربر جانبی دوگانه (تخاب فمشی بتنی و دیوار برشی)

Story and Shear Wall Capacity Curve

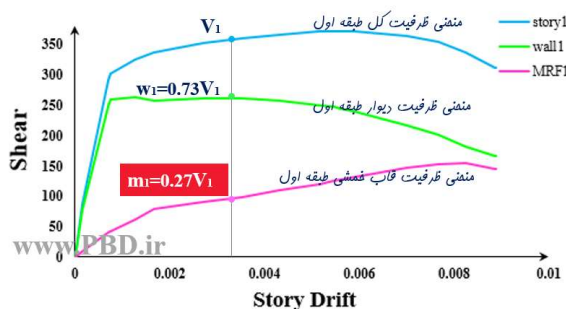


منفی ظرفیت دیوار، قاب و کل در طبقه هفتم؛

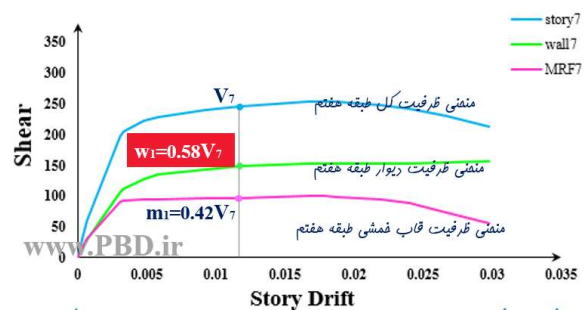
در طبقات فوقانی سفتی قاب فمشی قابل ملاحظه بوده (منفی بنفش سفتی نزدیک به منفی سبز دارد) بنابراین نسبت به طبقات تحتانی، در طبقات فوقانی بخش قابل ملاحظه‌ای از نیروی جانبی جذب قابها خواهد شد. در نتیجه قاب زودتر تسلیم شده و پس از آن نیروی مازاد طبقه، جذب دیوار خواهد شد. آئین نامه با علم به این موضوع مقرر می‌دارد که بخش دیوار حداقل دارای مقاومتی برابر با ۵۰٪ نیروی کل طبقه باشد.

در طبقات تحتانی معمولاً بخش دیوار بوابگو بوده و بخش قابی کنترل کننده می‌باشد. در طبقه اول نسبت ۲۷٪ مقاومت قاب گویای این مطلب می‌باشد. در طبقات فوقانی نیز دیوار کنترل کننده بوده و نسبت ۵۱٪، صحت این جمله را تایید می‌کند.

Story and Shear Wall Capacity Curve



Story and Shear Wall Capacity Curve



در طبقات تحتانی معمولاً بخش دیوار بوابگو بوده و بخش قابی کنترل کننده می‌باشد. در طبقه اول نسبت ۲۷٪ مقاومت قاب گویای این مطلب می‌باشد. در طبقات فوقانی نیز دیوار کنترل کننده بوده و نسبت ۵۱٪، صحت این جمله را تایید می‌کند.



۴-۸-۱ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی تأمین می‌شود. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌گردد.

پ- قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.



تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقلان نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده الزام بند فوق را اقلان نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل پذیری متناظر در نظر گرفته شود.

آیین‌نامه صرفاً به روی اتلاف انرژی قاب خمشی حساب باز می‌کند.

آیین‌نامه صرفاً به روی اتلاف انرژی مهاربندی یا دیوار برشی حساب باز می‌کند.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



قالب سازه بتنی

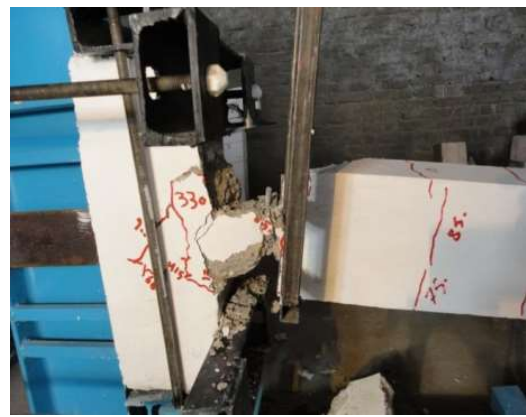
مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ یک سیستم مقاوم بار جانبی که در آن قالب به دیوار برشی تکیه دارد برای اینکه این سیستم قالب دوگانه مسبب شود، مابین سیستم شکل‌پذیری قالب مذکور، متوسط یا ویژه باشد، در صورتی که قالب بتنی دارای شکل‌پذیری کم باشد در این صورت کل سیستم به صورت قالب سازه تلقی می‌شود، منظور قالب سازه مذکور، اتصالات مفصلی در قالب بتنی نیست بلکه این مفهوم مربوط به شکل‌پذیری بخش قالبی می‌باشد از آنجایی که ضریب رفتار یک سیستم دوگانه متأثر از توان اتلاف انرژی همزمان قالب و دیوار می‌باشد حال در صورتی که شکل‌پذیری بخش قالبی کم باشد در این صورت آئین‌نامه توان اتلاف انرژی بخش قالبی را نادیده گرفته و تامین شکل‌پذیری را صرفاً به دیوارهای برشی می‌سپارد. پس در این حالت ضریب رفتار سازه صرفاً مربوط به دیوار بوده و سیستم از نظر ضریب رفتار دوگانه نخواهد بود. اتصالات مفصلی در سیستم‌های بتن‌آرمه فقط در سازه‌های پیش‌ساخته مطرح بوده و اجرای آن در سازه‌های بتنی در جا (مطابق با شکل روبه‌رو) از نظر علمی منتفی می‌باشد و این رفتار توسط نمونه‌های آزمایشگاهی مردود شده و هیچگونه سند و مدرک آئین‌نامه‌ای مبنی بر نحوه انتقال برش تیر به عضو تکیه‌گاهی بعد از چندین سیکل زلزله وجود ندارد.

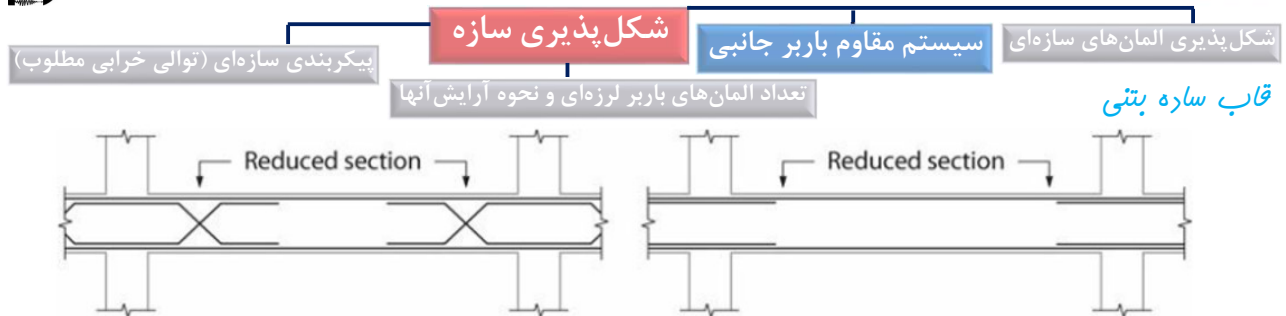
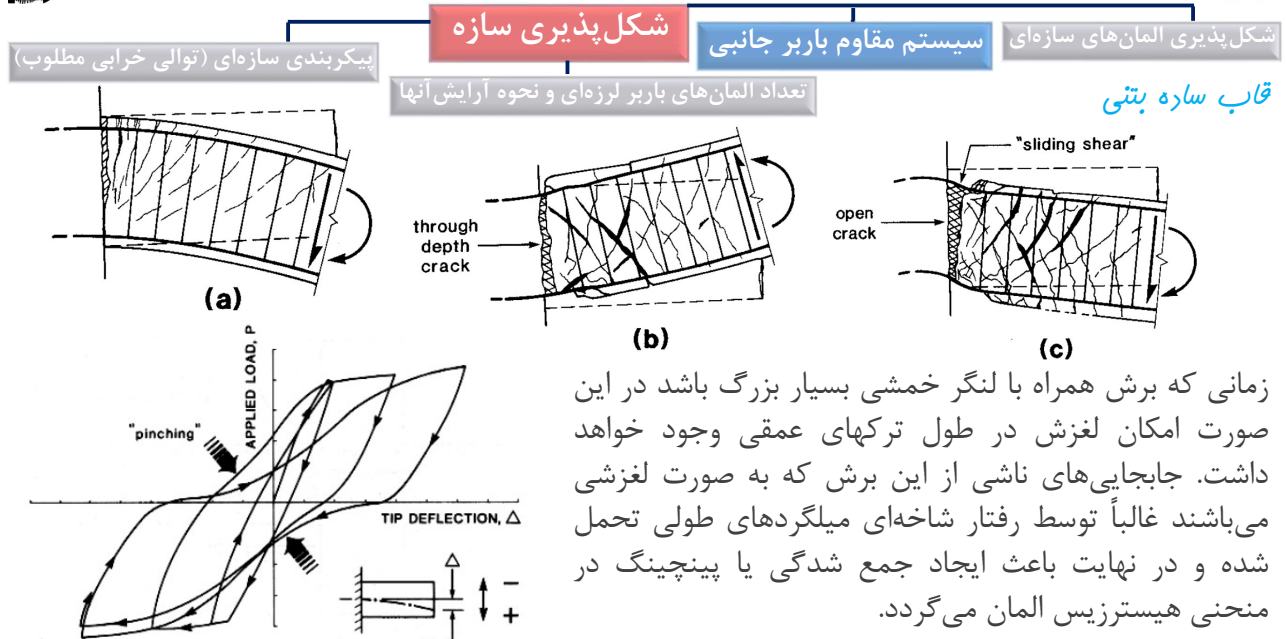
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



قالب سازه بتنی

در چه صورتی رفتار یک قالب بتنی به صورت قالب فضایی سازه خواهد بود؟
مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ منظور از قالب سازه بتنی چیست؟ منظور اتصال مفصلی تیر به ستون است؟





تسلیم خمشی در مجاورت اتصال تیر-ستون می‌تواند منجر به پاسخ غیرارتجاعی در خود اتصال شود که ممکن است برای عملکرد کلی سازه مفرب باشد. رویکرد دیگر طراحی به گونه‌ای است که در آن به فاصله مشغفی از بر اتصال تیرهای بتنی از نظر خمشی تضعیف می‌شود تا بدین ترتیب رفتار فطی اتصال در روند باربری لرزه‌ای هفط شود. در شکل بالا نمونه‌ای از جزئیات اجرایی این رویکرد نشان داده شده است. هرچند در این حالت رفتار اتصال بسیار بهبود پیدا می‌کند ولی رفتار نامطلوبی هم ایجاد می‌کند:

۱- به دلیل کاهش طول تیر بین دو مفصل پلاستیک (افزایش سفتی تیر)، نیاز دوران پلاستیک تیر افزوده فواهر شد.

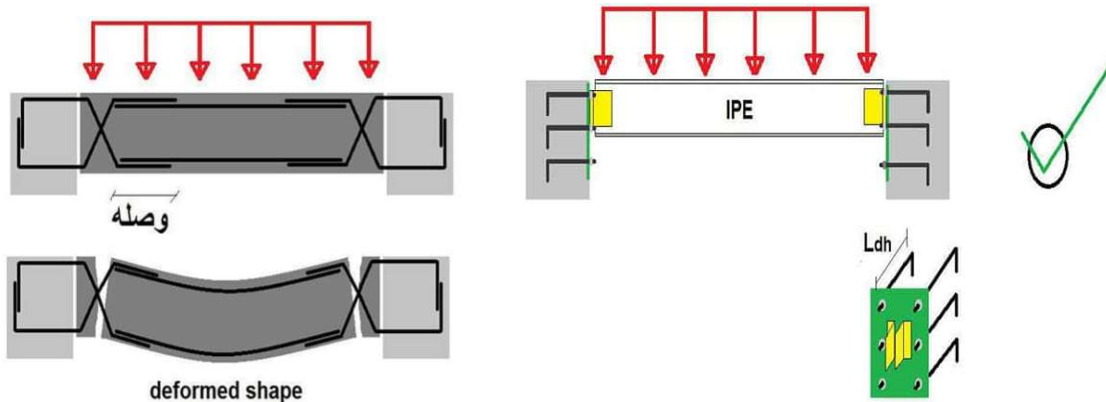
۲- صعوبت اجرایی به دلیل جزئیات خاص ۱ به اجرا تممیل می‌کند.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



قاب سازه بتنی

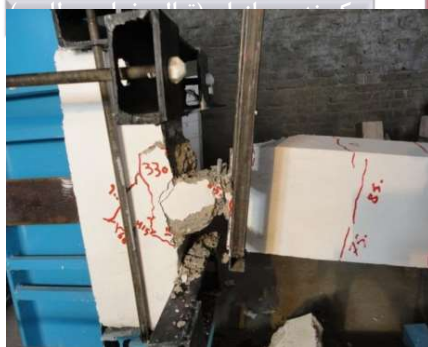
در چه صورتی رفتار یک قاب بتنی به صورت قاب خمشی سازه خواهد بود؟
مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ منظور از قاب سازه بتنی چیست؟ منظور اتصال مفصلی تیر به ستون است؟



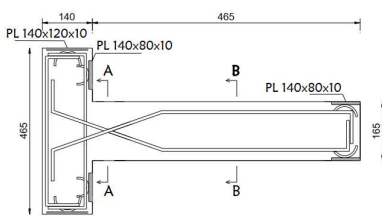
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



قاب سازه بتنی



دیتیل‌های اتصال‌های مفصل مکانیکی که در برخی مراجع وجود دارد، مطابق با نتایج آزمایشگاهی رفتار قابل اعتمادی نداشته و پایداری لرزه‌ای سازه را دچار بحران خواهد کرد. بنابراین این نوع دیتیل‌ها برای ایجاد مفصل مکانیکی در سازه‌های بتنی در با به هیچ وجه توصیه نمی‌گردد.

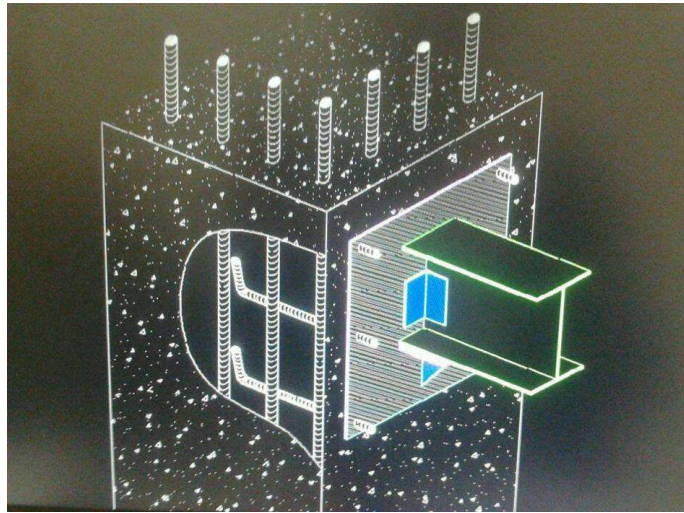


منبع: مطالعه آزمایشگاهی رفتار اتصال مفصل بتنی با جزئیات متداول

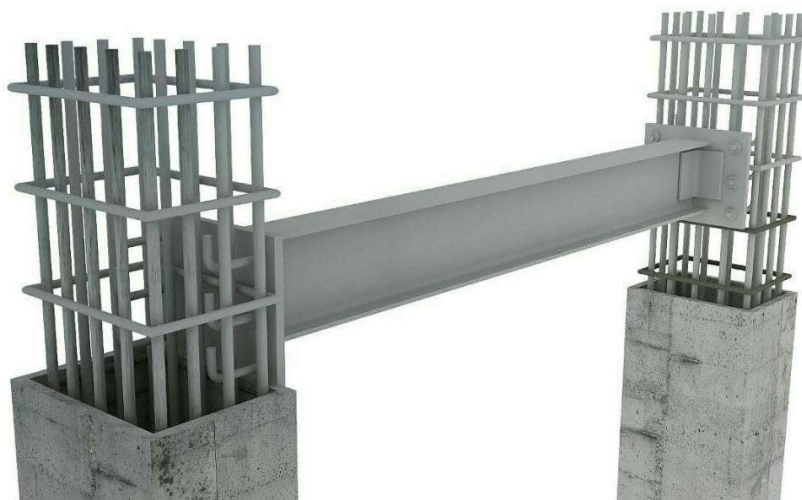
مجید محمدی^۱، محمد امین^۲

۱- استادیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
۲- کارشناسی ارشد، مهندسی عمران زلزله، دانشگاه علوم و تحقیقات تهران

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵۰	۵	۲/۵	۵	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	الف- سیستم دیوارهای باربر
۵۰	۴	۲/۵	۴	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	
-	۳/۵	۲/۵	۳/۵	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	
۱۵	۳	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
۱۵	۳/۵	۲	۴	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	
۱۵	۴	۳	۵/۵	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	
۱۰	۳	۲	۳	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی	

در این سازه عملاً تیر و ستون وجود نداشته، و سقف‌های سازه روی دیوارهای بتنی قرار گرفته است که این دیوارها وظیفه باربری ثقیل و باربری جانبی سازه را به عهده دارند. حال ممکن است به دلایل معماری تعداد محدودی ستون نیز وجود داشته باشد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵۰	۵	۲/۵	۶	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	ب- سیستم قاب ساختمانی
۳۵	۴	۲/۵	۵	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	
-	۳	۲/۵	۴	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	
۱۵	۲/۵	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
۵۰	۴	۲	۷	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	
۵۰	۵	۲/۵	۷	۶- مهاربندی کمانش تاب	
۱۵	۳/۵	۲	۳/۵	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	
۵۰	۵	۲	۵/۵	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

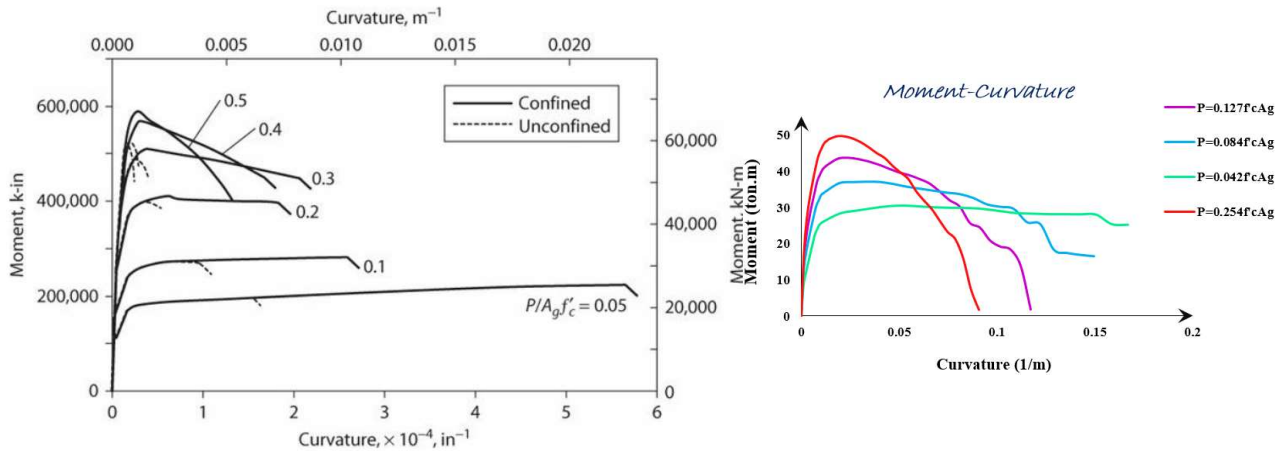


H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه [۴]	پ- سیستم قاب خمشی
۲۵	۴/۵	۳	۵	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط [۴]	
-	۲/۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه معمولی [۴] و [۱]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	
-	۳	۳	۳/۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷/۵	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی
۷۰	۵	۲/۵	۶/۵	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط + دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط + دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	



سیستم مقاوم باربر جانبی بتن آرمه

الف- سیستم دیوارهای باربر $R = 5.0$, $\Omega_0 = 2.5$

۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه

ب- سیستم قاب سافتمانی $R = 6.0$, $\Omega_0 = 2.5$

۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه

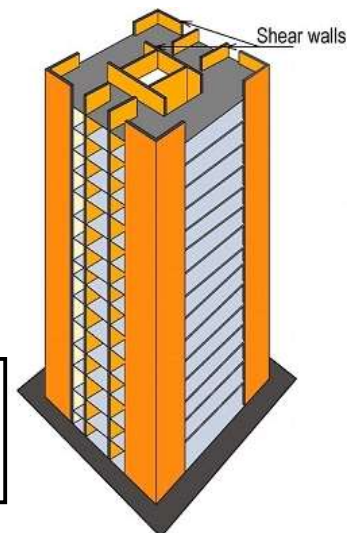
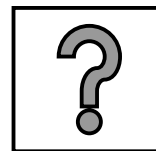
پ- سیستم قاب خمشی $R = 7.5$, $\Omega_0 = 3.0$

۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه

ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی $R = 7.5$, $\Omega_0 = 2.5$

۱- قاب خمشی ویژه بتنی + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه

استاندارد ۲۸۰۰
مردول ۳-۴





سیستمی است که پایداری جانبی در آن به عهده ستون‌هایی است در پای فونداسیون گیردار می‌باشند و عملکرد شبیه به کنسول دارند.

اگرچه از نظر تملیلی، آئین‌نامه بتن به طراحی اجازه می‌دهد بخشی از دال را (Column Strip) را در مباحث اندرکنش سقف و قاب در نظر بگیرد. ولی به هر حال از نظر ۲۸۰۰ و استانداردهای لرزه‌ای این ستون‌ها هستند که تامین پایداری کرده و دارای اتلاف انرژی می‌باشند (بنابراین روی بخشی از دال که عملکرد شبه تیری دارد حساب باز نمی‌کنند و کل اتلاف انرژی به ستون‌ها داده می‌شود)

اگر در همین سیستم در بخش‌هایی دیوار برشی کار شود در این صورت سیستم تبدیل به دیوار بار خواهد شد چون تیری وجود ندارد که به همراه ستون‌ها تشکیل قاب‌های خمشی پایدار دهد که عملکرد دوگانه در سیستم ایجاد کند.

شکل پذیری یک سازه به چه عواملی بستگی دارد؟



شکل پذیری یک سازه به چه عواملی بستگی دارد؟



برای ارائه توان اتلاف انرژی از طرف آئین نامه بایستی سوالات زیر پاسخ داده شود:

- سازه مورد بررسی چه از چه مصالحی است؟ فولادی یا بتنی؟

- سیستم مقاوم جانبی چیست؟

قاب ساده، قاب خمشی یا قاب دوگانه؟ در قاب سازه مهاربندها اتلاف انرژی رو به عهده دارند (CBF) یا تیر پیوند (EBF)؟ تیر پیوند دارای رفتار برشی هست یا خمشی؟

- ردیف شکل پذیری سیستم چیست؟

برای شکل پذیری متوسط اتلاف انرژی یک مقدار مشخصی خواهد داشت لیکن اگر شکل پذیری ویژه باشد اتلاف انرژی بیشتر هم خواهد بود.

- در کل سازه چه تعداد عضو باربر جانبی وجود دارد؟ (این اعضا تیر و ستون هستند یا مهاربند و دیوار برشی؟) نحوه آرایش این

اعضا در پلان و ارتفاع چگونه است؟ این اعضا با کدام ردیف شکل پذیری طراحی شده‌اند؟

آئین نامه براساس جنس مصالح، سیستم مقاوم باربر، ردیف شکل پذیری، تعداد و نحوه آرایش اعضای باربر پارامتری به نام R_{ii} معرفی می‌کند.

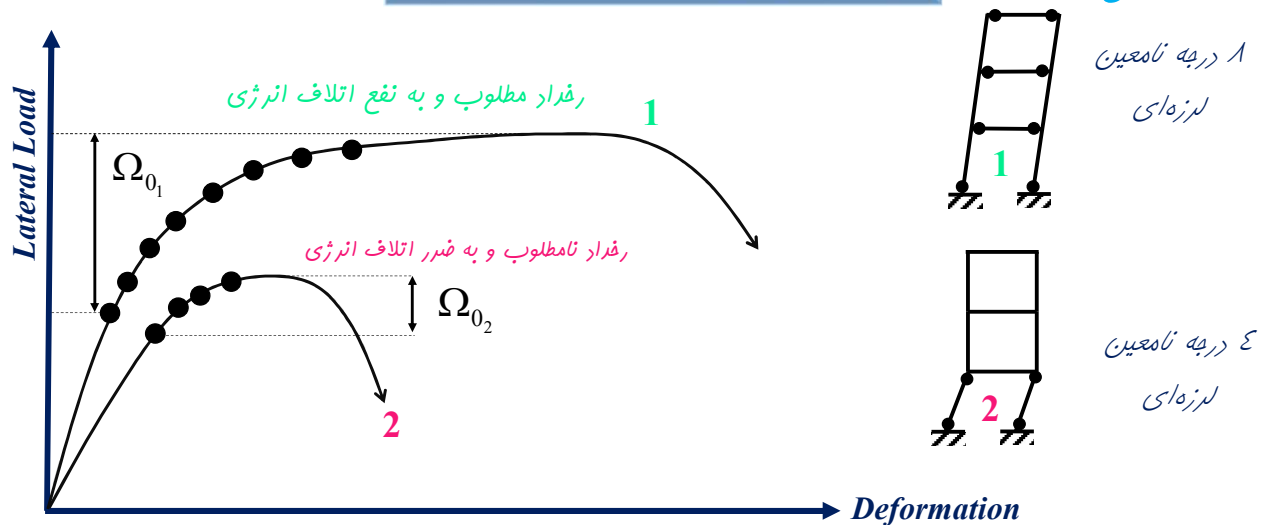


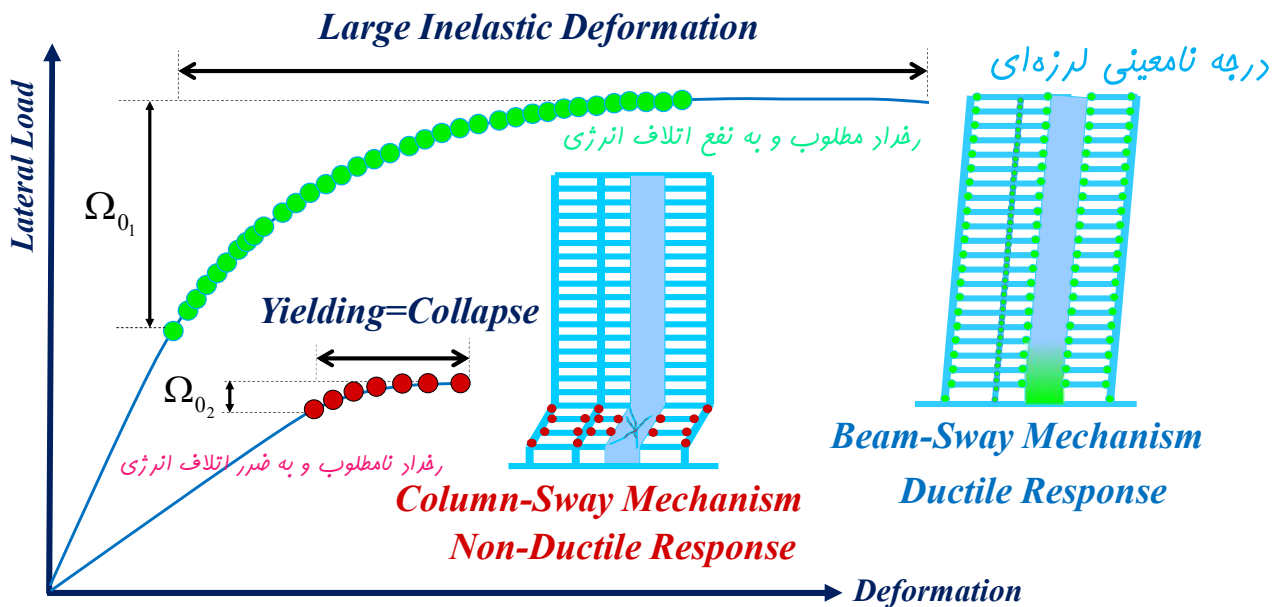
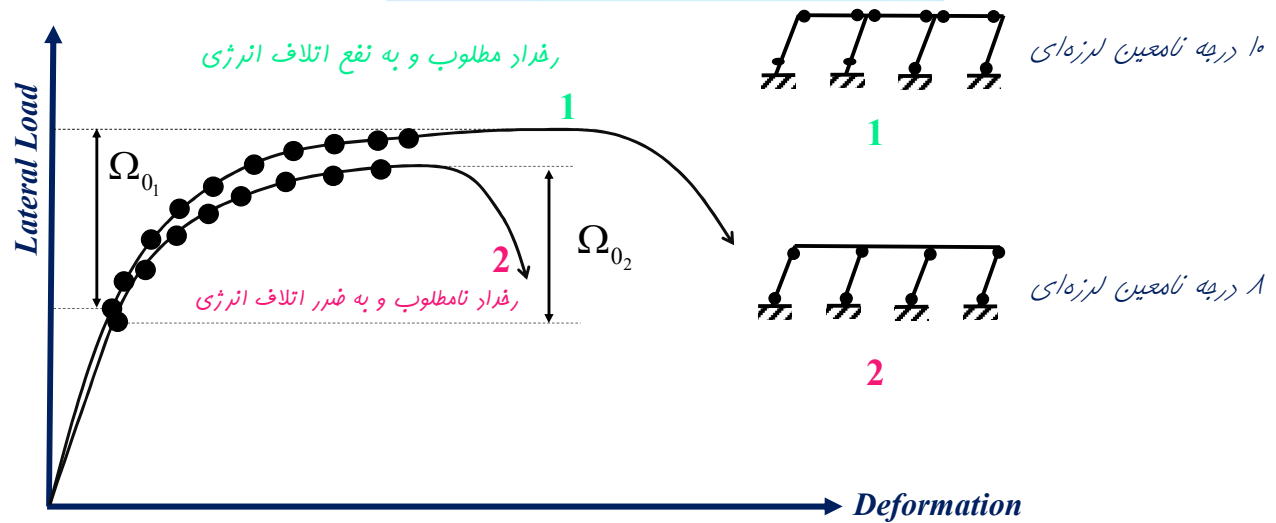
اگر سیستم باربر جانبی بهای اینکه در دو طرف مرکز سفتی باشد، در یک طرف آن باشد یا اینکه تعداد اعضای باربر جانبی کم باشد و ...

(همه این نکات در وضعیت درجه نامعینی سازه قرار گرفته و بررسی می‌گردد)

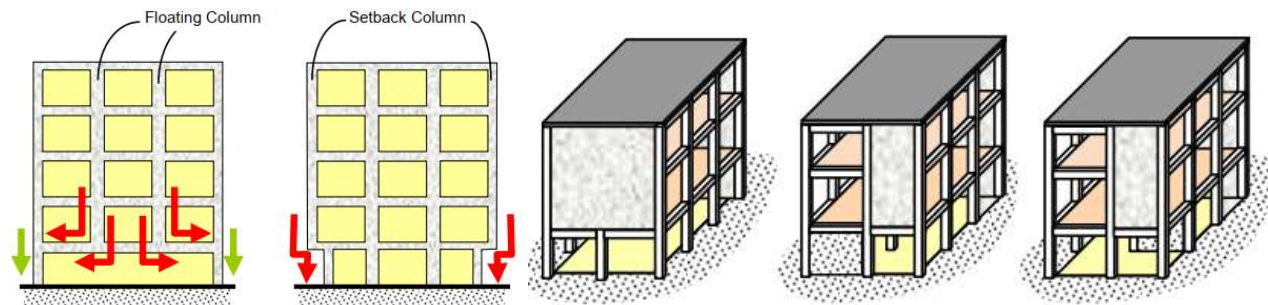
برای مناسبه ضریب شکل پذیری، فرض می‌شود که سازه به لحاظ درجات نامعینی هیچ مشکلی نداشته و به اندازه کافی نامعینی دارد سپس در مرحله طراحی اگر سازه به دلیل ضعف نامعینی ضوابط آئین نامه را ارضا نکند در این صورت آئین نامه با اعمال ضریب P نیروی زلزله تشدید خواهد کرد.

آئین نامه بر اساس جنس مصالح، سیستم مقاوم باربر، ردیف شکل پذیری، تعداد و نحوه آرایش اعضای باربر پارامتری به نام R_{μ} معرفی می‌کند.

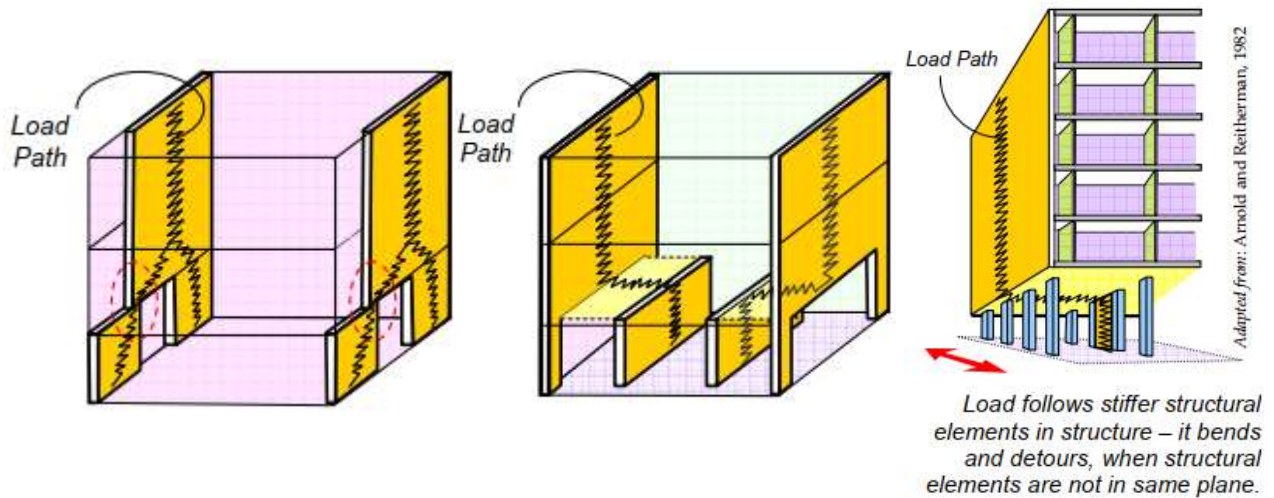




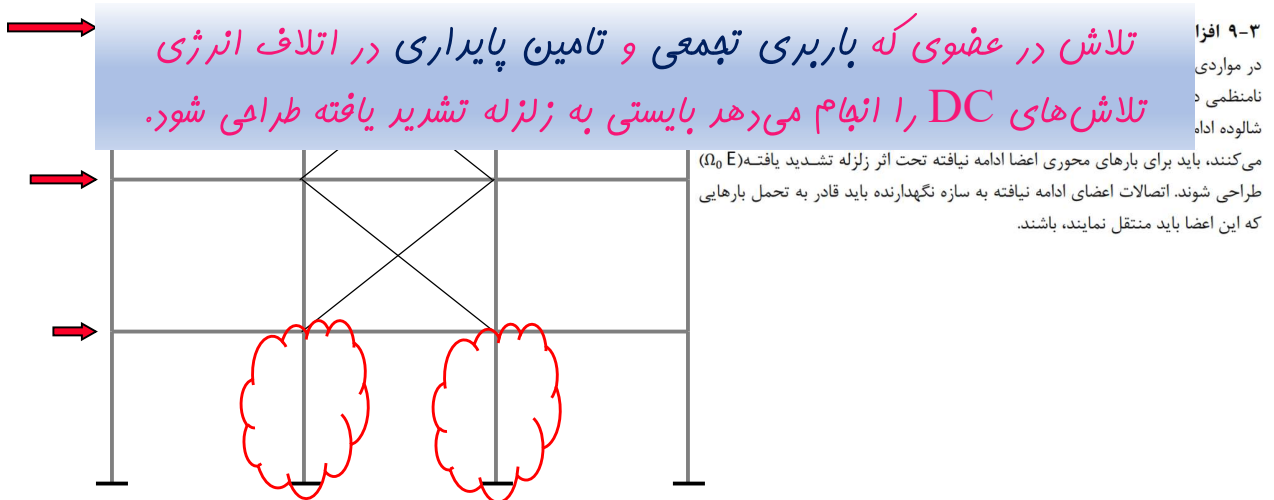
شکل پذیری یک سازه به چه عواملی بستگی دارد؟

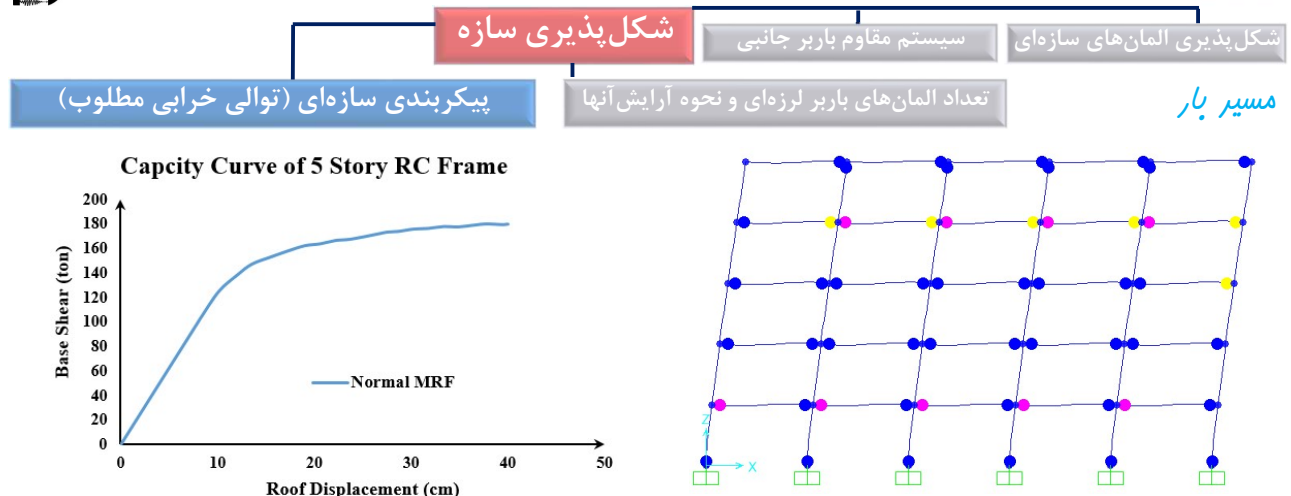
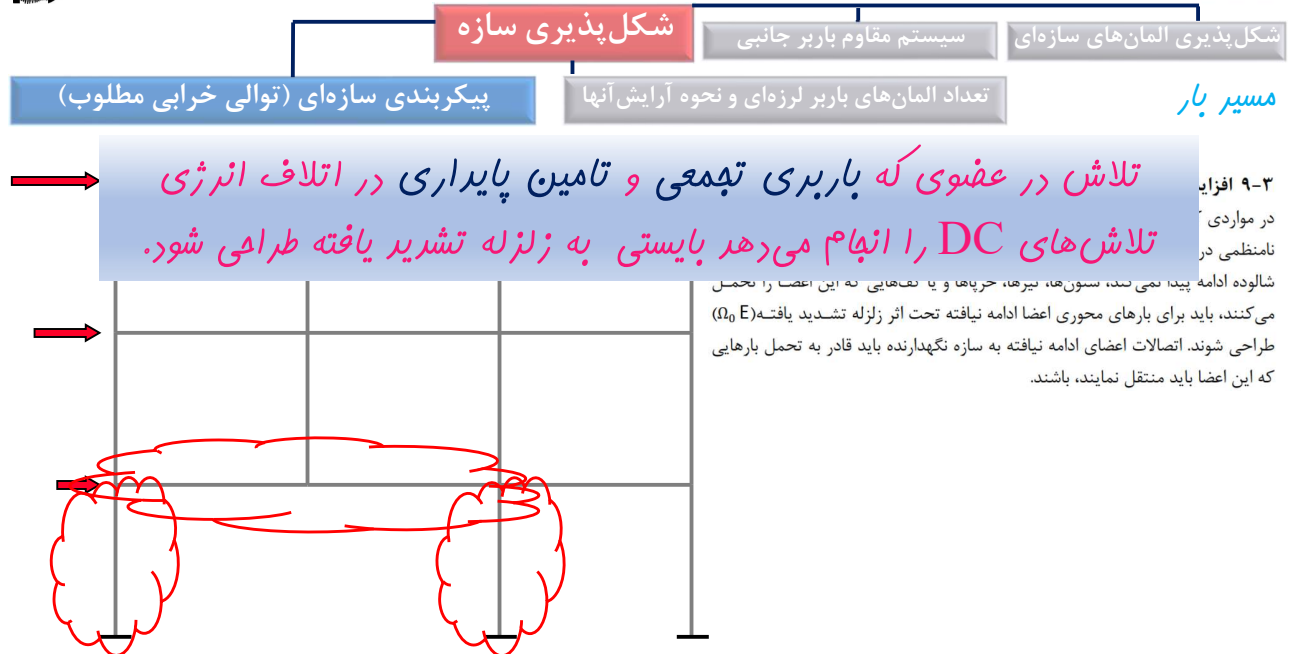


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

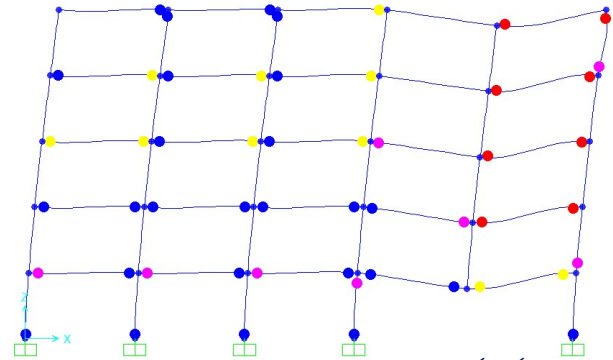
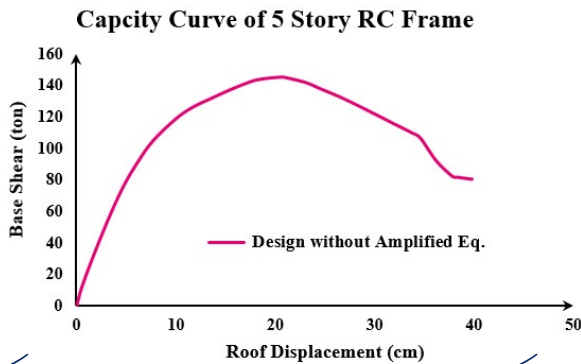


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

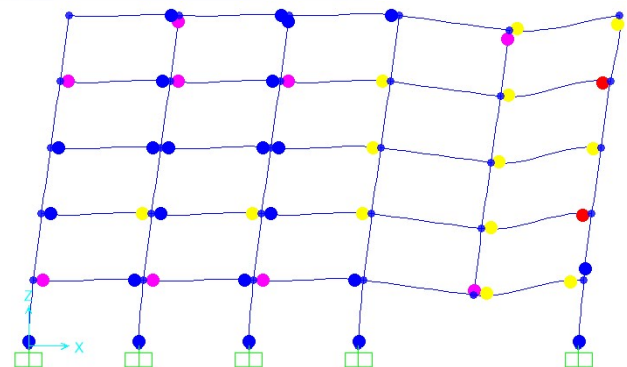
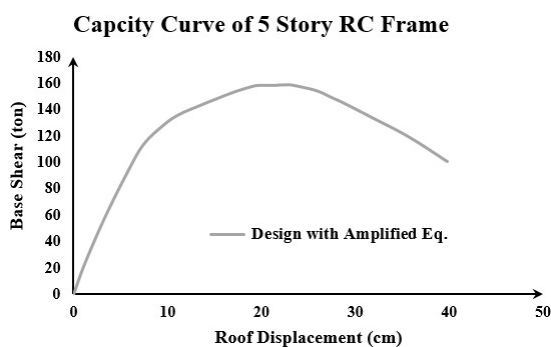




طرح بعینه و ایده‌آل طراحی است که در آن از حداکثر ظرفیت شکل‌پذیری تیرهای بتن‌آرمه بدون ایجاد ناپایداری ثقلی و جانبی در طبقات استفاده شود. یکی از شروط رسیدن به این طرح داشتن یک سازه منظم بدون قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع ساختمان می‌باشد. این تقاب همشی از این منظر منظم بوده و می‌توان در آن به شکل‌پذیری مطلوب رسید.



در صورتی که یکی از ستون‌های لرزه‌بر تا به خونداسیون ادامه پیدا نکند و در تراز طبقات قطع شود در این صورت کل مجموعه دارای نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی می‌باشد. در این ساختمان یکی از ستون‌های طبقه هم کف حذف شده و ساختمان بدون هیچ‌گونه تفاوتی با قاب خمشی قبلی طراحی لرزه‌ای شده است. کنترل زلزله تشدید یافته انجام نشده

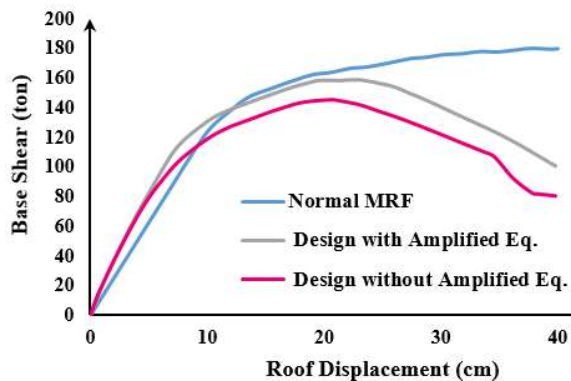


در صورتی که برای المان‌های خاص سازه قبلی زلزله تشدید یافته کنترل شود در این حالت شکل پذیری و دوام عملکردی سازه اندکی بهبود پیدا می‌کند ولی نتایج تحلیل غیرقطعی نشان می‌دهد با وجود کنترل زلزله تشدید یافته گام‌ها را رفتار قاب حاصله زیادی با شکل پذیری حالت نرمال دارد. کنترل زلزله تشدید یافته انجام شده

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



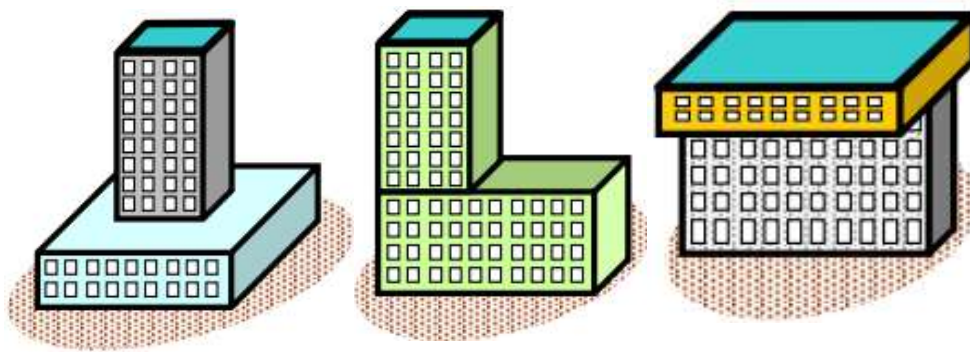
Capacity Curve of 5 Story RC Frame



در صورتی که المان‌های قاص به زلزله تشدید یافته کنترل نشوند قباب علاوه بر مقاومت بسیار پایین، شکل پذیری بسیار نامطلوبی نیز خواهد داشت. ولی با کنترل مذکور، ضعف مقاومتی بهبود یافته لیکن ضعف شکل پذیری تفاوتی قابل ملاحظه‌ای نخواهد داشت. با توجه به منفی ظرفیت آبی و طوسی نتیجه می‌شود که کنترل زلزله تشدید یافته برای المان‌های قاص، الزاماً تامین کننده شکل پذیری حالت عادی سازه نمی‌باشد.

در صورتی که سازه مذکور مشمول ضریب نامعینی (P) شود در این صورت مشکل مورد نظر بر حسب اتفاق حل خواهد شد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

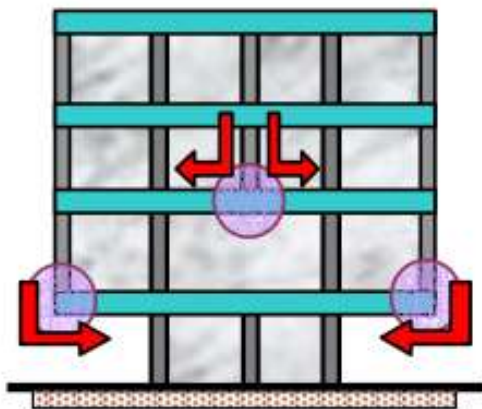


The Nelson Tower
(New Yorker City)

Setbacks

عقب‌روی و جلو آمدگی در ارتفاع سازه

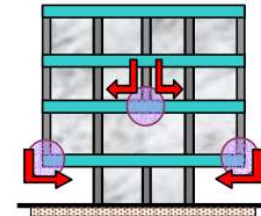
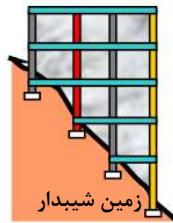
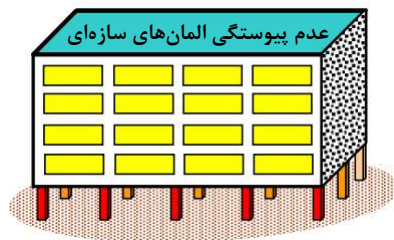
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



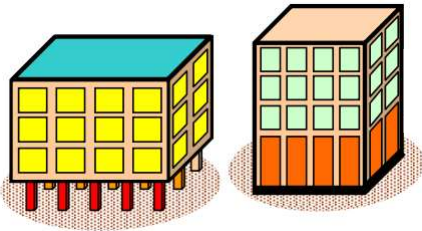
ستون‌های معلق



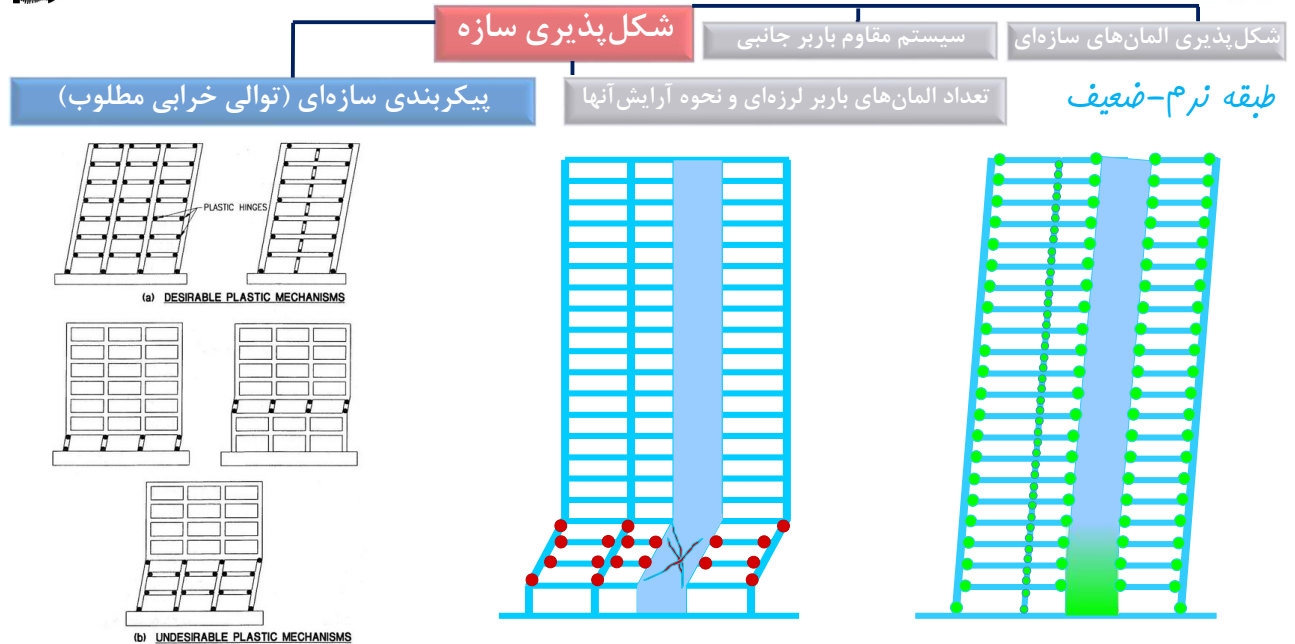
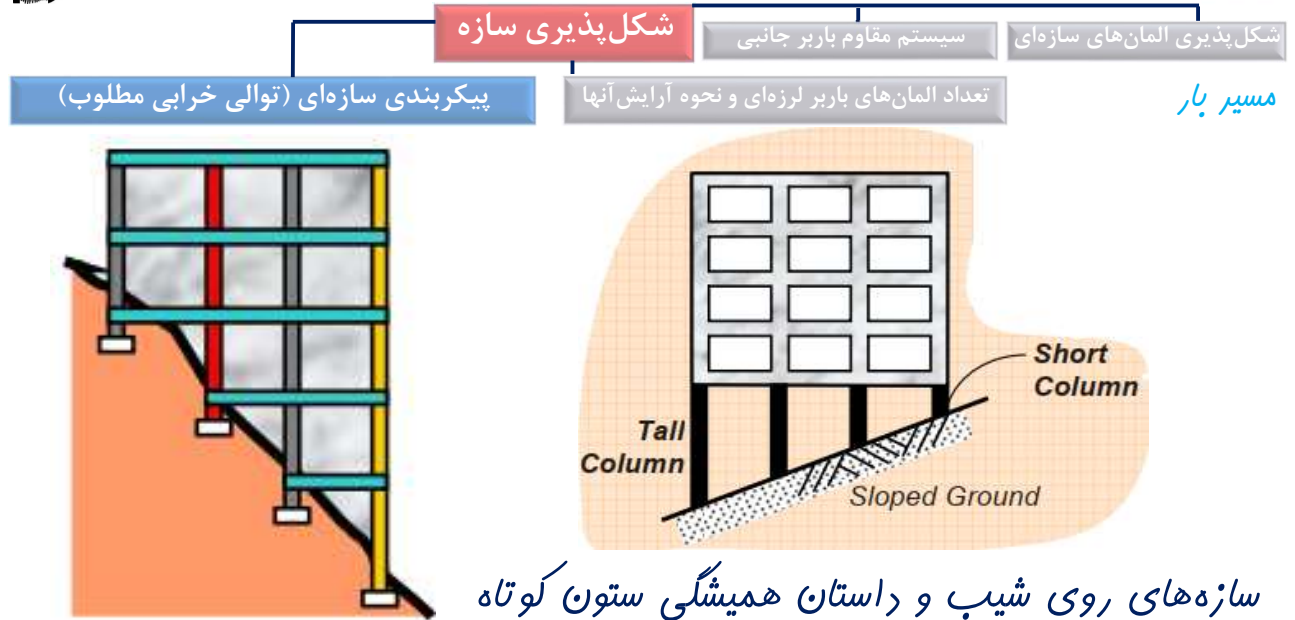
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



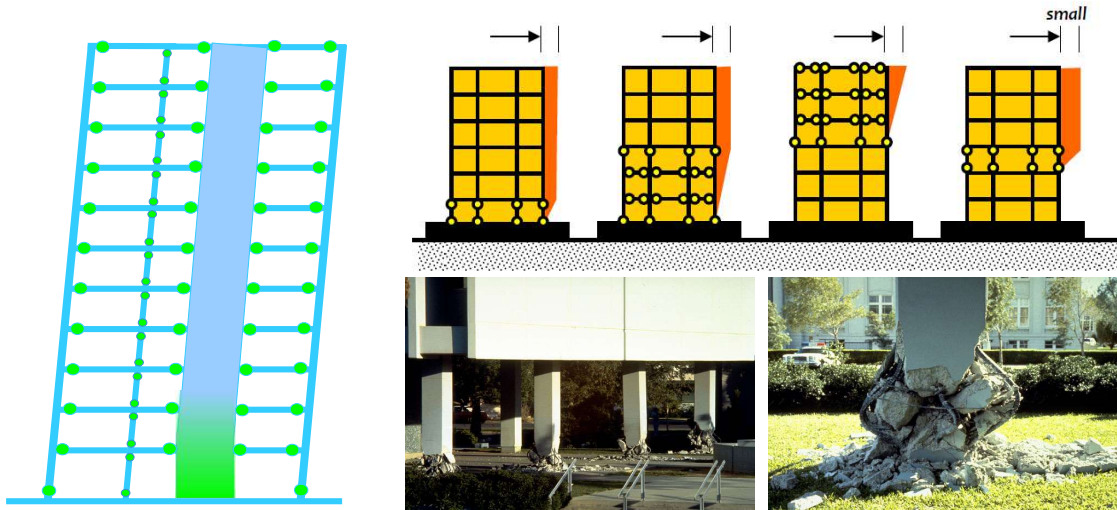
ستون‌های قطع شده در طبقات میانی



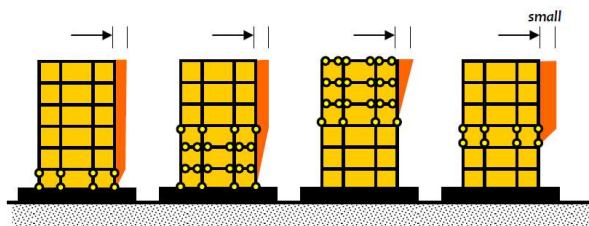
عدم پیوستگی و انحراف در مسیر انتقال بار زلزله در ارتفاع موجب عملکرد نامطلوب لرزه‌ای ساختمان می‌شود



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

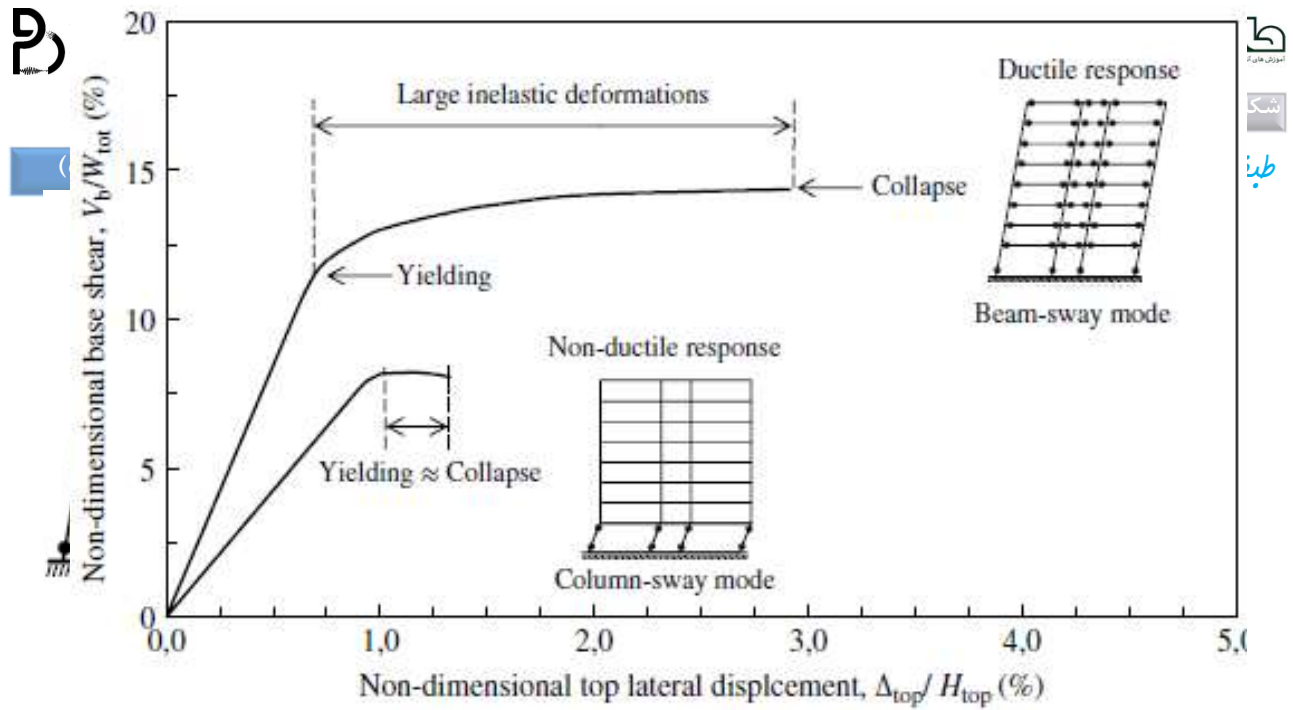


در توزیع ارتفاعی مقاومت و سفتی ساختمان بایستی به دو نکته مهم توجه داشت: ۱- پیوسته بودن توزیع سفتی و مقاومت ۲- عدم تغییرات ناگهانی و شدید در مقاومت و سفتی. چابکایی افقی محل موثر مقاومت و سفتی تاثیر بسیار نامطلوبی در رفتار جانبی سازه خواهد گذاشت. عدم بهره‌گیری از ظرفیت کلی سازه، تمرکز فرایی و خسارت در طبقات دارای تغییرات ناگهانی و... از جمله عواقبی می‌باشد که در انتظار چنین سازه‌هایی می‌باشد.

ورود به حوزه فرا ارتعاشی و تشکیل مفصل پلاستیک باعث اتلاف انرژی و افزایش شکل پذیری ساختمان خواهد شد. این مورد در هر چهار ساختمان طراحی شده مشهود است و همگی به مقدار کم یا زیاد از خسارت ناشی از زلزله سهم دارند. چگالی توزیع خسارت و یکنواختی فرایی در ارتفاع ساختمان نشان دهنده توان اتلاف انرژی آن سیستم مقاوم خواهد بود، هرچه این چگالی در ارتفاع ساختمان یکنواخت بوده و تغییرات آن ملایم باشد نشان از شکل پذیری مطلوب خواهد بود. پس با وجود اینکه هر چهار ساختمان دارای اتلاف انرژی هستند ولی به دلیل چگالی غیریکنواخت در توزیع فرایی در یک یا چندین طبقه به دلیل عدم پیوستگی سفتی و مقاومتی در ارتفاع ساختمان



تمرکز فرایی در یک یا چندین طبقه به دلیل عدم پیوستگی سفتی و مقاومتی در ارتفاع ساختمان

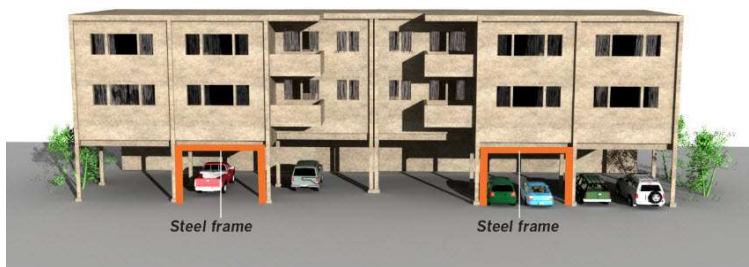
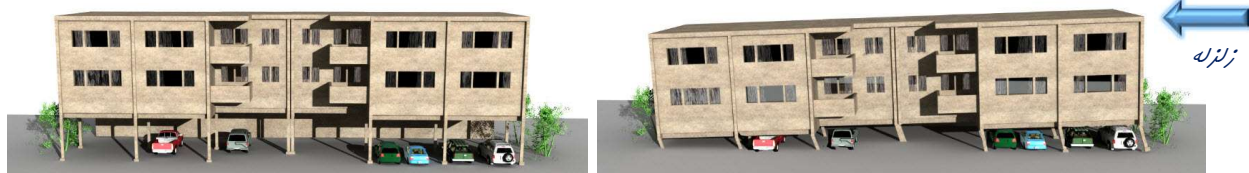


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



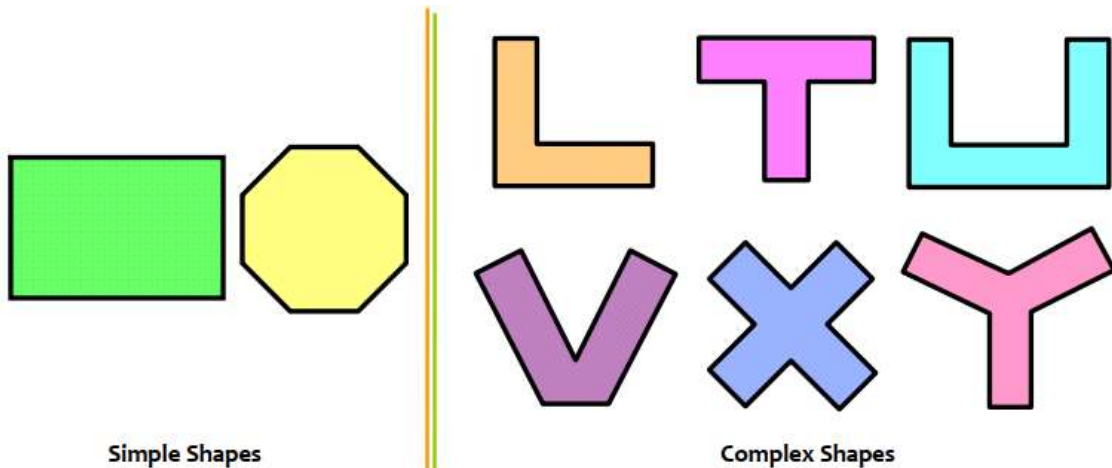
**Olive View Hospital
1971 San Fernando Earthquake**

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

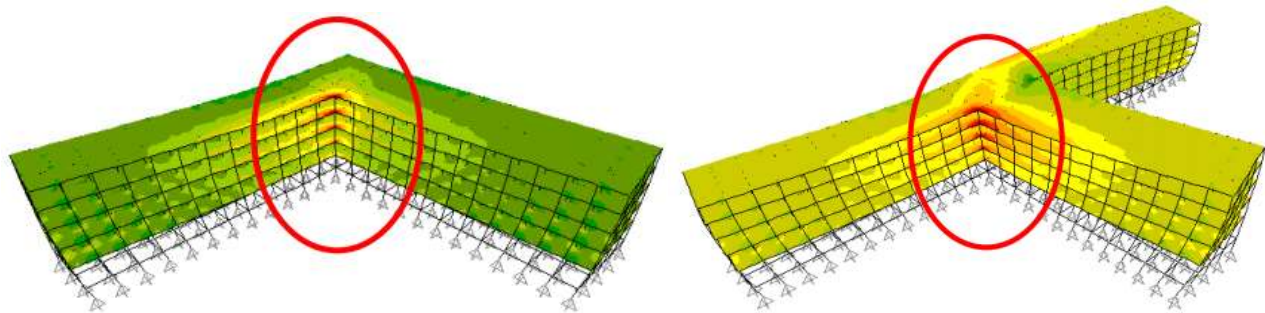


برای جلوگیری از تشکیل طبقه نرم در ساختمان‌های دارای طبقه هم‌کف باز، می‌توان به وسیله خاب‌های فولادی نشان داده شده، سازه را مقاوم سازی کرد، لذا در روند باربری زلزله شکست زود هنگام رخ ندهد و دوام عملکردی ساختمان به مراتب بهبود پیدا خواهد کرد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



برای تحقق جابجایی‌های سازه که بر اساس رفتار غیرخطی مجموعه المان‌ها مناسبه می‌شود بایستی درز انقطاع حاصله دقیقاً در اجرا نیز رعایت شود. عدم رعایت این فاصله علاوه بر افتلال در رفتار کلی سازه باعث تممیل خسارات پیش بینی نشده فواهد شد. همان طور که از شکل نیز برمی‌آید عدم رعایت درز انقطاع بین دو سافتمان مجاور، باعث وارد شدن ضربات سنگین به هر دو سافتمان در اثر زلزله شده است. این ضربات سنگین خسارات پیش‌بینی نشده‌ای در سازه ایجاد می‌کند که رفتار فرضی در ابتدای طراحی را به بی‌راهه می‌برد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



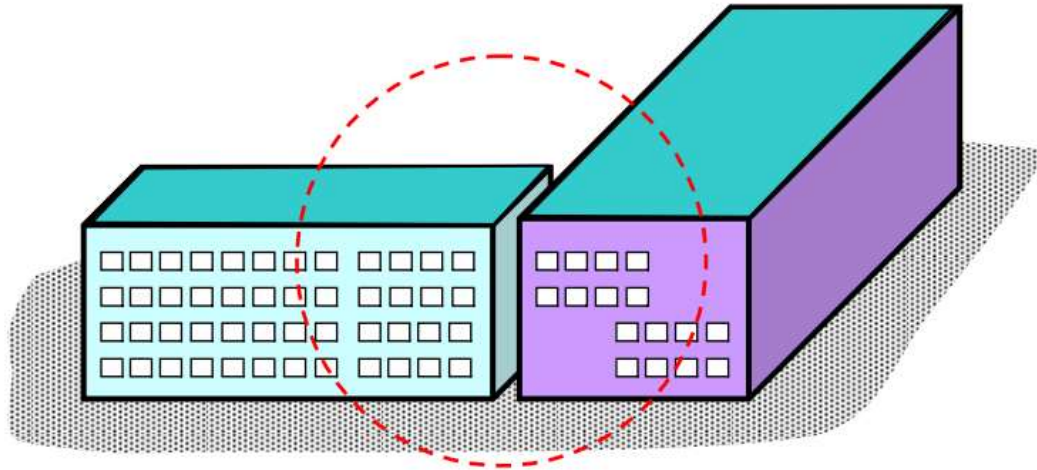
Earthquake in Kocaeli (Turkey), 1999

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

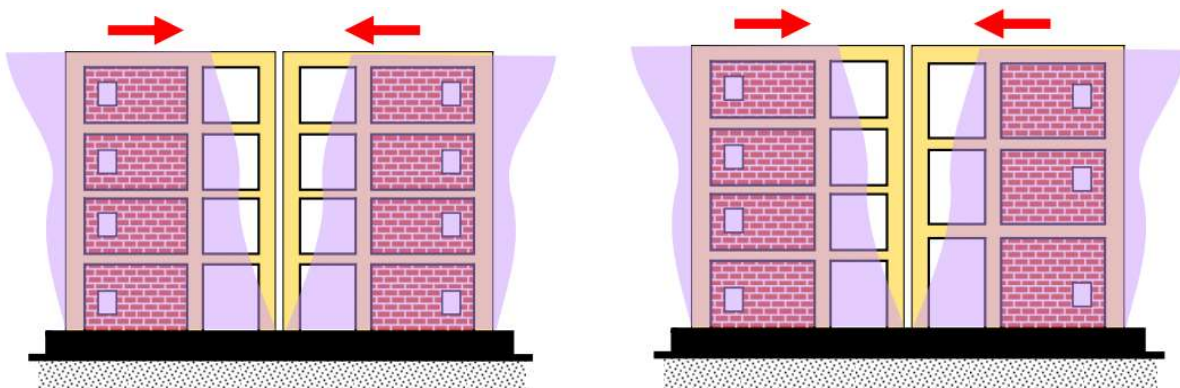


Earthquake in Gorkha (Nepal), April 25, 2015

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



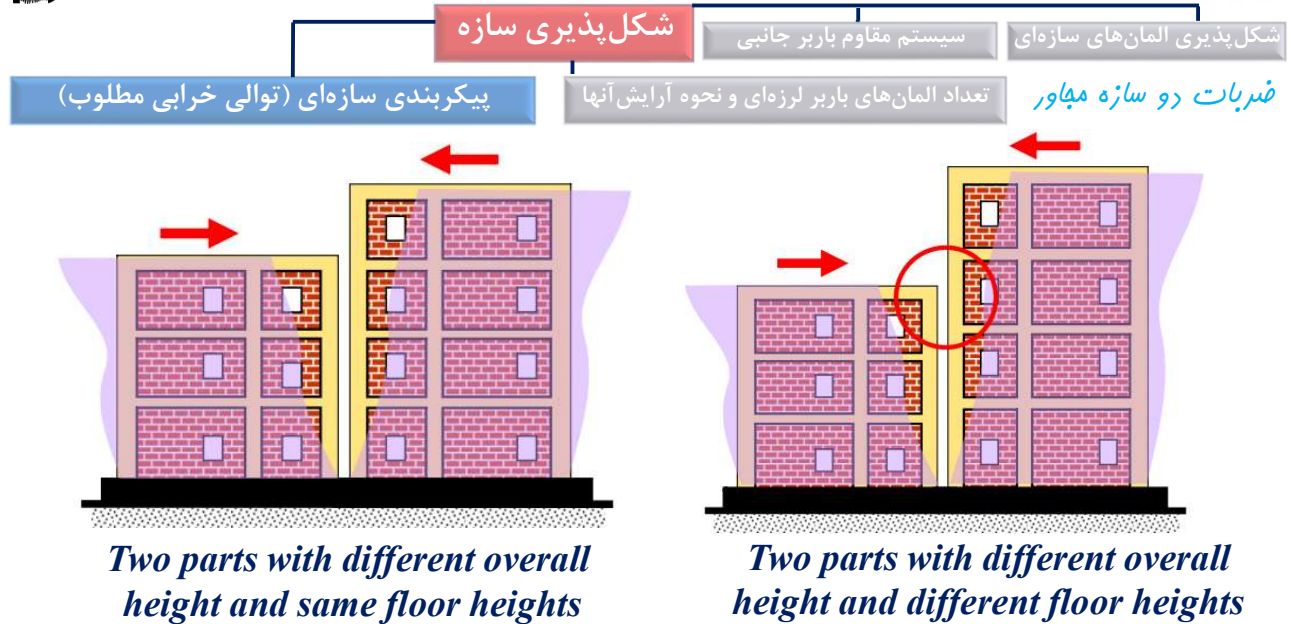
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



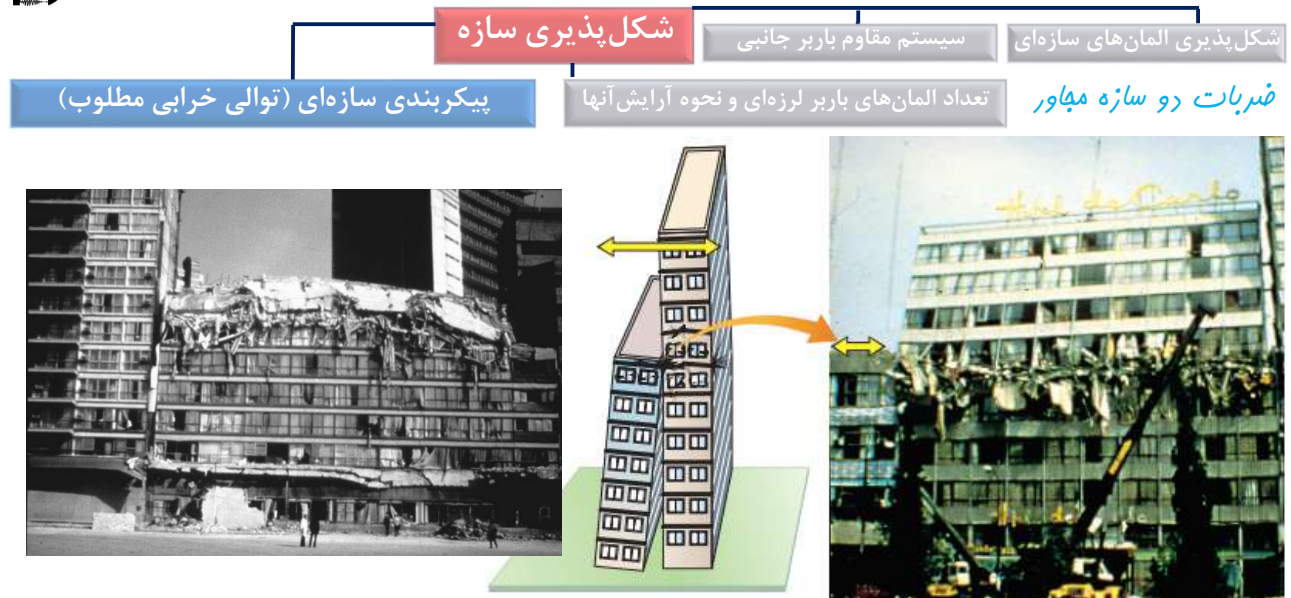
Two parts with same overall height and same floor heights

two parts with same overall height and different floor heights

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Earthquake in Mexico City, September 19, 1985

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Earthquake in Mexico City, September 19, 1985

به دلیل عدم رعایت حداقل مقدار برای درز انقطاع، این دو ساختمان، در اثر ضربات سنگینی که به یکدیگر وارد نموده‌اند هر کدام متحمل خسارات شدیدی شده‌اند.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Earthquake in Izmit-Gölcük (Turkey), 1999

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



اثرات سایت در آسیب وارده به سازه:

۱- تشدید یا رزونانس

۲- بزرگنمایی در خاک

۳- اثرات توپوگرافی در افزایش نیروی زلزله

۴- روانگرایی

۵- ...

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

شکل پذیری المان‌های سازه‌ای سیستم مقاوم باربر جانبی شکل پذیری سازه

اثرات سایت تعداد المان‌های باربر لرزه‌ای و نحوه آرایش آنها پیکربندی سازه‌ای (توالی خرابی مطلوب)

شکل پذیری سازه





Earthquake in Kocaeli (Turkey), 1999

Liquefaction effect

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

شکل پذیری المان‌های سازه‌ای سیستم مقاوم باربر جانبی شکل پذیری سازه

اثرات سایت تعداد المان‌های باربر لرزه‌ای و نحوه آرایش آنها پیکربندی سازه‌ای (توالی خرابی مطلوب)

شکل پذیری سازه



L'Aquila earthquake, Italy 2009

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



هرکدام از اجزای سازه‌ای وظیفه‌ای مشخص دارند که اگر ندرانسته و با فرض بهبود رفتار سازه، تغییر غیرمماسباتی در آنها ایجاد شود صلبیت بخش مورد نظر به صورت نافواسته افزایش یافته و جذب نیروی مازاد بر مقدار مماسباتی را سبب می‌شود، که نهایتاً موجب افتلال در رفتار عضو مورد قواهر شد. از جمله این موارد عدم رعایت حاصله میانقلاب‌ها از ستون‌ها می‌باشد که موجب تشکیل ستون کوتاه و فرای‌های خایجه بار می‌شود. و یا کارگذاری تیرهای میان‌طبقه برای اجزای راه پله است که باعث تقلیه لنگرهای عظیم در کمر ستون می‌شوند.

تشکیل ستون کوتاه به دلیل عدم رعایت حاصله مناسب بین میانقلاب و ستون

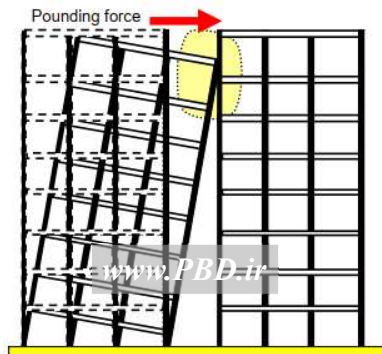
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



هرکدام از اجزای سازه‌ای وظیفه‌ای مشخص دارند که اگر ندرانسته و با فرض بهبود رفتار سازه، تغییر غیرمماسباتی در آنها ایجاد شود صلبیت بخش مورد نظر به صورت نافواسته افزایش یافته و جذب نیروی مازاد بر مقدار مماسباتی را سبب می‌شود، که نهایتاً موجب افتلال در رفتار عضو مورد قواهر شد. از جمله این موارد عدم رعایت حاصله میانقلاب‌ها از ستون‌ها می‌باشد که موجب تشکیل ستون کوتاه و فرای‌های خایجه بار می‌شود. و یا کارگذاری تیرهای میان‌طبقه برای اجزای راه پله است که باعث تقلیه لنگرهای عظیم در کمر ستون می‌شوند.

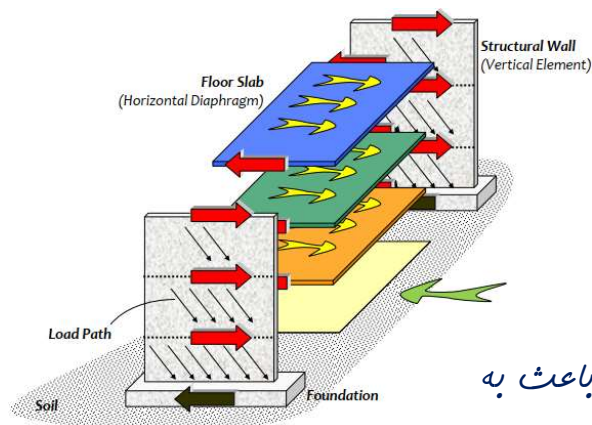
گسیختگی ستون از محل اتصال راه پله

عدم رعایت درز انقطاع و خسارات تمثیلی به ساختمان (Pounding)



Earthquake in Kocaeli (Turkey), 1999

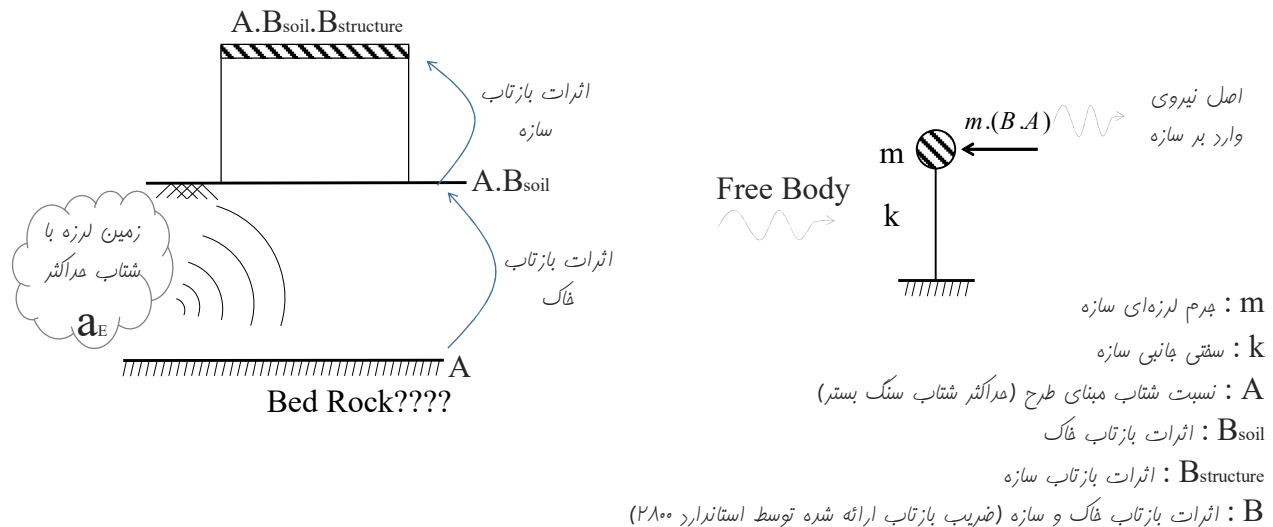
Liquefaction effect



نیروی زلزله در یک طبقه چگونه به وجود می‌آید؟
آیا نیروی زلزله از سمت فونداسیون به طبقه حرکت کرده و بعد از وارد شدن به طبقه دوباره به سمت فونداسیون باز می‌گردد؟

این نیروی سیکلی در مسیر بازگشت به فونداسیون باعث به هم خوردن نیروهای مثبت و منفی می‌شود؟

اساس طراحی لرزه‌ای بر چه اصولی استوار است؟ چرا بایستی طراحی لرزه‌ای انجام شود؟



اساس طراحی لرزه‌ای بر چه اصولی استوار است؟ چرا بایستی طراحی لرزه‌ای انجام شود؟

در جریان زلزله اصل نیروی وارد بر سازه متناظر با $B.A.W$ می‌باشد این نیرو بسیار عظیم بوده و طراحی تحت آن منجر به بزرگ شدن بی‌رویه ابعاد در اعضای سازه می‌گردد. چنین طراحی فاقد توجیه معماری، اقتصادی و اجرایی می‌باشد. آئین‌نامه‌ها و استانداردهای طراحی ساختمان در برابر زلزله جهت برطرف کردن معضل مذکور، به ظرفیت فرا ارتجاعی اعضا متوسل گردیده‌اند. بدین صورت که برای هر سیستم سازه‌ای با توجه به نوع مصالح مصرفی در سازه، نوع سیستم باربرجانبی، تعداد المان‌های باربر جانبی و نحوه آرایش آنها (درجه نامعینی سازه) و چند عامل دیگر، ضریبی به نام ضریب رفتار (R) معرفی می‌گردد. اجازه داده می‌شود برای تعیین برش پایه ساختمان نیروی مذکور تقسیم بر ضریب رفتار گردد. بدین ترتیب معضل مذکور برطرف می‌گردد.

اساس طراحی لرزه‌ای بر چه اصولی استوار است؟

چرا بایستی طراحی لرزه‌ای انجام شود؟

حال در جریان یک زلزله شدید زمانی که انرژی وارد بر سیستم منبره ایبار نیروهای نظیر حد تسلیم می‌گردد در بسیاری از اعضا مفاصل پلاستیک تشکیل خواهد شد. این مفاصل پلاستیک وظیفه استهلاک انرژی را به عهده دارند. ضوابط طرح لرزه‌ای و ضوابط شکل‌پذیری که در آئین‌نامه‌های فولاد و بتن مطرح می‌شوند با این هدف تدوین شده‌اند که سازه پس از ورود به حوزه فرا ارتجاعی توان اتلاف انرژی مورد تقاضای طرح را داشته باشد و ضریب رفتار فرض شده برای سازه تا حد امکان ممقی گردد.

$$\text{اصل نیروی زلزله} : B.a_E.m \frac{g}{g} = B.\frac{a_E}{g}.(mg) = B.A.W \times \frac{1}{R}$$

$$\text{شتاب مبنای طرح} : \frac{a_E}{g} = A$$

آمریکایی‌ها به شتاب مبنای طرح Seismic Zone می‌گویند. (لرزه‌فیزی سایت)

مفهوم ضریب رفتار و لزوم تسلیم سازه

ضریب رفتارهای متداول در آئین نامه ۵، ۶ و ۷ می‌باشد.

با وجود این اعداد در مخرج نیروی زلزله، در نهایت طراحی به ابعادی خواهیم رسید که برای ارائه به کارفرما به مشکل برخورد خواهیم کرد.

اگر ضریب رفتاری وجود نداشت در این صورت ابعاد سازه چه فرقی خواهد کرد؟

توجیه اقتصادی، معماری و اجرایی

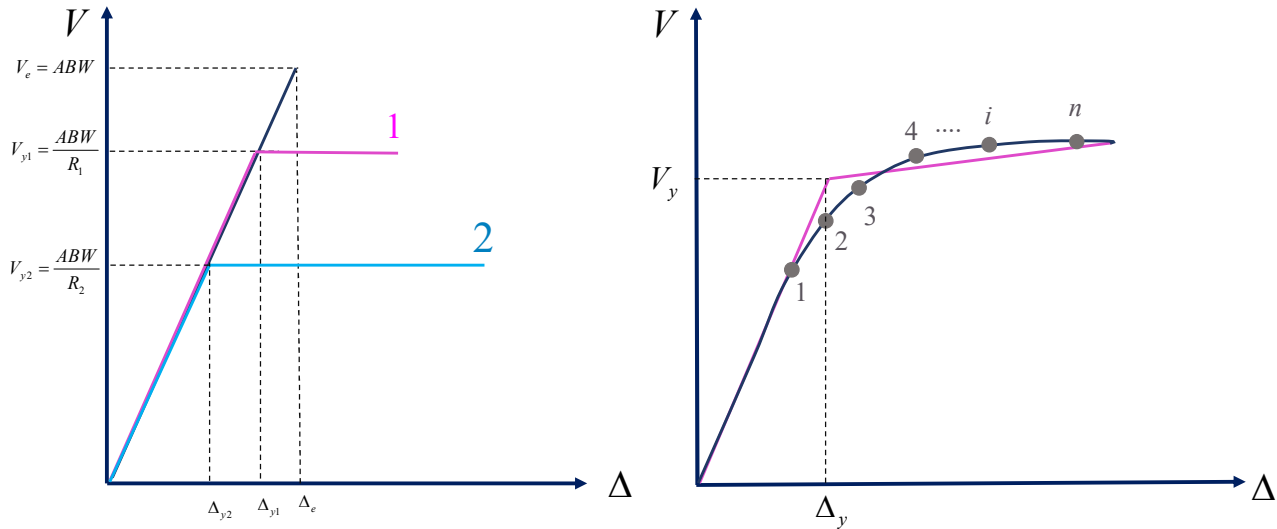
برای حل این معضل براساس پارامترهای زیر ضریب رفتار در آئین‌نامه تعریف می‌شود.

اسکلت بتنی یا فولادی؟ سیستم باربرجانبی؟ ارتفاع سازه؟

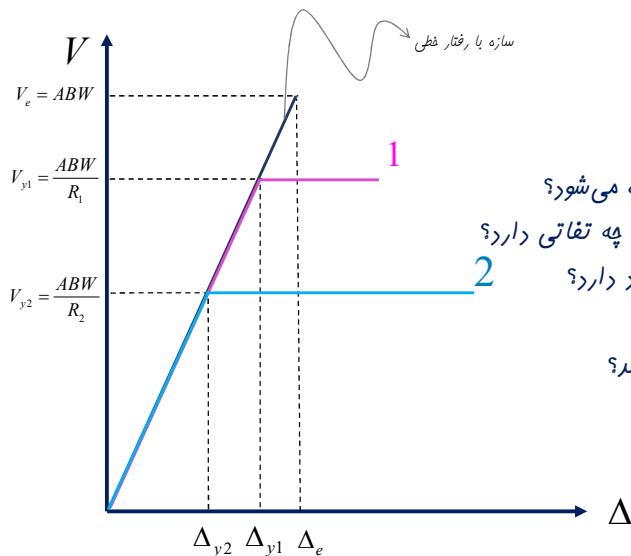
در آن سیستم تعداد اعضای باربرجانبی و نحوه آرایش آنها چگونه است؟ (Redundancy Factor)

اعضای باربرجانبی دارای منحنی ظرفیت با توان اتلاف انرژی بالا هستند یا خیر؟ (شکل‌پذیری)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



سازه با رفتار فطری :

کنترل رفتار فطری و غیر فطری این سازه چگونه تامین می شود؟

نگرانی آئین نامه از افزایش سطح نیرو در این سیستم چگونه برطرف می شود؟

در کنترل نرم افزاری، تغییر شکل های به دست آمده با مقادیر واقعی چه تفاوتی دارد؟

مصالح این سازه دارای رفتار فطری هستند؟ امکان غیر فطری شدن وجود دارد؟

در این سازه قبل و بعد زلزله چه تفاوتی ایجاد خواهد شد؟

در این سازه کدام یک از موارد زیر طراحی را تحت تاثیر قرار می دهد؟

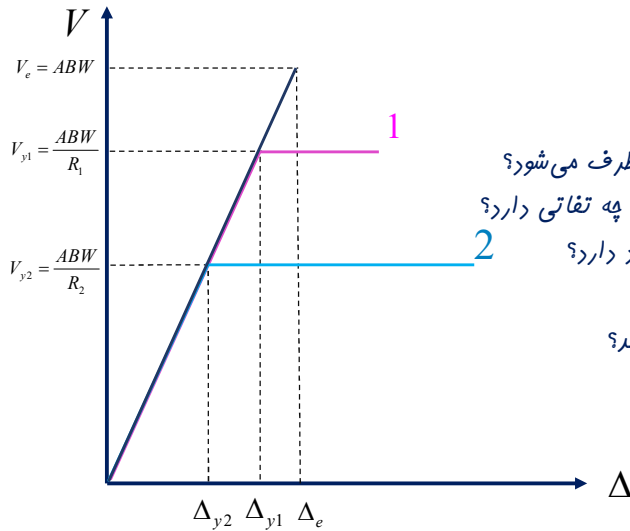
-توجیه اقتصادی

-توجیه اجرایی

-توجیه معماری

-توجیه عملکردی و کاربری سازه

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



سازه ۱:

کنترل رفتار فطری و غیرفطری این سازه چگونه تامین می‌شود؟
نگرانی آئین نامه از نظر افزایش سطح نیرو در این سیستم چگونه برطرف می‌شود؟
در کنترل نرم‌افزاری، تغییر شکل‌های به دست آمده با مقادیر واقعی چه تفاوتی دارد؟

مصالح این سازه دارای رفتار فطری هستند؟ امکان غیرفطری شدن وجود دارد؟
در این سازه قبل و بعد زلزله چه تفاوتی ایجاد خواهد شد؟

در این سازه کدام یک از موارد زیر طراحی را تحت تاثیر قرار می‌دهد؟

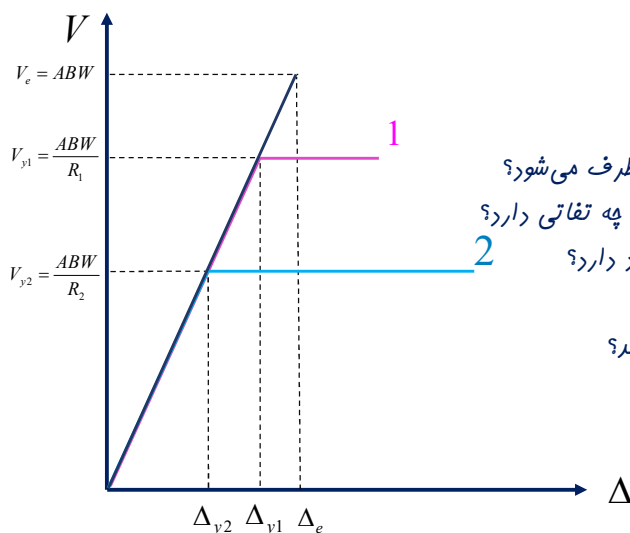
-توجیه اقتصادی

-توجیه اجرایی

-توجیه معماری

-توجیه عملکردی و کاربری سازه

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



سازه ۲:

کنترل رفتار فطری و غیرفطری این سازه چگونه تامین می‌شود؟
نگرانی آئین نامه از نظر افزایش سطح نیرو در این سیستم چگونه برطرف می‌شود؟
در کنترل نرم‌افزاری، تغییر شکل‌های به دست آمده با مقادیر واقعی چه تفاوتی دارد؟

مصالح این سازه دارای رفتار فطری هستند؟ امکان غیرفطری شدن وجود دارد؟
در این سازه قبل و بعد زلزله چه تفاوتی ایجاد خواهد شد؟

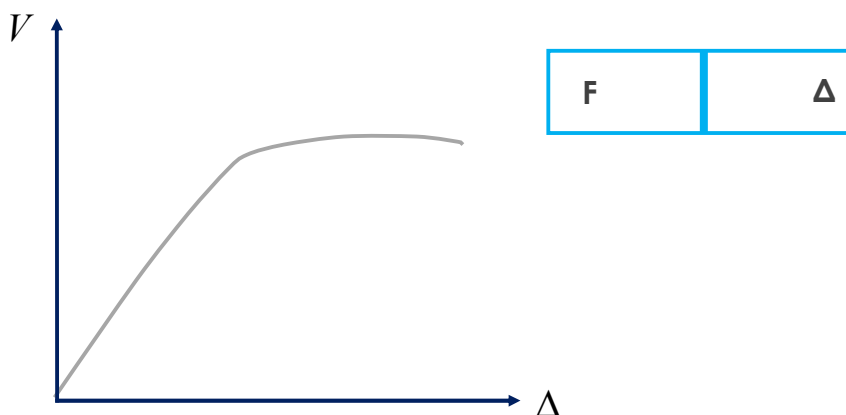
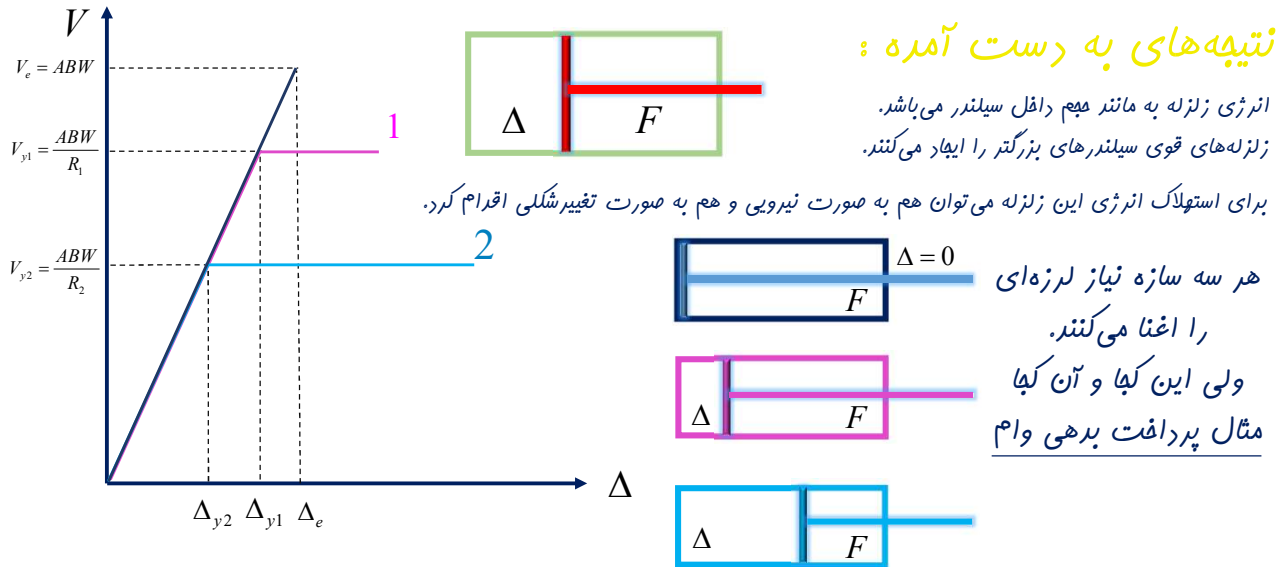
در این سازه کدام یک از موارد زیر طراحی را تحت تاثیر قرار می‌دهد؟

-توجیه اقتصادی

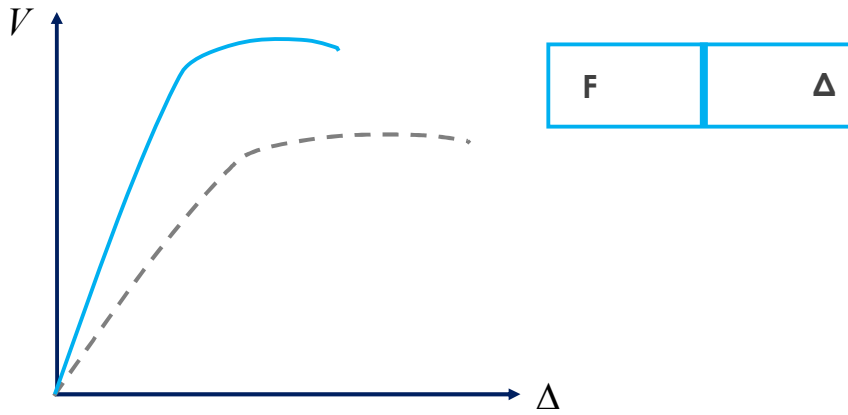
-توجیه اجرایی

-توجیه معماری

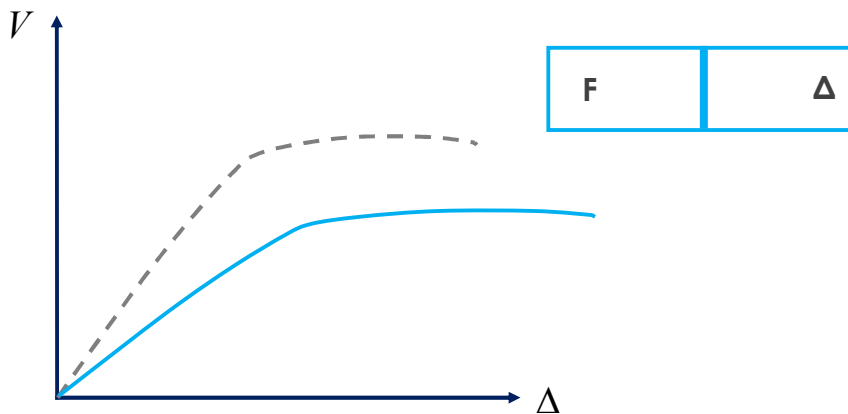
-توجیه عملکردی و کاربری سازه

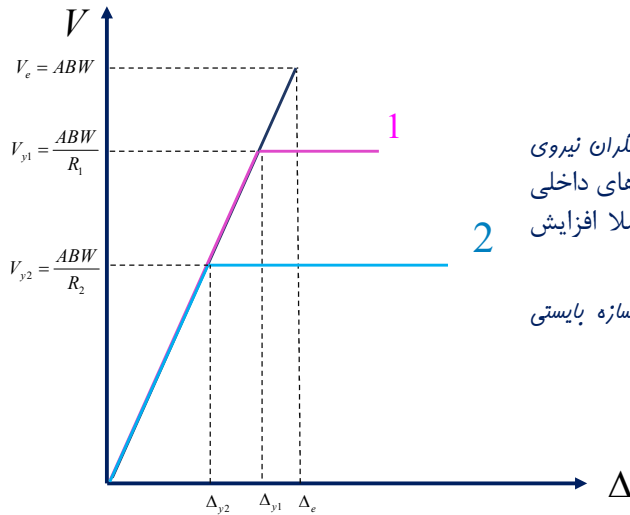



Performance-**B**ased **S**eismic **D**esign & **S**eismic **E**valuation and **R**etrofit of **E**xisting **B**uildings
 




Performance-**B**ased **S**eismic **D**esign & **S**eismic **E**valuation and **R**etrofit of **E**xisting **B**uildings
 

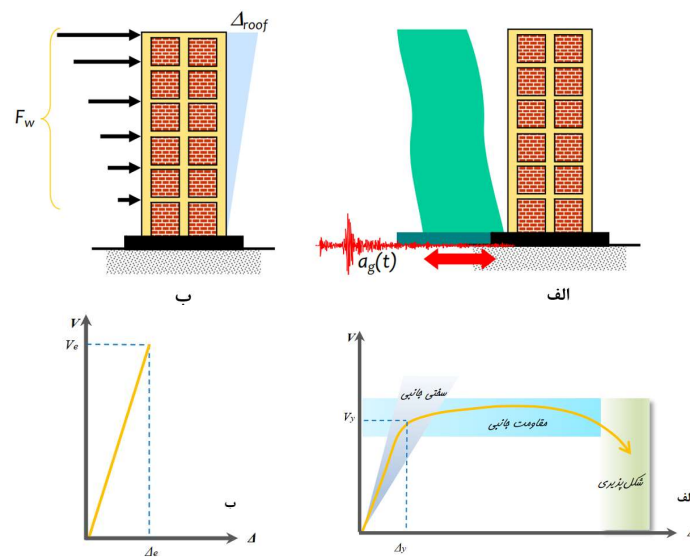




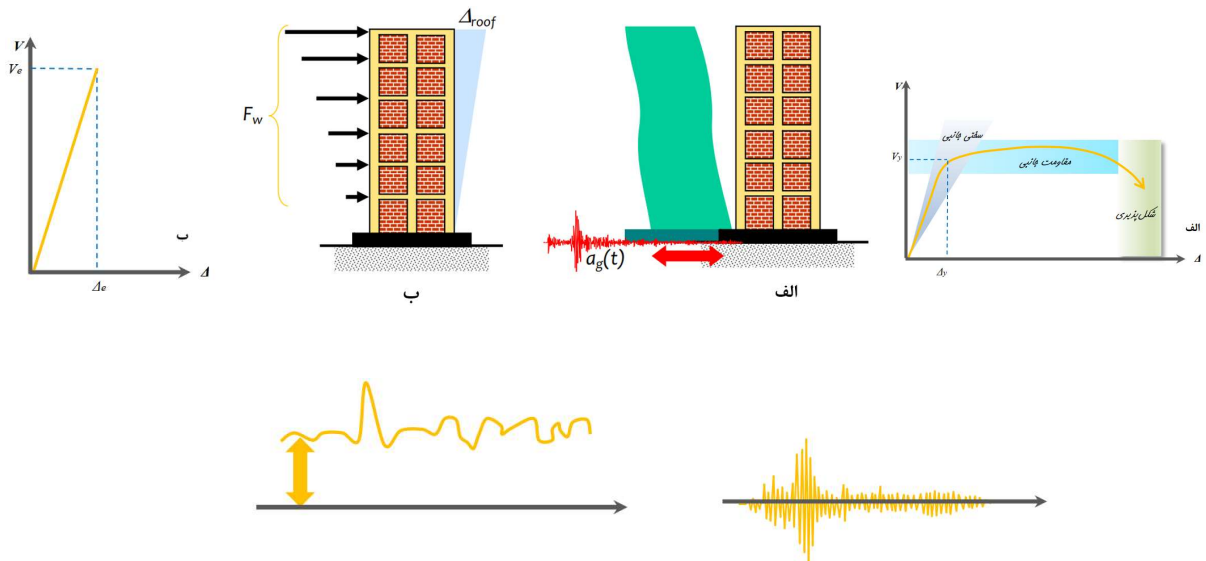
نتیجه‌های به دست آمده :

۱- در سازه‌های طراحی شده براساس شکل‌پذیری و اتلاف انرژی، آئین‌نامه‌ها نگران نیروی وارده نیستند. چرا که با افزایش انرژی وارد بر سیستم، روند افزایش نیروهای داخلی در عضو متوقف شده (به طور قابل ملاحظه محدود گشته) و عملاً افزایش انرژی تبدیل به تغییر شکل می‌شود.

۲- متناسب با مقاومت پانچی سازه، نیاز تغییر شکلی سازه تعیین شده و سازه بایستی قابلیت تحمل تغییر شکل‌های فراتر از آن را داشته باشد.



مبانی اساسی، فلسفه، اصول، ضرورت‌ها و چالش‌ها



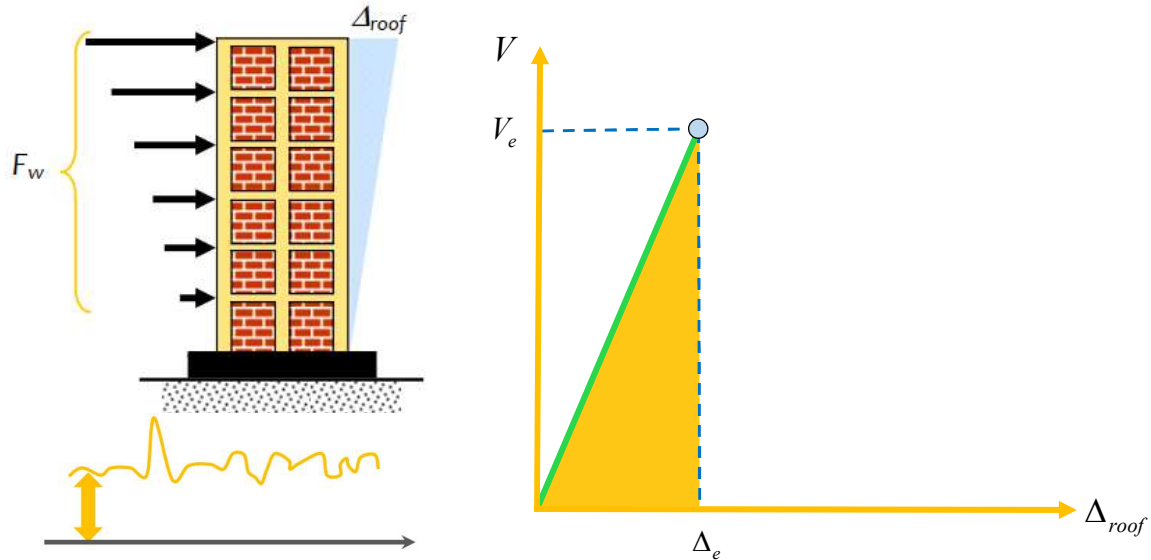
مبانی اساسی، فلسفه، اصول، ضرورت‌ها و چالش‌ها

مثال:

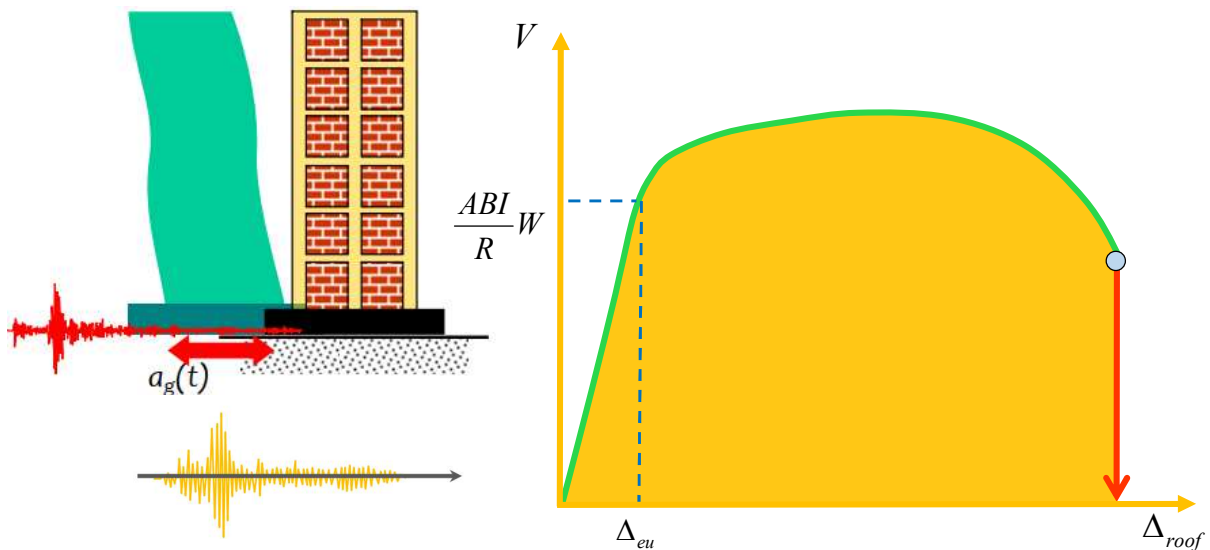
دو سازه A و B مفروض است در سازه A نیاز لرزه‌ای (مقاومتی) دیکته شده توسط استاندارد ۲۱۰۰ برابر با ۵۰۰ تن، و نیاز مقاومتی برای بار باد توسط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برابر با ۱۰۰ تن تجویز می‌شود. در سازه B نیاز لرزه‌ای (مقاومتی) دیکته شده توسط استاندارد ۲۱۰۰ برابر با ۱۰۰ تن، و نیاز مقاومتی برای بار باد توسط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برابر با ۵۰۰ تن تجویز می‌شود. برای هر کدام از سازه‌های کدام یک از بار باد یا زلزله کنترل کننده خواهد بود؟

	Lateral Strength	
	Wind Demand	Seismic Demand
	100 ton	500 ton
	500 ton	100 ton

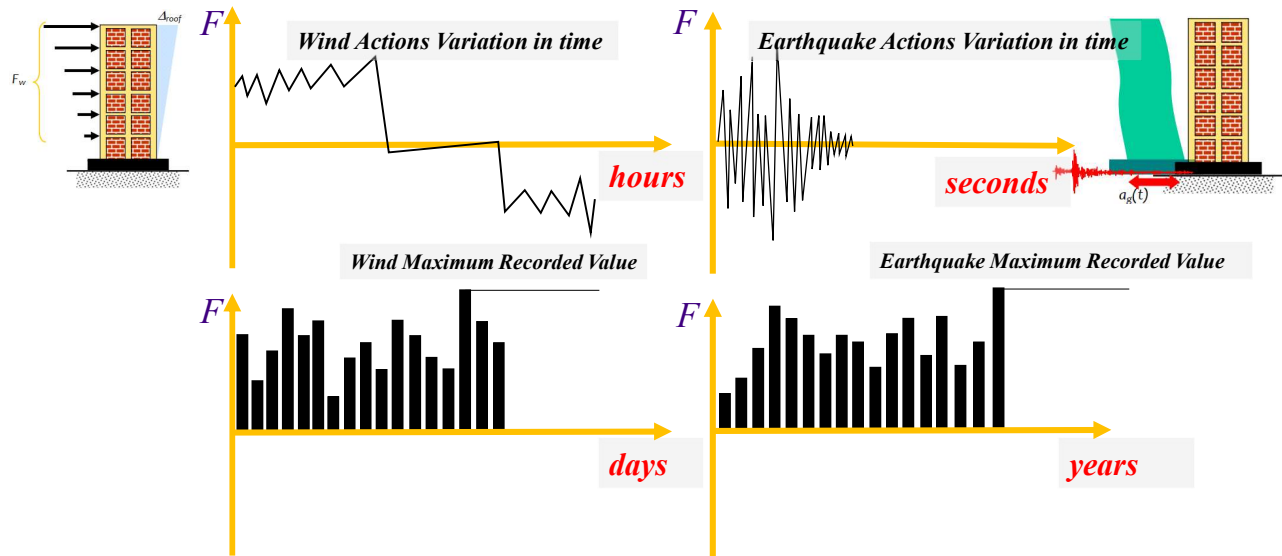
بارگذاری باد و منحنی ظرفیت سازه در اثر بار باد



بارگذاری زلزله و منحنی ظرفیت سازه در اثر بار زلزله

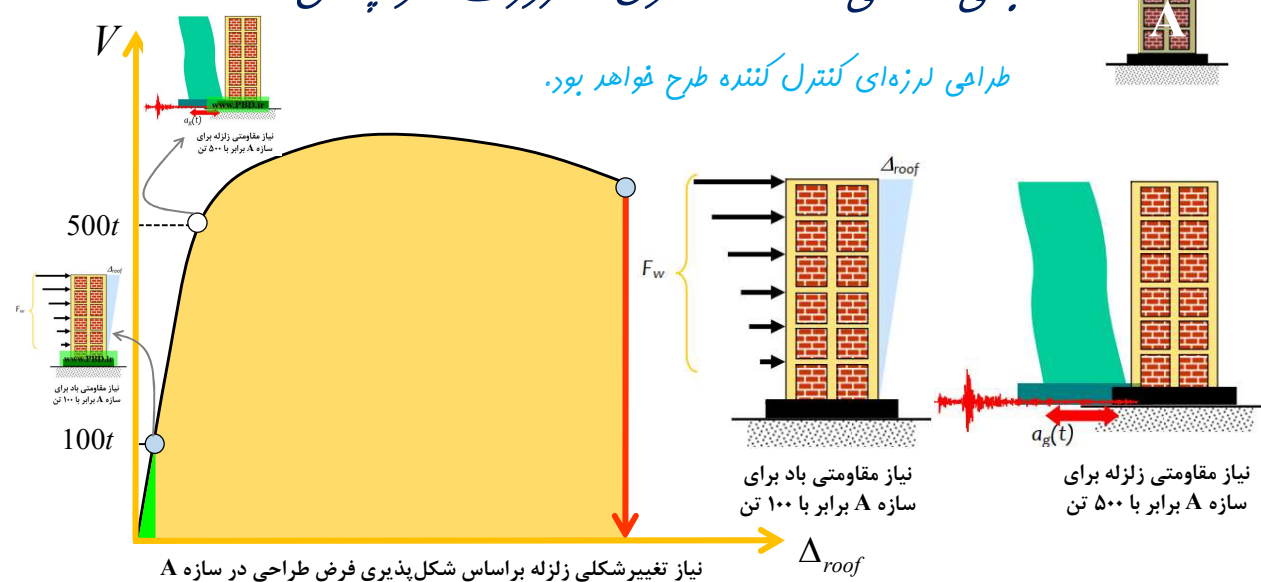


Wind loads versus Earthquake loads

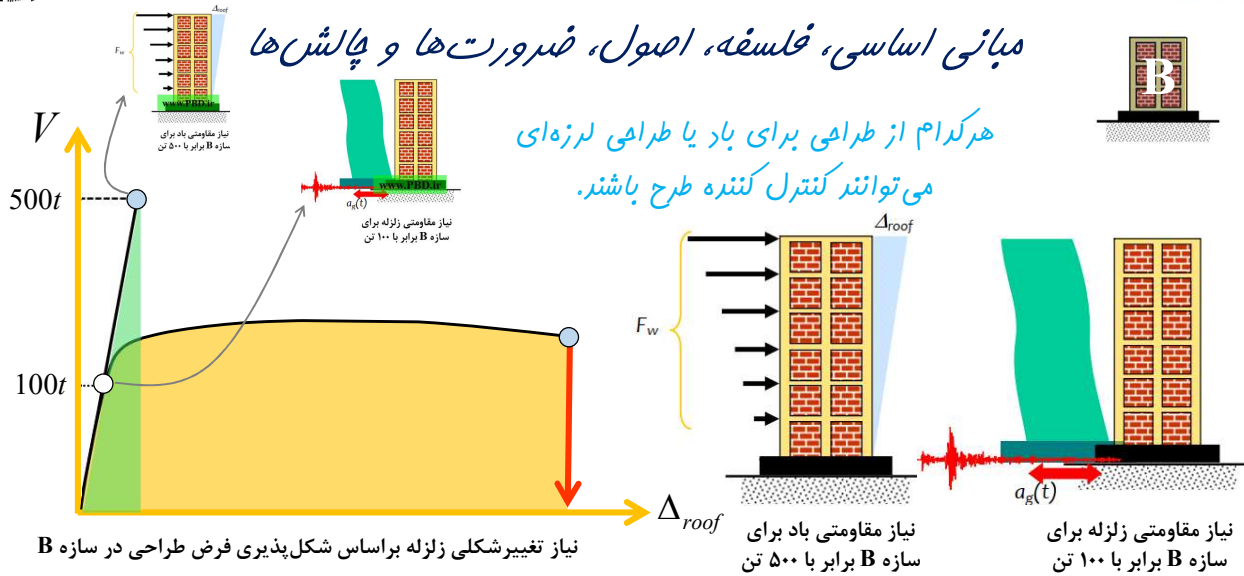


مبانی اساسی، فلسفه، اصول، ضرورت‌ها و چالش‌ها

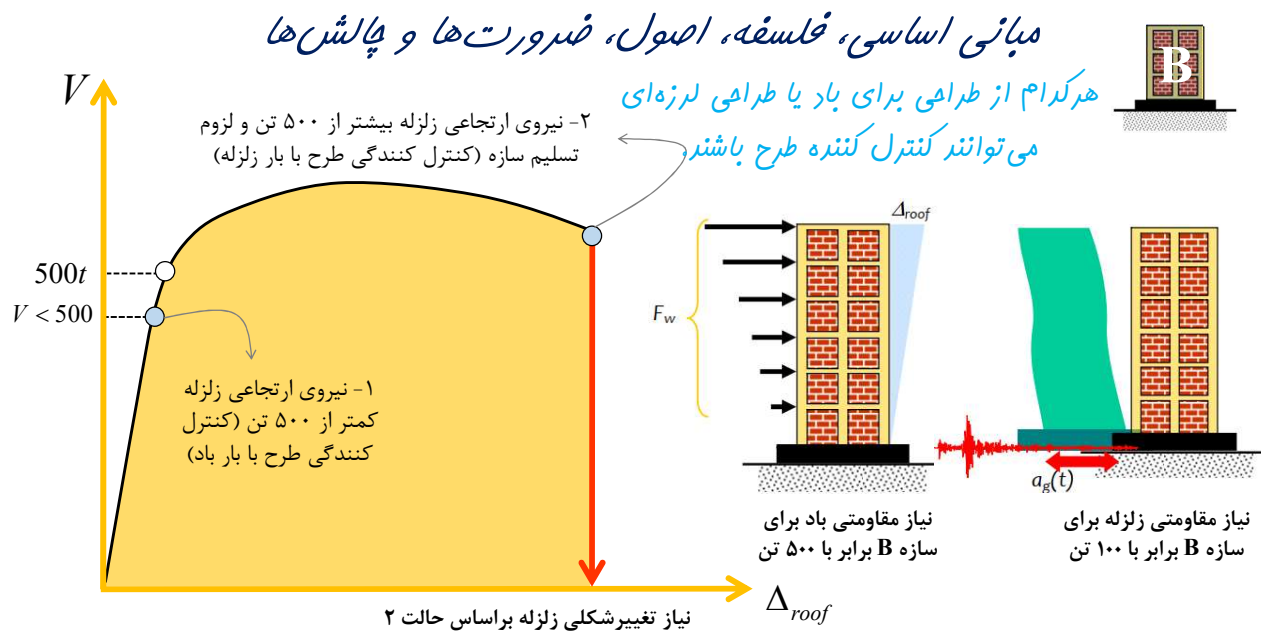
طراحی لرزه‌ای کنترل کننده طرح خواهد بود.



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

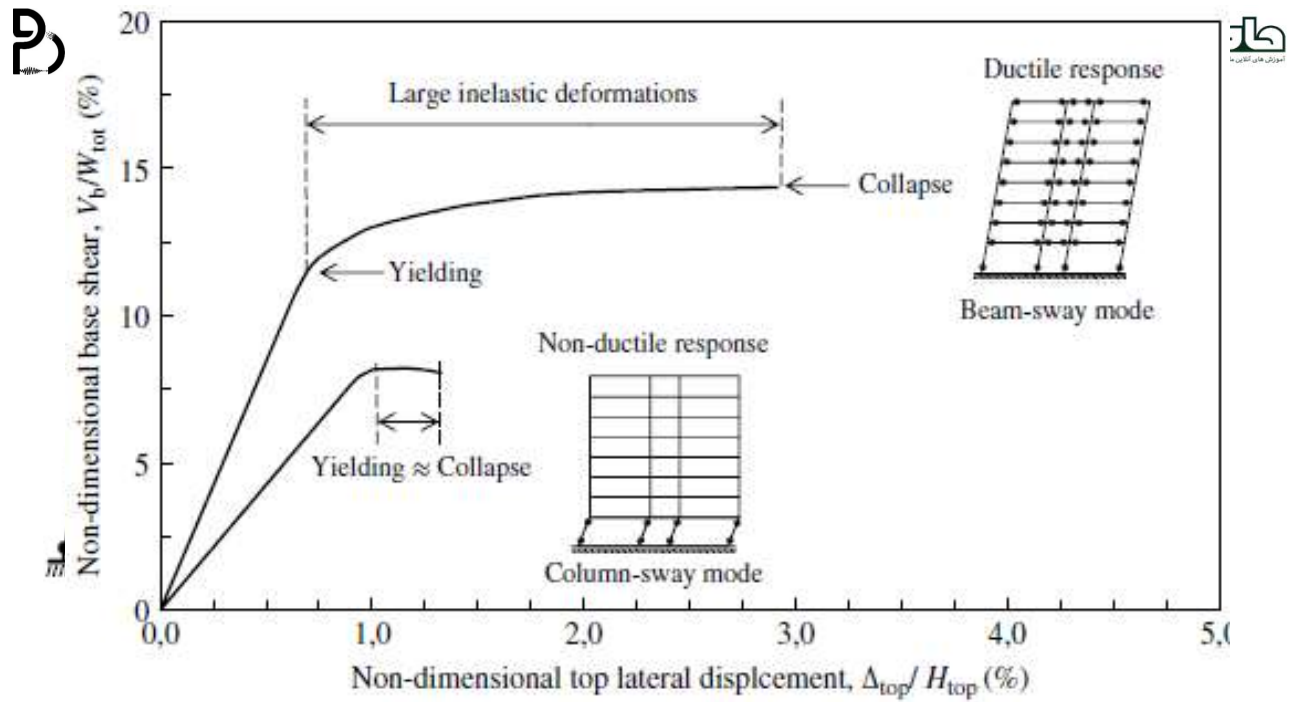
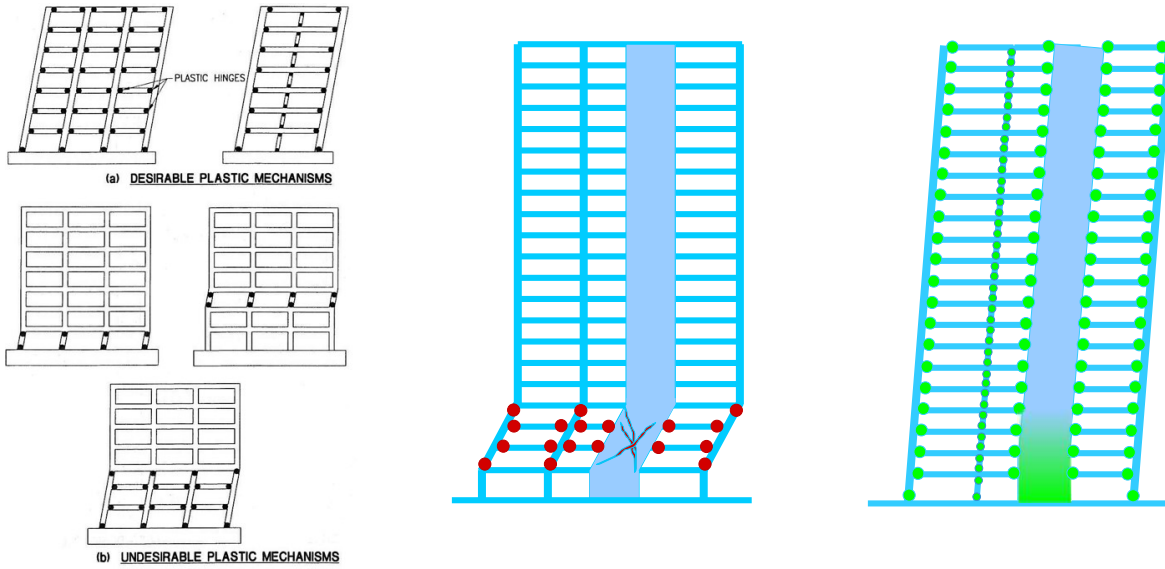


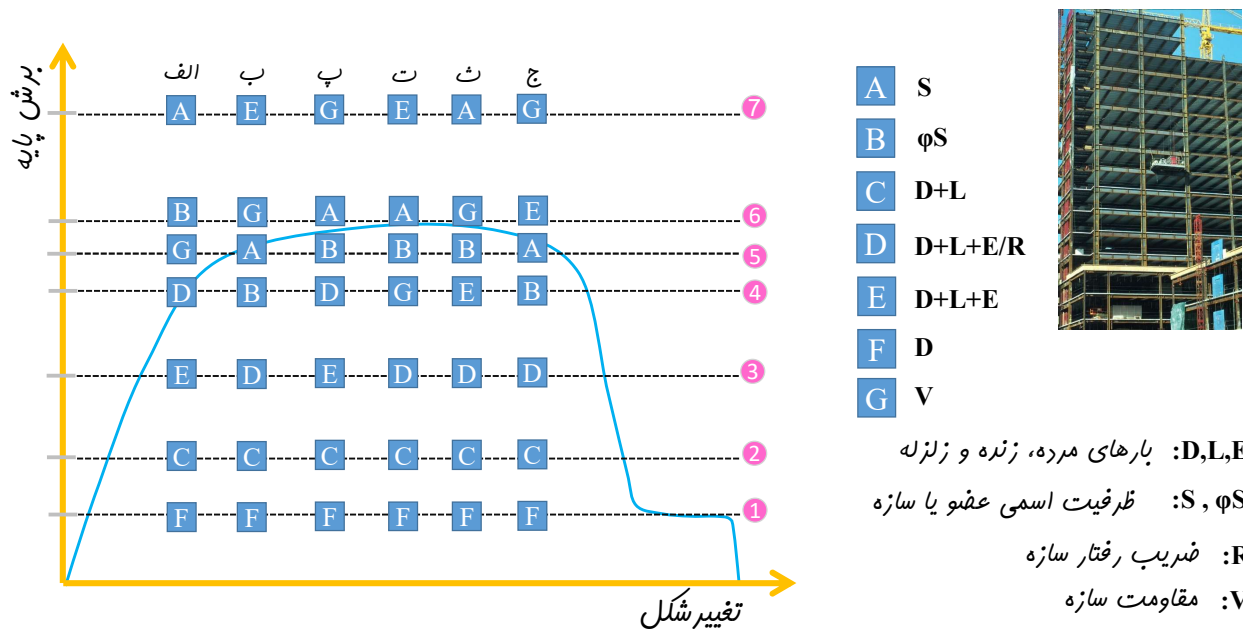
کدام یک از گزینه‌های زیر به بیان حالت حدی بهره‌برداری در سازه‌های بتن‌آرمه مربوط نمی‌شود؟

- ۱- کنترل تغییرشکل بیش از حد سازه
- ۲- کنترل عرض حداکثر ترک
- ۳- کنترل لرزش بیش از حد سازه
- ۴- کنترل تبدیل شدن سازه یا قسمتی از آن به مکانیزم

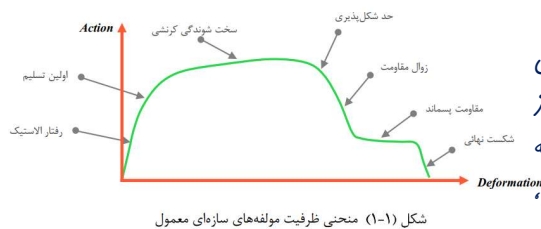
معیارهای طراحی

- ۱- معیار مقاومتی (به دست آوردن نیروهای ناشی از زلزله و بارهای ثقلی و فشار خاک و سیالات)
- ۲- معیار سختی (کنترل Drift)
- ۳- معیار پایداری (کنترل ترک خوردگی و کاهش سختی مقاطع)
- ۴- معیار شکل‌پذیری (طراحی لرزه‌ای برای شکل‌پذیری کم و متوسط و ویژه)
- ۵- معیار بهره‌برداری و سرویس‌دهی (کنترل خیز، ترک و ارتعاش)





منحنی ظرفیت در مولفه‌های سازه‌ای



المان‌های سازه‌ای در مقاطع مفتول متحمل نیروها و لنگرهای داخلی متنوعی نظیر نیرو محوری، نیروی برشی، لنگر خمشی و لنگر پیچشی می‌باشند که از طریق مکانیک جامدات هر کدام از این نیروها و لنگرها را می‌توان به تنش‌های محوری و برشی متناظر تبدیل کرد. در مهندسی زلزله به این نیرو، لنگر و تنش‌های داخلی ایبار شده لفظ تلاش (Action) اطلاق می‌گردد.

بنابراین تلاش‌های داخلی می‌توانند هم از جنس نیرو و لنگر باشند و هم از جنس تنش باشند. هر کدام از تلاش‌های ذکر شده باعث ایبار تغییر شکل‌های (Deformation) متناظر در مقطع خواهند شد، به عنوان مثال تلاش نیروی محوری فشاری باعث کاهش طول، تلاش لنگر خمشی باعث دوران، تلاش برش باعث اعوجاج و ... خواهند شد. در نموداری که محور قائم آن تلاش و محور افقی آن تغییر شکل ناشی از آن تلاش باشد به منحنی حاصله از آن نمودار **منحنی ظرفیت مقطع برای آن تلاش** گفته می‌شود. منحنی ظرفیت به فرم نیرو-تغییر مکان برای کل سازه نیز تعریف می‌شود که مشخصاً وابسته منحنی ظرفیت مولفه‌های سازه‌ای خواهد بود.



سیستم قاب خمشی فولادی مقاوم:

- سیستم باربر ثقلی:

قاب‌های باربر ثقلی (غیر لرزه‌بر)

قاب‌های لرزه‌بر (قاب‌های خمشی)

- سیستم تامین پایداری و مقاومت در برابر بارهای جانبی:

قاب‌های لرزه‌بر (قاب‌های خمشی)

با کیردار کردن اتصال تیر به ستون، سفتی ستون در کنترل تغییر شکل‌های جانبی مشارکت خواهد کرد.

- سیستم تامین اتلاف انرژی:

قاب‌های لرزه‌بر (قاب‌های خمشی)

تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها و ستون‌ها (تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها نیایستی منجر به تشکیل طبقه نرم-ضعیف گردد)



$$\Omega_0 = \frac{V_y}{V_d}$$

اضافه مقاومت: (Ω_0)

کلیه سازه‌ها در برابر بارهای وارده مقاومتی بیشتر از مقاومت طراحی (مقاومت اسمی) خود نشان می‌دهند. دلیل این امر وجود مقاومت مازادی می‌باشد که در طراحی لحاظ نشده است. این مقاومت مازاد به مقاومت اضافه معروف بوده و به عنوان یکی از موثرترین پارامترها در محاسبه ضریب رفتار می‌باشد. عمده دلایل موثر بر این اضافه مقاومت به صورت زیر می‌باشد:

$$\Omega_0 = \Omega_M \Omega_D \Omega_S$$

۱- اضافه مقاومت ناشی از مصالح Ω_M

۲- اضافه مقاومت ناشی از طراحی Ω_D

۳- اضافه مقاومت سازه‌ای Ω_S

$$\Omega_0 = \Omega_M \Omega_D \Omega_S$$

۱- اضافه مقاومت ناشی از مصالح Ω_M

-مقاومت‌های بالاتر از حد مشخص شده برای مصالح مصرفی؛

ممکن است مقاومت مصالح در عمل بیشتر از فرض طراحی باشد به ویژه اگر مقاومت مصالح در المان‌های مختلف، متفاوت باشد. مثلاً کیفیت بتن ریزی ستون‌های یک طبقه بهتر از طبقه دیگر است، یا ستون‌ها دستی بتن ریزی شده و برای تیرها از بتن آماده استفاده شده، در حالی که طراحی هر دو برای یک مقاومت مشخص انجام شده ولی مقاومت موجود تیرها و ستون‌ها قطعاً متفاوت خواهد بود. در فولاد نیز این اتفاق صادق است، به صورتی که مقاومت کارخانه‌ها و قط تولیدهای مختلف متفاوت است.

-سفت شوئنگی کرنشی مصالح (Strain Hardening)؛

سفت شوئنگی کرنشی مصالح در طراحی منظور نمی‌شود، بنابراین این ویژگی باعث بوجود آمدن مقاومت مازاد در المان‌ها خواهد شد.

$$\Omega_0 = \Omega_M \Omega_D \Omega_S$$

۲- اضافه مقاومت ناشی از طراحی Ω_D

-ضرائب کاهش مقاومت (حاشیه ایمنی آئین‌نامه)؛

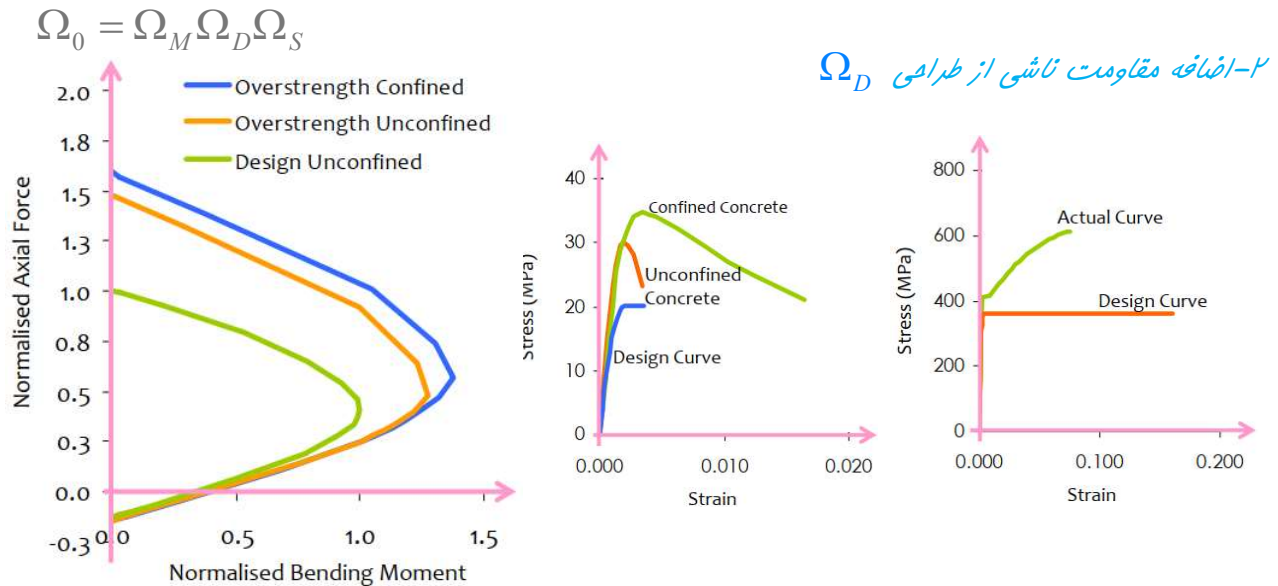
ضوابط مختلف موجود در آئین‌نامه‌ها دارای ضرائب اطمینان‌های مختلف است. مثلاً ضریب کاهش مقاومت خمشی برابر ۰/۹ می‌باشد. این حاشیه ایمنی به دلیل نواسانات مقاومت مصالح، فظاهایی که زمان سافت مقاطع به وجود می‌آید و فظاها و تقریب‌های احتمالی در فرمولاسیون آئین‌نامه می‌باشد.

-محدودیت آئین‌نامه برای سفتی جانبی سازه (کنترل دررفت سازه)؛

با وجود اینکه المان مشخصی برای معیار مقاومت پوآنگو بوده ولی به دلیل معیار سفتی مجبور به افزایش ابعاد این المان هستیم تا دررفت سازه براساس مقدار مجاز آئین‌نامه کنترل گردد. این افزایش ابعاد به دلیل معیار سفتی باعث ایجاد اضافه مقاومت خواهد شد.

-ضوابط حداقلی آئین‌نامه برای ابعاد و بیژنیات المان‌ها (ضوابط شکل‌پذیری)؛

ممکن است با وجود پوآنگویی المان برای معیار مقاومت، به دلیل ضوابط شکل‌پذیری ابعاد و مقاومت المان افزایش یابد در این صورت اضافه مقاومت دیگری در المان به وجود خواهد آمد. نمونه مشهور این مورد کنترل ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی می‌باشد.



$$\Omega_0 = \Omega_M \Omega_D \Omega_S$$

۳- اضافه مقاومت سازه‌ای Ω_S

- تیپ‌بندی پلانی و ارتفاعی سازه:

برای اینکه سازه تویبه اجرایی داشته باشد بایستی تنوع مقاطع و آرماتورهای استفاده شده تا حد امکان معقول و منطقی باشد. بنابراین ممکن است با وجود اینکه حتی برخی مقاطع بوابگویی تمامی نیازهای طراحی می‌باشند ولی بازهم برای اجرایی‌تر شدن طرح مقاطع و آرماتورها افزوده خواهند شد.

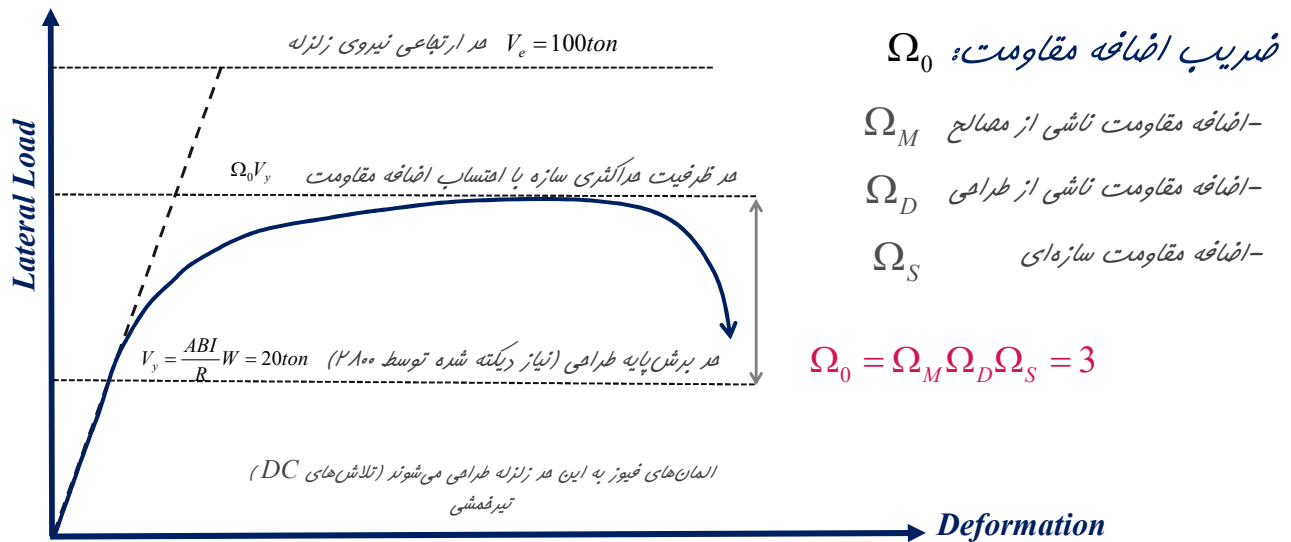
- بازتوزیع نیروهای داخلی در محدوده غیر ارتجاعی به دلیل درجه نامعینی سازه (Redundancy):

قابلیتی از سازه است که به واسطه آن فرای و خسارت در بین تمامی المان‌های باربر لرزه‌ای توسعه پیدا می‌کند به نحوی که اگر تعدادی از المان‌ها مذکور دچار آسیب چری شوند در این صورت روند اتلاف انرژی متوقف نگردد و مابقیه المان‌ها که سابقاً آسیب کمتری دیده بودند یا در محدوده خطی بودند وظیفه اتلاف انرژی را عهده‌دار شوند و این روند به صورت سلسله مراتبی پیش می‌رود تا جایی که از حداکثر ظرفیت اتلاف انرژی سازه استفاده گردد.

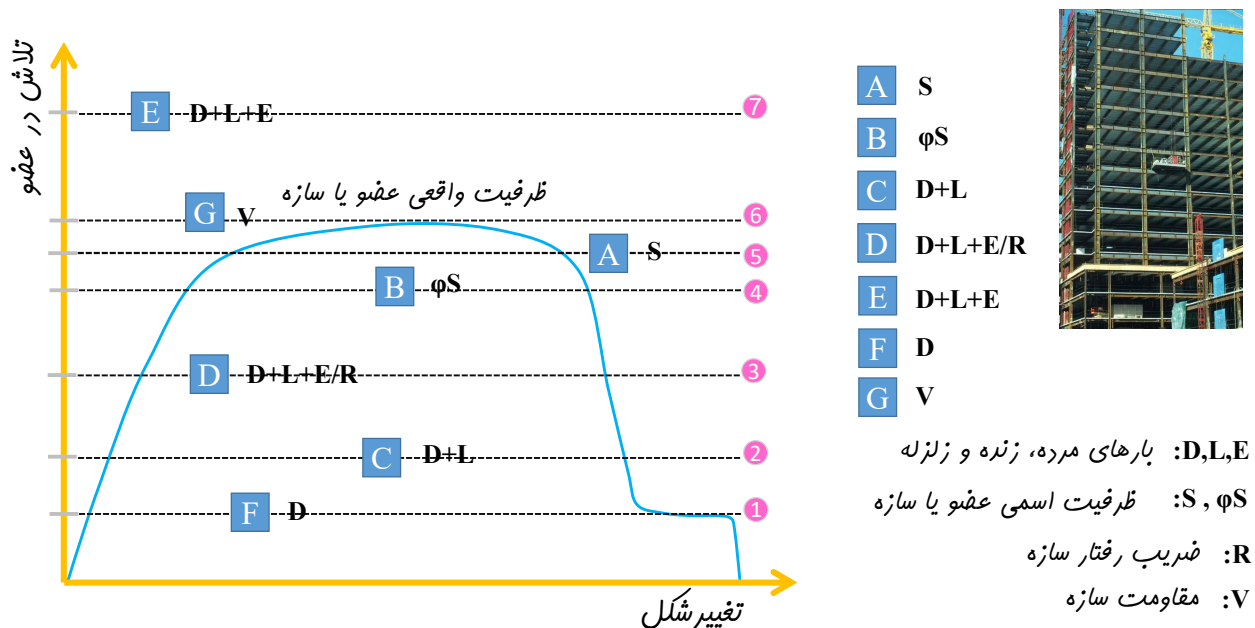
- امکان فیکس نشدن مقادیر DCRها به مقدار ۱/۰:

مشخصاً نمی‌توان مقدار DCR المان‌های مفتلف را به عدد یک فیکس کرد. بنابراین کمتر بودن این مقدار باعث تولید اضافه مقاومت خواهد شد. در تیرهای هم امتداد به دلیل اجرایی شدن طرح ماکزیمم آرماتور طولی ملاک قرار می‌گیرد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



مفهوم خرابی و معرفی سطوح عملکرد اصلی سازه

۱- سطح عملکرد سرویس دهی بی وقفه (قابلیت استفاده بی وقفه) Immediate Occupancy (IO)
 این سطح عملکرد معرف حالتی است، که میزان تغییرشکل‌های فرا ارتعاشی در محل مفصل به حد کمی محدود شده است. به گونه‌ای که در جریان یک زلزله شدید عملاً میزان خرابی‌های به حدی است که پس از زلزله، کوچکترین اختلالی در بهره‌برداری مستمر و بی وقفه در سازه ایجاد نمی‌شود.

۲- سطح عملکرد ایمنی جانی Life Safety (LS)
 در این حالت میزان تغییرشکل‌های خمیری در مفصل پلاستیک از حد نظیر با IO فراتر رفته ولی به یک مقدار مشخص محدود می‌گردد. اصطلاحاً به این میزان تغییرشکل گفته می‌شود میزان خرابی به حدی است که ایمنی جانی سکنه ساختمان حفظ خواهد شد و هیچ‌گونه تلفات یا خسارات جانی نخواهیم داشت لیکن ممکن است سازه بعد از زلزله امکان بهره‌برداری مجدد نداشته باشد.

مفهوم خرابی و معرفی سطوح عملکرد اصلی سازه

۳- آستانه فروریزش Collapse Prevention (CP)
 در این حالت میزان تغییرشکل‌های فرا ارتعاشی از حدود قبلی فراتر بوده خرابی گسترده در سازه ایجاد می‌شود. خرابی به حدی خواهد بود که ساختمان فرونریزد و تلفات جانی به حداقل برسد.

ASCE41-13:

هرگونه طریقی که در آن تلفات جانی ممتدل باشد منتفی می‌باشد.

مهندس طراحی کرده و کنترل می‌کند ولی در آخر ممکن است تعدادی از نفرات بمیرند!!!!

مفهوم خرابی و معرفی سطوح عملکرد اصلی سازه

۱-۱-۵-۱- سطح عملکرد ۱- قابلیت استفاده بی وقفه

سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله محتمل، مقاومت و سختی اجزای سازه تغییر قابل توجهی پیدا نکرده و استفاده بی وقفه از آن ممکن باشد.

۱-۱-۵-۱-۳- سطح عملکرد ۳- ایمنی جانی

سطح عملکرد ایمنی جانی به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله محتمل، خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی ها به اندازه ای نباشد که منجر به خسارت جانی شود.

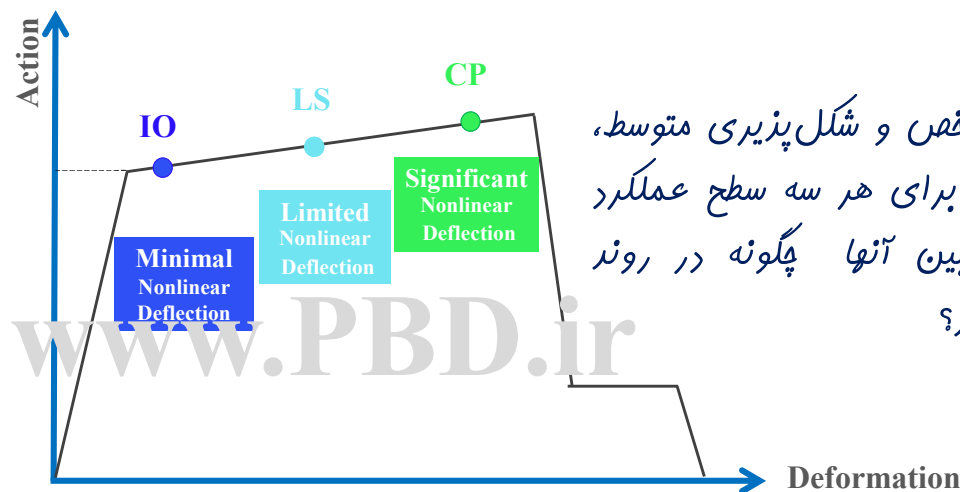
۱-۱-۵-۱-۵- سطح عملکرد ۵- آستانه فروریزش

سطح عملکرد آستانه فروریزش به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله محتمل، خرابی گسترده در سازه ایجاد شود، اما ساختمان فرونریزد و تلفات جانی به حداقل برسد.

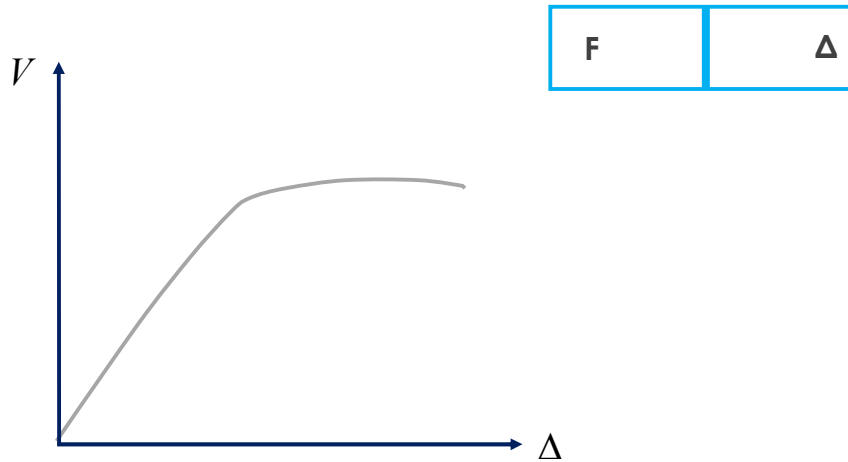
مفهوم خرابی و معرفی سطوح عملکرد اصلی سازه

سوال بسیار مهم :

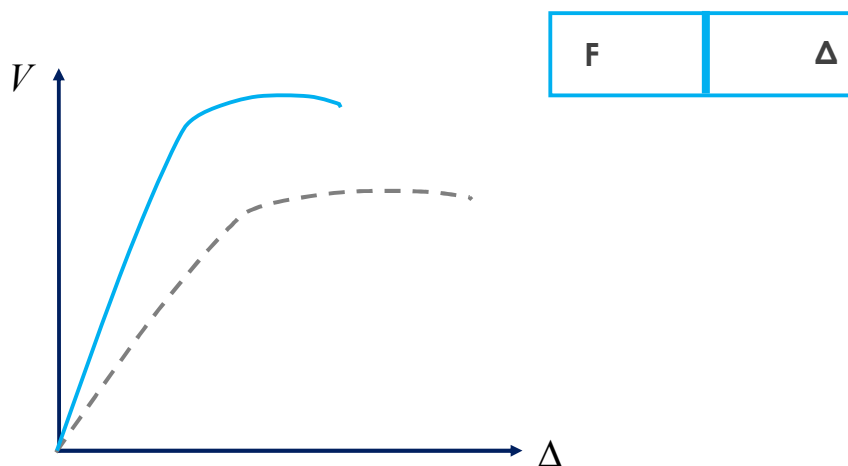
با فرض یک زلزله مشخص و شکل پذیری متوسط، اگر این تلاش روبرو برای هر سه سطح عملکرد طراحی گردد تفاوت بین آنها چگونه در روند طراحی اعمال خواهد شد؟



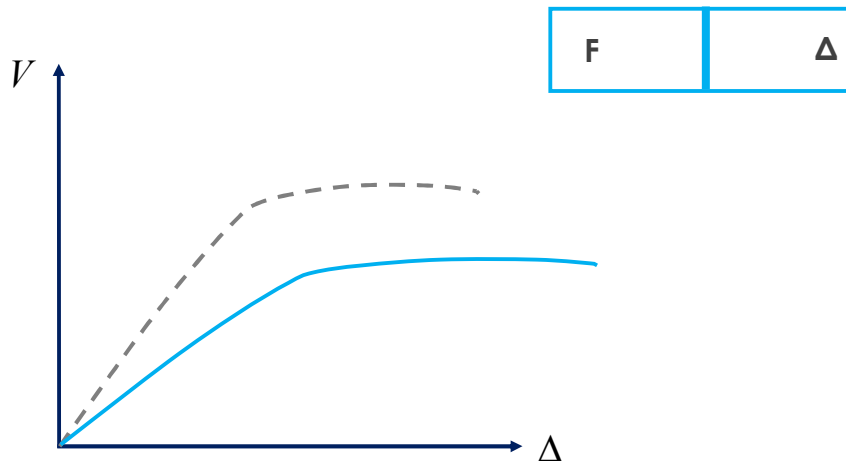
مفهوم خرابی و معرفی سطوح عملکرد اصلی سازه



مفهوم خرابی و معرفی سطوح عملکرد اصلی سازه



مفهوم خرابی و معرفی سطوح عملکرد اصلی سازه



رفتار خطی چگونه رفتار است؟

در ریاضیات یک تابع یا یک سیستم $(G(X))$ را دارای رفتار خطی گویند هرگاه دو شرط زیر برقرار باشد:

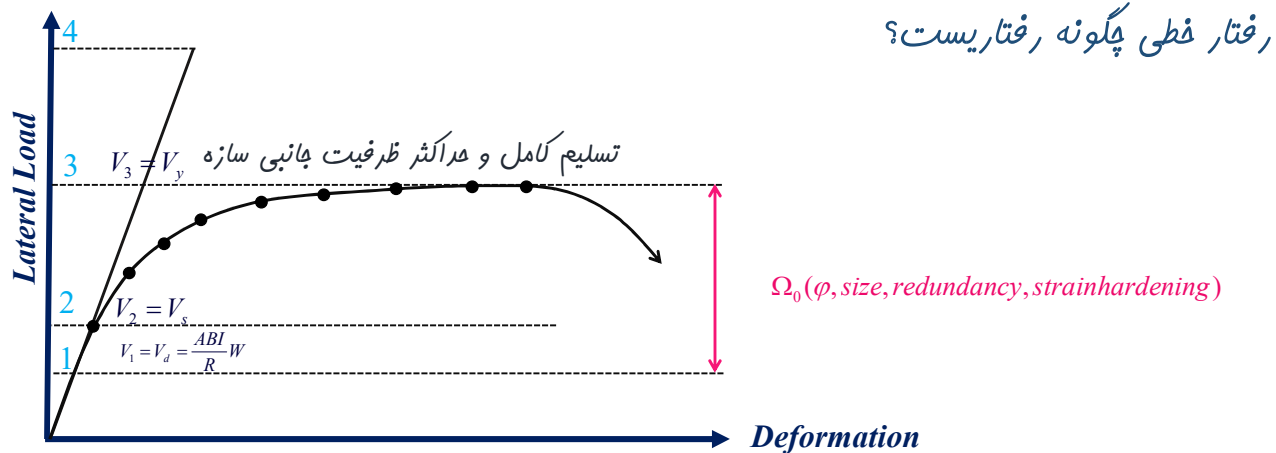
1-Additivity

$$G(X+Y) = G(X) + G(Y)$$

2- Homogeneity

$$G(\alpha X) = \alpha G(X)$$

در مسدوده تغییر شکل‌های کوچک به دلیل برقراری قانون هوک، هر دو شرط فوق برقرار می‌باشد.



رفتار فنی چگونه رفتار است؟

در محدوده تغییر شکل‌های کوچک به دلیل برقراری قانون هوک، هر دو شرط فوق برقرار می‌باشد.

Deformation=G(Load)

رفتار فنی چگونه رفتار است؟

تابع رفتار یک سازه به صورت زیر تعریف می‌شود:

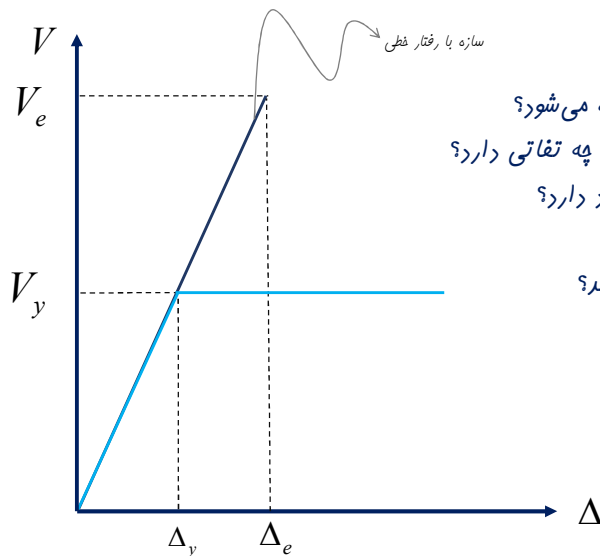
**Super
Position**

- 1-Additivity:
 $G(\text{Dead}+\text{Live}+\text{Snow}+\text{Earthquake})=G(\text{Dead})+ G(\text{Live})+ G(\text{Snow})+ G(\text{Earthquake})$
- 2- Homogeneity:

$$G(1.4\text{Dead})= 1.4 G(\text{Dead})$$

Load Combination

$$G(1.2\text{Dead}+1.0\text{Live}+0.2\text{Snow}+1.0\text{Earthquake}) \\ =1.2G(\text{Dead})+ 1.0G(\text{Live})+ 0.2G(\text{Snow})+ 1.0G(\text{Earthquake})$$



سازه با رفتار فطری و غیر فطری :
 کنترل رفتار فطری و غیر فطری این سازه چگونه تامین می شود؟
 نگرانی آئین نامه از افزایش سطح نیرو در این سیستم چگونه بر طرف می شود؟
 در کنترل نرم افزاری، تغییر شکل های به دست آمده با مقادیر واقعی چه تفاوتی دارد؟
 مصالح این سازه دارای رفتار فطری هستند؟ امکان غیر فطری شدن وجود دارد؟
 در این سازه قبل و بعد زلزله چه تفاوتی ایجاب خواهد شد؟
 در این سازه کدام یک از موارد زیر طراحی را تحت تاثیر قرار می دهد؟

- توبیه اقتصادی
- توبیه اجرایی
- توبیه معماری
- توبیه عملکردی و کاربری سازه

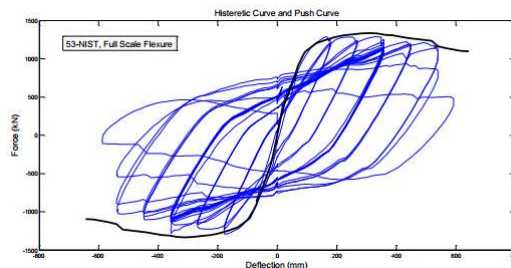
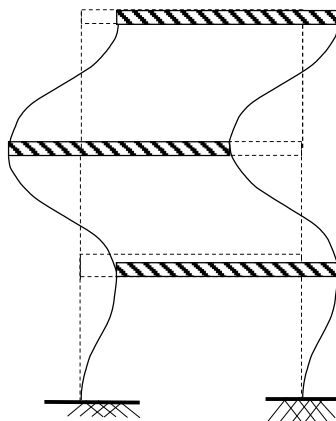
در مهندسی زلزله عبارات استاتیک و دینامیک بسیار پر کاربرد می باشند.
 تفاوت اینها در موارد مختلف را چگونه تشریح می کنید؟

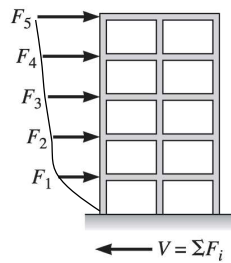
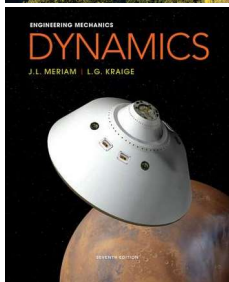
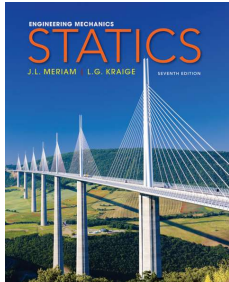
۱- درس استاتیک و درس دینامیک که در کاشناسی ارائه می شود.

۲- رفتار استاتیکی و دینامیکی سازه

۳- بارگذاری استاتیکی و دینامیکی سازه

۴- تحلیل استاتیکی و دینامیکی سازه



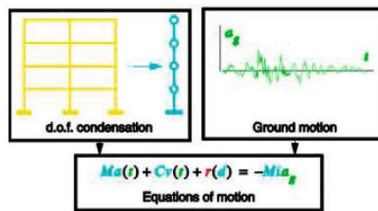


$$F_i = cte$$

$$M_i = cte$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sum F = 0 \\ \sum M = 0 \end{cases}$$

درس استاتیک:
تعادل سکون و استاتیک



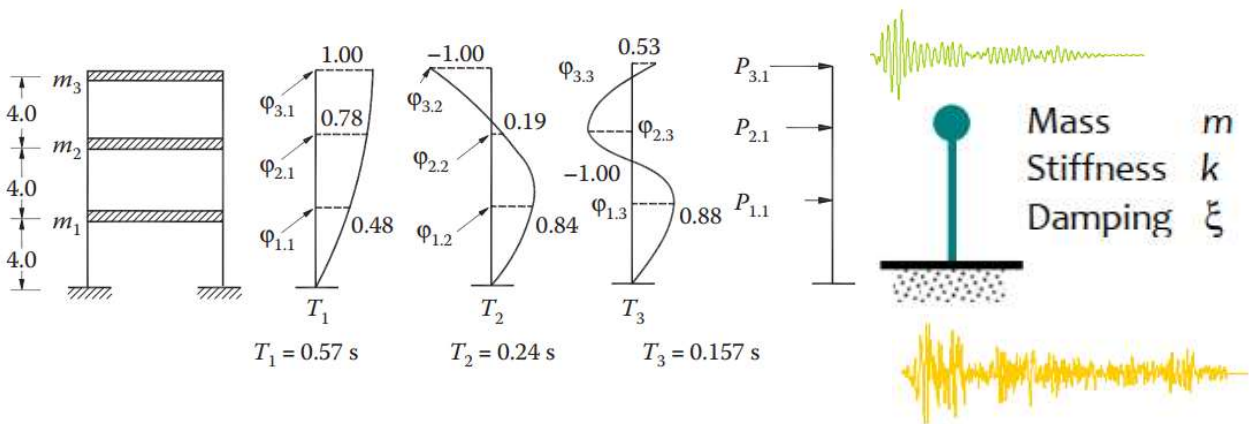
$$F_i = F(t)$$

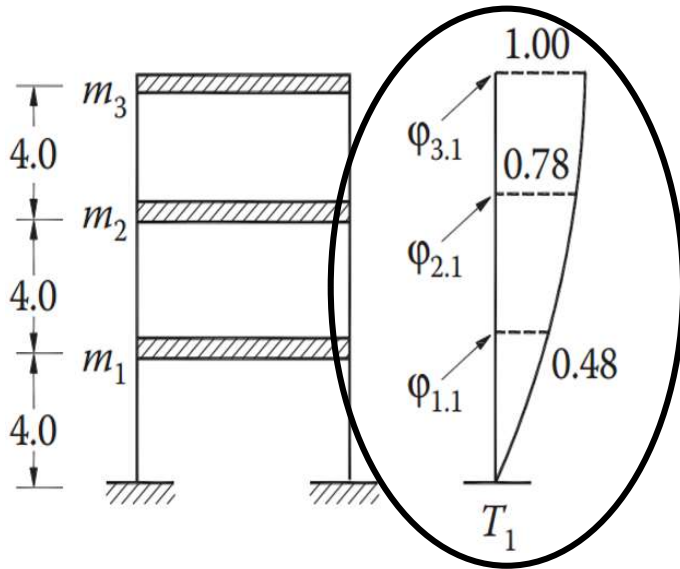
$$M_i = M(t)$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sum F = ma(t) \\ \sum M = I\ddot{\theta} \end{cases}$$

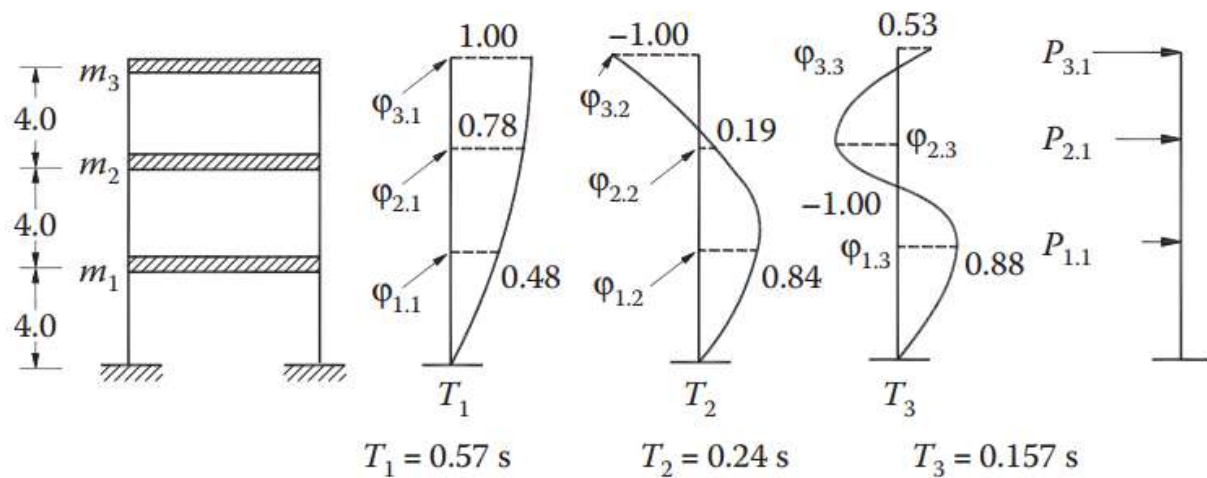
درس دینامیک:
تعادل پویا و دینامیک

تحلیل استاتیکی، تحلیل دینامیکی طیفی و دینامیکی تاریخچه زمانی:





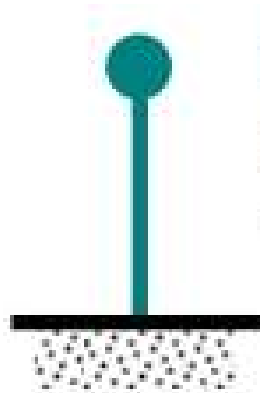
تحليل استاتیکی:



تحليل دینامیکی طیفی:



تحلیل دینامیکی دینامیکی تاریخچه زمانی:



Mass m

Stiffness k

Damping ξ



رفتار استاتیکی و دینامیکی:

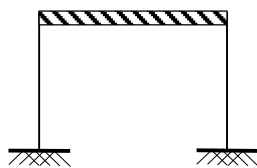
رفتار استاتیک یا رفتار تک مودی:

سازه‌هایی که بخش قابل توجهی از رفتار جانبی آنها توسط مود اول آن تعیین شود، سازه دارای رفتار استاتیک فواید بود.

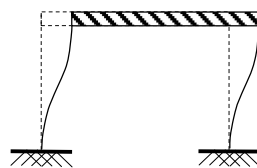
رفتار دینامیک یا رفتار چند مودی:

رفتار استاتیکی کامل

سازه‌هایی که رفتار جانبی آنها علاوه بر مود اول، توسط مودهای بالاتر نیز کنترل شود، سازه دارای رفتار دینامیک فواید بود.



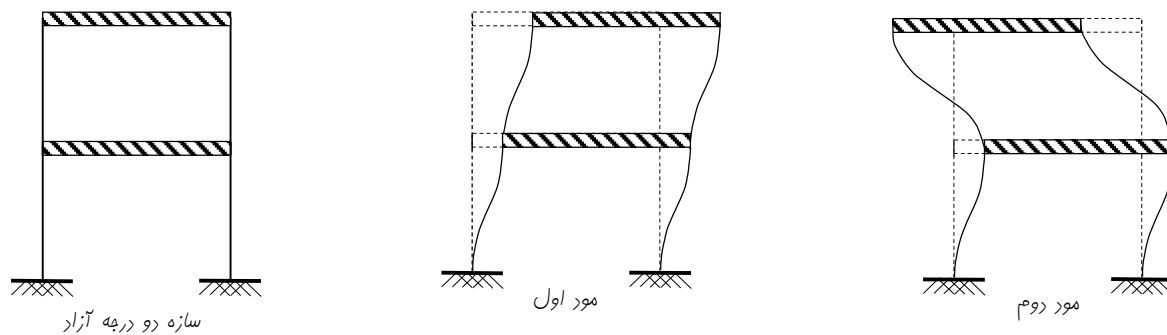
سازه یک درجه آزاد



مود اول

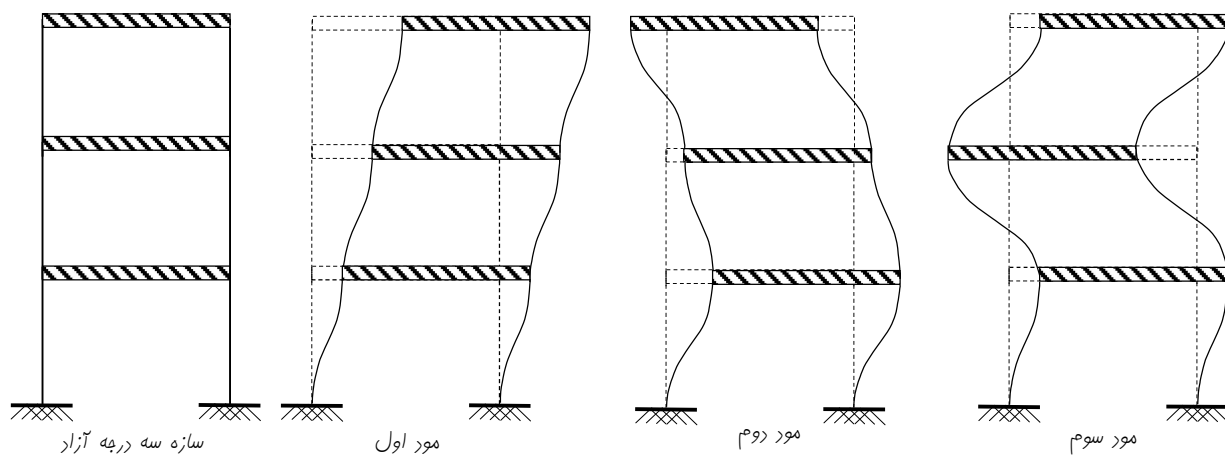
رفتار استاتیکی و دینامیکی:

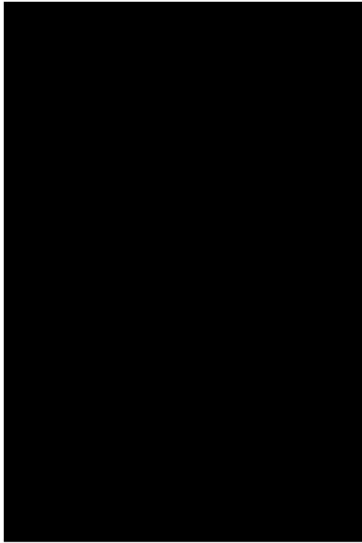
قالب دو طبقه علاوه بر مود اول از مود دوم نیز تاثیر می‌پذیرد بنابراین قالب دو طبقه نسبت به قالب یک طبقه دارای رفتار دینامیکی تر می‌باشد.



رفتار استاتیکی و دینامیکی:

قالب سه طبقه نسبت به قالب یک و دو طبقه دارای رفتار دینامیکی تر می‌باشد.

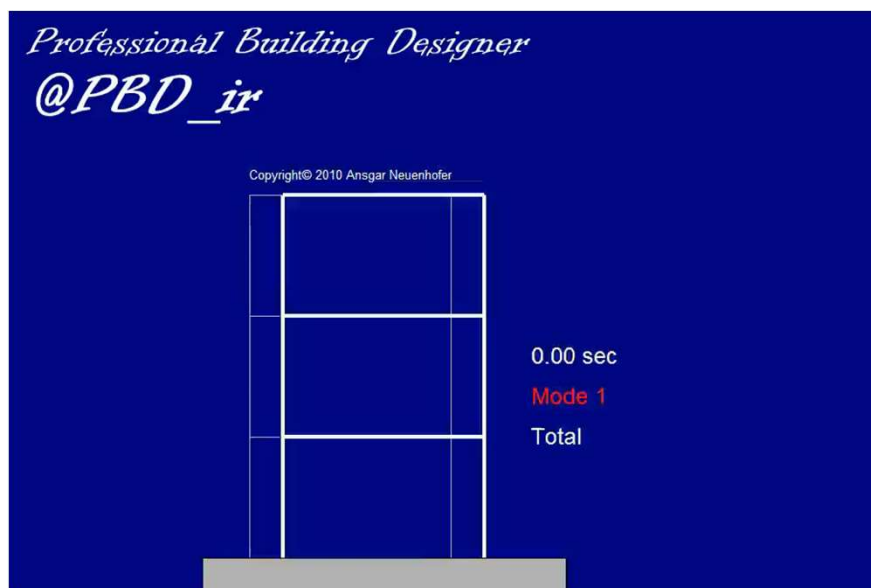




رفتار استاتیکی و دینامیکی:

رفتار استاتیک یا رفتار تک مودی

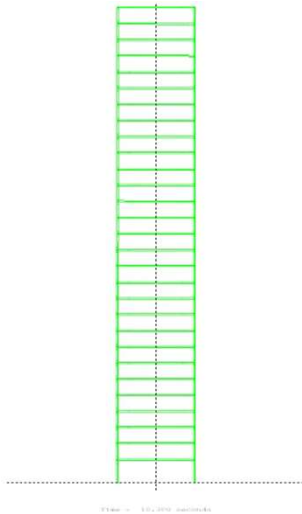
بفش قابل توجهی از
ارتعاش شبیه مود اول
می باشد



رفتار استاتیکی و دینامیکی:

رفتار استاتیک یا رفتار تک مودی

بفش قابل توجهی از
ارتعاش شبیه مود اول
می باشد



رفتار استاتیکی و دینامیکی:

رفتار دینامیک یا رفتار چند مودی

بفش قابل توجهی از ارتعاش شبیه مود مودهای بالاتر می باشد



رفتار استاتیکی و دینامیکی:

رفتار دینامیک یا رفتار چند مودی

بفش قابل توجهی از ارتعاش
شبیه مود مودهای بالاتر می باشد

رفتار استاتیکی و دینامیکی:

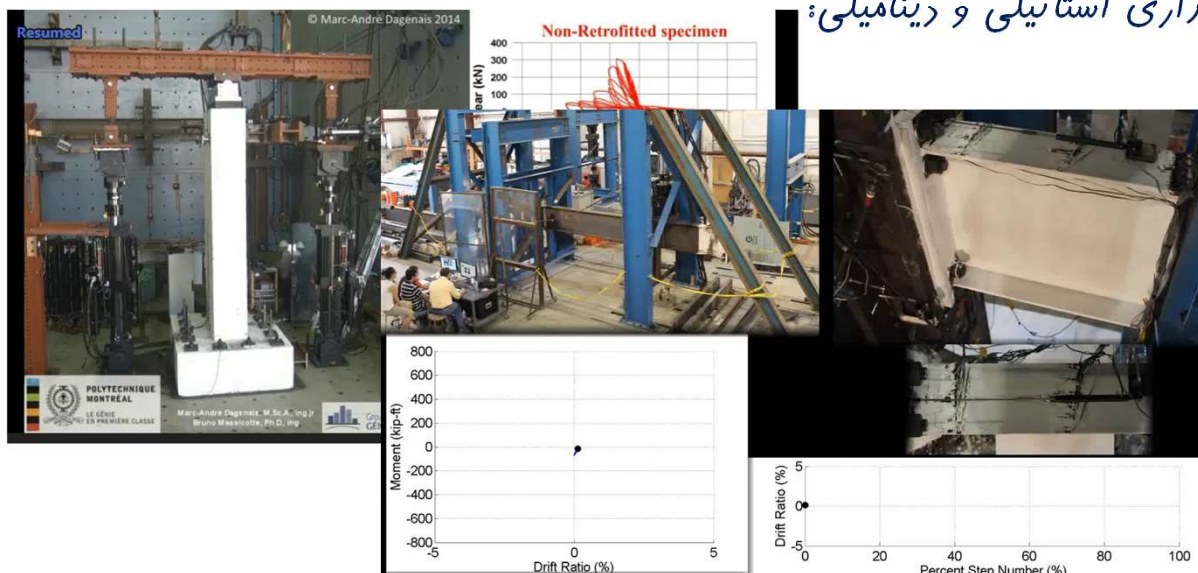
از نظر FEMA 356 سازه‌ای که دارای پیرید مود اول کمتر از ۱ ثانیه و در صد مشارکت جرمی مود نظیر بالای ۷۵٪ جرم سازه باشد در این صورت سازه در آن راستا دارای رفتار استاتیکی می‌باشد. یکی از شرایط فوق برقرار نباشد سازه دارای رفتار دینامیکی می‌باشد.

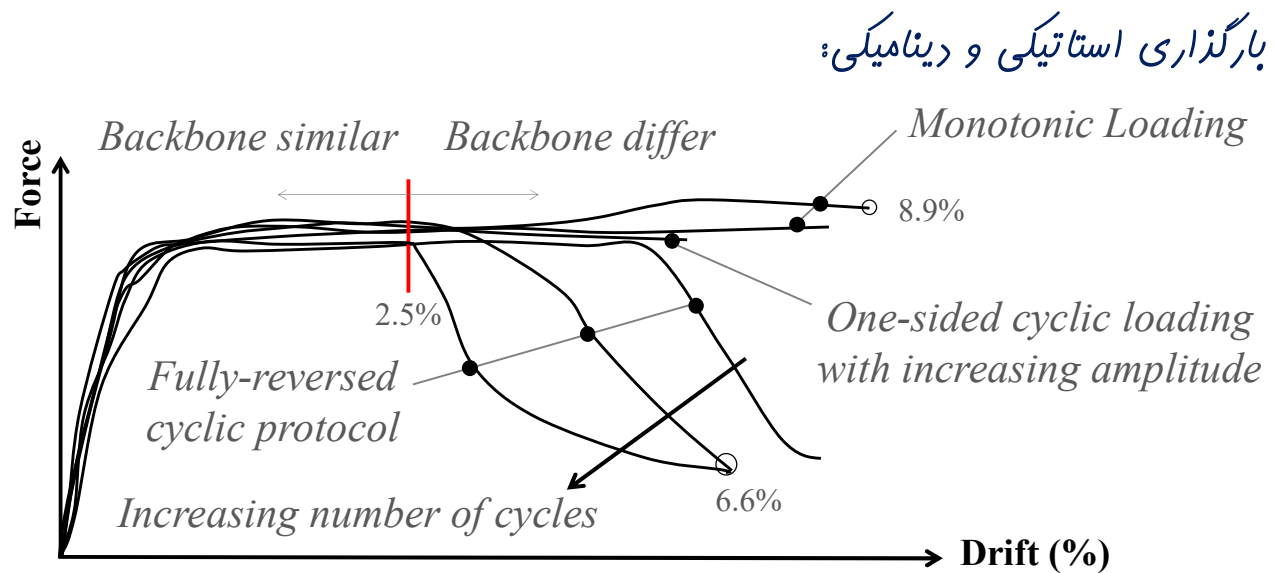
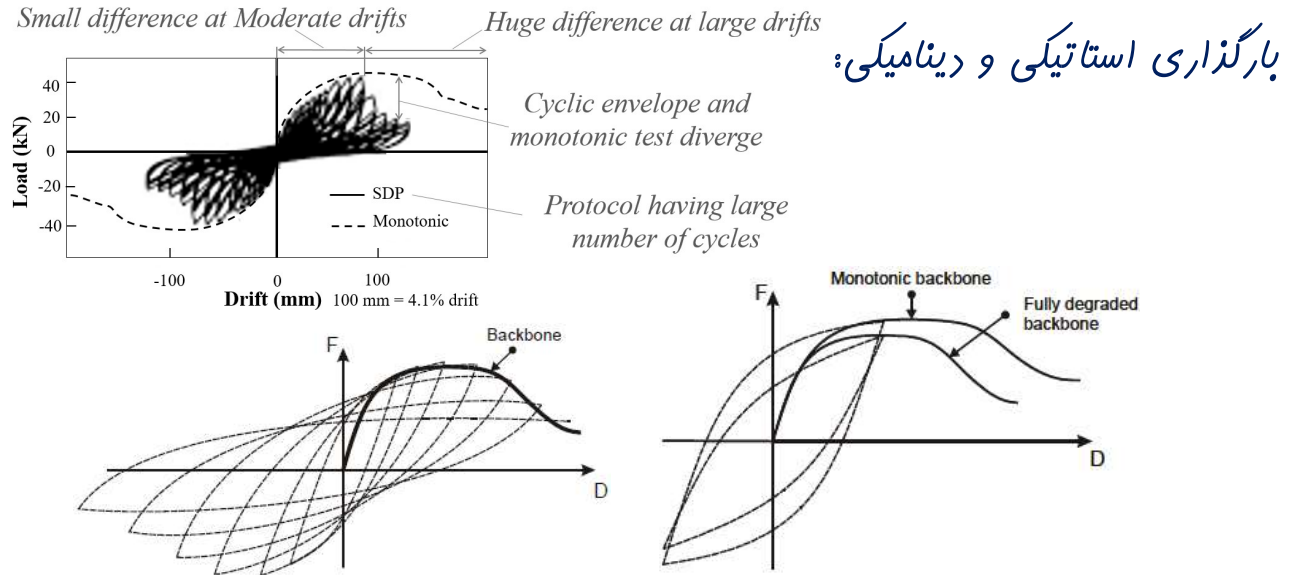
3.3.2.3 Lateral Load Distribution

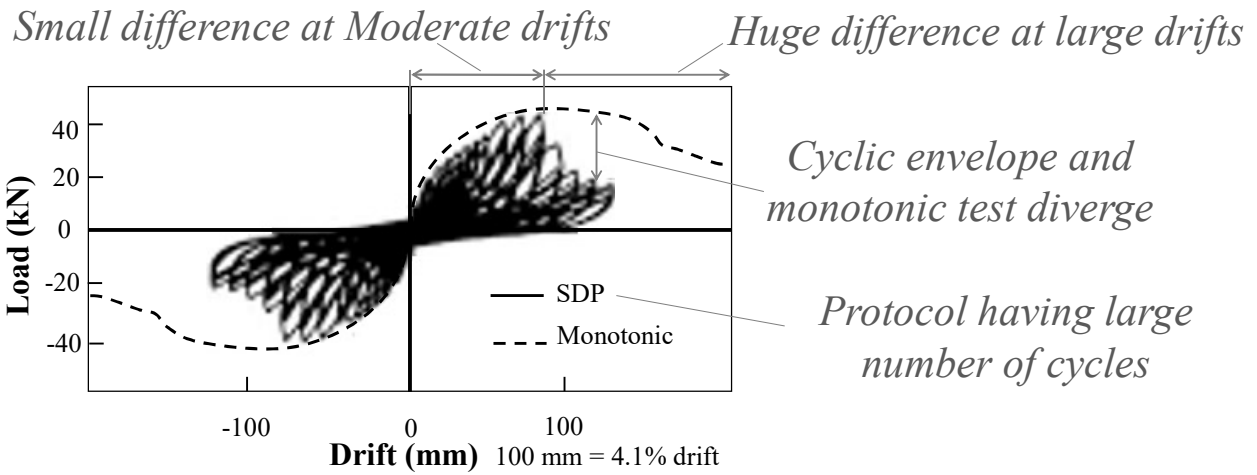
1.2. A vertical distribution proportional to the shape of the fundamental mode in the direction under consideration. Use of this distribution shall be permitted only when more than 75% of the total mass participates in the mode.

1.3. A vertical distribution proportional to the story shear distribution calculated by combining model responses from a response spectrum analysis of the building including sufficient modes to capture at least 90% of the total building mass, and using the appropriate ground motion spectrum. This distribution shall only be used if the period of the fundamental mode exceeds 1.0 second.

بارگذاری استاتیکی و دینامیکی:

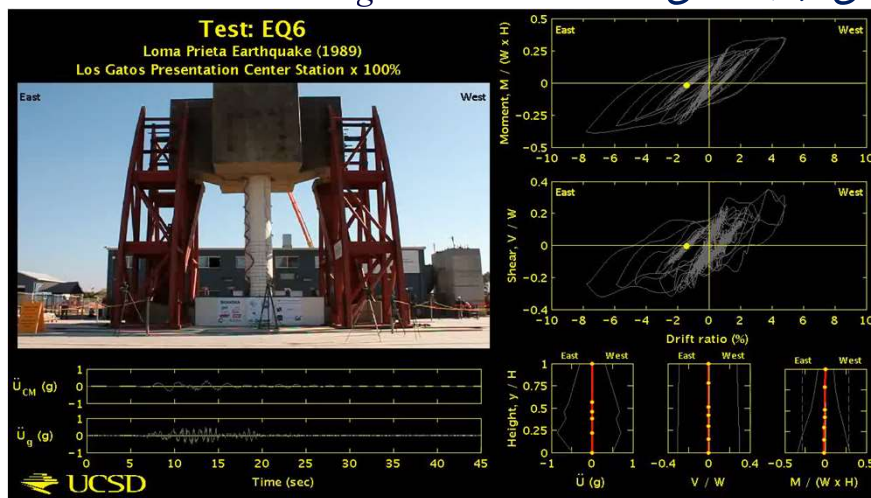






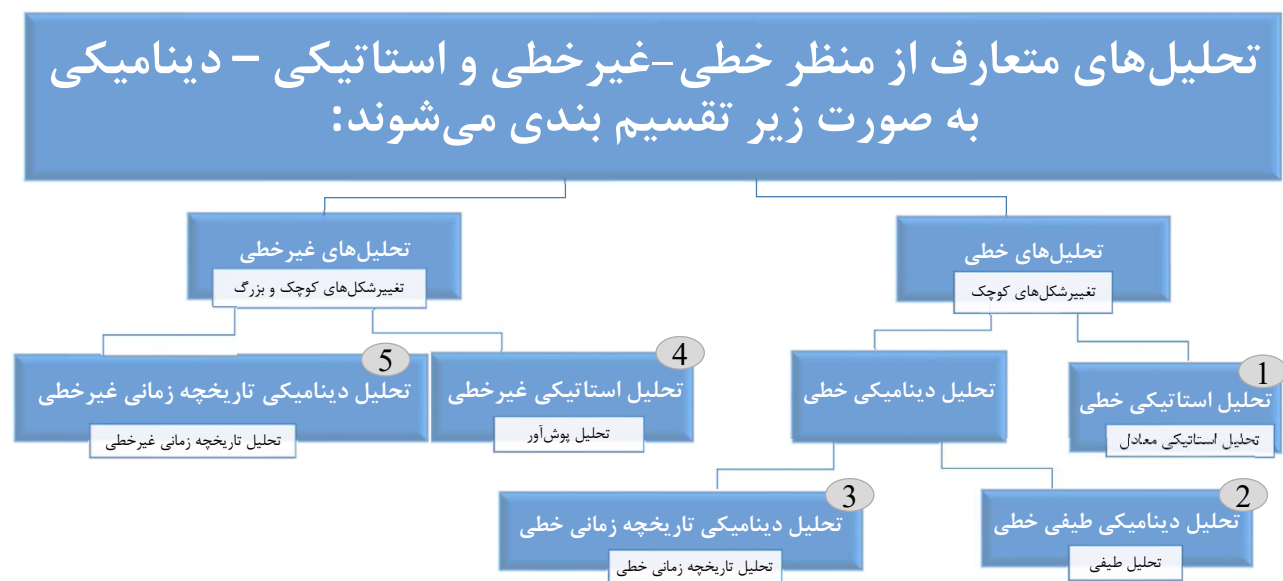
$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g$$

بارگذاری استاتیکی و دینامیکی:



ارتباط رفتار استاتیک و دینامیک با تحلیل استاتیک و دینامیک سازه‌ای که رفتار آن استاتیک می‌باشد می‌توان برای آنالیز آن از تحلیل استاتیکی استفاده کرد. چون رفتار غالب سازه با مود اول مشخص می‌گردد بنابراین نتایج تحلیل استاتیک نیز قابل قبول خواهد بود. ولی در صورتی که اثرات مودهای بالاتر قابل ملاحظه باشد (رفتار دینامیک سازه) در این صورت تحلیل استاتیک قابل قبول نبوده و بایستی از تحلیل دینامیکی استفاده گردد.

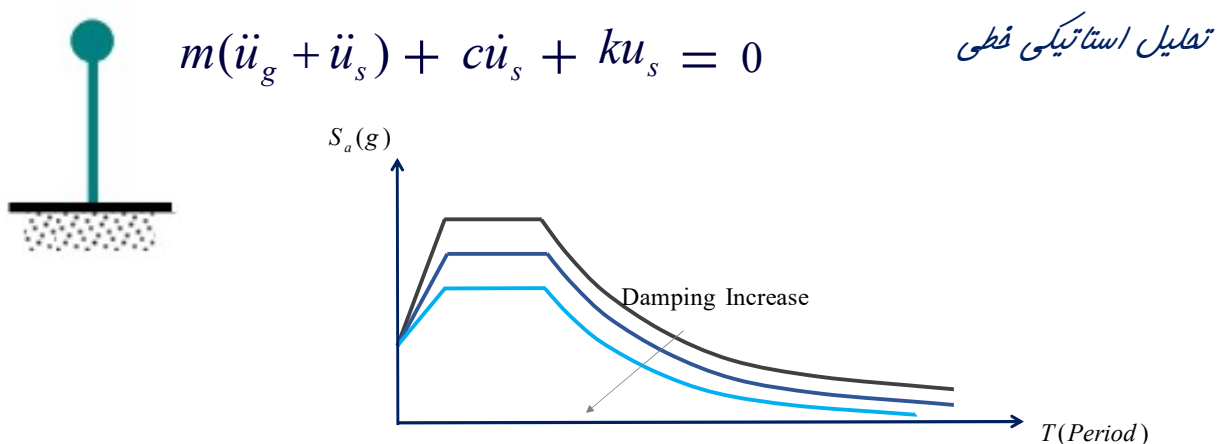
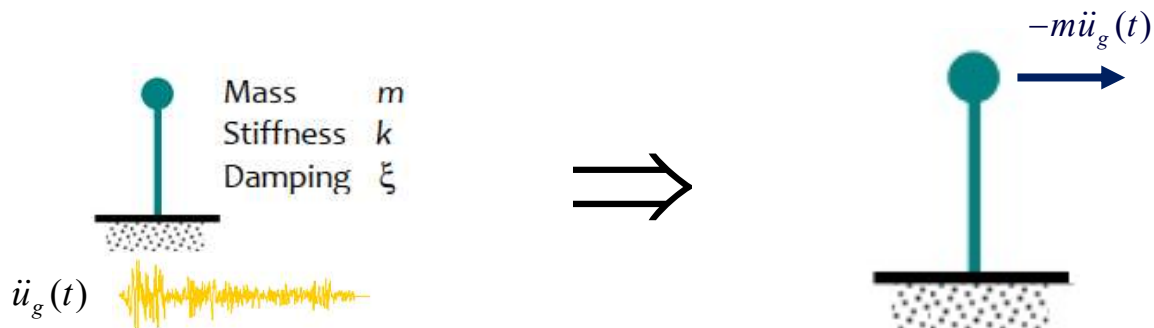
استاتیکی یا دینامیکی بودن تحلیل از طریق رفتار استاتیک یا دینامیک سازه مشخص خواهد شد.



تحلیل استاتیکی قطبی

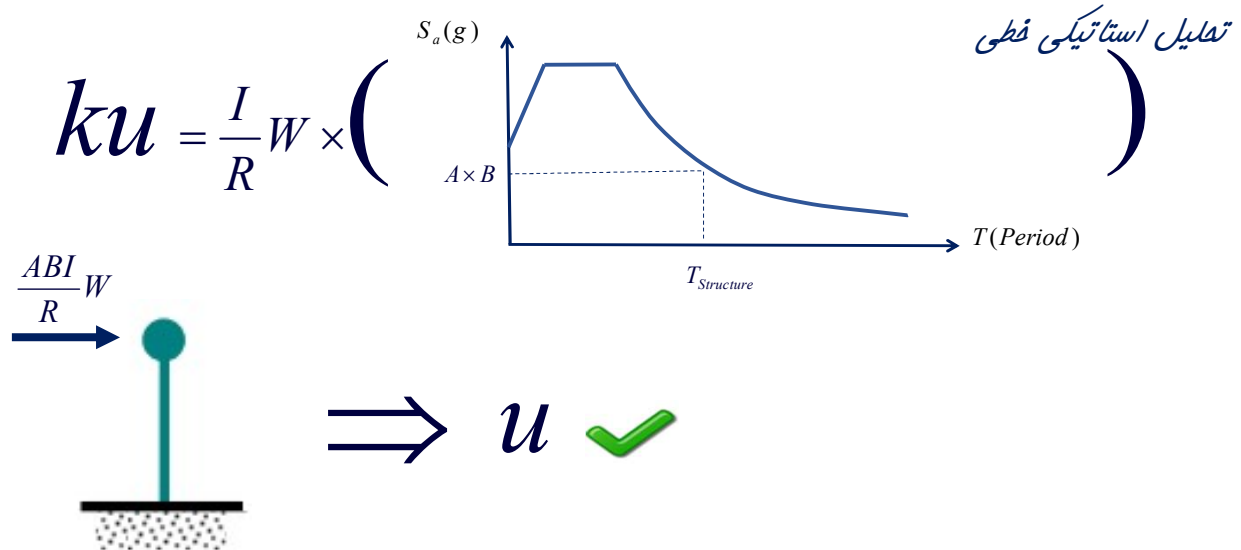
$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \Rightarrow m(\ddot{u}_g + \ddot{u}_s) + c\dot{u}_s + ku_s = 0$$

$$\Rightarrow m\ddot{u}_s + c\dot{u}_s + ku_s = -m\ddot{u}_g(t)$$



$$m(\ddot{u}_g + \ddot{u}_s) + c\dot{u}_s = \frac{ABI}{R}W$$

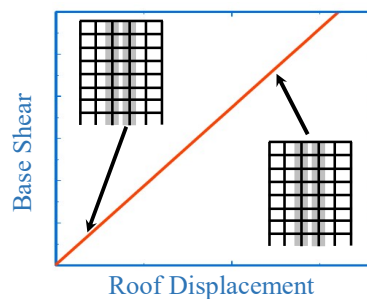
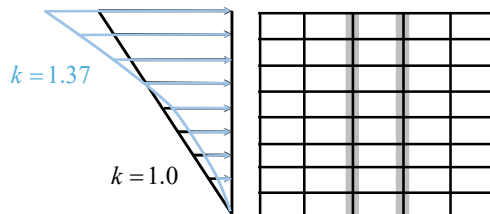
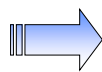
کاهش طیف نیاز با افزایش میرایی



$$F_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \times [V = C.W]$$

$$\begin{aligned} \sigma &= E \varepsilon \\ M &= EI \kappa \\ [P] &= [K] [\delta] \end{aligned}$$

$$k = \begin{cases} T \leq 0.5 & \rightarrow k = 1 \\ 0.5 \leq T \leq 2.5 & \rightarrow k = 0.5T + 0.75 \\ 2.5 \leq T & \rightarrow k = 2 \end{cases}$$



تحلیل استاتیکی قطبی

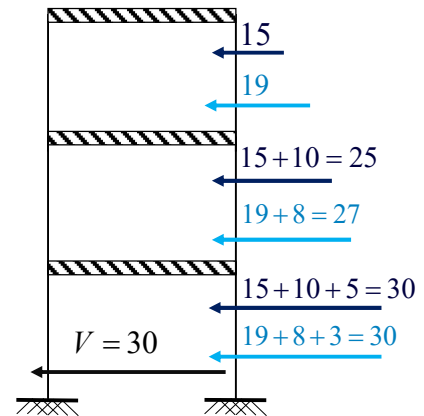
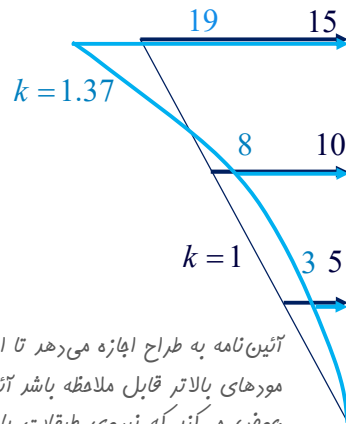
آئین نامه به طراح اجازه می دهد تا از طریق مورد اول سازه را آنالیز بکند ولی زمانی که اثرات مودهای بالاتر قابل ملاحظه باشد آئین نامه از طریق ضریب k توزیع برش پایه را به گونه ای عوض می کند که نیروی طبقات بالاتر افزایش یافته و این شرایط بهرانی چابکترین اثرات مودهای بالاتری شود که در تحلیل لحاظ نشده است.

تحلیل استاتیکی قطبی

$$F_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \times [V = C.W]$$

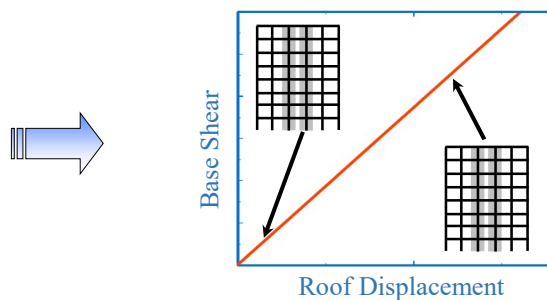
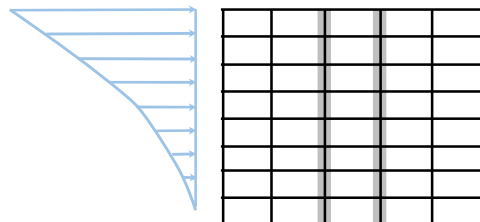
$$k = \begin{cases} T \leq 0.5 & \rightarrow k = 1 \\ 0.5 \leq T \leq 2.5 & \rightarrow k = 0.5T + 0.75 \\ 2.5 \leq T & \rightarrow k = 2 \end{cases}$$

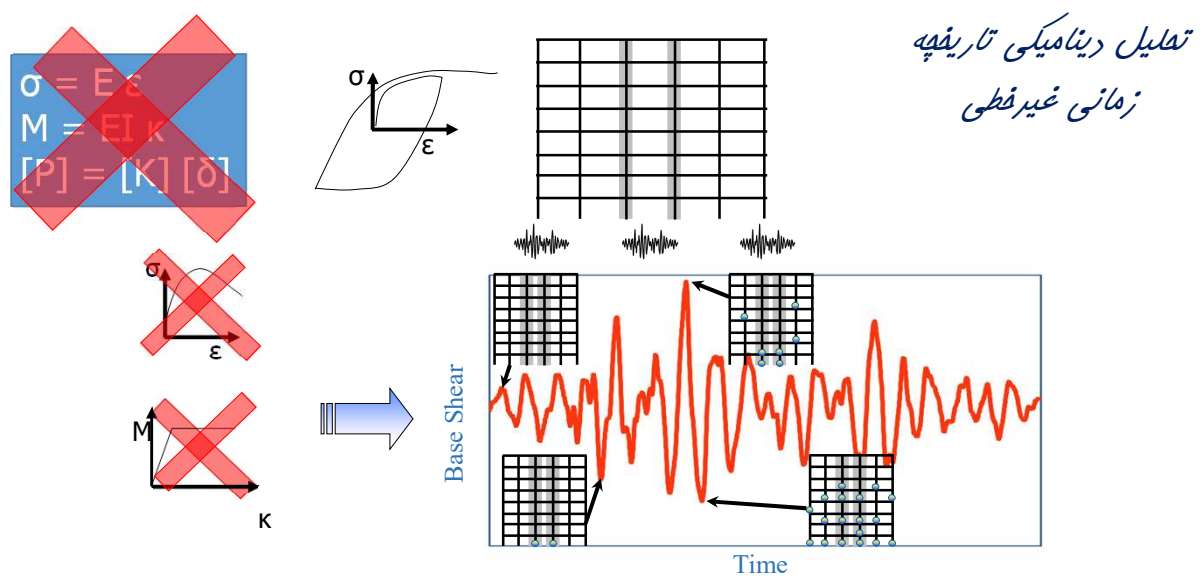
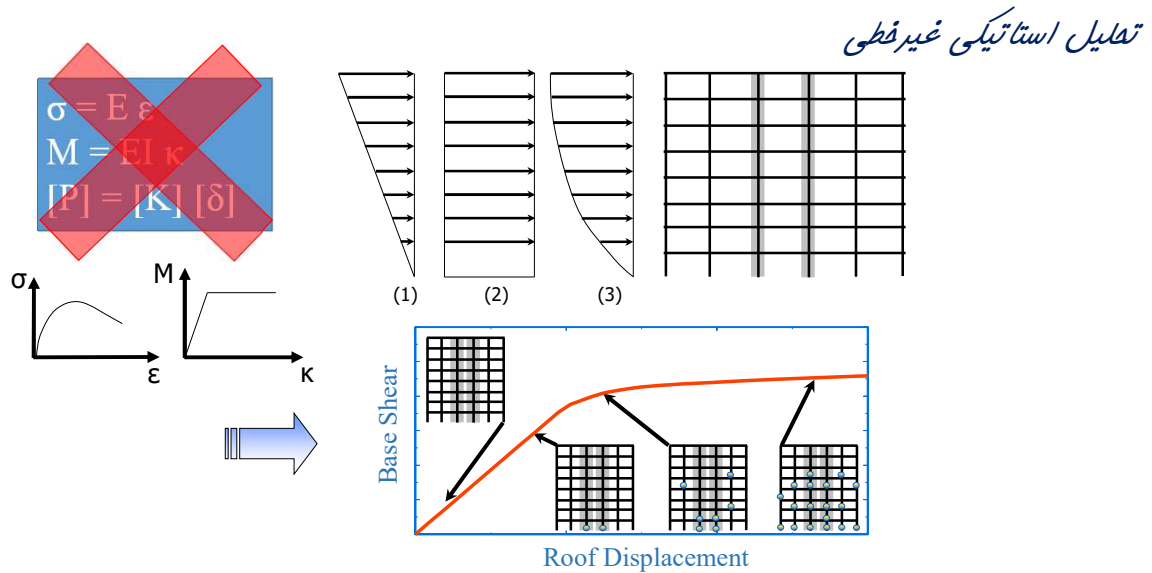
آئین نامه به طراح اجازه می‌دهد تا از طریق مدل اولیه سازه را آنالیز کند ولی زمانی که اثرات مودهای بالاتر قابل ملاحظه باشد آئین نامه از طریق ضریب k توزیع برش پایه را به گونه‌ای عوض می‌کند که نیروی طبقات بالاتر افزایش یافته و این شرایط بحرانی جایگزین اثرات مودهای بالاتری شود که در تحلیل لحاظ نشده است.



تحلیل دینامیکی طیفی قطبی

$$\begin{aligned} \sigma &= E \varepsilon \\ M &= EI \kappa \\ [P] &= [K] [\delta] \end{aligned}$$

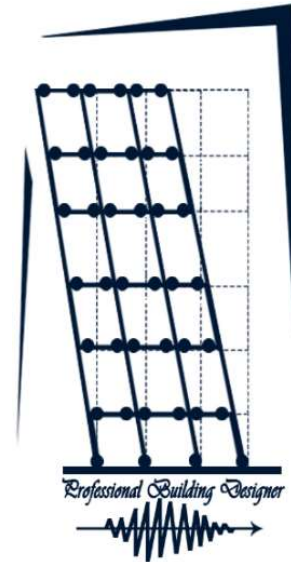




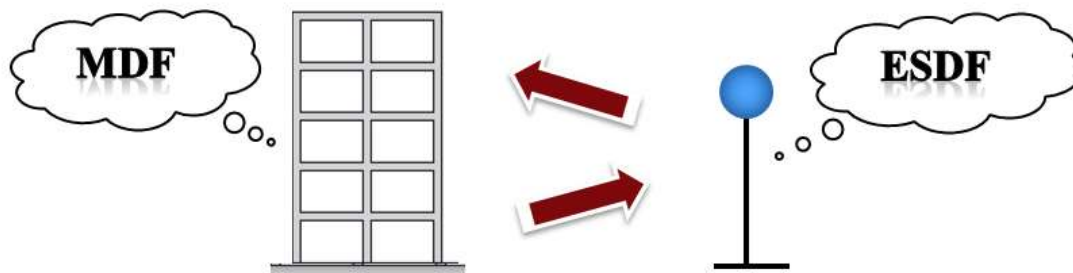
Analysis Procedure	Structural Irregularity	High Inelastic Demand	Higher Mode Effects	Near Source Earthquakes
LSP تعلیل استاتیکی فطی				
NSP تعلیل استاتیکی غیر فطی				
LDP تعلیل دینامیکی طیفی فطی				
LDP تعلیل دینامیکی تاریخچه زمانی فطی				
NDP تعلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر فطی				

Analysis Procedure	Loading Type	Structure Behavior	Resonance & Soil Amplification	In Cycle Degrading	Dynamic Instability
LSP تعلیل استاتیکی فطی	Static	Dynamic			
NSP تعلیل استاتیکی غیر فطی	Static	Dynamic			
LDP تعلیل دینامیکی طیفی فطی	<u>Static*</u>	Dynamic			
LDP تعلیل دینامیکی تاریخچه زمانی فطی	Dynamic	Dynamic			
NDP تعلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر فطی	Dynamic	Dynamic			

فصل دوم دوره طراحی عملکردی و بهسازی لرزه‌ای؛
طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد با استفاده تحلیل پوش‌آور

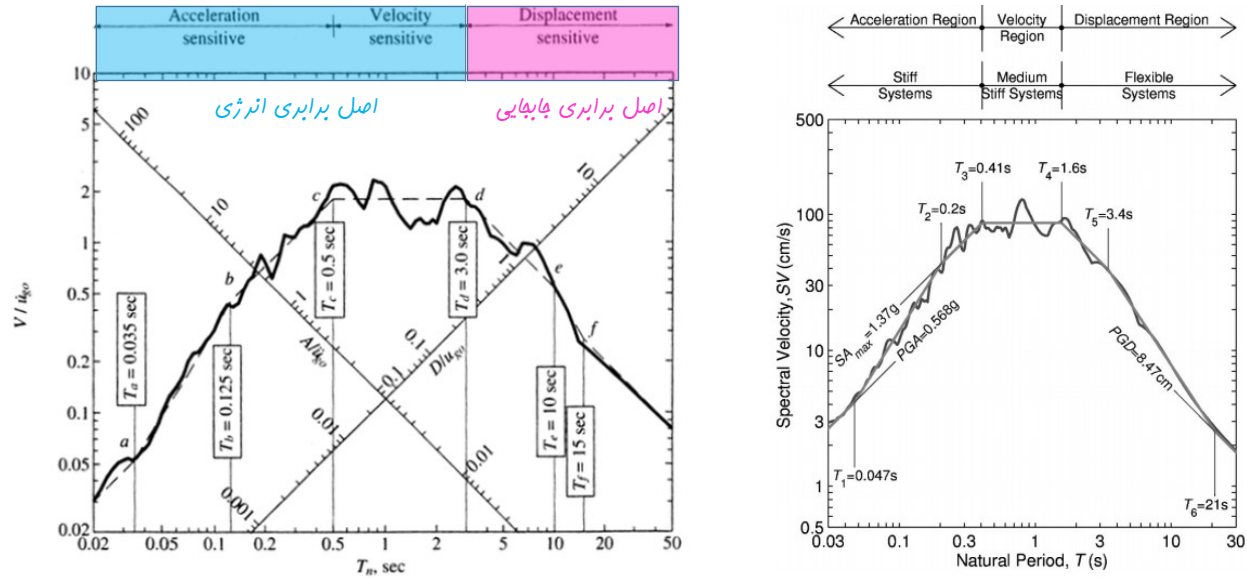


رفتار لرزه‌ای یک سیستم چند درجه آزادی را (MDOF) با یک دقت قابل قبولی می‌توان با رفتار یک سیستم تک درجه آزاد معادل (ESDOF) تقریب زد.

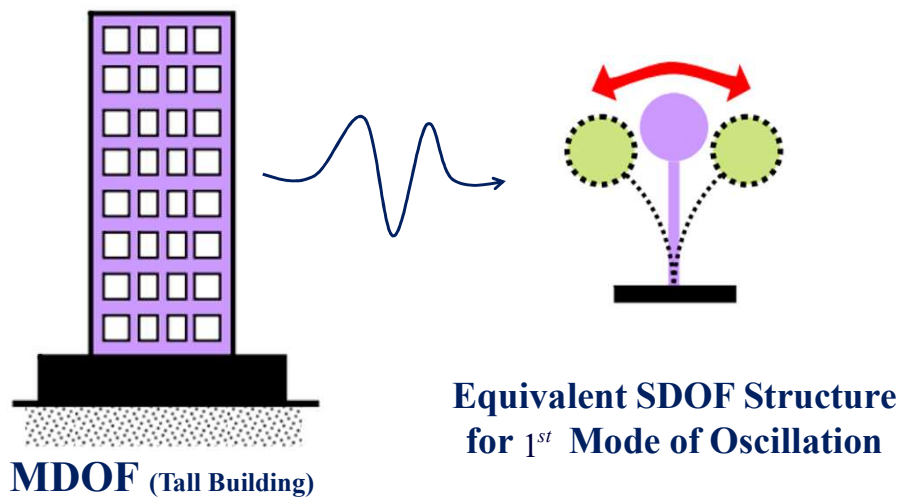


ویژگی‌های سیستم تک درجه آزاد معادل، با انجام آنالیز پوش‌آور محاسبه می‌شود.

طیف سه گانه شتاب-سرعت-جابجایی

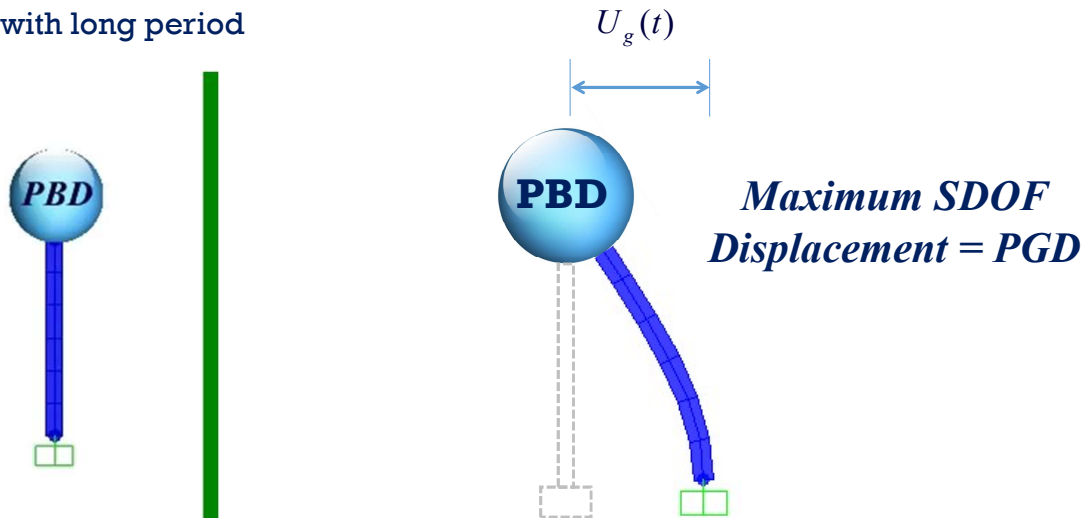


اصل برابری انرژی و اصل برابری جابجایی

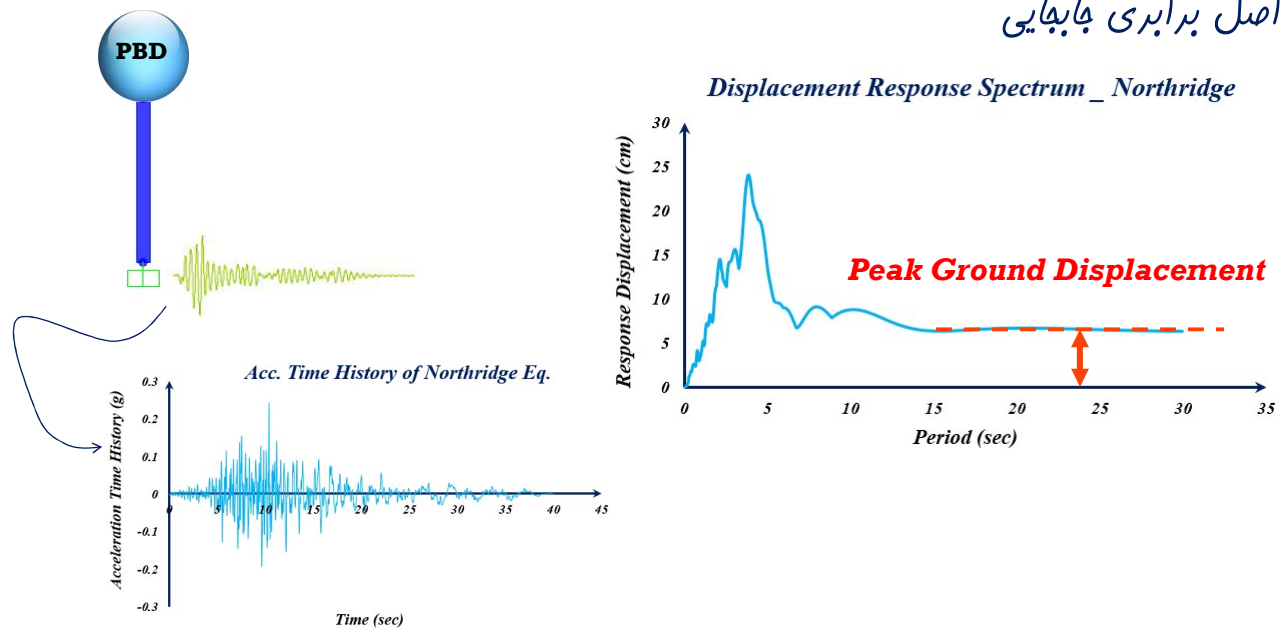


اصل برابری جابجایی

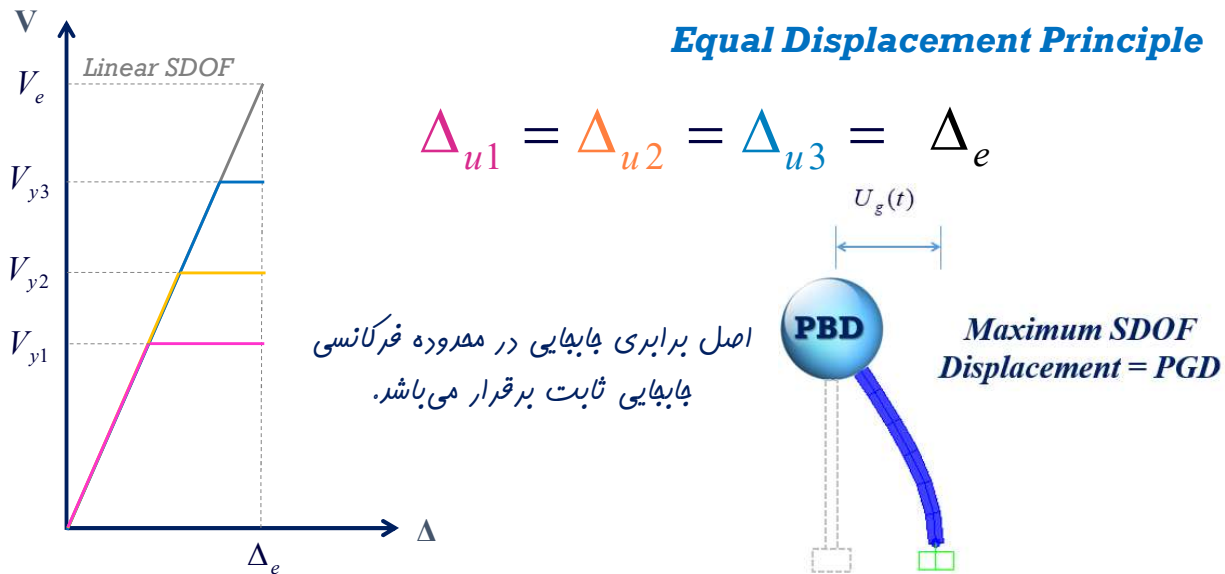
SDOF with long period



اصل برابری جابجایی

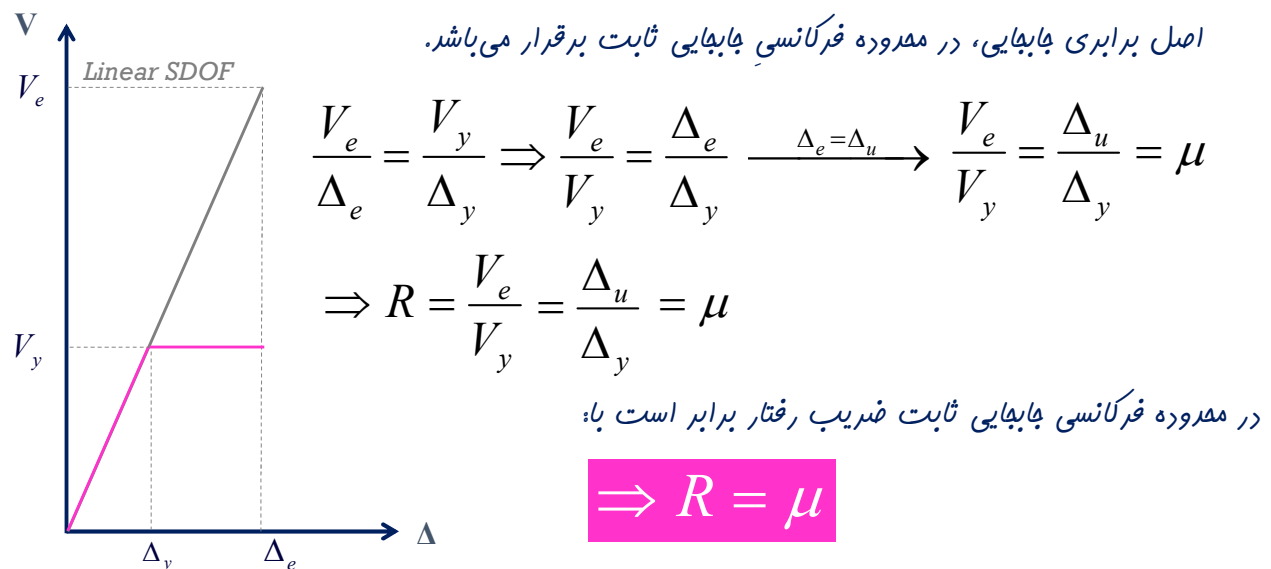


اصل برابری جابجایی



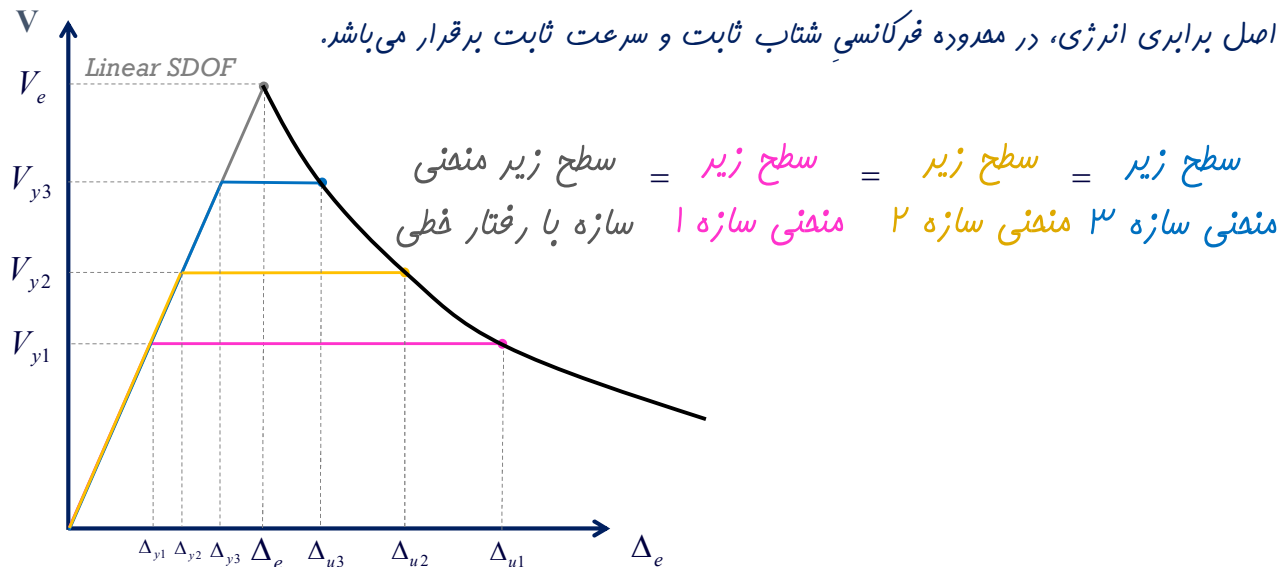
اصل برابری جابجایی

Equal Displacement Principle



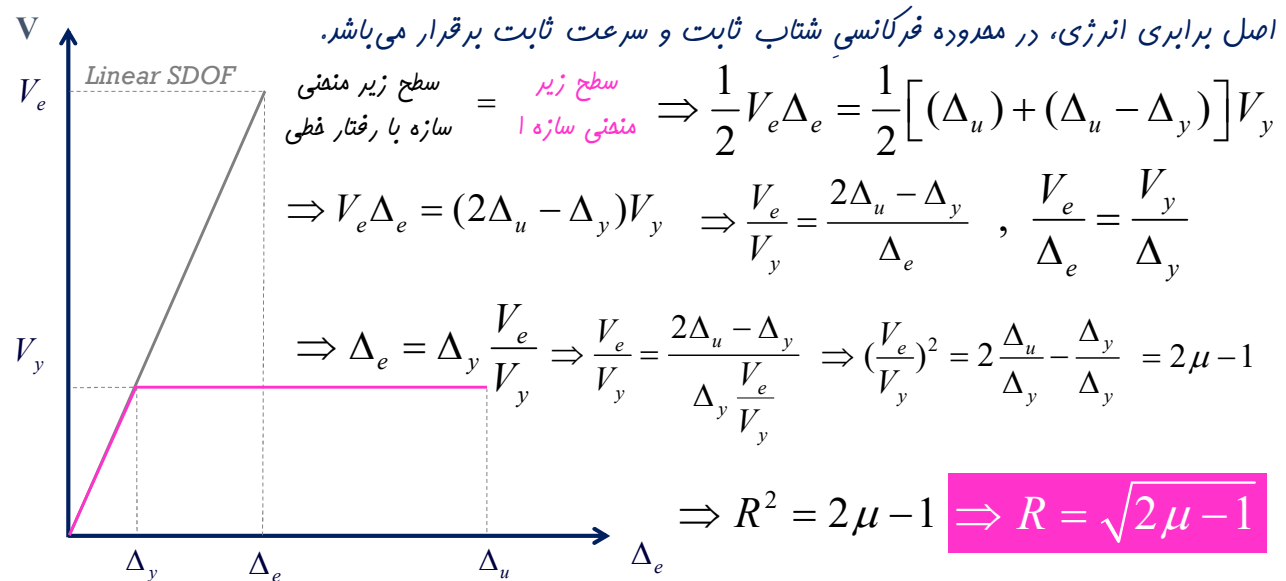
Equal Energy Principle

اصل برابری انرژی

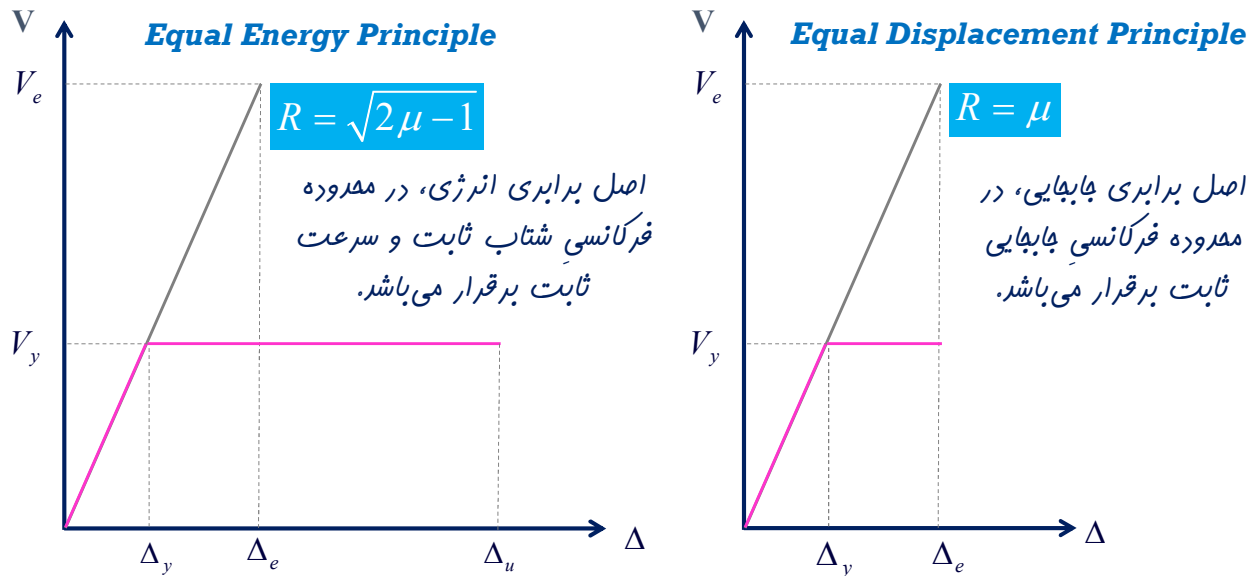


Equal Energy Principle

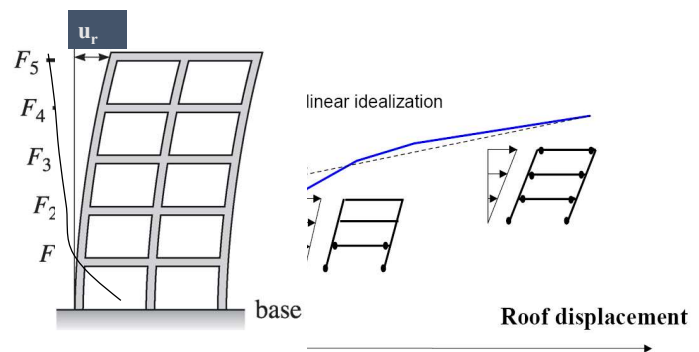
اصل برابری انرژی



اصل برابری انرژی و جابجایی

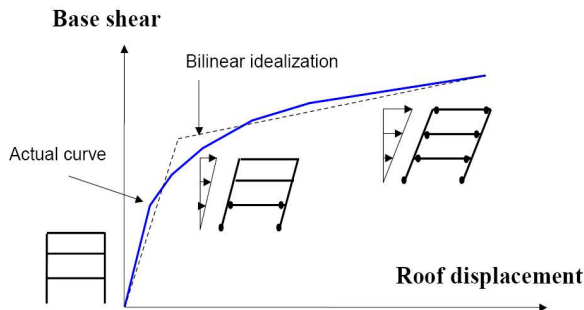


تحلیل استاتیکی (معادل مورد اول سازه) غیرخطی



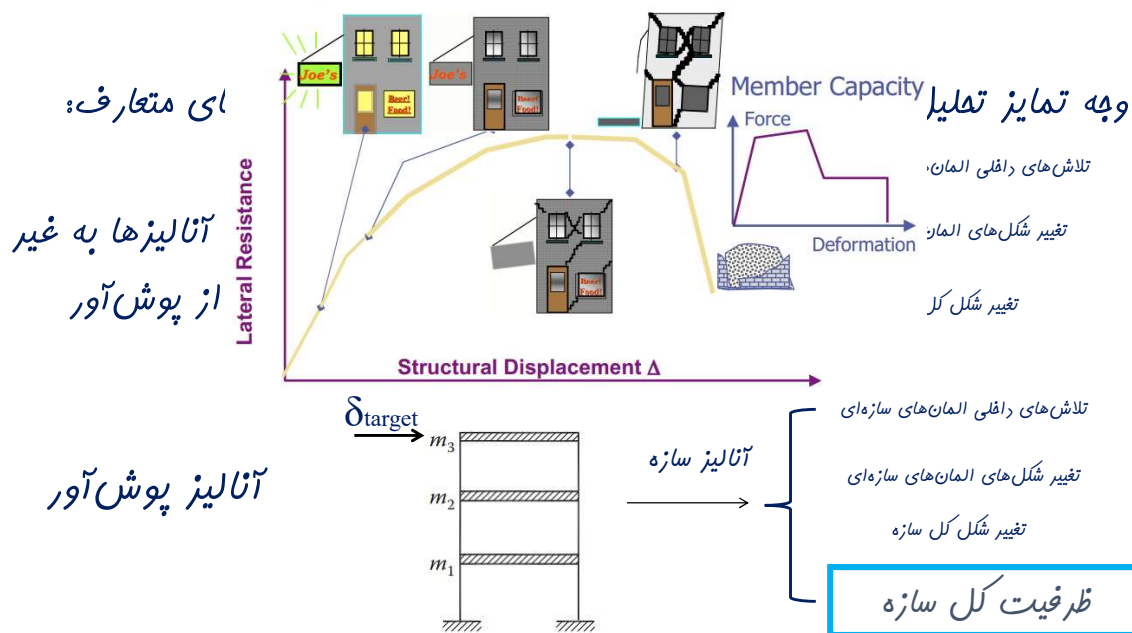
معرفی تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش آور)

وجه تمایز تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش آور) نسبت بقیه تحلیل های متعارف:

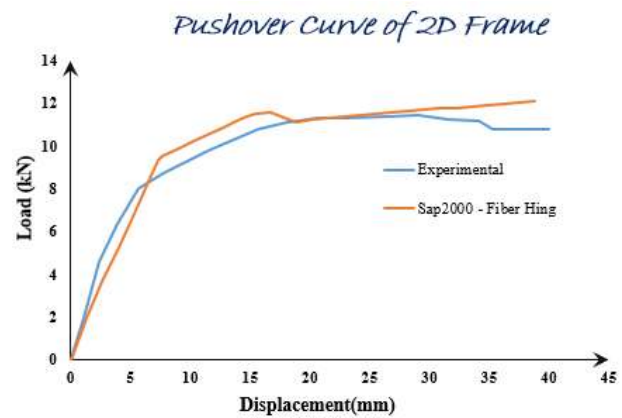


تحلیل استاتیکی خطی
تحلیل دینامیکی طیفی
تحلیل تاریخچه زمانی

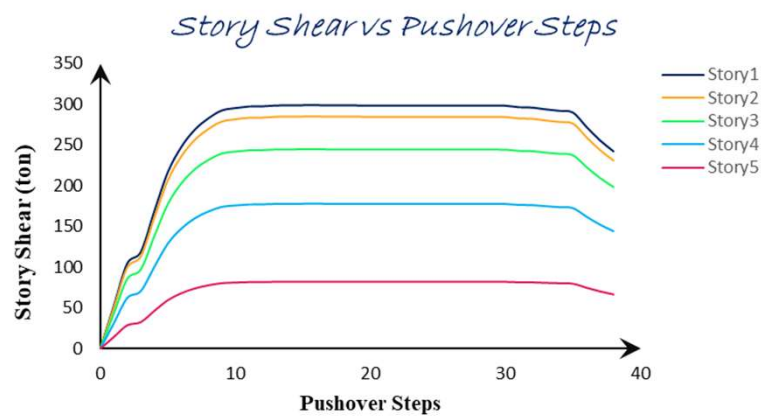
در همه این تحلیل ها با مناسبه نیروی وارده به سازه تلاش های مورد نظر به دست می آید.
در حالی که در تحلیل پوش آور با داشته مقدار تغییر مکان هدف با جابجایی سازه به اندازه مورد نظر مقادیر تلاش های سازه به دست می آید.



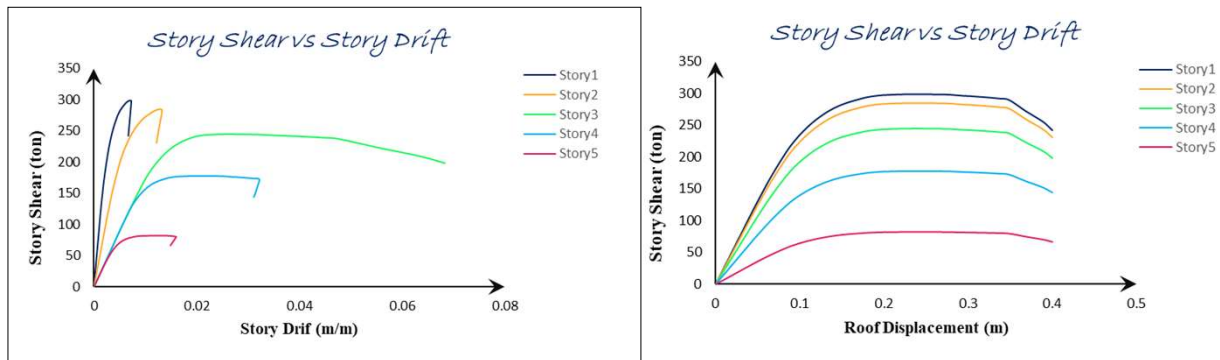
The Bare Frame Model After Pushover Testing and its Pushover Curves



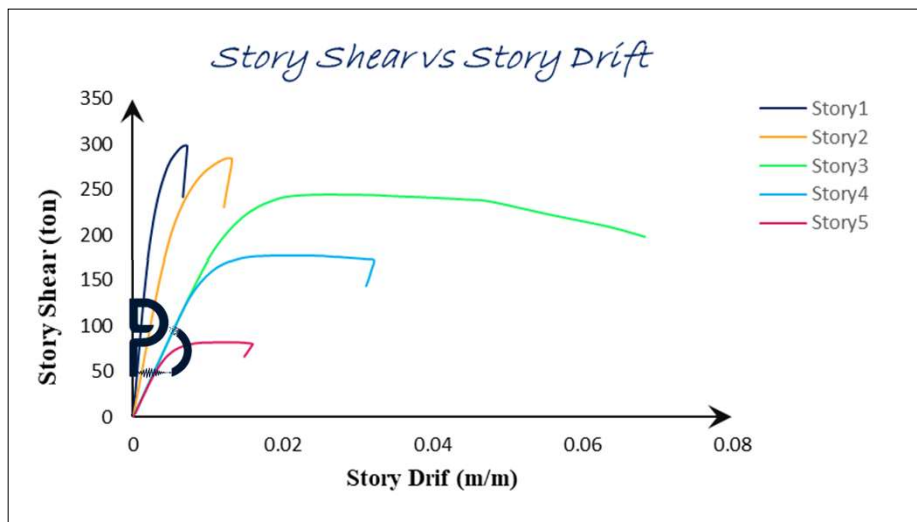
وہہ تمایز تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش آور) نسبت بقیہ تحلیل های متعارف



وجه تمایز تحلیل استاتیکی غیر فطی (پوشش آور) نسبت بقیه تحلیل های متعارف

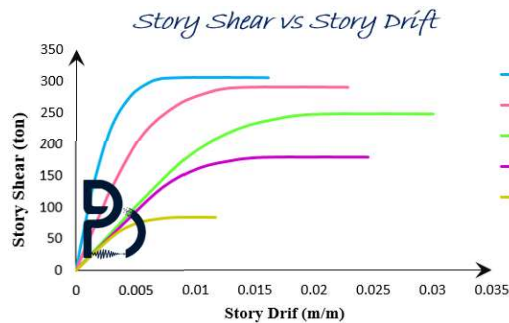


ماسبه منحنی ظرفیت طبقات (برش طبقه - دررفت طبقه)

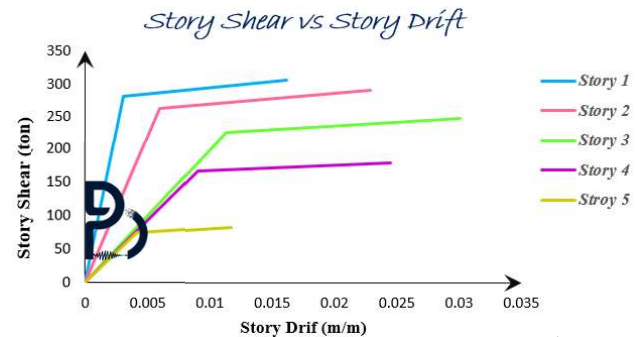


مطابق با توضیحات
مطرح شده در قسمت
نرم افزاری و ماسبه
این منحنی، طبقه ۳ یک
طبقه ضعیف می باشد.

وجه تمایز تحلیل استاتیکی غیر فطی (پوشش آور) نسبت بقیه تحلیل های متعارف

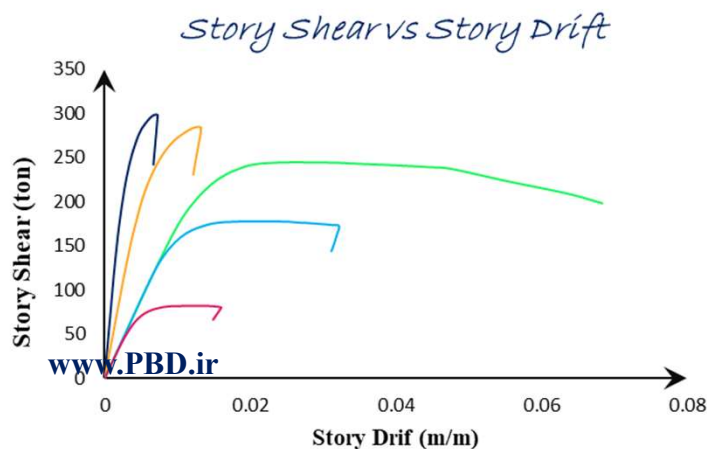


مرتفع کردن نسبی در ضعیف بودن طبقه ۳



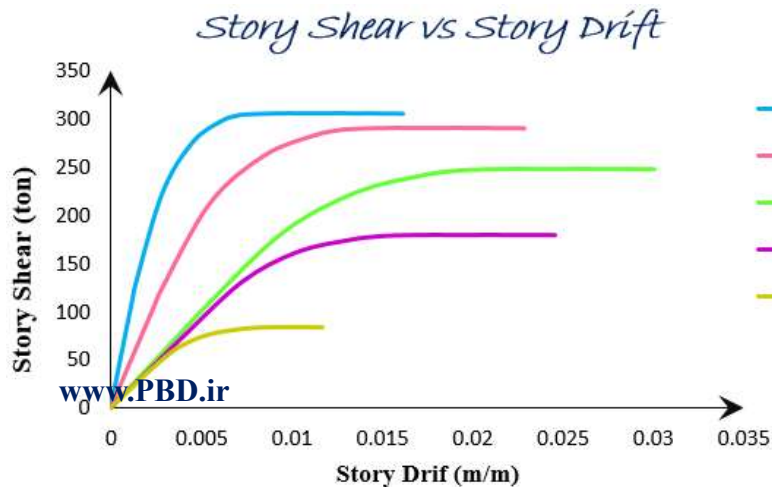
رد فطی کردن منفی ظرفیت برای مناسبه مقاومت طبقات

سفتی و مقاومت طبقه



با توجه به منفی ظرفیت طبقات از نمودار روبه رو، طبقه نرم در سازه تشکیل شده است. به دلیل توزیع نامناسب سفتی و مقاومت در ارتفاع سازه، طبقه ۳ مکانیزم شده است.

با افزایش اندک در سفتی و مقاومت طبقه ۳، تمرکز مفاصل پلاستیک از این طبقه برداشته شده و در کل سازه پخش می‌شود. مطابق با منحنی زیر ملاحظه می‌شود که از غیرخطی شدن طبقه ۳ کم شده و در عوض به غیرخطی شدن کل طبقات اضافه می‌شود.



به عبارت بهتر توزیع فرایی

از حالت متمرکز و موضعی خارج شده و به صورتی کلی در ارتفاع سازه پخش می‌شود. از این طریق شکل‌پذیری سازه افزوده می‌شود.

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

چرا تحلیل پوش‌آور؟

۱- طراحی براساس عملکرد نیازمند تفمین قابل اعتماد از رفتار غیرخطی و فسارات ممتل وارد به سازه می‌باشد.

۲- آنالیز با رفتار الاستیک و خطی مصالح، قابلیت ارائه این اطلاعات را نخواهند داشت.

۳- تحلیل تاریفچه زمانی توانایی ارائه این اطلاعات را دارا بوده ولی بسیار زمانبر می‌باشد همچنین پاسخ‌های این تحلیل بسیار وابسته به رکورد وارده به سازه می‌باشد.

۴- تحلیل پوش‌آور قابلیت تفمین رفتار غیرخطی و آسیب‌های احتمالی موجود در سازه دارا می‌باشد.

چرا تحلیل پوش آور؟

۵- تحلیل پوش آور به تنهایی توانایی تفمین حداکثر تغییر شکل سازه را دارا نمی باشد. برای این هدف آنالیزهای دیگری نیاز هست.

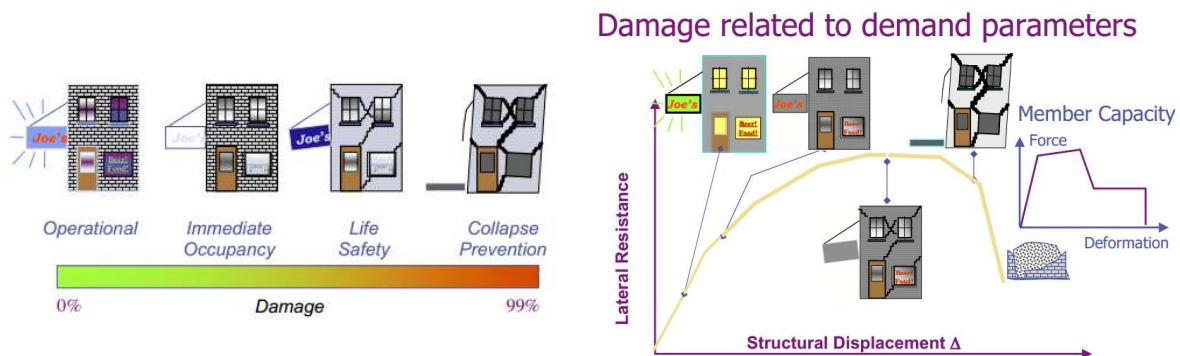
۶- درک این مسئله بسیار مهم می باشد که تحلیل پوش آور قابلیت پیش بینی پاسخ واقعی سازه تحت زلزله را ندارد. (به مانند تحلیل تاریخچه زمانی غیرفقطی پاسخ واقعی سازه را تحت زلزله ارائه نمی دهد).

۷- حداقل نیاز برای هر روش آنالیز، شامل تحلیل پوش آور، نیازهایی می باشد که برای طراحی کافی باشند. (شکل پذیری و توالی ترتیب فرای)

چرا تحلیل پوش آور؟

چون

تحلیل پوش آور برای برآورده کردن نیازهای طراحی، کم هزینه ترین تحلیل می باشد. ۷- حداقل نیاز برای هر روش آنالیز، شامل تحلیل پوش آور، نیازهایی می باشد که برای طراحی کافی باشند. (شکل پذیری و توالی ترتیب فرای)



فرضیات اساسی موجود در تحلیل پوش آور

۱- توزیع نیرو و جابجایی هدف در سازه با مود اول سازه کنترل می شود.

۲- شکل مودی پس از تسلیم سازه تغییری نخواهد داشت.

پس از تسلیم سازه هر دو فرض فوق کاملاً تقریبی می باشند؛ ولی تحقیقات انجام شده نشان می دهد، که به دلیل توزیع یکنواخت فاصیبت غیر الاستیک در ارتفاع برای سازه های کوتاه این تقریب قابل قبول بوده و تفمین مناسبی از رفتار لرزه ای غیر خطی ارائه می دهد.

معایب تحلیل استاتیکی غیر خطی:

۱- تحلیل پوش آور به صورت تک مود و استاتیکی بوده و اثرات مودهای بالاتر را در نظر نمی گیرد.

۲- تحلیل پوش آور قابلیت ارائه پاسخ واقعی سازه تحت یک زلزله را ندارد (چون به صورت مونوتونیک بوده و اثرات ضربه و سیکنی زلزله را ندارد).

۳- تحلیل پوش آور (در نرم افزار Etabs , Sap2000) نسبت به بقیه تحلیل ها به مدل سازه و پیچیدگی های آن حساس می باشد و همگرا نمی شود.

محدوده کاربرد برای تحلیل استاتیکی غیرخطی

نشریه ۳۶۰ (ویرایش ۱۳۸۵)

۲-۳-۲- محدوده‌ی کاربرد روش‌های غیرخطی

در صورتی که نتوان از روش‌های خطی استفاده نمود باید از روش‌های غیرخطی برای تحلیل سازه استفاده شود. در این روش‌ها نیروهای داخلی اعضا با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی آن‌ها برآورد می‌شود. در تحلیل استاتیکی غیرخطی باید توجه نمود، هنگامی که برش حاصل از تحلیل دینامیکی خطی در طبقه‌ای با در نظر گرفتن ۹۰٪ جرم موثر، ۳۰٪ بیش‌تر از برش حاصل از مود اول باشد، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی باید همراه با روش تحلیل دینامیکی خطی به کار گرفته شود. در این حالت معیار پذیرش باید برای هر دو روش بررسی شود با این تفاوت که برای پذیرش اعضای با رفتار کنترل‌شونده توسط تغییرشکل، در روش تحلیل دینامیکی خطی می‌توان ۳۳٪ تخفیف قایل شد. در تحلیل دینامیکی غیرخطی نتایج حاصل از این تحلیل باید توسط یک گروه متخصص و با تجربه در این زمینه کنترل شود.

محدوده کاربرد برای تحلیل استاتیکی غیرخطی

نشریه ۳۶۰ (ویرایش ۱۳۹۲)

۲-۴-۱- کاربرد روش استاتیکی غیرخطی

استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی هنگامی مجاز است که دو شرط زیر برقرار باشد:

۱- نسبت مقاومت R_{II} محاسبه شده از رابطه (۲۱-۳) از مقدار R_{max} محاسبه شده از رابطه (۲۲-۳) کمتر باشد.

۲- تاثیر مودهای بالاتر قابل ملاحظه نباشد: برای تعیین این موضوع ضروری است سازه دو بار با استفاده از روش دینامیکی طیفی تحلیل شود. در بار اول تنها مود اول سازه در نظر گرفته شده و در بار دوم تمام مودهای نوسانی که مجموع جرم موثر آنها حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه است باید در نظر گرفته شود. در صورتیکه نتایج تحلیل دوم نشان دهد نیروی برشی در طبقه‌ای بیش از ۳۰٪ از نیروی برشی حاصل از تحلیل اول بیشتر است، این امر به معنی قابل ملاحظه بودن اثرات مودهای بالای سازه است. اگر شرط ۲ برقرار نباشد، باید از روش تحلیل دینامیکی خطی نیز برای تکمیل روش استاتیکی غیرخطی استفاده گردد. در این حالت معیار پذیرش باید برای هر دو روش بررسی شود با این تفاوت که برای پذیرش اعضای با رفتار تغییرشکل کنترل، در روش تحلیل دینامیکی خطی می‌توان ۳۳٪ تخفیف قایل شد. اگر شرط ۱ برقرار نباشد، باید از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده گردد.

محدوده کاربرد برای تحلیل استاتیکی غیرخطی

نشریه ۳۶۰ (ویرایش ۱۳۹۲)

$$R_u = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

۳-۴-۱- کاربرد روش استاتیکی غیرخطی

استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی هنگامی مجاز است که دو شرط زیر برقرار باشد:

۱- نسبت مقاومت R_u محاسبه شده از رابطه (۲۱-۳) از مقدار R_{max} محاسبه شده از رابطه (۲۲-۳) کمتر باشد.

۲- تاثیر مودهای بالاتر قابل ملاحظه نباشد: برای تعیین این موضوع ضروری است سازه دو بار با استفاده از روش دینامیکی

طی تحلیل شود. در بار اول تنها مود اول سازه در نظر گرفته شده و در بار دوم تمام مودهای نوسانی که مجموع جرم موثر آنها

حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه است باید در نظر گرفته شود. در صورتیکه نتایج تحلیل دوم نشان دهد نیروی برشی در طبقه ای بیش از

$$R_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4}$$

۴۰٪ از نیروی برشی حاصل از تحلیل اول بیشتر است، این امر به معنی قابل ملاحظه بودن اثرات مودهای بالای سازه است.

اگر شرط ۲ برقرار نباشد، باید از روش تحلیل دینامیکی خطی نیز برای تکمیل روش استاتیکی غیرخطی استفاده گردد. در این

$$h = 1 + 0.15 \ln T_e$$

حالت معیار پذیرش باید برای هر دو روش بررسی شود با این تفاوت که برای پذیرش اعضای با رفتار تغییرشکل کنترل، در روش

تحلیل دینامیکی خطی می‌توان ۲۳٪ تخفیف قایل شد.

$$\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta})$$

اگر شرط ۱ برقرار نباشد، باید از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده گردد.

استاندارد ۲۱۰۰ - ویرایش ۴

۳-۲-۳ روش‌های تحلیل غیرخطی

روش‌های تحلیل غیرخطی را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به کاربرد، ولی

برای استفاده از آنها ضروری است سازه علاوه بر اقصاع الزامات آنها، ضوابط تحلیل و

طراحی یکی از روش‌های خطی عنوان شده در بند (۳-۲-۳) را نیز اقصاع نماید. الزامات

مربوط به روش‌های تحلیل غیرخطی در پیوست شماره (۲) ارائه شده است.

استاندارد ۲۱۰۰ - ویرایش ۴

R_d نسبت مقاومت است که از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$R_d = \frac{S_a}{V_y/W}$$

۳-۱۳ اگر ضریب R_d از مقدار ضریب رفتار سازه تقسیم بر ضریب اضافه‌مقاومت سازه بیشتر باشد، سازه طراحی شده باید به تأیید شخص حقیقی یا حقوقی مستقل باصلاحیت رسانده شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

- الف- سازگاری مشخصات سازه با داده‌های به کار برده شده در مدل تحلیلی،
- ب- سازگاری ظرفیت‌های اعضای سازه با نتایج به دست آمده از تحلیل.

استاندارد ۲۱۰۰ - ویرایش ۴

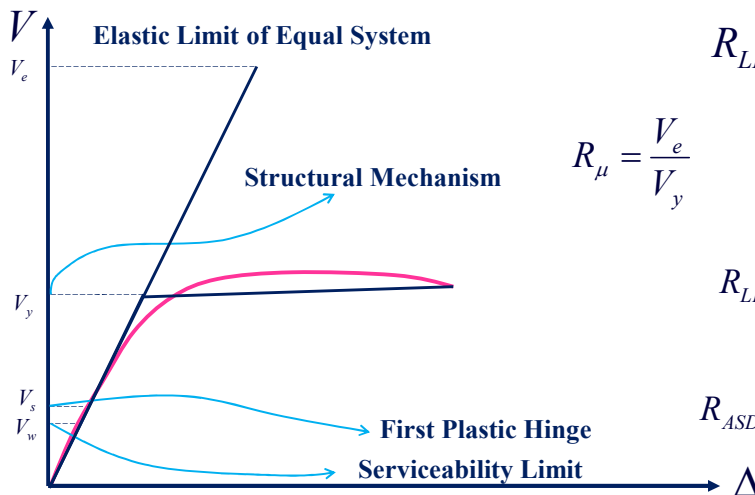
۳-۱۳ اگر ضریب R_d از مقدار ضریب رفتار سازه تقسیم بر ضریب اضافه‌مقاومت سازه بیشتر باشد، سازه طراحی شده باید به تأیید شخص حقیقی یا حقوقی مستقل باصلاحیت رسانده شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

- الف- سازگاری مشخصات سازه با داده‌های به کار برده شده در مدل تحلیلی،
- ب- سازگاری ظرفیت‌های اعضای سازه با نتایج به دست آمده از تحلیل.

$$R_d = \frac{S_a}{V_y/W} = \frac{S_a \cdot W}{V_y} = \frac{V_e}{V_y} \quad \frac{R}{\Omega_0} = R_\mu$$

محدوده کاربرد برای تحلیل پوشش آور

(مقایسه ضعف مقاومتی و ضریب کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری)



$$R_{LRFD} = \frac{V_e}{V_s} \quad R_{ASD} = \frac{V_e}{V_w}$$

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad \Omega_0 = \frac{V_y}{V_s} \quad Y = \frac{V_s}{V_w} \quad \mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$

$$R_{LRFD} = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_y} \frac{V_y}{V_s} = R_\mu \Omega_0$$

$$R_{ASD} = \frac{V_e}{V_w} = \frac{V_e}{V_y} \frac{V_y}{V_s} \frac{V_s}{V_w} = R_\mu \Omega_0 Y$$

ضریب کاهش نیرو به واسطه شکل پذیری (R_μ)

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y}$$

برای ارائه توان اتلاف انرژی از طرف آئین نامه بایستی سوالات زیر پاسخ داده شود:

- سازه مورد بررسی چه از چه مصالحی است؟ فولادی یا بتنی؟

- سیستم مقاوم برابر جانبی چیست؟

قاب ساده، قاب خمشی یا قاب دوگانه؟ در قاب ساده مهاربندها اتلاف انرژی رو به عهده دارند (CBF) یا تیر پیوند (EBF)؟ تیر پیوند

دارای رفتار برشی هست یا خمشی؟

- ردیف شکل پذیری سیستم چیست؟

برای شکل پذیری متوسط اتلاف انرژی یک مقدار مشخصی خواهد داشت لیکن اگر شکل پذیری ویژه باشد اتلاف انرژی بیشتر هم خواهد بود.

- در کل سازه چه تعداد عضو برابر جانبی وجود دارد؟ (این اعضا تیر و ستون هستند یا مهاربندها و دیوار برشی؟) نحوه آرایش این

اعضا در پلان و ارتفاع چگونه است؟ این اعضا با کدام ردیف شکل پذیری طراحی شده اند؟

آئین نامه براساس جنس مصالح، سیستم مقاوم برابر، ردیف شکل پذیری، تعداد و نحوه آرایش اعضای برابر پارامتری

به نام R_μ معرفی می کند.

محدوده کاربرد برای تحلیل پوش آور

(مقایسه ضعف مقاومتی و ضریب کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری)

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y}$$

ضریب کاهش نیرو به واسطه شکل پذیری : (R_{μ})

اگر سیستم باربر جانبی بجای اینکه در دو طرف مرکز سفتی باشد، در یک طرف آن باشد یا اینکه تعداد اعضای باربر جانبی کم باشد و ... (همه این نکات در وضعیت درجه نامعینی سازه قرار گرفته و بررسی می گردد)

برای مناسبه ضریب شکل پذیری، فرض می شود که سازه به لحاظ دریاات نامعینی هیچ مشکلی نداشته و به اندازه کافی نامعینی دارد سپس در مرحله طراحی اگر سازه به دلیل ضعف نامعینی ضوابط آئین نامه را ارضا نکند در این صورت آئین نامه با اعمال ضریب ρ نیروی زلزله تشدید خواهد کرد.

آئین نامه براساس پنس مصالح، سیستم مقاومتی باربر، ردیف شکل پذیری، تعداد و نحوه آرایش اعضای باربر پارامتری به نام R_{μ} معرفی می کند.

محدوده کاربرد برای تحلیل پوش آور

(مقایسه ضعف مقاومتی و ضریب کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری)

$$\Omega_0 = \Omega_M \Omega_D \Omega_S$$

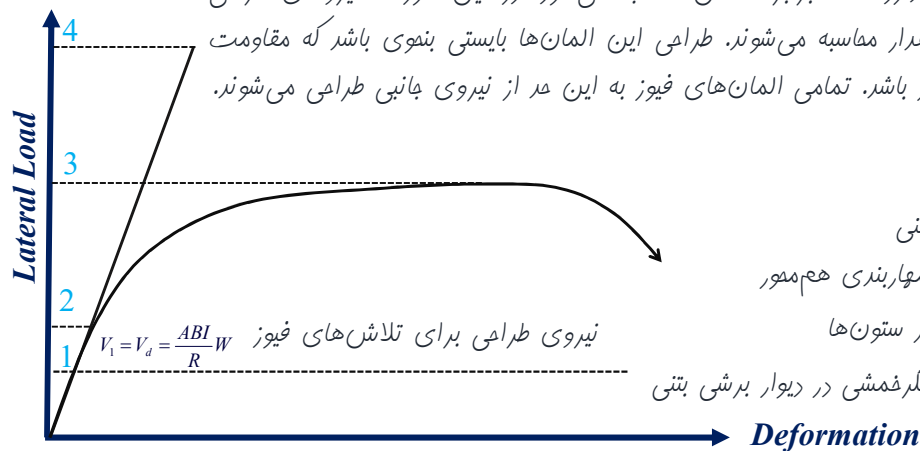
۱- اضافه مقاومت ناشی از مصالح Ω_M

۲- اضافه مقاومت ناشی از طراحی Ω_D

۳- اضافه مقاومت سازه ای Ω_S

1 حد برش پایه طراحی (نیاز دیکته شده توسط ۲۸۰۰) - نیروی طراحی برای تلاش‌های فیوز

این حد از نیروی جانبی توسط استاندارد ۲۸۰۰ تجویز می‌شود. که برابر با مقدار $V = \frac{ABI}{R}W$ می‌باشد. فرض کنید این مقدار متناسب با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ برابر ۱۰۰ تن مناسب می‌شود. در این صورت نیروهای طراحی تلاش‌های مختلف براساس این مقدار مناسب می‌شوند. طراحی این المان‌ها بایستی بنموی باشد که مقاومت متناظر بزرگتر مساوی از نیروی مذکور باشد. تمامی المان‌های فیوز به این حد از نیروی جانبی طراحی می‌شوند.

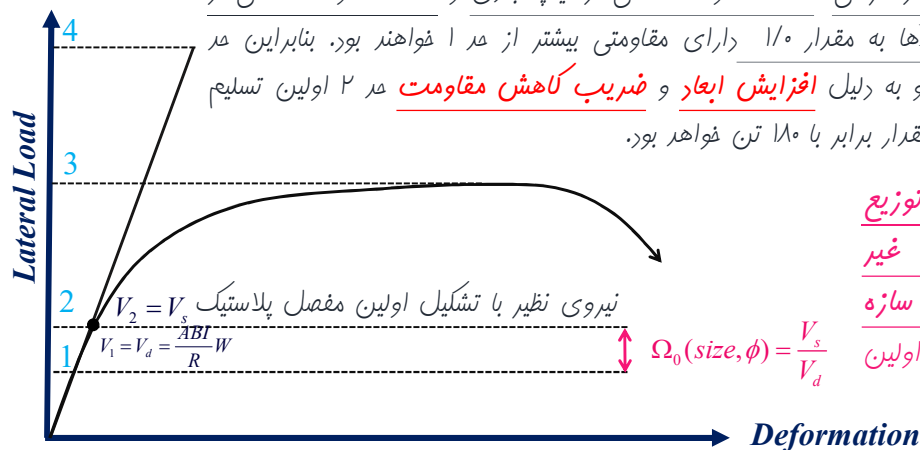


تلاش در عضوهای فیوز:

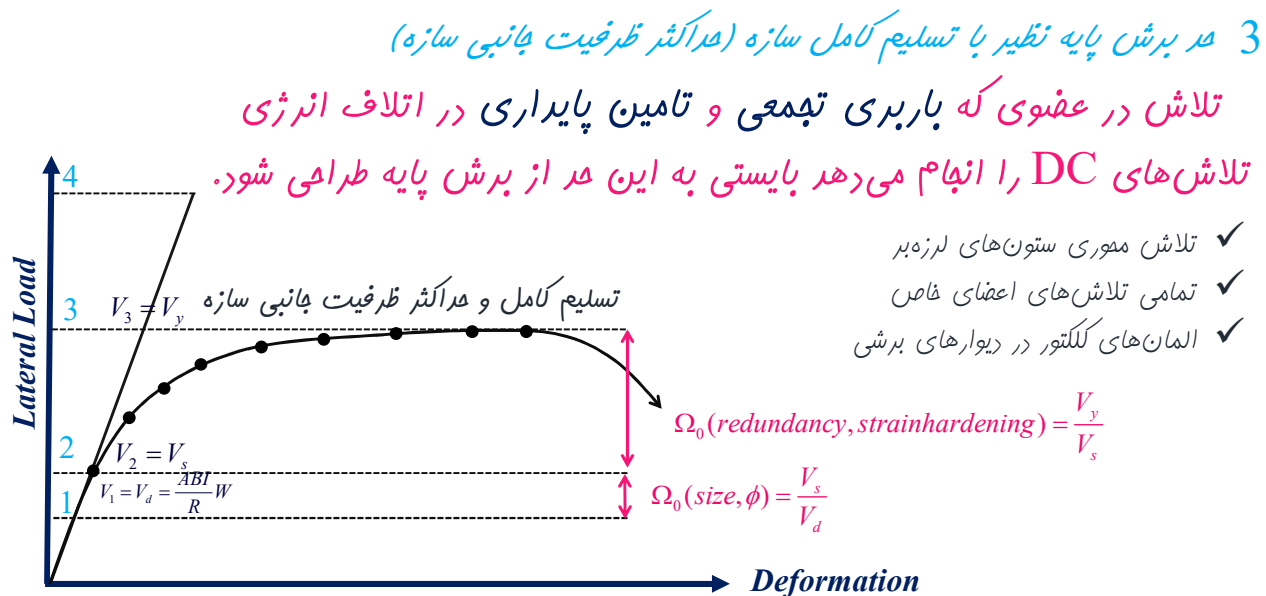
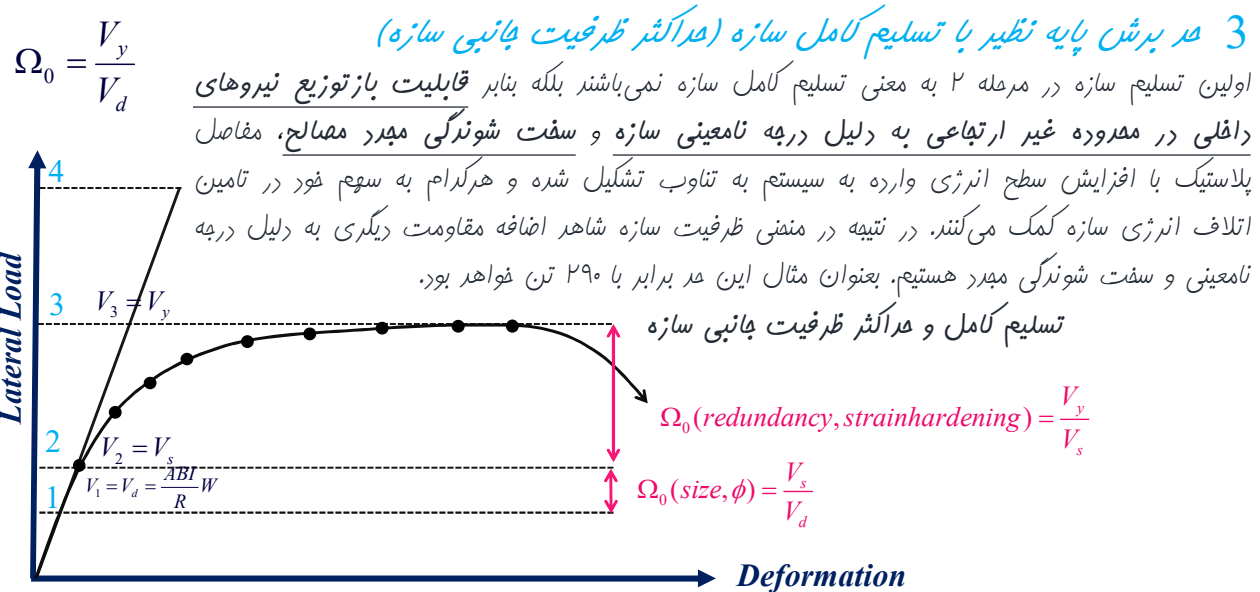
- ✓ فمش و برش در تیر پیوند
- ✓ فمش در تیرهای فولادی و بتنی
- ✓ نیروی محوری در المان‌های مهاربندی هم‌محور
- ✓ اندرکنش بارمحوری و فمش در ستون‌ها
- ✓ برش و اندرکنش بارمحوری-لنگر فمشی در دیوار برشی بتنی

2 حد برش پایه نظیر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک (اولین غیرقطعی شدن سازه)

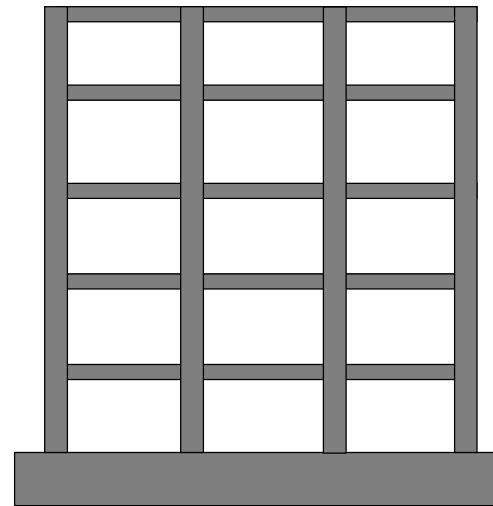
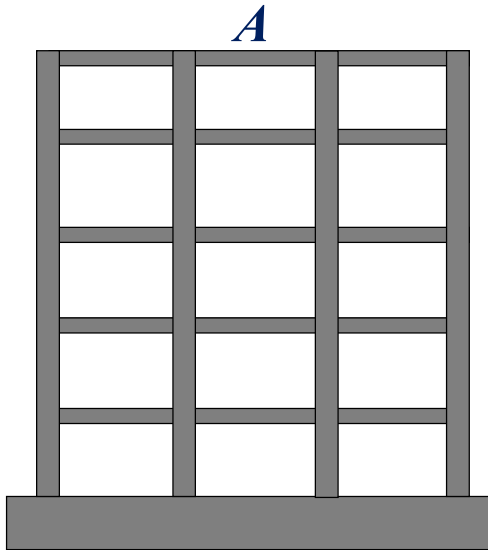
مقاطع طراحی شده برای نیروی نظیر حد ۱، به دلیل اضافه مقاومت ناشی از مقاومت بالاتر از حد فرض شده برای مصالح، اضافه مقاومت ناشی از طراحی، اضافه مقاومت ناشی از تیپ بندی و اضافه مقاومت ناشی از امکان فیکس شدن مقادیر DCRها به مقدار ۱/۰ دارای مقاومتی بیشتر از حد ۱ فوآهند بود. بنابراین در اولین تسلیم سازه حد ۱ فوآهد بود و به دلیل افزایش ابعاد و فربید کاهش مقاومت در ۲ اولین تسلیم سازه فوآهد بود. بعنوان مثال این مقدار برابر با ۱۸۰ تن فوآهد بود.



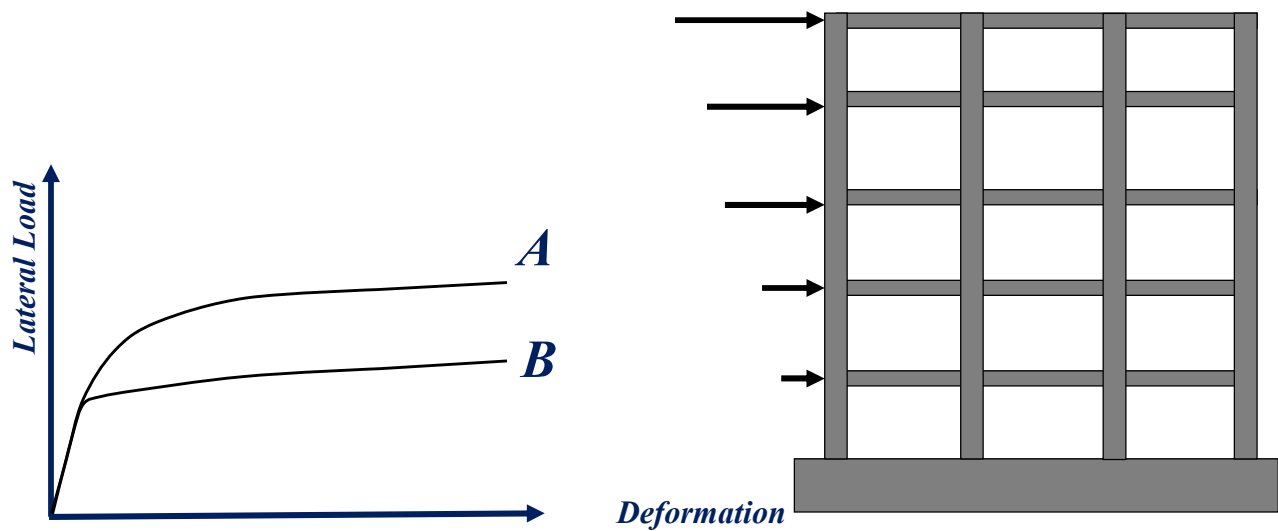
توجه شود که عواملی نظیر بازتوزیع نیروهای داخلی در مفروضه غیر ارتجاعی به دلیل درجه نامعینی سازه و سفت شوندگی کرنشی در اولین تسلیم سازه دقتی ندارند.

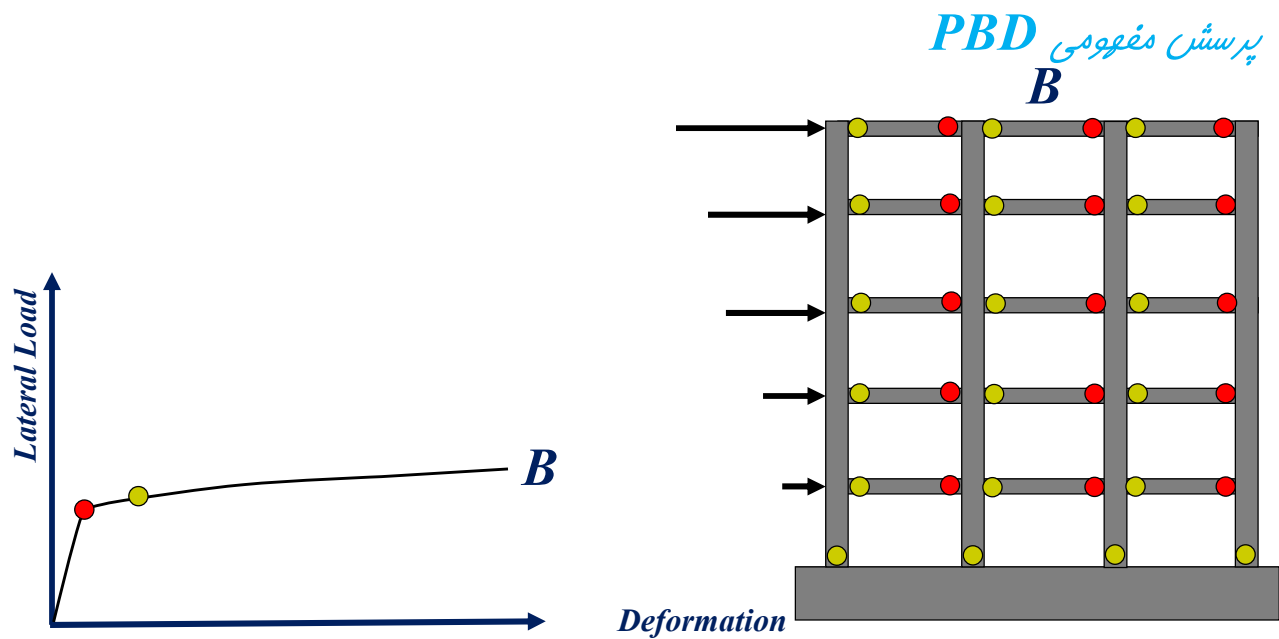
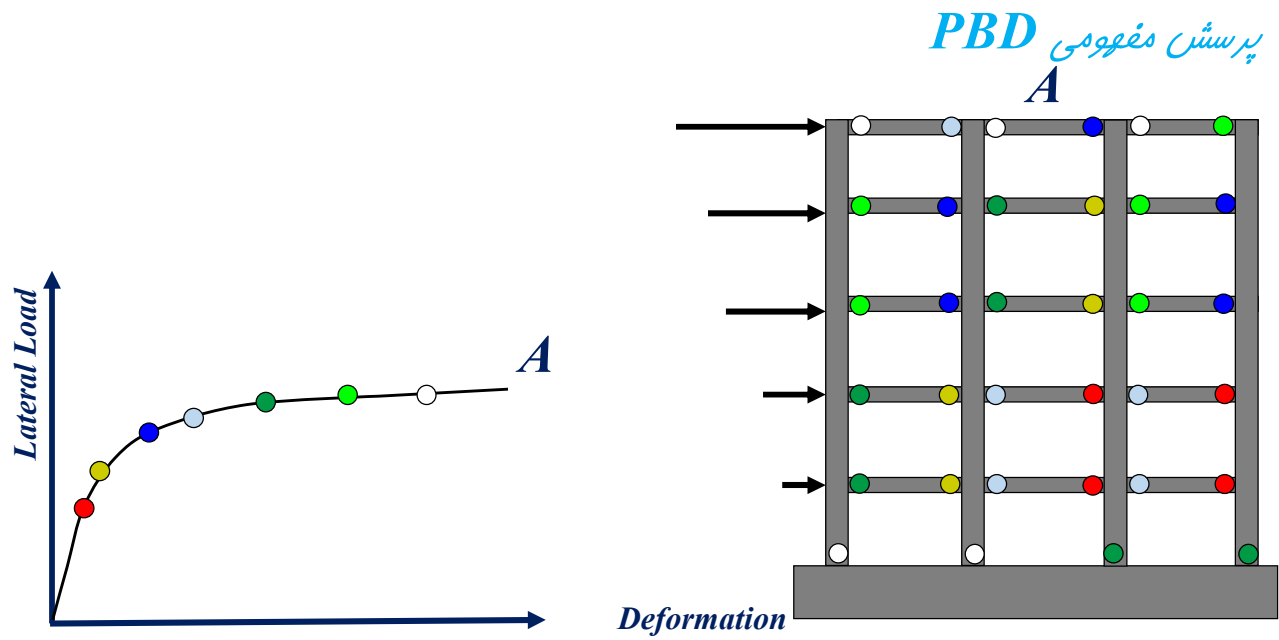


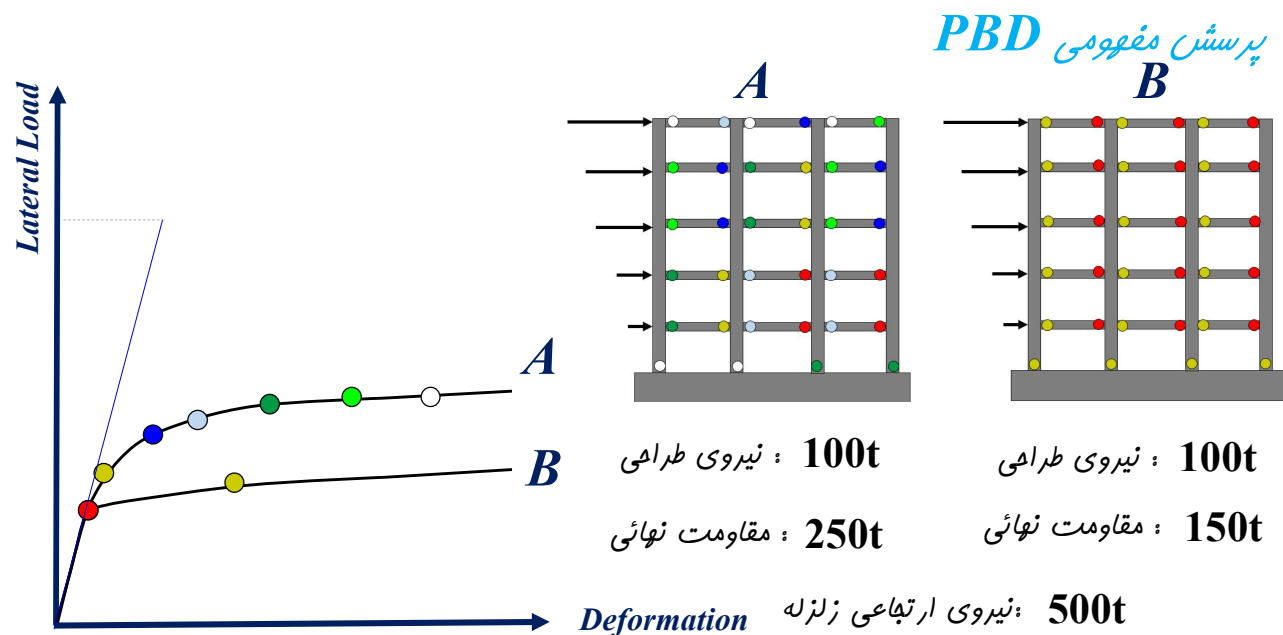
PBD پریش مفهومی



PBD پریش مفهومی

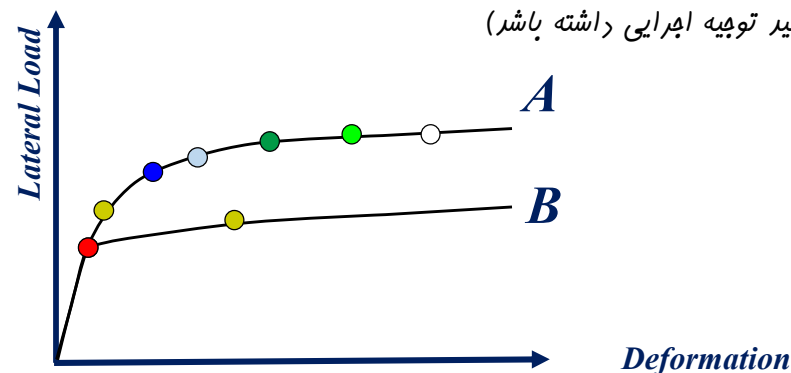




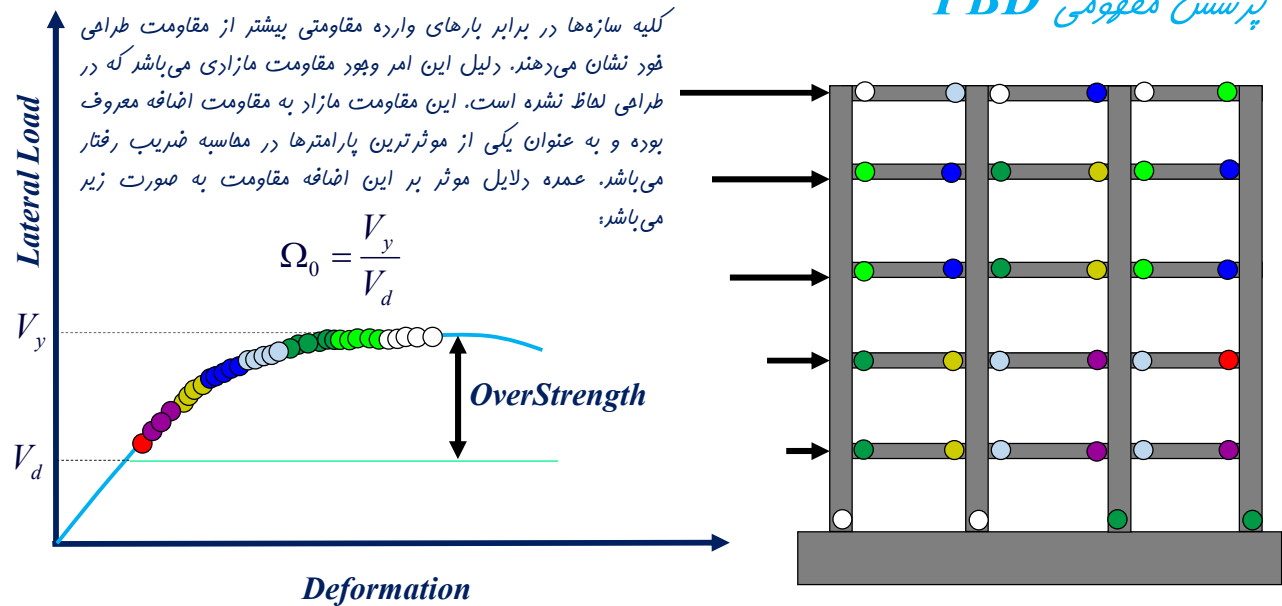


PBD پرشش مفهومی

سازه A به صورت عرف معمول طراحی شده ولی سازه B به صورتی طراحی شده که دقیقاً براساس اعداد ارائه شده توسط نرم افزار می باشد. سازه B به لحاظ شکل پذیری هیچ مشکلی نداشته و تمامی ضوابط آئین نامه را اغنا می کند. در سازه B تمامی ریشیوها در روند طراحی برابر ۱/۰ می باشد. آیا از نظر آئین نامه ای مشکلی دارد که هرپیزی که نرم افزار می دهد را نقشه کنیم؟ (فرض کنید توجیه اجرایی داشته باشد)



پرسش مفهومی PBD



پرسش مفهومی PBD

$$\Omega_0 = \frac{V_y}{V_d}$$

افزافه مقاومت (Ω_0) اعضا از سه قسمت مهم تشکیل می‌شوند:

1-Material Over Strength (Ω_M)

۱- ضریب اضافه مقاومت مصالح: مقاومت مصالح مصرفی که در المان‌های مختلف مقادیر متفاوتی خواهد داشت. F_y , f_y , f_c

2-Design Over Strength (Ω_D)

۲- ضریب اضافه مقاومت‌های طراحی: ضرایب کاهش مقاومت و محافظه کاری‌های فورمولاسیون آئین‌نامه‌ها

3-System Over Strength (Ω_S)

۳- ضریب اضافه مقاومت سیستم: تیپ‌بندی مقاطع - افزایش ابعاد مقاطع برای معیار تغییر شکل یا سفتی (کنترل دررفت) - افزایش ابعاد مقاطع برای معیار شکل‌پذیری - افزایش ابعاد مقاطع برای معیار طراحی سرویس دهی - عدم فیکس شدن ریشیوهای طراحی به ۱۰ و

در طراحی سازه و ارائه نقشه‌های اجرایی، در بسیاری از اعضا، اضافه مقاومت‌هایی وجود دارد که ناشی از سه مورد بالایی می‌باشد.

Performance-**B**ased **S**eismic **D**esign & **S**eismic **E**valuation and **R**etrofit of **E**xisting **B**uildings 

$$\Omega_0 = \frac{V_y}{V_d}$$

PBD پرسش مفهومی

اضافه مقاومت: (Ω_0)

۱- اضافه مقاومت ناشی از مصالح Ω_M

۲- اضافه مقاومت ناشی از طراحی Ω_D

۳- اضافه مقاومت سازه‌ای Ω_S

$$\Omega_0 = \Omega_M \Omega_D \Omega_S$$

Performance-**B**ased **S**eismic **D**esign & **S**eismic **E**valuation and **R**etrofit of **E**xisting **B**uildings 

Table C4.2-1 Typical Range of Overstrength for Various Systems

Structural System	Design Overstrength Ω_D	Material Overstrength Ω_M	System Overstrength Ω_S	Ω_0
Special moment frames (steel, concrete)	1.5-2.5	1.2-1.6	1.0-1.5	2-3.5
Intermediate moment frames (steel, concrete)	1.0-2.0	1.2-1.6	1.0-2.0	2-3.5
Ordinary moment frames (steel, concrete)	1.0-1.5	1.2-1.6	1.5-2.5	2-3.5
Masonry wall frames	1.0-2.0	1.2-1.6	1.0-1.5	2-2.5
Braced frames	1.5-2.0	1.2-1.6	1.0-1.5	1.5-2
Reinforced bearing wall	1.0-1.5	1.2-1.6	1.0-1.5	1.5-2.5
Reinforced infill wall	1.0-1.5	1.2-1.6	1.0-1.5	1.5-2.5
Unreinforced bearing wall	1.0-2.0	0.8-2.0	1.0-2.0	2-3
Unreinforced infill wall	1.0-2.0	0.8-2.0	1.0-2.0	2-3
Dual system bracing and frame	1.1-1.75	1.2-1.6	1.0-1.5	1.5-2.5
Light bearing wall systems	1.0-0.5	1.2-2.0	1.0-2.0	2.5-3.5

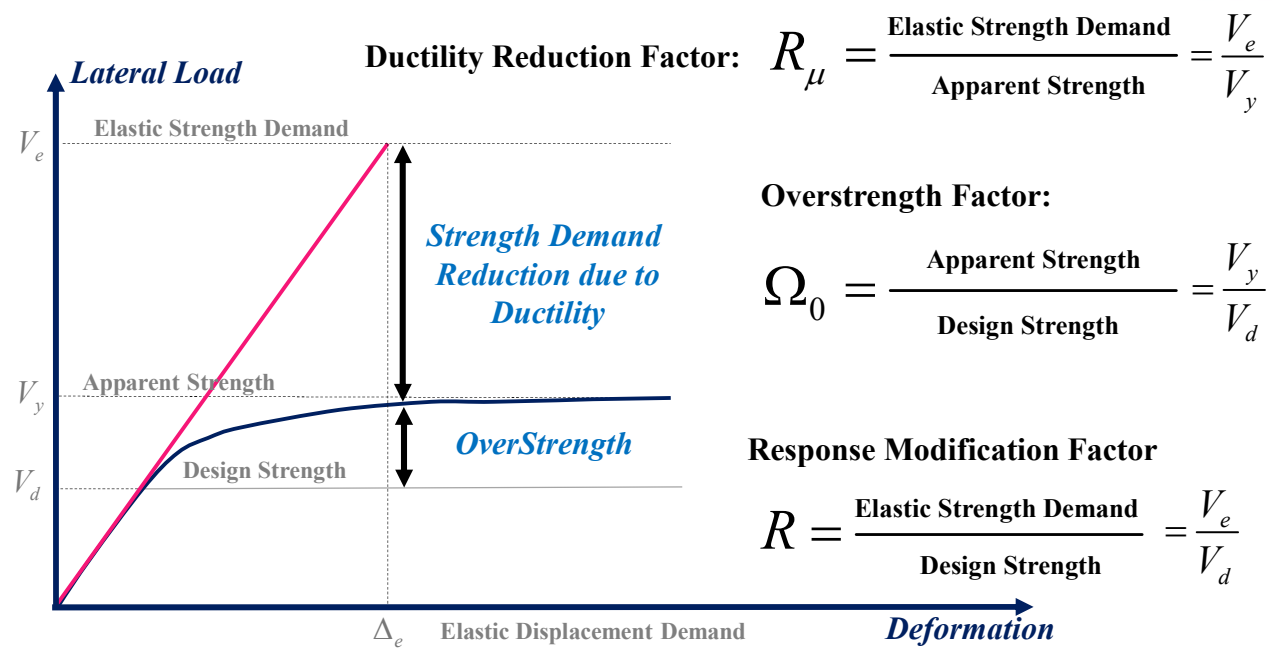
H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵۰	۵	۲/۵	۵	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	الف- سیستم دیوارهای باربر
۵۰	۴	۲/۵	۴	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	
-	۳/۵	۲/۵	۳/۵	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	
۱۵	۳	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
۱۵	۳/۵	۲	۴	۵- دیوارهای متشکل از قابهای سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	
۱۵	۴	۳	۵/۵	۶- دیوارهای متشکل از قابهای سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	
۱۰	۳	۲	۳	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی	

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵۰	۵	۲/۵	۶	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]	ب- سیستم قاب ساختمانی
۳۵	۴	۲/۵	۵	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	
-	۳	۲/۵	۴	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	
۱۵	۲/۵	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
۵۰	۴	۲	۷	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	
۵۰	۵	۲/۵	۷	۶- مهاربندی کمانش تاب	
۱۵	۳/۵	۲	۳/۵	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	
۵۰	۵	۲	۵/۵	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	

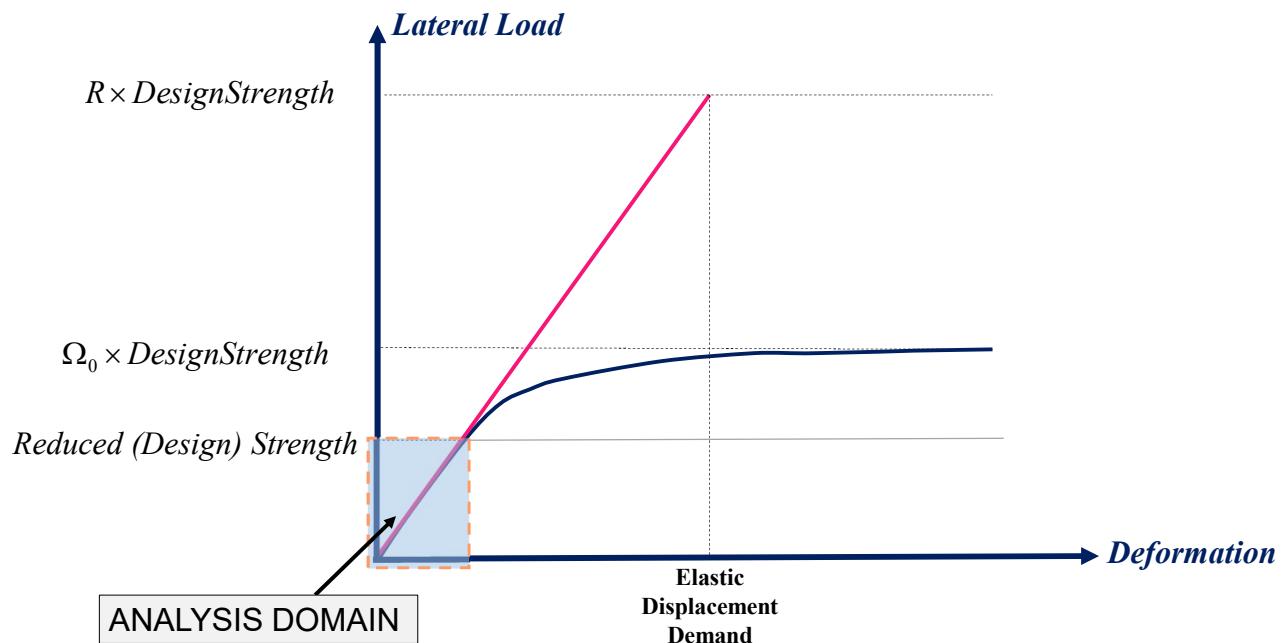
H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	پ- سیستم قاب خمشی
۳۵	۴/۵	۳	۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	
-	۲/۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	
-	۳	۳	۳/۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	

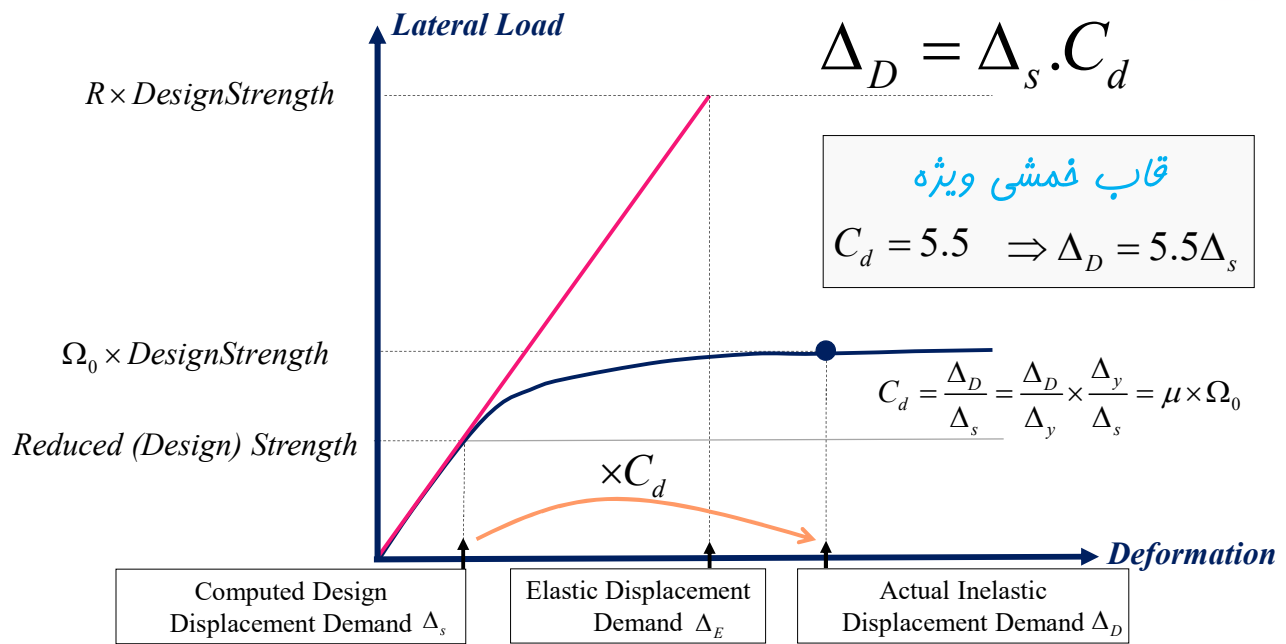
H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷/۵	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی
۷۰	۵	۲/۵	۶/۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۳- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	
۲۰۰	۴	۲/۵	۷/۵	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷	۷- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۸- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 





جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u همراه یا حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی
۵۰	۵	۲/۵	۵	۱- دیوارهای برشی بتن‌ارمه ویژه
۵۰	۴	۲/۵	۴	۲- دیوارهای برشی بتن‌ارمه متوسط
-	۳/۵	۲/۵	۳/۵	۳- دیوارهای برشی بتن‌ارمه معمولی [۱]
۱۵	۳	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بتابی مسلح
۱۵	۲/۵	۲	۴	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد تیر و میله‌های تسخیم فولادی
۱۵	۴	۳	۵/۵	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد تیر و صفحات پوششی فولادی
۱۰	۳	۲	۳	۷- دیوارهای بتن پاششی سببندی
۵۰	۵	۲/۵	۶	۱- دیوارهای برشی بتن‌ارمه ویژه [۲]
۳۵	۴	۲/۵	۵	۲- دیوارهای برشی بتن‌ارمه متوسط
-	۳	۲/۵	۴	۳- دیوارهای برشی بتن‌ارمه معمولی [۱]
۱۵	۲/۵	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بتابی مسلح
۵۰	۴	۲	۷	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]
۵۰	۵	۲/۵	۷	۶- مهاربندی گمانش ناب
۱۵	۲/۵	۲	۳/۵	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی
۵۰	۵	۲	۵/۵	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۳]
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی بتن‌ارمه ویژه [۴]
۳۵	۴	۳	۵	۲- قاب خمشی بتن‌ارمه متوسط [۴]
-	۳/۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن‌ارمه معمولی [۴] و [۱]
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه
۵۰	۴	۳	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط
-	۳	۳	۳/۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷/۵	۱- قاب خمشی ویژه فولادی یا بتی- دیوارهای برشی بتن‌ارمه ویژه
۷۰	۵	۲/۵	۶/۵	۲- قاب خمشی بتن‌ارمه متوسط- دیوار برشی بتن‌ارمه ویژه
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۳- قاب خمشی بتن‌ارمه متوسط- دیوار برشی بتن‌ارمه متوسط
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۴- قاب خمشی فولادی متوسط- دیوار برشی بتن‌ارمه متوسط

پرش مفهومی PBD

سیستم سازه	H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی
پا - سیستم قاب خمشی	۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی بتن‌ارمه ویژه [۴]
	۳۵	۴/۵	۳	۵	۲- قاب خمشی بتن‌ارمه متوسط [۴]
	-	۲/۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن‌ارمه معمولی [۴] و [۱]
	۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه
	۵۰	۴	۳	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط
	-	۳	۳	۳/۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]

μ	R_μ	C_d	Ω_0	R	
1.84	2.5	5.5	3.0	7.5	قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)
1.50	1.67	4.5	3.0	5.0	قاب خمشی متوسط (فولادی یا بتنی)
0.84	1.0	2.5	3.0	3.0	قاب خمشی معمولی بتنی
1.0	1.17	3.0	3.0	3.5	قاب خمشی معمولی فولادی
2.20	3.0	5.5	2.5	7.5	قاب خمشی ویژه و دیوار برشی ویژه بتنی
2.0	2.6	5.0	2.5	6.5	قاب خمشی متوسط و دیوار برشی ویژه بتنی
1.80	2.4	4.5	2.5	6.0	قاب خمشی متوسط و دیوار برشی متوسط بتنی
2.0	3.5	4.0	2.0	7.0	مهاربند و آگرا فولادی

$$R = R_\mu \Omega_0, C_d = \mu \times \Omega_0$$

پرشش مفهومی PBD

این توضیحات برای اضافه مقاومت به چه دردی می‌خورد؟ و چه کارایی خواهد داشت؟

هدف از طراحی لرزه‌ای رسیدن توالی فرایب مطلوب و بیشترین توان اتلاف انرژی می‌باشد.

برای ارضای تقاضای لرزه‌ای به هنگام رخداد یک زلزله شدید، با تشکیل مفاصل پلاستیک روند اتلاف انرژی میسر خواهد شد. اعضای که در طراحی دارای DCR نزدیک به یک می‌باشند زودتر در معرض تسلیم قرار خواهند گرفت. ولی به دلیل بالا بودن تقاضای لرزه‌ای، نیاز به خسارت بیشتری در سازه وجود دارد. بنابراین با تشکیل این تعداد از مفاصل در مرحله اول، اتلاف انرژی کفایت نخواهد کرد. در مرحله بعدی وابسته به وضعیت اضافه مقاومت و نیروی طراحی سازه دو حالت ممکن است رخ دهد:

پرسش مفهومی PBD

این توضیحات برای اضافه مقاومت به چه دردی می‌خورد؟ و چه کارایی خواهد داشت؟

۱- رفتار مطلوب و به نفع اتلاف انرژی:

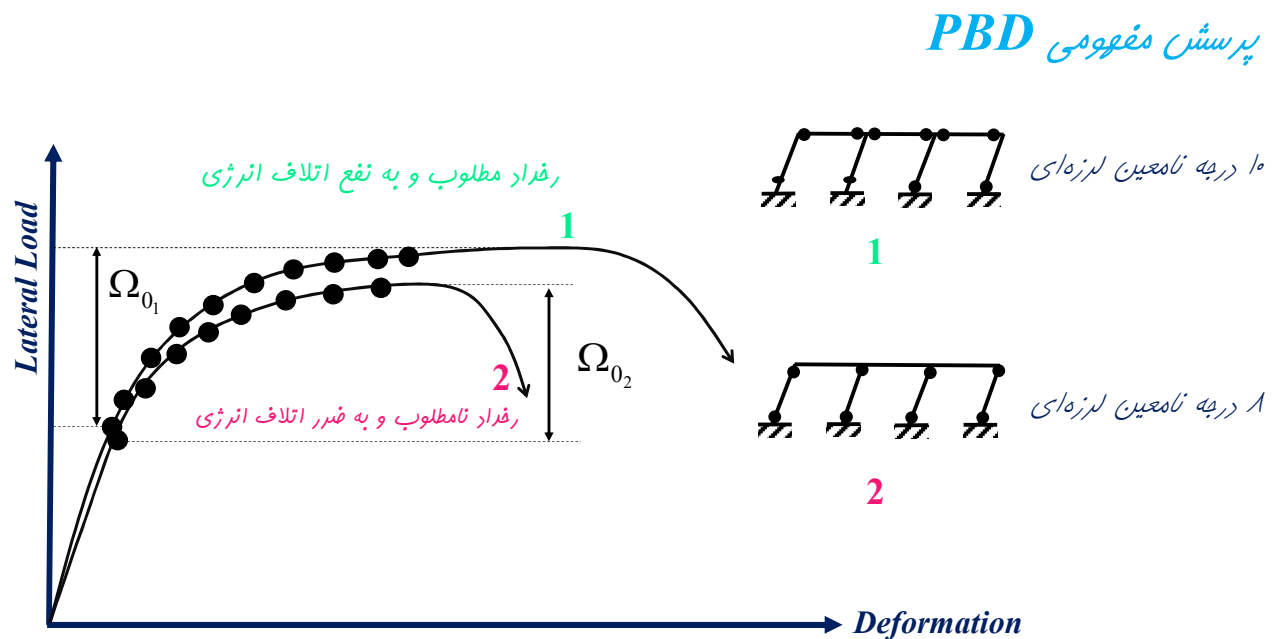
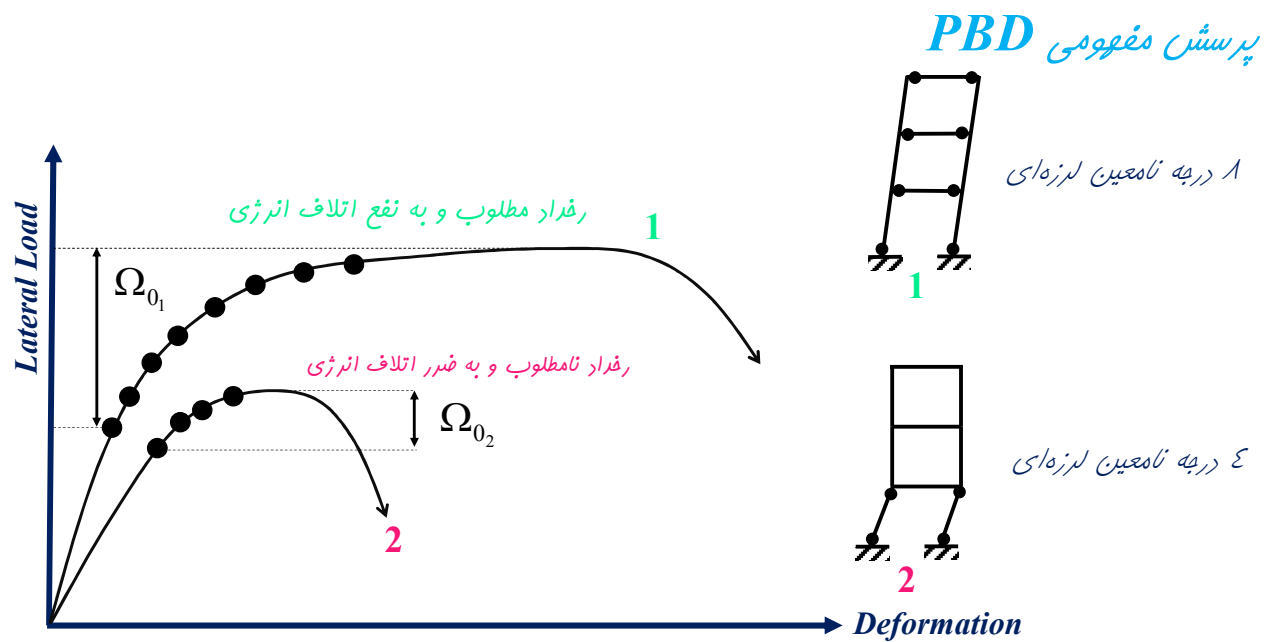
بعد از تشکیل مفاصل پلاستیک سری اول، با افزایش سطح انرژی وارد شده به سازه و به تبع آن افزایش تقاضای تسلیم، دیگر اعضا به تناوب تسلیم شده و هر کدام عهده‌دار تقاضای مازاد شوند. در این صورت با افزایش تعداد مفاصل پلاستیک، هر کدام از آنها با تغییر شکل محدود می‌توانند نیاز لرزه‌ای مذکور را تامین کنند.

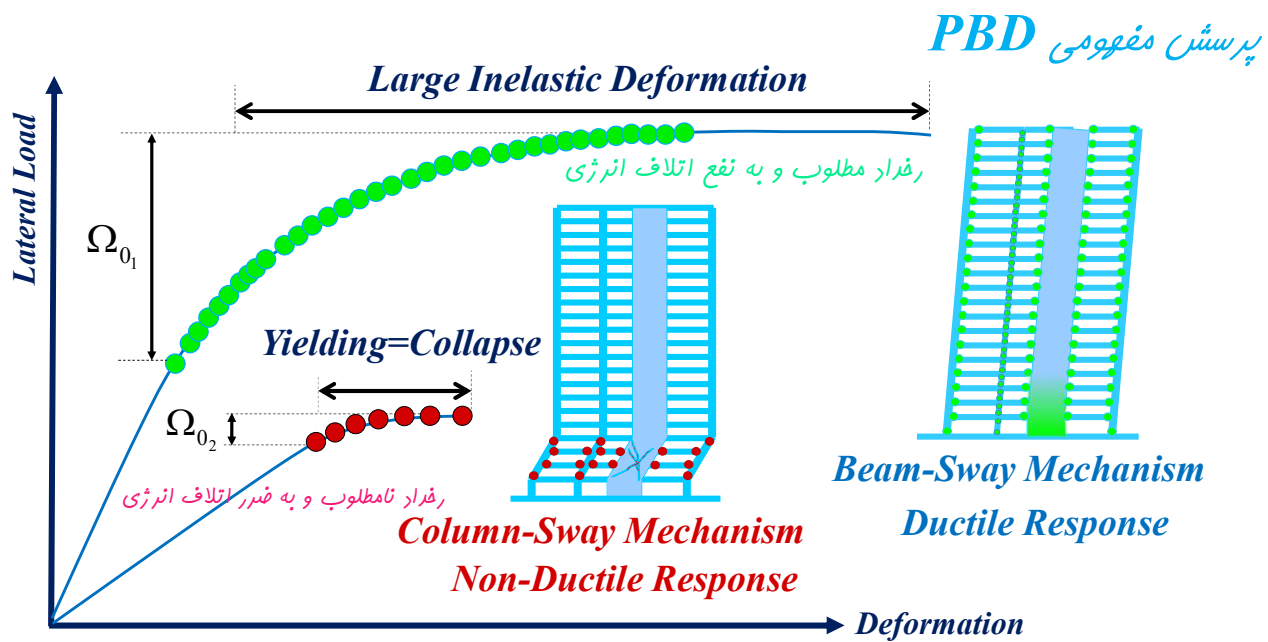
پرسش مفهومی PBD

این توضیحات برای اضافه مقاومت به چه دردی می‌خورد؟ و چه کارایی خواهد داشت؟

۲- رفتار نامطلوب و به ضرر اتلاف انرژی:

بعد از تشکیل مفاصل پلاستیک سری اول، دیگر اعضا به دلیل اضافه مقاومتی که دارند تسلیم نمی‌شوند، بنابراین با افزایش سطح انرژی اعضایی که در ابتدا تسلیم شده‌اند بایستی تا انتها اتلاف انرژی را به عهده‌دار شوند. در نتیجه میزان خسارت در این المان‌ها افزایش یافته و سطح عملکردشان نقض خواهد شد و حتی ممکن است به حد فروریزش نیز برسند. در این حالت ۸۰ درصد سازه فطی و سالم بوده و ۲۰ درصد به شدت آسیب دیده و سازه روی همان ۲۰ درصد دچار فروریزش می‌کند.



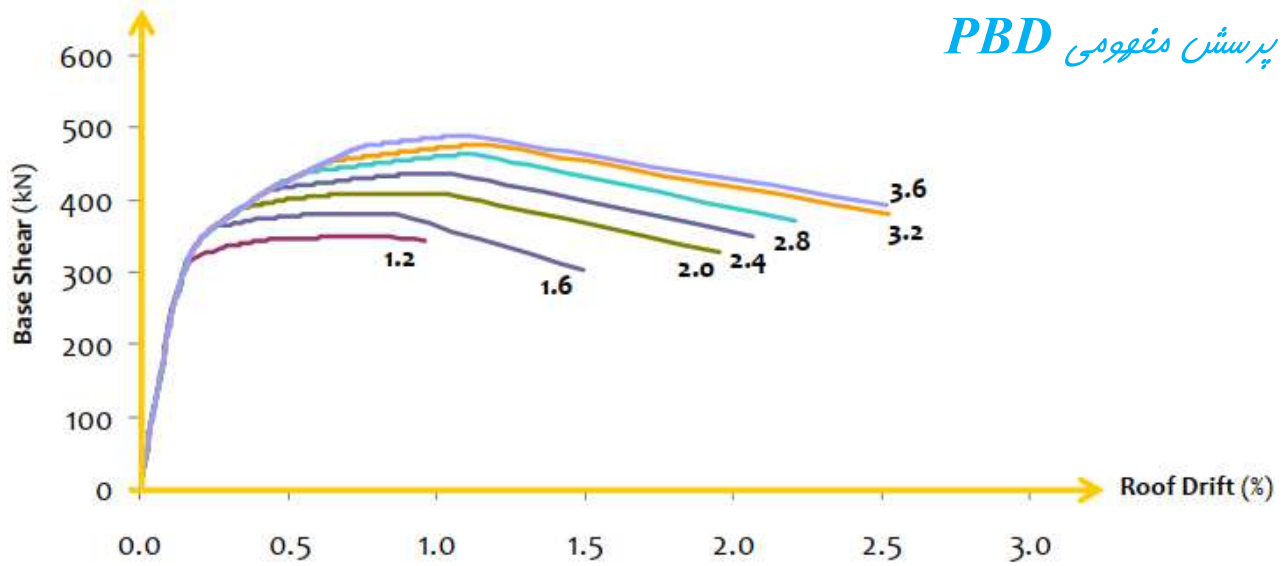


PBD *پیش‌بینی مفهومی*

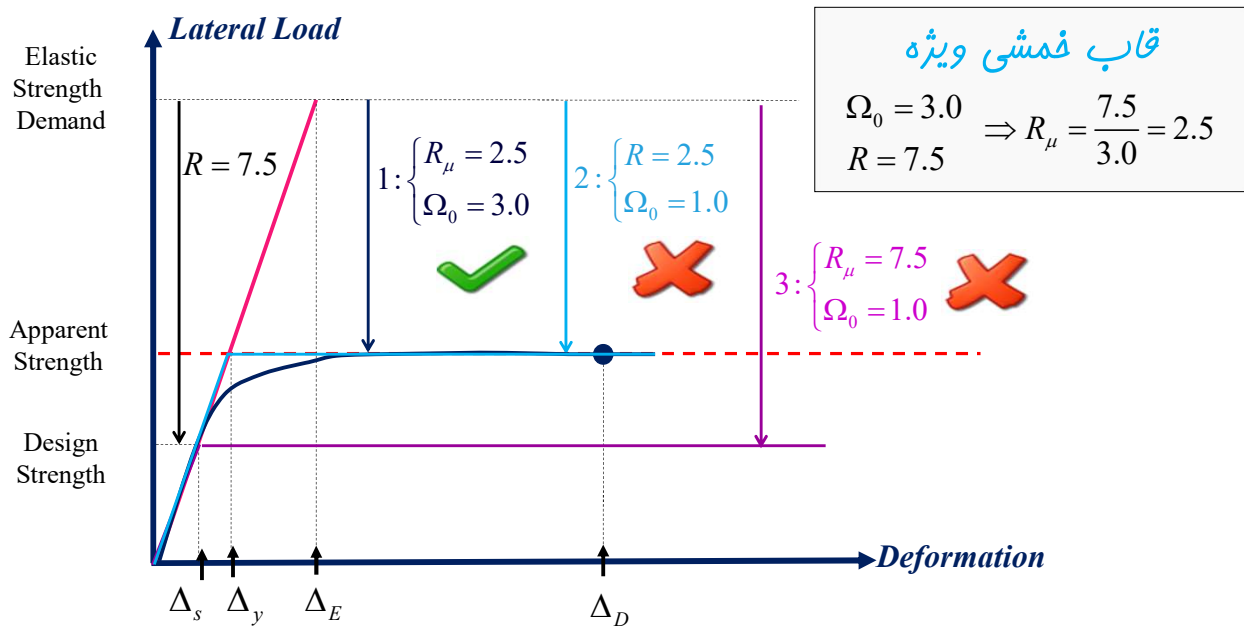
قابلیت ایجاد فسارات قابل ملاحظه (بدون ناپایداری جانبی و ثقلی ساختمان) در اکثریت خراب اتفاق تیرهای ساختمان با تمقق ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی میسر می‌گردد، بخصوص اگر زلزله بسیار شدید باشد. چنین دوام عملکردی ساختمان به دلیل سالم ماندن ستون‌ها (اعضایی که وظیفه تامین پایداری جانبی و ثقلی ساختمان را دارند) تحت یک زلزله شدید به دست می‌آید، طراحی چنین ستون‌هایی از طریق طراحی براساس ظرفیت انجام می‌گردد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

PBD پرسش مفهومی



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 



پیش مفهوم PBD

۳-۱۳ اگر ضریب R_d از مقدار ضریب رفتار سازه تقسیم بر ضریب اضافه مقاومت سازه بیشتر باشد، سازه طراحی شده باید به تأیید شخص حقیقی یا حقوقی مستقل باصلاحیت رسانده شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

الف- سازگاری مشخصات سازه با داده‌های به کار برده شده در مدل تحلیلی،
ب- سازگاری ظرفیت‌های اعضای سازه با نتایج به دست آمده از تحلیل.

$$R_d = \frac{S_a}{V_y/W} = \frac{S_a \cdot W}{V_y} = \frac{V_e}{V_y} \quad \frac{R}{\Omega_0} = R_\mu$$

الف- سازگاری مشخصات سازه با داده‌های به کار برده شده در مدل تحلیلی،
ب- سازگاری ظرفیت‌های اعضای سازه با نتایج به دست آمده از تحلیل.

گزینه سازگاری‌هایی که بایستی کنترل گردد:

کنترل بی‌محابای دریافت سازه از طریق عمق تیرها و در نهایت تشکیل طبقه نرم-ضعیف
عدم کنترل طبقه نرم-ضعیف با ابعاد نقشه شده سازه
عدم مهار استاندارد آرماتورهای طولی ستون توسط آرماتورهای عرضی
عدم کنترل برش لرزه‌ای تیر براساس آرماتورهای طولی نقشه شده
عدم کنترل و طراحی برش اصطکاکی در محل درزهای ساخت
عدم کنترل طرح لرزه‌ای برای تیر دهانه مهاربند شورون و تیر خارج از پیوند
استفاده از ستون‌های دابل فولادی به عنوان ستون لرزه‌بر

گزیده سازگاری‌هایی که در المان ستون بتن‌آرمه بایستی کنترل گردد:

- ۱- کنترل بی‌محابای دریافت سازه از طریق عمق تیرها و در نهایت تشکیل طبقه نرم-ضعیف
- ۲- عدم مهار مناسب آرماتورهای طولی ستون و کمانش زود هنگام آنها (مقاومت واقعی کمتر از مقدار محاسباتی)
- ۳- عدم اعمال ضریب ناحیه صلب انتهایی (RZF) مطابق با ضوابط آئین نامه (این ضریب در اکثر مواقع صفر می‌باشد)
- ۴- بتن ریزی دستی ستون‌ها (کیفیت نامناسب بتن باعث علاوه بر کاهش مقاومت خمشی و برشی ستون، باعث ضعف در وصله پوششی نیز خواهد شد)
- ۵- عدم کنترل نسبت مقاومت تیر و ستون براساس آرماتورهای طولی واقعی در تیرها (تیرقوی -ستون ضعیف)
- ۶- عدم کنترل و طراحی برش اصطکاکی در محل درزهای ساخت (وجود یک سطح افقی ضعیف در ستون)
- ۷- عدم اجرای قلاب ستون‌ها به سمت داخل (قلاب به سمت بیرون هسته، مقاومت محاسباتی ستون را تا بیش از ۵۰٪ کاهش خواهد می‌دهد)
- ۸- وجود خروج از مرکزیت در ستون‌های پیرامونی به دلیل همباد کردن ستون‌ها از وجه بیرونی سازه (این مورد در محاسبات لحاظ نمی‌شود)

محدوده کاربرد برای تحلیل پوش‌آور

(مقایسه ضعف مقاومتی و ضریب کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل‌پذیری)

Loading Protocols for ASCE 41 Backbone Curves

پروتکل چیست؟

مجموعه قوانین رویه‌های فراگیر را پروتکل می‌نامند.

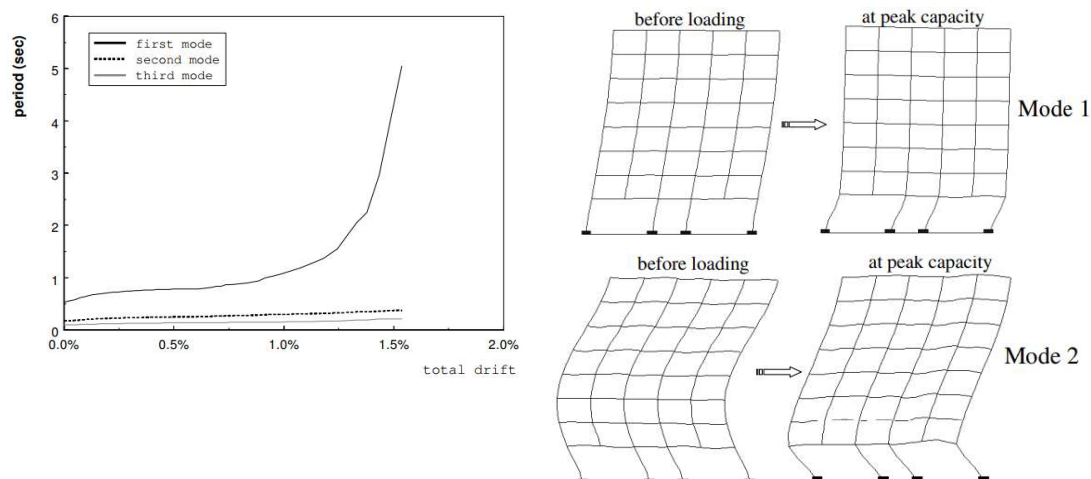
معموده کاربرد برای تحلیل پوش آور

(مقایسه ضعف مقاومتی و ضریب کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری)

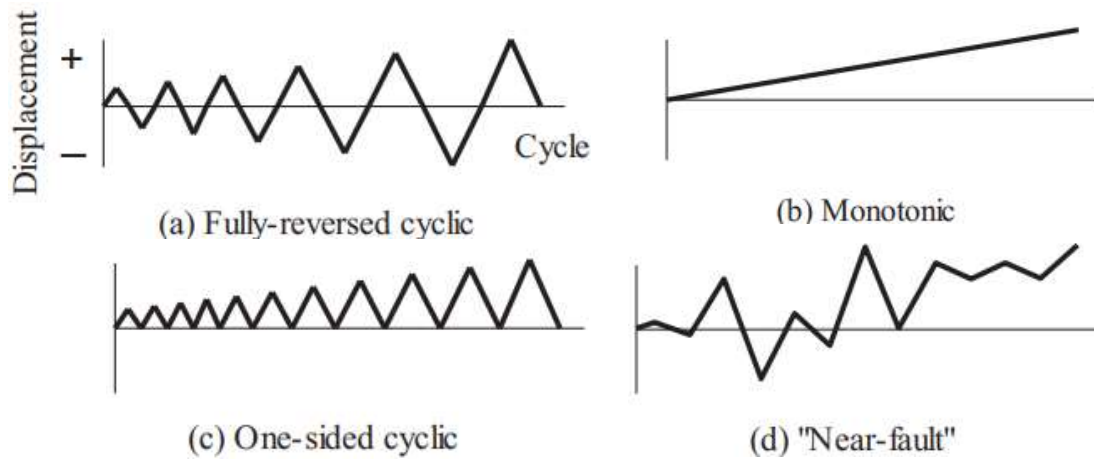
Loading Protocols for ASCE 41 Backbone Curves

تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش آور) خرابی‌های اولیه ناشی از زلزله را با دقت قابل قبولی شبیه‌سازی می‌کند (رفتار غیرخطی قبل از زول مقاومتی) لیکن این تحلیل توانایی پیش‌بینی قابل قبول خسارات و آسیب‌پذیری به دلیل تغییر مشخصات دینامیکی سازه در طول جنبش قدرتمند زمین را نخواهد داشت. به عبارت بهتر توانایی شبیه‌سازی پوش آور در معموده تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی معموده می‌باشد، در صورت فزاینده‌گی بیش از حد تغییرشکل‌های غیرخطی، این تحلیل توانایی مدل‌سازی خود را از دست می‌دهد. تغییرشکل‌های غیرخطی بزرگ باعث ایجاد رفتار کاهندگی و نرم‌شدگی سیستم سازه‌ای شده که این امر باعث تغییرات قابل ملاحظه در پریود ارتعاشی مود اول سازه خواهد شد.

Loading Protocols for ASCE 41 Backbone Curves



Loading Protocols for ASCE 41 Backbone Curves

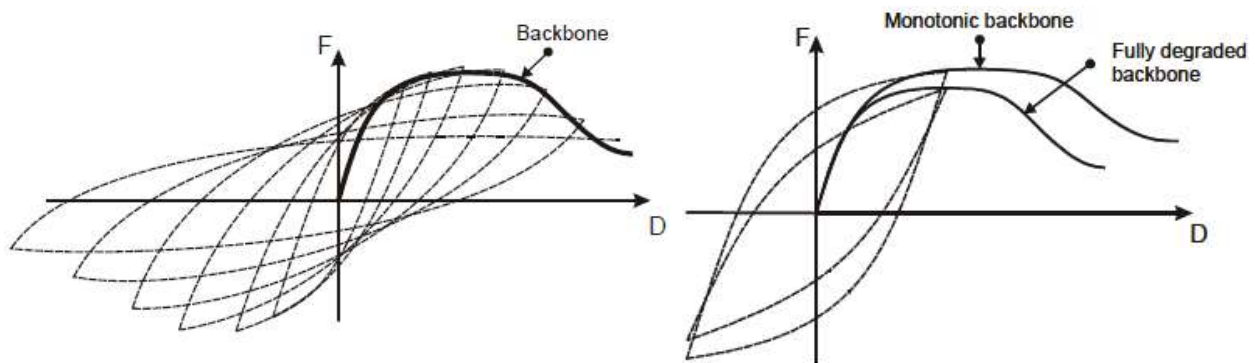


Examples of loading protocols for structural component testing

محدوده کاربرد برای تحلیل پوشش آور

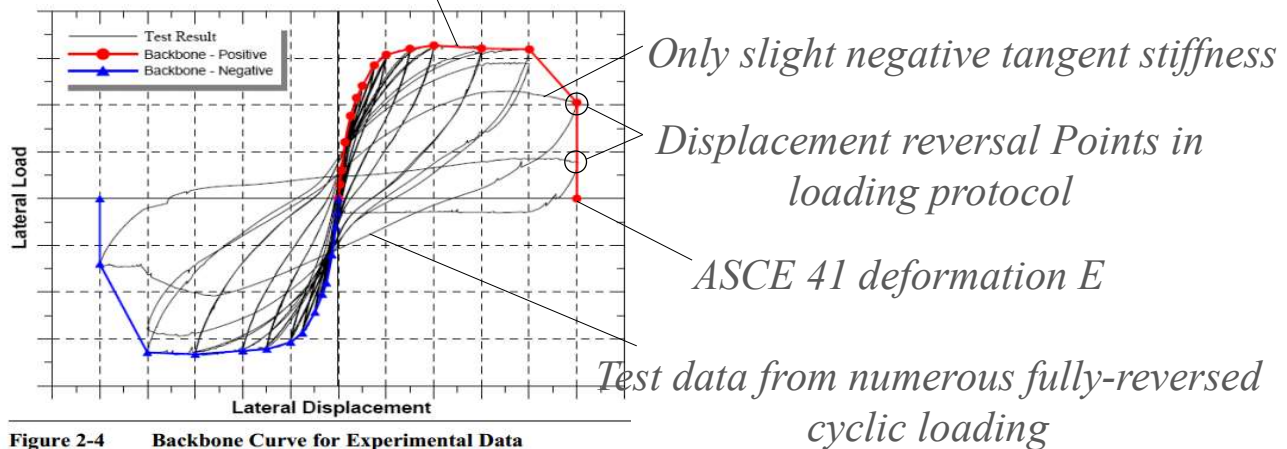
(مقایسه ضعف مقاومتی و ضریب کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری)

Loading Protocols for ASCE 41 Backbone Curves

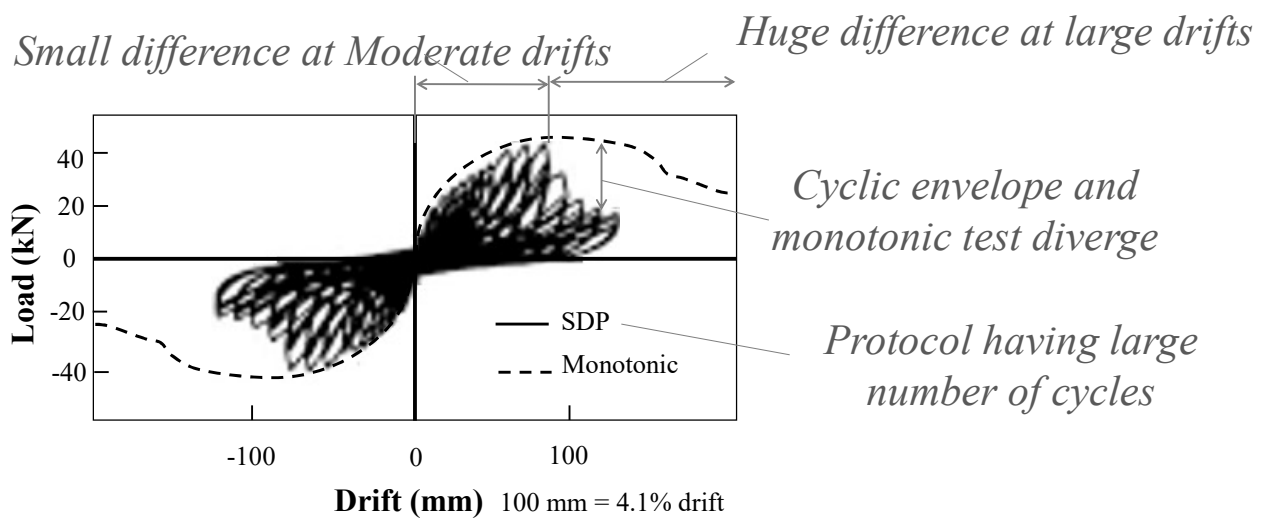


Loading Protocols for ASCE 41 Backbone Curves

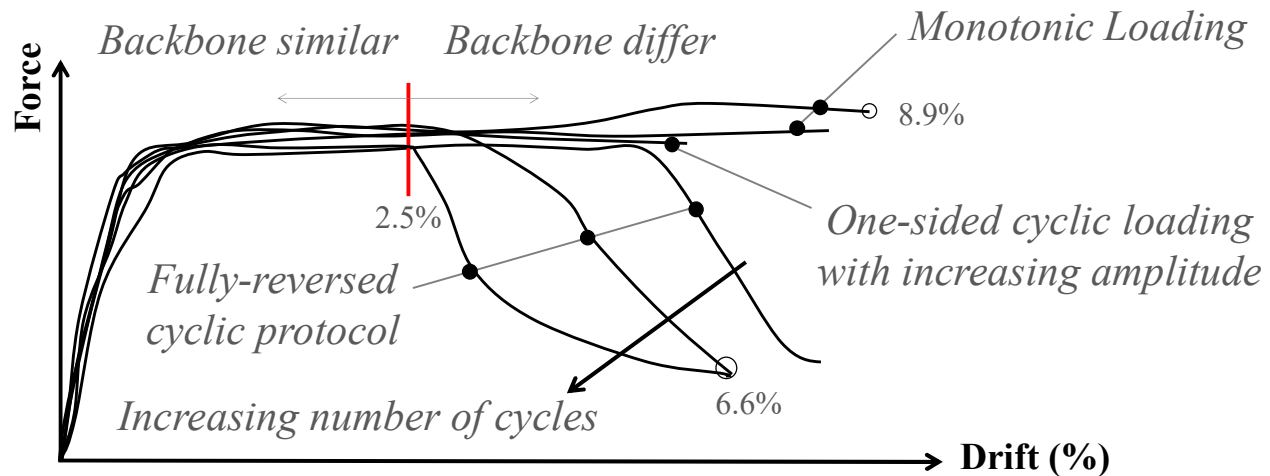
Backbone curve constructed as envelope of cyclic test data



Loading Protocols for ASCE 41 Backbone Curves

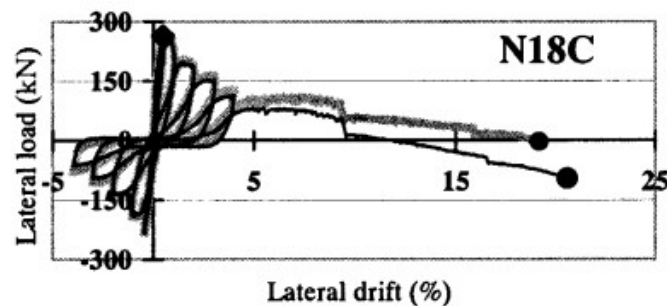


Loading Protocols for ASCE 41 Backbone Curves



Loading Protocols for ASCE 41 Backbone Curves

سازه‌های متشکل از المان‌های SSD(incycle) نسبت به حرکات زمین به خصوص حرکت از نوع نزدیک دارای ناپایداری دینامیکی می‌باشد. در واقع در سازه‌هایی که مدل هاکم بر رفتار از نوع SSD(incycle) باشد، اعمال بارگذاری یوش‌آور نمی‌تواند ناپایداری دینامیکی این قبیل سازه‌ها را نشان دهد.



محدوده کاربرد برای تحلیل استاتیکی غیرخطی

نشریه ۳۶۰ (ویرایش ۱۳۹۲)

$$R_u = \frac{S_a}{V_v/W} C_m$$

۳-۴-۱- کاربرد روش استاتیکی غیرخطی

استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی هنگامی مجاز است که دو شرط زیر برقرار باشد:

۱- نسبت مقاومت R_u محاسبه شده از رابطه (۳-۲۱) از مقدار R_{max} محاسبه شده از رابطه (۳-۲۲) کمتر باشد.

۲- تاثیر موده‌های بالاتر قابل ملاحظه نباشد: برای تعیین این موضوع ضروری است سازه دو بار با استفاده از روش دینامیکی

طیفی تحلیل شود. در بار اول تنها مود اول سازه در نظر گرفته شده و در بار دوم تمام موده‌های نوسانی که مجموع جرم موثر آنها

حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه است باید در نظر گرفته شود. در صورتیکه نتایج تحلیل دوم نشان دهد نیروی برشی در طبقه ای بیش از

۳۰٪ از نیروی برشی حاصل از تحلیل اول بیشتر است، این امر به معنی قابل ملاحظه بودن اثرات موده‌های بالای سازه است.

اگر شرط ۲ برقرار نباشد، باید از روش تحلیل دینامیکی خطی نیز برای تکمیل روش استاتیکی غیرخطی استفاده گردد. در این

حالت معیار پذیرش باید برای هر دو روش بررسی شود با این تفاوت که برای پذیرش اعضای با رفتار تغییرشکل کنترل، در روش

تحلیل دینامیکی خطی می‌توان ۳۳٪ تخفیف قایل شد.

اگر شرط ۱ برقرار نباشد، باید از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده گردد.

$$R_{max} = \frac{\Delta_d + \frac{|\alpha_c|^h}{4}}{\Delta_y}$$

$$h = 1 + 0.15 \ln T_e$$

$$\alpha_c = \alpha_{P-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta})$$

محدوده کاربرد برای تحلیل پوش‌آور

(مقایسه ضعف مقاومتی و ضریب کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل‌پذیری)

نشریه ۳۶۰ (ویرایش ۱۳۹۲)

$$\alpha_c = \alpha_{P-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta})$$

$\alpha_{P-\Delta}$: نسبت شیب منفی ناشی از اثرات $P-\Delta$

$$R_{max} = \frac{\Delta_d + \frac{|\alpha_c|^h}{4}}{\Delta_y}$$

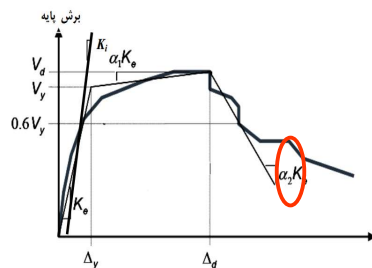
به منظور تعیین $\alpha_{P-\Delta}$ ابتدا سازه باید یک‌بار با در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$ و یک‌بار بدون در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$ تحلیل گردد، با

$$h = 1 + 0.15 \ln T_e$$

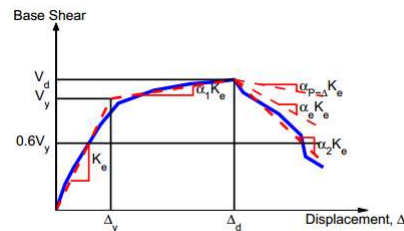
استفاده از بند (۳-۳-۳-۱-۴) نمودار مدل رفتار دوخطی - تغییرمکان سازه برای هر دو حالت تعیین گردد. سپس شیب منفی ناشی از

$$\alpha_c = \alpha_{P-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta})$$

اثر $P-\Delta$ از اختلاف شیب قسمت سوم هر دو نمودار به‌دست می‌آید.



تغییر مکان نقطه کنترل



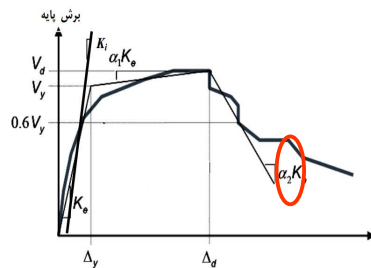
Idealized force-deformation curve in ASCE-41

محدوده کاربرد برای تحلیل پوش آور

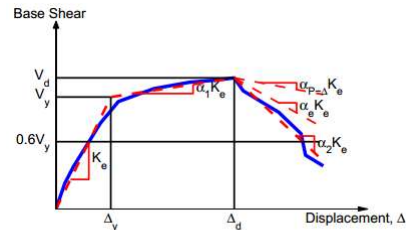
(مقایسه ضعف مقاومتی و ضریب کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری)

نشریه ۳۶۰ (ویرایش ۱۳۹۲)

$$\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta})$$



تغییر مکان نقطه کنترل



Idealized force-deformation curve in ASCE-41

$$\lambda = \begin{cases} 0.8 & \leftarrow S_{x1} \geq 0.6 \\ 0.2 & \leftarrow S_{x1} < 0.6 \end{cases}$$

λ: ضریب تاثیر حوزه نزدیک

S_{x1} مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب ۱ ثانیه برای زلزله سطح خطر ۲ میباشد که در صورت عدم وجود طیف ساختگاه می تواند

از ۱/۵ برابر مقدار AB طیف استاندارد ۲۸۰۰ در زمان تناوب ۱ ثانیه استفاده گردد.

محدوده کاربرد برای تحلیل پوش آور

(مقایسه ضعف مقاومتی و ضریب کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری)

نشریه ۳۶۰ (ویرایش ۱۳۹۲)

ضریب Ru نسبت مقاومت رانشان می دهد، آیا این ضریب همان ضریب رفتار طراحی سازه نیست؟

$$V_y = \frac{A.B.I}{R} . W_1$$

چرا که ساده سازی زیر برای این ضریب می تواند انجام شود:

$$R_u = \frac{S_a}{V_y/W} C_m = \frac{S_a \cdot (W \cdot C_m)}{V_y} = \frac{A.B.W_1}{V_y}$$

اساسا ضریب رفتار چه ربط به مقاومت و شکل پذیری دارد؟

آیا ضریب Ru به مانند ضریب رفتار می تواند نشان دهنده شکل پذیری باشد؟

محدوده کاربرد برای تحلیل پوش آور
(مقایسه ضعف مقاومتی و ضریب کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری)

نشریه ۳۶۰ (ویرایش ۱۳۹۲)

ضریب R_u که نسبت مقاومت سازه می باشد.

ضریب R_{max} یک نسبت از تغییر شکل (شکل پذیری) سازه می باشد.

$$R_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4}$$

پرا در این میان برای به دست آوردن محدوده مجاز استفاده از تحلیل پوش آور این دو نسبت با هم مقایسه می شود؟

آیا مقایسه نسبت مقاومت با نسبت شکل پذیری مفهومی انتقال می دهد؟

محدوده کاربرد برای تحلیل پوش آور
(مقایسه ضعف مقاومتی و ضریب کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری)

2.4.2.1 Nonlinear Static Procedure

FEMA356

The NSP shall be permitted for structures in which higher mode effects are not significant, as defined in this section. To determine if higher modes are significant, a modal response spectrum analysis shall be performed for the structure using sufficient modes to capture 90% mass participation. A second response spectrum analysis shall also be performed, considering only the first mode participation. Higher mode effects shall be considered significant if the shear in any story resulting from the modal analysis considering modes required to obtain 90% mass participation exceeds 130% of the corresponding story shear considering only the first mode response.

If higher mode effects are significant, the NSP shall be permitted if an LDP analysis is also performed to supplement the NSP. Buildings with significant higher mode effects must meet the acceptance criteria of this standard for both analysis procedures, except that an increase by a factor of 1.33 shall be permitted in the LDP acceptance criteria for deformation-controlled actions (m -factors) provided in Chapters 5 through 9. A building analyzed using the NSP, with or without a supplementary LDP evaluation, shall meet the acceptance criteria for nonlinear procedures specified in Section 3.4.3.

محدوده کاربرد برای تحلیل پوشش آور (مقایسه ضعف مقاومتی و ضریب کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری)

ASCE41-06

2.4.2.1 Nonlinear Static Procedure

The NSP shall be permitted for structures with all of the following characteristics:

1. The strength ratio, R , calculated in accordance with Eq. 3-15 in Chapter 3, is less than R_{max} calculated in accordance with Eq. 3-16 in Chapter 3; and
2. Higher mode effects are not significant, as defined in this section.

To determine if higher modes are significant, a modal response spectrum analysis shall be performed for the structure using sufficient modes to produce 90% mass participation. A second response spectrum analysis shall also be performed, considering only the first mode participation. Higher mode effects shall be considered significant if the shear in any story resulting from the modal analysis considering modes required to obtain 90% mass participation exceeds 130% of the corresponding story shear considering only the first mode response.

If higher mode effects are significant, the NSP shall be permitted if an LDP analysis is also performed to supplement the NSP. Buildings with significant higher mode effects must meet the acceptance criteria of this standard for both analysis procedures, except that an increase by a factor of 1.33 shall be permitted in the LDP acceptance criteria for deformation-controlled actions (m -factors) provided in Chapters 5 through 9. A building analyzed using the NSP, with or without a supplementary LDP evaluation, shall meet the acceptance criteria for nonlinear procedures specified in Section 3.4.3.

If R exceeds R_{max} , an NDP analysis shall be performed.

The strength ratio, R , is a measure of the extent of nonlinearity, and R_{max} is a measure of the system degradation. Structures that experience nonlinear demands exceeding R_{max} have significant degradation and an NDP is required to confirm the dynamic stability of the building.

محدوده کاربرد برای تحلیل پوشش آور (مقایسه ضعف مقاومتی و ضریب کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری)

ASCE41-13

7.3.2.1 Nonlinear Static Procedure (NSP) The NSP shall be permitted for structures with all of the following characteristics:

1. The strength ratio $\mu_{strength}$, calculated in accordance with Eq. (7-31), is less than μ_{max} , calculated in accordance with Eq. (7-32). If $\mu_{strength}$ exceeds μ_{max} , an NDP analysis shall be performed.
2. Higher mode effects are not significant, as defined below:

To determine if higher modes are significant, a modal response spectrum analysis shall be performed for the structure using sufficient modes to produce 90% mass participation. A second response spectrum analysis shall also be performed, considering only the first mode participation. Higher mode effects shall be considered significant if the shear in any story resulting from the modal analysis considering modes required to obtain 90% mass participation exceeds 130% of the corresponding story shear considering only the first mode response. It shall be permitted to use the soil-structure interaction modifications of Section 8.5 to demonstrate compliance with this requirement, without requiring a site-specific hazard assessment.

If higher mode effects are significant, the NSP shall be permitted if an LDP analysis is also performed to supplement the NSP. Buildings with significant higher mode effects must meet the acceptance criteria of this standard for both analysis procedures, except that an increase by a factor of 1.33 shall be permitted in the LDP acceptance criteria for deformation-controlled actions (m -factors) provided in Chapters 8 through 12. A building analyzed using the NSP, with or without a supplementary LDP evaluation, shall meet the acceptance criteria for nonlinear procedures specified in Section 7.5.3.

محدوده کاربرد برای تحلیل پوش آور

(مقایسه ضعف مقاومتی و ضریب کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری)

ASCE41-17

7.3.2 Nonlinear Procedures. Nonlinear procedures shall be permitted for all buildings. Nonlinear procedures shall be used for analysis of buildings where linear procedures are not permitted. Data collection for use with nonlinear procedures shall be in accordance with Section 6.2.

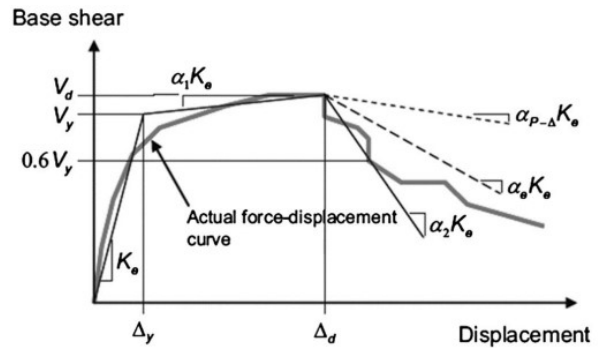
7.3.2.1 Nonlinear Static Procedure (NSP). The NSP shall be permitted for structures with all of the following characteristics:

1. The strength ratio μ_{strength} , calculated in accordance with Eq. (7-31), is less than μ_{max} , calculated in accordance with Eq. (7-32). If μ_{strength} exceeds μ_{max} , an NDP analysis shall be performed.
2. Higher mode effects are not significant, as defined below:
To determine if higher modes are significant, a modal response spectrum analysis shall be performed for the structure using sufficient modes to produce 90% mass participation. A second response spectrum analysis shall also be performed, considering only the first mode participation. Higher mode effects shall be considered significant if the shear in any story resulting from the modal analysis considering modes required to obtain 90% mass participation exceeds 130% of the corresponding story shear considering only the first mode response. It shall be permitted to use the soil-structure interaction modifications of Section 8.5 to demonstrate compliance with this requirement, without requiring a site-specific hazard assessment.
If higher mode effects are significant, the NSP shall be permitted if an LDP analysis is also performed to supplement the NSP. Buildings with significant higher mode effects must meet the acceptance criteria of this standard for both analysis procedures, except that an increase by a factor of 1.33 shall be permitted in the LDP acceptance criteria for deformation-controlled actions (m -factors) provided in Chapters 8 through 12. A building analyzed using the NSP, with or without a supplementary LDP evaluation, shall meet the acceptance criteria for nonlinear procedures specified in Section 7.5.3.

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m \quad (7-31)$$

$$\mu_{\text{max}} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \quad (7-32)$$

$$\alpha_e = \alpha_{p-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{p-\Delta}) \quad (7-33)$$



ضعف مقاومتی سازه - ظرفیت کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری

ASCE 41-17

7.3.2.1 Nonlinear Static Procedure (NSP). The NSP shall be permitted for structures with all of the following characteristics:

1. The strength ratio μ_{strength} , calculated in accordance with Eq. (7-31), is less than μ_{max} calculated in accordance with Eq. (7-32). If μ_{strength} exceeds μ_{max} , an NDP analysis shall be performed.

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m \quad (7-31)$$

$$\mu_{\text{max}} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \quad (7-32)$$

$\mu_{\text{max}} > \mu_{\text{Strength}} \Rightarrow$ Nonlinear Static Procedure (NSP) Shall be Permitted

$\mu_{\text{max}} < \mu_{\text{Strength}} \Rightarrow$ Nonlinear Dynamic Procedure (NDP) Shall be Performed

ضعف مقاومتی سازه - ظرفیت کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری

نشریه ۳۶۰

۳-۴-۱- کاربرد روش استاتیکی غیرخطی

استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی هنگامی مجاز است که دو شرط زیر برقرار باشد:

۱- نسبت مقاومت R_u محاسبه شده از رابطه (۲-۳) از مقدار R_{max} محاسبه شده از رابطه (۲-۳) کمتر باشد.

۲- تاثیر مودهای بالاتر قابل ملاحظه نباشد؛ برای تعیین این موضوع ضروری است سازه دو بار با استفاده از روش دینامیکی

طبیعی تحلیل شود. در بار اول تنها مود اول سازه در نظر گرفته شده و در بار دوم تمام مودهای نوسانی که مجموع جرم موثر آنها

حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه است باید در نظر گرفته شود. در صورتیکه نتایج تحلیل دوم نشان دهد نیروی برشی در طبقه ای بیش از

۳۰٪ از نیروی برشی حاصل از تحلیل اول بیشتر است، این امر به معنی قابل ملاحظه بودن اثرات مودهای بالای سازه است.

اگر شرط ۲ برقرار نباشد، باید از روش تحلیل دینامیکی خطی نیز برای تکمیل روش استاتیکی غیرخطی استفاده گردد. در این

حالت معیار پذیرش باید برای هر دو روش بررسی شود با این تفاوت که برای پذیرش اعضای با رفتار تغییرشکل کنترل، در روش

تحلیل دینامیکی خطی می‌توان ۳۳٪ تخفیف قابل شد.

اگر شرط ۱ برقرار نباشد، باید از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده گردد.

$$R_u = \frac{S_a}{V_v/W} C_m$$

$$R_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_c|^{-h}}{4}$$

$$h = 1 + 0.15 \ln T_e$$

$$\alpha_c = \alpha_{p-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{p-\Delta})$$

نتایج تحلیل پوشش آور از دقت قابل قبولی برخوردار بوده بنابراین انجام این تحلیل مجاز می‌باشد. $R_{max} > R_u \Rightarrow$

نتایج تحلیل پوشش آور از دقت قابل قبولی برخوردار نبوده بنابراین قضا بایستی از تحلیل تاریخیه زمانی غیرخطی انجام شود. $R_{max} < R_u \Rightarrow$

محدوده کاربرد برای تحلیل پوشش آور

(مقایسه ضعف مقاومتی و ضریب کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری)

استاندارد ۲۸۰۰ - ویرایش ۴

۳-۲-۳ روش‌های تحلیل غیرخطی

روش‌های تحلیل غیرخطی را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به کاربرد، ولی

برای استفاده از آنها ضروری است سازه علاوه بر اقصاء الزامات آنها، ضوابط تحلیل و

طراحی یکی از روش‌های خطی عنوان شده در بند (۳-۲-۳) را نیز اقصاء نماید. الزامات

مربوط به روش‌های تحلیل غیرخطی در پیوست شماره (۲) ارائه شده است.

محدوده کاربرد برای تحلیل پوشش آور

(مقایسه ضعف مقاومتی و ضریب کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری)

استاندارد ۲۸۰۰ - ویرایش ۴

R_d نسبت مقاومت است که از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$R_d = \frac{S_a}{V_w/W}$$

۳-۱۳ اگر ضریب R_d از مقدار ضریب رفتار سازه تقسیم بر ضریب اضافه مقاومت سازه بیشتر باشد، سازه طراحی شده باید به تأیید شخص حقیقی یا حقوقی مستقل باصلاحیت رسانده شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

- الف- سازگاری مشخصات سازه با داده‌های به کار برده شده در مدل تحلیلی،
- ب- سازگاری ظرفیت‌های اعضای سازه با نتایج به دست آمده از تحلیل.

ضعف مقاومتی سازه - ظرفیت کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری

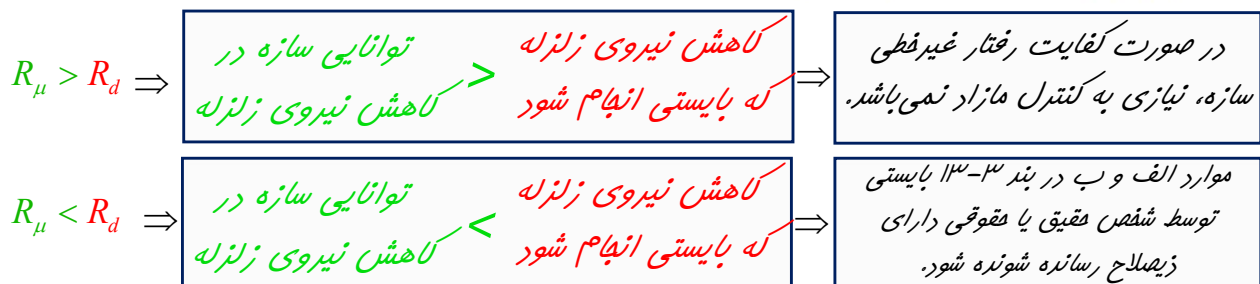
استاندارد ۲۸۰۰

$$R_d = \frac{S_a}{V_y/W}$$

۳-۱۳ اگر ضریب R_d از مقدار ضریب رفتار سازه تقسیم بر ضریب اضافه مقاومت سازه بیشتر باشد، سازه طراحی شده باید به تأیید شخص حقیقی یا حقوقی مستقل باصلاحیت رسانده شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

$$R_\mu = \frac{\text{ضریب رفتار}}{\text{ضریب اضافه مقاومت}} = \frac{R}{\Omega_0}$$

- الف- سازگاری مشخصات سازه با داده‌های به کار برده شده در مدل تحلیلی،
- ب- سازگاری ظرفیت‌های اعضای سازه با نتایج به دست آمده از تحلیل.



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

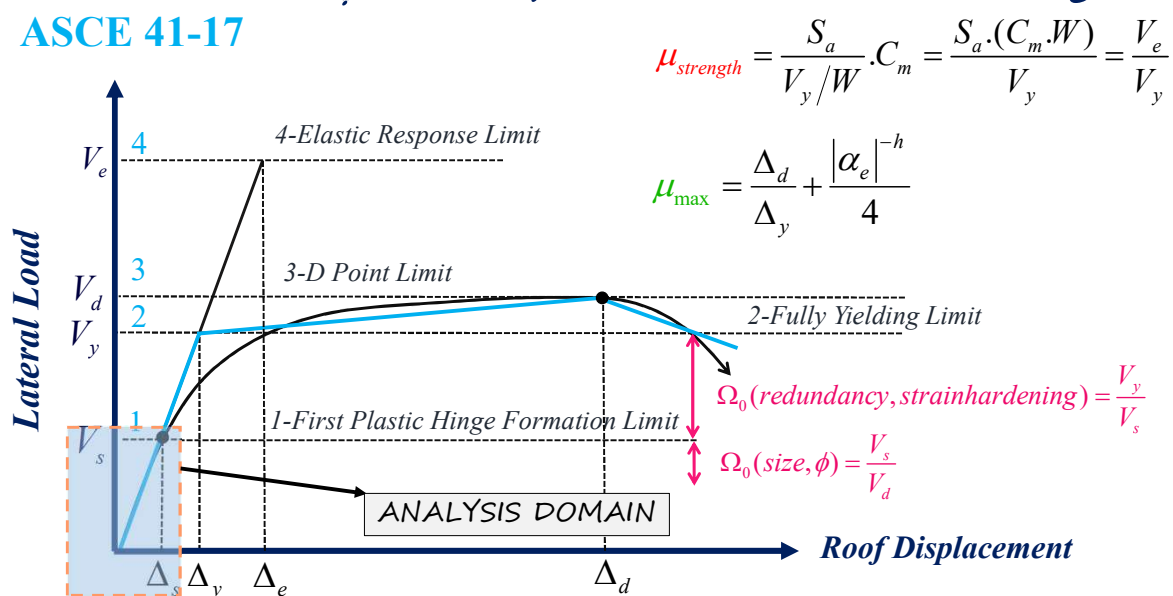
ضعف مقاومتی سازه - ظرفیت کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری

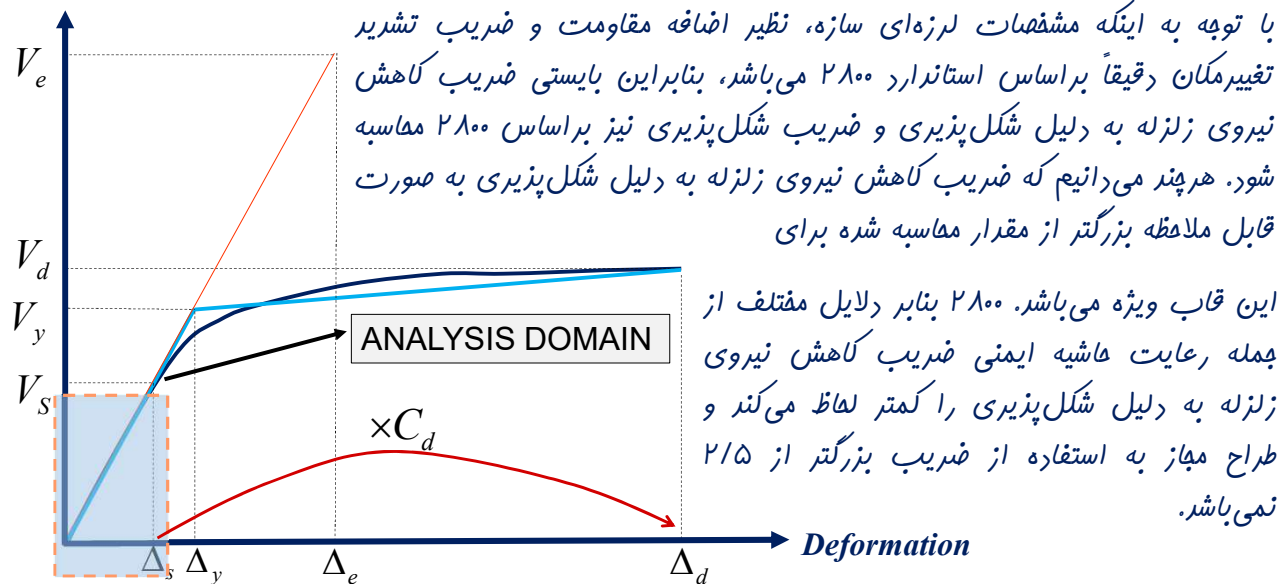
ظرفیت کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری	ضعف مقاومتی سازه (<i>Strength Ratio</i>) (نیاز کاهش نیروی زلزله)	فرمول‌های متفاوت برای کنترل ضعف مقاومتی سازه در زلزله
$R_{\mu} = \frac{\text{ضریب رفتار}}{\text{ضریب اضافه مقاومت}} = \frac{R}{\Omega_0}$	$R_d = \frac{S_a}{V_y/W} = \frac{S_a \cdot W}{V_y} = \frac{V_e}{V_y}$	استاندارد ۲۸۰۰
$R_{\max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{ \alpha_e ^{-h}}{4}$	$R_u = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m = \frac{S_a \cdot (C_m \cdot W)}{V_y} = \frac{V_e}{V_y}$	نشریه ۳۶۰ (۱۳۹۲)
$R_{\max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{ \alpha_e ^{-h}}{4}$	$R = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m = \frac{S_a \cdot (C_m \cdot W)}{V_y} = \frac{V_e}{V_y}$	ASCE 41-06
$\mu_{\max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{ \alpha_e ^{-h}}{4}$	$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m = \frac{S_a \cdot (C_m \cdot W)}{V_y} = \frac{V_e}{V_y}$	ASCE 41-13 ASCE 41-17

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

ضعف مقاومتی سازه - ظرفیت کاهش نیروی زلزله به دلیل شکل پذیری

ASCE 41-17





مروری بر تحلیل سازه

درجه نامعینی ایستایی:

چنانچه معادلات تعادل ایستایی برای تحلیل سازه کفایت نکند سازه را نامعین می‌گویند تعداد مجهولاتی که قابل تعیین نمی‌باشند، درجه نامعینی سیستم تلقی می‌شوند.

تعداد مجهولات تحلیل سازه در روش نیرو یا نرمی برابر درجه نامعینی ایستایی سازه می‌باشد.

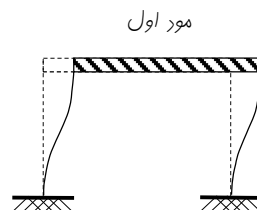
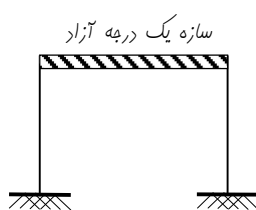
مروری بر تحلیل سازه

درجه آزادی (درجه نامعینی هندسی):

تعداد تغییر شکل‌های مستقلی که بوسیله آنها بتوان وضعیت کلیه نقاط سازه را به دست آورد.

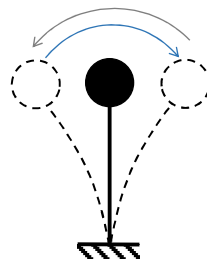
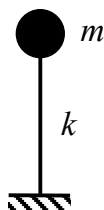
تعداد مجهولات تحلیل سازه در روش تغییرشکل یا سختی برابر درجه آزادی سازه می‌باشد.

تعداد مدهای سازه‌ها برابر با تعداد درجات آزادی سازه مذکور می‌باشد.



مود (حالت، وضعیت و چگونگی):
حالتی از فرم‌های تغییرشکلی مختلف سازه

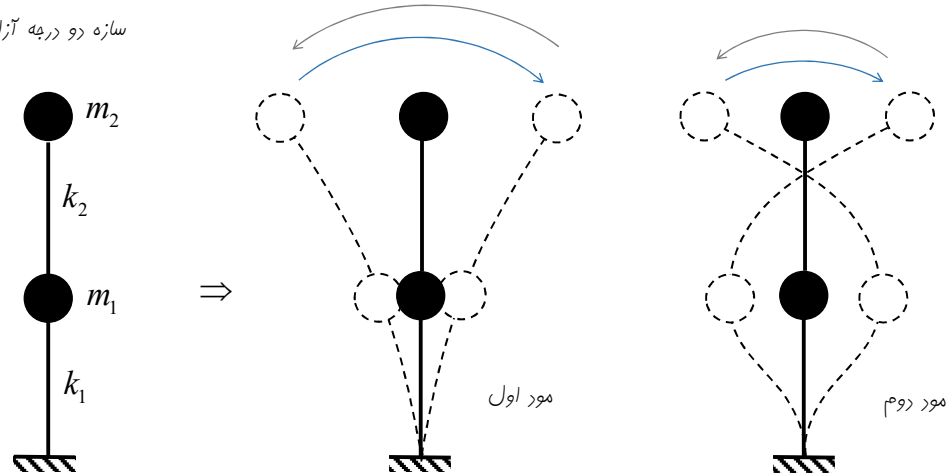
تعداد مدهای سازه‌ها برابر با
تعداد درجات آزادی سازه
مذکور می‌باشد.



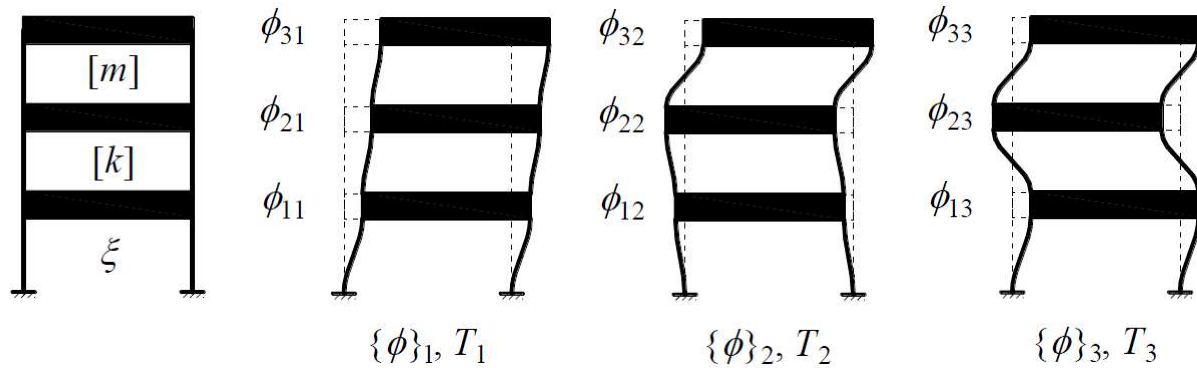
سازه مقابل (در داخل صفحه) فقط یک فرم
تغییرشکلی خواهد داشت. که در آن جرم
سازه به یک سمت تغییرشکل می‌دهد.

سازه زیر (در داخل صفحه) دو فرم تغییرشکلی خواهد داشت. که در اولی هر دو جرم سازه به یک سمت تغییرشکل می‌دهند و در فرم دوم هر کدام از جرم‌ها در خلاف جهت هم تغییرشکل می‌دهند.

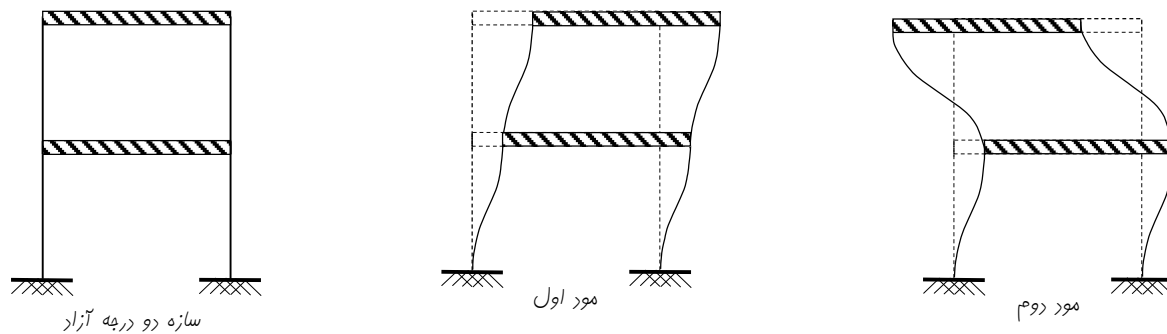
سازه دو درجه آزاد



شکل‌های مختلف ارتعاش سازه اصطلاحاً شکل‌های مودی یا مودهای ارتعاش سازه نامیده می‌شود.

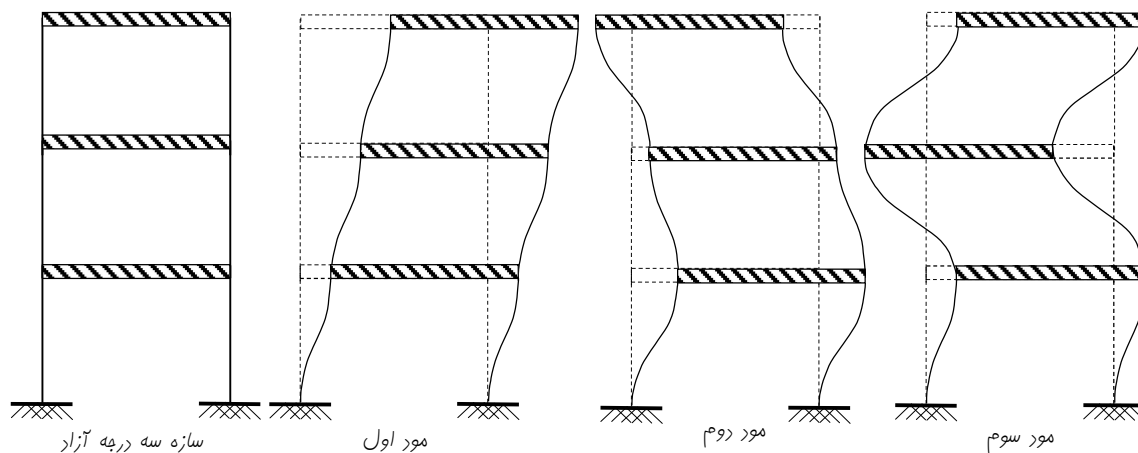


شکل‌های متفاوت ارتعاش که از روی درجه آزادی سازه به دست می‌آید همان مودهای سازه می‌باشند.
۱- تعداد مودهای ارتعاش یک سازه برابر با تعداد درجات آزادی آن سازه است.



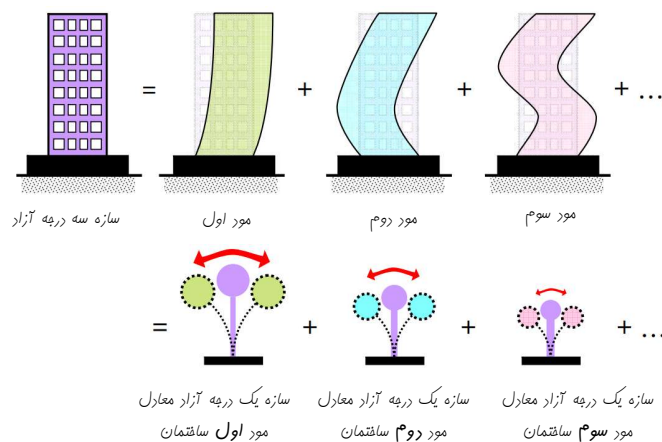
شکل‌های متفاوت ارتعاش که از روی درجه آزادی سازه به دست می‌آید همان مودهای سازه می‌باشند.

۱- تعداد مودهای ارتعاش یک سازه برابر با تعداد درجات آزادی آن سازه است.

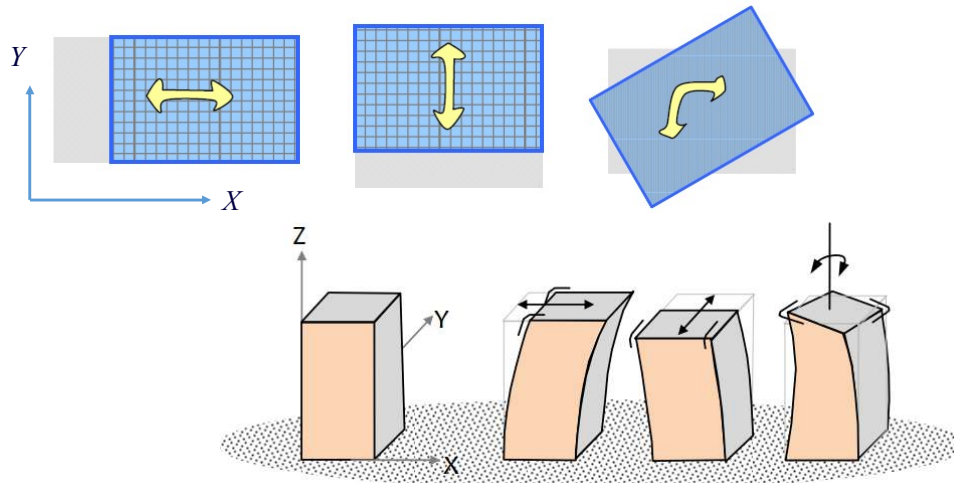


شکل‌های متفاوت ارتعاش که از روی درجه آزادی سازه به دست می‌آید همان مودهای سازه می‌باشند.

۱- تعداد مودهای ارتعاش یک سازه برابر با تعداد درجات آزادی آن سازه است.



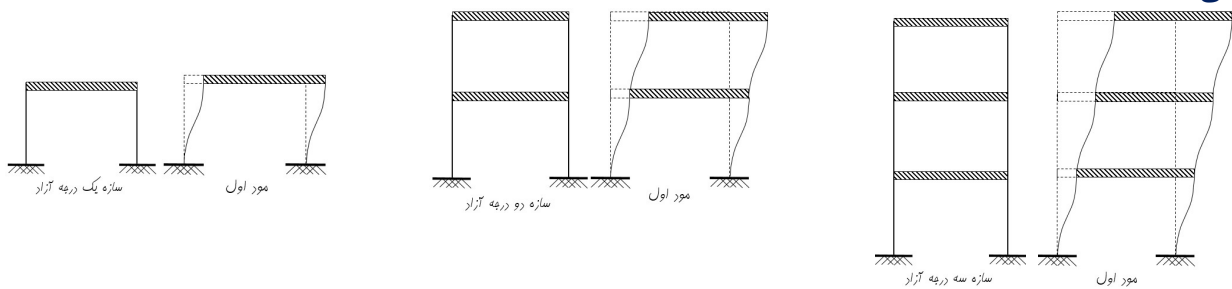
۲- کف سازه‌ای صلب یک ساختمان دارای دو درجه آزادی انتقالی (انتقال X و Y) و یک درجه آزادی دورانی (دوران حول Z، پیچشی)



برای یک ساختمانی که دارای n طبقه هست حالات مختلف تغییر شکل برابر با $3n$ بوده لذا تعداد مدهای ارتعاش این ساختمان برابر با $3n$ می‌باشد.

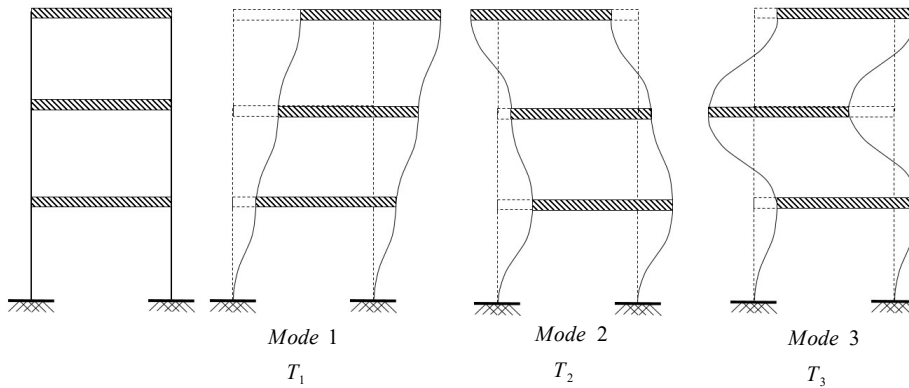
۳- با توجه به شکل‌های زیر، مود اول سازه ساده‌ترین حالتی است که سازه می‌توان در آن حالت ارتعاش کند. لذا مود اول ساختمان بیشترین تحریک پذیری را دارد. به راحتی تحریک شده و پاسخ سازه را تحت تاثیر قرار

می‌دهد.



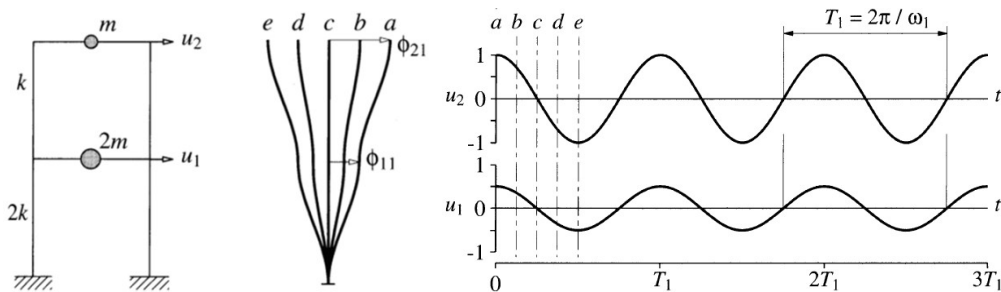
۴- از دینامیک سازه ثابت می‌شود که مود اول بیشترین زمان تناوب را داشته و برای مدهای بالاتر به ترتیب کاهش می‌یابد.

$$T_1 > T_2 > T_3$$

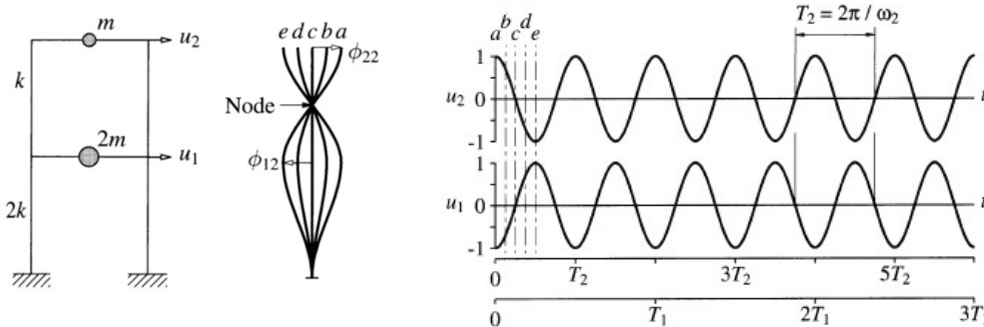


زمان تناوب :
 زمان تناوب یا پریود
 ارتعاشی عبارت است
 از مدت زمان یک
 نوسان کامل در
 ارتعاش آزاد نامیرا

۴- از دینامیک سازه ثابت می‌شود که مود اول بیشترین زمان تناوب را داشته و برای مدهای بالاتر به ترتیب کاهش می‌یابد.

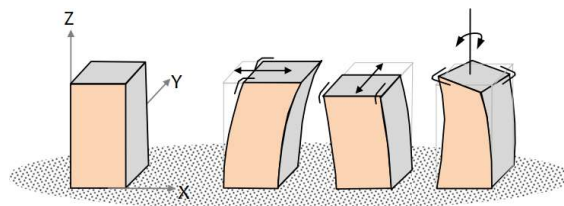


۴- از دینامیک سازه ثابت می‌شود که مود اول بیشترین زمان تناوب را داشته و برای مدهای بالاتر به ترتیب کاهش می‌یابد.

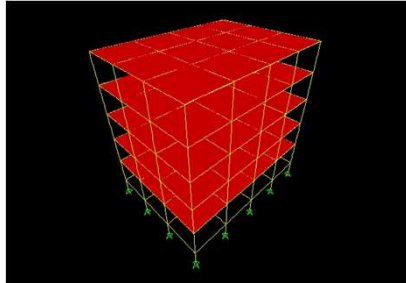


مدهای ارتعاشی پایه برای یک ساختمان

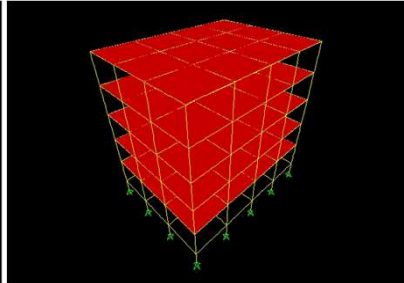
مطابق با شکل زیر سه مد ارتعاشی پایه برای هر ساختمان تعریف می‌شود که شامل مود انتقالی خالص در جهت X ، مود انتقالی خالص در جهت Y و مود دورانی خالص در جهت Z می‌باشد، در ساختمان‌های منظم این مدهای پایه به صورت خالص و محض بوده، ولی در ساختمان‌های نامنظم (مانند ساختمان‌های دارای نامنظمی هندسی، ساختمان‌های دارای توزیع غیریکنواخت سختی و جرم در پلان و ارتفاع) هر کدام از مدهای پایه به صورت ترکیبی از سه مود مذکور می‌باشند (این مدهای پایه به مانند ساختمان‌های منظم خالص و محض نمی‌باشد). هر کدام از مدهای ارتعاشی در سازه‌ها مستقل بوده و نمی‌توان آن را از ترکیب چند مود دیگر به دست آورد.



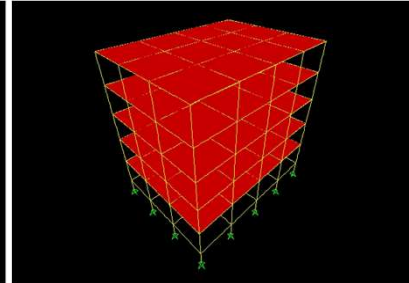
Basic modes of oscillation: Two translational and one rotational mode shapes



First Translational Mode
in X-direction

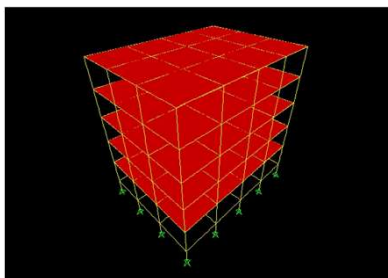
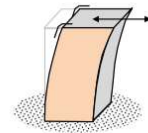


Second Translational Mode
in X-direction

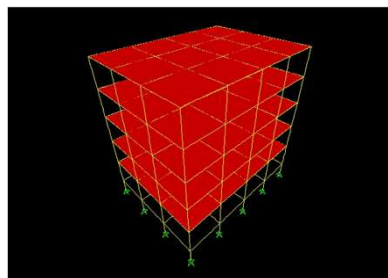


Third Translational Mode
in X-direction

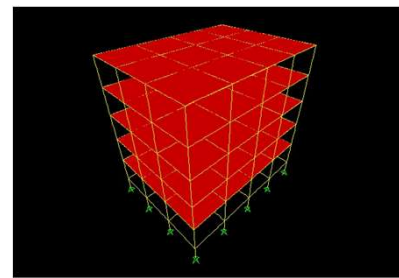
Translation in X-direction



First Translational Mode
in Y-direction

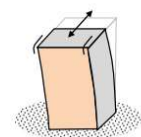


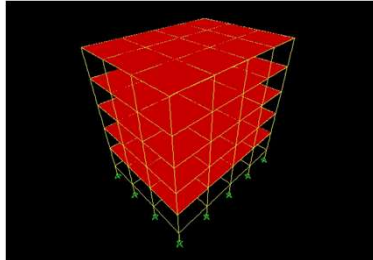
Second Translational Mode
in Y-direction



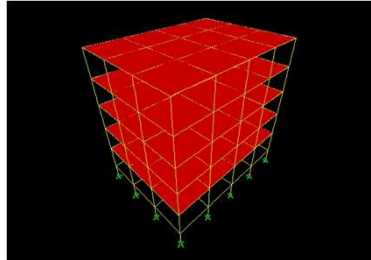
Third Translational Mode
in Y-direction

Translation in Y-direction

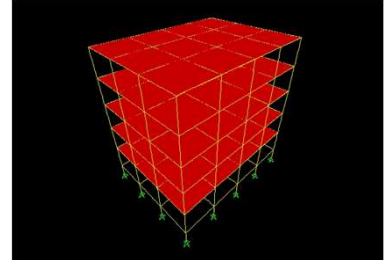




First Torsional Mode
about Z-direction

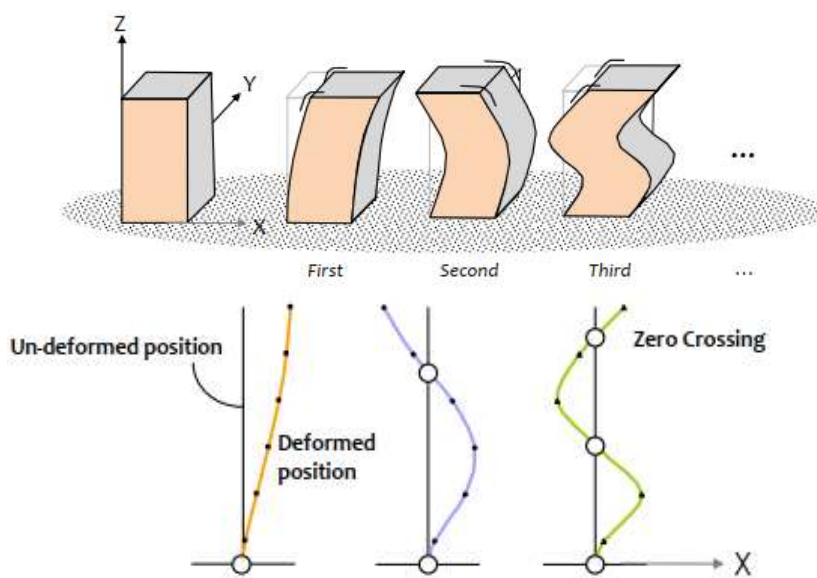
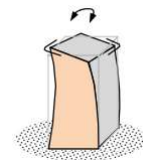


Second Torsional Mode
about Z-direction

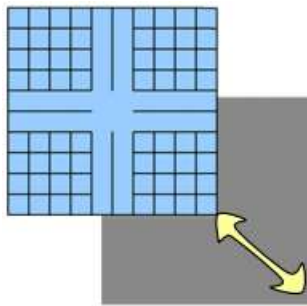


Third Torsional Mode
about Z-direction

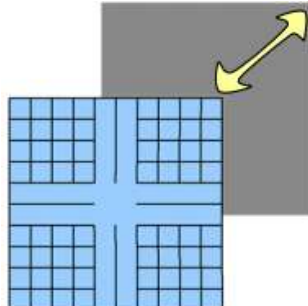
Rotation about Z-axis



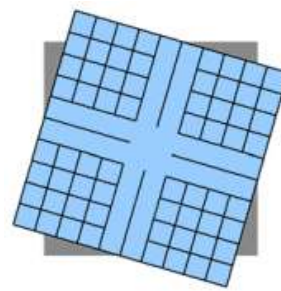
پلان‌های مربعی متقارن در جرم و سختی برای پلان و ارتفاع



Diagonal Mode 1

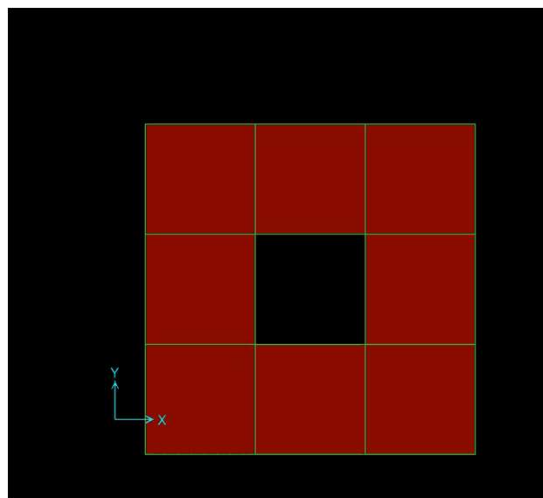


Diagonal Mode 2

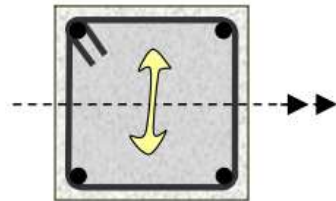


Torsional Mode

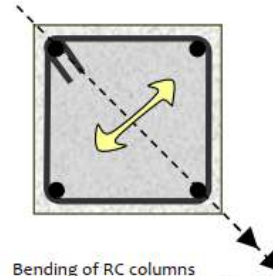
پلان‌های مربعی متقارن در جرم و سختی برای پلان و ارتفاع



پلان‌های مربعی متقارن در جرم و سختی برای پلان و ارتفاع



Bending of RC columns during pure translational modes of oscillation of building



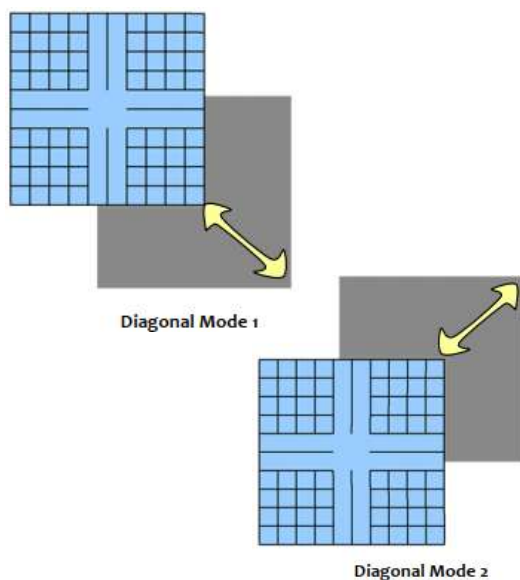
Bending of RC columns during diagonal modes of oscillation of building

پلان‌های مربعی متقارن در جرم و سختی برای پلان و ارتفاع

برای جلوگیری از تشکیل مودهای قطری بایستی:

۱- از دو سیستم متفاوت در راستاهای X و Y استفاده کرد تا سختی دو راستا متفاوت شده و تمریک‌پذیری مودهای دوم و سوم انتقالی در راستاهای X و Y نسبت به مود انتقالی بیشتر باشد و زودتر اتفاق بیفتند.

۲- مرکز سختی هر کدام از سیستم‌های موجود در راستا X و Y بایستی تا حد امکان به مرکز جرم نزدیک باشند.



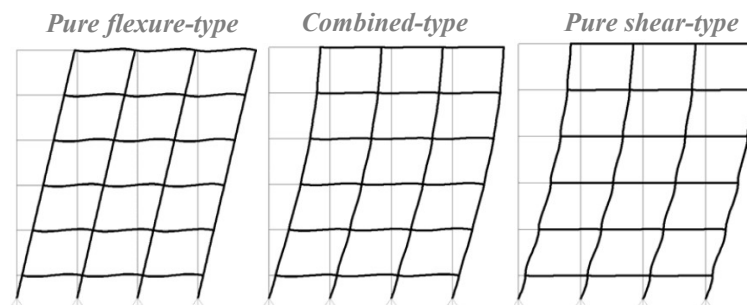
مودهای یک سازه وابسته به پارامترهایی نظیر هندسه کلی سازه، ابعاد المان‌های سازه‌ای، مشخصات مصالح، صلبیت اتصالات اعضای سازه‌ای به یکدیگر و اتصال ستون به فونداسیون می‌باشد. به صورت کلی شکل مودهای سازه به صورت خمشی، برشی و ترکیبی از این دو حالت بوده که این شکل مودی کاملا وابسته به پارامترهای ذکر شده می‌باشد.

۱-سختی خمشی المان‌های سازه‌ای:

شکل مودهای انتقالی سازه وابسته به سختی نسبی بین ستون و تیرهای متصل به آن می‌باشد. با افزایش سختی تیر نسبت به ستون، شکل مودی از خمشی به برشی تغییر می‌یابد. از یک سو در یک رفتار کاملا خمشی (زمانی که سختی تیرها نسبت به ستون‌ها خیلی کم می‌باشد) تغییر شکل ستون‌ها غالبا با انحنای تکی بوده که باعث رفتار کنسولی در کل سازه می‌شود. و از سوی دیگر در یک رفتار برشی خالص (زمانی که سختی تیرها نسبت به ستون خیلی بیشتر باشد) تغییر شکل ستون‌ها در هر طبقه غالبا با انحنای مضاعف بوده که این امر موجب می‌شود تا رفتار کلی سازه نیز برشی باشد. در این راستا افزایش سختی تیرها نسبت به ستون‌ها به ناچار باعث افزایش مقاومت تیرها نیز خواهد شد، که این مورد خیلی خوش آیند و مطلوب نمی‌باشد مخصوصا زمانی که مقاومت تیر از مقاومت ستون مجاور خودش بیشتر باشد. (این امر از یک طرف دلیل رفتار برشی طبقه و ساختمان بوده و از طرف دیگر تشدید پدیده طبقه نرم را موجب می‌شود)

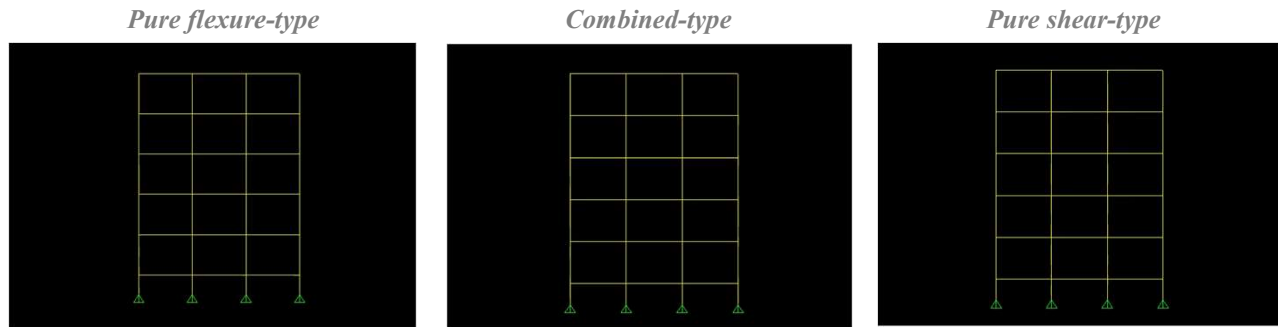
۱-سختی خمشی المان‌های سازه‌ای:

در طراحی سازه‌های کوتاه و متوسط براساس استاندارد موجود، ضوابط طراحی به نحوی می‌باشد سختی نسبی بین ستون و تیر بین دو حالت رفتار خمشی خالص و رفتار برشی برشی خالص می‌باشد. با نسبت محدود سختی خمشی تیر به ستون عملا هر دو المان دچار انحنای مضاعف شده و رفتار کلی غالبا متمایل به رفتار برشی می‌باشد.

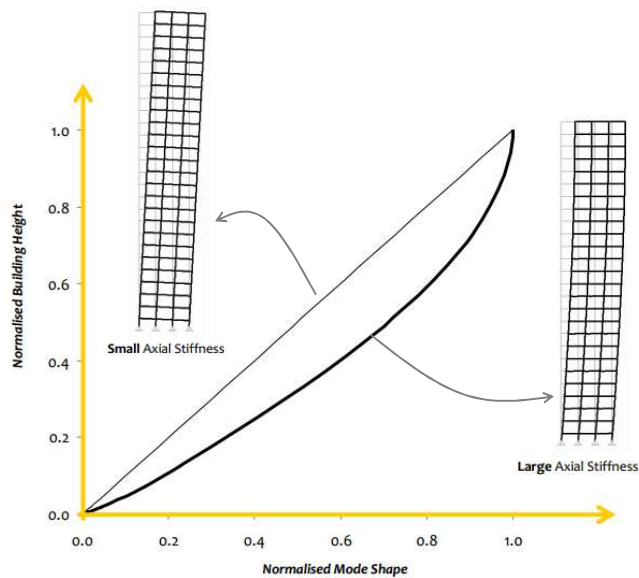


Effect of relative flexural stiffness of structural elements :
Fundamental translational mode shape changes from flexural-type to shear-type with increase in beam flexural stiffness relative to that of column

۱-سختی خمشی المان‌های سازه‌ای:



۲-اثرات سختی محوری المان‌های قائم: اشکال مودی یک ساختمان وابسته به سختی محوری المان‌های قائم می‌باشند (المان‌های قائم نظیر ستون‌ها و دیوارهای سازه‌ای). سختی محوری کمتر باعث تغییرشکل‌های محوری (فشاری و کششی) قابل توجه در ستون شده و این مورد در نهایت کنترل کننده تغییرشکل خمشی با انحنای تکی یا دابل در ستون‌ها خواهد شد. عملاً این تغییرشکل‌های محوری اضافی، باعث تغییر در فرم اشکال مودی از حالت برشی به حالت خمشی خواهند شد (این مورد در ساختمان‌های بلند مرتبه تشدید می‌یابد). تغییر در فرم اشکال مودی اساساً در دو حالت رخ می‌دهد: (۱) زمانی که سطح نیروی محوری در المان‌های قائم خیلی بالا باشد. (۲) زمانی که سطح مقطع محوری در المان‌های قائم کوچک باشد... اشکال مودی پایه در یک ساختمان ۲۵ طبقه در دو حالت سختی محوری بزرگ و کوچک مورد بررسی قرار گرفته (مقایسه این دو حالت در پست بعدی)، که برای آنها فرم تغییرشکل مودهای پایه به ترتیب برشی و خمشی می‌باشد. به دلیل تغییرشکل‌های جانبی زیاد (مخصوصاً در طبقات بالاتر) فرم خمشی مطلوب نبوده و لذا برای جلوگیری از این مشکل، طراحان بایستی از کافی بودن سختی محوری در ستون‌ها و دیوارهای سازه‌ای اطمینان داشته باشند.

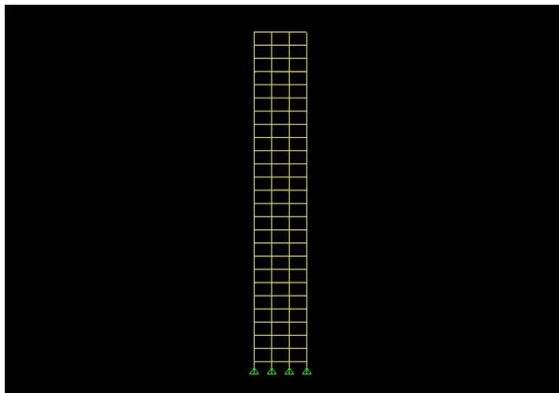


۲- اثرات سختی محوری المان‌های قائم:

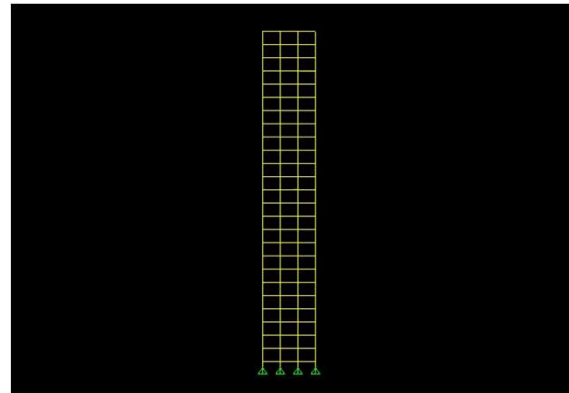
با افزایش سختی محوری المان‌های قائم موده‌های پایه انتقالی از فرم خمشی به فرم برشی تغییر می‌یابند.

Effect of axial stiffness of vertical members: Fundamental translational mode shape changes from flexure type to shear-type with increase in axial stiffness of vertical members.

۲- اثرات سختی محوری المان‌های قائم:



Large Axial Stiffness



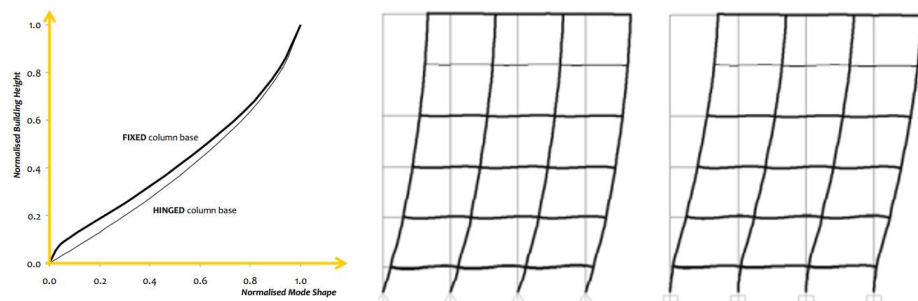
Small Axial Stiffness

۳- اثرات درجات آزادی اتصال پای ستون به فونداسیون: دو حالت برای تعیین انعطاف‌پذیری دورانی اتصال ستون به فونداسیون وجود دارد: حالت اول زمانی است که طراحی و اجرای آن به صورت مفصلی باشد، مورد دوم حالتی است که انعطاف‌پذیری خاک زیر فونداسیون باعث دوران ستون‌ها شود (این مورد برای فونداسیون‌های تکی صادق می‌باشد). خاک‌های بسیار نرم پای ستون را به مانند اتصال مفصلی و خاک‌های سفت و سخت پای ستون را به مانند اتصال گیردار می‌کنند. میزان گیرداری پای ستون کنترل‌کننده رفتار کلی ساختمان می‌باشد. اتصال مفصلی پای ستون تغییرشکل جانبی ساختمان را در طبقات پایین نسبت به طبقات بالایی افزایش داده و رفتار کلی ساختمان را غالباً از نوع برشی می‌کند. از سوی دیگر پای ستون گیردار از تغییرشکل جانبی طبقه اول جلوگیری کرده و باعث ایجاد رفتار خمشی در محدوده نزدیک به فونداسیون می‌شود. هر چند در این حالت هنوز هم رفتار کلی سازه به دلیل سختی خمشی تیرها برشی می‌باشد. این مسئله در ساختمان‌های متکی به دیوارهای سازه‌ای تشدید می‌شود. وقتی که پایه دیوار سازه‌ای فقط روی فونداسیون گسترده اجرا شده، و خاک زیرین نرم باشد، دیوار دوران‌های ناشی از انعطاف‌پذیری را تجربه می‌کند. این مورد می‌تواند بی جهت موجب افزایش تغییرشکل‌های جانبی ساختمان شود.

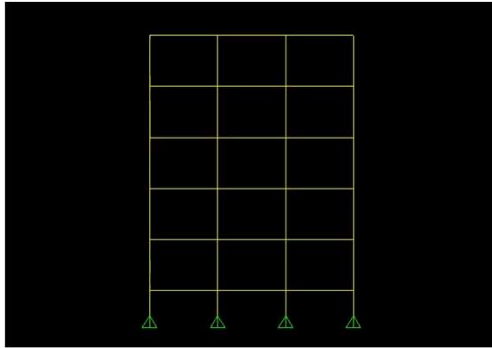
۳- اثرات درجات آزادی اتصال پای ستون به فونداسیون:

Effect of degree of fixity at member ends: Lack of fixity at beam ends induces flexural-type behavior, while the same at column bases induces shear-type behavior to the fundamental translational mode of oscillation

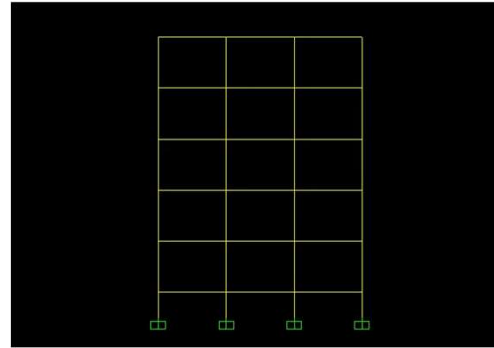
اثرات درجات آزادی گره‌های انتهایی المان‌ها: اتصال مفصلی تیر نشان دهنده رفتار خمشی و اتصال مفصلی پای ستون نشان دهنده رفتار برشی برای موده‌های پایه انتقالی می‌باشد.



۳- اثرات درجات آزادی اتصال پای ستون به فونداسیون:



HINGED Column Bases



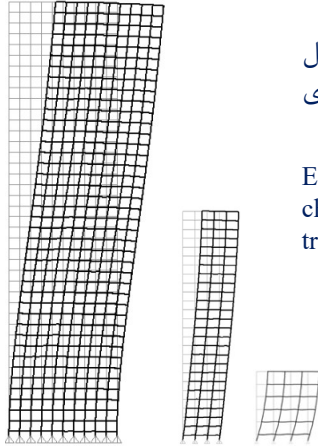
FIXED Column Bases

۴- **اثرات ارتفاع ساختمان:** در ساختمان‌های قاب خمشی کوتاه که به صورت مطلوب طراحی شده‌اند مود انتقالی پایه از نوع برشی خواهد بود. (انواع اشکال مودی قبلا به صورت کامل تشریح شده). با افزایش ارتفاع، انعطاف‌پذیری جانبی ساختمان‌ها بیشتر شده در نتیجه پرید طبیعی سازه افزایش می‌یابد. در هر صورت با افزایش ارتفاع ساختمان، اشکال مود پایه دچار تغییرات قابل ملاحظه‌ای نخواهند شد (از نوع برشی به نوع خمشی). در طبقات پایین که اثرات ناشی از بار محوری بیشتر می‌باشد شکل مودی از نوع خمشی بوده (به ویژه در ساختمان‌های بلند مرتبه) و با کاهش بار محوری ستون‌ها در طبقات بالایی رفتار به نوع برشی تغییر می‌یابد. اشکال مودی برای ساختمان‌های ۵، ۲۵ و ۴۰ طبقه از همان الگوی معرفی شده تبعیت می‌کنند هرچند که پرید مودهای پایه به صورت قابل ملاحظه با یکدیگر اختلاف دارند. پرید مودهای پایه انتقالی هر کدام از این ساختمان‌ها به ترتیب برابر 0.89s, 3.14s, 3.45s می‌باشد.

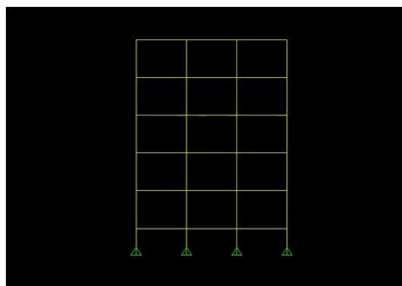
۴- اثرات ارتفاع ساختمان:

اثرات ارتفاع ساختمان: با افزایش ارتفاع ساختمان، اشکال مودهای پایه انتقالی دچار تغییرات قابل ملاحظه‌ای نمی‌شوند در حالی که پریود این مودها با افزایش ارتفاع دچار تغییرات بسیار زیادی می‌شود.

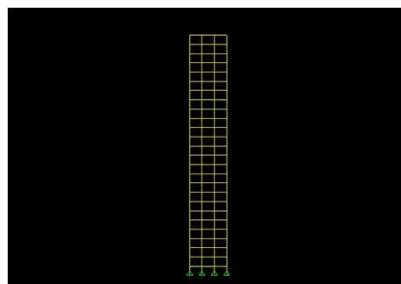
Effect of building height: Fundamental translational mode shape of oscillation does not change significantly with increase in building height, unlike the fundamental translational natural period, which does change



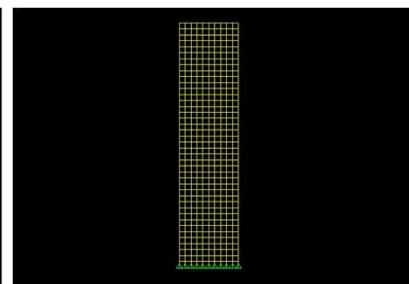
۴- اثرات ارتفاع ساختمان:



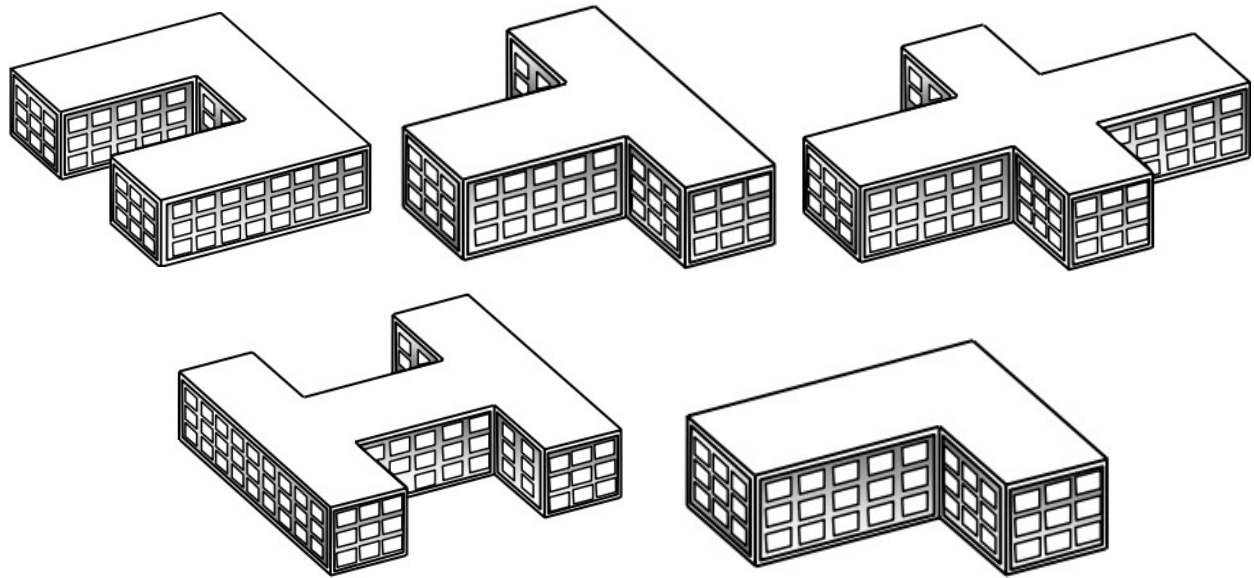
5 Story Building



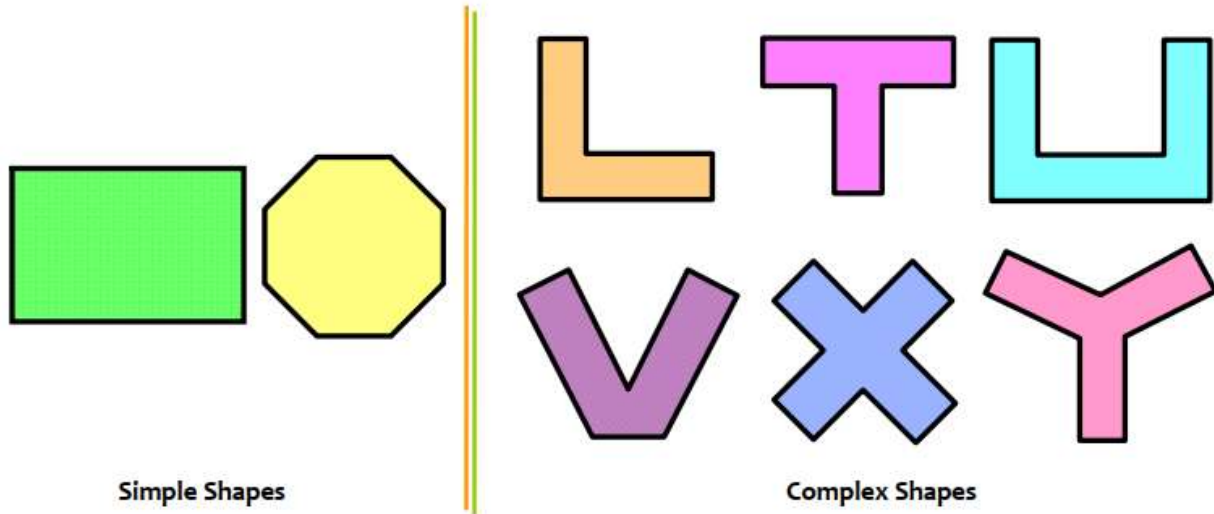
25 Story Building









40 Story Building



Buildings with Plans that Lead to Large Earthquake Damage

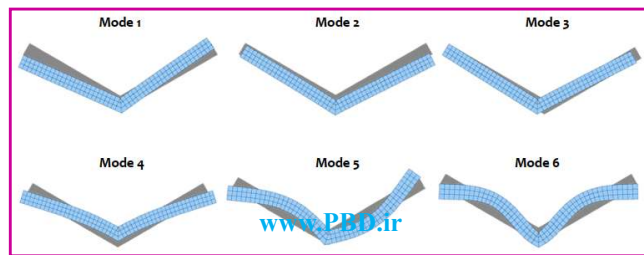
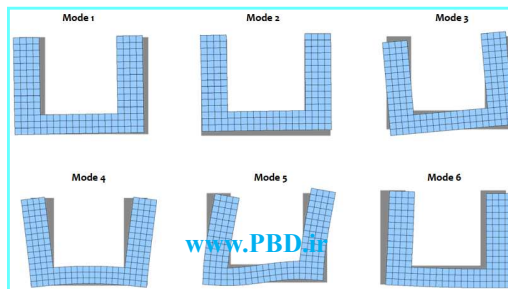
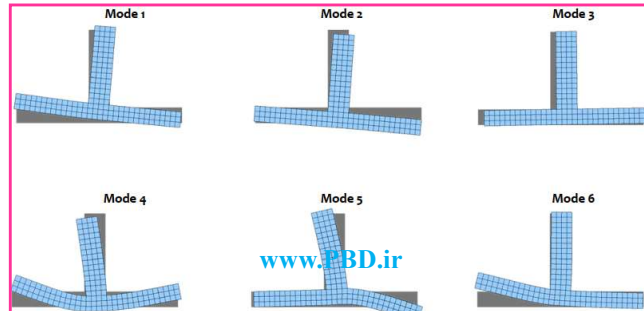
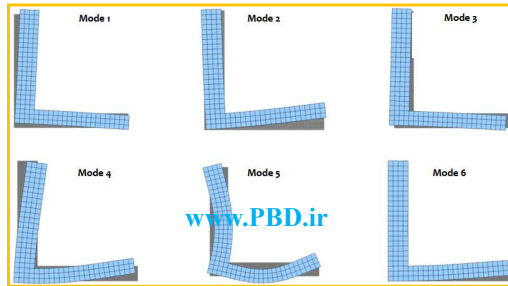


Buildings with Plans that Lead to Large Earthquake Damage

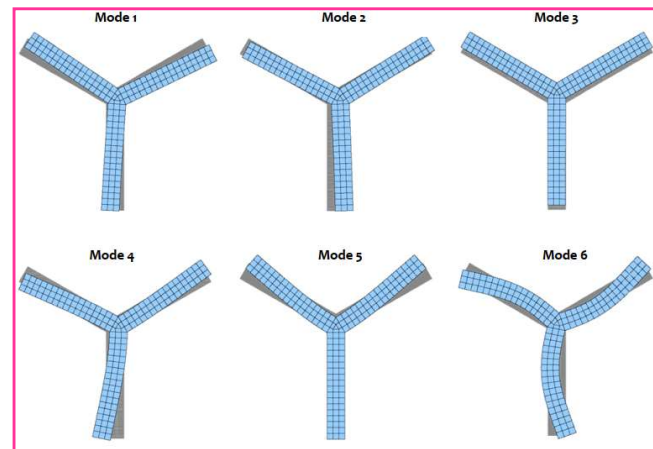
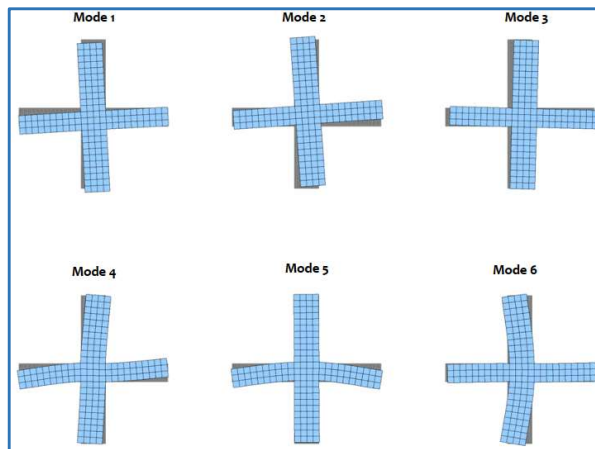
Mode	Type of oscillation in first six modes in buildings with different plan shapes					
						
1	Y-translation	Y-translation with torsion	X-translation	Torsion	X-translation with torsion	Torsion
2	X-translation	X-translation with torsion	Y-translation	Y-translation	Y-translation with torsion	X-translation
3	Torsion	Torsion	Torsion	X-translation	Torsional	Y-translation
4	Opening-closing	Opening-closing	Opening-closing	Opening-closing	Opening-closing	Dog tail wagging
5	Mixed	Dog tail wagging	Mixed	Mixed	Dog tail wagging	Opening-closing
6	Mixed	Mixed	2 nd X-translation	Mixed	Mixed	Mixed

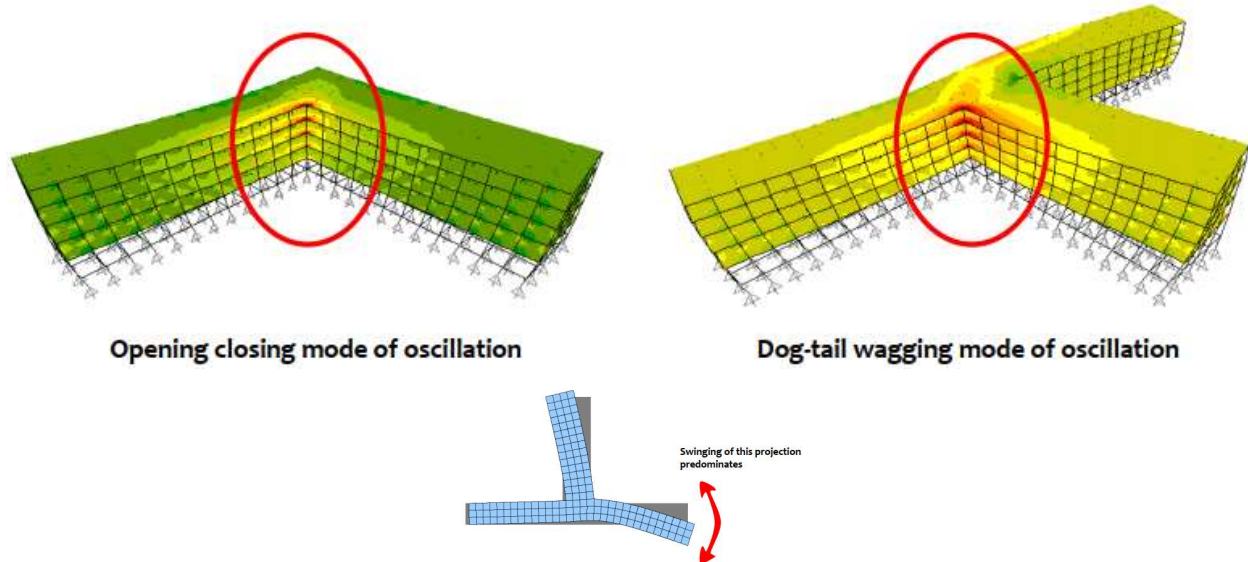
Note:
Diagonal translation, torsion, opening-closing, and dog-tail-wagging are not acceptable as initial modes of oscillation in buildings

Buildings with Plans that Lead Large Earthquake Damage

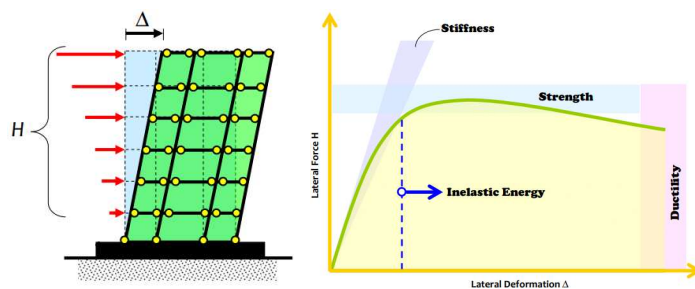


Buildings with Plans that Lead to Large Earthquake Damage





مراحل انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی



۱- انتخاب نقطه کنترل (مرکز جرم بام)

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (Δ_{target})

۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

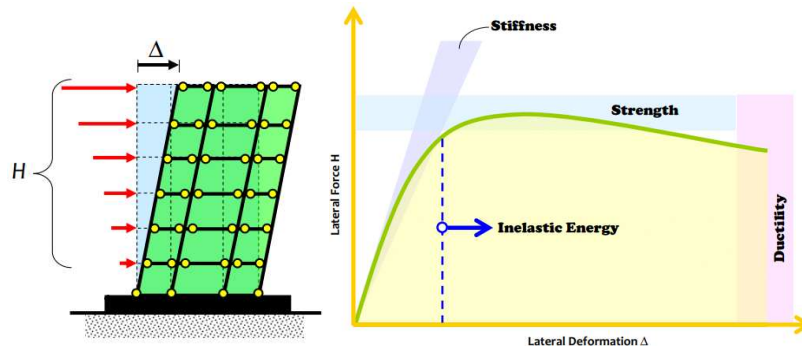
۴- تعریف مفاصل پلاستیک

۵- آنالیز و رفع مشکل عدم همگرایی

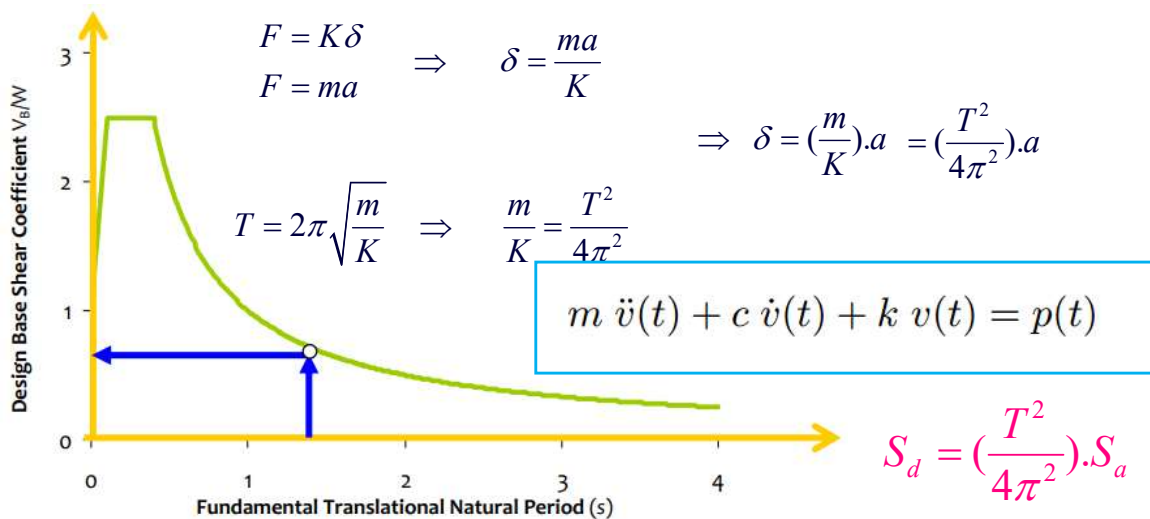
۶- کنترل و تفسیر نتایج آنالیز

۱- انتخاب نقطه کنترل (مرکز جرم بام)

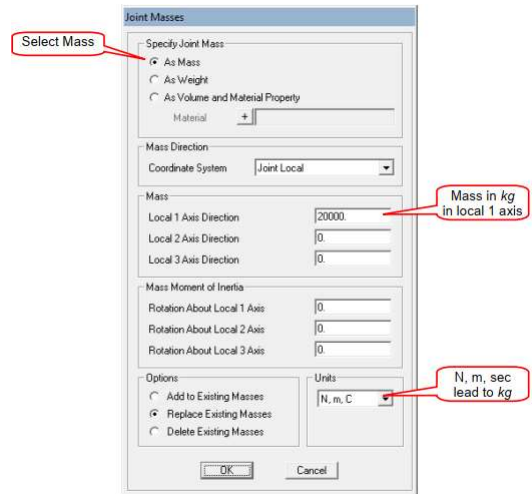
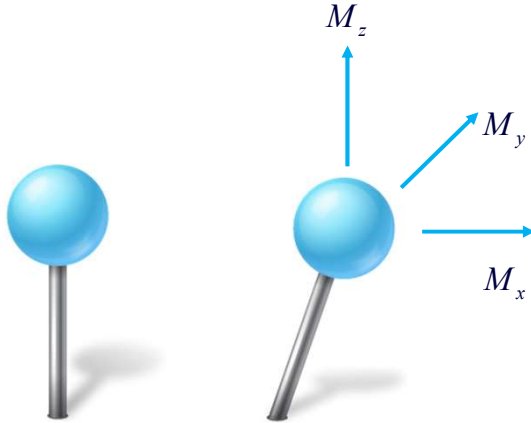
- کنترل روند افزایش جابجایی هدف بر مبنای جابجایی مرکز جرم بام می باشد.
- به دست آوردن نقطه کنترل، تعریف آن به نرم افزار، انواع ایبار دیاگرام و مقید سازی گره ها به همدیگر به صورت کامل در SAP2000 مورد بررسی قرار خواهد گرفت.



۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})



۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})



۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})



2- 目标变更可能性 (target) δ



۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

در ترکیب بار زیر که در آن بارهای ثقلی و زلزله کنار هم هستند بار زنده در قسمت ثقلی با ضریب ۱ بوده (اگر بار زنده کاربری مورد نظر کمتر از ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع باشد و کاربری مذکور غیر از محل ازدحام اجتماع و عبور و پارک خودروها باشد در این صورت آئین نامه اجازه کاهش این ضریب تا مقدار ۰/۵ را می‌دهد، لذا برای سازه‌های مسکونی می‌توانیم این ضریب را تا ۰/۵ کاهش دهیم) در حالی که بار زنده در محاسبات لرزه‌ای با ضریب ۰/۲ شرکت می‌کند. اگر یک بار زنده مشخص برای طراحی لحاظ می‌شود، پس چرا در ۳ لرزه‌ای این بار زنده اثرات کمتری نسبت به ثقل دارد؟ مگر نباید هر دو ضریب با هم برابر شود؟ یا حتی نباید اثرات بار زنده در ۳ لرزه‌ای بیشتر از قسمت ثقلی شود؟

$$1.2D + 1.0L + 0.2S + 1.0E \Rightarrow 1.2D + 1.0L + 0.2S + \frac{ABI}{R} W \curvearrowright \text{وزن لرزه‌ای}$$

$$\Rightarrow 1.2D + 1.0L + 0.2S + \frac{ABI}{R} (1.0D + 0.2L + 1.0Wall + 0.2S)$$

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

چرا ضریب بار زنده در زلزله (۳ لرزه‌ای) بسیار کمتر از ضریب بار زنده در بخش ثقلی ترکیب بارهاست؟

- ✓ به هنگام زلزله احتمال اینکه کل بار زنده در سازه اعمال شود کم می‌باشد و آئین نامه با این کاهش احتمالات مورد نظر را لحاظ می‌کند.
- ✓ در ۳ لرزه‌ای درصدی از بار زنده مشارکت داده می‌شود که شتاب طبقات را به صورت کامل بگیرد. لذا منظور از این درصد مشارکت مقدار بار زنده‌ای است که اتصال کامل به کف‌ها و سقف‌های سازه‌ای دارد.

$$1.2D + 1.0L + 0.2S + 1.0E \Rightarrow 1.2D + 1.0L + 0.2S + \frac{ABI}{R} W \curvearrowright \text{وزن لرزه‌ای}$$

$$\Rightarrow 1.2D + 1.0L + 0.2S + \frac{ABI}{R} (1.0D + 0.2L + 1.0Wall + 0.2S)$$

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

جدول ۱-۳ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	-
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

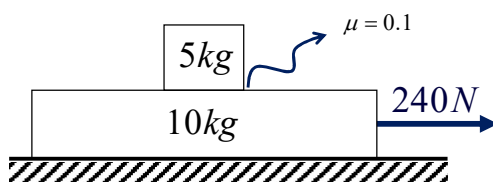
$$F = M \cdot a$$

$$240 = (10 + 5) \times a \Rightarrow a = 16 \frac{m}{s}$$

$$\Rightarrow f_s = \mu \cdot N = 0.1 \times 50 = 5N$$

حداکثر نیروی قابل تحمل
توسط جرم ۵ کیلوگرم

نیروی وارده به جسم ۵ کیلوگرمی تحت اثر این شتاب $\Rightarrow F = 5 \times 16 = 80N$ لذا جسم ۵ کیلوگرم خواهد لغزید

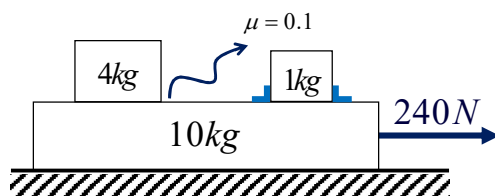


$$240 = (10 + \approx 0) \times a \Rightarrow a = 24 \frac{m}{s}$$

چون بار زنده مشخص شده به بدنه اصلی سازه اتصال ندارد لذا درصد مشارکت بار زنده در جرم لرزه‌ای صفر بوده و این جرم نمی‌تواند شتاب حاصل از نیروی ۲۴۰ نیوتن را جذب کند.

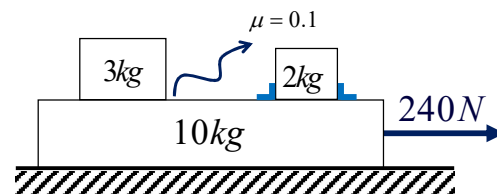
$$\text{درصد مشارکت بار زنده} \Rightarrow \frac{1}{5} = 20\%$$

$$W = 10 + 0.2 \times 5 = 11 \text{ kg}$$

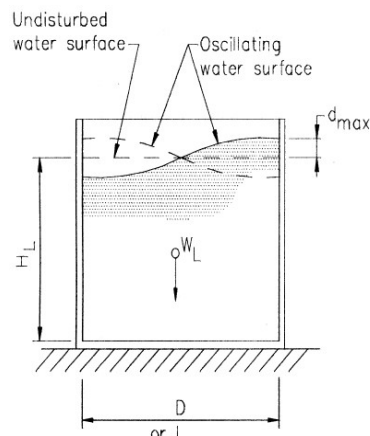


$$\text{درصد مشارکت بار زنده} \Rightarrow \frac{2}{5} = 40\%$$

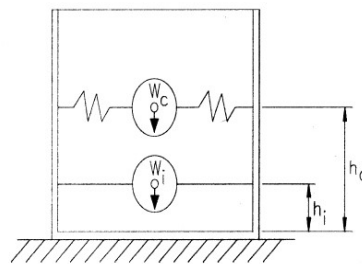
$$W = 10 + 0.4 \times 5 = 12 \text{ kg}$$



۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})



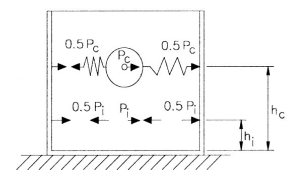
(a) Fluid Motion in Tank



(b) Dynamic Model

جدول ۱-۳ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

درصد میزان بار زنده	محل بار زنده
۴۰	پام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین
-	پام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق
۲۰	ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها
۳۰	بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام
حداقل ۴۰	کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)
۱۰۰	مخازن آب و یا سایر مایعات

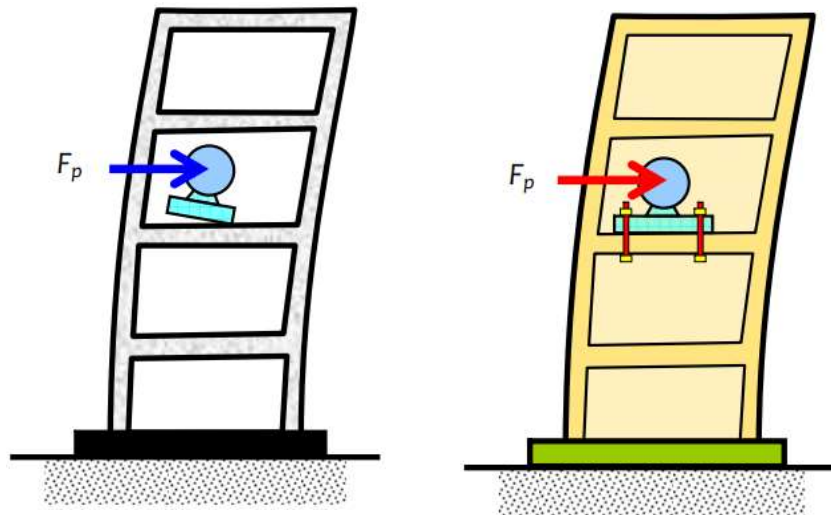


$$P_i + P_c$$

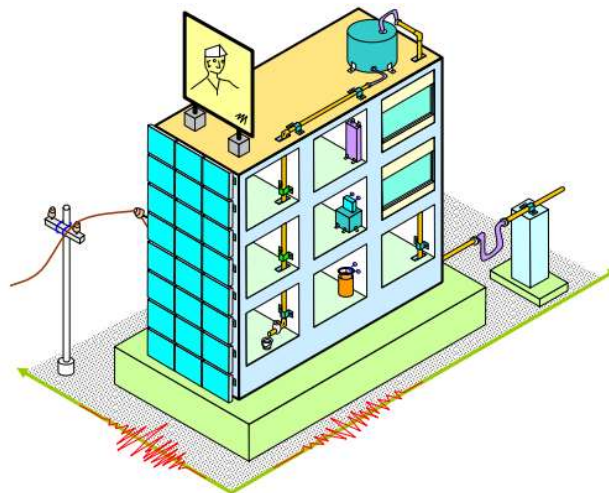
$$M_i + M_c = P_i h_i + P_c h_c$$

(c) Dynamic Equilibrium of Horizontal Forces

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})



۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})



۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

جدول ۱-۳ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	-
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

در صد مشارکت ارائه شده در این جدول صرفاً براساس بارزنده‌ای است که به سازه متصل می‌باشد و می‌تواند شتاب وارده به طبقه را جذب کند. بخشی از بار زنده که متصل به بدنه سازه نمی‌باشد نیروی متناظر آن بسیار کم بوده و قابل صرفه نظر می‌باشد.

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

جدول ۱-۳ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	-
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

۶-۱-۲ بار زنده بام: باری بر روی بام که توسط کارگران، تجهیزات و مصالح در حین انجام تعمیرات بر روی آن بدان وارد شده و یا توسط اشیاء متحرکی چون گلدان و یا لوازم تزئینی کوچک که ارتباطی با استفاده از ساختمان در طول عمر بهره‌برداری آن نداشته باشند، به آن اعمال شود.

$$\begin{aligned}
 & 1.2D + 1.0L + 0.2S + 1.0E \\
 \Rightarrow & 1.2D + 1.0L + 0.2S + \frac{ABI}{R} W \quad \text{وزن لرزه‌ای} \\
 \Rightarrow & 1.2D + 1.0L + 0.2S + \frac{ABI}{R} (1.0D + 0.2L + 1.0Wall + 0.2S)
 \end{aligned}$$

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

وزن لرزه‌ای در ترکیب بارهای مختلف زلزله *Seismic weight in load Combination:*

$$1) 1.2D + 1.0L + 0.2S + \frac{ABI}{R} \times (1.0D + 0.2L + 1.0Wall + 0.2S) \quad \checkmark$$

$$2) 0.9D + \frac{ABI}{R} \times (1.0D + 0.2L + 1.0Wall + 0.2S) \quad \times$$

$$\Rightarrow 0.9D + \frac{ABI}{R} (0.9D + 0.9Wall) \quad \checkmark$$

Wall \equiv Mass \equiv Helping Load

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

کاربرد روش ضرائب در مهندسی عمران ۶-۷-۲ بار برف بام

بار برف بر روی بام، P_t ، با توجه به شیب و دمای بام، برف‌گیری، و اهمیت سازه، برای هر متر مربع تصویر افقی سطح آن، به کمک رابطه ۶-۷-۱ تعیین می‌شود:

$$P_t = \gamma C_s C_t C_e I_s P_g$$

I_s = ضریب اهمیت

C_e = ضریب برف‌گیری

C_t = ضریب شرایط دمایی

C_s = ضریب شیب

ماسبه بار برف روی بام بر اساس بار برف روی زمین

۶-۷-۱ بار برف زمین

بار برف زمین، P_g ، وزن لایه برف بر روی سطح افقی زمین است که، بر اساس آمار موجود در منطقه، احتمال تجاوز از آن در سال دو درصد باشد (دوره بازگشت ۵۰ سال).

منطقه ۱- برف بسیار کم (نادر)	۰/۲۵ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۲- برف کم	۰/۵ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۳- برف متوسط	۱ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۴- برف زیاد	۱/۵ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۵- برف سنگین	۲ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۶- برف فوق سنگین	۳ کیلونیوتن بر متر مربع

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

کاربرد روش ضرائب در مهندسی عمران

$$p = I_w q C_e C_g C_p$$

p = فشار خارجی که به صورت استاتیکی در جهت عمود بر سطح چه در حالت فشار وارد بر سطح

یا مکش به سمت خارج از سطح، عمل می‌کند.

$$I_w = \text{ضریب اهمیت برای بار}$$

$$q = \text{فشار مبنای باد}$$

$$C_e = \text{ضریب بادگیری}$$

$$C_g = \text{ضریب اثر جهشی باد}$$

$$C_p = \text{ضریب فشار خارجی که بر مساحت وجه مورد نظر میانگین‌گیری شده باشد.}$$

ماسبه فشار استاتیکی بار بر اساس فشار مبنای بار

۳-۱-۶ فشار مبنای باد

فشار مبنای باد بنا به تعریف، فشاری است که باد با سرعتی برابر با سرعت مبنای باد بر سطحی عمود بر جهش وزش باد اعمال می‌کند. مقدار این فشار برابر با $0.000613V^2$ بر حسب کیلونیوتن بر مترمربع و V سرعت مبنای باد به کیلومتر بر ساعت است.

جدول ۳-۱-۶-۲ سرعت و فشار مبنای باد

ردیف	نام ایستگاه	سرعت مبنای باد (V) کیلومتر بر ساعت	فشار مینا (q) نیوتن بر متر مربع
۱	آبادان	۹۰	۰.۴۹۶
۲	آباده	۱۰۰	۰.۶۱۳
۳	آبعلی	۱۱۰	۰.۷۴۱
۴	اراک	۹۰	۰.۴۹۶
۵	اردبیل	۱۳۰	۱.۰۳۶
۶	ارومیه	۹۰	۰.۴۹۶
۷	آغاچاری	۱۱۰	۰.۷۴۱

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

کاربرد روش ضرائب در مهندسی عمران

ماسبه نیروی زلزله بر اساس نسبت شتاب مبنای طرح

۱-۳-۳ نیروهای جانبی زلزله

۱-۱-۳-۳ نیروی برشی پایه V_u

نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می‌شود که در تراز پایه، موضوع بند (۳-۳-۱-۲)، به ساختمان اعمال می‌گردد. این نیرو در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه (۳-۳-۱) به دست آورده می‌شود:

$$V_u = CW$$

جدول ۳-۲-۱ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق یا لرزه‌خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

C: ضریب زلزله که از رابطه (۳-۳-۲) به دست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u}$$

A: نسبت شتاب مبنای طرح

B: ضریب بازتاب ساختمان

I: ضریب اهمیت ساختمان

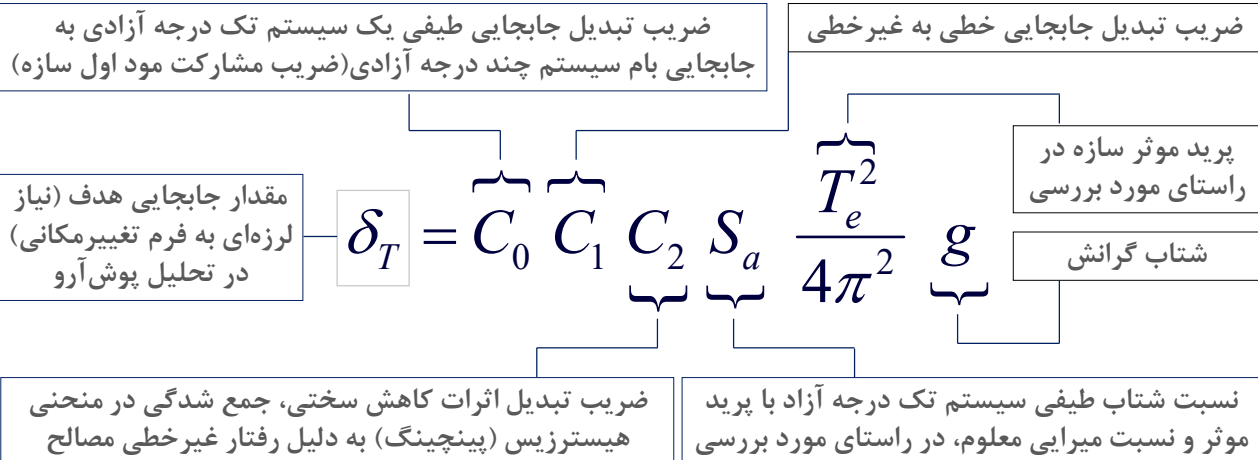
R_u : ضریب رفتار ساختمان

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

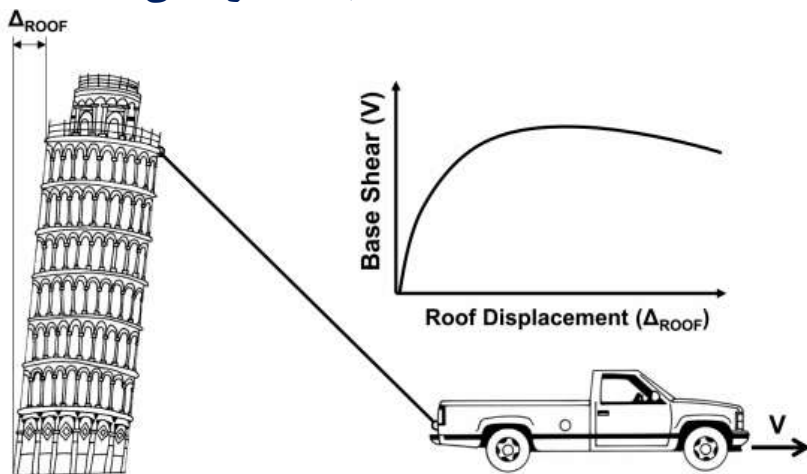
کاربرد روش ضرائب در مهندسی عمران

محاسبه جابجایی هدف در تحلیل پوش آور بر اساس جابجایی طیفی

ASCE 41-17

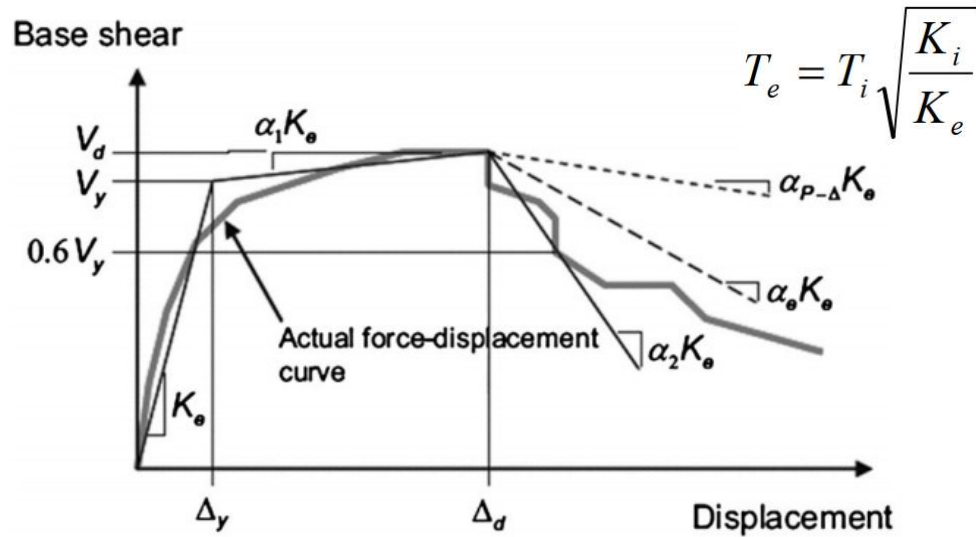


۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})



The basic concept of the pushover analysis

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})



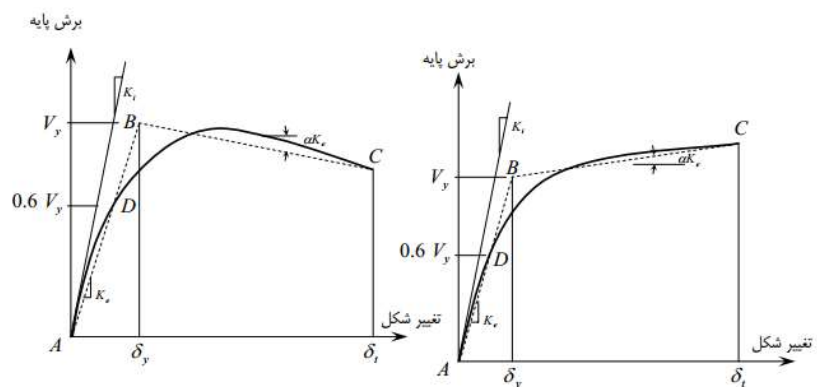
۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

نشریه ۳۶۰ (۱۳۸۵)

$$\delta_{target} = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

T_e : زمان تناوب اصلی موثر ساختمان

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$



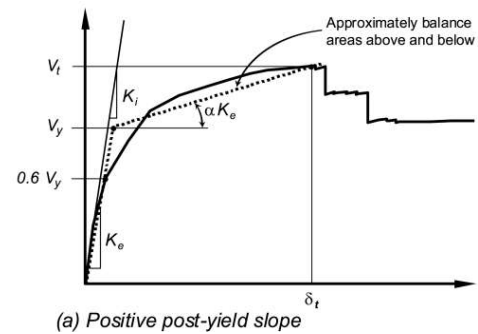
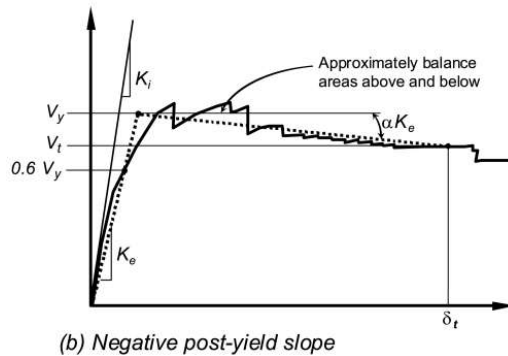
۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

نشریه ۳۶۰ (۱۳۸۵)

$$\delta_{target} = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

T_e : زمان تناوب اصلی موثر ساختمان

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$



۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

نشریه ۳۶۰ (۱۳۸۵)

$$\delta_{target} = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

S_a : شتاب طیفی ساختمان براساس زمان تناوب اصلی ساختمان (T_e)

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

نشریه ۳۶۰ (۱۳۸۵)

$$\delta_{target} = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

C_0 : ضریب تبدیل جابجایی طیفی یک سیستم تک درجه آزادی به جابجایی بام سیستم چند درجه آزادی (ضریب مشارکت مود اول سازه)

$$C_0 = \varphi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^n w_i \varphi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n w_i \varphi_{1,i}^2}$$

جدول (۲-۳): مقدار ضریب C_0

تعداد طبقات ساختمان	ساختمان‌های برشی*		سایر ساختمان‌ها هر نوع توزیع بار
	توزیع نوع اول مطابق بند (۳-۱-۳-۳-۳)	توزیع بار یکتواخت	
۱	۱/۰	۱/۰	۱/۰
۲	۱/۳	۱/۱۵	۱/۳
۳	۱/۳	۱/۳	۱/۳
۵	۱/۳	۱/۳	۱/۴
۱۰ و بیش‌تر	۱/۳	۱/۳	۱/۵

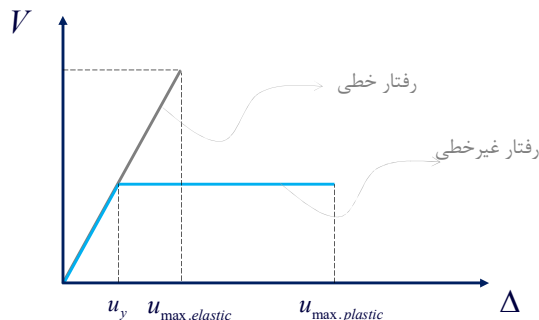
* منظور از ساختمان برشی، ساختمانی است که در تمام طبقات، تغییر مکان جانبی نسبی کوچک‌تر از طبقه‌ی زیرین باشد.

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

نشریه ۳۶۰ (۱۳۸۵)

$$\delta_{target} = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

C_1 : ضریب تبدیل جابجایی خطی به غیرخطی



$$C_1 = \frac{\text{بیشینه تغییر مکان سیستم SDOF غیرخطی ایده‌آل}}{\text{بیشینه تغییر مکان سیستم در حالت الاستیک}} = \frac{u_{\max.Plastic}}{u_{\max.elastic}}$$

$$\frac{u_{\max.Plastic}}{u_{\max.elastic}} = \frac{u_m}{u_e} = \frac{u_m}{u_y} \frac{u_y}{u_e} = \frac{u_y}{u_e} = \frac{\mu}{R_\mu}$$

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

نشریه ۳۶۰ (۱۳۸۵)

$$\delta_{target} = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

C1: ضریب تبدیل جابجایی خطی به غیر خطی

$$C_1 = \frac{\mu}{R_\mu}$$

ضریب کاهش نیرو به علت شکل پذیری (R_μ) به صورت نسبت جابجایی ارتجاعي به جابجایی غیر ارتجاعي یک سازه با پریود T تعریف می شود:

$$R_\mu = \frac{u_e}{u_y} = \begin{cases} T \leq 0.03 & \Rightarrow R_\mu = 1.0 \\ 0.12 \leq T \leq 0.5 & \Rightarrow R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \\ 1.0 \leq T & \Rightarrow R_\mu = \mu \end{cases}$$

رابطه نیومارک و هال

$$R_\mu = \frac{u_e}{u_y} = \begin{cases} T \leq T_c & \Rightarrow R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \\ T_c < T & \Rightarrow R_\mu = \mu \end{cases}$$

رابطه ویدیک و همکاران

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

نشریه ۳۶۰ (۱۳۸۵)

$$\delta_{target} = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

C1: ضریب تبدیل جابجایی خطی به غیر خطی

$$C_1 = \frac{\mu}{R_\mu}$$

$$T_e \geq T_s \rightarrow C_1 = 1.0$$

$$T_e < T_s \rightarrow C_1 = \frac{1.0 + [R - 1] \frac{T_s}{T_e}}{R}$$

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

$$R_\mu = \frac{u_e}{u_y} = \begin{cases} T \leq T_c & \Rightarrow R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \\ T_c < T & \Rightarrow R_\mu = \mu \end{cases}$$

رابطه ویدیک و همکاران

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

نشریه ۳۶۰ (۱۳۸۵)

$$\delta_{target} = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

C_2 : ضریب تبدیل اثرات کاهش سختی، مقاومت و جمع شدگی در منحنی هیستریزیس (پینچینگ) به دلیل رفتار غیرخطی مصالح

جدول (۳-۳): مقادیر ضریب C_2

$T \geq T_g$		$T \leq 0.1$		سطح عملکرد مورد نظر
قاب نوع دو	قاب نوع یک	قاب نوع دو	قاب نوع یک	
۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه
۱/۰	۱/۱	۱/۰	۱/۳	ایمنی جانی
۱/۰	۱/۲	۱/۰	۱/۵	استانه‌ی فروریزش

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

نشریه ۳۶۰ (۱۳۸۵)

$$\delta_{target} = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

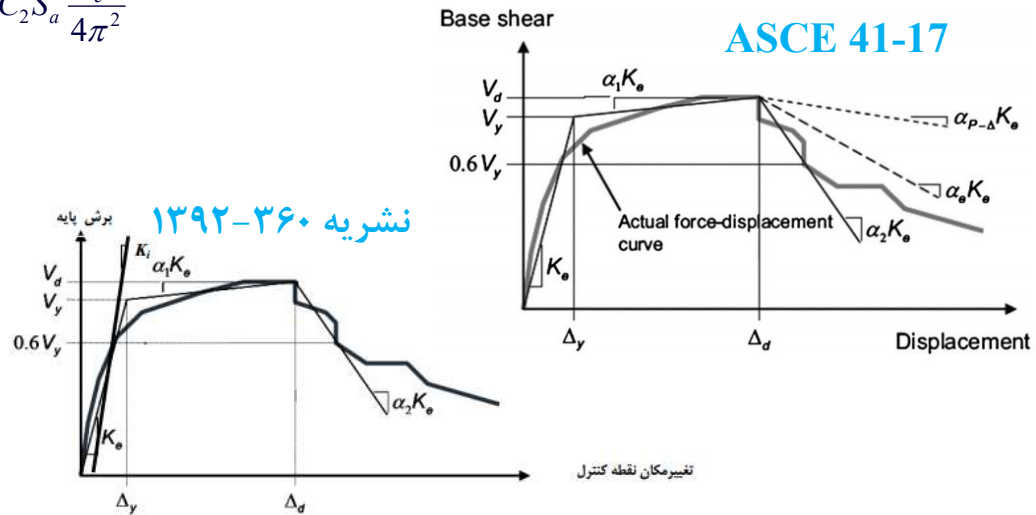
C_3 : ضریب تبدیل به جهت در نظر گرفتن افزایش جابجایی غیرخطی به دلیل کاهش سختی فرا تسلیم سازه به دلیل وجود اثرات P- Δ

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha| [R - 1]^{1.5}}{T_e}$$

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

نشریه ۳۶۰ (۱۳۹۲)

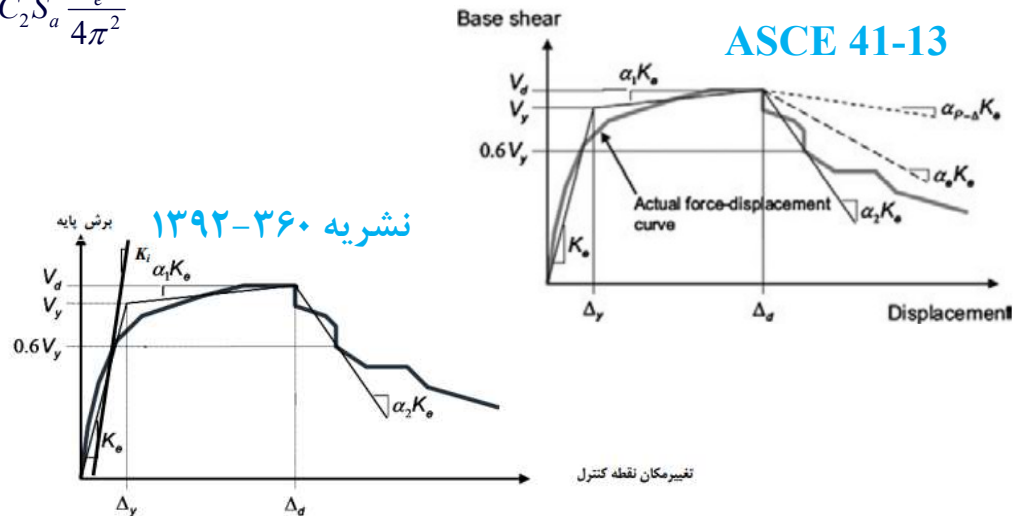
$$\delta_{target} = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$



۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

نشریه ۳۶۰ (۱۳۹۲)

$$\delta_{target} = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

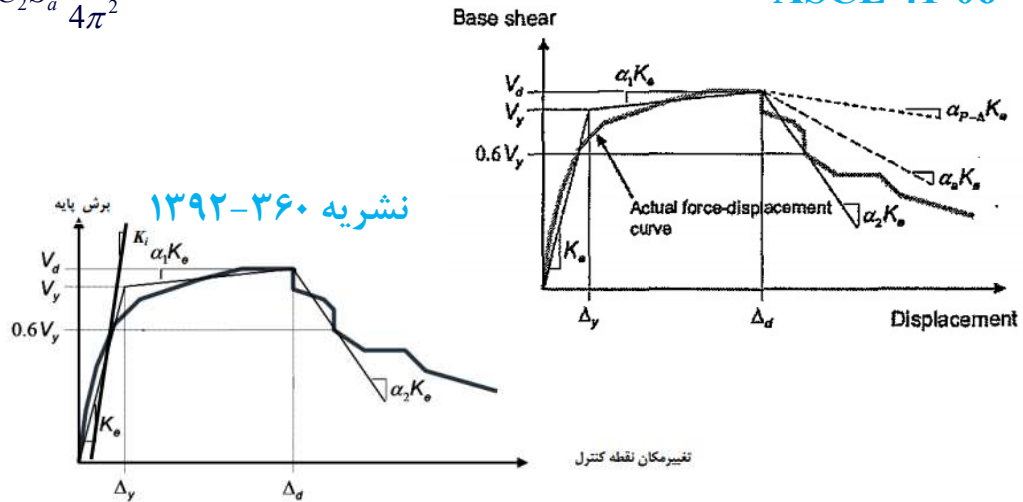


۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

نشریه ۳۶۰ (۱۳۹۲)

$$\delta_{target} = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

ASCE 41-06

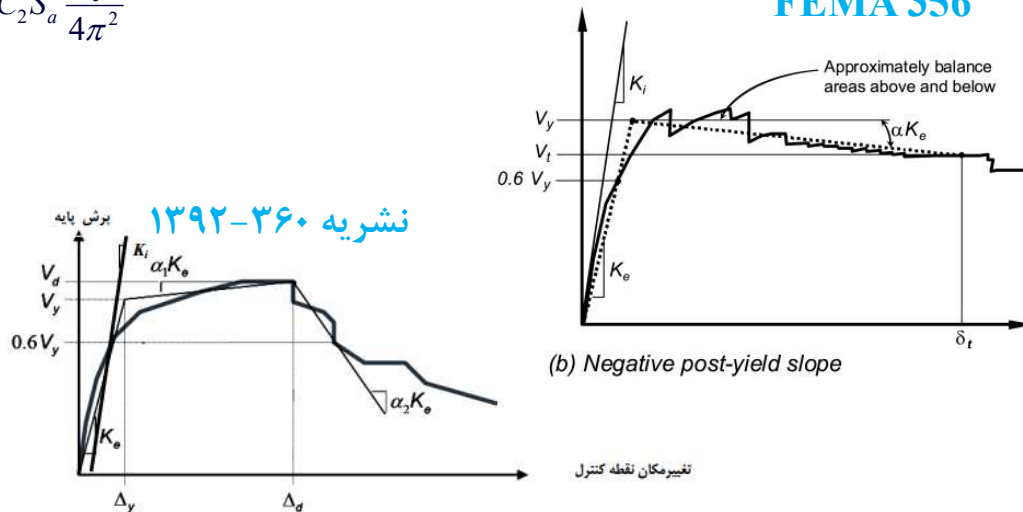


۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

نشریه ۳۶۰ (۱۳۹۲)

$$\delta_{target} = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

FEMA 356



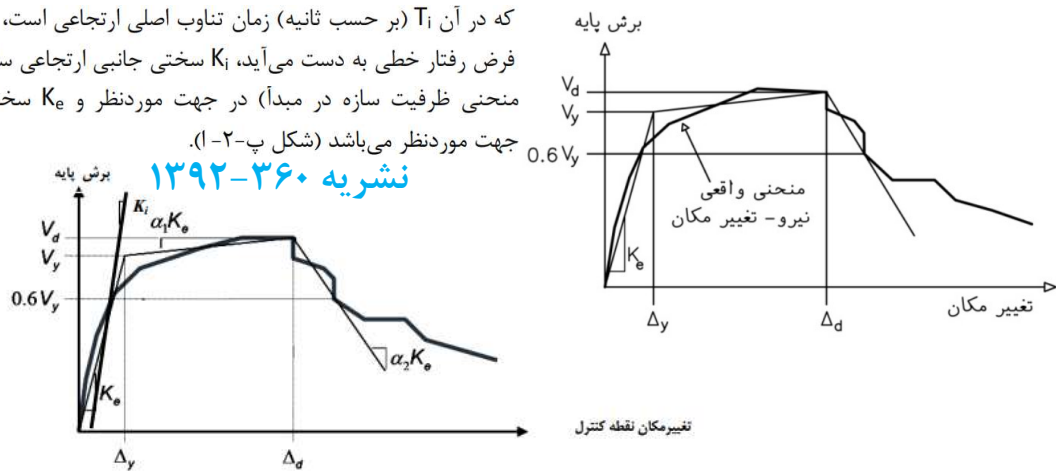
۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

نشریه ۳۶۰ (۱۳۹۲)

استاندارد ۲۸۰۰

$$\delta_{target} = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

که در آن T_1 (بر حسب ثانیه) زمان تناوب اصلی ارتجاعي است، که با تحلیل مدل سازه با فرض رفتار خطی به دست می‌آید، K_i سختی جانبی ارتجاعي سازه (شیب خط مماس بر منحنی ظرفیت سازه در مبدأ) در جهت موردنظر و K_e سختی جانبی مؤثر سازه در جهت موردنظر می‌باشد (شکل پ-۲-۱).



۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

نشریه ۳۶۰ (۱۳۹۲)

$$\delta_{target} = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

جدول (۳-۵): مقدار تقریبی ضریب C_0

تعداد طبقات ساختمان	ساختمان‌های برشی ^۱		سایر ساختمان‌ها
	توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم	هر نوع توزیع بار
۱	۱/۰	۱/۰	۱/۰
۲	۱/۲	۱/۱۵	۱/۲
۳	۱/۲	۱/۲	۱/۳
۵	۱/۳	۱/۲	۱/۴
۱۰ و بیشتر	۱/۳	۱/۲	۱/۵

^۱ برای مقادیر مابین حدود داده شده در جدول باید از درون‌یابی خطی استفاده کرد.

^۲ منظور از ساختمان برشی، ساختمانی است که تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه، از طبقه زیر آن کوچکتر باشد.

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

نشریه ۳۶۰ (۱۳۹۲)

$$\delta_{target} = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

ضریب C_1 در نشریه ۳۶۰ (۱۳۹۲)

$$T_e \leq 0.2 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{25(R_u - 1)}{a}$$

$$0.2 < T_e < 1 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{R_u - 1}{a T_e^2}$$

$$T_e > 1 \rightarrow C_1 = 1$$

$$R_u = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

جدول (۳-۳): ضریب نوع زمین

IV, III	II	I	نوع زمین
60	90	130	a

ضریب C_1 در نشریه ۳۶۰ (۱۳۸۵)

$$T_e \geq T_s \rightarrow C_1 = 1.0$$

$$T_e < T_s \rightarrow C_1 = \frac{1.0 + [R - 1] \frac{T_s}{T_e}}{R}$$

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

نشریه ۳۶۰ (۱۳۹۲)

$$\delta_{target} = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

ضریب C_2 در نشریه ۳۶۰ (۱۳۹۲)

$$T < 0.7 \rightarrow C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R_u - 1}{T_e} \right)^2$$

$$T \geq 0.7 \rightarrow C_2 = 1$$

$$R_u = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

ضریب C_2 در نشریه ۳۶۰ (۱۳۸۵)

جدول (۳-۴): مقادیر ضریب C_2

$T \geq T_s$		$T \leq 0.7$		سطح عملکرد مورد نظر
قاب نوع دو	قاب نوع یک	قاب نوع دو	قاب نوع یک	
۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه
۱/۰	۱/۱	۱/۰	۱/۳	ایمنی جانی
۱/۰	۱/۲	۱/۰	۱/۵	استانده‌ی فروریزش

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})

نشریه ۳۶۰ (۱۳۹۲)

$$\delta_{target} = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

$$R_u = \frac{S_a}{V_v/W} C_m$$

۳-۴-۱- کاربرد روش استاتیکی غیرخطی

استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی هنگامی مجاز است که دو شرط زیر برقرار باشد:

۱- نسبت مقاومت R_u محاسبه شده از رابطه (۲۱-۳) از مقدار R_{max} محاسبه شده از رابطه (۲۲-۳) کمتر باشد.

۲- تاثیر مودهای بالاتر قابل ملاحظه نباشد: برای تعیین این موضوع ضروری است سازه دو بار با استفاده از روش دینامیکی

طیفی تحلیل شود. در بار اول تنها مود اول سازه در نظر گرفته شده و در دوم تمام مودهای نوسانی که مجموع جرم موثر آنها

حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه است باید در نظر گرفته شود. در صورتیکه نتایج تحلیل دوم نشان دهد نیروی برشی در طبقه ای بیش از

$$R_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_c|^{h-1}}{4}$$

۳۰٪ از نیروی برشی حاصل از تحلیل اول بیشتر است، این امر به معنی قابل ملاحظه بودن اثرات مودهای بالای سازه است.

اگر شرط ۲ برقرار نباشد، باید از روش تحلیل دینامیکی خطی نیز برای تکمیل روش استاتیکی غیرخطی استفاده گردد. در این

حالت معیار پذیرش باید برای هر دو روش بررسی شود با این تفاوت که برای پذیرش اعضای با رفتار تغییرشکل کنترل، در روش

تحلیل دینامیکی خطی می‌توان ۲۳٪ تخفیف قابل شد.

اگر شرط ۱ برقرار نباشد، باید از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده گردد.

$$\alpha_c = \alpha_{P-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta})$$

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

۱- هم‌مقارن در طول زمان کاربرد به این نتیجه رسیدند که در برفی مواقع تغییر مکان هدف مناسبه شده با روند ارائه شده توسط FEMA-356 به درستی برآورد نمی‌شود.

۲- حتی با محدودیت‌های گنجانده شده در فرایندها، تحلیل استاتیکی غیرخطی، دقت روش در مقایسه با تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی پیشرفت قابل توجهی نیافته است.

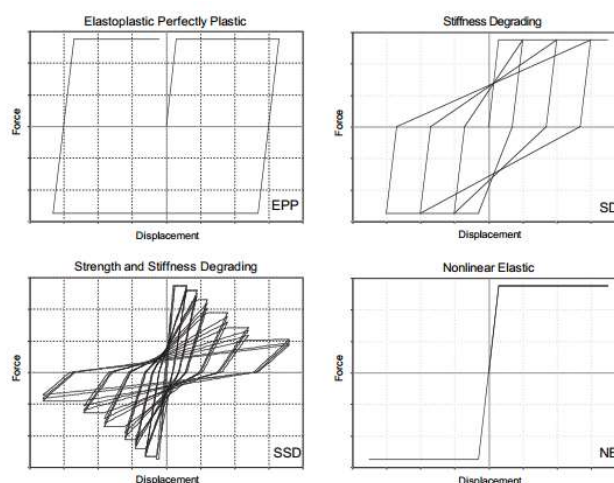
۳- به همین دلیل تیم جمع‌آوری‌کننده مدرک FEMA-440 به بررسی موضوع پرداخت و سعی کرد با پیدا کردن منابع فضا، در جهت اصلاح آنها اقدام کند.

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

مدرک FEMA-440 با انجام ۱۸۰۰۰۰ آنالیز غیرخطی تاریفچه زمانی بر روی سیستم‌های با پیرید و رفتار پسماند مفتلف، تحت ۱۰۰ رکورد دسته بندی شده در دسته‌های ۲۰ تایی برای خاک‌های کلاس A تا E براساس دسته بندی NEHRP و ۲۰ رکورد نزدیک گسل، دقت روش ضرائب FEMA-356 را مورد بررسی قرار داد.

در سال ۲۰۰۷ مجدداً به سفارش FEMA موسسه ASCE با جایگزینی اصلاحات انجام شده توسط FEMA-440 در FEMA-356 اقدام به ارائه استاندارد ASCE/SEI 41-06 نمود.

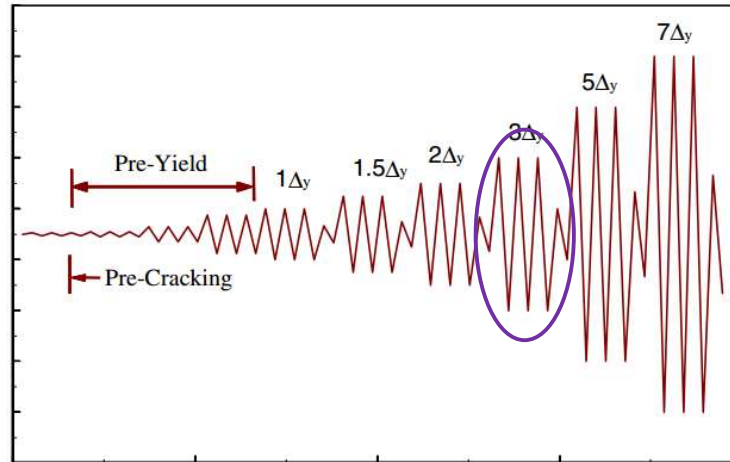
اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440



انواع رفتار هیستریزس مصالح

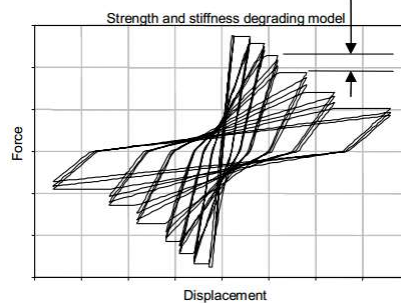
اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

بارگذاری وارده



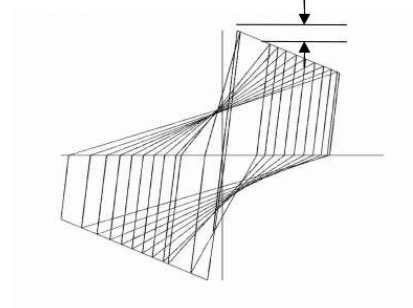
اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

Strength loss occurs in subsequent cycles;
not in the same cycle as yield.



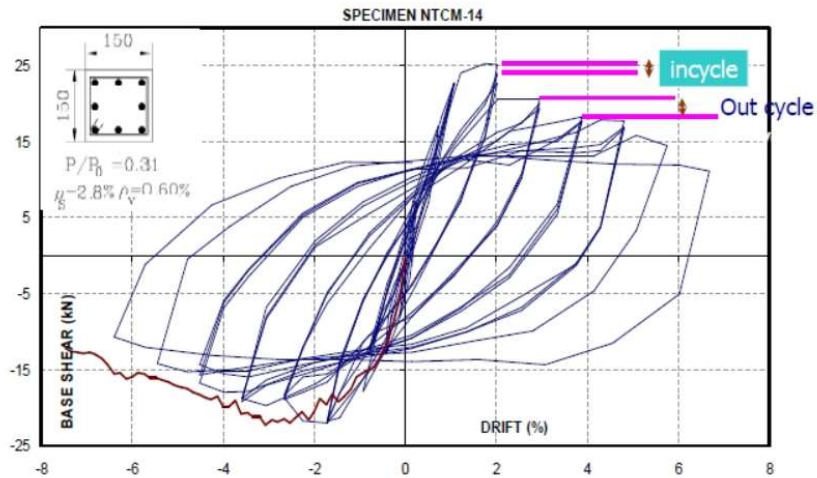
a) Cyclic strength degradation

Strength loss occurs
in same cycle as yield.

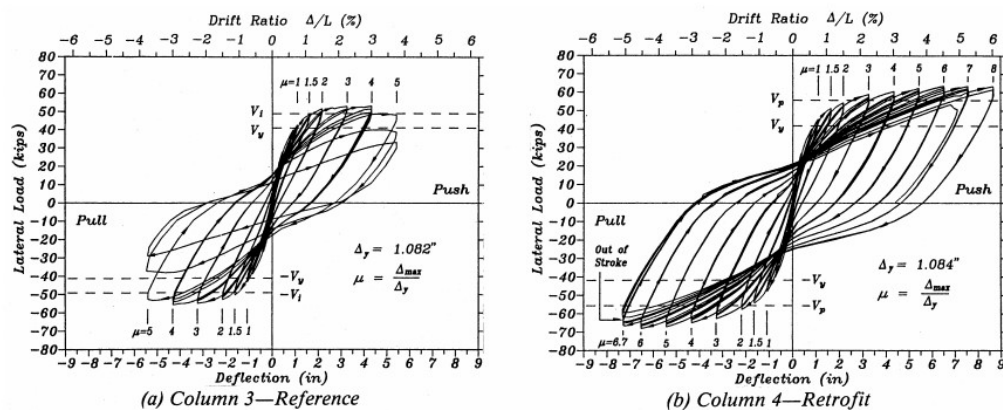


b) In-cycle strength degradation

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440



اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440



اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

FEMA356-ASCE/SEI 41-06

- 1.2. A smooth “backbone” curve shall be drawn through the intersection of the first cycle curve for the (i)th deformation step with the second cycle curve of the ($i-1$)th deformation step, for all i steps, as indicated in Figure 2-4.

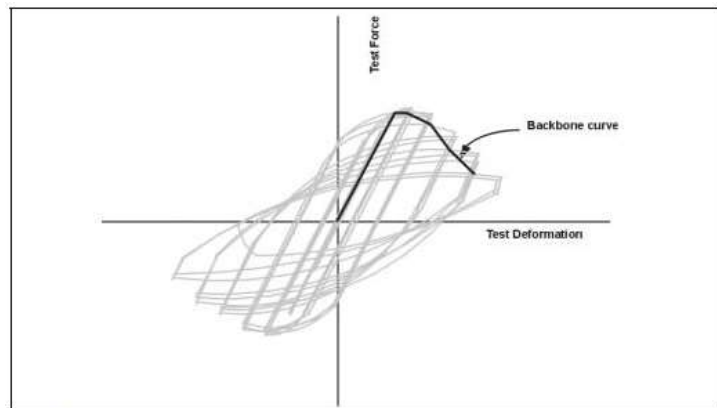


Figure 2-4 Backbone Curve for Experimental Data

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

ASCE/SEI 41-13

- 1.2. A smooth “backbone” curve shall be drawn through each point of peak displacement during the first cycle of each increment of loading (or deformation), as indicated in Fig. 7-5.

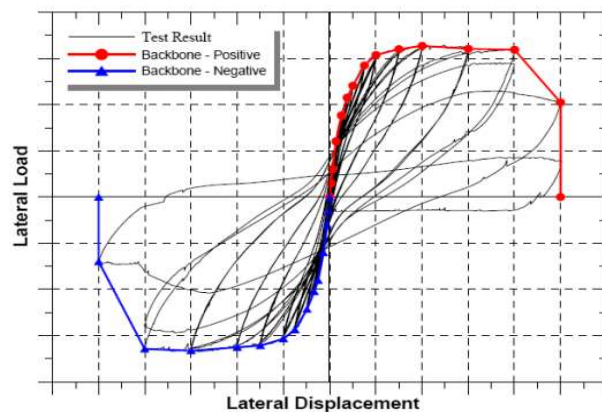
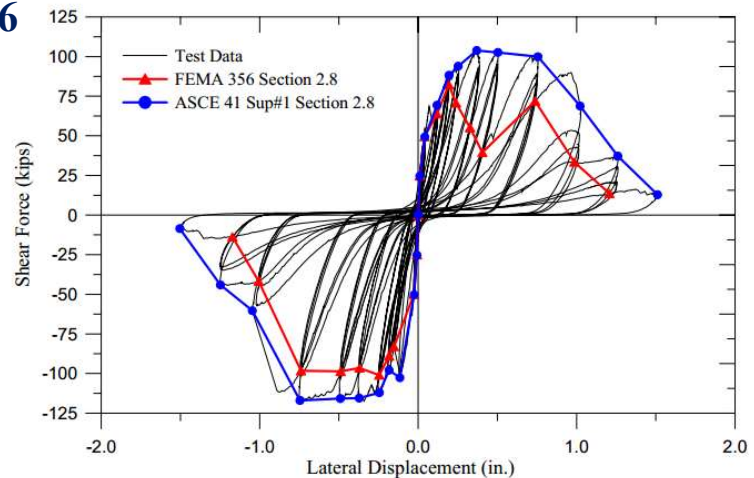


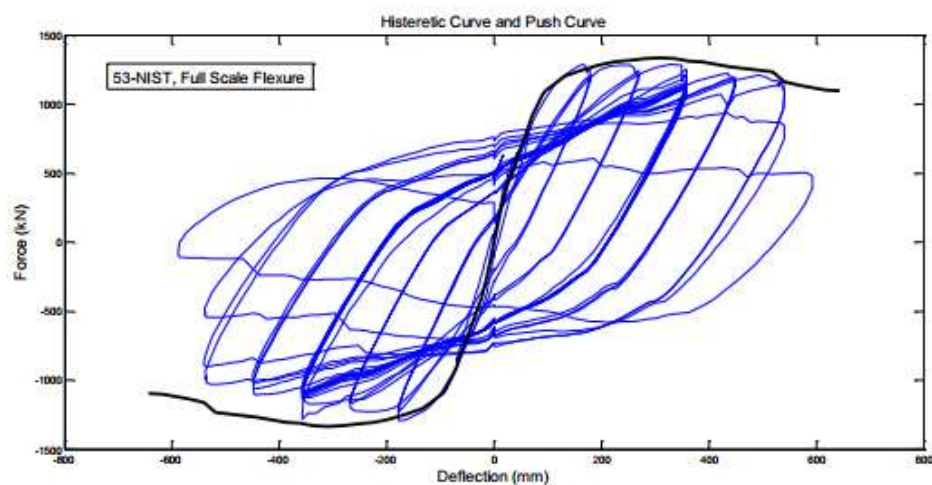
FIG. 7-5. Backbone Curve for Experimental Data

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

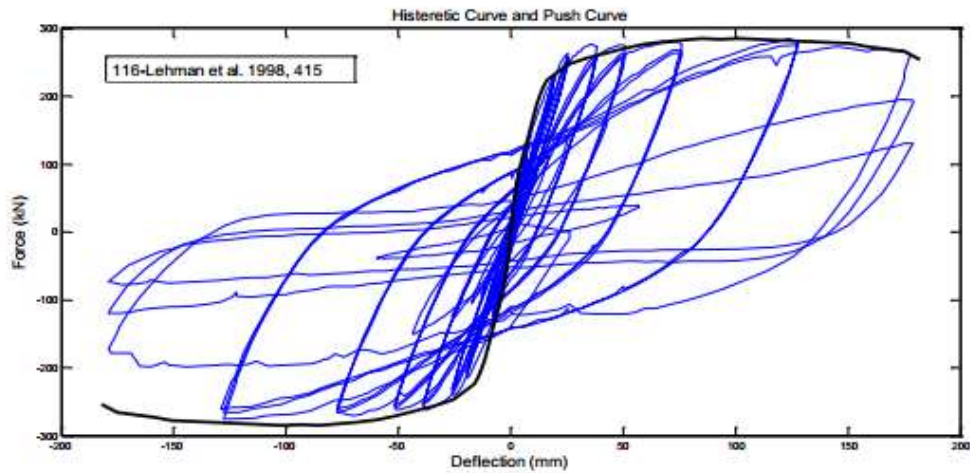
FEMA356-ASCE/SEI 41-06
ASCE/SEI 41-13



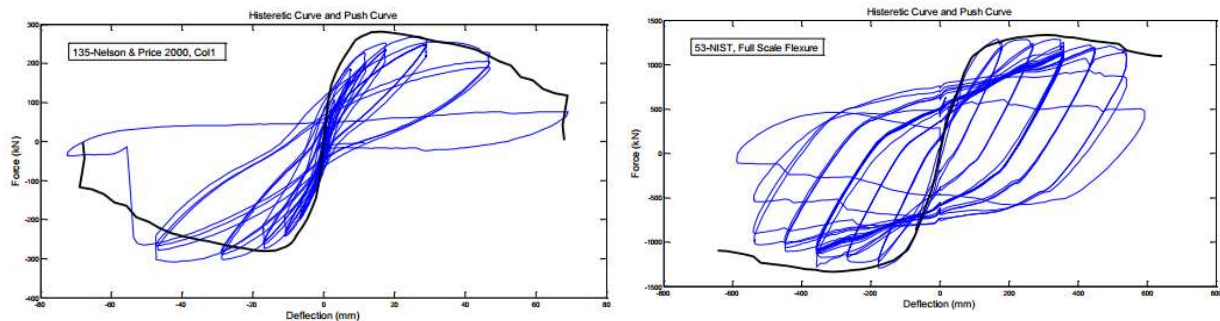
اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440



اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440



اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440



اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

C_0 = Modification factor to relate spectral displacement of an equivalent SDOF system to the roof displacement of the building MDOF system. It can be calculated from

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

C_1 = Modification factor to relate the expected maximum displacements of an inelastic SDOF oscillator with EPP hysteretic properties to displacements calculated for the linear elastic response.

C_3 = Modification factor to represent increased displacements due to dynamic $P-\Delta$ effects. For buildings with positive post-yield stiffness, C_3 is set equal to 1. For buildings with negative post-yield stiffness, values of C_3 are calculated using the following expression:

C_2 = Modification factor to represent the effect of pinched hysteretic shape, stiffness degradation, and strength deterioration on the maximum displacement response. Values of C_2 for different framing systems and structural performance levels (i.e., immediate occupancy, life safety, and collapse prevention) are obtained from Table 3.3 of the FEMA 356 document. Alternatively, C_2 can take the value of one in nonlinear procedures.

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

–نسبت تغییر مکان ماکزیمم (ضریب C_1)

نسبت تغییر مکان ماکزیمم غیرخطی سیستم یک درجه آزادی از نوع EPP به ماکزیمم تغییر مکان همان سیستم با مشخصات بخش ارتجاعی خطی

Variation of mean C_1 computed for the elastic perfectly plastic (EPP) model when subjected to ground motions recorded on site class C.

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{for } T_e \geq T_s \\ 1.0 + \frac{R-1}{R} \left(\frac{T_s}{T_e} \right) & \text{for } T_e < T_s \end{cases}$$

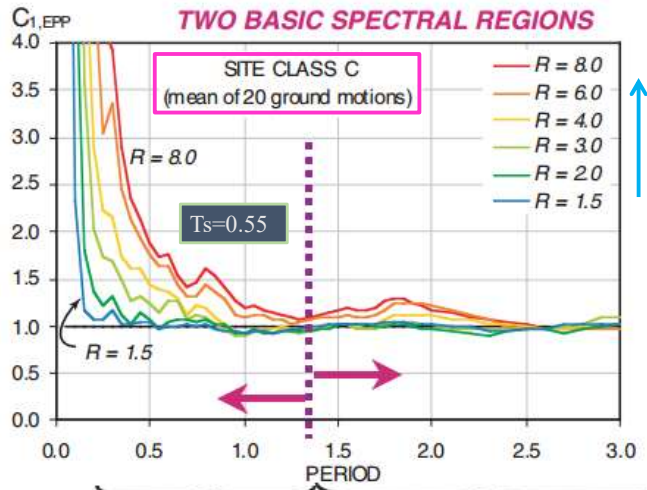
$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

Performance-Based Seismic Design

FEM توسط FEMA-440

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{for } T_e \geq T_s \\ 1.0 + \frac{(R-1)T_s}{T_e} & \text{for } T_e < T_s \end{cases}$$

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

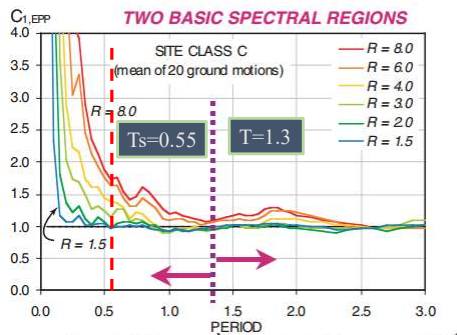


- C₁ IS ON AVERAGE LARGER THAN ONE
- C₁ INCREASES WITH DECREASING T
- C₁ INCREASES WITH INCREASING R
- C₁ IS APPROXIMATELY CONSTANT WITH CHANGES IN T
- C₁ DOES NOT CHANGE MUCH WITH CHANGES IN R
- C₁ IS ON AVERAGE APPROXIMATELY EQUAL TO ONE

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

1- ایرادات وارده به ضریب C1 پیش استاندارد FEMA356



- C₁ IS ON AVERAGE LARGER THAN ONE
- C₁ INCREASES WITH DECREASING T
- C₁ INCREASES WITH INCREASING R
- C₁ IS APPROXIMATELY CONSTANT WITH CHANGES IN T
- C₁ DOES NOT CHANGE MUCH WITH CHANGES IN R
- C₁ IS ON AVERAGE APPROXIMATELY EQUAL TO ONE

ضریب C1 در نشریه ۳۶۰ (۱۳۹۲)

$$T_c \leq 0.2 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{25(R_u - 1)}{a}$$

$$0.2 < T_c < 1 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{R_u - 1}{aT_c^2}$$

$$T_c > 1 \rightarrow C_1 = 1$$

ضریب C1 در نشریه ۳۶۰ (۱۳۸۵)

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{for } T_e \geq T_s \\ 1.0 + \frac{(R-1)T_s}{T_e} & \text{for } T_e < T_s \end{cases}$$

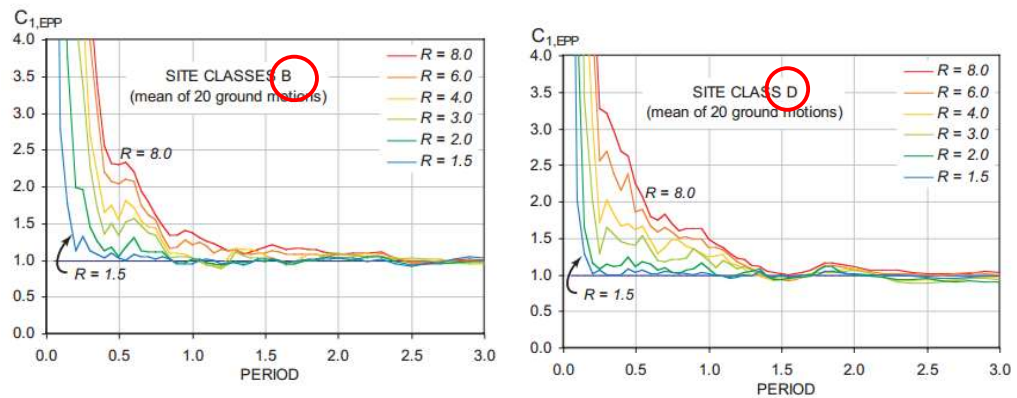
$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

جدول (۳-۳): ضریب نوع زمین

نوع زمین	I	II	III و IV
a	130	90	60

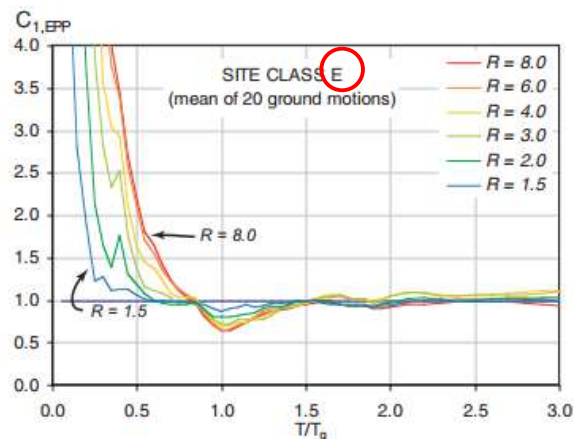
اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

1- ایرادات وارده به ضریب C1 پیش استاندارد FEMA356



اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

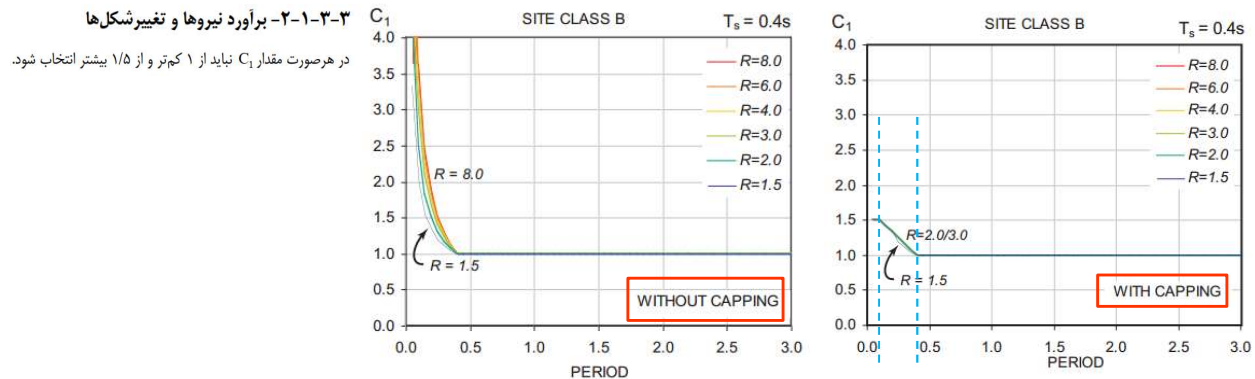
1- ایرادات وارده به ضریب C1 پیش استاندارد FEMA356



اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

2- ایرادات وارده به ضریب C_1 پیش استاندارد FEMA356

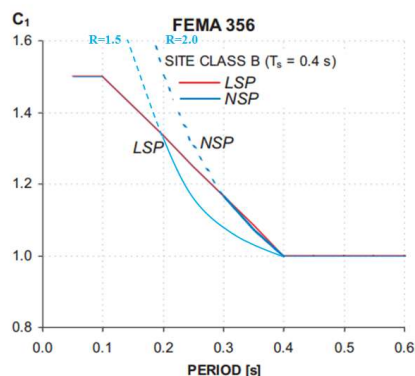
$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{for } T_e \geq T_s \\ 1.0 + \frac{(R-1)T_e}{R} & \text{for } T_e < T_s \end{cases} \xrightarrow{\text{Capping}} C_1 = \begin{cases} 1.5 & \text{for } T_e < 0.1 \text{ s} \\ 1.0 & \text{for } T_e \geq T_s \end{cases}$$
 در هر صورت مقدار C_1 نباید کوچکتر از ۱ و بزرگتر از مقدار آن براساس بند (۳-۱-۳) اختیار شود.



اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

3- ایرادات وارده به ضریب C_1 پیش استاندارد FEMA356

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{for } T_e \geq T_s \\ 1.0 + \frac{(R-1)T_e}{R} & \text{for } T_e < T_s \end{cases} \xrightarrow{\text{Capping}} C_1 = \begin{cases} 1.5 & \text{for } T_e < 0.1 \text{ s} \\ 1.0 & \text{for } T_e \geq T_s \end{cases}$$
 در هر صورت مقدار C_1 نباید کوچکتر از ۱ و بزرگتر از مقدار آن براساس بند (۳-۱-۳) اختیار شود.



اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

$$T_c \leq 0.2 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{25(R_u - 1)}{a}$$

$$0.2 < T_c < 1 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{R_u - 1}{aT_c^2}$$

$$T_c > 1 \rightarrow C_1 = 1$$

جدول (۳-۳): ضریب نوع زمین

IV و III	II	I	نوع زمین
60	90	130	a

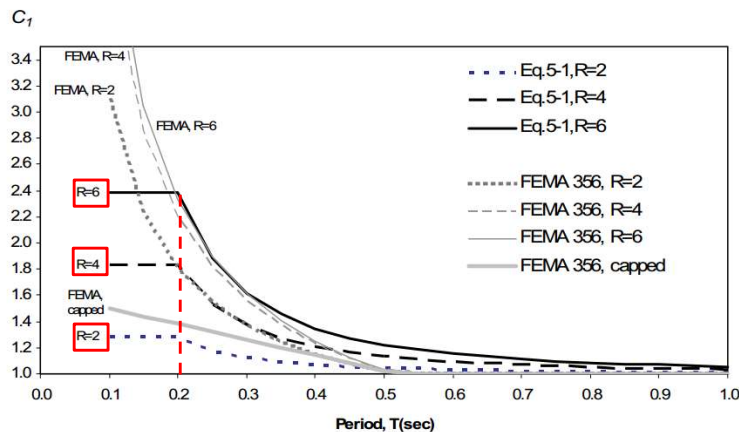
پیشنهاد ASCE41-06 برای ضریب C1:

۱- حذف Ts از رابطه و جایگزینی پارامتر a

۲- حذف Capping در محدودیت برای C1

۳- ارائه رابطه ساده شده زیر برای C1

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440



پیشنهاد ASCE41-06 برای

ضریب C1:

$$T_c \leq 0.2 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{25(R_u - 1)}{a}$$

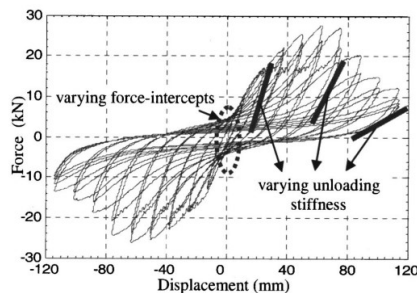
$$0.2 < T_c < 1 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{R_u - 1}{aT_c^2}$$

$$T_c > 1 \rightarrow C_1 = 1$$

جدول (۳-۳): ضریب نوع زمین

IV و III	II	I	نوع زمین
60	90	130	a

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440



- اثر کاهش سختی و مقاومت سیستم (C2)
جهت اعمال اثر لاغرشدگی منحنی‌های هیستریزیس (کاهش سختی و مقاومت)

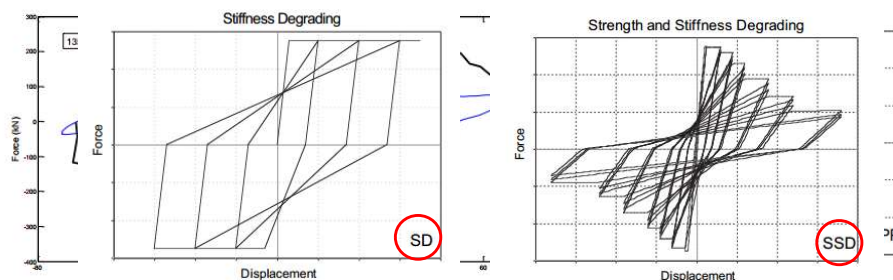
جدول (۳-۲): مقادیر ضریب C₂

T ≥ T _s		T ≤ ۰/۱		سطح عملکرد مورد نظر
قاب نوع دو	قاب نوع یک	قاب نوع دو	قاب نوع یک	
۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه
۱/۰	۱/۸	۱/۰	۱/۳	ایمنی جانی
۱/۰	۱/۲	۱/۰	۱/۵	استانهای فروریزش

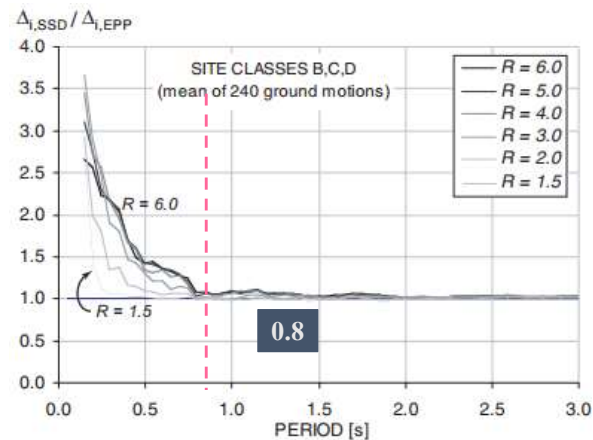
در این جدول قاب‌های نوع یک شامل سیستم‌های سازه‌ای هستند که در آن‌ها بیش از ۳۰٪ بار جانبی توسط اعضای حمل می‌شود که هنگام زلزله کاهش سختی و مقاومت دارند. قاب‌های خمشی معمولی، قاب‌های مهاربندی شده با محورهای متقارب، قاب‌های با اتصالات نیمه‌صلب، قاب‌های با مهاربندهای لاغر که فقط برای کشش طراحی شده‌اند، دیوارهای بنایی غیرمسلح و دیوارهای غیرشکل‌پذیر در برش از این نوع می‌باشند. سایر سیستم‌های سازه‌ای از نوع دو محسوب می‌شوند. برای مقادیر T بین ۰/۱ و T_s مقدار C₂ با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

- اثر کاهش سختی و مقاومت سیستم (C2)
جهت اعمال اثر لاغرشدگی منحنی‌های هیستریزیس (کاهش سختی و مقاومت)



FEMA-440 توسط FEMA-356 در اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در -اثر کاهش سختی و مقاومت سیستم (C2)



FEMA-440 توسط FEMA-356 در اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در -اثر کاهش سختی و مقاومت سیستم (C2)

جهت اعمال اثر لاغرشدگی منحنی‌های هیستریزیس (کاهش سختی و مقاومت)

جدول (۳-۳): مقادیر ضریب C_2

$T \geq T_s$		$T \leq 0.1$		سطح عملکرد موردنظر
قاب نوع دو	قاب نوع یک	قاب نوع دو	قاب نوع یک	
۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه
۱/۰	۱/۱	۱/۰	۱/۳	ایمنی جانی
۱/۰	۱/۲	۱/۰	۱/۵	آستانه‌ی فروریزش

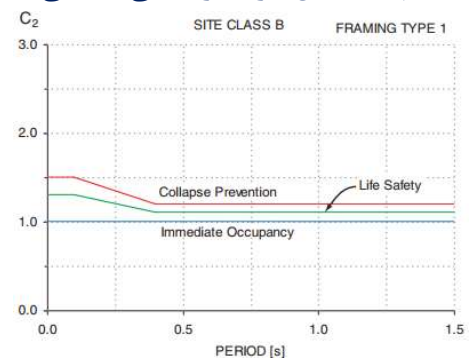
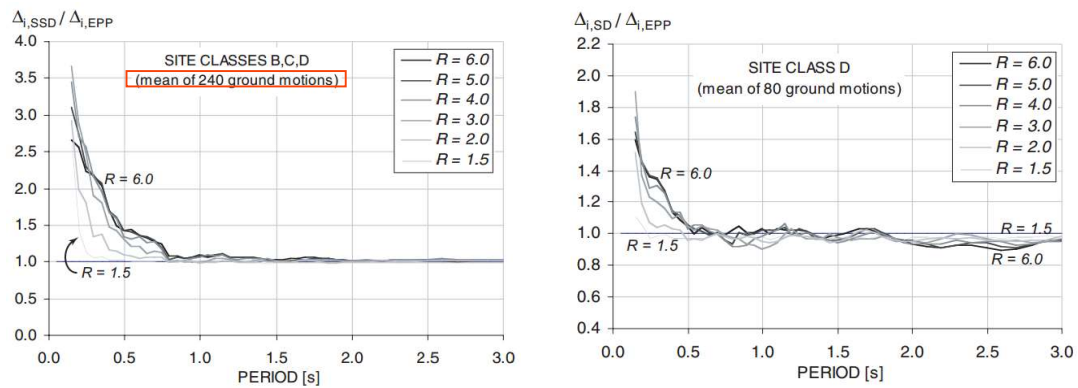


Figure 3-19 A sample variation of C_2 values in accordance with FEMA-356

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

-اثر کاهش سختی و مقاومت سیستم (C2)

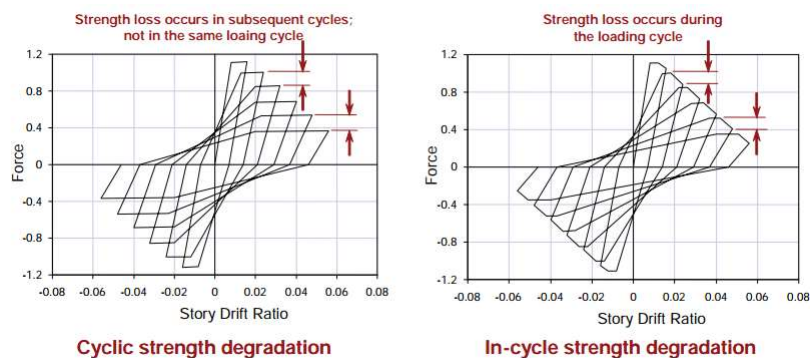
جهت اعمال اثر لاغرشدگی منحنی‌های هیستریزیس (کاهش سختی و مقاومت)



اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

-اثر کاهش سختی و مقاومت سیستم (C2)

جهت اعمال اثر جمع شدگی منحنی‌های هیستریزیس (کاهش سختی و مقاومت)

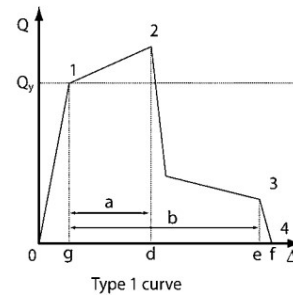
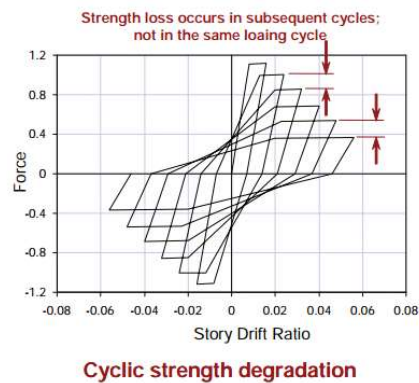


اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

-اثر کاهش سختی و مقاومت سیستم (C2)

جهت اعمال اثر لاغرشدگی منحنی‌های هیستریزیس (کاهش سختی و مقاومت)

تسلیم خمشی اعضای قابی یا دیوار برشی

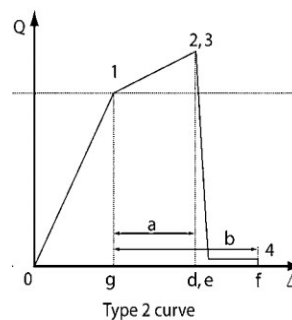
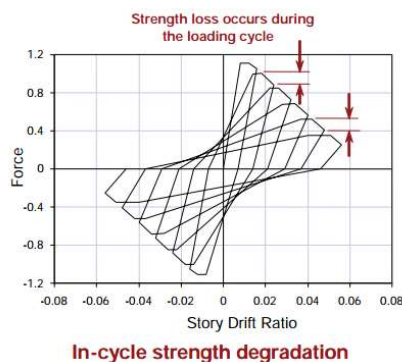


اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

-اثر کاهش سختی و مقاومت سیستم (C2)

جهت اعمال اثر لاغرشدگی منحنی‌های هیستریزیس (کاهش سختی و مقاومت)

تغییر شکل برشی در اتصالات



اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

-اثر کاهش سختی و مقاومت سیستم (C2)

- تحلیل‌های دینامیکی انجام شده مبین پایداری دینامیکی مدل رفتاری SSD(outcycle) حتی در سیستم‌های با شکل‌پذیری بالا نسبت به سیستم SSD(incycle) است.
- ناپایداری دینامیکی به خصوص در حرکات نزدیک با جهت‌پذیری پیش‌رونده، از مشکلات سیستم SSD(incycle) می‌باشد.
- معمولاً رفتار سیستم SSD(incycle) به رفتار ترد نزدیکتر است.
- کاهش سختی و یا مقاومت هر کدام به گونه‌ای متفاوت بر پاسخ سازه تأثیر می‌گذارند.
- به طور فاصله اثر کاهش دگرگونی پرفه‌ای SSD(outcycle) به جز برای مسوره پریدهای کوتاه و مقاومت پایین سبب افزایش جابجایی حرکت نمی‌گردد.

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

-اثر کاهش سختی و مقاومت سیستم (C2)

- استاندارد ASCE41-06 پیشنهاد می‌کند که ضریب C2 فقط برای نشان دادن اثرات کاهش سختی به کار رود و اثرات مقاومت با محدودیت‌هایی که اعمال می‌شود کنترل گردد.
- لذا به جای جدول ارائه شده توسط FEMA356 رابطه زیر توسط ASCE41-06 ارائه شده است:

$$T < 0.7 \quad \rightarrow \quad C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R_u - 1}{T_e} \right)^2$$

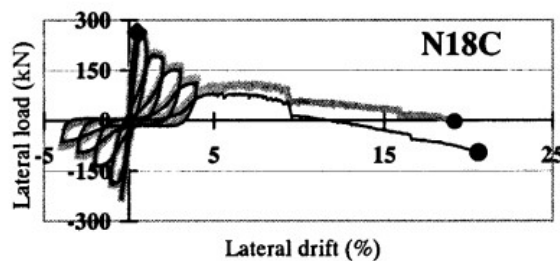
$$T \geq 0.7 \quad \rightarrow \quad C_2 = 1$$

$$R_u = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

-اثر کاهش سختی و مقاومت سیستم (C2)

سازه‌های متشکل از المان‌های SSD(incycle) نسبت به حرکات زمین به فصوص حرکت از نوع نزدیک دارای ناپایداری دینامیکی می‌باشد. در واقع در سازه‌هایی که مدل هاکم بر رفتار از نوع SSD(incycle) باشد، اعمال بارگذاری پوش آور نمی‌تواند ناپایداری دینامیکی این قبیل سازه‌ها را نشان دهد.



اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

-اثر کاهش سختی و مقاومت سیستم (C2)

شیب منفی پس تسلیم تحلیل پوش آرو

- ۱- تسلیم خمشی المان‌ها با رفتار SSD(incycle)
- ۲- تسلیم برشی و یا دیگر خرابی‌ها ناشی از SSD(outcycle)
- ۳- اثر P-Δ که به هر نحوی در هر سیستم سازه‌ای وجود دارد.

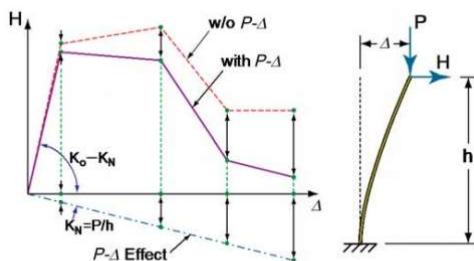


Figure 2-8 – Force-deformation curve with and without the P-Δ effect (PEER/ATC 2010).

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

-اثر کاهش سختی و مقاومت سیستم (C2)

شیب منفی پس تسلیم تحلیل پوش آور

اثر $P-\Delta$ به نوع بارگذاری بستگی ندارد و صرفاً به مشخصات مکانیکی سازه وابسته می باشد.

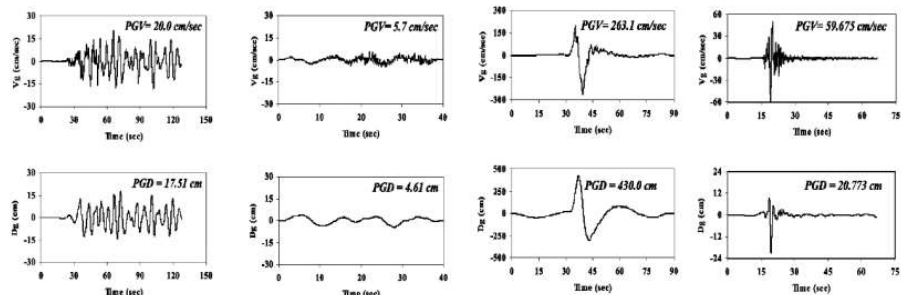
- در حالی که میزان رفتار $SSD(incycle)$ و $SSD(outcycle)$ توسط المانهای مربوط در شیب منفی پس مقاومت منفی کلی پوش آور سازه بستگی به میزان پخش تغییر شکل های غیر ارتعاشی در المانهای مزبور و طبیعت هر یک از حرکات زمین لرزه اعمالی دارد. حال که شیب منفی حاصل از $SSD(incycle)$ به تاریفه زمانی بارگذاری و یا در واقع نوع بار وارده بستگی دارد چگونه می توان اثر آن را در تحلیل پوش آور لحاظ نمود؟

باید اقرار نمود که به دلیل وابستگی اثر کاهندگی SSD به میزان توزیع خسارت در سازه و نوع بارگذاری وارده به آن، تحلیل پوش آور قابلیت مدل سازی این نوع کاهندگی را ندارد.

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

-اثر کاهش سختی و مقاومت سیستم (C2)

شیب منفی پس تسلیم تحلیل پوش آرو



جی جی ، ۱۹۹۹ (حوزه دور)

طیس ، ۱۹۷۸ (حوزه دور)

جی جی ، ۱۹۹۹ (حوزه نزدیک)

بم ، ۲۰۰۳ (حوزه نزدیک)

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

-اثر کاهش سختی و مقاومت سیستم (C2)

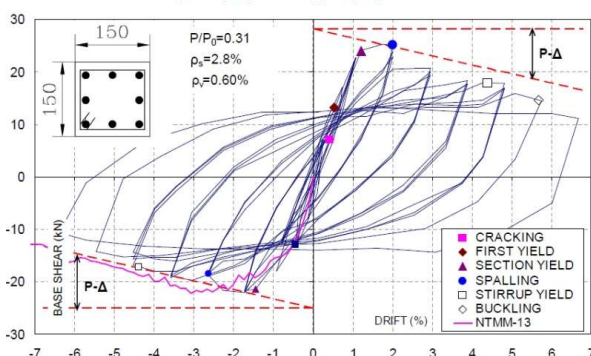
شیب منفی پس تسلیم تحلیل پوش آرو

شیب منفی حاصل از SSD(incycle) که به تاریخچه زمانی بارگذاری و یا در واقع نوع بار وارده بستگی دارد، چگونه می توان اثر آن را در تحلیل پوش آرو لحاظ نمود؟
جواب سوال فوق در استاندارد 41-06 براساس راه حل میانه و استفاده از نظر کاربر برآورد می شود. بدین گونه که شیب منفی پس مقاومت در منحنی پوش آرو به طریق زیر براساس نوع تحریک منعکس می شود:

$$\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta})$$

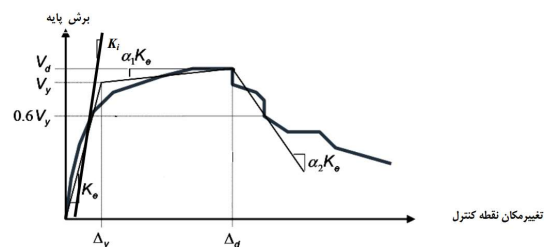
اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

$$\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta})$$



-اثر کاهش سختی و مقاومت سیستم (C2)

شیب منفی پس تسلیم تحلیل پوش آرو



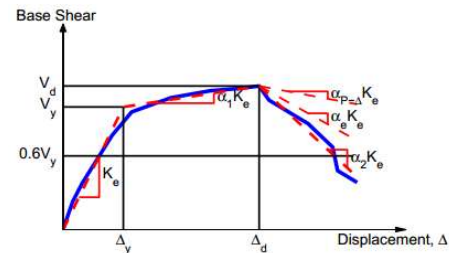
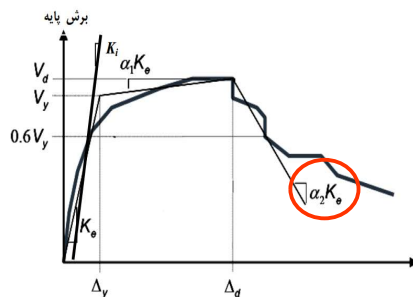
اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

$$\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta})$$

$$\lambda = \begin{cases} 0.8 & \leftarrow S_{x1} \geq 0.6 \\ 0.2 & \leftarrow S_{x1} < 0.6 \end{cases}$$

λ : ضریب تاثیر حوزه نزدیک

S_{x1} مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب ۱ ثانیه برای زلزله سطح خطر ۲ میباشد که در صورت عدم وجود طیف ساختمانی می تواند از ۱/۵ برابر مقدار AB طیف استاندارد ۲۸۰۰ در زمان تناوب ۱ ثانیه استفاده گردد.



Idealized force-deformation curve in ASCE-41

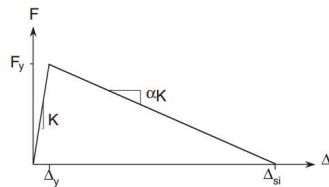
اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

سوالاتی که با این تفاسیر بی جواب می باشند:

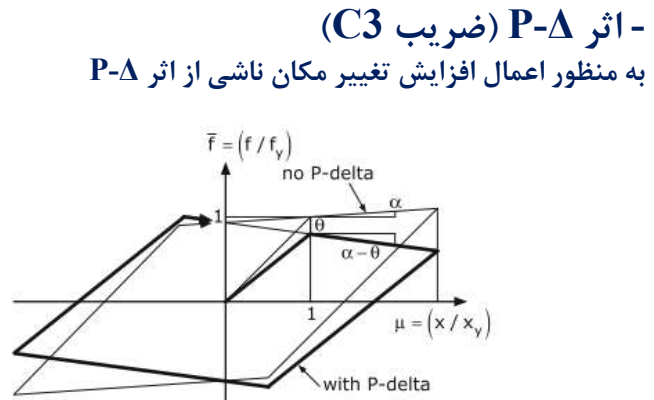
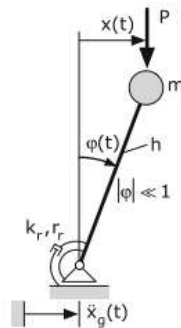
- ۱- آیا می توان بر اساس اطلاعات منفی ظرفیت سازه و میزان تغییر شکل های غیر ارتجاعی هر یک از مولفه های SSD(incycle) و SSD(outcycle) در المان های سازه ای میزان مشارکت دو رفتار را در شیب پس مقاومت سازه تعیین زد؟ (ضریب λ)
- ۲- آیا با اعمال پرفه های بارگذاری در بازه ثابت جابجایی می توان به سوال بالا جواب داد؟
- ۳- رفتار SSD(incycle) چگونه باعث ناپایداری دینامیکی در مدل می شود؟
- ۴- اثر ناپایداری دینامیکی در تحلیل پوش آور چگونه وارد می شود و در این تحلیل از کجا می توان پی برد که سازه دچار ناپایداری دینامیکی شده است؟
- ۵- راهکارهای عملی برای شرکت کاهندگی SSD(incycle) در تحلیل تاریفچه زمانی چیست و چگونه می توان این اثر را در مدل سازه اعمال کرد؟

...

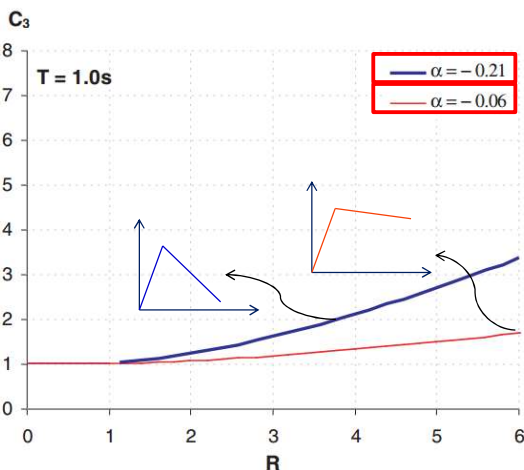
اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440



$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha| [R-1]^{1.5}}{T_c}$$



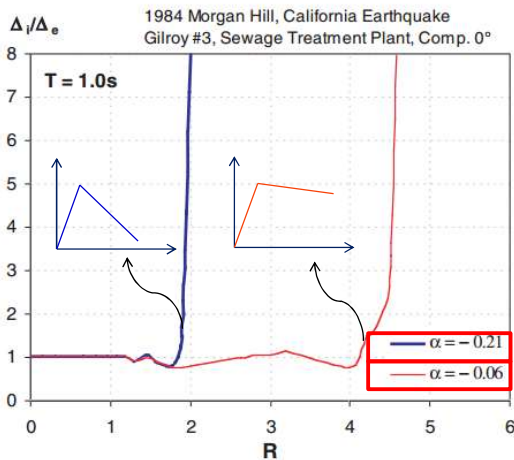
اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440



$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha| [R-1]^{1.5}}{T_c}$$

مطالعات نشان می‌دهد که سیستم‌هایی که با شیب پس تسلیم منفی ناشی از P-Δ می‌باشند تحت تحریک رکوردهای زلزله، همانند سیستم‌هایی که دارای زوال درون سیکلی (incycle) هستند ممکن است ناپایداری دینامیکی از خودشان نشان دهند.

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440



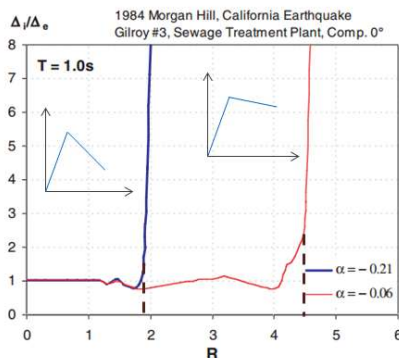
- اثر P-Δ (ضریب C3)

به منظور اعمال افزایش تغییر مکان ناشی از اثر P-Δ

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha| [R - 1]^{1.5}}{T_c}$$

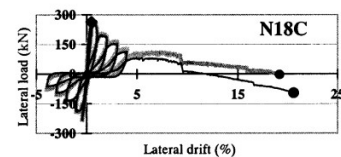
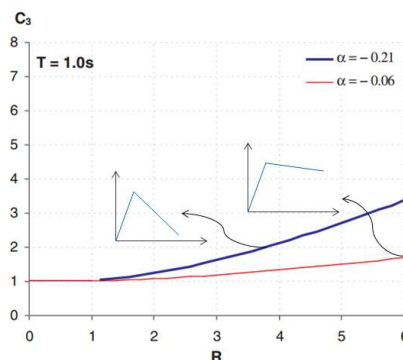
مطالعات نشان می‌دهد که سیستم‌هایی که با شیب پس تسلیم منفی ناشی از P-Δ می‌باشند تحت تحریک رکوردهای زلزله، همانند سیستم‌هایی که دارای زوال درون سیکلی (incycle) هستند ممکن است ناپایداری دینامیکی از خودشان نشان دهند.

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440

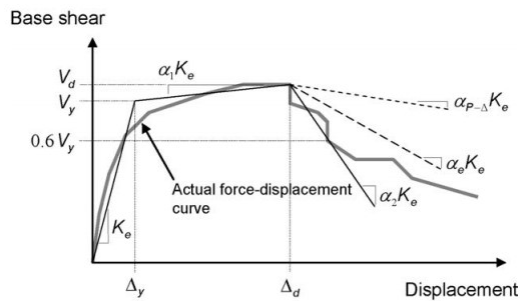


- اثر P-Δ (ضریب C3)

به منظور اعمال افزایش تغییر مکان ناشی از اثر P-Δ



اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440



اثر P- Δ (ضریب C3)

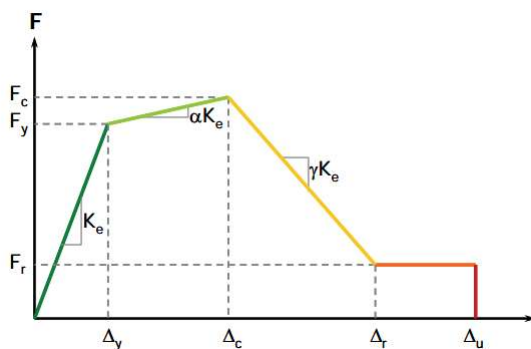
به منظور اعمال افزایش تغییر مکان ناشی از اثر P- Δ

$$R_{max} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} + \frac{\alpha_e^{-t}}{4}$$

$$t = 1 + 0.15 \ln T$$

$$\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta})$$

اصلاح ضرایب تغییر مکان هدف در FEMA-356 توسط FEMA-440



اثر P- Δ (ضریب C3)

به منظور اعمال افزایش تغییر مکان ناشی از اثر P- Δ

$$R_{di} = \left(\frac{\Delta_c}{\Delta_y} \right)^a + b \frac{T_e}{3|\gamma|} + \frac{F_r}{F_c} \left(\frac{\Delta_u - \Delta_r}{\Delta_y} \right) \sqrt[3]{T_e}$$

$$a = 1 - \exp(-dT_e)$$

$$b = 1 - \left(\frac{F_r}{F_c} \right)^2$$

Coefficients for Use in Equations for Effective Damping			
Coefficient	Current Specification	Modification	Purpose of Coefficient
C_1	1.0 for $T_e \geq T_s$ [1.0 + (R-1)T _s /T _e]/R for $T_e < T_s$	$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT^2}$ where a = 130 for site class B 90 for site class C 60 for site class D	Convert max. elastic displacement to estimate for inelastic system
C_1 (with short T "cap")	1.5 for $T_e < 0.1s$ interpolating to 1.0 for $T_e \geq T_s$	Not recommended	
C_2 (degrading systems)	Immediate Occupancy 1.0 Life Safety 1.3 for $T \leq 0.1$ interpolating to 1.1 for $T \geq T_s$ Collapse Prevention 1.5 for $T \leq 0.1$ interpolating to 1.2 for $T \geq T_s$	$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left[\frac{R-1}{T} \right]^2$ recommended only for structures with significant stiffness and/or strength degradation	Hysteretic pinching Cyclic degradation
C_2 (non-degrading systems)	1.0	1.0	
C_3	$1.0 + \frac{ \alpha (R-1)^{3/2}}{T_e}$	Eliminate in favor of strength limit	P-Δ In-cycle degradation

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target}) استاندارد ۲۸۰۰ و نشریه ۳۶۰

چرا در فرمول محاسبه جابجایی هدف در استاندارد ۲۸۰۰ ضریب C_2 وجود ندارد؟

فرمول
جابجایی هدف
در استاندارد
۲۸۰۰

 \Rightarrow

$$C_2 = 1.0$$

 \Rightarrow

$$\delta_t = C_0 C_1 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

فرمول
جابجایی هدف
در نشریه ۳۶۰

 \Rightarrow

$$C_2 = \begin{cases} 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R_u - 1}{T_e} \right)^2 & T < 0.7 \\ 1.0 & T > 0.7 \end{cases}$$

 \Rightarrow

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target}) - استاندارد ۲۸۰۰

چرا در فرمول محاسبه جابجایی هدف در استاندارد ۲۸۰۰ ضریب C2 وجود ندارد؟

$$\delta_{target} = C_0 C_1 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

$$T_e \geq T_s \rightarrow C_1 = 1.0$$

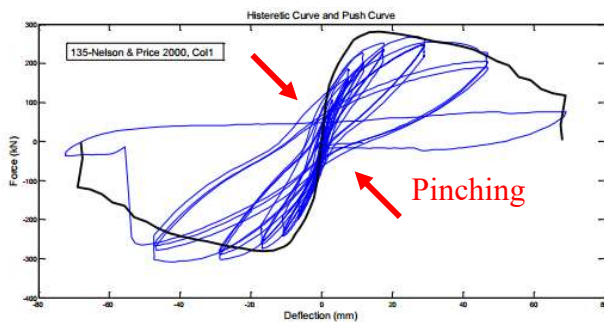
$$T_e < T_s \rightarrow C_1 = \frac{1.0 + [R_d - 1] \frac{T_s}{T_e}}{R_d}$$

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{1,i}^2}$$

ضریب C2 مربوط به کاهش سفتی در رفتار غیرخطی و جمع‌شدگی منفی هیستریزس عضو می‌باشد. استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه‌های طرح از ابتدا بوده و در صورتی که طراحی لرزه‌ای و اجرای سازه به صورت مطلوب انجام شود کاهش سفتی و جمع‌شدگی در منفی هیستریزس المان‌ها وجود نداشته و ضریب C2 برابر با یک خواهد بود.

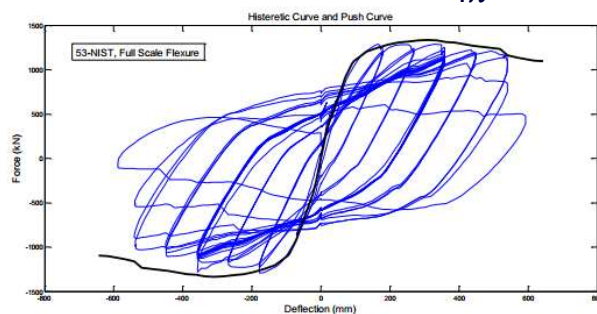
۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target}) - استاندارد ۲۸۰۰

چرا در فرمول محاسبه جابجایی هدف در استاندارد ۲۸۰۰ ضریب C2 وجود ندارد؟



المان دارای زوال سختی و جمع‌شدگی قابل ملاحظه در منفی هیستریزس

$$\delta_{target} = C_0 C_1 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$



المان دارای زوال سختی و جمع‌شدگی قابل قبول در منفی هیستریزس

۲- محاسبه تغییرمکان هدف (δ_{target}) - استاندارد ۲۸۰۰

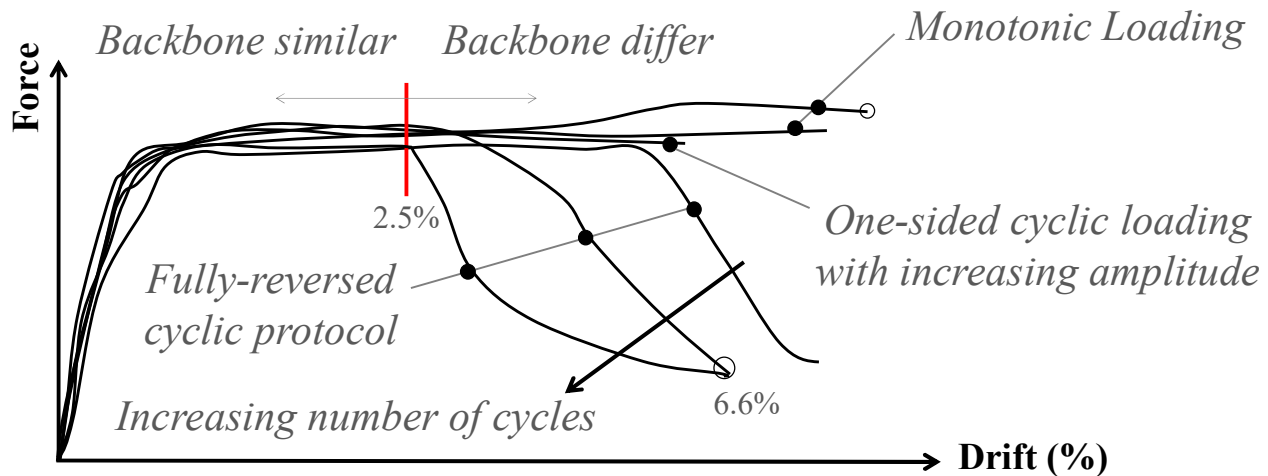
مطابق با بند ۳-۴-۳-۱-۱-۳-۱-۱ نشریه ۳۶۰ بایستی سازه تا ۱/۵ برابر جابجایی هدف پوش شود و براساس بند ۳-۱۲-۱ استاندارد ۲۸۰۰ بایستی سازه تا ۱/۲۵ برابر جابجایی هدف پوش شود. آیا کنترل سطح عملکرد مفاصل پلاستیک در این جابجایی غیراقتصادی و غیرمنطقی نیست؟ اصولاً چرا آئین نامه به این بند اشاره کرده است؟ و چرا این ضریب در داخل خود فرمول جابجایی هدف ارائه نشده است؟

<p>نشریه ۳۶۰ - ۱۳۹۲</p> <p>۳-۴-۳-۳ روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ۳-۴-۳-۱-۳-۴-۳ ملاحظات خاص مدل سازی و تحلیل</p> <p>۳-۴-۳-۱-۱-۳-۴-۳ کلیات - رابطه بین برش پایه و تغییرمکان نقطه کنترل باید برای هرگام افزایش نیروهای جانبی تا رسیدن به <u>تغییرمکانی حداقل ۱/۵ برابر تغییرمکان هدف</u> ثبت شود.</p>	<p>استاندارد ۲۸۰۰</p> <p>۱۲-۳ معیارهای پذیرش ۱-۱۲-۳ طراحی سازه باید به نحوی انجام شده باشد که مقاومت سازه در نقطه رسیدن به تغییرمکانی معادل ۱۲۵ درصد تغییرمکان هدف، کمتر از برش پایه جاری شدن مؤثر سازه V_y نباشد.</p>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

۲- محاسبه تغییرمکان هدف (δ_{target}) - استاندارد ۲۸۰۰

<p>ASCE 41-17 7.4.3.2 Modeling and Analysis Considerations for NSP The relation between base shear force and lateral displacement of the control node shall be established for control node displacements ranging between 0 and 150% of the target displacement, δ_r.</p> <p>FEMA 356 3.3.3.2 Modeling and Analysis Considerations 3.3.3 Nonlinear Static Procedure The relation between base shear force and lateral displacement of the control node shall be established for control node displacements ranging between zero and <u>150% of the target displacement, δ_r.</u></p>	<p>مطابق با بند 7.4.3.2 استاندارد ASCE41-17 و بند 3.3.3.2 در دستورالعمل FEMA356 بایستی سازه تا ۱/۵ برابر جابجایی هدف پوش شود، آیا کنترل سطح عملکرد مفاصل پلاستیک در این جابجایی غیراقتصادی و غیرمنطقی نیست؟ اصولاً چرا آئین نامه به این بند اشاره کرده است؟ و چرا این ضریب در داخل خود فرمول جابجایی هدف ارائه نشده است؟</p>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target}) - استاندارد ۲۸۰۰

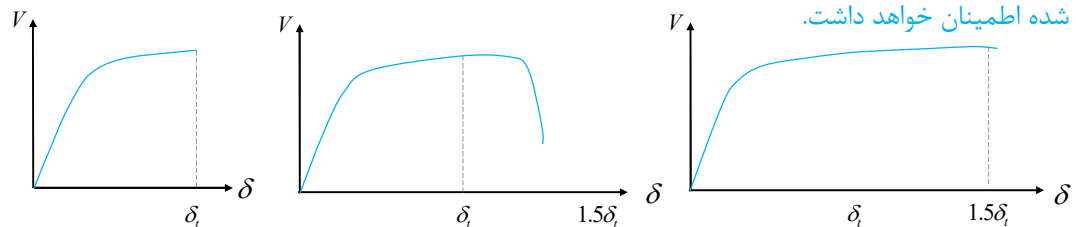


۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target}) - استاندارد ۲۸۰۰

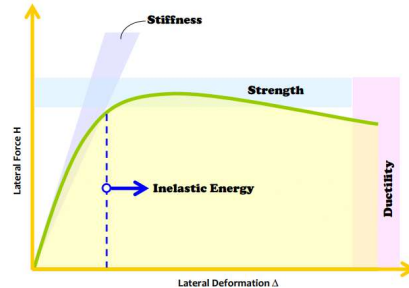
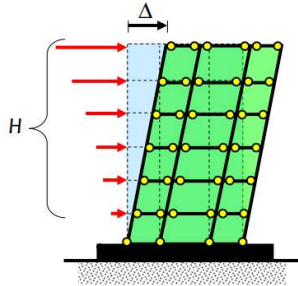
پاسخ: این بند صرفاً به عنوان توصیه آئین‌نامه‌ای بوده که بنا به دلیل زیر ارائه شده است:

اصولاً تحلیل استاتیکی غیرخطی با عدم قطعیت‌های بسیار زیادی همراه است (اعمال جابجایی به سازه به جای وارد کردن شتاب و نیرو، مونوتونیک بودن بارگذاری و ...) به همین دلیل برای اشراف کامل به رفتار سازه و اطمینان از دوام باربری و دوام عملکرد مقاومتی، آئین‌نامه‌ها پیشنهاد می‌کنند که سازه بیشتر از مقدار تغییر مکان هدف پوش شود. این توصیه به این معنی نیست که کنترل سطح عملکرد مفاصل هم با این تغییر مکان انجام شود بلکه همه کنترل‌های آئین‌نامه‌ای در تغییر مکان هدف صورت خواهد گرفت و برای پوشش عدم قطعیت‌های مذکور و اطمینان از دوام باربری سازه پیشنهاد می‌شود تا سازه به اندازه $1/5$ برابر مقدار جابجایی هدف پوش شود و در این مسیر **دچار افت مقاومت قابل ملاحظه** نگردد.

با توجه به نمودارهای بالا اگر سازه تا $1/5$ برابر جابجایی هدف دچار افت مقاومت نشود آئین‌نامه از پشتیبانی عدم قطعیت‌های ذکر شده اطمینان خواهد داشت.



مراحل انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی



✓ ۱- انتخاب نقطه کنترل (مرکز جرم بام)

✓ ۲- محاسبه تغییر مکان هدف (Δ_{target})

۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

۴- تعریف مفاصل پلاستیک

۵- آنالیز و رفع مشکل عدم همگرایی

۶- کنترل و تفسیر نتایج آنالیز

۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

۸-۲-۳- ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی

در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی، حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی، Q_G ، باید از روابط زیر محاسبه شود: **الگوی بار ثقلی در نشریه ۳۶۰ (۱۳۸۵)**

$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_L] \quad (۱-۳)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (۲-۳)$$

که در آن Q_D بار مرده و Q_L بار زنده موثر بر اساس استاندارد ۵۱۹ می باشد.

۸-۲-۳- ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی

در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی، حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی، Q_G ، باید از روابط زیر محاسبه شود: **الگوی بار ثقلی در نشریه ۳۶۰ (۱۳۹۲)**

$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_L] \quad (۱-۳)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (۲-۳)$$

که در آن Q_D بار مرده و Q_L معادل ۲۵٪ بار زنده طراحی کاهش نیافته است که نباید از بار زنده واقعی موجود در هنگام ارزیابی کمتر باشد.

۳- تعریف الگوی بار ثقیلی و جانبی

الگوی بار ثقیلی در پیوست ۲ استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)

۲-۱ قبل از انجام تحلیل غیرخطی می‌باید بار ثقیلی مطابق با ضرایب ترکیب بار مربوطه به مدل سازه اعمال گردد.

تبصره: ترکیب بارهای ثقیلی عبارت از $L + 1/2D$ و $0.9D$ می‌باشند که در آنها D بار مرده و L بار زنده است. بار زنده بر طبق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان محاسبه می‌شود. ضمناً در مواردی که بار زنده گسترده کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است، کاهش این بار تا ۵۰٪ مجاز است.

۳- تعریف الگوی بار ثقیلی و جانبی

FEMA 356

3.2.8 Component Gravity Loads for Load Combinations

The following component gravity forces, Q_G , shall be considered for combination with seismic loads.

When the effects of gravity and seismic loads are additive, the gravity loads shall be obtained in accordance with Equation (3-3).

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (3-3)$$

When the effects of gravity and seismic loads are counteracting, the gravity loads shall be obtained in accordance with Equation (3-4).

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (3-4)$$

where:

Q_D = Dead-load (action).

Q_L = Effective live load (action), equal to 25% of the unreduced design live load, but not less than the actual live load.

Q_S = Effective snow load (action) contribution to W , specified in Section 3.3.1.3.1.

۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

ASCE 41-06

3.2.8 Component Gravity Loads for Load Combinations

The following actions due to gravity loads, Q_G , shall be considered for combination with actions due to seismic loads.

Where the effects or actions of gravity and seismic loads are additive, the action due to design gravity loads, Q_G , shall be obtained in accordance with Eq. 3-2:

$$Q_G = 1.1 (Q_D + Q_L + Q_S) \quad (\text{Eq. 3-2})$$

where

Q_D = action due to design dead loads;

Q_L = action due to design live load, equal to 25% of the unreduced design live load, but not less than the actual live load; and

Q_S = action due to effective snow load contribution.

Where the effects or actions of gravity and seismic loads are counteracting, the action due to design gravity loads, Q_G , shall be obtained in accordance with Eq. 3-3:

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (\text{Eq. 3-3})$$

where

Q_D = action due to design dead loads.

Where the design flat roof snow load calculated in accordance with ASCE 7 (ASCE 2005) exceeds 30 psf, the effective snow load shall be taken as 20% of the design snow load. Where the design flat roof snow load is less than 30 psf, the effective snow load shall be permitted to be zero.

۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

ASCE 41-13

7.2.2 Component Gravity Loads and Load Combinations

For linear procedures, the following actions caused by gravity loads, Q_G , shall be considered for combination with actions caused by seismic forces.

Where the effects or actions of gravity loads and seismic forces are additive, the action caused by gravity loads, Q_G , shall be obtained in accordance with Eq. (7-1):

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (7-1)$$

where Q_D = Action caused by dead loads;

Q_L = Action caused by live load, equal to 25% of the unreduced live load obtained in accordance with ASCE 7 but not less than the actual live load; and

Q_S = Action caused by effective snow load.

Where the effects or actions of gravity loads and seismic forces are counteracting, the action caused by gravity loads, Q_G , shall be obtained in accordance with Eq. (7-2):

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (7-2)$$

Where the flat roof snow load calculated in accordance with ASCE 7 exceeds 30 lb/ft², the effective snow load shall be taken as 20% of the calculated snow load. Where the flat roof snow load is less than 30 lb/ft², the effective snow load shall be permitted to be zero.

For nonlinear procedures, the following actions caused by gravity loads, Q_G , in accordance with Eq. (7-3) shall be considered for combination with actions caused by seismic forces:

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S \quad (7-3)$$

where Q_D , Q_L , and Q_S are as defined for Eq. (7-1) above.

۳- تعریف الگوی بار ثقیلی و جانبی

ASCE 41-17

7.2.2 Component Gravity Loads and Load Combinations. For linear procedures, the following actions caused by gravity loads, Q_G , shall be considered for combination with actions caused by seismic forces.

Where the effects or actions of gravity loads and seismic forces are additive, the action caused by gravity loads, Q_G , shall be obtained in accordance with Eq. (7-1):

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (7-1)$$

where

Q_D = Action caused by dead loads;

Q_L = Action caused by live load, equal to 25% of the unreduced live load obtained in accordance with ASCE 7 but not less than the actual live load; and

Q_S = Action caused by effective snow load.

Where the effects or actions of gravity loads and seismic forces are counteracting, the action caused by gravity loads, Q_G , shall be obtained in accordance with Eq. (7-2):

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (7-2)$$

Where the flat roof snow load calculated in accordance with ASCE 7 exceeds 30 lb/ft^2 (1.44 kN/m^2), the effective snow load shall be taken as 20% of the calculated snow load. Where the flat roof snow load is less than 30 lb/ft^2 (1.44 kN/m^2), the effective snow load shall be permitted to be zero.

For nonlinear procedures, the following actions caused by gravity loads, Q_G , in accordance with Eq. (7-3) shall be considered for combination with actions caused by seismic forces:

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S \quad (7-3)$$

where Q_D , Q_L , and Q_S are as defined for Eq. (7-1).

۳- تعریف الگوی بار ثقیلی و جانبی

ASCE 41-17

$$1\text{lb} = 0.453592\text{kg}$$

$$1\text{ft} = 0.3048\text{m}$$

$$1 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} = \frac{0.453592\text{kg}}{(0.3048\text{m})^2} = 4.8824 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\Rightarrow 30 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} = 146.472 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Where the effects or actions of gravity loads and seismic forces are counteracting, the action caused by gravity loads, Q_G , shall be obtained in accordance with Eq. (7-2):

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (7-2)$$

Where the flat roof snow load calculated in accordance with ASCE 7 exceeds 30 lb/ft^2 (1.44 kN/m^2), the effective snow load shall be taken as 20% of the calculated snow load. Where the flat roof snow load is less than 30 lb/ft^2 (1.44 kN/m^2), the effective snow load shall be permitted to be zero.

۶-۱ بار برف زمین

بار برف زمین، P_g ، وزن لایه برف بر روی سطح افقی زمین است که، بر اساس آمار موجود در منطقه، احتمال تجاوز از آن در سال دو درصد باشد (دوره بازگشت ۵۰ سال).

منطقه ۱- برف بسیار کم (نادر)	۰/۲۵ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۲- برف کم	۰/۵ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۳- برف متوسط	۱ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۴- برف زیاد	۱/۵ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۵- برف سنگین	۲ کیلونیوتن بر متر مربع
منطقه ۶- برف فوق سنگین	۳ کیلونیوتن بر متر مربع

۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی در تحلیل پوش آور

نشریه ۳۶۰ (۱۳۹۲) ASCE 41-17

$$G_1 = 1.1(D + L + S)$$

$$G_1 = 1.1D + 1.1LP + 1.1 \times 0.25L + 0 = 1.1D + 1.1LP + 0.275L$$

$$G_2 = 0.9D$$

$$G_2 = 0.9D + 0.9LP$$

۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی در تحلیل پوش آور

استاندارد ۲۸۰۰

$$1) G_1 = 1.2D + 1.0L$$

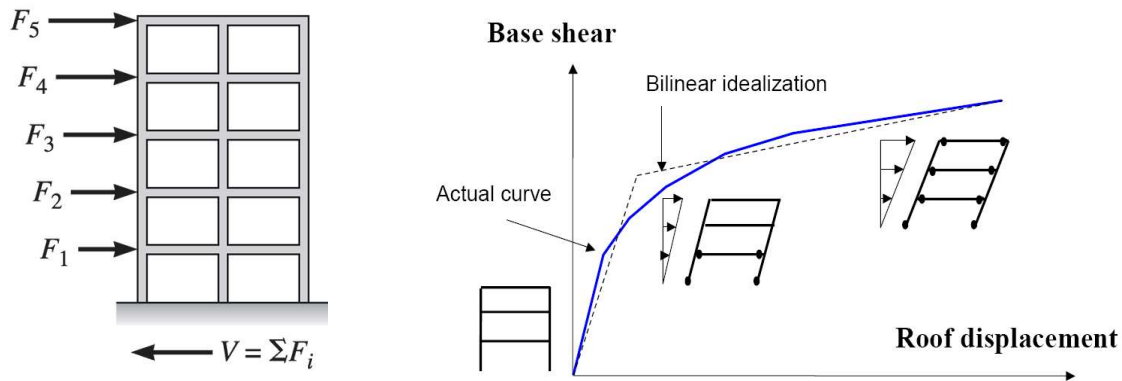
$$G_1 = 1.2D + 1.2LP + 1.0 \times 0.5L = 1.2D + 1.2LP + 0.5L$$

$$G_2 = 0.9D$$

$$G_2 = 0.9D + 0.9LP$$

۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

سازه مورد نظر برای رسیدن به (δ_{target}) مناسبه شده چگونه و با چه الگوی باری پوشش خواهد شد؟



۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

نشریه ۳۶۰-۱۳۸۵

۳-۳-۱-۳- توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییر شکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. به همین جهت باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی به شرح زیر، بر روی سازه اعمال شود.

۱- توزیع نوع اول

به عنوان توزیع نوع اول باید بار جانبی به یکی از سه روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود. برای سازه‌هایی که دارای زمان تناوب اصلی بزرگ‌تر از یک ثانیه هستند فقط می‌توان از روش سوم این نوع توزیع بار استفاده نمود.

۱-۱- توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی مطابق رابطه (۳-۱)، از این توزیع هنگامی می‌توان استفاده نمود که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در مود ارتعاشی اول درجهت موردنظر مشارکت کند. در صورت انتخاب این توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یکنواخت انتخاب شود.

۲-۱- توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش درجهت موردنظر، از این توزیع زمانی می‌توان استفاده نمود که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در این مود مشارکت کند.

۳-۱- توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی، برای این منظور تعداد مودهای ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شود که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند.

۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

نشریه ۳۶۰-۱۳۸۵

۳-۳-۱-۳- توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییرشکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. به همین جهت باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی به شرح زیر، بر روی سازه اعمال شود.

۲- توزیع نوع دوم

به عنوان توزیع نوع دوم باید بار جانبی به یکی از دو روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود.

۱-۲- توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود.

۲-۲- توزیع متغیر که در آن توزیع بار جانبی برحسب وضعیت رفتار غیرخطی مدل سازه در هر گام افزایش بار با استفاده از یک

روش معتبر تغییر داده می‌شود.

۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

FEMA 356

3.3.3.2.3 Lateral Load Distribution

Lateral loads shall be applied to the mathematical model in proportion to the distribution of inertia forces in the plane of each floor diaphragm. For all analyses, at least two vertical distributions of lateral load shall be applied. One pattern shall be selected from each of the following two groups:

1. A modal pattern selected from one of the following:

- 1.1. A vertical distribution proportional to the values of C_{vx} given in Equation (3-12). Use of this distribution shall be permitted only when more than 75% of the total mass participates in the fundamental mode in the direction under consideration, and the uniform distribution is also used.
- 1.2. A vertical distribution proportional to the shape of the fundamental mode in the direction under consideration. Use of this distribution shall be permitted only when more than 75% of the total mass participates in this mode.
- 1.3. A vertical distribution proportional to the story shear distribution calculated by combining modal responses from a response spectrum analysis of the building, including sufficient modes to capture at least 90% of the total building mass, and using the appropriate ground motion spectrum. This distribution shall be used when the period of the fundamental mode exceeds 1.0 second.

2. A second pattern selected from one of the following:

- 2.1. A uniform distribution consisting of lateral forces at each level proportional to the total mass at each level.
- 2.2. An adaptive load distribution that changes as the structure is displaced. The adaptive load distribution shall be modified from the original load distribution using a procedure that considers the properties of the yielded structure.

۳- تعریف الگوی بار ثقیلی و جانبی

نشریه ۳۶۰-۱۳۹۲

۳-۴-۳-۱-۲- توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی در مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییرشکل و تیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. توزیع بار جانبی باید متناسب با دو نوع توزیع زیر، به سازه اعمال شود.

۱- توزیع نوع اول: توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت مورد نظر

۲- توزیع نوع دوم: توزیع یکتواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود.

در صورتیکه ساختمان بر اساس یکی از ویرایش‌های استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده باشد، اعمال توزیع بار جانبی نوع دوم (توزیع یکتواخت) ضرورتی ندارد.

۳- تعریف الگوی بار ثقیلی و جانبی

ASCE 41-06

3.3.3.2.4 Lateral Load Distribution Lateral loads shall be applied to the mathematical model in proportion to the distribution of inertia forces in the plane of each floor diaphragm. The vertical distribution of these forces shall be proportional to the shape of the fundamental mode in the direction under consideration.

C3.3.3.2.4 Lateral Load Distribution The distribution of lateral inertial forces determines relative magnitudes of shears, moments, and deformations within the structure. The actual distribution of these forces is expected to vary continuously during earthquake response as portions of the structure yield and stiffness characteristics change. The extremes of this distribution will depend on the severity of the earthquake shaking and the degree of nonlinear response of the structure. Use of more than one lateral load pattern has been used in the past as a way to bound the range of design actions that may occur during actual dynamic response. Recent research [FEMA 440 (FEMA 2005)] has shown that multiple load patterns do little to improve the accuracy of nonlinear static procedures and that a single pattern based on the first mode shape is recommended.

۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

ASCE 41-13

7.4.3.2.3 *Lateral Load Distribution for NSP* Lateral loads shall be applied to the mathematical model in proportion to the distribution of mass in the plane of each floor diaphragm. The vertical distribution of these forces shall be proportional to the shape of the fundamental mode in the direction under consideration.

C7.4.3.2.3 *Lateral Load Distribution for NSP* The distribution of lateral inertial forces determines relative magnitudes of shears, moments, and deformations within the structure. The actual distribution of these forces is expected to vary continuously during earthquake response as portions of the structure yield and stiffness characteristics change. The extremes of this distribution depend on the severity of the earthquake shaking and the degree of nonlinear response of the structure. More than one seismic force pattern has been used in the past as a way to bound the range of actions that may occur during actual dynamic response. Research in FEMA 440 (2005) has shown that multiple force patterns do little to improve the accuracy of nonlinear static procedures and that a single pattern based on the first mode shape is recommended.

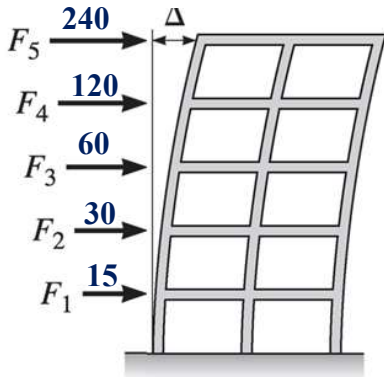
۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

ASCE 41-17

7.4.3.2.3 *Lateral Load Distribution for NSP*. Lateral loads shall be applied to the mathematical model in proportion to the distribution of mass in the plane of each floor diaphragm. The vertical distribution of these forces shall be proportional to the shape of the fundamental mode in the direction under consideration.

۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

سازه مورد نظر برای رسیدن به (δ_{target}) مناسبه شده چگونه و با چه الگوی باری پوشش خواهد شد؟



$$\delta_{target} = 20cm$$

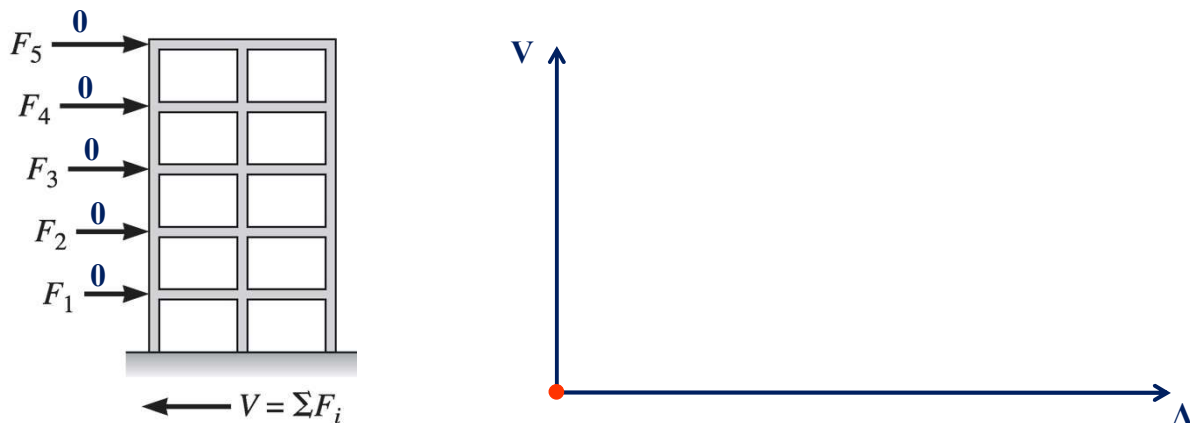
Number of Steps : 10

$$\Delta @ \text{ Step} = 2cm$$

۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

Step 0

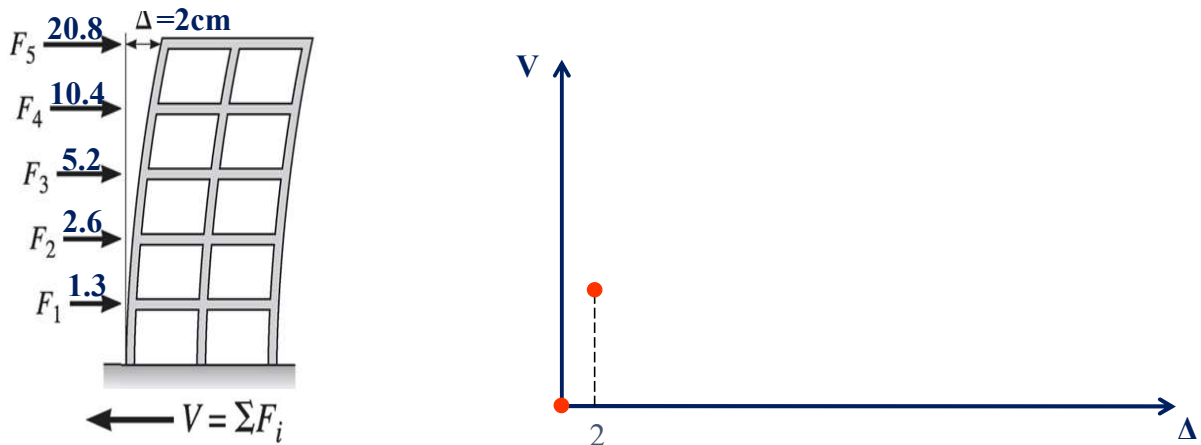
سازه مورد نظر برای رسیدن به (δ_{target}) مناسبه شده چگونه و با چه الگوی باری پوشش خواهد شد؟



۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

Step 1

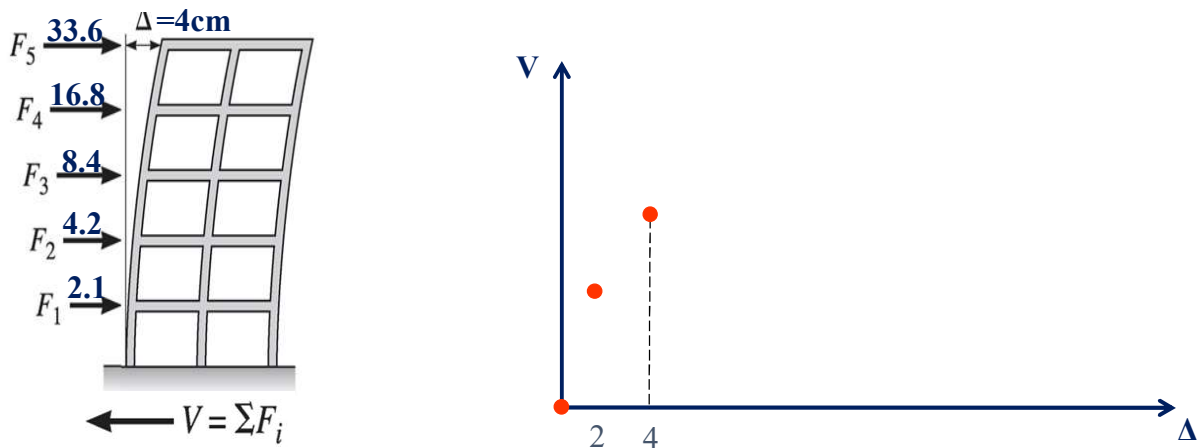
سازه مورد نظر برای رسیدن به (δ_{target}) مناسبه شده چگونه و با چه الگوی باری پوش خواهد شد؟



۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

Step 2

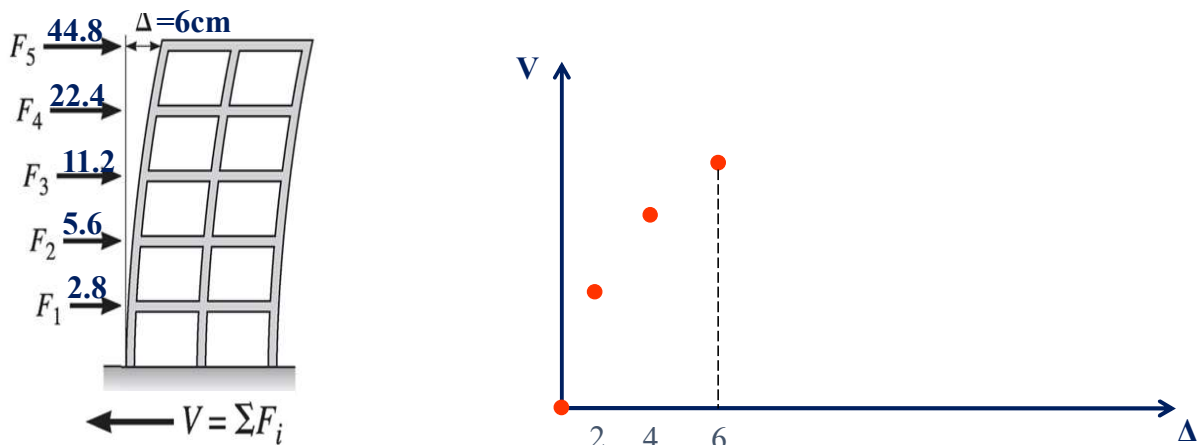
سازه مورد نظر برای رسیدن به (δ_{target}) مناسبه شده چگونه و با چه الگوی باری پوش خواهد شد؟



۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

Step 3

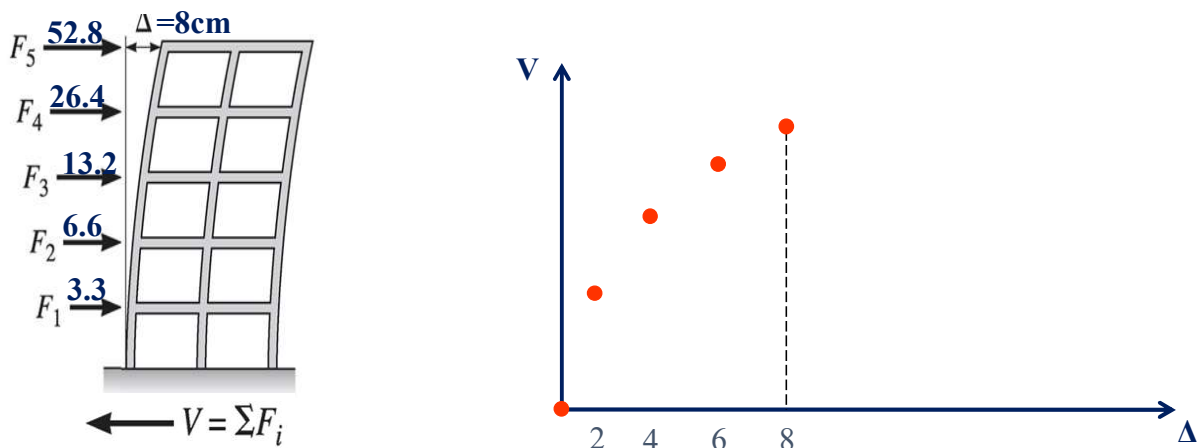
سازه مورد نظر برای رسیدن به (δ_{target}) مناسبه شده چگونه و با چه الگوی باری پوش خواهد شد؟



۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

Step 4

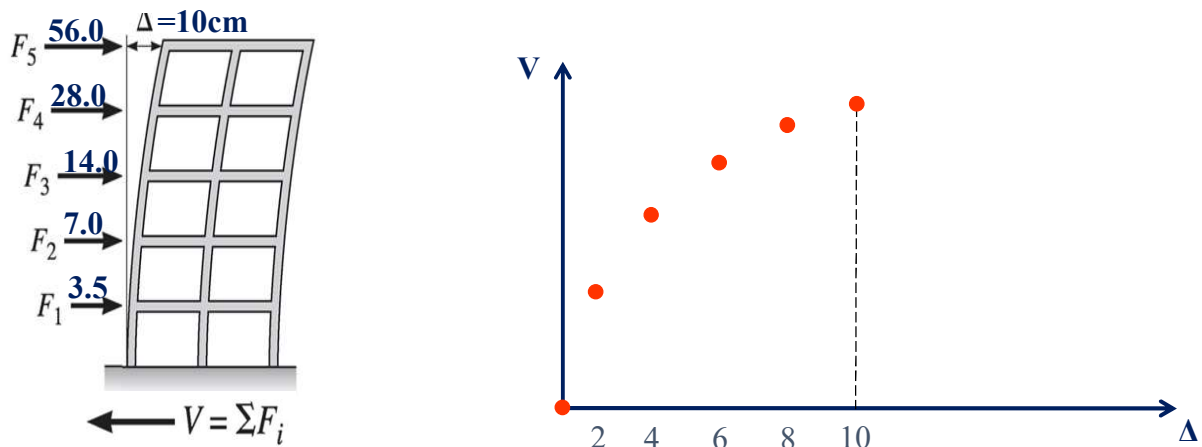
سازه مورد نظر برای رسیدن به (δ_{target}) مناسبه شده چگونه و با چه الگوی باری پوش خواهد شد؟



۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

Step 5

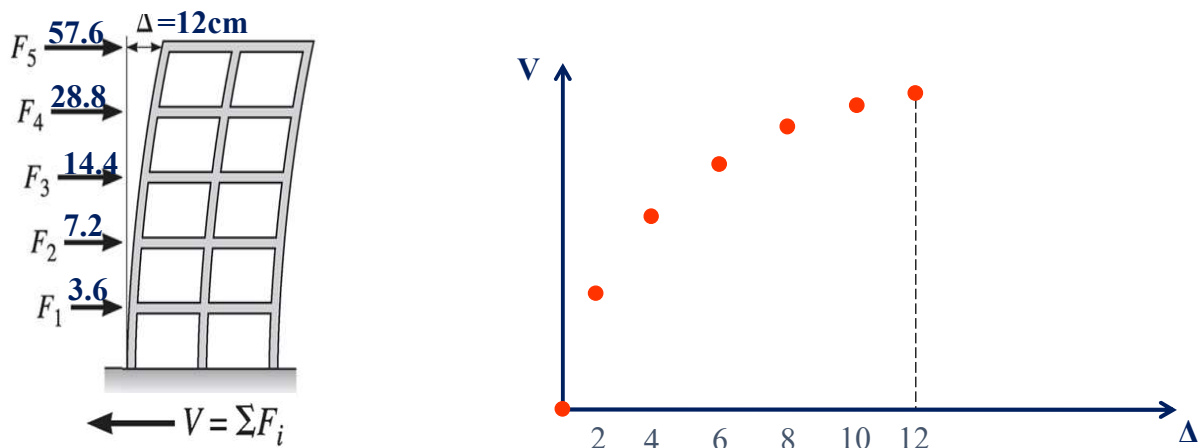
سازه مورد نظر برای رسیدن به (δ_{target}) مناسبه شده چگونه و با چه الگوی باری پوش خواهد شد؟



۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

Step 6

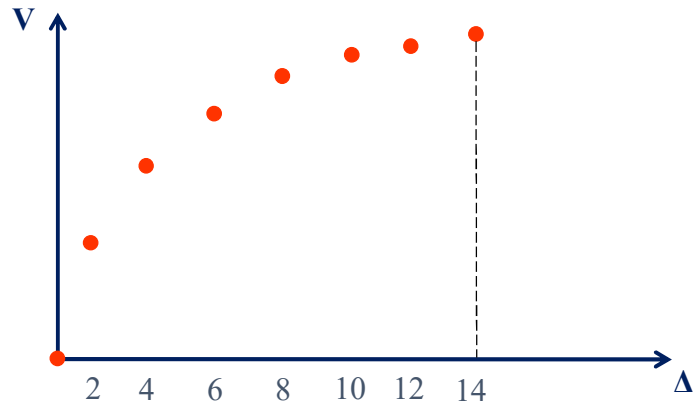
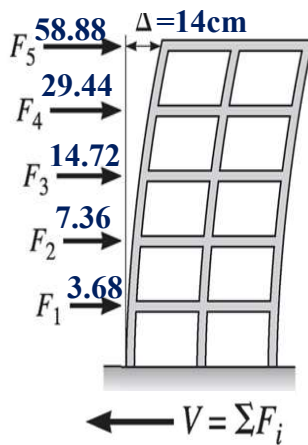
سازه مورد نظر برای رسیدن به (δ_{target}) مناسبه شده چگونه و با چه الگوی باری پوش خواهد شد؟



۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

Step 7

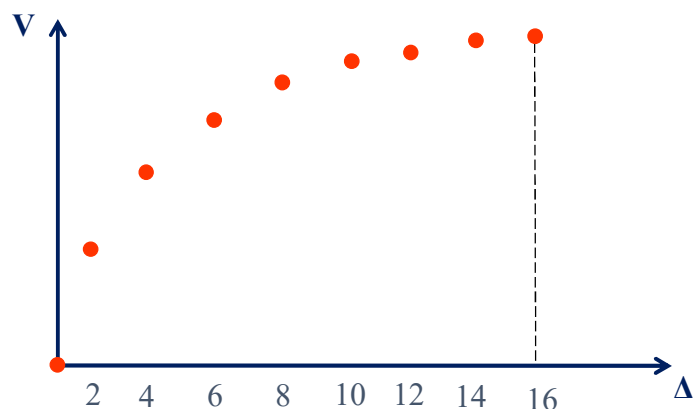
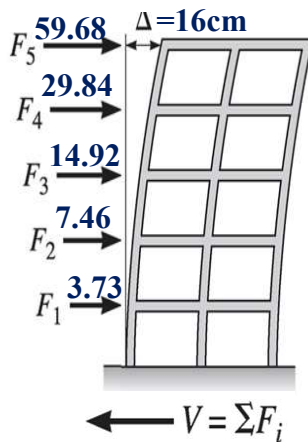
سازه مورد نظر برای رسیدن به (δ_{target}) مناسبه شده چگونه و با چه الگوی باری پوش خواهد شد؟



۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

Step 8

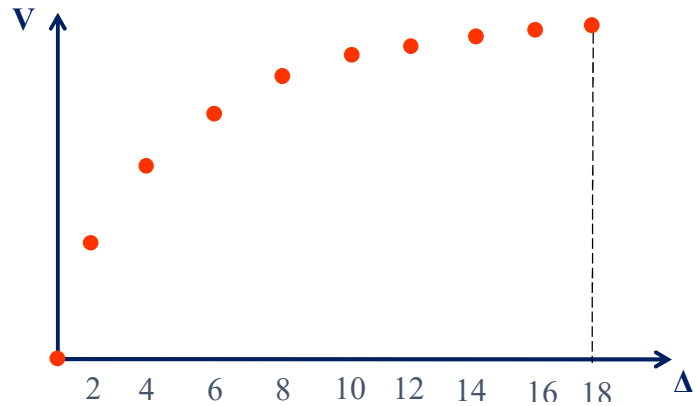
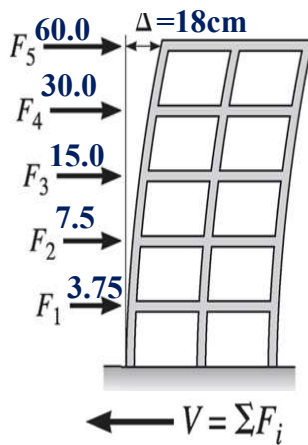
سازه مورد نظر برای رسیدن به (δ_{target}) مناسبه شده چگونه و با چه الگوی باری پوش خواهد شد؟



۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

Step 9

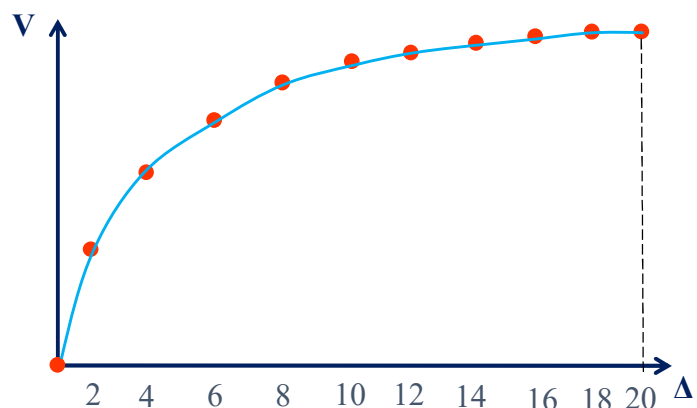
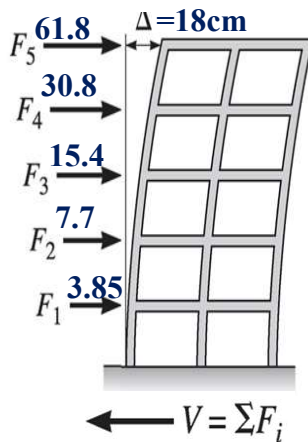
سازه مورد نظر برای رسیدن به (δ_{target}) مناسبه شده چگونه و با چه الگوی باری پوش خواهد شد؟



۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

Step 10

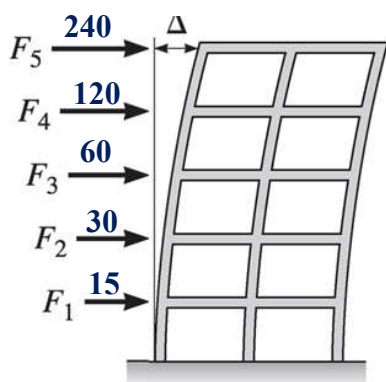
سازه مورد نظر برای رسیدن به (δ_{target}) مناسبه شده چگونه و با چه الگوی باری پوش خواهد شد؟



۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

Load Pattern

سازه مورد نظر برای رسیدن به (δ_{target}) مناسبه شده چگونه و با چه الگوی باری پوش خواهد شد؟



$$\frac{F_5}{F_1} = \frac{240}{15} = 16$$

$$\frac{F_4}{F_1} = \frac{120}{15} = 8$$

$$\frac{F_3}{F_1} = \frac{60}{15} = 4$$

$$\frac{F_2}{F_1} = \frac{30}{15} = 2$$

۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

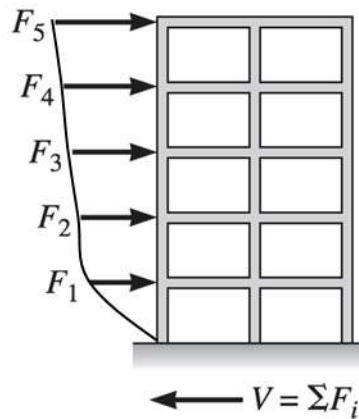
Load Pattern

سازه مورد نظر برای رسیدن به (δ_{target}) مناسبه شده چگونه و با چه الگوی باری پوش خواهد شد؟

	Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5	Step 6	Step 7	Step 8	Step 9	Step 10	
$\frac{F_5}{F_1}$	$\frac{20.8}{1.3}$	$\frac{33.6}{2.1}$	$\frac{44.8}{2.8}$	$\frac{52.8}{3.3}$	$\frac{56.0}{3.5}$	$\frac{56.0}{3.5}$	$\frac{57.6}{3.6}$	$\frac{58.88}{3.68}$	$\frac{60.0}{3.75}$	$\frac{60.16}{3.76}$	= 16
$\frac{F_4}{F_1}$	$\frac{10.4}{1.3}$	$\frac{16.8}{2.1}$	$\frac{22.4}{2.8}$	$\frac{26.4}{3.3}$	$\frac{28.0}{3.5}$	$\frac{28.8}{3.5}$	$\frac{29.44}{3.6}$	$\frac{29.84}{3.68}$	$\frac{30.0}{3.75}$	$\frac{30.08}{3.76}$	= 8
$\frac{F_3}{F_1}$	$\frac{5.2}{1.3}$	$\frac{8.4}{2.1}$	$\frac{11.2}{2.8}$	$\frac{13.2}{3.3}$	$\frac{14.0}{3.5}$	$\frac{14.4}{3.5}$	$\frac{14.72}{3.6}$	$\frac{14.92}{3.68}$	$\frac{15.0}{3.75}$	$\frac{15.04}{3.76}$	= 4
$\frac{F_2}{F_1}$	$\frac{2.6}{1.3}$	$\frac{4.2}{2.1}$	$\frac{5.6}{2.8}$	$\frac{6.6}{3.3}$	$\frac{7.0}{3.5}$	$\frac{7.2}{3.5}$	$\frac{7.36}{3.6}$	$\frac{7.46}{3.68}$	$\frac{7.5}{3.75}$	$\frac{7.52}{3.76}$	= 2

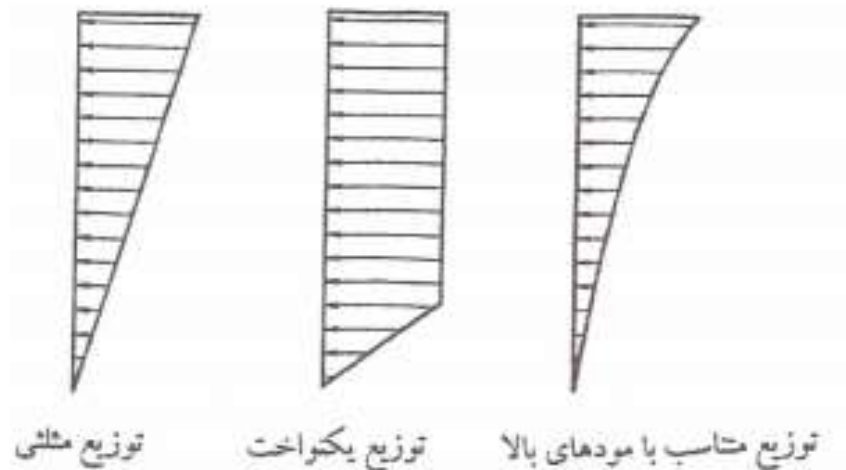
۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

الگوی باری که توسط آیین‌نامه‌ها ارائه می‌شود بر چه معیاری می‌باشند؟
معیار برگزیدن الگوی بار چیست؟



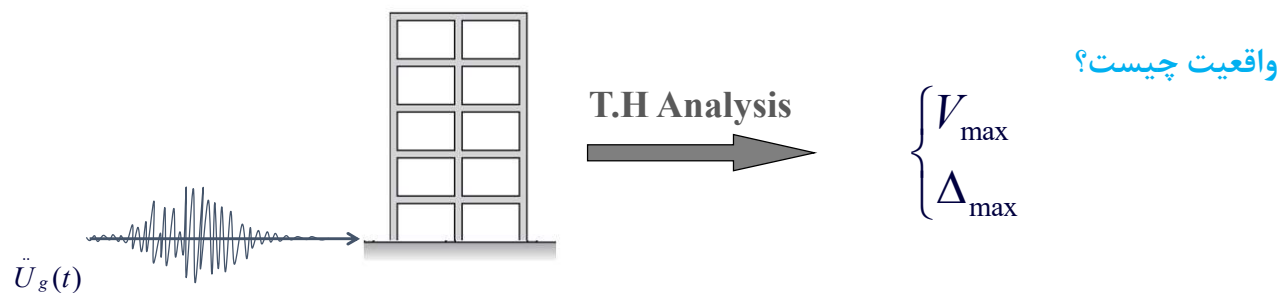
- الگوی باری ملاک آنالیز می‌باشد که برای همه نوع سازه (بتنی یا فولادی) با هر سیستم باربر جانبی (فمشی، مهار بندی یا دیوار برشی) و هر ارتفاعی، دارای نتایج نزدیک به واقعیت باشد.

۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی



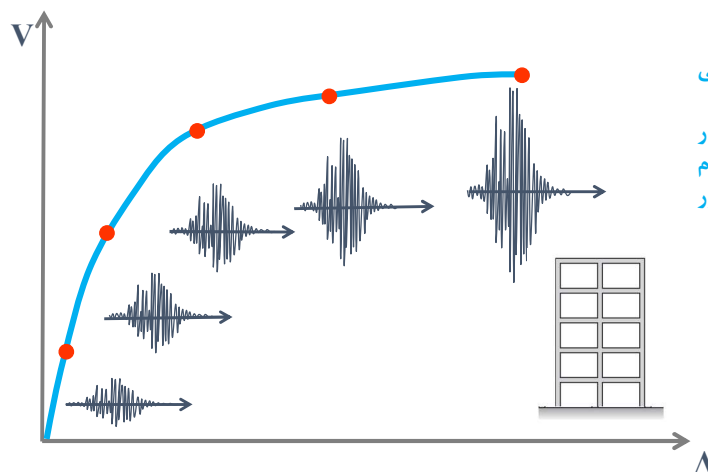
۳- تعریف الگوی بار ثقیلی و جانبی

الگوی باری که توسط آیین‌نامه‌ها ارائه می‌شود بر چه معیاری می‌باشند؟
معیار برگزیدن الگوی بار چیست؟



۳- تعریف الگوی بار ثقیلی و جانبی

Incremental Dynamic Analysis (IDA)

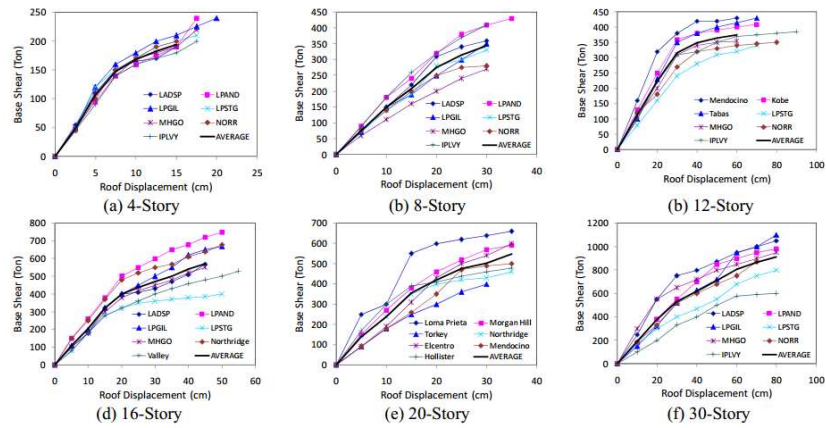


۱- توزیع بار براساس مود اول بحرانی
بوده یا توزیع یکنواخت؟
۲- نتیجه نهائی تحلیل پوش‌آور نمودار
برش پایه سازه برحسب جابجایی پام
می‌باشد، برای مقایسه نتایج پوش‌آور
با واقعیت چه باید کرد؟
۳- واقعیت چیست؟

۳- تعریف الگوی بار ثقیلی و جانبی

Incremental Dynamic Analysis (IDA)

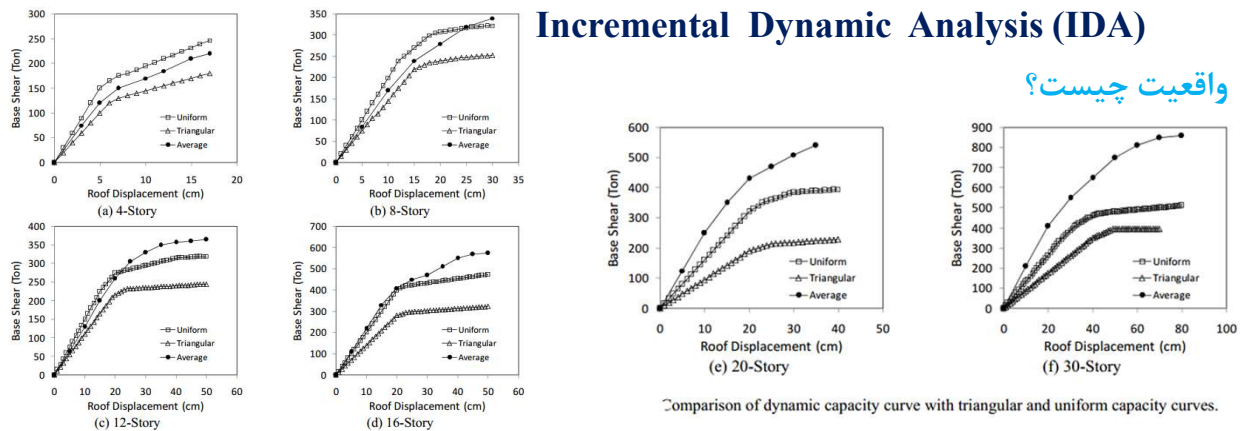
واقعیت چیست؟



۳- تعریف الگوی بار ثقیلی و جانبی

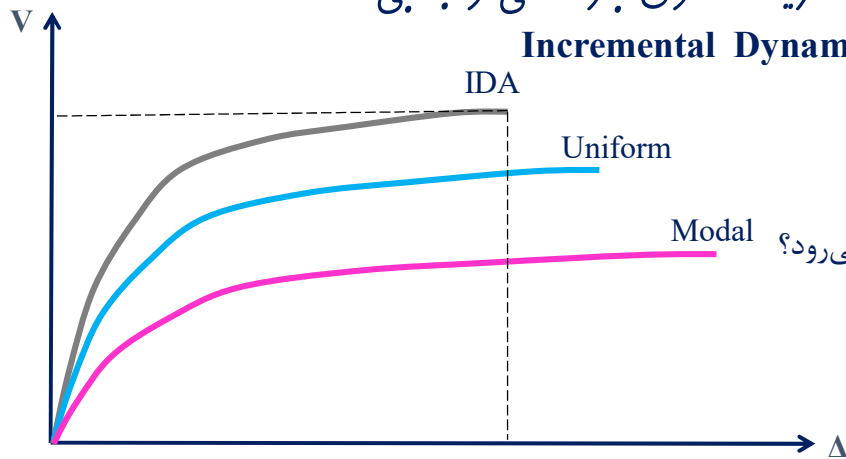
Incremental Dynamic Analysis (IDA)

واقعیت چیست؟



Comparison of dynamic capacity curve with triangular and uniform capacity curves.

۳- تعریف الگوی بار ثقیلی و جانبی



واقعیت چیست؟

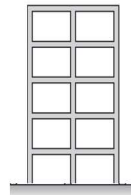
تشخیص حالت بار بحرانی:

سه نمودار ظرفیت برای یک سازه:

از الگوهای پیشنهادی چه انتظاری می‌رود؟

۱- تشخیص درست F

۲- تشخیص درست Δ



۳- تعریف الگوی بار ثقیلی و جانبی

تشخیص حالت بار بحرانی:

کدام الگو به واقعیت نزدیک می‌باشد؟

کدام الگو بحرانی‌تر می‌باشد؟

ملاک بحرانی‌تر شدن در پوش‌آور چیست؟

مثلا اگر با الگوی یکنواخت جواب بگیریم با الگوی مودال هم حتما جواب خواهیم گرفت؟

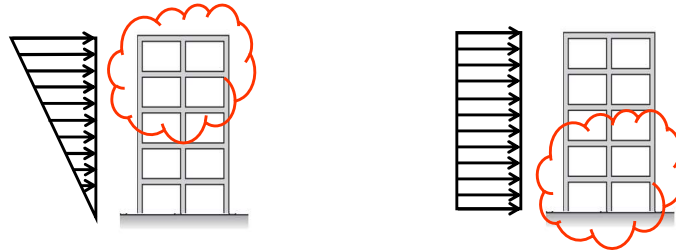
در یک زلزله ثابت و مشخص (نیاز ثابت) بایستی با هر دو الگو از سازه جواب بگیریم، یعنی مساحت زیر نمودار هر

دو الگو باهم مساوی بوده و برابر با Demand مورد نظر باشد.

۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

تشخیص حالت بار بحرانی:

چرا توزیع مودال ظرفیت سازه را به صورت دقیق برآورده نمی‌کند؟
(در واقع ظرفیت سازه به طور واقعی بیشتر از مقدار به دست آمده از الگوی مودال می‌باشد)



۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

تشخیص حالت بار بحرانی:

توزیع نوع اول به دلیل ماهیت مثلثی بخش بالایی سازه را دچار تسلیم می‌کند لذا قبل از این که بخش پایینی سازه به صورت کامل وارد مرحله تسلیم شود مفاصل بالای سازه از عملکرد خودشان خارج خواهند شد و چون در سازه تعداد محدودی مفصل تشکیل می‌شود لذا این الگو برآورد دقیقی از ظرفیت سازه نخواهد داشت.

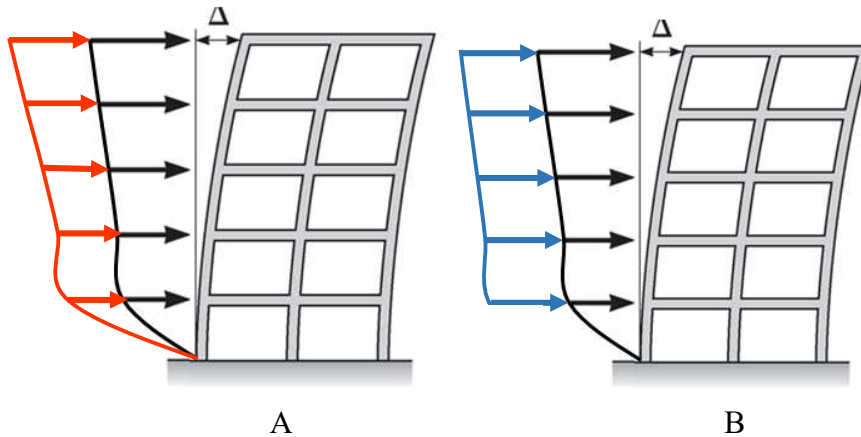
توزیع مفاصل پلاستیک در الگوی یکنواخت گسترده‌تری در سازه داشته به همین دلیل ظرفیت دقیق‌تری را نسبت به الگوی مودال به دست می‌دهد.

لذا در اکثر مواقع توزیع مودال بحرانی بوده و باعث افزایش مقاطع می‌شود در نتیجه بهتر است سازه با توزیع مودال بهسازی شود و با توزیع یکنواخت کنترل گردد.

۳- تعریف الگوی بار ثقیلی و جانبی

سوال:؟؟؟؟!!!!

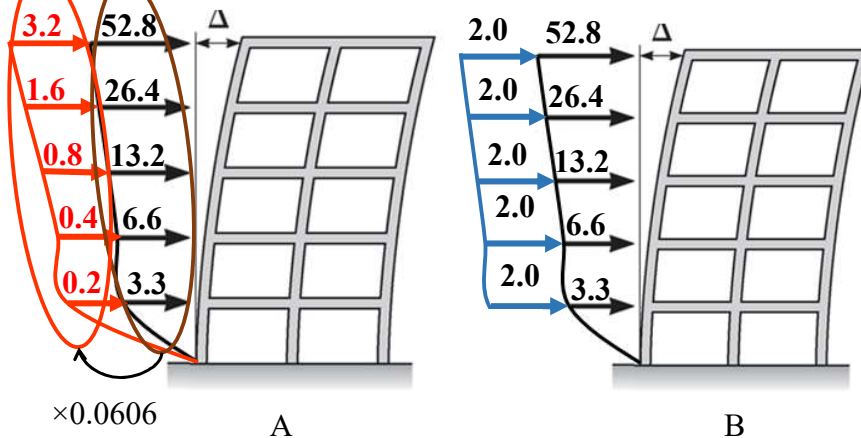
دو سازه A و B مفروض است کدام یک دارای الگوی بار متناسب با محاسبات نرم افزاری را دارد؟



۳- تعریف الگوی بار ثقیلی و جانبی

سوال:؟؟؟؟!!!!

دو سازه A و B مفروض است کدام یک دارای الگوی بار متناسب با محاسبات نرم افزاری را دارد؟



۳- تعریف الگوی بار ثقیلی و جانبی

سوال:؟؟؟؟!!!!

دو سازه A و B مفروض است کدام یک دارای الگوی بار متناسب با محاسبات نرم افزاری را دارد؟

$$\frac{a}{b} = \frac{a + 0.0606a}{b + 0.0606b} = \frac{a(1 + 0.0606)}{b(1 + 0.0606)} = \frac{a}{b}$$

۳- تعریف الگوی بار ثقیلی و جانبی

الگوی متناسب با مود اول سازه

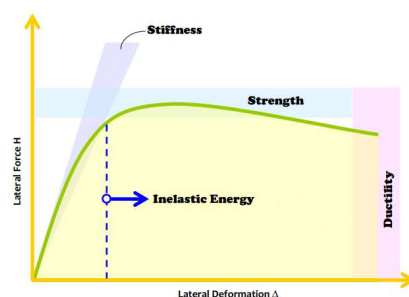
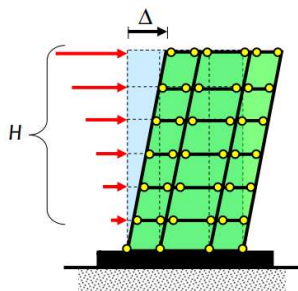
- | | |
|-------------|----------------------------------------------|
| 1-ModalXPG1 | ۱- کیس مودال در جهت X به همراه کیس ثقیلی G1 |
| 2-ModalXPG2 | ۲- کیس مودال در جهت X به همراه کیس ثقیلی G2 |
| 3-ModalXNG1 | ۳- کیس مودال در جهت -X به همراه کیس ثقیلی G1 |
| 4-ModalXNG2 | ۴- کیس مودال در جهت -X به همراه کیس ثقیلی G2 |
| 5-ModalYPG1 | ۵- کیس مودال در جهت Y به همراه کیس ثقیلی G1 |
| 6-ModalYPG2 | ۶- کیس مودال در جهت Y به همراه کیس ثقیلی G2 |
| 7-ModalYNG1 | ۷- کیس مودال در جهت -Y به همراه کیس ثقیلی G1 |
| 8-ModalYNG2 | ۸- کیس مودال در جهت -Y به همراه کیس ثقیلی G2 |

۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

الگوی متناسب با جرم طبقات (الگوی بار یکنواخت)

- | | |
|-----------|-----------------------------------------------|
| 1-UniXPG1 | ۱- کیس یکنواخت در جهت X به همراه کیس ثقلی G1 |
| 2-UniXPG2 | ۲- کیس یکنواخت در جهت X به همراه کیس ثقلی G2 |
| 3-UniXNG1 | ۳- کیس یکنواخت در جهت -X به همراه کیس ثقلی G1 |
| 4-UniXNG2 | ۴- کیس یکنواخت در جهت -X به همراه کیس ثقلی G2 |
| 5-UniYPG1 | ۵- کیس یکنواخت در جهت Y به همراه کیس ثقلی G1 |
| 6-UniYPG2 | ۶- کیس یکنواخت در جهت Y به همراه کیس ثقلی G2 |
| 7-UniYNG1 | ۷- کیس یکنواخت در جهت -Y به همراه کیس ثقلی G1 |
| 8-UniYNG2 | ۸- کیس یکنواخت در جهت -Y به همراه کیس ثقلی G2 |

مراحل انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی



- ✓ ۱- انتخاب نقطه کنترل (مرکز جرم بام)
- ✓ ۲- محاسبه تغییر مکان هدف (δ_{target})
- ✓ ۳- تعریف الگوی بار ثقلی و جانبی

۴- تعریف مفاصل پلاستیک

۵- آنالیز و رفع مشکل عدم همگرایی

۶- کنترل و تفسیر نتایج آنالیز

۴- غیر فطی کردن مصالح (مفاصل پلاستیک)

انواع روش‌های تحلیل غیرخطی به ترتیب دقت:

۱- روش المان محدود غیر فطی (دقیق‌ترین و پیمیده‌ترین روش)

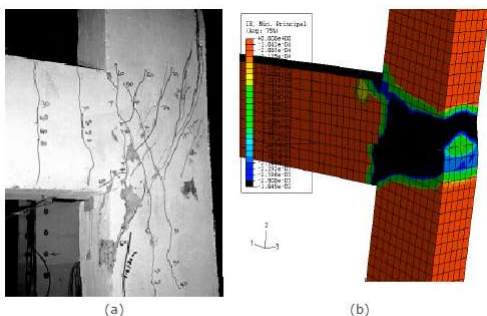
۲- روش المان فایبری

۳- روش مفصل پلاستیک (ساده‌ترین روش، روش ارائه شده در آئین‌نامه‌ها)

۴- غیر فطی کردن مصالح (مفاصل پلاستیک)

انواع روش‌های تحلیل غیرخطی به ترتیب دقت:

۱- روش المان محدود غیر فطی (دقیق‌ترین و پیمیده‌ترین روش)

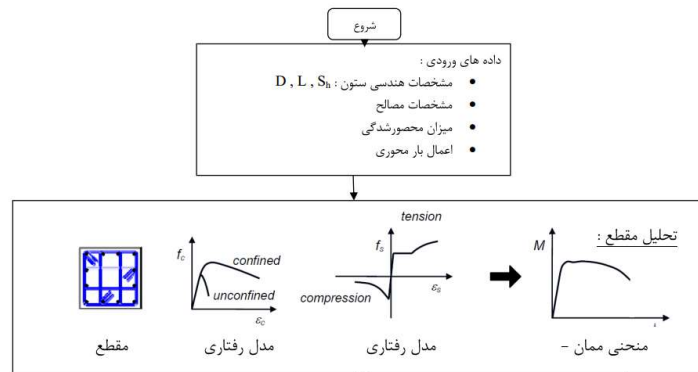


Damaged concrete zones: (a) Experimental; (b) FEM

۴- غیر فطی کردن مصلح (مفاصل پلاستیک)

انواع روش‌های تحلیل غیر خطی به ترتیب دقت :

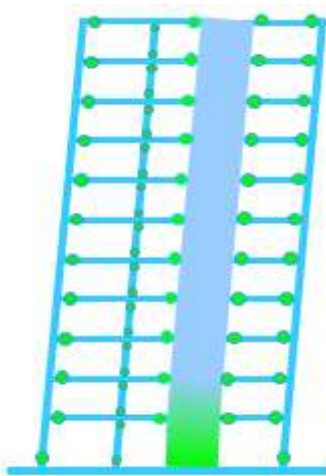
۲- روش المان فایبری



۴- غیر فطی کردن مصلح (مفاصل پلاستیک)

انواع روش‌های تحلیل غیر خطی به ترتیب دقت :

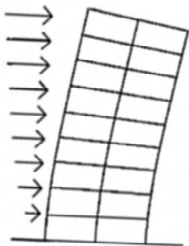
۳- روش مفصل پلاستیک (ساده ترین روش، روش ارائه شده در آئین نامه‌ها)



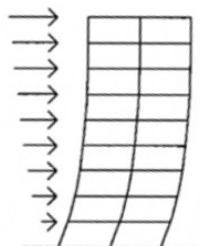
تفمین‌های ساده‌سازی شده برای به دست آوردن نیاز لرزه‌ای

مدل‌های ساده‌سازی شده

مدل تناسبی صرفاً برای
تغییر شکل‌های خمشی



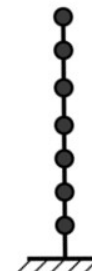
مدل تناسبی صرفاً برای
تغییر شکل‌های برشی



مدل تناسبی برای
تغییر شکل‌های خمشی و برشی



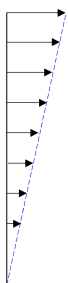
مدل چند درجه آزاد معادل



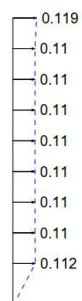
تفمین‌های ساده‌سازی شده برای به دست آوردن نیاز لرزه‌ای

الگوی بارهای ساده‌سازی شده

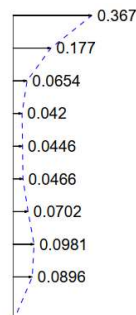
مثلی (مورد اول)
راستای مورد نظر



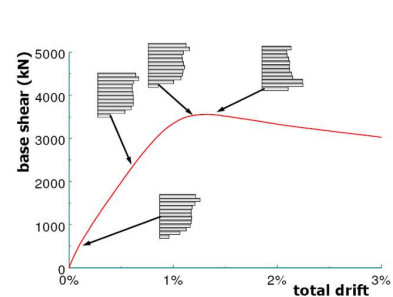
یکنواخت (متناسب با وزن طبقات)



موردال (متناسب با مودهای غالب، راستا)

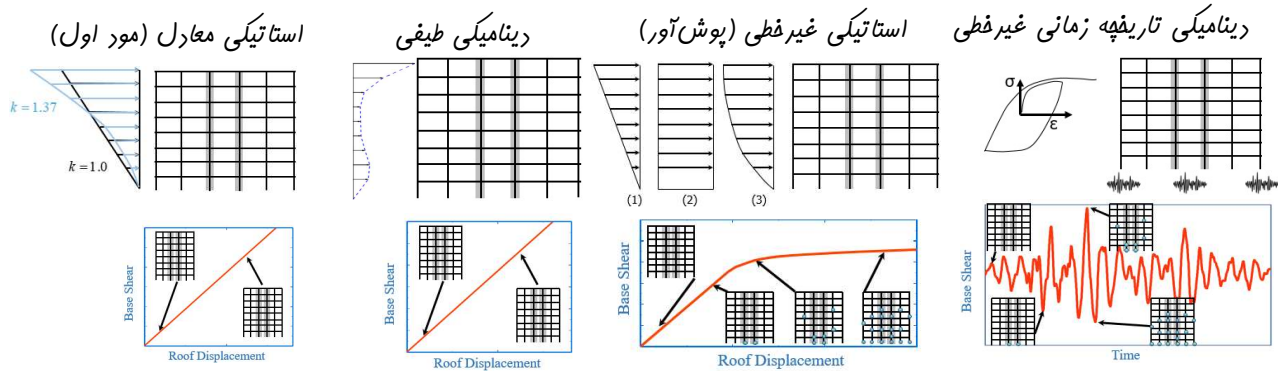


به هنگام شونده (متغیر)



تفمین‌های ساده‌سازی شده برای به دست آوردن نیاز لرزه‌ای

تحلیل سازه‌های ساده شده

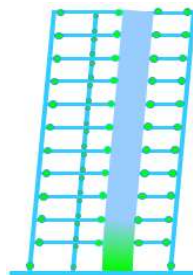


تفمین‌های ساده‌سازی شده برای به دست آوردن نیاز لرزه‌ای

تحلیل غیرقطبی مصالح ساده شده

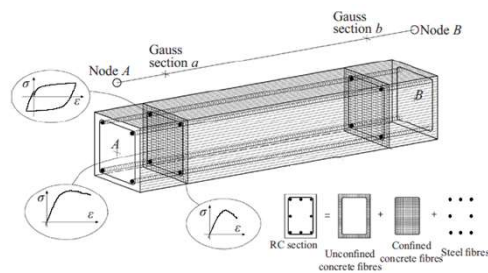
تحلیل غیرقطبی به روش مفصل پلاستیک

Plastic Hinge



تحلیل غیرقطبی فایبر

Fiber



تحلیل غیرقطبی المان محدود

Finite Element

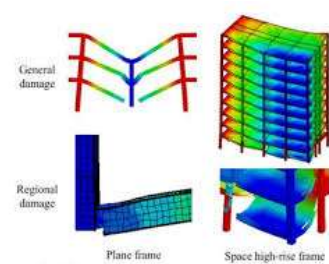


Fig.8 The collapse damage situation of frame structure



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings طابریا

تعریف مصالح در نرم افزار

با توجه نمونه‌های مختلف و نتایج آزمایش، مقاومت‌های مختلف برای مصالح به خواهد آمد. در نهایت کدام یک از این مقاومت‌ها ملاک مناسبات خواهد بود؟

انواع مقاومت مصالح:

(Lower-Bond Strength)

۱- مقاومت کرانه پایین مصالح

(Expected Strength)

۲- مقاومت مورد انتظار مصالح

تعریف مصالح در نرم افزار

انواع مقاومت مصالح:

$$\bar{X} = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n} \Rightarrow \sigma_{n-1} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2}{n-1}}$$

۱- مقاومت کرانه پایین مصالح (Lower-Bond Strength)

-مقاومت کرانه پایین مصالح برابر است با میانگین نتایج آزمایش،
منوای انحراف از معیار مقایسه مقاومت.

$$\Rightarrow \begin{cases} F_{yL} = \bar{X} - \sigma_{n-1} \\ F_{uL} = \bar{X} - \sigma_{n-1} \end{cases}, \begin{cases} f_{yL} = \bar{X} - \sigma_{n-1} \\ f_{uL} = \bar{X} - \sigma_{n-1} \\ f'_{cL} = \bar{X} - \sigma_{n-1} \end{cases}$$

x_i : مقاومت نمونه‌ها \bar{X} : میانگین مقاومت نمونه‌ها
 σ_{n-1} : انحراف از معیار مقاومت نمونه‌ها

F_{yL}, F_{uL} : مقاومت کرانه پایین تسلیم و مقاومت نهائی در پروفیل‌های فولادی

f_{yL}, f_{uL} : مقاومت کرانه پایین تسلیم و مقاومت نهائی در میلگردها

f'_{cL} : مقاومت کرانه پایین بتن

تعریف مصالح در نرم افزار

انواع مقاومت مصالح:

$$\bar{X} = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n}$$

۲- مقاومت مورد انتظار مصالح (Expected Strength)

-مقاومت مورد انتظار مصالح برابر است با میانگین نتایج آزمایش

$$\Rightarrow \begin{cases} F_{yE} = \bar{X} \\ F_{uE} = \bar{X} \end{cases}, \begin{cases} f_{yE} = \bar{X} \\ f_{uE} = \bar{X} \\ f'_{cE} = \bar{X} \end{cases}$$

x_i : مقاومت نمونه‌ها \bar{X} : میانگین مقاومت نمونه‌ها

F_{yE}, F_{uE} : مقاومت مورد انتظار تسلیم و مقاومت نهائی در پروفیل‌های فولادی

f_{yE}, f_{uE} : مقاومت مورد انتظار تسلیم و مقاومت نهائی در میلگردها

f'_{cE} : مقاومت مورد انتظار بتن

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

نتایج آزمایش‌های مغزه‌گیری از فونداسیون برای تعیین مقاومت فشاری بتن به صورت زیر می‌باشد همچنین مغزه‌ها از محل فضای خالی بین آرماتورها گرفته شده است. مطلوب است مناسبه مقاومت کرانه پایین و مقاومت مورد انتظار برای بتن در این پروژه.

$$\begin{cases} f'_c = 161 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = x_1 \\ f'_c = 155 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = x_2 \\ f'_c = 176 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = x_3 \\ f'_c = 172 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = x_4 \end{cases} \Rightarrow \bar{X} = \frac{161+155+176+172}{4} = 166 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow f'_{cE} = 166 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{n-1} = \sqrt{\frac{(161-166)^2 + (155-166)^2 + (176-166)^2 + (172-166)^2}{4-1}} = 9.70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow f'_{cL} = 166 - 9.70 = 156.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\begin{cases} f'_{cL} = 156.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ f'_{cE} = 166.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{cases}$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

نتایج آزمایش‌های کشش برای مناسبه تنش هر تسلیم در المان‌های تیر، ستون و مهاربند به صورت مقابل است. مطلوب است مناسبه مقاومت کرانه پایین و مقاومت مورد انتظار برای تنش هر تسلیم در این پروژه.

$$\begin{cases} F_y = 2506 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = x_1 \\ F_y = 2381 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = x_2 \\ F_y = 2433 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = x_3 \\ F_y = 2492 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = x_4 \end{cases} \Rightarrow \bar{X} = \frac{2506+2381+2433+2492}{4} = 2453 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow F_{yE} = 2453 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{n-1} = \sqrt{\frac{(2506-2453)^2 + (2381-2453)^2 + (2433-2453)^2 + (2492-2453)^2}{4-1}} = 57.48 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Rightarrow F_{yL} = 2478 - 57.48 = 2395.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\begin{cases} F_{yL} = 2395.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ F_{yE} = 2453.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{cases}$$

تعریف مصالح در نرم افزار

انواع مقاومت مصالح:

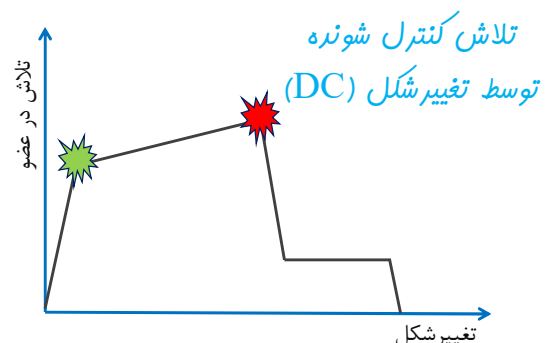
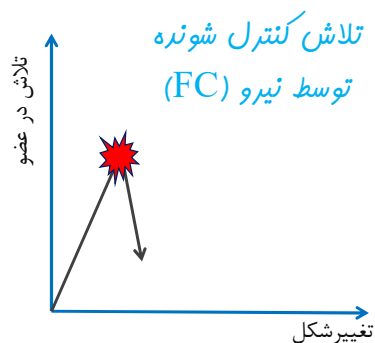
مقاومت کرانه پایین و مورد انتظار در طراحی براساس مبحث ۹ و ۱۰ چه کاربردی دارند؟

مقاومت کاهش یافته < بارهای افزایش یافته

تعریف مصالح در نرم افزار

انواع مقاومت مصالح:

مقاومت کرانه پایین و مورد انتظار در طراحی براساس مبحث ۹ و ۱۰ چه کاربردی دارند؟
مقاومت کاهش یافته < نیروهای افزایش یافته



تعریف مصالح در نرم‌افزار

انواع مقاومت مصالح:

مقاومت کرانه پایین و مورد انتظار در طراحی براساس مبحث ۹ و ۱۰ چه کاربردی دارند؟
مقاومت کاهش یافته < نیروهای افزایش یافته

مقاومت در تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو نظیر برش تیر بتنی، برش ستون بتنی، نیروی محوری ستون بتنی، نیروی محوری دیوار برشی بتنی و... براساس مقاومت کرانه پایین مصالح مناسبه می‌شود.

مقاومت در تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییرشکل نظیر خمش تیر بتنی و فولادی، خمش ستون بتنی و فولادی، خمش و برش در تیر پیوند، خمش و برش در دیوار برشی بتنی و... براساس مقاومت کرانه پایین مصالح مناسبه می‌شود.

تعریف مصالح در نرم‌افزار

انواع مقاومت مصالح:

مقاومت کرانه پایین و مورد انتظار در طراحی براساس مبحث ۹ و ۱۰ چه کاربردی دارند؟
مقاومت کاهش یافته < نیروهای افزایش یافته

نیرو در تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو نظیر برش تیر بتنی، برش ستون بتنی، نیروی محوری ستون بتنی، نیروی محوری دیوار برشی بتنی و... براساس مقاومت مورد انتظار در تلاش‌های DC مناسبه می‌شود. این روند توسط طراحی لرزه‌ای انجام می‌شود.

نیرو در تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییرشکل نظیر خمش تیر بتنی و فولادی، خمش ستون بتنی و فولادی، خمش و برش در تیر پیوند، خمش و برش در دیوار برشی بتنی و... براساس ترکیبیات بارگذاری تعریف شده در نرم‌افزار مناسبه می‌شود.

تعریف مصالح در نرم افزار

انواع مقاومت مصالح:

مقاومت کمرانه پایین و مورد انتظار در طراحی براساس **مبحث ۹ و ۱۰** چه کاربردی

دارند؟

مقاومت کاهش یافته < نیروهای افزایش یافته

۸-۱-۲-۲۳-۹ لنگر خمشی مقاوم اسمی

لنگر خمشی مقاوم اسمی مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض $f_s = f_y$ ، $\phi_c = \phi_s = 1$ ، f_s ، مقاومت میلگردهای فولادی می باشد).

۹-۱-۲-۲۳-۹ لنگر خمشی مقاوم محتمل

لنگر خمشی مقاوم محتمل مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض $f_s = 1/25 f_y$ ، $\phi_c = \phi_s = 1$ ، f_s ، مقاومت میلگردهای فولادی می باشد).

۱۰-۱-۲-۲۳-۹ ناحیه بحرانی

ناحیه ای است که در آن مفصل پلاستیکی تحت اثر بارهای زلزله طراحی ایجاد می شود.

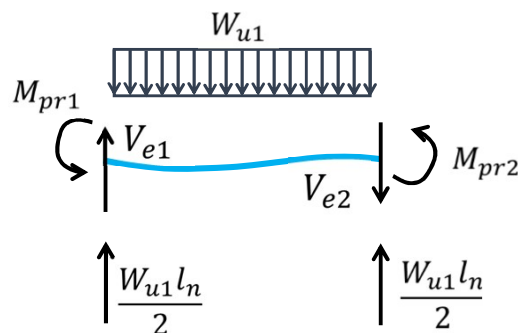
تعریف مصالح در نرم افزار

انواع مقاومت مصالح:

مقاومت کمرانه پایین و مورد انتظار در طراحی براساس **مبحث ۹ و ۱۰** چه کاربردی

دارند؟

مقاومت کاهش یافته < نیروهای افزایش یافته



$$\begin{cases} V_{e1} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} - \frac{W_{u1} \cdot l_n}{2} \\ V_{e2} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_{u1} \cdot l_n}{2} \end{cases}$$

تعریف مصالح در نرم افزار

انواع مقاومت مصالح:

مقاومت کرانه پایین و مورد انتظار در تحلیل‌های غیرخطی چه کاربردی دارند؟

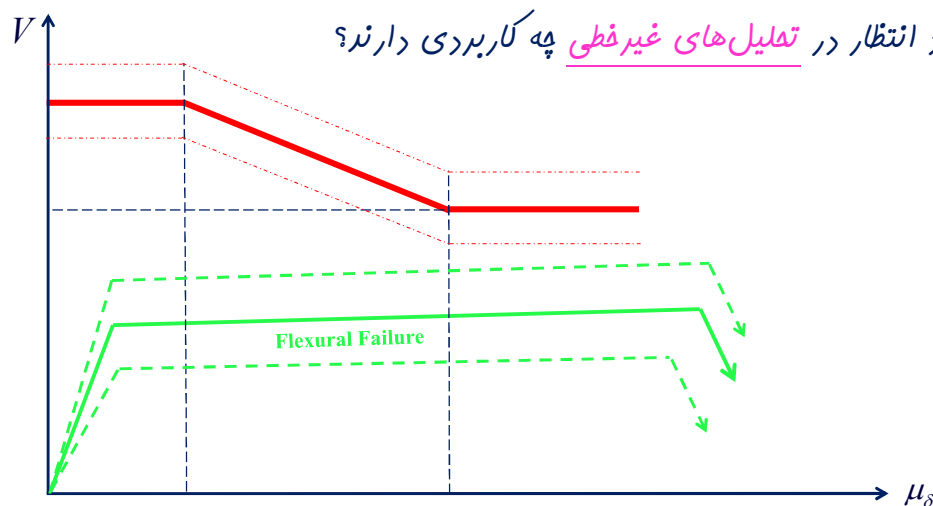
در تلاش‌های نیرو کنترل بایستی مقدار نیروی مناسبه شده کمتر از مقاومت تلاش باشد.

در تلاش‌های تغییر شکل کنترل بایستی نیاز تغییر شکل غیرخطی مناسبه شده کمتر مقدار مجاز تغییر شکل غیرخطی باشد.

تعریف مصالح در نرم افزار

انواع مقاومت مصالح:

مقاومت کرانه پایین و مورد انتظار در تحلیل‌های غیرخطی چه کاربردی دارند؟



تعریف مصالح در نرم افزار

پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰

انواع مقاومت مصالح:

۲- مشخصات غیرخطی اعضای سازه

۴-۲ مقاومت اعضا براساس مقادیر مورد انتظار (میانگین) مشخصات مصالح محاسبه می‌شود. مشخصات میانگین مصالح با ضرب عدد ۱/۱۵ در مقادیر مقاومت مشخصه مصالح (کرانه پایین) به دست می‌آیند.

۵-۲ در تعیین روابط نیرو-تغییرشکل برای اعضای سازه اثر نیروهای محوری ناشی از بارهای ثقلی باید در نظر گرفته شوند.

۱-۲ مشخصات غیرخطی اعضای سازه در مدلسازی باید به لحاظ مقاومت، سختی و شکل پذیری با داده‌های آزمایشگاهی و یا مدل‌های تحلیلی معتبر سازگار باشد.
۲-۲ رابطه نیرو-تغییرشکل اعضا را می‌توان حداقل به صورت دو خطی در نظر گرفت. سختی ارتجاعی در ساختمان‌های بتن‌آرمه و بنایی براساس مقاطع ترک‌خورده در نظر گرفته می‌شود. در اعضای شکل‌پذیر که انتظار می‌رود رفتار غیرخطی داشته باشند، سختی ارتجاعی در مدلسازی دو خطی، سختی سکانت تا نقطه جاری شدن محسوب می‌شود. در منحنی رفتاری اعضا می‌توان سختی بعد از جاری شدن را صفر اختیار نمود. استفاده از رابطه سه خطی نیرو-تغییرشکل که اثر سختی قبل و بعد از ترک‌خوردگی را در نظر می‌گیرد مجاز می‌باشد. استفاده از روابط داده شده در "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود" (نشریه ۳۶۰) نیز مجاز است.

۳-۲ در اعضای که در آنها زوال مقاومت انتظار می‌رود، باید این رفتار در رابطه نیرو-تغییرشکل آن اعضا در نظر گرفته شود. در صورتی که از روابط نشریه ۳۶۰ برای توصیف رابطه نیرو-تغییر شکل اعضا استفاده شود، شرایط این بند لحاظ شده تلقی می‌گردد.

تعریف مصالح در نرم افزار

مقاومت فشاری ۲۸ روزه
نمونه استوانه‌ای استاندارد

C20

نمونه استوانه استاندارد دارای
مقاومت فشاری ۲۸ روزه برابر
با ۲۰ مگا پاسکال می‌باشد.

تعریف مصالح در نرم افزار

$$g = 9.80665 \frac{m}{s^2} \Rightarrow 1kg = 9.80665 N \Rightarrow 1N = \frac{1}{9.80665} kg$$

$$\Rightarrow 1.0 Mpa = 1.0 \frac{N}{mm^2} = 1.0 \frac{kg}{9.80665} \times \frac{1}{10^{-2} cm^2} = 10.19716 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\Rightarrow 20 Mpa = 20 \frac{N}{mm^2} = 20 \times 10.19716 \frac{kg}{cm^2} = 203.94 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\Rightarrow 25 Mpa = 25 \frac{N}{mm^2} = 25 \times 10.19716 \frac{kg}{cm^2} = 254.929 \frac{kg}{cm^2}$$

تعریف مصالح در نرم افزار

$$\begin{array}{l} \text{وزن مخصوص} \\ \text{مصالح یا وزن} \\ \text{واحد حجم} \end{array} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Steel: } 7850 \frac{kg}{m^3} \\ \text{RC: } 2500 \frac{kg}{m^3} \end{array} \right. \quad \text{جرم واحد حجم} = \frac{\text{وزن واحد حجم}}{g}$$

$$g = 9.80665 \frac{m}{s^2}$$

تعریف مصالح در نرم افزار

سیستم واحد	واحد طول	واحد نیرو
U.S British	inch ft	lb klb
Metric SI	m cm mm	N kN
Metric MKs	m cm mm	kgf tonf

انواع سیستم‌های واحد:

استانداردهای ASCE7 و ASCE41 برای فرمول‌هایی که به واحد وابسته می‌باشند یک رابطه براساس واحدهای U.S ارائه می‌دهد و یک رابطه هم براساس Metric SI ارائه می‌دهد.

$$V_{Col} = k_{nl} V_{Col0} = k_{nl} \left[\alpha_{Col} \left(\frac{A_v f_{sL/E} d}{s} \right) + \lambda \left(\frac{6 \sqrt{f'_{cL/E}}}{M_{UD}/V_{UD} d} \sqrt{1 + \frac{N_{UG}}{6A_g \sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8 A_g \right] \text{ (lb/in.}^2 \text{ units)}$$

(10-3)

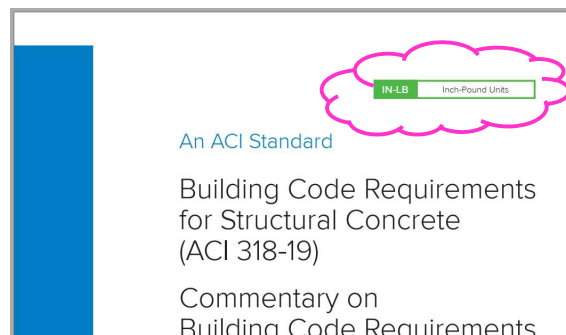
ASCE41-17

$$V_{Col} = k_{nl} V_{Col0} = k_{nl} \left[\alpha_{Col} \left(\frac{A_v f_{sL/E} d}{s} \right) + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_{cL/E}}}{M_{UD}/V_{UD} d} \sqrt{1 + \frac{N_{UG}}{0.5 A_g \sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8 A_g \right] \text{ (MPa units)}$$

(10-3.si)

تعریف مصالح در نرم افزار

انواع سیستم‌های واحد:



استاندارد ACI318 تا به ویرایش‌های ۲۰۱۴ برای واحدهای U.S و Metric SI دو نسخه مجزا ارائه می‌کرد.

ACI 318-14 واحدهای U.S
ACI 318-14M واحدهای Metric SI

برای ویرایش ۲۰۱۹ از این آئین‌نامه فرمول‌های متن براساس U.S. Customary بوده و در پیوست C آئین‌نامه، فرمول‌ها براساس بقیه واحدهای رایج نیز ارائه شده است.

تعریف مصالح در نرم افزار

سیستم واحد	واحد طول	واحد نیرو
U.S British	inch	lb
	ft	klb
Metric SI	m	N
	cm mm	kN
Metric MKs	m	kgf
	cm mm	tonf

19.2.2.1 It shall be permitted to calculate E_c in accordance with (a) or (b):

(a) For values of w_c between 90 and 160 lb/ft³

$$E_c = w_c^{1.5} 33 \sqrt{f'_c} \quad (\text{in psi}) \quad (19.2.2.1.a)$$

(b) For normalweight concrete

$$E_c = 57,000 \sqrt{f'_c} \quad (\text{in psi}) \quad (19.2.2.1.b)$$

انواع سیستم‌های واحد:

استاندارد ACI318 تا به ویرایش‌های ۲۰۰۴ برای واحدهای U.S و Metric SI دو نسخه مجزا ارائه می‌کند.

ACI 318-14 واحدهای U.S

ACI 318-14M واحدهای Metric SI

برای ویرایش ۲۰۰۹ از این آئین‌نامه فرمول‌های متن براساس U.S. Customary بوده و در پیوست C آئین‌نامه، فرمول‌ها براساس بقیه واحدهای رایج نیز ارائه شده است.

APPENDIX C—EQUIVALENCE BETWEEN SI-METRIC, MKS-METRIC, AND U.S. CUSTOMARY UNITS OF NONHOMOGENOUS EQUATIONS IN THE CODE

Provision number	SI-metric stress in MPa	mks-metric stress in kgf/cm ²	U.S. Customary units stress in pounds per square inch (psi)
19.2.2.1(a)	$E_c = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c}$	$E_c = w_c^{1.5} 0.14 \sqrt{f'_c}$	$E_c = w_c^{1.5} 33 \sqrt{f'_c}$
19.2.2.1(b)	$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$	$E_c = 15,100 \sqrt{f'_c}$	$E_c = 57,000 \sqrt{f'_c}$

تعریف مصالح در نرم افزار

سیستم واحد	واحد طول	واحد نیرو
U.S British	inch	lb
	ft	klb
Metric SI	m	N
	cm mm	kN
Metric MKs	m	kgf
	cm mm	tonf

انواع سیستم‌های واحد:

واحدهای رایج در داخل کشور Metric Mks می‌باشد بنابراین آئین‌نامه‌های داخلی نیز بایستی براین اساس تدوین شوند. چون تدوین آئین‌نامه‌های داخلی براساس ترجمه آئین‌نامه‌های آمریکایی (Metric SI) انجام می‌شود بنابراین کار با این سیستم برای کاربر ایرانی ناملموس خواهد بود.

→ Iran Customary



تعریف مصالح در نرم‌افزار

انواع سیستم‌های واحد:

قبل از تدوین مبدا ششم مقررات ملی ساختمان، بارگذاری ساختمان براساس استاندارد ۵۱۹ (مداقل بارهای وارد بر ساختمان) ارائه می‌شد. در این کتاب و کتب قدیمی مهندسی عمران وزن مخصوص به صورت زیر مناسبه می‌شود:

$$\text{Metric Mks: } \underline{\text{وزن مخصوص بتن}} = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \Rightarrow \underline{\text{جرم مخصوص بتن}} = \frac{w}{g} = \frac{2500}{9.80665} = 254.92 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

در مبدا ششم مقررات ملی و کتب فعلی مهندسی عمران، وزن مخصوص به صورت زیر مناسبه می‌شود:

$$\text{Metric SI: } \underline{\text{جرم مخصوص بتن}} = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \Rightarrow \underline{\text{وزن مخصوص بتن}} = mg = 2500 \times 9.80665 = 24516.62 \frac{\text{N}}{\text{m}^3}$$

اینکه در سیستم متریک MKs وزن بتن برابر با ۲۵۰۰ بوده و در سیستم متریک SI جرم بتن برابر با ۲۵۰۰ می‌باشد تناقض نبوده و وابسته به تعریف در آثار مختلف می‌باشد.

تعریف مصالح در نرم‌افزار

انواع سیستم‌های واحد:

فرد برنامه نیز در این مورد به صورت هوشمند عمل می‌کند. لذا در صورتی که واحدهای متریک Mks انتخاب شود وزن بتن برابر با ۲/۵ تن بر متر مکعب بوده و در صورتی که واحدها متریک SI باشد در این صورت جرم برابر با ۲/۵ تن بر متر مکعب فواید بود.

تعریف مصالح در نرم افزار

Modulus of Elasticity (E):

Steel:

$$E_{steel} = 2 \times 10^5 \text{ Mpa} = 2 \times 10^5 \times 10.19716 = 2 \times 10^5 \times 10.19716 = 2.0394324 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Concrete:

ACI 318-19

19.2.2.1 It shall be permitted to calculate E_c in accordance with (a) or (b):

$$1440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \leq w_c \leq 2560 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

(a) For values of w_c between 90 and 160 lb/ft³

$$E_c = 0.043(w_c)^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = w_c^{1.5} 33 \sqrt{f'_c} \text{ (in psi)}$$

(19.2.2.1.a)

$$[E_c] = \text{Mpa} \quad [w_c] = \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad [f'_c] = \text{Mpa}$$

(b) For normalweight concrete

$$E_c = 57,000 \sqrt{f'_c} \text{ (in psi)}$$

(19.2.2.1.b)

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

تعریف مصالح در نرم افزار

Modulus of Elasticity (E):

Concrete:

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c}$$

$$[E_c] = \text{Mpa}$$

$$[f'_c] = \text{Mpa}$$

آب و مبحث ۹ تا سال ۸۸ :

$$E_c = 3300 \sqrt{f'_c} + 6900 \left(\frac{\gamma_c}{2.3} \right)^{1.5}$$

$$[E_c] = \text{Mpa}$$

$$[f'_c] = \text{Mpa}$$

$$[\gamma_c] = \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

مبحث ۹ سال ۹۲ :

۶-۳-۹ مدول الاستیسیته بتن، E_c

۱-۶-۳-۹ ضریب الاستیسیته بتن را میتوان از یکی از دو رابطه ۳-۹-الف) و یا ۳-۹-ب) محاسبه نمود:

- در صورتی که وزن مخصوص بتن، W_c ، بین ۱۴۴۰ و ۲۵۶۰ کیلوگرم بر متر مکعب باشد:

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad \text{(الف-۳-۹)}$$

- برای بتن های معمولی با وزن مخصوص ۲۳۰۰ کیلوگرم متر مکعب رابطه فوق بصورت زیر نوشته میشود:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad \text{(ب-۳-۹)}$$

پیشنویس مبحث ۹ سال ۹۷ :

تعریف مصالح در نرم افزار

Modulus of Elasticity (E):

Concrete:

$$E_c = 0.043(w_c)^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

ACI 318-19

پیشنویس مبحث ۹ سال ۹۷ :

$$w_c = 2400 \frac{kg}{m^3} \Rightarrow E_c = 0.043(2400)^{1.5} \sqrt{f'_c} = 5055.75 \sqrt{f'_c}$$

$$\begin{cases} C20 \Rightarrow E_c = 0.043(2400)^{1.5} \sqrt{20} = 2.26 \times 10^4 Mpa = 2.30 \times 10^5 \frac{kg}{cm^2} \\ C25 \Rightarrow E_c = 0.043(2400)^{1.5} \sqrt{25} = 2.52 \times 10^4 Mpa = 2.57 \times 10^5 \frac{kg}{cm^2} \end{cases}$$

تعریف مصالح در نرم افزار

Poisson's Ratio :

نرم افزار از ضریب پواسن چه استفاده ای می کند؟

$$\nu = \frac{\text{کرنش عرضی}}{\text{کرنش طولی}}$$

برای مناسبه مدول برشی مصالح نیاز به ضریب پواسن می باشد.

$$\text{سفتی فمشی} = \frac{EI}{l}$$

$$\text{سفتی محوری} = \frac{EA}{l}$$

$$\text{سفتی برشی} = \frac{GA_s}{l}$$

$$\text{سفتی پیمشی} = \frac{GJ}{l}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

تعریف مصالح در نرم افزار

Material Strength:

Steel:

فولاد رایج در بازار ایران به نام S235JR معروف می باشد که تقریباً معادل با ST37 می باشد.

$$S235JR: \begin{cases} F_y = 235Mpa = 235 \times 10.19716 = 2396.33 \frac{kg}{cm^2} \approx 2400 \frac{kg}{cm^2} \\ F_u = 360Mpa = 360 \times 10.19716 = 3670.97 \frac{kg}{cm^2} \approx 3700 \frac{kg}{cm^2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_{ye} = R_y F_y \\ F_{ue} = R_y F_u \end{cases}$$

تعریف مصالح در نرم افزار

Material Strength:

Steel:

پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰

۲- مشخصات غیرخطی اعضای سازه

۲-۴ مقاومت اعضا براساس مقادیر مورد انتظار (میانگین) مشخصات مصالح محاسبه می شود. مشخصات میانگین مصالح با ضرب عدد ۱/۱۵ در مقادیر مقاومت مشخصه مصالح (کرانه پایین) به دست می آیند.

$$\begin{cases} F_{ye} = R_y F_y = 1.15 \times 235 = 270.25Mpa = 2755.78 \frac{kg}{cm^2} \\ F_{ue} = R_y F_u = 1.15 \times 360 = 414Mpa = 4221.62 \frac{kg}{cm^2} \end{cases}$$

تعریف مصالح در نرم افزار

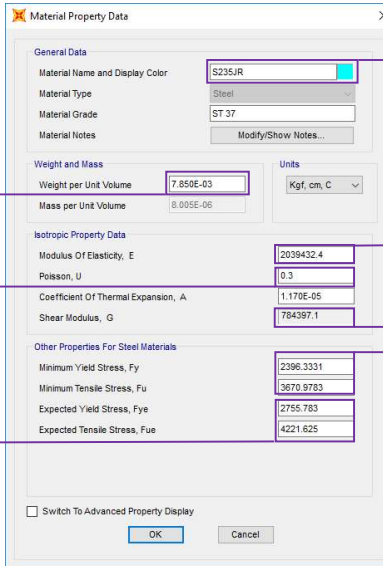
Steel:

$$\begin{aligned} \text{وزن مفروض فولاد} &= 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \\ &= 7.850 \times 10^{-3} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \end{aligned}$$

$$\text{نسبت بواسن فولاد} = 0.3$$

مقاومت تلاش‌های DC براساس
مقاومت مورد انتظار مناسبه می‌شود.

$$\text{مقاومت تسلیم و نهائی (مورد انتظار)} = \begin{cases} F_{ye} = 270.25 \text{Mpa} \\ F_{ue} = 414.00 \text{Mpa} \end{cases}$$



مصالح فولادی رایج در کشور

$$\begin{aligned} \text{مدول الاستیسیته فولاد} &= 2 \times 10^5 \text{Mpa} \\ &= 2039432.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

$$\text{مدول برشی فولاد} = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$\text{مقاومت تسلیم و نهائی (کرانه پایین)} = \begin{cases} F_y = 235 \text{Mpa} \\ F_u = 360 \text{Mpa} \end{cases}$$

مقاومت تلاش‌های FC براساس
مقاومت کرانه پایین مناسبه می‌شود.

تعریف مصالح در نرم افزار

Material Strength:

Rebar:

مشخصات ظاهری میگلرد	$f_u (\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$	$f_y (\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$	اسم بازاری	اسم استاندارد آئین نام‌های
میگلرد صاف و بدون آج Plane Bar	3600	2400	A1	S240
میگلرد آجدار Deformed Bar	5000	3400	A2	S340
میگلرد آجدار Deformed Bar	6000	4000	A3	S400
میگلرد آجدار Deformed Bar	6500	5000	A4	S500

تعریف مصالح در نرم افزار

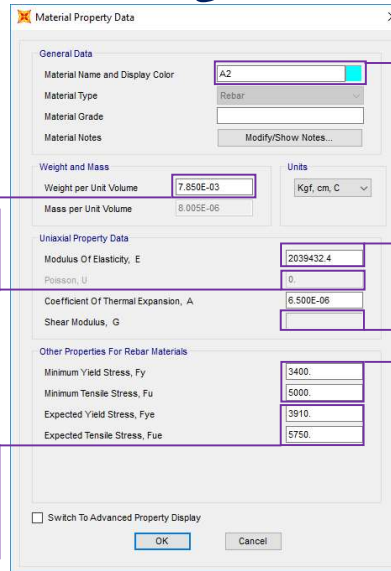
Rebar (A2):

$$\begin{aligned} \text{وزن مفصوص آرماتور} &= 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \\ &= 7.85 \times 10^{-3} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \end{aligned}$$

نسبت پواسن آرماتور داخل بتن کاربردی نخواهد داشت.

مقاومت تلاش‌های DC براساس
مقاومت مورد انتظار مناسبه می‌شود.

$$\text{مقاومت تسلیم و نهائی مورد انتظار} = \begin{cases} f_{ye} = 3910 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ f_{ue} = 5750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{cases}$$



آرماتورهای رایج در کشور

$$\begin{aligned} \text{مدول الاستیسیته فولاد} &= 2 \times 10^5 \text{ Mpa} \\ &= 2039432.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

سفتی آرماتورهای داخل بتن تاثیری در سفتی مقطع ندارد. چون فود ابعاد مقطع در سفتی تاثیر خواهد داشت.

مدول برشی آرماتوری که داخل بتن قرار می‌گیرد کاربردی نخواهد داشت.

$$\text{مقاومت تسلیم و نهائی کرانه پایین} = \begin{cases} f_y = 3400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ f_u = 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{cases}$$

مقاومت تلاش‌های FC براساس
مقاومت کرانه پایین مناسبه می‌شود.

تعریف مصالح در نرم افزار

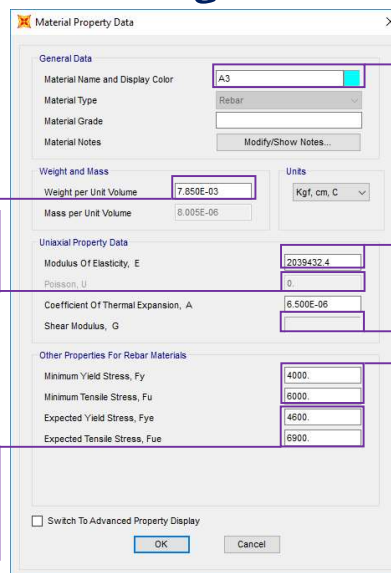
Rebar (A3):

$$\begin{aligned} \text{وزن مفصوص آرماتور} &= 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \\ &= 7.85 \times 10^{-3} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \end{aligned}$$

نسبت پواسن آرماتور داخل بتن کاربردی نخواهد داشت.

مقاومت تلاش‌های DC براساس
مقاومت مورد انتظار مناسبه می‌شود.

$$\text{مقاومت تسلیم و نهائی مورد انتظار} = \begin{cases} f_{ye} = 4600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ f_{ue} = 6900 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{cases}$$



آرماتورهای رایج در کشور

$$\begin{aligned} \text{مدول الاستیسیته فولاد} &= 2 \times 10^5 \text{ Mpa} \\ &= 2039432.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

سفتی آرماتورهای داخل بتن تاثیری در سفتی مقطع ندارد. چون فود ابعاد مقطع در سفتی تاثیر خواهد داشت.

مدول برشی آرماتوری که داخل بتن قرار می‌گیرد کاربردی نخواهد داشت.

$$\text{مقاومت تسلیم و نهائی کرانه پایین} = \begin{cases} f_y = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ f_u = 6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{cases}$$

مقاومت تلاش‌های FC براساس
مقاومت کرانه پایین مناسبه می‌شود.

تعریف مصالح در نرم افزار

Material Strength:

Concrete:

پیشنویس مبث ۹ سال ۹۷

۳-۳-۳-۹ مقدار f'_c باید با توجه به محدودیت های زیر، در نظر گرفته شود:

الف- در کاربری های عمومی، حداقل مقدار f'_c برای انواع بتن های معمولی و سبک برابر با ۲۰ مگا پاسکال بوده و محدودیتی برای مقدار حداکثر آن وجود ندارد.

ب- در سیستم های سازه ای ویژه، که شامل قابها و یا دیوارهای سازه ای ویژه و یا ترکیبات آنهاست، حداقل مقدار f'_c برای بتن های معمولی و سبک ۲۵ مگاپاسکال میباشد. مقدار حداکثر f'_c برای بتن های معمولی به ۷۰ مگاپاسکال و در بتن های سبک به ۳۵ مگاپاسکال محدود میشود.

پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰

۲- مشخصات غیرخطی اعضای سازه

۲-۴ مقاومت اعضا براساس مقادیر مورد انتظار (میانگین) مشخصات مصالح محاسبه می شود. مشخصات میانگین مصالح با ضرب عدد ۱/۱۵ در مقادیر مقاومت مشخصه مصالح (کرانه پایین) به دست می آیند.

تعریف مصالح در نرم افزار

Material Strength:

Concrete:

$$C20: \begin{cases} f'_c = 20 \text{ Mpa} = 20 \times 10.19716 = 203.95 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ f'_{ce} = 1.15 \times 20 \text{ Mpa} = 23 \text{ Mpa} = 23 \times 10.19716 = 234.54 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{cases}$$

$$C25: \begin{cases} f'_c = 25 \text{ Mpa} = 25 \times 10.19716 = 254.93 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ f'_{ce} = 1.15 \times 25 \text{ Mpa} = 28.75 \text{ Mpa} = 28.75 \times 10.19716 = 293.17 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{cases}$$

تعریف مصالح در نرم افزار

Concrete:

$$\begin{aligned} \text{وزن مفروض بتن آرمه} &= 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \\ &= 2.5 \times 10^{-3} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \end{aligned}$$

$$\text{نسبت بواسن بتن با مقاومت معمولی} = 0.15$$

$$\begin{aligned} \text{مقاومت فشاری مورد انتظار بتن} &= f'_{ce} = 23 \text{ Mpa} \\ &= 234.54 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

مقاومت تلاش‌های DC براساس
مقاومت مورد انتظار مناسبه می‌شود.

مصالح بتنی رایج در کشور
(مراقل مقاومت آئین‌نامه‌ای)

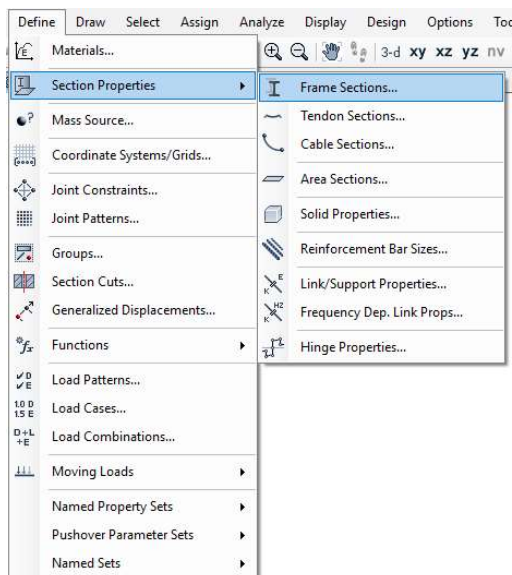
$$\begin{aligned} \text{مدول الاستیسیته بتن} &= 22609.98 \text{ Mpa} \\ &= 230557.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

$$\text{مدول برشی بتن} = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

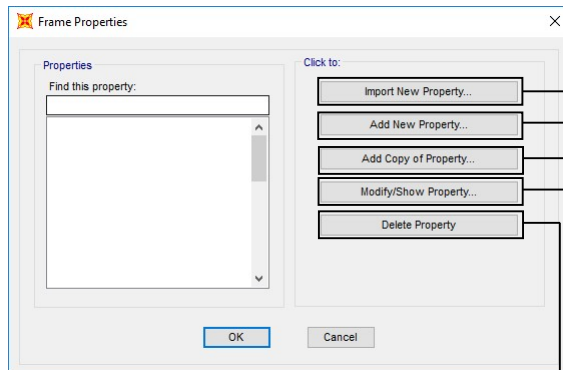
$$\begin{aligned} \text{مقاومت مشفبه فشاری بتن (کرانه پایین)} &= f'_c = 20 \text{ Mpa} \\ &= 203.95 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

مقاومت تلاش‌های FC براساس
مقاومت کرانه پایین مناسبه می‌شود.

Frame Sections...



Frame Sections...



زمانی که می‌فواهیم مقاطع را از یک منبع فارسی فرافزونی کنیم یعنی در واقع نمی‌فواهیم که مقاطع را خودمان بسازیم. به عنوان مثال از مقاطع Euro استفاده می‌کنیم.

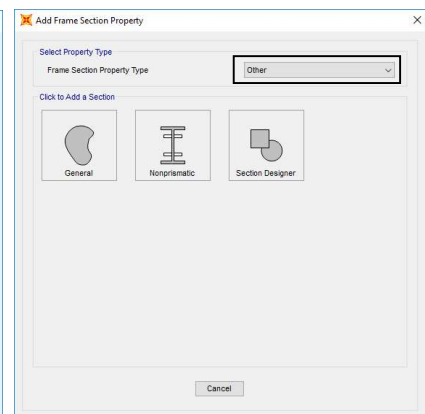
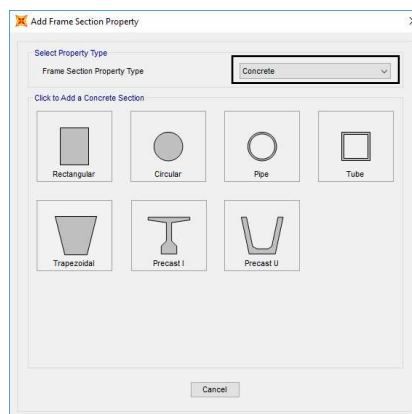
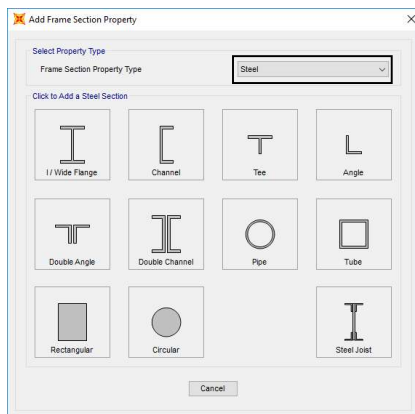
وقتی می‌فواهیم یک مقطع را از صفر در نرم‌افزار مدل‌سازی کنیم.

برای راحتی در مدل‌سازی و جلوگیری از تکرار مکررات می‌توان از این گزینه استفاده کرد و کپی از مقاطع ساخته شده گرفت تا در صورت نیاز با اعمال تغییرات جزئی به مقطع جدید مورد نظر رسید.

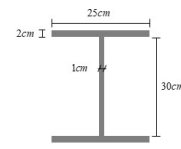
برای راحتی در مدل‌سازی و جلوگیری از تکرار مکررات می‌توان از این گزینه استفاده کرد و کپی از مقاطع ساخته شده گرفت تا در صورت نیاز با اعمال تغییرات جزئی به مقطع جدید مورد نظر رسید.

دیت کردن یک مقطع که ساخته شده است.

Frame Sections...



Frame Sections...



I/Wide Flange Section

Section Name: B F25X2W30X1

Section Notes: Modify/Show Notes...

Dimensions:

- Outside height (t3): 34
- Top flange width (t2): 25
- Top flange thickness (tf): 2
- Web thickness (tw): 1
- Bottom flange width (t2b): 25
- Bottom flange thickness (tfb): 2

Material: S235JR

Property Modifiers: Set Modifiers...

Properties: Section Properties...

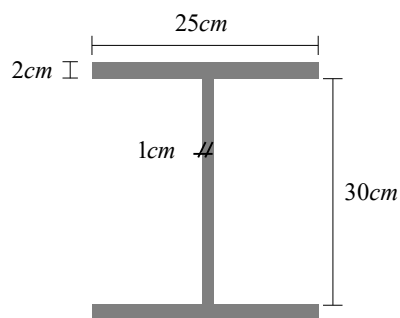
Property Data

Section Name: B F25X2W30X1

Properties			
Cross-section (axial) area	130	Section modulus about 3 axis	1640.1961
Moment of Inertia about 3 axis	27883.333	Section modulus about 2 axis	416.8667
Moment of Inertia about 2 axis	5210.8333	Plastic modulus about 3 axis	1625
Product of Inertia about 2-3	0	Plastic modulus about 2 axis	632.5
Shear area in 2 direction	34	Radius of Gyration about 3 axis	14.6454
Shear area in 3 direction	83.3333	Radius of Gyration about 2 axis	6.3311
Torsional constant	136.4033	Shear Center Eccentricity (x3)	0

OK

Frame Sections...



$$A = 2(25 \times 2) + 30 \times 1 = 130 \text{ cm}^2$$

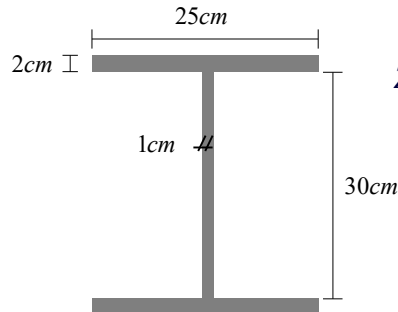
$$I_{3-3} = \frac{1}{12} [25 \times 34^3 - (25 - 1) \times 30^3] = 27883.34 \text{ cm}^4$$

$$I_{2-2} = \frac{1}{12} [2 \times 25^3 + 30 \times 1^3] = 5210.83 \text{ cm}^4$$

$$S_{3-3} = \frac{I_x}{0.5 \times 34} = \frac{27883.34}{17} = 1640.1961 \text{ cm}^3$$

$$S_{2-2} = \frac{I_y}{0.5 \times 25} = \frac{5210.83}{12.5} = 416.866 \text{ cm}^3$$

Frame Sections...



$$Z_{3-3} = \sum A\bar{y} = 2 \left[25 \times 2 \times \left(\frac{2}{2} + \frac{30}{2} \right) + \frac{30}{2} \times 1 \times \left(\frac{1}{2} \times \frac{30}{2} \right) \right] = 1825 \text{ cm}^3$$

$$Z_{2-2} = \sum A\bar{x} = 2 \left[2 \times \left(\frac{25}{2} \times 2 \times \left(\frac{1}{2} \times \frac{25}{2} \right) \right) + \frac{1}{2} \times 30 \times \left(\frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \right) \right] = 632.5 \text{ cm}^3$$

$$r_{3-3} = \sqrt{\frac{I_{3-3}}{A}} = \sqrt{\frac{27883.34}{130}} = 14.645 \text{ cm}$$

$$r_{2-2} = \sqrt{\frac{I_{2-2}}{A}} = \sqrt{\frac{5210.83}{130}} = 6.331 \text{ cm}$$

Frame Sections...

G2. I-SHAPED MEMBERS AND CHANNELS

1. Shear Strength of Webs without Tension Field Action

The nominal shear strength, V_n , is:

$$\text{AISC 360-16} \quad V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (\text{G2-1})$$

where

F_y = specified minimum yield stress of the type of steel being used, ksi (MPa)

A_w = area of web, the overall depth times the web thickness, $d t_w$, in.² (mm²)

CSISRefer-Sap2000-vr21

	Wide Flange Section Shear Forces parallel to flange	$\frac{5}{3} t_f b_f$
	Wide Flange Section Shear Forces parallel to web	$t_w d$

۱-۲-۶-۲-۱۰ مقاومت برشی اسمی

مقاومت برشی اسمی (V_n) اعضای با مقطع دارای جان سخت نشده (بدون سخت کننده) و سخت شده

(با سخت کننده) بر اساس حالت های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین می شود.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (1-۲-۱۰)$$

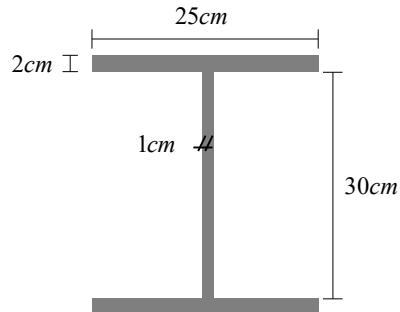
که در آن:

مبحث ۱۰ مقررات ملی ۱۳۹۲

F_y = تنش تسلیم فولاد جان

A_w = مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل ضرب عمق کلی مقطع (d) در ضخامت جان (t_w)

Frame Sections...



	Wide Flange Section Shear Forces parallel to flange	$\frac{5}{3} t_f b_f$
	Wide Flange Section Shear Forces parallel to web	$t_w d$

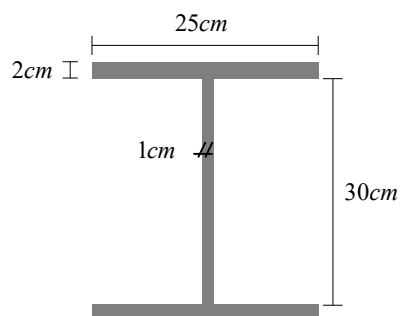
$$A_{s2} = (30 + \frac{2}{2} + \frac{2}{2}) \times 1 = 32 \text{ cm}^2 \quad \text{✗}$$

$$A_{s2} = (30 + 2 + 2) \times 1 = 34 \text{ cm}^2 \quad \text{✓}$$

$$A_{s3} = \frac{5}{6} (25 \times 2) \times 2 = 83.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = \frac{5}{6} (25 \times 2) \times 2 = 83.33 \text{ cm}^2$$

Frame Sections...



Property Data			
Section Name: B F25X2W30X1			
Properties			
Cross-section (axial) area	130	Section modulus about 3 axis	1640.1961
Moment of Inertia about 3 axis	27883.333	Section modulus about 2 axis	416.8667
Moment of Inertia about 2 axis	5210.8333	Plastic modulus about 3 axis	1825
Product of Inertia about 2-3	0	Plastic modulus about 2 axis	632.5
Shear area in 2 direction	34	Radius of Gyration about 3 axis	14.6454
Shear area in 3 direction	83.3333	Radius of Gyration about 2 axis	6.3311
Torsional constant	136.4033	Shear Center Eccentricity (x3)	0

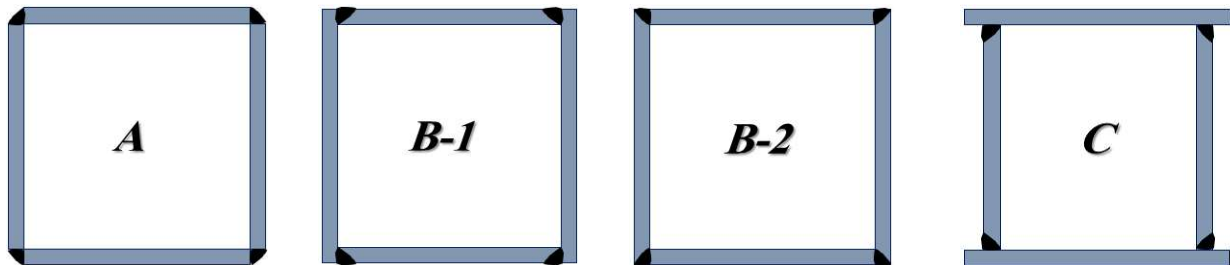
Frame Section Properties	
Property Name	
Section Name: B F25X2W30X1	
Base Material: S235JR	
Properties	
Area, cm ²	130
AS2, cm ²	33.8
AS3, cm ²	89.3
I33, cm ⁴	27883.3
I22, cm ⁴	5210.8
S33Pos, cm ³	1640.2
S33Neg, cm ³	1640.2
S22Pos, cm ³	416.9
S22Neg, cm ³	416.9
R33, cm	14.645
R22, cm	6.331
Z33, cm ³	1825
Z22, cm ³	632.5
J, cm ⁴	144
Cw, cm ⁶	1333333.3
CG Offset 3 Dir, cm	0
CG Offset 2 Dir, cm	0
PNA Offset 3 Dir, cm	0
PNA Offset 2 Dir, cm	0

$$A_{s2} = (30 + 2 + 2) \times 1 = 34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = \frac{5}{6} (25 \times 2) \times 2 = 83.33 \text{ cm}^2$$

Frame Sections...

کدام شکل از مقطع باکس فولادی از نظر لرزه‌ای رفتار مناسبی خواهد داشت؟

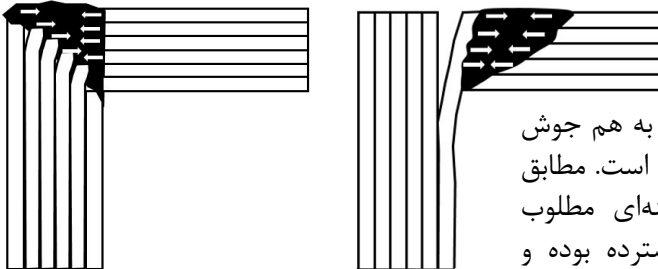


Frame Sections...

نکات مهم در اتصال اجزای مقطع باکس

در انتخاب مقطع استاندارد برای باکس بایستی به دو نکته مهم توجه داشته باشیم:

۱- جلوگیری از ایجاد پدیده تورق در پلیت‌های مقطع باکس



در شکل روبه رو دو پلیت فولادی در دو حالت مختلف به هم جوش شده‌اند، که آثار تورق برای هر دو حالت نشان داده شده است. مطابق با توزیع خسارت و خرابی در مهندسی زلزله گزینه‌ای مطلوب می‌باشد که به دلیل تورق، توزیع خرابی در آن گسترده بوده و متمرکز نمی‌باشد. بنابراین شکل سمت چپ به دلیل توزیع آسیب بین لایه‌های مختلف پلیت، وضعیت به مراتب بهتری نسبت به شکل سمت راست خواهد داشت. لذا برای اتصال اجزای مقطع باکس به یکدیگر گزینه سمت چپ مطلوب‌تر خواهد بود.

Frame Sections...

نکات مهم در اتصال اجزای مقطع باکس

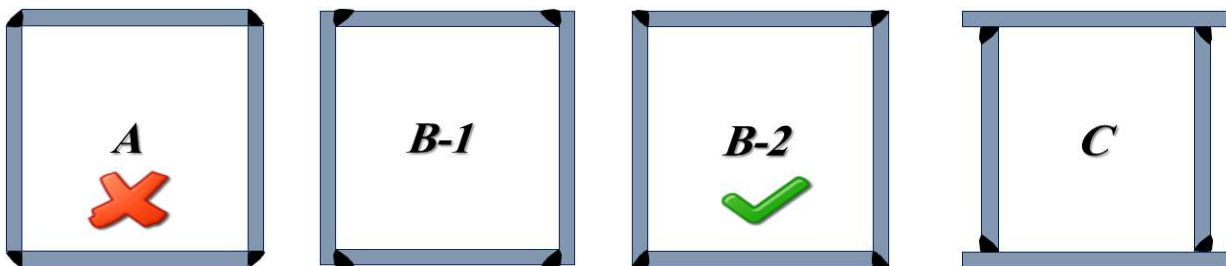
در انتخاب مقطع استاندارد برای باکس بایستی به دو نکته مهم توجه داشته باشیم:

۲- تامین دوام عملکردی و قابلیت تحمل نیروی‌های عظیم چرخه‌ای از طریق اجرای جوش نفوذی با نفوذ کامل مطابق با گزینه ۷ از بند ۱۰-۳-۱۳-۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان برای اتصالات از پیش تایید شده عنوان می‌دارد: "در ستون‌های قوطی ساخته شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰ سانتی‌متر بالاتر از بال بالا و ۳۰ سانتی‌متر پایین‌تر از بال پایین، اتصال جان‌ها به بال‌های ستون، بایستی جوش نفوذی با نفوذ کامل باشد".

۱۰-۳-۱۳-۱ الزامات عمومی اتصالات گیردار از پیش تأیید شده
(۷) در ستون‌های قوطی شکل ساخته شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰۰ میلی‌متر بالا و پایین بال تیر، اتصال جان‌ها به بال‌های مقطع ستون، باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل باشد.
مبحث ۱۰ مقررات ملی ۱۳۹۲

Frame Sections...

کدام شکل از مقطع باکس فولادی از نظر لرزه‌ای رفتار مناسبی خواهد داشت؟

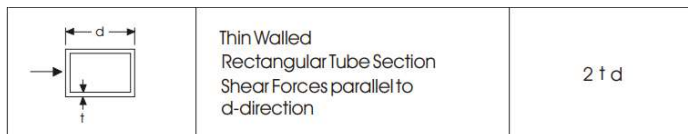


در صورتی که تست تورق برای ورق‌های فولادی انجام شود و از این بابت مشکلی وجود نداشته باشد در این صورت شکل‌های B-1 و C نیز مجاز خواهند بود.

(۶) در ستون‌های H شکل ساخته شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰۰ میلی‌متر بالا و پایین بال‌های تیر، اتصال جان به بال‌های مقطع ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشه تقویتی در هر دو طرف جان باشد. ضخامت جوش‌های گوشه تقویتی در هر طرف جان نباید از ۸ میلی‌متر و ضخامت جان مقطع ستون کمتر در نظر گرفته شود.

(۷) در ستون‌های قوطی شکل ساخته شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰۰ میلی‌متر بالا و پایین بال تیر، اتصال جان‌ها به بال‌های مقطع ستون، باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل باشد.

(۸) در ستون‌های ساخته شده از ورق با مقطع صلیبی شکل، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰۰ میلی‌متر بالا و پایین بال تیر، اتصال جان‌ها به بال‌ها و جان دیگر باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشه تقویتی در هر دو طرف جان باشد. ضخامت جوش‌های گوشه تقویتی در هر طرف جان نباید از ۸ میلی‌متر و ضخامت جان مقطع ستون کمتر در نظر گرفته شود.



Property Data

Section Name: Box 30X1.5

Properties	Value	Properties	Value
Cross-section (axial) area	171	Section modulus about 3 axis	1547.55
Moment of Inertia about 3 axis	23213.25	Section modulus about 2 axis	1547.55
Moment of Inertia about 2 axis	23213.25	Plastic modulus about 3 axis	1829.25
Product of Inertia about 2-3	0	Plastic modulus about 2 axis	1829.25
Shear area in 2 direction	90	Radius of Gyration about 3 axis	11.6512
Shear area in 3 direction	90	Radius of Gyration about 2 axis	11.6512
Torsional constant	34723.69	Shear Center Eccentricity (x3)	0

OK

Frame Section Properties

Property Name

Section Name: Box 30X1.5

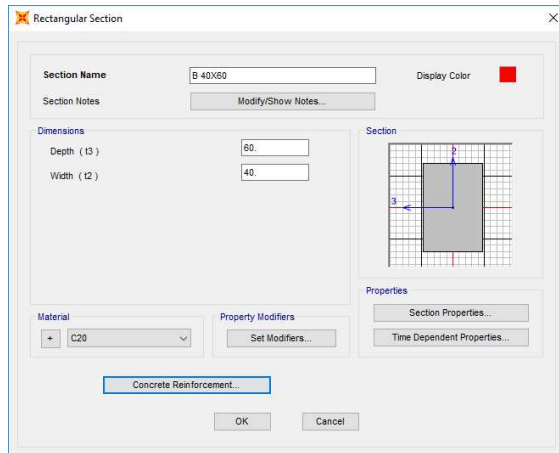
Base Material: S235JR

Properties

Item	Value
Area, cm ²	171
AS2, cm ²	88
AS3, cm ²	88
I33, cm ⁴	23213.3
I22, cm ⁴	23213.3
S33Pos, cm ³	1547.6
S33Neg, cm ³	1547.6
S22Pos, cm ³	1547.6
S22Neg, cm ³	1547.6
R33, cm	11.651
R22, cm	11.651
Z33, cm ³	1829.3
Z22, cm ³	1829.3
J, cm ⁴	34723.7
CG Offset 3 Dir, cm	0
CG Offset 2 Dir, cm	0
PNA Offset 3 Dir, cm	0
PNA Offset 2 Dir, cm	0

OK Cancel

Frame Sections...



چرا در تحلیل خطی سازه‌های بتن‌آرمه نیازی به داشتن آرماتور طولی برای تیرهای خمشی وجود ندارد در حالی که برای تحلیل غیرخطی حتماً بایستی آرماتورهای طولی بالا و پایین تیرهای بتنی مشخص باشد؟

Frame Sections...

هدف از تحلیل سازه (چه خطی و چه غیرخطی) در نرم‌افزار چیست؟ ***به دست آوردن نیروهای داخلی المان‌ها***

در تحلیل‌های خطی نیروی داخلی المان‌ها وابسته به نسبت سختی بین قاب‌ها و المان‌ها می‌باشد و از آنجایی که مقدار آرماتورهای طولی در سختی مقاطع تأثیری ندارد لذا داشتن ابعاد مقطع بتنی برای به دست آوردن نیروهای داخلی کافی خواهد بود. بنابراین در تحلیل‌های خطی برای آنالیز سازه نیازی به داشتن مقادیر آرماتورهای طولی نخواهد بود.

ولی در تحلیل غیرخطی به دلیل جاری شدن تلاش‌های مختلف، سختی المان‌ها و به تبع آن سختی سازه هر لحظه در حال تغییر است لذا برای به دست آوردن نیروی داخلی المان‌ها حتماً بایستی نحوه جاری شدن تلاش‌ها و توالی جاری شدن آنها مشخص باشد در نتیجه برای به دست آوردن نیروی داخلی المان‌ها، داشتن مقاومت خمشی تیرهای بتنی ضروری است لذا برای آنالیزهای غیرخطی حتماً بایستی مقدار آرماتور طولی تیرهای بتنی مشخص باشد.

در سازه بتنی مشخصات مفاصل پلاستیک وابسته به $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$ بوده که این عبارت مستلزم داشتن مشخصات هندسی و آرماتور مقطع می‌باشد.

Frame Sections...

در طراحی از ابتدا که مشخصات آرماتورهای مقطع وجود ندارد، چه باید کرد؟ مفاصل پلاستیک چگونه اختصاص داده خواهد شد؟

در ساختمان‌های طرح از ابتدا بایستی براساس تحلیل خطی و طراحی متعارف، مقاطع اولیه و آرماتورها مشخص شده تا تحلیل غیرخطی میسر شود.

حال به دو صورت می‌توان آرماتورها را برای تحلیل غیرخطی به نرم‌افزار معرفی کرد:

۱- قبل از تحلیل غیرخطی ابتدا طراحی سازه انجام شود تا نرم‌افزار مقادیر آرماتورها را محاسبه کند اگر بعد از این مرحله، تحلیل غیرخطی انجام شود با استفاده از همان آرماتورهایی که در حافظه نرم‌افزار هست مقاومت پلاستیک برای مقاطع تیرها به دست آمده و در تحلیل غیرخطی استفاده خواهد شد.

Frame Sections...

۱- قبل از تحلیل غیرخطی ابتدا طراحی سازه انجام شود تا نرم‌افزار مقادیر آرماتورها را محاسبه کند اگر بعد از این مرحله، تحلیل غیرخطی انجام شود با استفاده از همان آرماتورهایی که در حافظه نرم‌افزار هست مقاومت پلاستیک برای مقاطع تیرها به دست آمده و در تحلیل غیرخطی استفاده خواهد شد.

در این شرایط فرض کنید برای یکی از تیرهای طراحی شده مقدار $\Phi 20 \Rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow n = \frac{21}{3.14} = 6.68$

آرماتور بالای تیر توسط نرم‌افزار برابر با ۲۱ سانتی متر مربع ارائه شود در این صورت اگر مطابق محاسبات زیر هر سه آرماتور ۲۰، ۲۲ و

۲۵ ملاک انتخاب باشد در هر صورت نمی‌توان به صورت دقیق مقدار آرماتور محاسباتی توسط نرم‌افزار را در مقطع قرار داد. چون

تعداد ۶/۶۸ عدد آرماتور ممکن نخواهد بود لذا به صورت اجرایی ۷

عدد آرماتور $\Phi 20$ در مقطع قرار داده خواهد شد.

Frame Sections...

۱- قبل از تحلیل غیرخطی ابتدا طراحی سازه انجام شود تا نرم افزار مقادیر آرماتورها را محاسبه کند اگر بعد از این مرحله، تحلیل غیرخطی انجام شود با استفاده از همان آرماتورهایی که در حافظه نرم افزار هست مقاومت پلاستیک برای مقاطع تیرها به دست آمده و در تحلیل غیرخطی استفاده خواهد شد.

$$\Phi 20 \Rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow n = \frac{21}{3.14} = 6.68$$

مطابق با موارد تشریح شده مقادیر آرماتورهای موجود

$$\Phi 22 \Rightarrow A = 3.80 \text{ cm}^2 \Rightarrow n = \frac{21}{3.8} = 5.52$$

در حافظه نرم افزار اجرایی نمی باشد به همین دلیل

$$\Phi 25 \Rightarrow A = 4.90 \text{ cm}^2 \Rightarrow n = \frac{21}{3.8} = 4.28$$

استفاده از این مقادیر برای محاسبات غیرخطی، نتایج

دقیقی را نخواهد داشت. ولی برای برآورد **تقریبی** از

عملکرد سازه استفاده از این روش به دلیل سهولت بالا

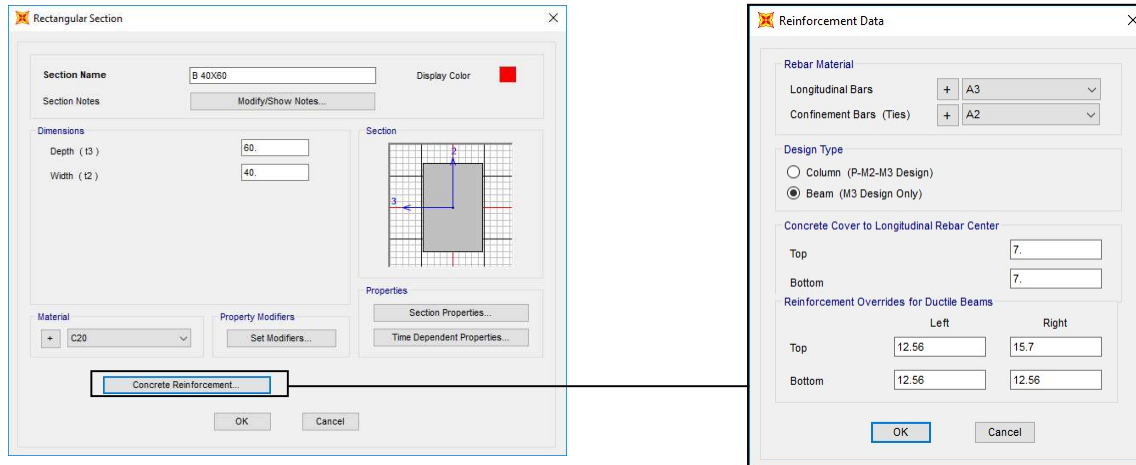
مناسب خواهد بود.

Frame Sections...

۲- با استفاده از مقادیر آرماتورهایی که نرم افزار ارائه می دهد خود طراح مقادیر اجرایی را به دست آورده (۷ آرماتور ۲۰ به جای ۶/۶۸ آرماتور ۲۰) و این مقدار دقیق را به نرم افزار معرفی کرده و در نهایت رفتار دقیق سازه را در تحلیل غیرخطی مورد ارزیابی قرار دهد.

-منظور از رفتار دقیق، تقدم و تاخر تشکیل مفاصل پلاستیک می باشد. چون حتی با ۰/۵ سانتی متر مربع اختلاف در مقادیر آرماتورهای تیر نحوه توزیع مفاصل پلاستیک تغییرات محسوسی خواهد داشت.

Frame Sections...

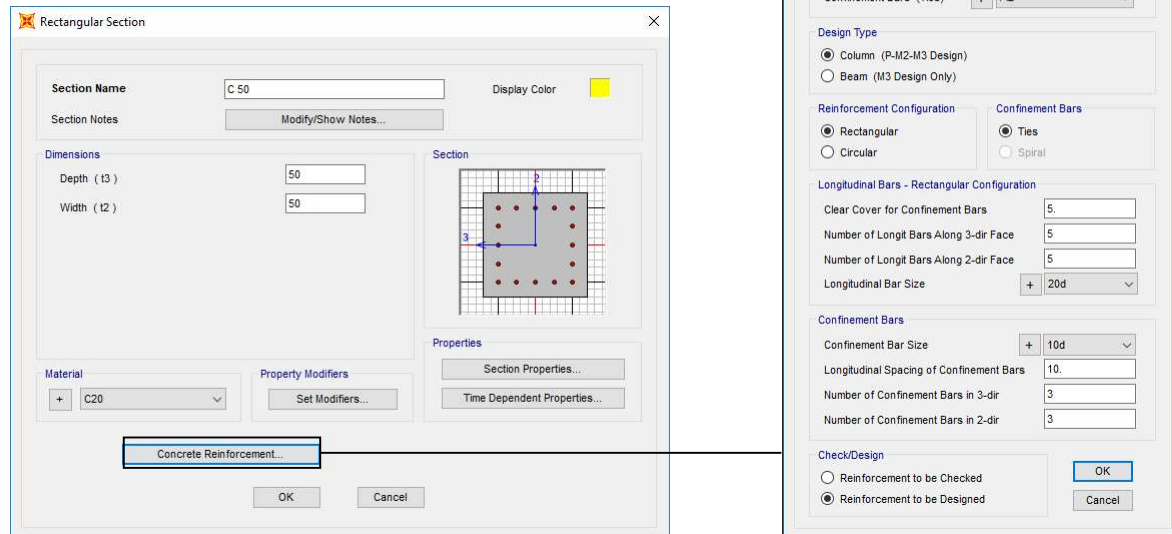


Frame Sections...

نحوه ترسیم تیرهای سازه بتنی و اختصاص مفصل پلاستیک به آن در نرم افزارهای
SAP , ETABS



Frame Sections...



ACI 318-19

Frame Sections...

10.6—Reinforcement limits

10.6.1 Minimum and maximum longitudinal reinforcement

10.6.1.1 For nonprestressed columns and for prestressed columns with average $f_{pe} < 225$ psi, area of longitudinal reinforcement shall be at least $0.01A_g$ but shall not exceed $0.08A_g$.

18.7—Columns of special moment frames

18.7.1 Scope

18.7.4 Longitudinal reinforcement

18.7.4.1 Area of longitudinal reinforcement, A_{sl} , shall be at least $0.01A_g$ and shall not exceed $0.06A_g$.

حداکثر آرماتور طولی در ستون‌ها

مبحث ۹ مقررات ملی ۱۳۹۷

۹-۲۰-۵-۳-۲ آرماتورهای طولی

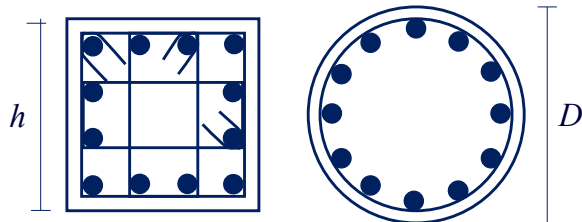
۹-۲۰-۵-۳-۱ در ستون‌ها نسبت سطح مقطع میلگردهای طولی به کل سطح مقطع ستون نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از هشت درصد در نظر گرفته شود. این محدودیت باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

۹-۲۰-۶-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۶-۱ در ستون‌ها نسبت سطح مقطع آرماتور طولی به سطح مقطع کل ستون نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

Frame Sections...

مقایسه سختی، مقاومت و شکل پذیری ستون‌های مربعی با خاموت و ستون‌های دایره‌ای با اسپیرال



سطح مقطع، و تعداد آرماتورهای این دو ستون با یکدیگر برابر است. با فرض نسبت آرماتور عرضی یکسان برای هر دو ستون، سختی، مقاومت و شکل‌پذیری این دو ستون بتن‌آرمه را با یکدیگر مقایسه کنید.

$$h^2 = \frac{\pi}{4} D^2 \Rightarrow h = \frac{\sqrt{\pi}}{2} D \Rightarrow h = 0.886D$$

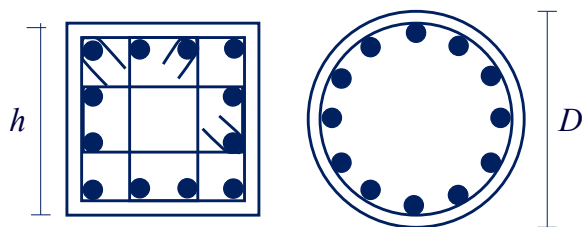
$$\frac{\text{ممان اینرسی مقطع مربعی}}{\text{ممان اینرسی مقطع دایره‌ای}} = \frac{\frac{1}{12} h^4}{\frac{\pi}{64} D^4} = \frac{64}{12\pi} \frac{h^4}{D^4}$$

$$= \frac{64}{12\pi} \left(\frac{\pi^2}{16}\right) = \frac{\pi}{3} = 1.0472$$

سختی ستون مربعی حدود ۵ درصد بیشتر از سختی ستون دایره‌ای می‌باشد.

Frame Sections...

مقایسه سختی، مقاومت و شکل پذیری ستون‌های مربعی با خاموت و ستون‌های دایره‌ای با اسپیرال



سطح مقطع، و تعداد آرماتورهای این دو ستون با یکدیگر برابر است. با فرض نسبت آرماتور عرضی یکسان برای هر دو ستون، سختی، مقاومت و شکل‌پذیری این دو ستون بتن‌آرمه را با یکدیگر مقایسه کنید.

$$P = 0$$

$$M_n = 31.24t.m$$

$$P = 0$$

$$M_n = 24.5t.m$$

$$\Rightarrow \frac{31.24}{24.5} = 1.275$$

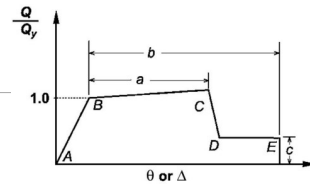
به دلیل بازوی لنگری بیشتر برای آرماتورهای کششی در ستون‌های مربعی مقدار مقاومت خمشی این ستون بزرگتر از ستون‌های دایره‌ای خواهد بود.



ASCE41-17

Tied RC Column

$$a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{ColOE}} \right) \geq 0.0$$



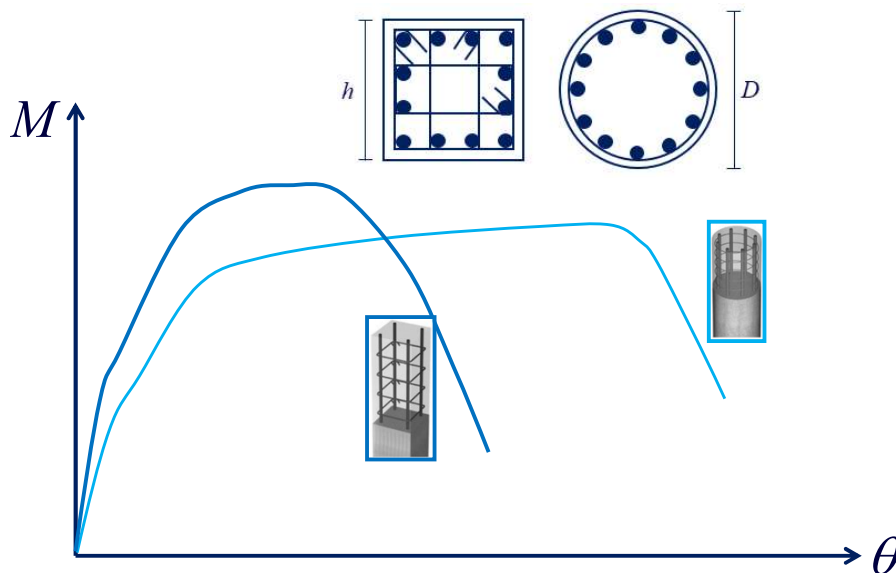
Spiral RC Column

$$a = \left(0.06 - 0.06 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 1.3 \rho_t - 0.037 \frac{V_{yE}}{V_{ColOE}} \right) \geq 0.0$$

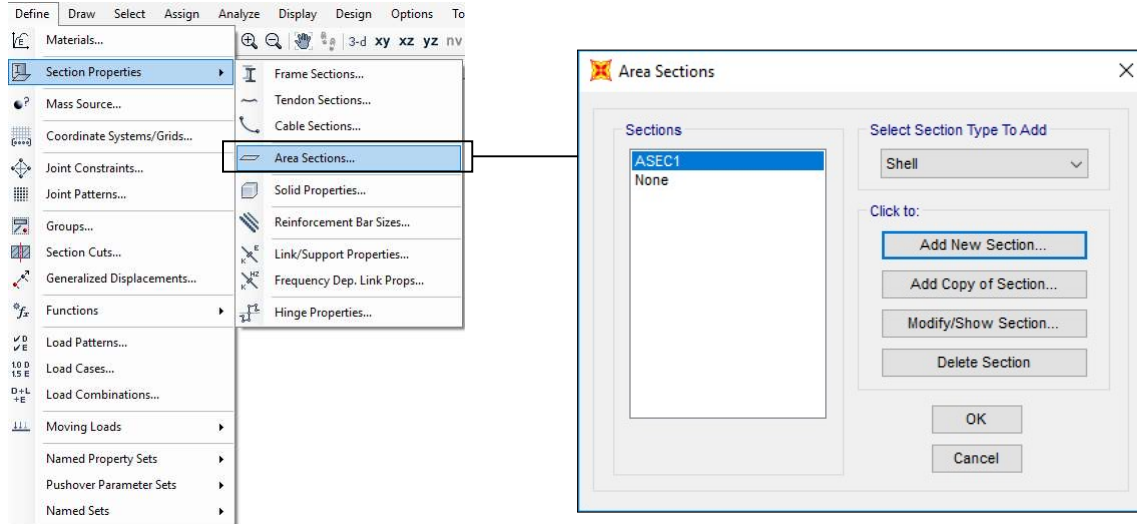
اثرات آرماتور عرضی در ستون‌های دارای تنگ بسته با ضریب 0.63 باعث افزایش شکل‌پذیری می‌شود در حالی که در ستون‌های دارای اسپیرال این ضریب برابر با 1.3 می‌باشد. به عبارت بهتر نسبت افزایش مقدار شکل‌پذیری به صورت مقابل خواهد بود.

$$\frac{(\Delta a)_{spiral}}{(\Delta a)_{tied}} = \frac{1.3 \times 0.002}{0.63 \times 0.002} = 2.064$$

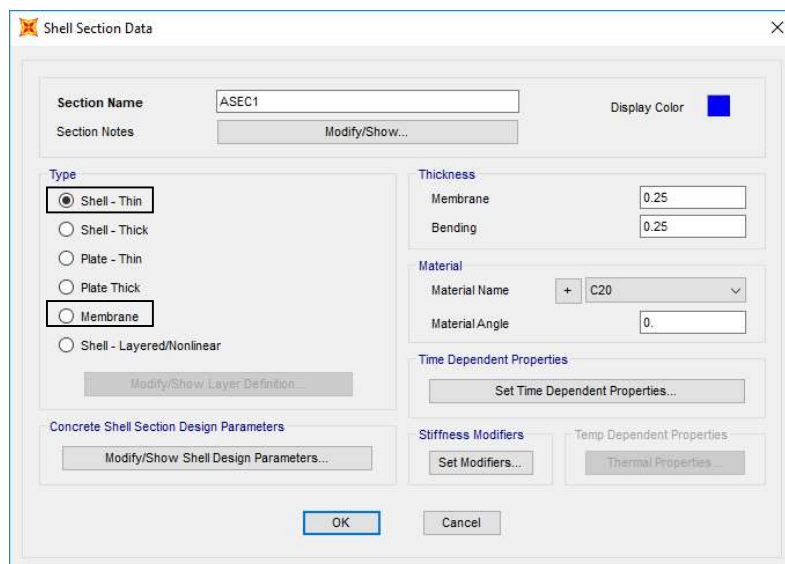
آرماتور عرضی اسپیرال بیشتر از ۲ برابر نسبت به تنگ بسته باعث افزایش شکل‌پذیری می‌شود.

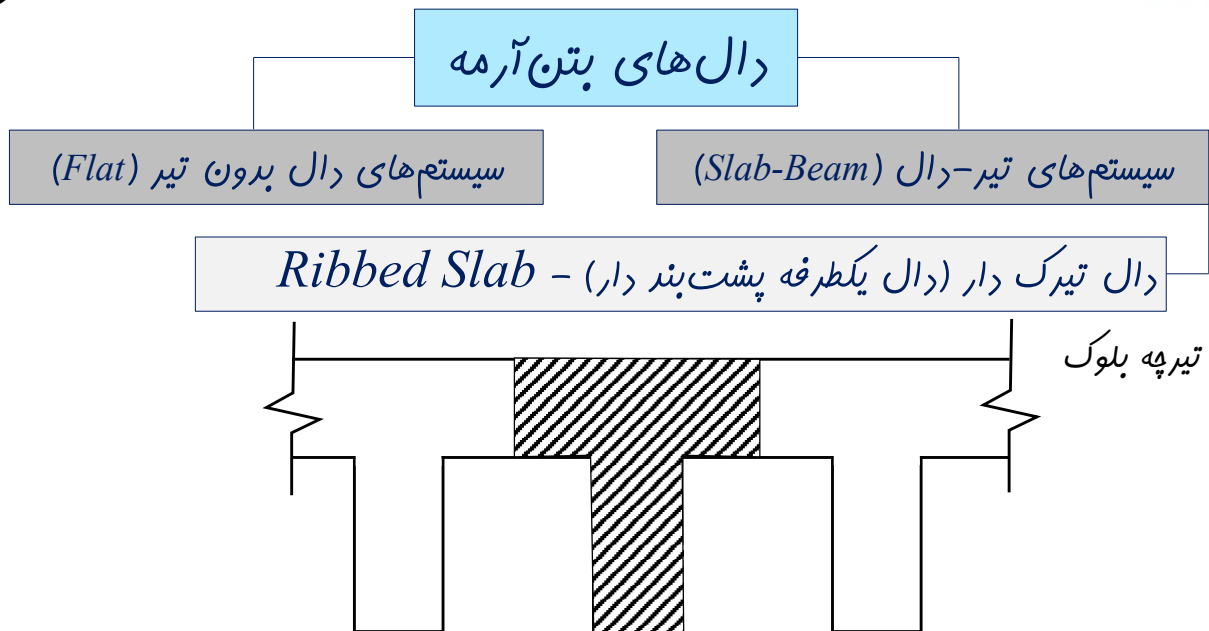
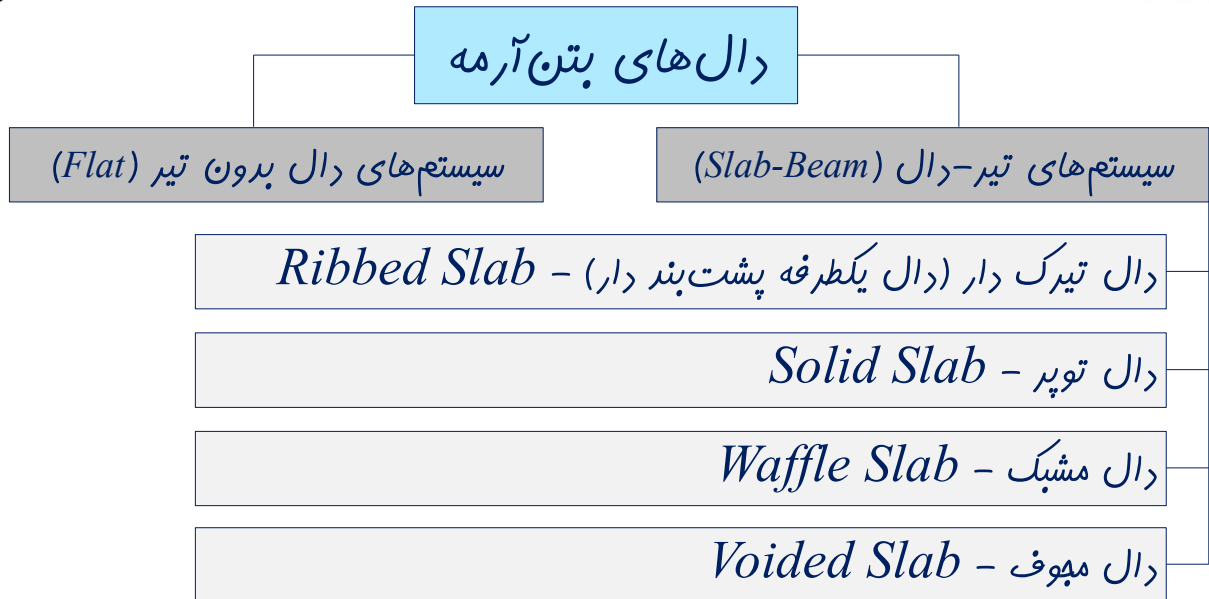


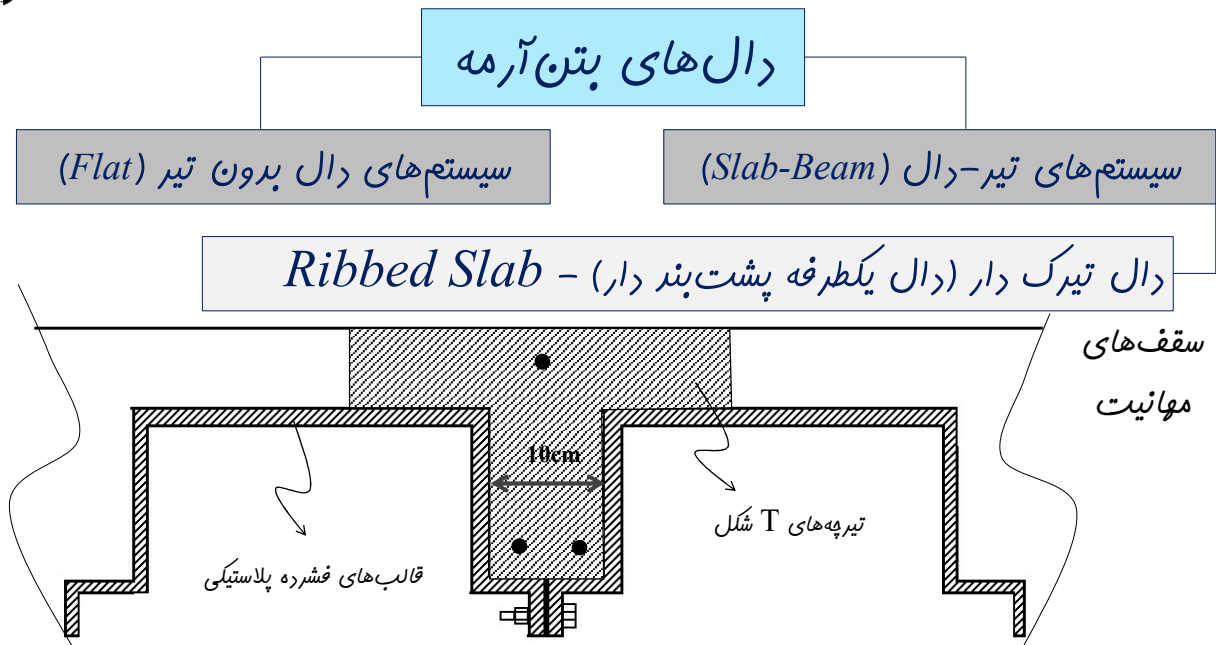
Area Sections...



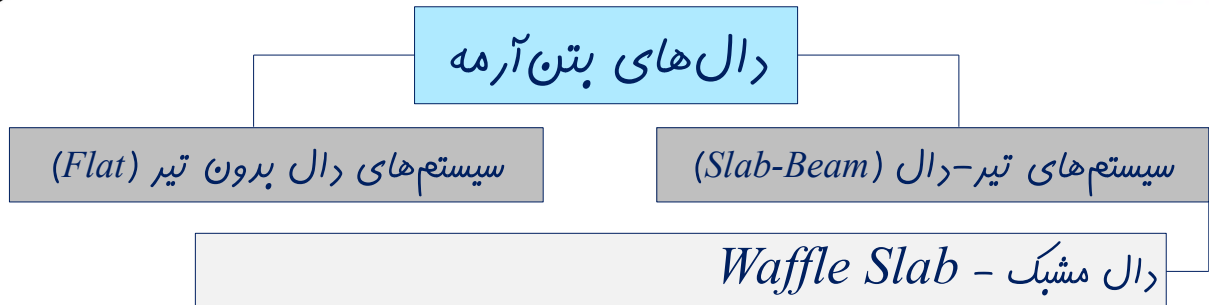
Area Sections...



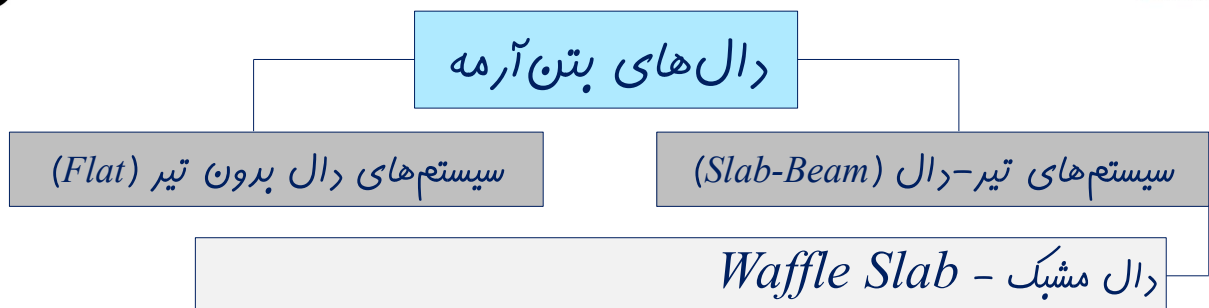






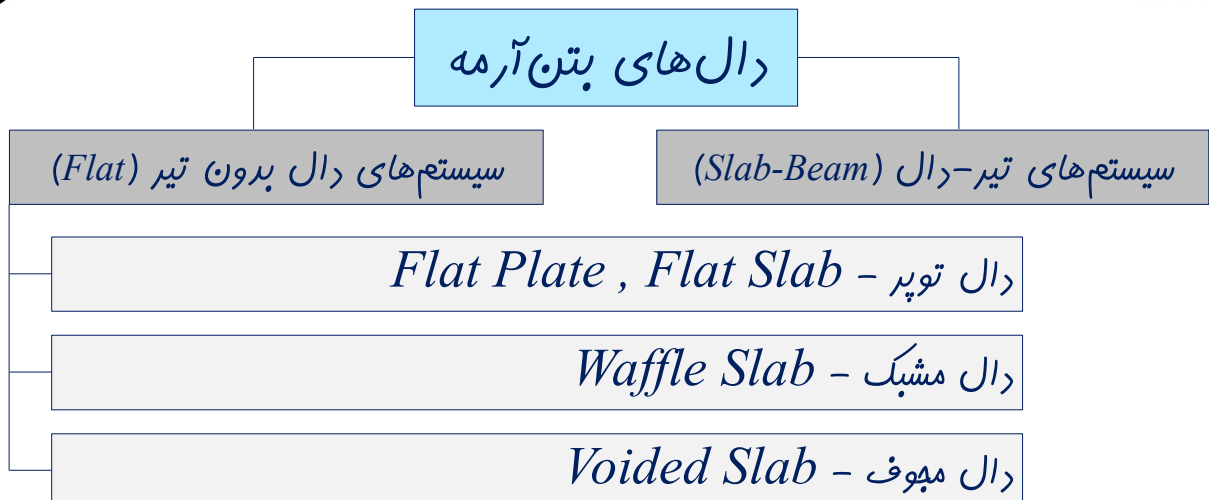


برای پوشش دهانه‌های بلند توسط دال‌های بتنی، بایستی ضخامت دال بزرگتر شود این مورد وزن لرزه‌ای را بالا برده و تاثیر نامطلوبی در رفتار کلی سازه خواهد داشت. برای حل این مشکل می‌توان بتن غیر مفید مقطع را حذف کرد تا علاوه بر حفظ قابلیت دال در تحمل بارهای ثقیلی، وزن دال افزایش پندانی نداشته باشد. بخشی از مقطع دال‌ها که در کشش می‌باشد و تاثیری در رفتار خمشی مقطع ندارد حذف شده و باعث کاهش وزن کلی دال می‌شود. دال‌های مشبک یا وافل به این صورت می‌باشند.



این سقف‌ها از زیر به صورت هفره-هفره دیده می‌شوند (سقف‌های دال تیرک دار یا دال یک‌طرفه پشت‌بند دار از زیر به صورت شیار-شیار دیده می‌شوند. با این تکنیک، وزن دال وافل نسبت به دال توپر در حدود ۲۰ الی ۴۰ درصد کاهش یافته و می‌توان از این آن در دهانه‌های بلندتر (تا ۱۲ متر) استفاده کرد. همان‌طور که ملاحظه می‌شوند میل تیرهای سقف توپر بوده و هیچ‌گونه سوارفی در این میل وجود ندارد.





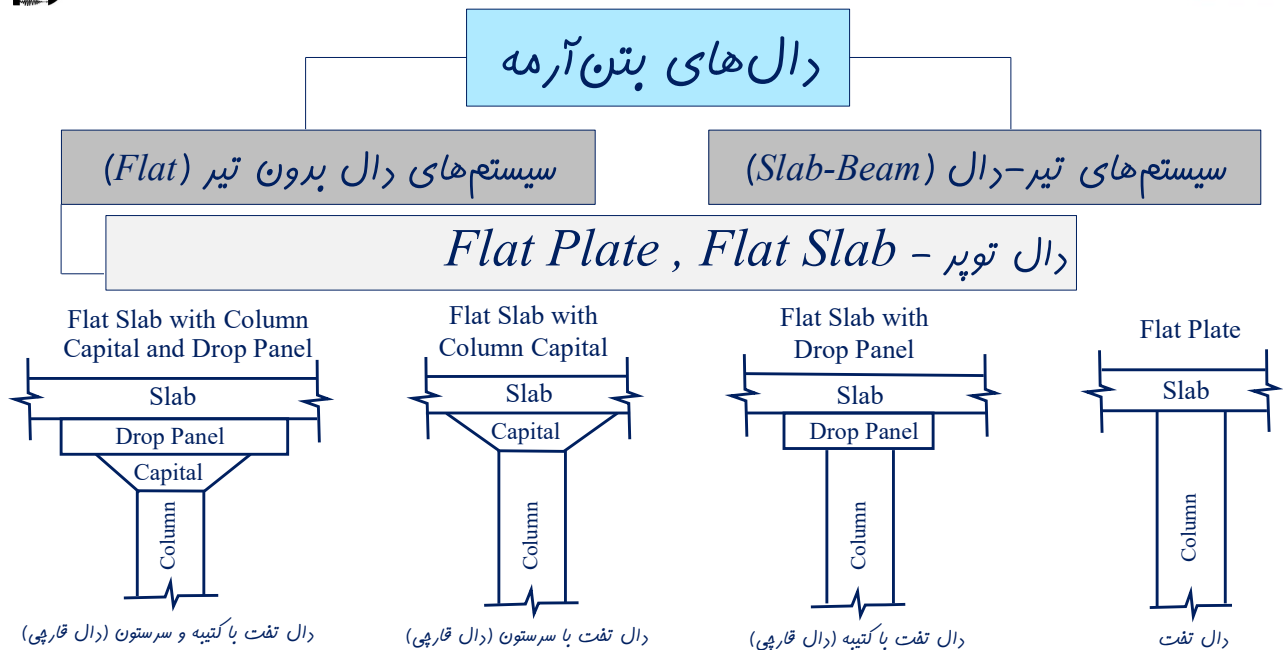


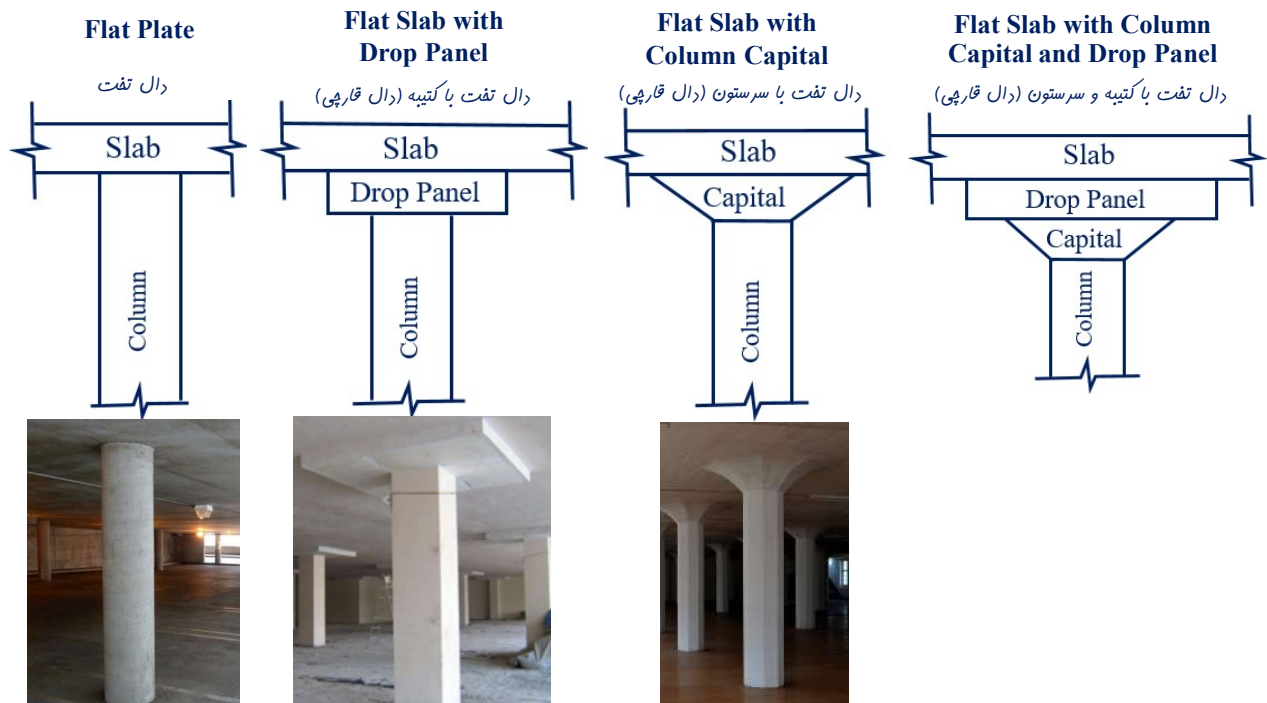
این سیستم سقف همان Solid Slab می‌باشد که در آن تیرهای سقف حذف شده است. به دلیل عدم وجود تیر در این سقف‌ها، در محل اتصال تیر به ستون‌ها مشکلات زیر وجود خواهد داشت:

۱- برش تیری یا برش یک طرفه ۲- برش پانچ یا برش دو طرفه

۳- آرماتورهای خمشی محل اتصال دال به ستون (اندرکنش خمشی دال و ستون)

کتیبه‌ها (Drop Panel) هر سه مشکل برش یک طرفه، دو طرفه و آرماتورهای خمشی محل اتصال دال به ستون را مرتفع می‌سازند. در حالی که سرستون‌ها (Capital) فقط مشکل برش دو طرفه (برش پانچ) را مرتفع می‌سازند.

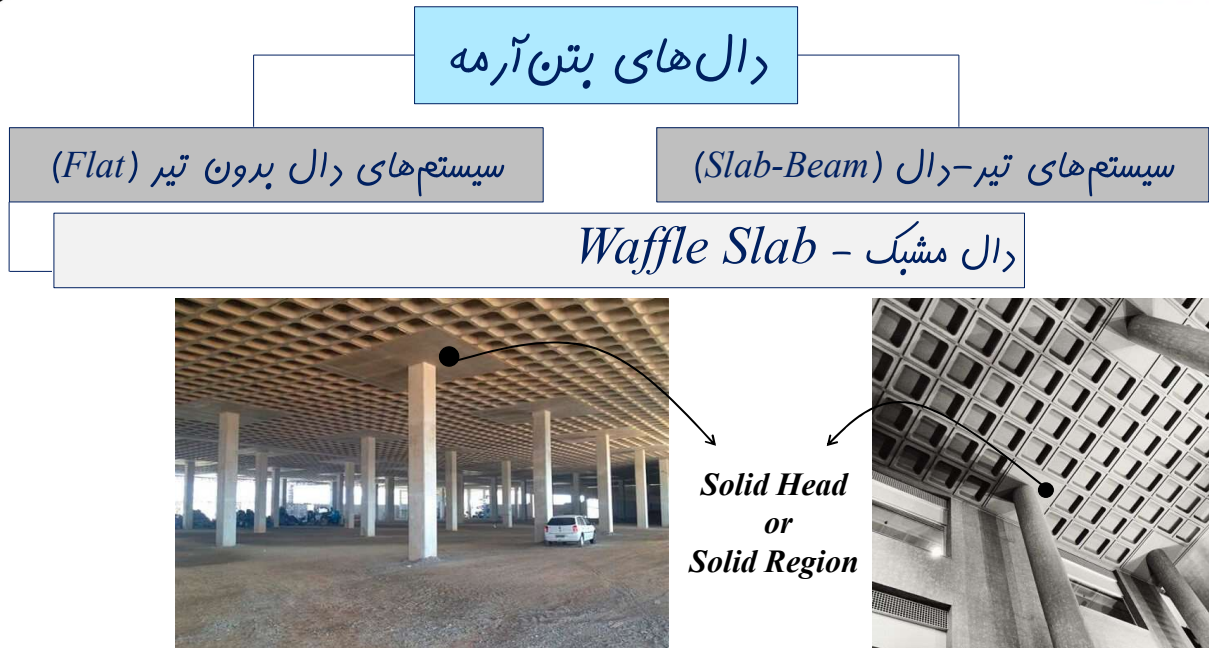


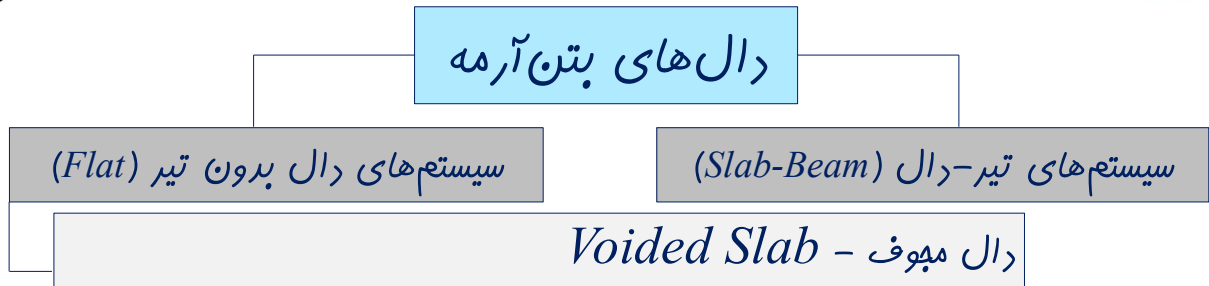


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

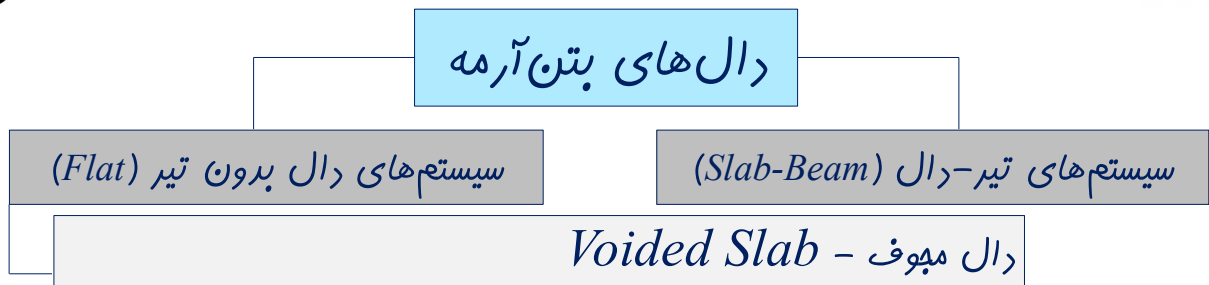


زمانی که مغزه های موجود در محل تیرها پر نشوند سقف های وافل به صورت *Flat* شناخته خواهند شد. به دلیل عدم وجود تیر در سقف های *Flat*، سه مشکل افیر در دسترس بوده و برای مرتفع کردن آنها در این سقف ها مغزه های اطراف ستون ها پر می شوند. به دلیل عمق ۴۰ الی ۶۰ سانتی متری در سقف های وافل با پر کردن مغزه های اطراف ستون ها معمولاً نیازی به کتیبه نخواهد بود.





زمانی که فغره‌های موجود در محل تیرها پر نشوند سقف‌های واغل به صورت *Flat* شناخته فوهند شد. به دلیل عدم وجود تیر در سقف‌های *Flat* سه مشکل افیر در دسرساز بوده و برای مرتفع کردن آنها در این سقف‌ها فغره‌های اطراف ستون‌ها پر می‌شوند. به دلیل عمق بیشتر در سقف‌های مهوف نسبت به دال‌های توپر، با پر کردن فغره‌های اطراف ستون‌ها معمولاً نیازی به کتیبه نفاهد بود.



*Solid Head
or
Solid Region*



Area Sections...

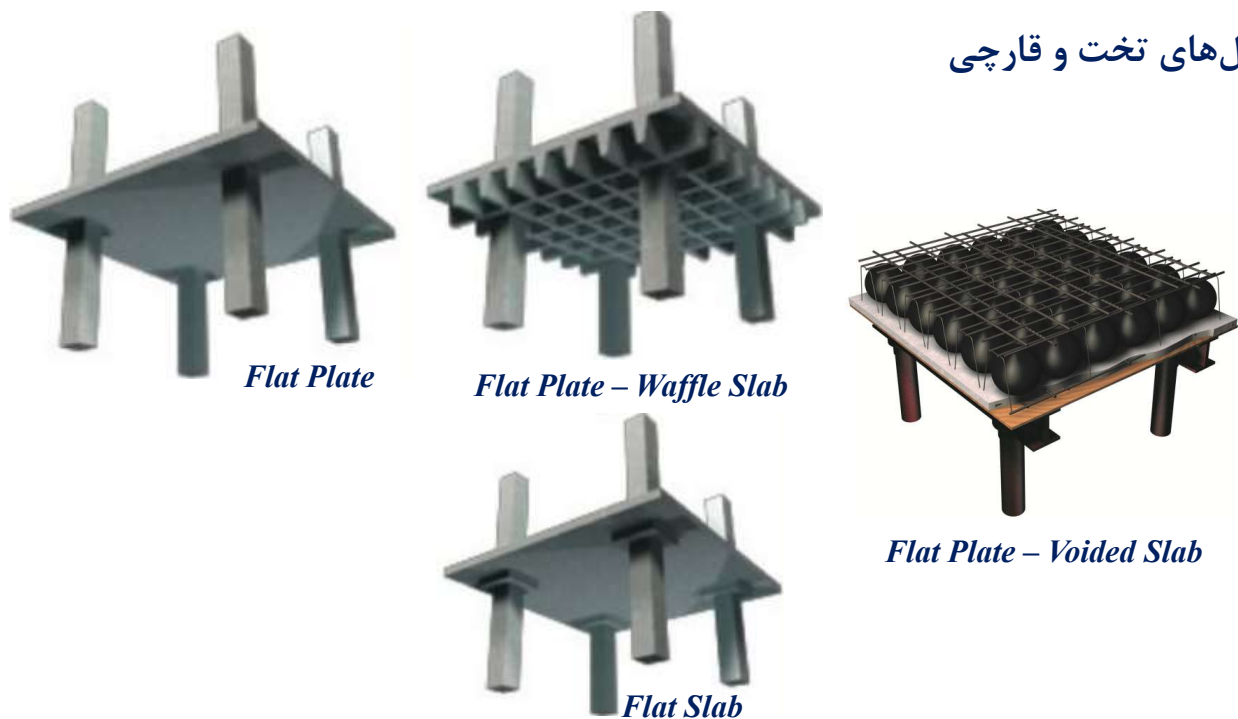
ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰

۳-۳-۵ استفاده از **دال تخت یا قارچی** و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصراً در ساختمان‌های سه طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده تأمین گردد.

دال توپر - *Flat Plate , Flat Slab*

دال مشبک - *Waffle Slab*

دال مبهوف - *Voided Slab*



Area Sections...

پیش نویس نهائی مبحث نهم - ۱۳۹۷

۹-۲۰-۵-۵-۹ در سازه های با اهمیت بسیار زیاد و یا در مناطق با خطر نسبی زلزله بسیار زیاد، استفاده از سیستم دال و ستون بصورت سیستم قاب متوسط و یا سیستم دو گانه مجاز نمی باشد.

Area Sections...

استاندارد ۲۸۰۰
دقتزدین ضوابط و استانداردها

www.Std2800.ir

جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی

آیا استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون با توجه به بند ۳-۵-۵ برای ساختمانهای سه طبقه و کمتر، به عنوان قاب خمشی بتنی معمولی ($R=3$) تلقی می گردد یا قاب خمشی بتنی متوسط ($R=5$)؟
استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون برای ساختمانهای سه طبقه و یا کوتاه تر از ۱۰ متر، به عنوان قاب خمشی بتنی معمولی ($R=3$) در نظر گرفته می شود.

مشاهده: ۵۰۸ مرتبه تاریخ نمایش: ۱۳۹۵/۰۵/۲۳ آخرین ویرایش: ۱۳۹۶/۰۳/۲۳

دقتزدین مقررات ملی ساختمان ایران

www.Nbri.ir

جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی

چنانچه از ترکیب دال تخت، ستون و دیوار برشی بتنی به عنوان سیستم سازه ای استفاده شود، ضریب ترک خوردگی دال چقدر باید در نظر گرفته شود؟
در حال حاضر بر اساس نسخه موجود استاندارد 2800، استفاده از سیستم توام دال تخت و ستون به همراه دیوار برشی به عنوان سیستم دوگانه فقط برای ساختمانهای حداکثر تا 3 طبقه و یا با ارتفاع تا 10 متر مجاز است. در این حالت می توان اجزای دال تخت را با یک ضریب ترک خوردگی مناسب که در آیین نامه های معتبر ذکر شده است (مثلا با ضریب 25/0) تحت بارهای قائم و جانبی مدک نمود.
برای ساختمانهای بلندتر، می توان در بارگذاری قائم دال تخت را بر اساس ضریب ترک خوردگی مذکور در بند قبلی مدک سازی کرد؛ ولی در مقابل بار جانبی منطقی است که ضریب ترک خوردگی دال را عددی نزدیک به صفر در نظر گرفت.

مشاهده: 952 مرتبه تاریخ نمایش: 1395/02/14 آخرین ویرایش: 1396/03/23

Area Sections...

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	پ- سیستم قاب خمشی
۳۵	۴/۵	۳	۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	
-	۲/۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	
-	۳	۳	۳/۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	

[۱] استفاده از این سیستم برای ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» در تمام مناطق لرزه‌خیزی و برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۱ و ۲ مجاز نیست. ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۳ و ۴ به ۱۵ متر محدود می‌گردد.

Area Sections...

رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های با دال‌های تفت و دال‌های قارچی شکل به همراه دیوار برشی :

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷/۵	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی
۷۰	۵	۲/۵	۶/۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۳- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	
۲۰۰	۴	۲/۵	۷/۵	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷	۷- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۸- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	

Area Sections...

10.1 Preview

کتاب مرجع : طراحی لرزه ساختمان های بتن آرمه - جک میلی

Slab-column framing and slab-wall framing generally are not used as part of the seismic-force-resisting system in regions of high seismicity. Such framing is, however, used to support gravity loads. As such, its design must ensure that it is capable of supporting the gravity loads as the building sways under earthquake motions. This latter subject is the main focus of this chapter. In regions of lower seismic risk, slab-column frames may be used to provide resistance to lateral forces, including forces due to wind and earthquake loading. This latter application is not considered directly in this book.



در نواحی با لرزه فیزی بالا، نایبستی از **اتصالات** **دال-ستون** یا **دال-دیوار** به عنوان بخشی از سیستم مقاوم باربر جانبی استفاده کرد. با این حال از این قاب ها برای تامین باربری ثقلی استفاده می شود. بنابراین نایبستی طراحی به صورتی انجام شود تا همین زلزله پایداری ثقلی این قاب ها تامین شود. در نواحی که لرزه فیزی کمتری دارند می توان از قاب های **دال-ستون** جهت تامین مقاومت در برابر نیروی جانبی ناشی از باد و زلزله استفاده کرد (**بخشی از دال** به عنوان شبه تیر، به همراه **ستون** تشکیل قاب خمشی می دهند).

جمع بندی رفتار لرزه ای دال های تفت و دال های قارچی شکل:

۱- استفاده از دال تفت با ستون، **صرفاً** به عنوان **قاب خمشی معمولی** قابل طراحی بوده و **فقط** برای سافتمان های با **اهمیت متوسط** در مناطق **لرزه فیزی کم و متوسط** تا سه طبقه (تا ۱۰ متر) مجاز می باشد. **تهران- تبریز- کرج- قزوین- زنجان شیراز - ارومیه - اردبیل - مشهد**

۲- مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ برای استفاده از توان اتلاف انرژی سیستم های دوگانه، نایبستی **شکل پذیری بخش قابی متوسط یا ویژه** باشد. بنابراین در صورتی که سافتمان با این سیستم از سقف ها، تا سه طبقه یا ۱۰ متر باشد و به همراه دیواربرشی اجرا شود به دلیل شکل پذیری کم بخش قابی، امکان تشکیل سیستم دوگانه وجود نخواهد داشت. در نتیجه این سیستم باربر جانبی جزو سیستم قاب سافتمانی یا سیستم دیوارهای باربر خواهد بود.

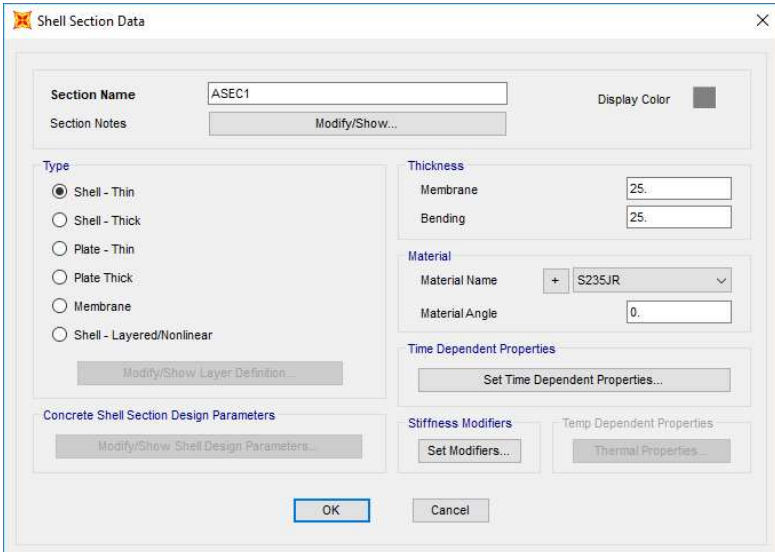
Area Sections...

- آیا از سیستم دال - ستون می توان به عنوان قاب خمشی در شهر اصفهان استفاده کرد؟
- لرزه فیزی اصفهان متوسط می باشد.
- با توجه به توضیحات ارائه شده با رعایت شروط زیر می توان به عنوان قاب خمشی استفاده کرد:
- ۱- ارتفاع سازه از تراز پایه کمتر از ۱۵ متر باشد (مردودیت مربوط به قاب خمشی با شکل پذیری معمولی)
 - ۲- سازه حداکثر تا ۳ طبقه یا ۱۰ متر باشد (مردودیت استفاده از دال تفت به عنوان قاب خمشی)
 - ۳- در صورت وجود دیوار برشی، سیستم مذکور دوگانه نخواهد بود و قاب ساده یا دیوار باربر تلقی می شود.
 - ۴- کاربری سازه با اهمیت زیاد یا خیلی زیاد نباشد.
 - ۵- ضریب رفتار سیستم قاب خمشی معمولی برابر با ۳ می باشد.
 - ۶- سیستم سقف بایستی برای زلزله طراحی شود.

Area Sections...

Area Sections Type

- 1) Shell - Thin
- 2) Shell - Thick
- 3) Plate - Thin
- 4) Plate - Thick
- 5) Membrane
- 6) Shell - Layered/Nonlinear



Area Sections...

Area Sections Type

1) Shell - Thin

2) Shell - Thick

3) Plate - Thin

4) Plate - Thick

5) Membrane

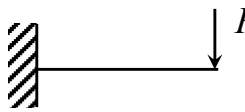
6) Shell – Layered/Nonlinear

مدل‌های رفتاری المان *Shell* , *Membrane* در سقف‌ها و دیوارها مفاهیم متفاوتی باهم دارند.

Area Sections...

المان صفحه‌ای ضخیم (*Shell - Thick*):

این المان در نرم‌افزار تمام مشخصات یک صفحه را به صورت کامل شبیه سازی می‌کند. با استفاده از این المان تغییرشکل‌های درون صفحه (*In-Plane*) و برون صفحه (*Out-of-Plane*) مماسبه می‌شود. این المان توانایی مماسبه تغییرشکل‌های برشی صفحات را نیز دارد. بنابراین برای صفحات ضعیف نظیر **فونداسیون‌ها** بایستی از این گزینه استفاده شود. با توجه به مماسبات دقیق این مدل، بنابراین آنالیز صفحات توسط این گزینه زمانبر خواهد بود.



$$\Delta = \Delta_f + \Delta_s = \int \frac{M(x)m(x)}{EI} dx + \int \frac{V(x)v(x)}{GA_s} dx$$

در عناصر فنی به جز تیرهای عمیق جمله دوم قابل اغماض بوده بنابراین همیشه از اثرات برشی صرفه نظر شده و تمرکز به روی حل انتگرال اول می‌باشد. ولی در صفحات ضعیف جمله دوم اثرات قابل ملاحظه‌ای دارد (نسبت عرض به ضخامت کمتر از ۱۰).

Area Sections...

المان صفحه‌ای نازک (Shell - Thin) :

المان صفحه‌ای نازک به مانند المان ضعیف می‌باشد و تنها تفاوت آن، در مناسبات تغییرشکل‌های برشی صفحه است که به دلیل نازک بودن، از تغییرشکل‌های برشی صفحات صرفه نظر می‌کند. صفاتی همچون دیوارهای برشی و دال‌های بتن‌آرمه که ضفامتنشان در مقایسه با ابعاد دیگرشان کمتر می‌باشد به دلیل قابل اغماض بودن تغییرشکل‌های برشی در این صفحات، شبیه سازی آنها می‌تواند از طریق این گزینه انجام شود.

Area Sections...

المان غشائی (Membrane) :

این المان فقط تغییرشکل‌های درون صفحه (*In-Plane*)، را شبیه سازی می‌کند و از تغییرشکل‌های بیرون صفحه (*Out-of-Plane*) صرفه نظر می‌کند. از این المان برای مدل سازی دیوارهای برشی و دال‌های بتن‌آرمه می‌توان استفاده کرد. بنابراین برای شبیه‌سازی دیوارهای برشی و دال‌های بتن‌آرمه المان صفحه‌ای نازک (*Shell-Thin*) کامل تر از المان غشائی (*Membrane*) می‌باشد

Area Sections...

توزیع بارهای ثقلی در المان‌های *Shell* و *Membrane* :

- در صورتی که دال توسط المان شل مدل شود، نرم‌افزار با آنالیز المان محدودی کف، از طریق گره‌های ایجاد شده در مش‌بندی تنش‌های ایجاد شده در بارگذاری را به تیرها منتقل خواهد کرد. بنابراین مشفص می‌باشد که هر کدام از گره‌های کف چه تنش را منتقل می‌کنند. در صورتی که مش‌بندی انجام نشود تیرهای لبه سقف هیچ باری نفواند گرفت.

- اگر کف سازه‌ای توسط ممبرین مدل سازی شود در این صورت نرم‌افزار المان کف را آنالیز نکرده و صرفاً از طریق یک طرفه یا دوطرفه بودن سقف که بایستی توسط کاربرد به نرم‌افزار معرفی شود توزیع بار را انجام می‌دهد. در صورت دوطرفه بودن توزیع بار، نرم‌افزار از طریق قاعده نیم‌سازها بارها را به تیر منتقل می‌کند. لذا در این حالت مشفص نیست که هر نقطه‌ای از سقف چه تنشی را منتقل می‌کنند.

Area Sections...

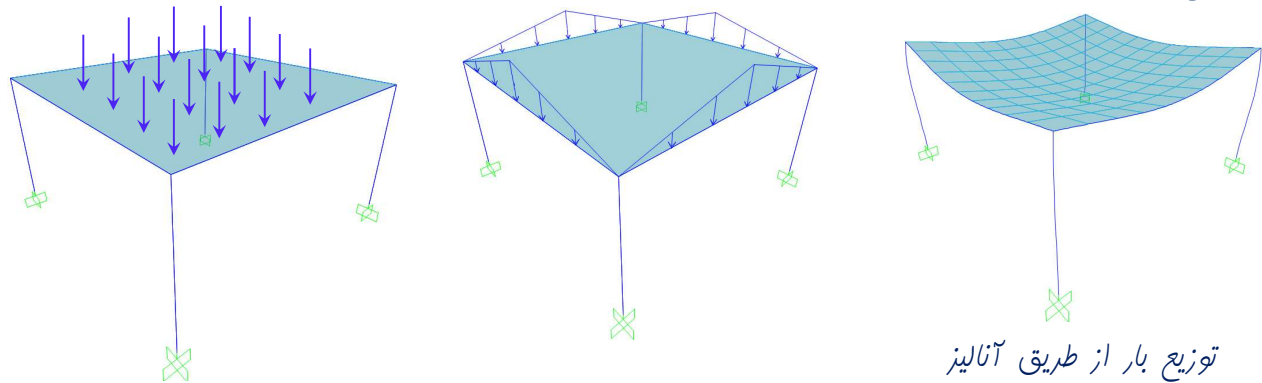
توزیع بارهای ثقلی در المان‌های *Shell* و *Membrane* :

- از لحاظ تئوریک المان شل هم‌قادر است رفتار غشایی (مانند کشش، فشار و برش داخل صفحه) را در مسابسات منظور نماید و هم‌قادر است خمش خارج از صفحه را مدل نماید (تمامی رفتارها) و از این نظر کاملتر از المان ممبرین است ولی المان ممبرین تنها قادر است رفتار غشایی را منظور کند و نمی‌تواند خمش خارج از صفحه را مدل نماید.

- اگر یک دال بتنی مربوط به بالکن طره را که تنها از یک لبه خود به سازه متصل است با المان ممبرین مدل نماییم، در مدل اتصال به صورت مفصلی عمل کرده و ناپایدار خواهد بود. بنابراین بالکن‌ها نیز باید با شل مدل شوند.

Area Sections...

توزیع بارهای ثقلی در المان‌های *Shell* و *Membrane* :



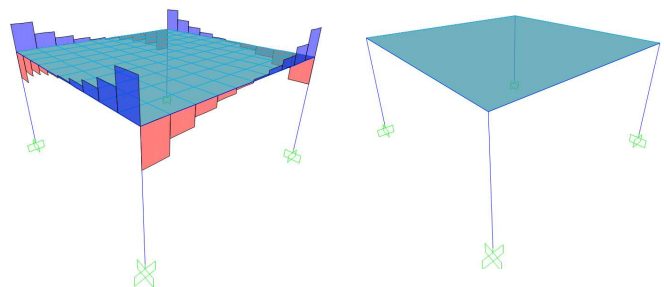
توزیع بار از قاعده نیمسازها

توزیع بار از طریق آنالیز
ایزای محدود کف، و انتقال
بار از طریق گره‌های مش بندی

Area Sections...

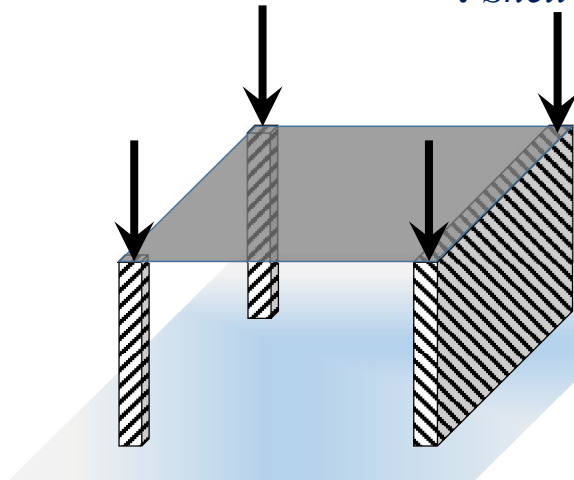
توزیع بارهای ثقلی در المان‌های *Shell* و *Membrane* :

المان ممبرین صرفاً بار را از طریق قاعده نیمسازها منتقل کرده و لنگر پیمشی ناشی از دوران کف سازه‌ای را به تیرها منتقل نمی‌کند. در حالی که در المان شل به دلیل انتقال تنش از طریق گره‌ها پیمشی نیز به تیرهای لبه منتقل شده و شبیه به واقعیت خواهد بود.



Area Sections...

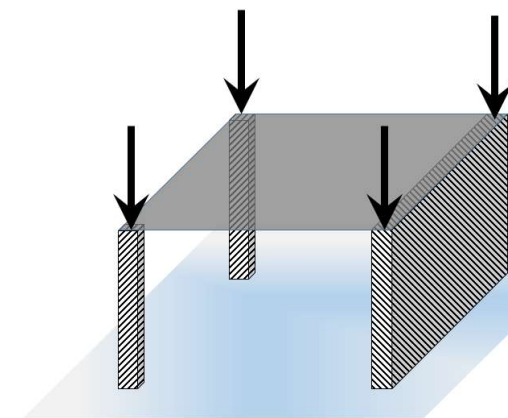
توزیع بارهای ثقلی در المان‌های *Shell* و *Membrane* :



سقف مقابل به صورت شل و بدون مش بندی مدل شده است. در این صورت برنامه بارهای روی شل را فقط در محل گره‌های ممیزی دال که عنصر تکیه‌گاهی همانند ستون یا دیوار برشی وجود داشته باشد به صورت نیروی متمرکز منتقل می‌کند. اهمیتی ندارد که شل از نوع وافل، مپوف یا دال توپر باشد. اگر در یکی از کنج‌ها عنصر تکیه‌گاهی نباشد و باری به آن تعلق نمی‌گیرد.

Area Sections...

توزیع بارهای ثقلی در المان‌های *Shell* و *Membrane* :



- عناصر تکیه‌گاهی بایستی ستون یا کنج دیوار باشد تا بار متمرکز به تعلق گیرد. تیر به عنوان تکیه‌گاه محسوب نخواهد شد.
- در صورتی که دال از هر چهار طرف به دیوار محدود شود بار کلاً به کنج دیوار تعلق می‌گیرد و روی دیوار باری اعمال نمی‌شود. اگر سطح شل متقارن باشد بار بین ۴ گره تقسیم شده و در غیر این صورت هر گره به نسبت سطح بارگیر خود سهم خواهد گرفت.

Area Sections...

توزیع بارهای ثقلی در المان‌های *Shell* و *Membrane* :

- *Membrane* زمانی رفتار صمیج دارد که عتما چهار تیر ماطی در اطراف دال وجود داشته باشد. بنا به دلایلی اگر یکی از تیرها موجود نباشند برنامه توزیع مثلی و دوزنقه‌ای بارها را به صورت بارهای منفرد در ستون‌های پیرامونی دال اعمال فواهد کرد.

- تعریف دال به صورت *Membrane* گها با فضای زیادی همراه است مفصوا زمانی که المان سطحی چهارگوش نباشد. اگر المان سطحی بیش از ۴ ضلع داشته باشد استفاده از *Membrane* موجب می شود *Etabs* نتواند بارها را به نو دقیقی به تیرها انتقال دهد.

Area Sections...

Membrane

General

Total DOF per Node = 3 (or 2)
Total Displacements per Node = 2
Total Rotations per Node = 1 (or 0)
Membranes are modeled for flat surfaces

Application

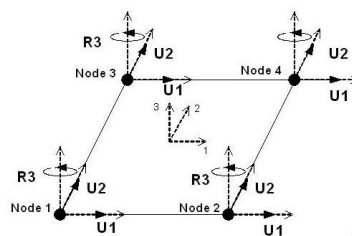
For Modeling surface elements carrying in-plane loads

Building Specific Application

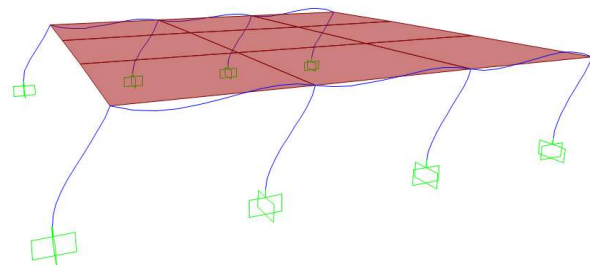
For representing floor slabs for Lateral Load Analysis.

Model Shear walls, Floor Diaphragm etc

سفتی فارچی از صفحه در المان‌های *Shell* و *Membrane* :



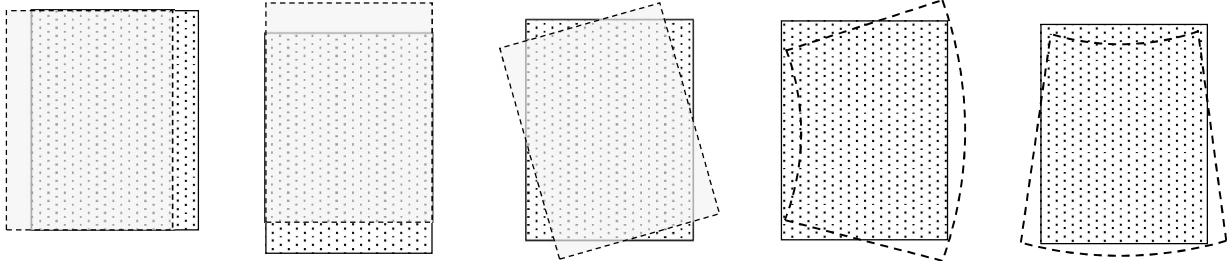
Membrane



Area Sections...

Membrane

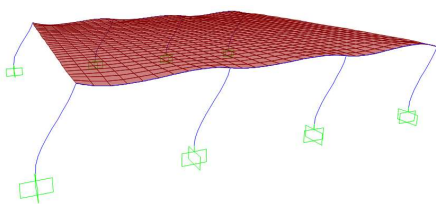
سفتی فاربی از صفحه در المانهای Shell و Membrane :



Area Sections...

Shell

سفتی فاربی از صفحه در المانهای Shell و Membrane :



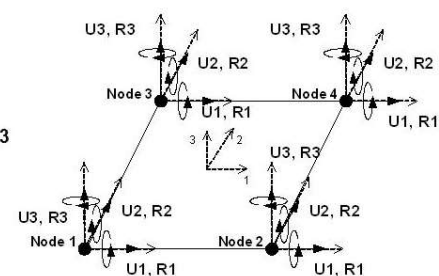
The Shell Element

General

- Total DOF per Node = 6 (or 5)
- Total Displacements per Node = 3
- Total Rotations per Node = 3
- Used for curved surfaces

Application

For Modeling surface elements carrying general loads



Shell

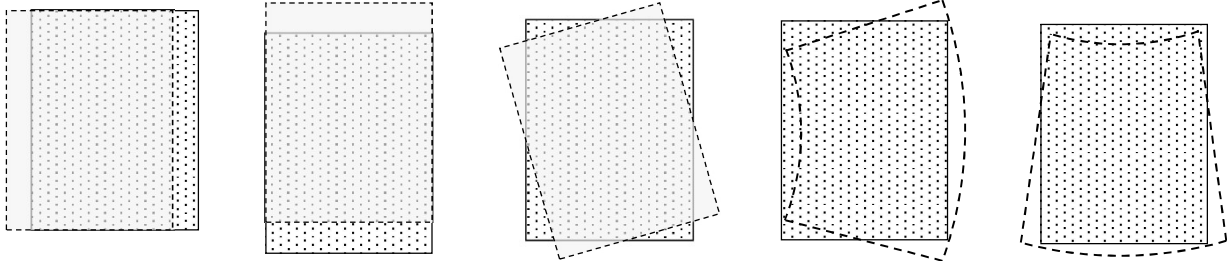
Building Specific Application

May be used for modeling of general slabs systems.
But not used generally

Area Sections...

Shell

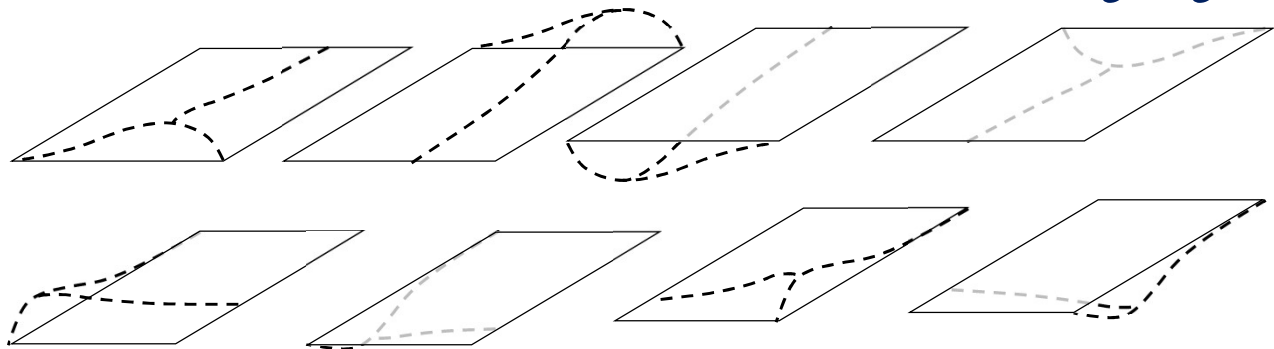
سفتی فارچی از صفحه در المانهای Shell و Membrane :



Area Sections...

Shell

سفتی فارچی از صفحه در المانهای Shell و Membrane :



Area Sections...

Shell Section Type : سفتی فارچی از صفحه در المان‌های Membrane و Shell

For Shell sections, you may choose one of the following types of behavior:

- Membrane
 - Pure membrane behavior
 - Supports only the in-plane forces and the normal (drilling) moment
 - Linear, homogeneous material.
- Shell
 - Full shell behavior, a combination of membrane and plate behavior
 - Supports all forces and moments
 - Thick- or thin-plate formulation
 - Linear, homogeneous material.
- Plate
 - Pure plate behavior
 - Supports only the bending moments and the transverse force
 - Thick- or thin-plate formulation
 - Linear, homogeneous material.
- Layered
 - Multiple layers, each with a different material, thickness, behavior, and location
 - Provides full-shell behavior unless all layers have only membrane or only plate behavior
 - With full-shell behavior, supports all forces and moments except the “drilling” moment
 - Thick-plate formulation; may be nonlinear.

It is generally recommended that you use the full-shell behavior unless the entire structure is planar and is adequately restrained.

Area Sections...

www.wiki.csiamerica.com : سفتی فارچی از صفحه در المان‌های Membrane و Shell

Membrane vs. shell slab

Created by Faisal Habib, last modified by Mike Abell on May 22, 2012

Why do beams located under membrane area objects generate higher moments than when under shell area objects?

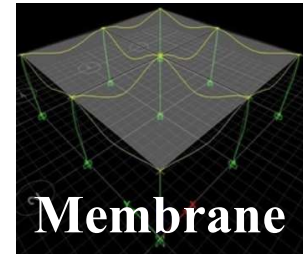
Answer: Load which is applied to membrane objects transfers directly to supporting structural objects, whereas meshed shell objects have bending stiffness and therefore resist a portion of the load through flexural deformation. As a result, less load will be available to transfer to beams located under a shell, while 100% of the load will transfer through a membrane.

در سقف‌هایی که از طریق المان شل مدل شده‌اند تیرهای لنکر کمتری نسبت به حالت مشابه با سقف‌های ممبرین خواهند داشت. چون در سقف‌های شل به دلیل سفتی خارج از صفحه در باربری جانبی به تیرها کمک می‌کنند. در حالی که در سقف‌های ممبرین ۱۰۰٪ بار توسط سیستم باربر جانبی تحمل می‌شود.

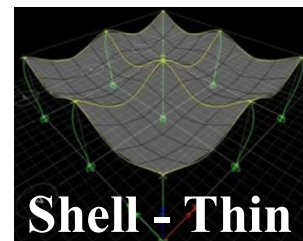
Area Sections...

سفتی فاربی از صفحه در المانهای Membrane و Shell :

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	Case	Mode	Period
			m	m			
Story1	D1	EXDRIFT	0.000908	0	Modal	1	0.146
Story1	D1	EYDRIFT	0	0.000908	Modal	2	0.146
Story1	D1	EYDRIFT	0	0.000908	Modal	3	0.123

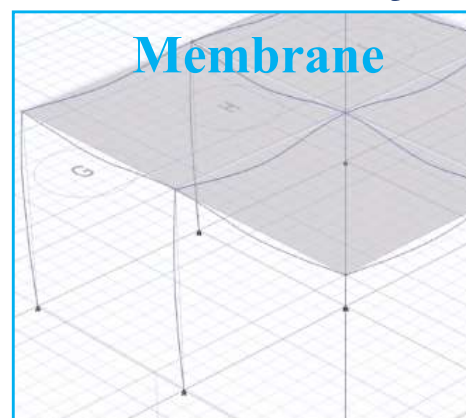
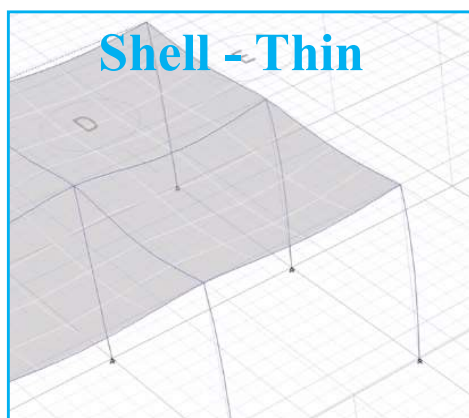


Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	Case	Mode	Period
			m	m			
Story1	D1	EXDRIFT	0.000627	0	Modal	1	0.125
Story1	D1	EYDRIFT	0	0.000627	Modal	2	0.125
Story1	D1	EYDRIFT	0	0.000627	Modal	3	0.102



Area Sections...

سفتی فاربی از صفحه در المانهای Membrane و Shell :



Area Sections...

Membrane

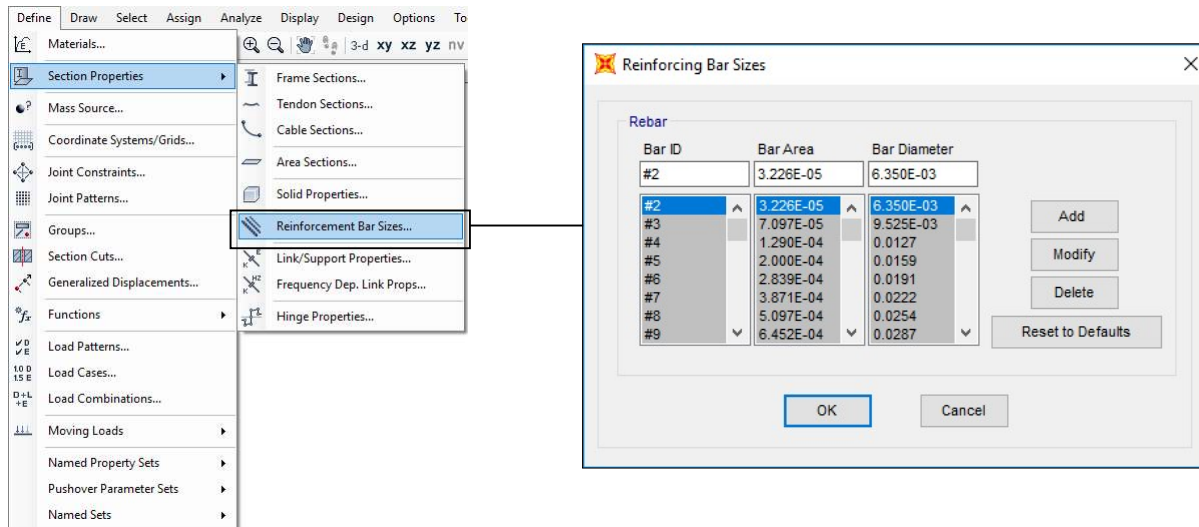
- سفتی فمشی دال در برابر بارهای جانبی برابر با صفر است.
- به دلیل بارهای جانبی، لنگر فمشی در دال به وجود نمی‌آید.
- به دلیل بارهای جانبی، برش در دال به وجود نمی‌آید.
- فمش و برش به دلیل بار جانبی، توسط تیرها، ستون‌ها و دیوارهای برشی تحمل می‌شود.
- به دلیل عدم مشارکت دال در باربری جانبی، بنابراین تحت نیروهای جانبی تغییرشکلی در این دال به وجود نمی‌آید.
- در این حالت نرم‌افزار دال را آنالیز نمی‌کند بنابراین توزیعی تنش در دال وجود نخواهد داشت و بارهای ثقلی از طریق خانون نیمسازها توزیع می‌شود.
- این روش مدل سازی شبیه به واقعیت نبوده، در نتیجه برای سیستم باربر جانبی به صورت مافظه کارانه فواید بود.

Area Sections...

Shell - Thin

- سفتی فمشی دال در برابر بارهای جانبی لحاظ می‌شود.
- به دلیل بارهای جانبی، لنگر فمشی در دال به وجود می‌آید.
- به دلیل بارهای جانبی، برش در دال به وجود می‌آید.
- فمش و برش به دلیل بار جانبی، توسط دال‌ها، تیرها، ستون‌ها و دیوارهای برشی تحمل می‌شود.
- به دلیل مشارکت دال در باربری جانبی، دال‌ها تحت بار جانبی به مانند تیرهای فمشی دچار تغییرشکل می‌شوند.
- با مش بندی انجام شده توسط کاربر، نرم‌افزار این دال‌ها را آنالیز کرده و از طریق توزیع تنش در المان صغهای، بارهای ثقلی را به سمت تکیه‌گاه‌ها توزیع می‌کند.
- با لحاظ کردن مستندات آزمایشگاهی و آئین‌نامه‌ای، به نظر می‌رسد این روش شبیه به واقعیت باشد.

Reinforcement Bar Size...



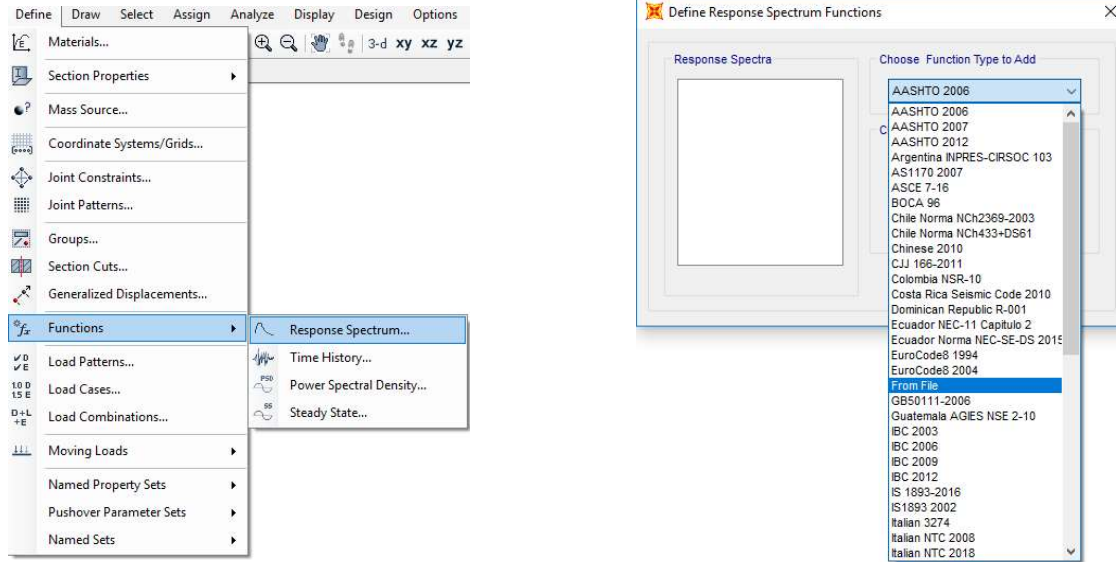
Reinforcement Bar Size...

$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$	$\phi 18$	$\phi 20$	$\phi 22$	$\phi 25$	$\phi 28$	$\phi 32$
0.503	0.785	1.13	1.54	2.01	2.54	3.14	3.80	4.91	6.16	8.04

موجود در بازار از
جنس A2 می باشد.

موجود در بازار از جنس A3, A4 می باشد.

Response Spectrum



Response Spectrum

$$S_a = A \times B$$

جدول ۱-۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

Response Spectrum

$$S_a = A \times B$$

$B = B_1 N$ (۱-۲)
در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

$B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0)$ $0 < T < T_0$
 $B_1 = S + 1$ $T_0 < T < T_s$ (۲-۲)
 $B_1 = (S + 1)(T_s/T)$ $T > T_s$

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد
 $N = 1$ $T < T_s$
 $N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1$ $T_s < T < 4 \text{ sec}$ (۳-۲)
 $N = 1.7$ $T > 4 \text{ sec}$

ب- برای پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و کم
 $N = 1$ $T < T_s$
 $N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1$ $T_s < T < 4 \text{ sec}$ (۴-۲)
 $N = 1.4$ $T > 4 \text{ sec}$

- 1) Soil I - m 2) Soil I - h
- 3) Soil II - m 4) Soil II - h
- 5) Soil III - m 6) Soil III - h
- 7) Soil IV - m 8) Soil IV - h

جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

نوع زمین	T_0	T_s	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S_0	S	S_0	S
I	-/۱	-/۴	۱	۱/۵	۱	۱/۵
II	-/۱	-/۵	۱	۱/۵	۱	۱/۵
III	-/۱.۵	-/۴	۱/۲۵	۱/۲۵	۱/۱	۱/۲۵
IV	-/۱.۵	-/۱۰	۱/۳	۲/۲۵	۱/۱	۱/۲۵

جدول ۳-۲ طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف لایه‌بندی زمین	پارامترها		
		\bar{c}_v (kPa)	$\bar{N}_{(60)}$	\bar{v}_s (m/s)
I	سنگ و شیشه سنگ شامل سنگ‌های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک‌های سیمانه بسیار محکم با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف‌تر تا سطح زمین	-	-	>۷۵۰
II	خاک خیلی متراکم یا سنگ سسته، شامل شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت یا ضفحات بیشتر از ۳۰ متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق به‌تدریج بهبود یابد.	>۲۵۰	>۵۰	۳۷۵-۷۵۰
III	خاک متراکم تا متوسط، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط با رس‌های سخت یا ضفحات بیشتر از ۳۰ متر	۷۰-۲۵۰	۱۵-۵۰	۱۷۵-۳۷۵
IV	خاک متوسط تا نرم، لایه‌های خاک غیر چسبیده یا با کمی خاک چسبیده با تراکم متوسط تا کم، لایه‌های خاک کاملاً چسبیده نرم تا محکم	<۷۰	<۱۵	<۱۷۵

Response Spectrum

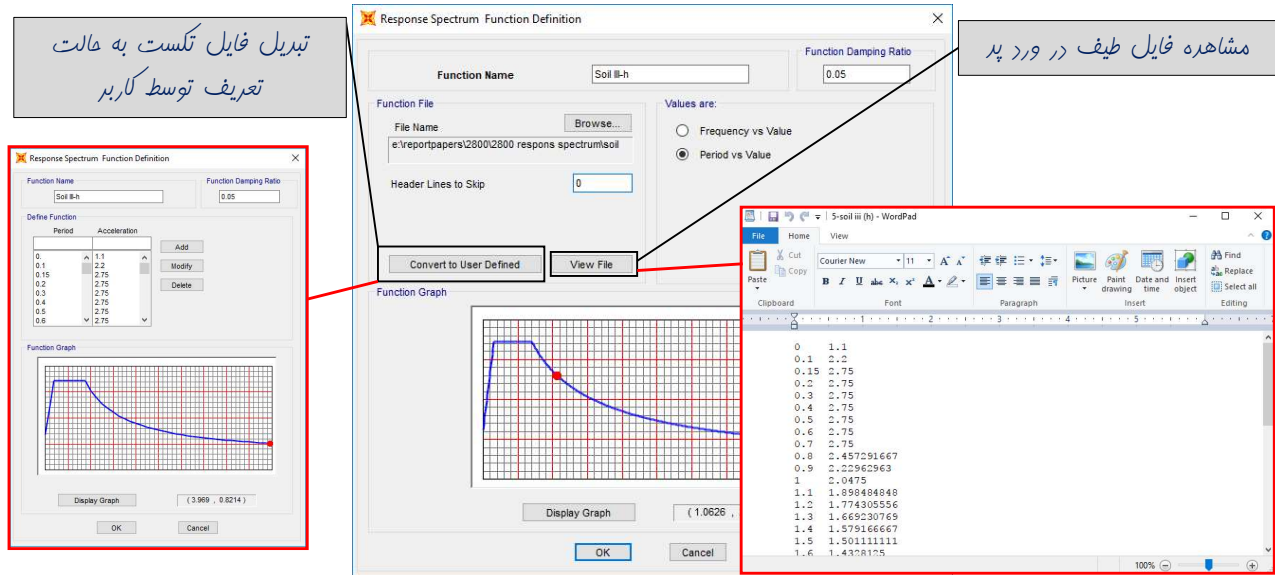
اسم تابع (نوع فاک و لرزه‌فیزی سایت)
 فرافونی فایل تکست تعریف شده برای معرفی طیف به نرم‌افزار

میرایی ذاتی سازه که در محاسبات طیف آئین‌نامه لحاظ شده است.
 طیف براساس فرکانس و پریود

Response Spectrum

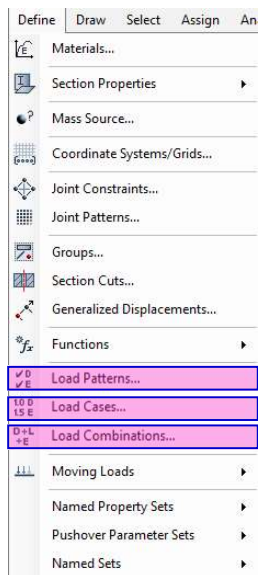
تبدیل فایل تکست به حالت تعریف توسط کاربر

مشاهده فایل طیف در ورد پر



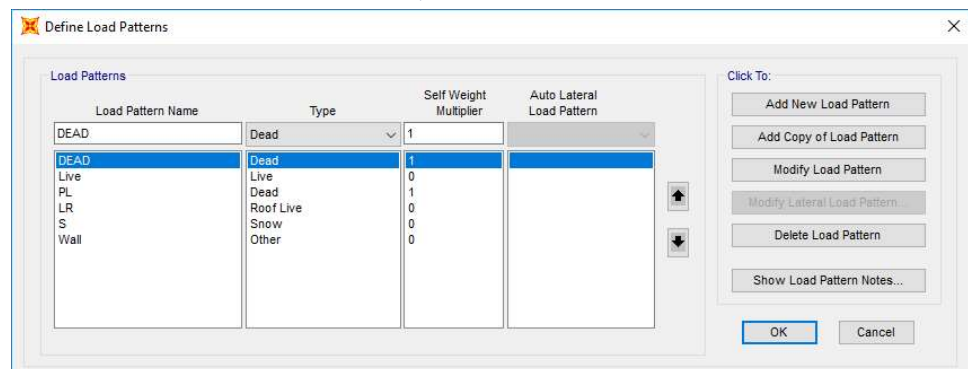
Period	Acceleration
0	1.1
0.1	2.2
0.15	2.75
0.2	2.75
0.3	2.75
0.4	2.75
0.5	2.75
0.6	2.75
0.7	2.75
0.8	2.457291667
0.9	2.22962963
1	2.0475
1.1	1.856804848
1.2	1.774305556
1.3	1.669230769
1.4	1.579166667
1.5	1.501111111
1.6	1.4378175

Load Patterns, Load Cases, Load Combinations



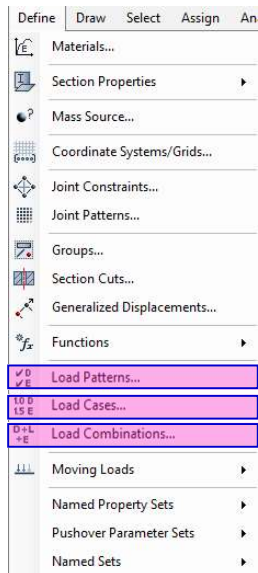
Load Patterns

از طریق این قسمت انواع الگوهای بار به نرم افزار معرفی می‌گردند.



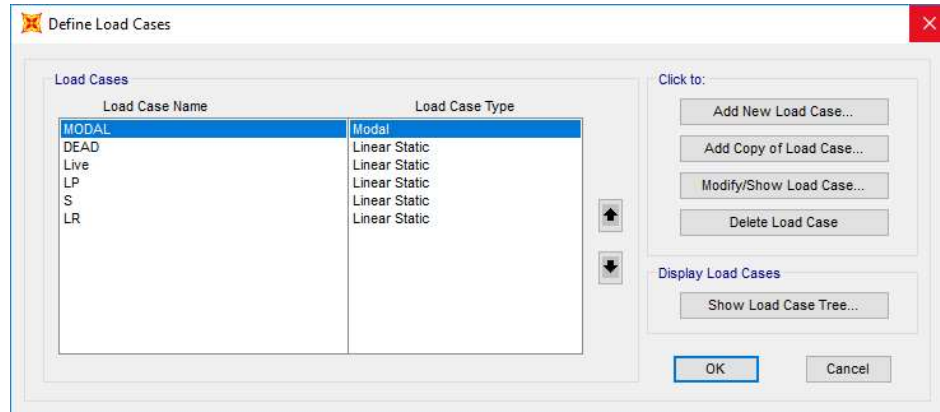
Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
DEAD	Dead	1	
DEAD	Dead	1	
Live	Live	0	
PL	Dead	1	
LR	Roof Live	0	
S	Snow	0	
Wall	Other	0	

Load Patterns, Load Cases, Load Combinations

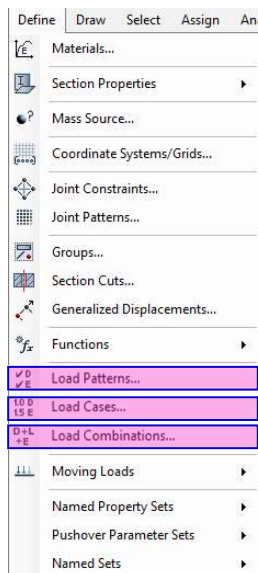


Load Cases

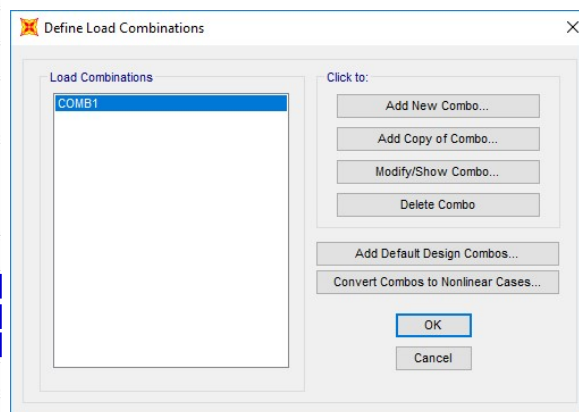
الگوهای معرفی شده در بخش قبلی به صورت حالات بار برای انجام تحلیل معرفی می‌شوند. علاوه بر این تعداد دیگری حالات بار نظیر استاتیکی غیرخطی و تاریخچه زمانی از این بخش تعریف می‌شوند.



Load Patterns, Load Cases, Load Combinations



Load Combination



از این قسمت ترکیبات بارگذاری برای طراحی سازه‌های موقت به نرم‌افزار معرفی می‌شود. این بخش قابلیت این را دارد تا ترکیبات تعریف شده را به حالات بار غیرخطی تبدیل کرده و به قسمت LoadCase ارسال نماید.

Load Patterns, Load Cases, Load Combinations

۱-۳-۶ کلیات

Dead:

بسته به نظر و سلیقه طراح به منظور معرفی بارهای مرده می‌توان از یک یا چند الگوی بار استفاده کرد. که همگی از نوع Dead می‌باشند. لازم به ذکر است که فقط یکی از این الگوهای بار می‌تواند حامل وزن اسکلت سازه نیز باشد.

بارهای مرده عبارتند از وزن اجزای دائمی ساختمان‌ها مانند: تیر و ستون‌ها، دیوارها، کف‌ها، بام، سقف، راه‌پله، نازک‌کاری، پوشش‌ها و دیگر بخش‌های سهیم در اجزاء سازه‌ای و معماری. همچنین وزن تأسیسات و تجهیزات ثابت شامل وزن جراثقال ثابت نیز در ردیف این بارها محسوب می‌شود.

۳-۳-۶ وزن تأسیسات و تجهیزات ثابت

وزن تأسیسات و تجهیزات ثابت از قبیل لوله‌های شبکه آب و فاضلاب، تجهیزات برقی، گرمایشی، تجهیزات تهویه‌ای و سیستم تهویه مطبوع باید به نحو مناسبی برآورد شده و در محاسبه بارهای مرده منظور شود. چنانچه احتمال اضافه شدن این نوع تجهیزات در آینده وجود داشته باشد وزن آن‌ها نیز باید در نظر گرفته شود.

۲-۳-۶ وزن اجزای ساختمان و مصالح مصرفی

۱-۲-۳-۶ در محاسبه بارهای مرده، باید وزن واقعی مصالح مصرفی و اجزای ساختمان مورد استفاده قرار گیرد. برای انجام محاسبه، در صورت عدم وجود اطلاعات معتبر، جرم واحد حجم و یا جرم واحد سطح اجزای ساختمانی، باید به شرح مندرج در جداول ارائه شده در پیوست شماره ۶-۱ در نظر گرفته شوند.

Load Patterns, Load Cases, Load Combinations

۱-۵-۶ تعاریف

Live & LP & LR:

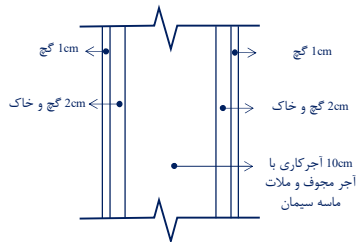
۱-۱-۵-۶ بار زنده: باری غیر دائمی است که در حین استفاده و یا بهره‌برداری از ساختمان و یا سایر سازه‌ها به آنها وارد شود و شامل بارهای حین ساخت و یا بارهای محیطی مانند بار باد، بار برف، بار باران، بار زلزله، بار سیل و یا بارهای مرده نمی‌شود.

۲-۱-۵-۶ بار زنده بام: باری بر روی بام که توسط کارگران، تجهیزات و مصالح در حین انجام تعمیرات بر روی آن بدان وارد شده و یا توسط اشیاء متحرکی چون گلدان و یا لوازم تزئینی کوچک که ارتباطی با استفاده از ساختمان در طول عمر بهره‌برداری آن نداشته باشند، به آن اعمال شود.

Load Patterns, Load Cases, Load Combinations

دیوارهای تیغه یا پارتیشن

Live & LP & LR:



$$\text{آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان: } 0.1 \times 850 = 85 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{گچ و خاک: } 2[0.02 \times 1600] = 64 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{گچ: } 2[0.01 \times 1300] = 26 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\Sigma = 85 + 64 + 26 = 175 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Load Patterns, Load Cases, Load Combinations

دیوارهای تیغه یا پارتیشن

Live & LP & LR:

مبحث ششم ۱۳۹۲

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{وزن متر مربع تیغه} < 40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{حداقل بار معادل تیغه‌بندی به صورت یکنواخت سطحی زنده} = 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \\ 40 \leq \text{وزن متر مربع تیغه} < 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{حداقل بار معادل تیغه‌بندی به صورت یکنواخت سطحی زنده} = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \\ \text{وزن متر مربع تیغه} \geq 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{بار تیغه به صورت بار مرده خطی در محل واقعی خودش اعمال شود.} \end{array} \right.$$

$$40 \leq \text{وزن متر مربع تیغه} = 175 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{حداقل بار معادل تیغه‌بندی به صورت یکنواخت سطحی زنده} = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Load Patterns, Load Cases, Load Combinations

دیوارهای تیغه یا پارتیشن

Live & LP & LR:

پیش نویس
مبحث ششم
۱۳۹۶

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{وزن متر مربع تیغه} < 40 \frac{kg}{m^2} \rightarrow \text{حداقل بار معادل تیغه بندی به صورت یکنواخت سطحی زنده} = 50 \frac{kg}{m^2} \\ 40 \leq \text{وزن متر مربع تیغه} < 100 \frac{kg}{m^2} \rightarrow \text{حداقل بار معادل تیغه بندی به صورت یکنواخت سطحی زنده} = 100 \frac{kg}{m^2} \\ 100 \leq \text{وزن متر مربع تیغه} < 200 \frac{kg}{m^2} \rightarrow \text{حداقل بار معادل تیغه بندی به صورت یکنواخت سطحی مرده} = 100 \frac{kg}{m^2} \\ \text{وزن متر مربع تیغه} \geq 200 \frac{kg}{m^2} \rightarrow \text{بار تیغه به صورت بار مرده خطی در محل واقعی خودش اعمال شود.} \end{array} \right.$$

$$100 \leq \text{وزن متر مربع تیغه} = 175 \frac{kg}{m^2} < 200 \frac{kg}{m^2} \rightarrow \text{حداقل بار معادل تیغه بندی به صورت یکنواخت سطحی مرده} = 100 \frac{kg}{m^2}$$

Load Patterns, Load Cases, Load Combinations

مبحث ۶ - ۱۳۹۲:

Live & LP & LR:

- ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار I_0 آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی را می‌توان برابر با ۰/۵ منظور نمود.
- ۳) $1/2D + 1/6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.5(1/4W)]$
- ۴) $1/2D + 1/6(1/4W) + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵) $1/2D + 1.0E + L + 0.2S$

اگر مطابق با آئین‌نامه بفوایم فضاهای سافتمان‌های مسکونی را با شرایط عمومی و فصولی جدا کنیم در این صورت ۵۰۰ برای فضاهای عمومی را از HL، و ۲۰۰ برای فضاهای فصولی را از LL اختصاص فوایم دار. برای بار زنده ۳۰۰ پارکینگ‌ها نیز بایستی از گزینہ HL استفاده کنیم.

Light Live = LL بار زنده سبک

Heavy Live = HL بار زنده سنگین

LL=200

HL=500

جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت I_0 و بار زنده متمرکز کف‌ها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۴	ساختمان‌ها و مجتمع‌های مسکونی		
۱-۴	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی شامل (سرویس‌ها-اتبار-راهروها)	۲	—
۲-۴	اتاق‌های محل تجمع و راهروهای مرتبط با آن	۵	—

Load Patterns, Load Cases, Load Combinations

پیش نویس مبحث ۶ - ۱۳۹۶:

Live & LP & LR:

$$۳) \frac{1}{2}D + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } \cdot \frac{1}{5}(1.6W)]$$

$$۴) \frac{1}{2}D + \frac{1}{6}W + L + \cdot \frac{1}{5}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$$

$$۵) \frac{1}{2}D + E + L + \cdot \frac{1}{2}S$$

الف- ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۴، ۳ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L_o (طبق جدول ۶-۵-۱) آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی می‌توان برابر با ۰.۷۵ منظور نمود.

اگر مطابق با آئین‌نامه بفواهییم فضاهای ساقتمان‌های مسکونی را با شرایط عمومی و فصوصی جدا کنیم در این صورت ۵۰۰ برای فضاهای عمومی را از HL، و ۲۰۰ برای فضاهای فصوصی را از LL اختصاص فواهییم دار. برای بار زنده ۳۰۰ پارکینگ‌ها نیز بایستی از گزینه HL استفاده کنیم.

Light Live = LL

بار زنده سبک

Heavy Live = HL

بار زنده سنگین

LL=200

HL=500

ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده بکنواخت L_o و بار زنده متمرکز کف‌ها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۲	ساختمان‌ها و محل‌های تجمع و ازدحام در انواع ساختمانها	۳۰۰	—
۱-۳	ساکن‌های عمومی و محل‌های تجمع دارای سطل‌های ثابت (چشم‌پلنده به کف)	۳۰۰	—
۳-۳	ساکن‌های عمومی و محل‌های تجمع فاقد سطل‌های ثابت	۵۰۰	—
ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
۴	ساختمان‌ها و مجتمع‌های مسکونی	۲	—
۱-۴	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی شامل (سرویس‌ها، انبار-راهروها)	۲	—

Load Patterns, Load Cases, Load Combinations

مبحث ۶ - ۱۳۹۲:

۶-۲-۳-۲ ترکیب بارهای حالت‌های حدی نهایی در طراحی ساختمان‌های بتن آرمه

$$۱) \frac{1}{2}D + \frac{1}{5}L + \frac{1}{5}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$$

$$۲) D + \frac{1}{2}L + \frac{1}{2}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + \frac{1}{2}(W \text{ یا } \cdot \frac{1}{2}E)$$

$$۳) \cdot \frac{1}{5}D + \frac{1}{2}(W \text{ یا } \cdot \frac{1}{2}E)$$

$$۴) \frac{1}{2}D + \frac{1}{5}L + \frac{1}{5}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + \frac{1}{5}(H \text{ یا } \cdot \frac{1}{5}F)$$

$$۵) \cdot \frac{1}{5}D + \frac{1}{5}(H \text{ یا } \cdot \frac{1}{5}F)$$

$$۶) D + \frac{1}{2}L + \frac{1}{2}(L_r \text{ یا } S) + T$$

$$۷) \frac{1}{2}D + \frac{1}{5}T$$

- برای کاربری‌هایی که بار L_o آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء بام، کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی، ضریب بار مربوط به L را می‌توان برابر با ۰.۶ برای ترکیب بار شماره ۲، و ۰.۷۵ برای ترکیب بار شماره ۴ منظور نمود.

- در شرایطی که اثر بار زنده در هریک از ترکیب بارها کاهش دهنده باشد، این اثر می‌بایست معادل صفر منظور گردد.

Load Patterns, Load Cases, Load Combinations

مبحث ۶-۱۳۹۲

۱) $۱/۴D$

۲) $۱/۲D+۱/۶L+۰/۵(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۳) $۱/۲D+۱/۶(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)+[L \text{ یا } ۰/۵(۱/۴W)]$

۴) $۱/۲D+۱/۱۰(۱/۴W)+L+۰/۵(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۵) $۱/۲D+۱/۱۰E+L+۰/۲S$

۶) $۰/۹D+۱/۱۰(۱/۴W)$

۷) $۰/۹D+۱/۱۰E$

۶-۲-۳ ترکیب بارهای حالت‌های حدی مقاومت در طراحی سایر ساختمان‌ها از جمله ساختمان‌های فولادی

- سه ترکیب اول مربوط به بارگذاری ثقلی بوده و مربوط به طول عمر و بهره‌برداری سازه می‌باشد.

- ترکیب بار شماره ۱ برای تیرهای پیرامونی که از بار زنده سهمی ندارند بهرانی فواید بود. در سقف‌های کامپوزیت بدون پایه‌های موقت نیز که قبیل از گیرش بتن فبری از بار زنده نیست نیز کنترل کننده فواید بود.

- در ترکیب بار شماره ۵ از بخش بام سازه صرفاً بار برف می‌آید!!

Load Patterns, Load Cases, Load Combinations

مبحث ۶-۱۳۹۶

۱) $۱/۴D$

۲) $۱/۲D+۱/۶L+۰/۵(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۳) $۱/۲D+۱/۶(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)+[L \text{ یا } ۰/۵(۱/۶W)]$

۴) $۱/۲D+۱/۶W+L+۰/۵(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۵) $۱/۲D+E+L+۰/۲S$

۶) $۰/۹D+۱/۶W$

۷) $۰/۹D+E$

۶-۲-۳ ترکیب بارها در طراحی به روش حالت‌های حدی مقاومت (ضرایب بار و مقاومت)

الف- ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۴، ۲ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L_0 (طبق جدول ۶-۵) آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی می‌توان برابر با ۰/۵ منظور نمود.

Load Patterns, Load Cases, Load Combinations

۱۳۹۲

۱۳۹۶

مبحث ۶

۱) $1.4D$	۱) $1.4D$
۲) $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$	۲) $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
۳) $1.2D + 1.6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.5(1.4W)]$	۳) $1.2D + 1.6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.5(1.4W)]$
۴) $1.2D + 1.0(1.4W) + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$	۴) $1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
۵) $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$	۵) $1.2D + E + L + 0.2S$
۶) $0.9D + 1.0(1.4W)$	۶) $0.9D + 1.6W$
۷) $0.9D + 1.0E$	۷) $0.9D + E$

Load Patterns, Load Cases, Load Combinations

مبحث ۶ - ۱۳۹۲

$$1-1.4D$$

$$2-1.2D + 1.6(LL + HL + PL) + 0.5(L_r \text{ or } S)$$

$$3-1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S) + 0.5LL + HL + PL$$

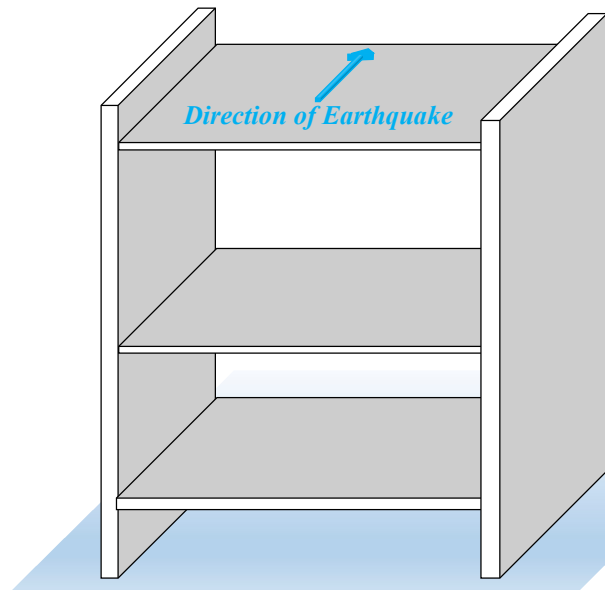
$$4-1.2D + 0.5LL + HL + PL + 0.2S + (\pm \rho Q_E + E_v)$$

$$\Rightarrow (1.2 + 0.6AI)D + 0.5LL + HL + PL + 0.2S \pm \rho Q_E$$

$$5-0.9D + (\pm \rho Q_E + E_v)$$

$$\Rightarrow (0.9D - 0.6AI) \pm \rho Q_E$$

Mass Source & Seismic Weight



۳-۳-۶ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان
نیروی برشی پایه V_{ui} ، که طبق بند (۳-۱-۳) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_{ui} \quad (۳-۶)$$

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۳-۱) و نصف

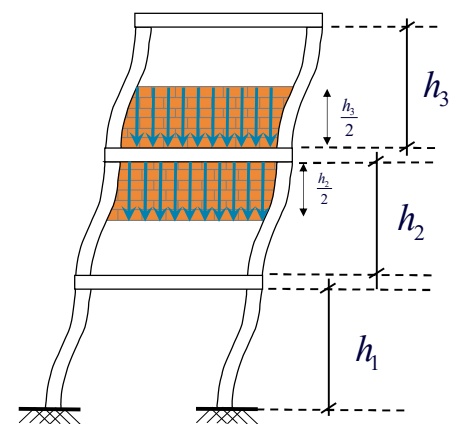
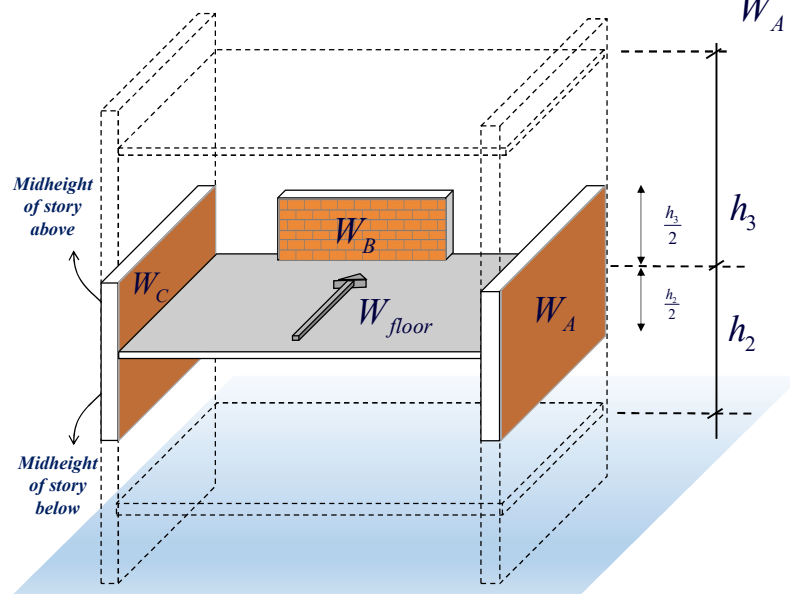
وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

2nd Story Seismic Weight $\Rightarrow i = 2 \Rightarrow W_2 = W_{floor} + W_A + W_B + W_C$

$$W_A + W_B + W_C = \frac{q h_3}{2} \sum l_j + \frac{q h_2}{2} \sum l_k$$



Mass Source

مبحث ۶:

- ۳) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } \frac{1}{5}(1/4W)]$ - ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L_0 آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی را می‌توان برابر با ۰/۵ منظور نمود.
- ۴) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{10}(1/4W) + L + \frac{1}{5}(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{10}E + L + \frac{1}{5}S$

لازم است دو الگوی بار مستقل برای بار زنده طبقات در نظر گرفته شود توضیح آنکه زمان تعریف ترکیب‌های بارگذاری (طراحی عادی) در بعضی ترکیبات بار اجازه داده می‌شود بارهای زنده کمتر از ۵۰۰ غیر از مل‌های ازدهام و اجتماع و محل عبور و مرور پارک خودروها، با ضریب ۰/۵ مشارکت کند. لذا لازم است برای این حالات بار از یک الگو و سایر بارهای زنده که مشمول تفهیف نمی‌شوند از الگوی دیگری استفاده شود.

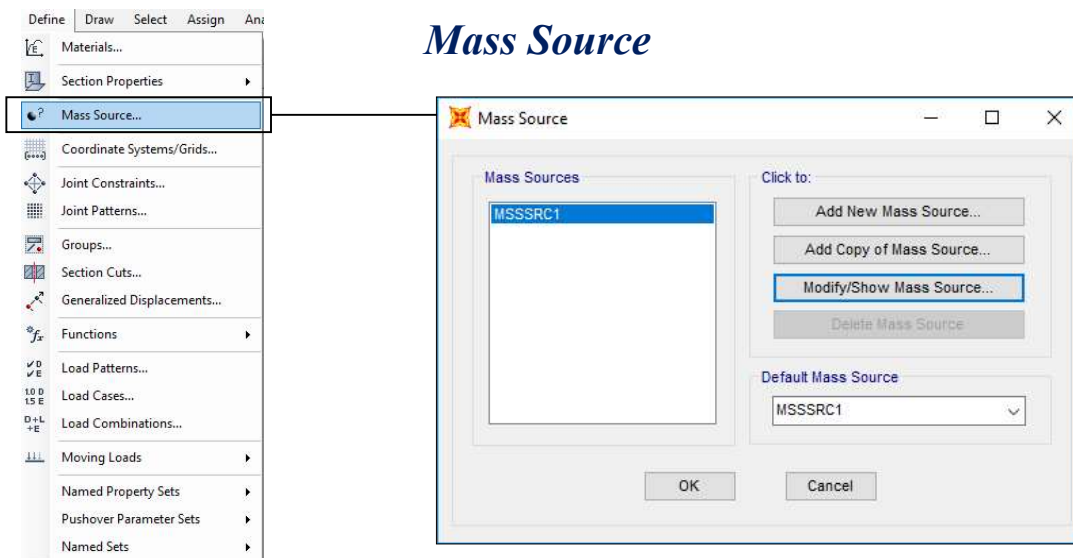
Light Live = LL

بار زنده سبک

Heavy Live = HL

بار زنده سنگین

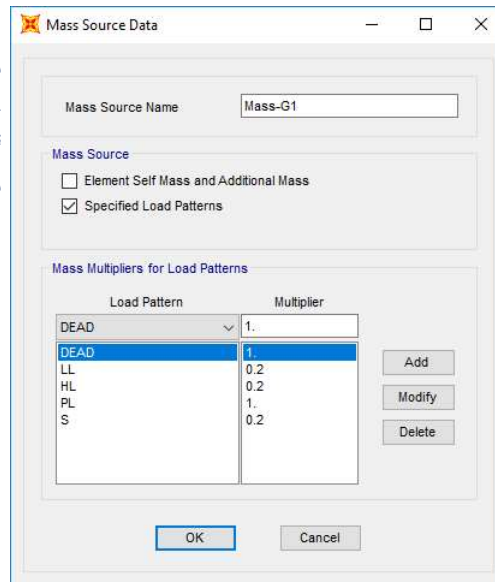
Mass Source



Mass Source

منظور از منبع جرم، یعنی کانون مقاسبات جرم، ماتریس جرم و مرکز جرم و ... بنابراین دستورالعمل مقاسبات جرم لرزه‌ای در این قسمت معرفی خواهد شد. از طریق الگوی معرفی شده به برنامه، مقاسبات ماتریس جرم، مرکز جرم و جرم لرزه‌ای انجام می‌شود.

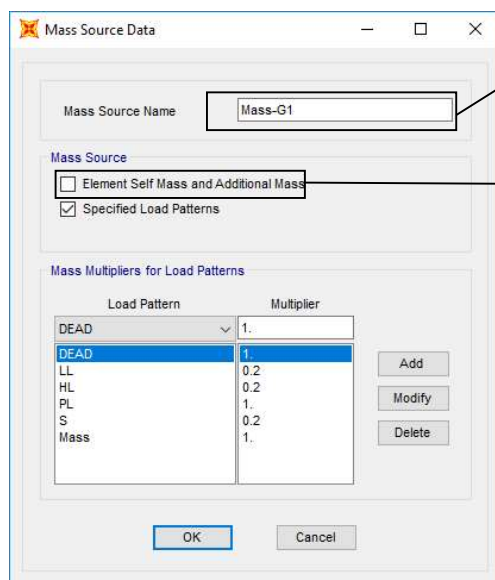
برقلاف ورژن‌های قدیمی نرم‌افزار، می‌توان پذیرد الگوی مقاسبات جرمی در این بخش تعریف کرد و بخش حالات بار نرم‌افزار هر کدام را فراخوانی کرد و نتایج الگوهای مختلف را باهم مقایسه کرد. البته می‌توان یکی از الگوها را به صورت پیش فرض در صفحه اول معرفی کرد و در صورت لزوم به آن را تغییر داد.



Load Pattern	Multiplier
DEAD	1.
DEAD	1.
LL	0.2
HL	0.2
PL	1.
S	0.2

منبع جرم:

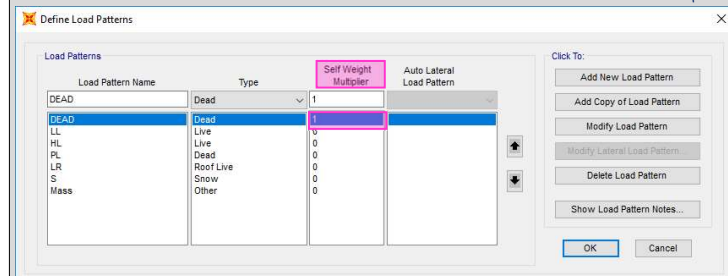
Mass Source



تعریف فرمول مناسبه جرم لرزه‌ای بر اساس الگوی بار ثقلی G1

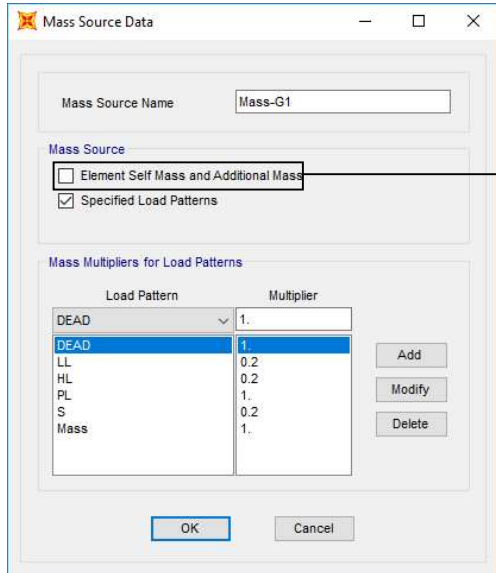
Element Self Mass:

جرم خود المان‌های سازه‌ای نظیر تیر، ستون، دیوار برشی و مهاربند



Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
DEAD	Dead	1	
DEAD	Dead	1	
LL	Live	0	
HL	Live	0	
PL	Dead	0	
LR	Roof Live	0	
S	Snow	0	
Mass	Other	0	

Mass Source



Mass Source Name: Mass-G1

Mass Source:

Element Self Mass and Additional Mass

Specified Load Patterns

Mass Multipliers for Load Patterns:

Load Pattern	Multiplier
DEAD	1.
DEAD	1.
LL	0.2
HL	0.2
PL	1.
S	0.2
Mass	1.

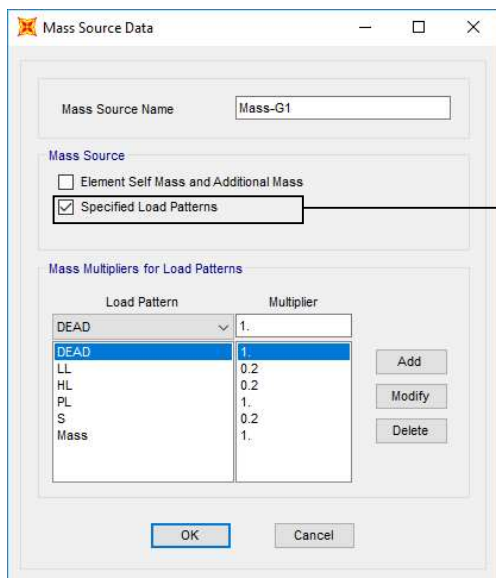
Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Additional Mass:

نرم افزار این قابلیت رو داره که می تونید یک جرم مشخص رو صورت گیری، فنی و سطحی اختصاص دهد. این جرم مازاد بر الگوهای بار تعریف شده به نرم افزار می باشد. با تیک زدن این گزینه، نرم افزار جرم لرزه ای را از طریق این جرم های اضافه شده و جرم خود المان ها مساب خواهد کرد. بنابراین بایستی برای معرفی کردن این جرم های اضافی، مسابست دستی از روی الگوهای بار مرده، زنده و ... انجام می شود که این روند صعوبت مسابستی زیادی خواهد داشت.

در صورت انتخاب این گزینه، بخش پایینی صفحه برای انتخاب الگوی بارها فریز خواهد شد. در صورتی که جرم اضافه ای به نرم افزار معرفی نشود در این صورت با تیک زدن این گزینه فقط جرم المان های سازه ای وارد مسابست خواهد شد.

Mass Source



Mass Source Name: Mass-G1

Mass Source:

Element Self Mass and Additional Mass

Specified Load Patterns

Mass Multipliers for Load Patterns:

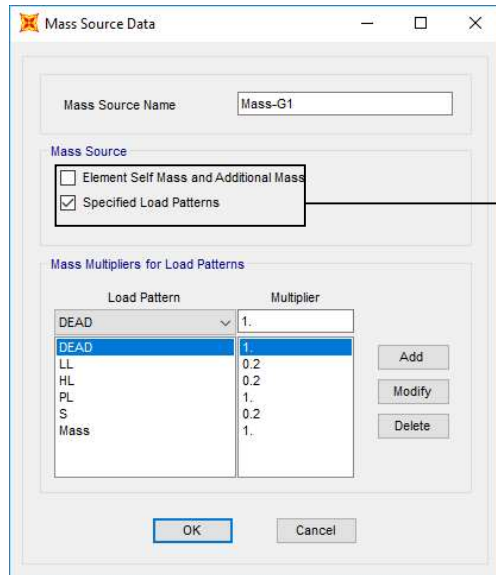
Load Pattern	Multiplier
DEAD	1.
DEAD	1.
LL	0.2
HL	0.2
PL	1.
S	0.2
Mass	1.

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

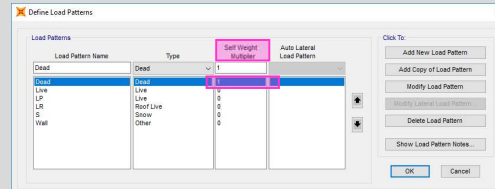
Specified Load Patterns :

نرم افزار از طریق این گزینه براساس الگوی بارهای تعریف شده در قسمت Load Patterns به مسابست جرم لرزه ای می پردازد. با انتخاب این گزینه، بخش پایینی نرم افزار باز شده و از طریق آن نحوه مسابست جرم لرزه ای براساس الگوی بارهای مختلف معرفی می گردد.

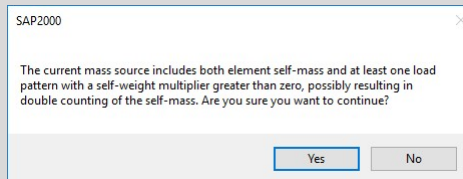
Mass Source



در صورتی که تیک هر دو گزینه زده شود و در تعریف Load Patterns بارمرده هماسبات مربوط به وزن المان‌های سازه‌ای لحاظ شود.



در این صورت به دلیل اینکه وزن المان‌های سازه‌ای دو بار محاسبه می‌شود پس از اوکی کردن صفحه برنامه پنجره پیغامی را به منظور محاسبه اشتباه وزن خواهد داد.

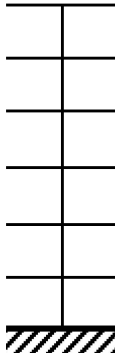
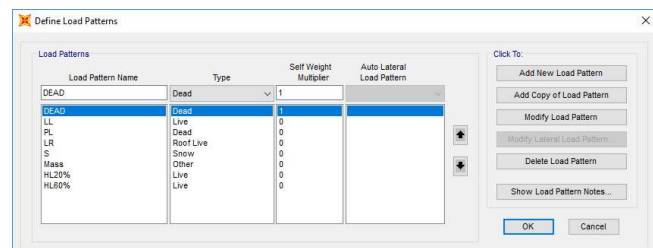


Mass Source

مبحث ۶:

درصد مشارکت بار زنده

20%	بام	S=105
20%	اداری	LL=250
20%	مسکونی	LL=200
20%	مسکونی	LL=200
60%	کتابخانه	HL60%=500
20%	پارکینگ	HL20%=400

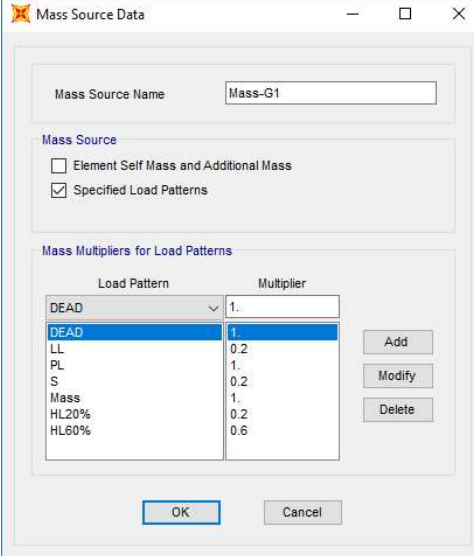
Mass Source

در صد مشارکت بار زنده

20%	۴م	S=105
20%	اداری	LL=250
20%	مسکونی	LL=200
20%	مسکونی	LL=200
60%	کتابخانه	HL60%=500
20%	پارکینگ	HL20%=400



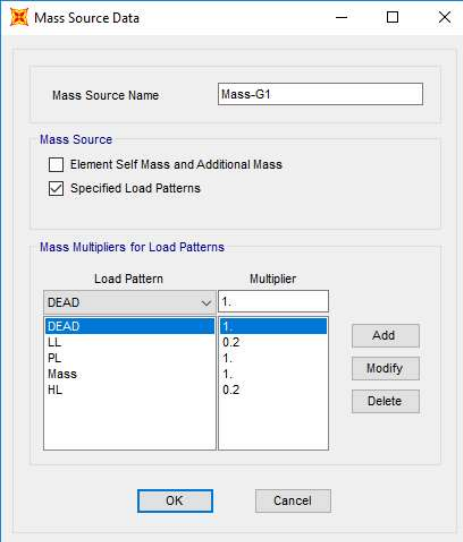
مبحث ۶:



Load Pattern	Multiplier
DEAD	1.
DEAD	1.
LL	0.2
PL	1.
S	0.2
Mass	1.
HL20%	0.2
HL60%	0.6

Mass Source

پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰

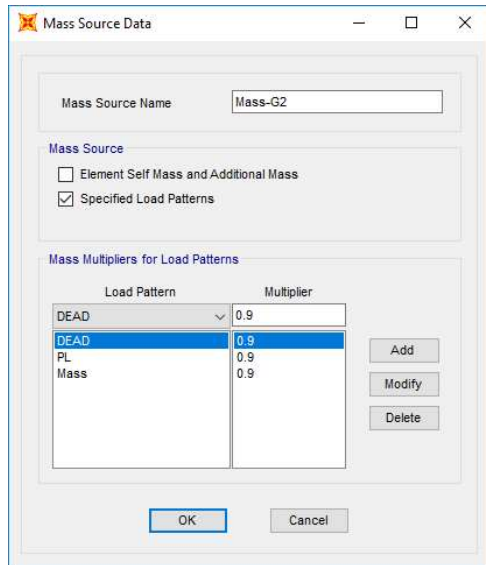


Load Pattern	Multiplier
DEAD	1.
DEAD	1.
LL	0.2
PL	1.
Mass	1.
HL	0.2

۲-۱ قبل از انجام تحلیل غیرخطی می‌باید بار ثقلی مطابق با ضرایب ترکیب بار مربوطه به مدل سازه اعمال گردد.

تبصره: ترکیب بارهای ثقلی عبارت از $L + 1/2D$ و $0.9D$ می‌باشند که در آنها D بار مرده و L بار زنده است. بار زنده بر طبق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان محاسبه می‌شود. ضمناً در مواردی که بار زنده گسترده کمتر از 400 کیلوگرم بر متر مربع است، کاهش این بار تا 50% مجاز است.

Mass Source

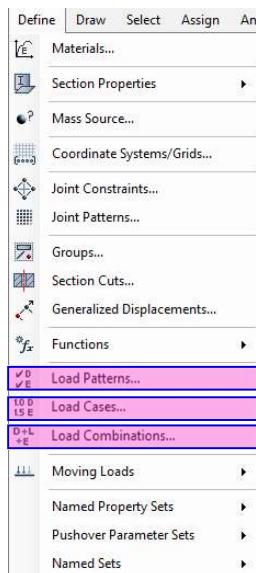


پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰

۲-۱ قبل از انجام تحلیل غیرخطی می‌باید بار ثقیلی مطابق با ضرایب ترکیب بار مربوطه به مدل سازه اعمال گردد.

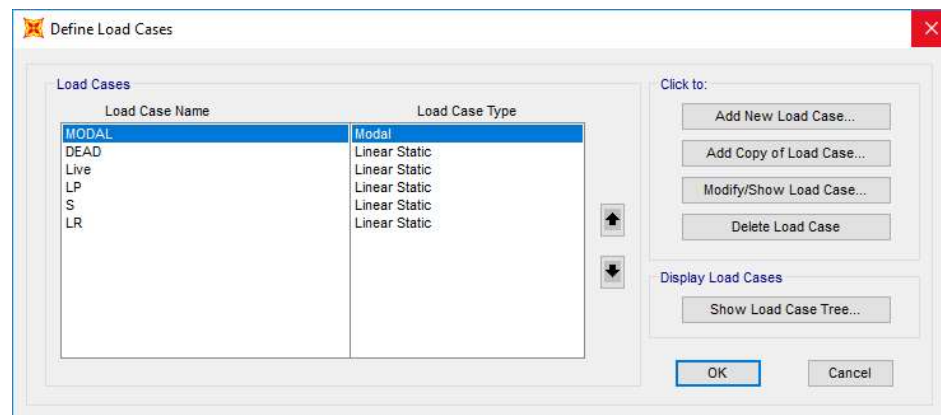
تبصره: ترکیب بارهای ثقیلی عبارت از $1/2D + L$ و $0/9D$ می‌باشند که در آنها D بار مرده و L بار زنده است. بار زنده بر طبق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان محاسبه می‌شود. ضمناً در مواردی که بار زنده گسترده کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است، کاهش این بار تا ۵۰٪ مجاز است.

Load Patterns, Load Cases, Load Combinations

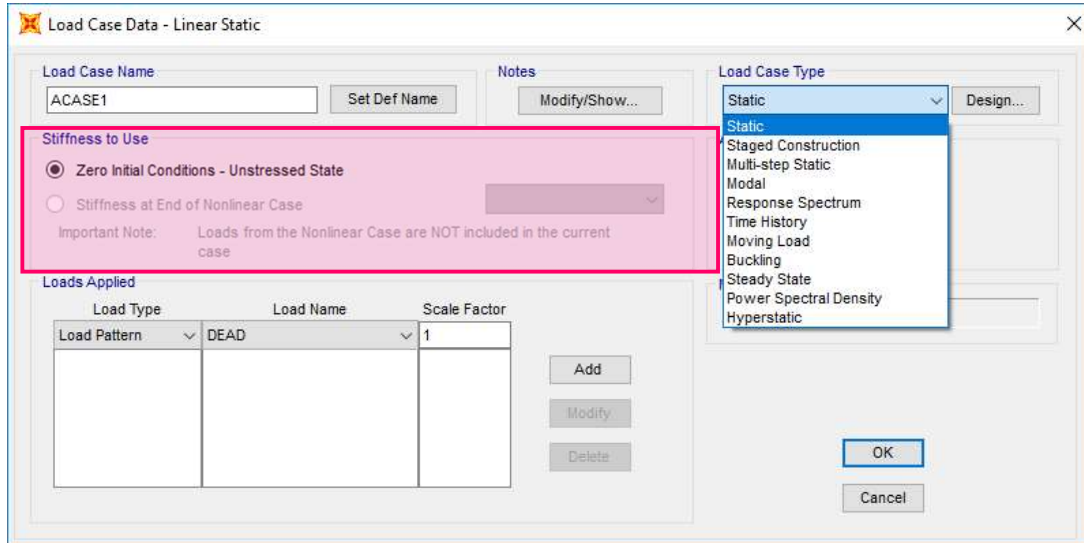


Load Cases

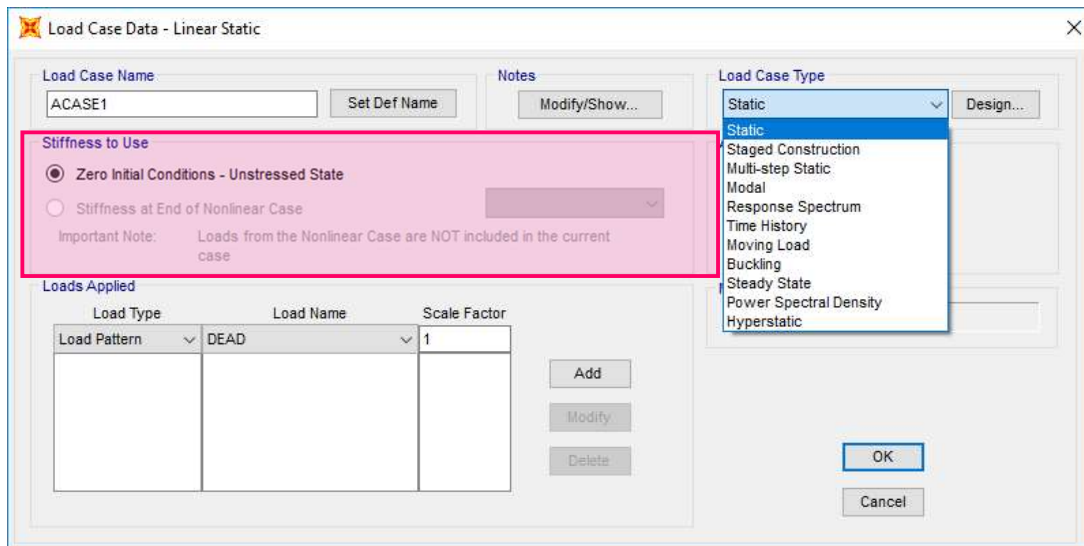
الگوهای معرفی شده در بخش قبلی به صورت حالات بار برای انجام تحلیل معرفی می‌شوند. علاوه بر این تعداد دیگری حالات بار نظیر استاتیکی غیرخطی و تاریفیه زمانی از این بخش تعریف می‌شوند.

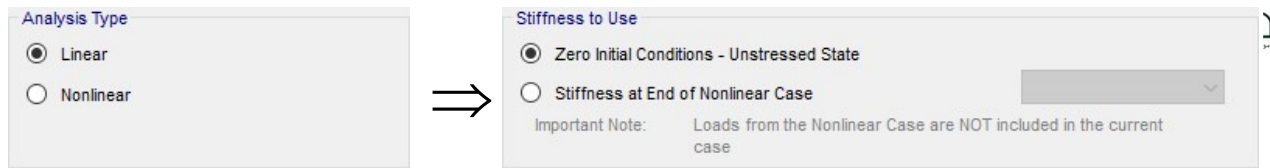


توالی آنالیز



توالی آنالیز





یک حالت بار فطی ممکن است از سفتی سازه در گام آخر یک حالت بار غیرفطی استفاده کند. تعریف حالت بار ثقلی جداگانه در نرم افزار Etabs برای مناسبات $P-\Delta$ ، براساس همین مفهوم می باشد. به همین دلیل می توانیم از ترکیبات بار استفاده کنیم.

توالی آنالیز

Sequence of Analysis

قبل آنالیز یک حالت بار مشخص، ممکن است به نتایج آنالیز حالات بار دیگری نیاز باشد. در این حالت بایستی از قابلیت توالی آنالیز نرم افزار استفاده شود. در این صورت قبل از آنالیز حالت بار وابسته بایستی حالت بار پیش نیاز آنالیز شود. این قابلیت از نرم افزار در تحلیل های فطی یا غیرفطی به صورت زیر استفاده می شود:

1) Modal-Superposition

2) Nonlinear Load Case

3) linear Load Case

1) Modal-Superposition

حالات بار از نوع Modal – Superposition (به مانند تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی مودال) برای آنالیز، نیاز به مشخصات مودی سازه دارند بنابراین قبل از تحلیل چنین حالات باری بایستی آنالیز مودال انجام شود و در مرحله بعدی با استفاده از مشخصات مودی به دست آمده حالات بار مذکور تحلیل شوند.

2) Nonlinear Load Case

یک حالت بار غیرخطی ممکن است از آخر یک کیس غیرخطی دیگر شروع به تحلیل شود. به عبارت بهتر بایستی کیس غیرخطی پیش‌نیاز آنالیز شود و وضعیت سازه تغییر شکل یافته تحت این کیس معلوم گردد، در ادامه به همین سازه تغییر شکل یافته کیس غیرخطی وابسته اعمال خواهد شد.

3) linear Load Case

یک حالت بار خطی ممکن است از سختی سازه در گام آخر یک حالت بار غیرخطی استفاده کند. تعریف حالت بار ثقیل جداگانه در نرم‌افزار Etabs برای محاسبات $P-\Delta$ ، براساس همین مفهوم می‌باشد. به همین دلیل می‌توانیم از ترکیبات بار استفاده کنیم.

Sequence of Analysis

مثال رایج و معمول برای توالی آنالیز، تعریف حالت بار استاتیکی غیرخطی به صورت زیر می باشد:

- ۱- تعریف الگوی باری با اسم PDelta
- ۲- نوع این الگوی بار استاتیکی غیرخطی می باشد.
- ۳- بارهای به کار برده شده به صورت $Dead+0.25Live$ تعریف می شود.
- ۴- غیرخطی کردن این حالت بار صرفاً با گزینه PDelta انجام می شود.
- ۵- هر الگوی بار جانبی را می توان از این الگوی غیرخطی PDelta شروع کرد.

Sequence of Analysis

برای دید مهندسی بهتر به مناسبات PDelta، از روش های مختلف این مناسبات را انجام می دهیم:

- 1- **Nonlinear** static load case (D+0.25L+E)
- 2- **Linear** static load case (D+0.25L+E), that use stiffness at end of nonlinear static case (D+0.25L)
- 3- **Nonlinear** static load case (E), that continue at the end of nonlinear static case (D+0.25L)

1-**Nonlinear** static load case (D+0.25L+E)

Load Case Name: NL(D+0.25L+E) Set Def Name Modify/Show...

Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1.
Load Pattern	Live	0.25
Load Pattern	Ex	1.

Buttons: Add, Modify, Delete

Other Parameters

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Analysis Type

- Linear
- Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: Previous

Buttons: OK, Cancel

2-**Linear** static load case (D+0.25L+E), that use stiffness at end of nonlinear static case (D+0.25L)

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: P-Delta Set Def Name Modify/Show...

Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1.
Load Pattern	Live	0.25

Buttons: Add, Modify, Delete

Other Parameters

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Analysis Type

- Linear
- Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: Previous

Buttons: OK, Cancel

Load Case Data - Linear Static

Load Case Name: L(D+0.25L+E) with PDelta Set Def Name Modify/Show...

Load Case Type: Static Design...

Stiffness to Use

- Zero Initial Conditions - Unstressed State
- Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1.
Load Pattern	Live	0.25
Load Pattern	Ex	1

Buttons: Add, Modify, Delete

Other Parameters

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Analysis Type

- Linear
- Nonlinear

Mass Source: Mass G1

Buttons: OK, Cancel

Pushover Parameter Sets



تنظیمات مربوط به نمودار برش پایه بر حسب جابجایی با m ، شامل
واژه‌های منفی و اسم محورها

مماسبه جابجایی هدف بر اساس روش طیف - ظرفیت
معرفی شده در **ATC40**

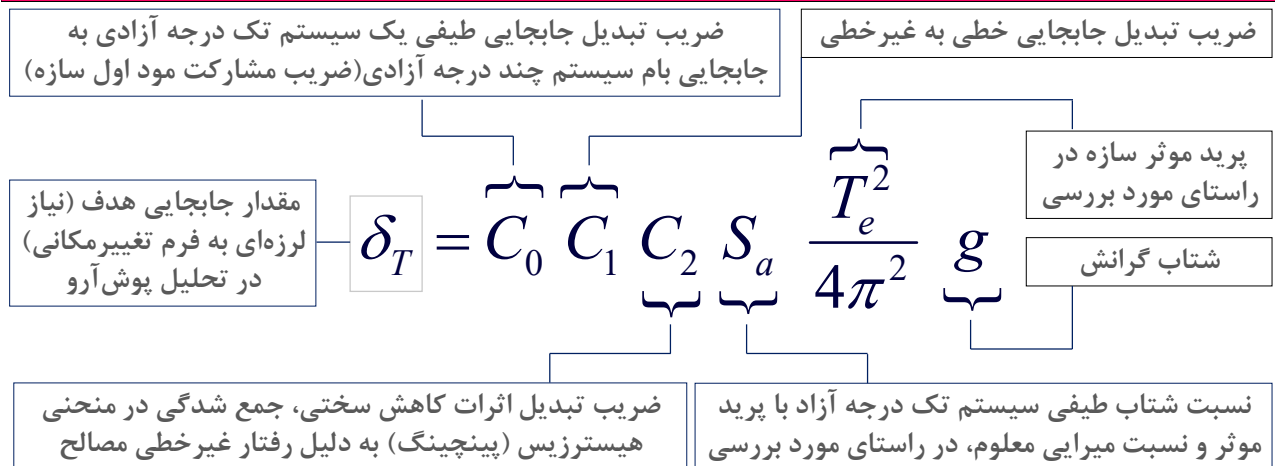
مماسبه جابجایی هدف بر اساس روش ضرائب معرفی شده در
FEMA356

مماسبه جابجایی هدف بر اساس روش فطی سازی معادل معرفی شده در
FEMA440

مماسبه جابجایی هدف بر اساس روش اصلاح جابجایی
(**ASCE41-17**) - **FEMA440** معرفی شده در

Pushover Parameter Sets

مماسبه جابجایی هدف بر اساس روش اصلاح جابجایی معرفی شده در **(ASCE41-17) - FEMA440**



ماسبه جابجایی هدف براساس روش طیف - ظرفیت معرفی شده در ATC40

۱- منحنی ظرفیت در سیستم مفتضات ADRS ترسیم می‌گردد.

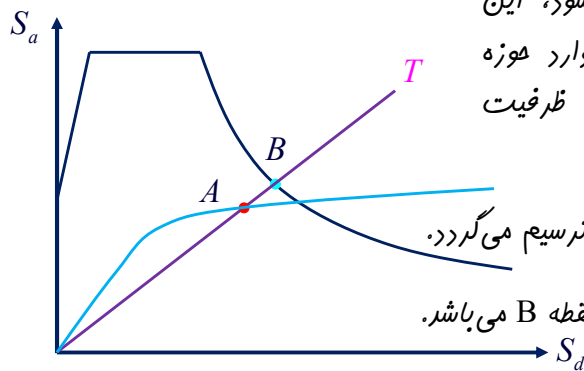
۲- به صورت فرضی یک نقطه بر روی منحنی به عنوان نقطه عملکرد انتخاب می‌شود (نقطه A)

۳- یک خط شعاعی از مبدا مفتضات به گونه‌ای رسم می‌شود که از نقطه فرضی A بر روی منحنی ظرفیت هم عبور کند. با توجه به فرمول زیر هر خطی که از مبدا مفتضات می‌گذرد دارای یک پیر ثابت می‌باشد.

۴- مساحت زیر منحنی ظرفیت تا نقطه فرضی مناسب می‌شود، این مساحت برابر با میرایی β_1 می‌باشد. هرچه سازه بیشتر وارد حوزه غیرخطی شود به دلیل افزایش مساحت زیر نمودار منحنی ظرفیت میرایی سازه نیز افزوده می‌گردد.

۵- طیف نیاز با میرایی β_1 در فرمت دستگاه مفتضات ADRS ترسیم می‌گردد.

۶- ممل بر فورد خط شعاعی رسم شده با طیف نیاز نشان دهنده نقطه B می‌باشد.



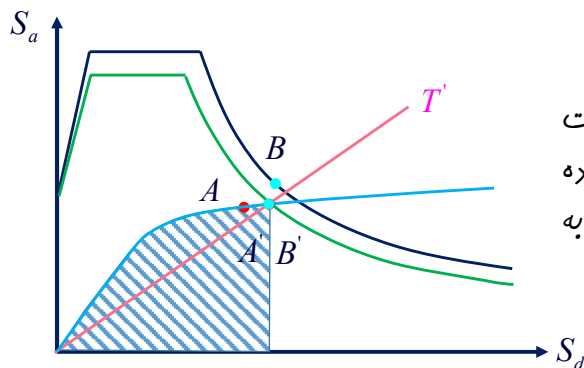
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Pushover Parameter Sets

ماسبه جابجایی هدف براساس روش طیف - ظرفیت معرفی شده در ATC40

۷- اگر نقطه A و B روی هم بیفتند و یا اختلاف آنها خیلی جزئی باشد نقطه A همان نقطه عملکرد سازه خواهد بود.

۸- نقطه بعدی در سعی و فضای جبرید بایستی در سمت راست نقطه قبلی باشد که در این صورت سطح زیر نمودار افزوده شده و طیف نیاز به سمت پایین خواهد آمد تا نقاط A و B به هم دیگر نزدیکتر شوند.



Pushover Parameter

FEMA 440 Displacement Modification...

Define Pushover Parameters for FEMA440 Displ Mod

Pushover Parameters

Click to: Add New Parameters...

۳-۱۰ تغییر مکان هدف
مقدار تغییر مکان هدف در نقطه کنترل باید با استفاده از روش‌های معتبر محاسبه شود.
این مقدار را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود.

$$\delta_i = C_0 C_1 S_a \frac{T_c^2}{4\pi^2} g$$

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_c^2}{4\pi^2} g \quad (17-2)$$

Parameters For FEMA 440 Displacement Modification

Pushover Parameters Name: DBE-LS Units: Tonf, m, C

Demand Spectrum Definition

Effective Viscous Damping (0 < Damp < 1): 0.05

Defined Function: Soil II-h

Scale Factor: 3.4335

Characteristic Period of Resp Spec, Ts: 0.7

FEMA 356 General Response Spectrum

Mapped Spectral Accel at Short Period, Ss

Mapped Spectral Accel at 1 Sec Period, S1

Site Class

Include Soil-Structure Interaction Effects: Modify/Show SSI

Selected Coefficients

User Value for C2: 1.0

User Value for Cm

Items Visible On Plot

Show Capacity Curve: Color: Green

Show Idealized Bilinear Force-Displ Curve: Color: Pink

Reset Default Colors

Update Plot Set Axis Labels and Range...

OK Cancel

Load Patterns, Load Cases, Load Combinations

Load Cases

الگوهای معرفی شده در بخش قبلی به صورت حالات بار برای انجام تحلیل معرفی می‌شوند. علاوه بر این تعداد دیگری حالات بار نظیر استاتیکی غیرفقطی و تاریفیه زمانی از این بخش تعریف می‌شوند.

Define Draw Select Assign An

Materials...

Section Properties

Mass Source...

Coordinate Systems/Grids...

Joint Constraints...

Joint Patterns...

Groups...

Section Cuts...

Generalized Displacements...

Functions

Load Patterns...

Load Cases...

Load Combinations...

Moving Loads

Named Property Sets

Pushover Parameter Sets

Named Sets

Define Load Cases

Load Case Name	Load Case Type
MODAL	Modal
DEAD	Linear Static
Live	Linear Static
LP	Linear Static
S	Linear Static
LR	Linear Static

Click to:

Add New Load Case...

Add Copy of Load Case...

Modify/Show Load Case...

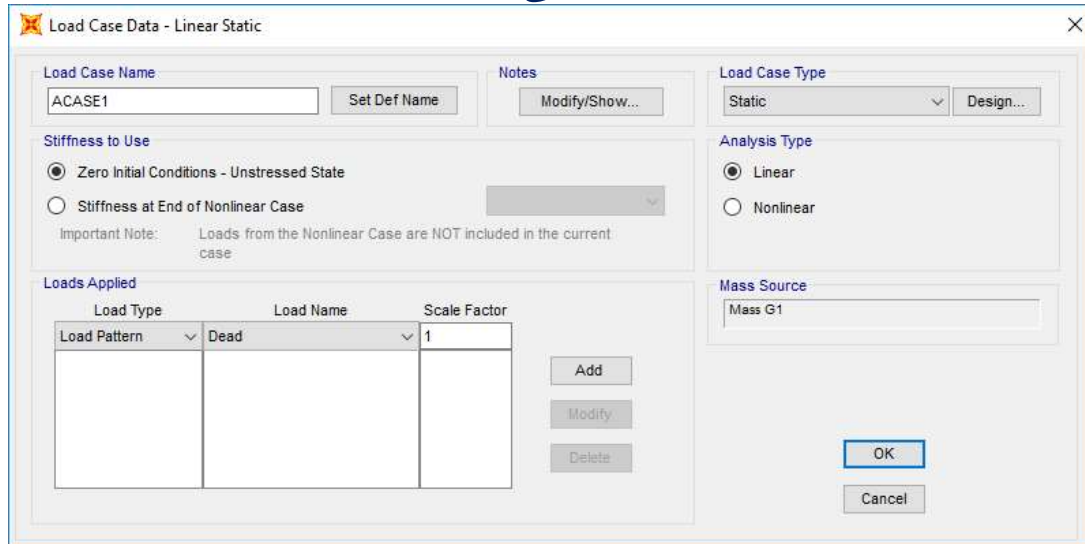
Delete Load Case

Display Load Cases

Show Load Case Tree...

OK Cancel

توالی آنالیز



Load Case Data - Linear Static

Load Case Name: ACASE1

Load Case Type: Static

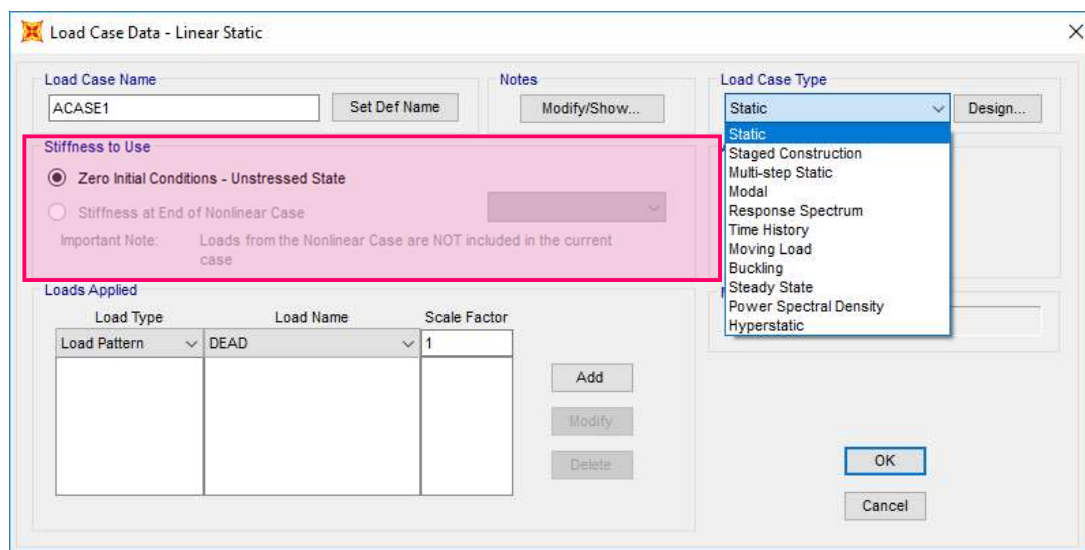
Stiffness to Use: Zero Initial Conditions - Unstressed State

Analysis Type: Linear

Mass Source: Mass G1

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1

توالی آنالیز



Load Case Data - Linear Static

Load Case Name: ACASE1

Load Case Type: Static

Stiffness to Use: Zero Initial Conditions - Unstressed State

Analysis Type: Linear

Mass Source: Mass G1

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1

- Static
- Staged Construction
- Multi-step Static
- Modal
- Response Spectrum
- Time History
- Moving Load
- Buckling
- Steady State
- Power Spectral Density
- Hyperstatic

توالی آنالیز

Sequence of Analysis

1) Modal-Superposition

2) Nonlinear Load Case

3) linear Load Case

قبل آنالیز یک حالت بار مشخص، ممکن است به نتایج آنالیز حالات بار دیگری نیاز باشد. در این حالت بایستی از قابلیت توالی آنالیز نرم‌افزار استفاده شود. در این صورت قبل از آنالیز حالت بار وابسته بایستی حالت بار پیش‌نیاز آنالیز شود. این قابلیت از نرم‌افزار در تحلیل‌های خطی یا غیرخطی به صورت زیر استفاده می‌شود:

توالی آنالیز

Sequence of Analysis

1) Modal-Superposition

حالات بار از نوع Modal – Superposition (به مانند تحلیل طیفی و تحلیل تاریخی زمانی مودال) برای آنالیز، نیاز به مشخصات مودی سازه دارند بنابراین قبل از تحلیل چنین حالات باری بایستی آنالیز مودال انجام شود و در مرحله بعدی با استفاده از مشخصات مودی به دست آمده حالات بار مذکور تحلیل شوند.

توالی آنالیز

Sequence of Analysis

2) Nonlinear Load Case

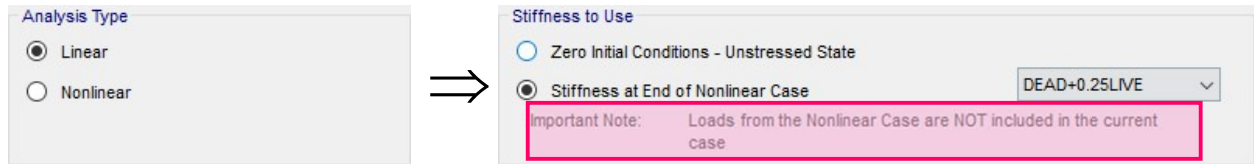
یک حالت بار غیرخطی ممکن است از آخر یک کیس غیرخطی دیگر شروع به تحلیل شود. به عبارت بهتر بایستی کیس غیرخطی پیش‌نیاز آنالیز شود و وضعیت سازه تغییرشکل یافته تحت این کیس معلوم گردد، در ادامه به همین سازه تغییرشکل یافته کیس غیرخطی وابسته اعمال خواهد شد.

توالی آنالیز

Sequence of Analysis

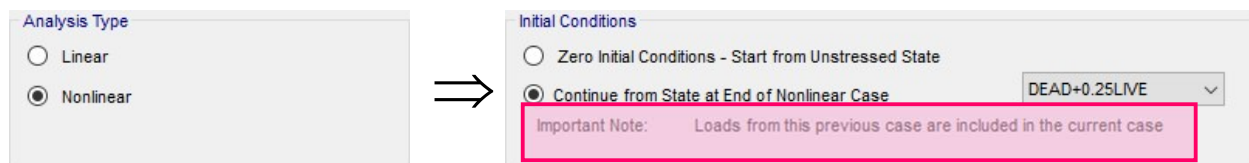
3) linear Load Case

یک حالت بار خطی ممکن است از سفتی سازه در گام آخر یک حالت بار غیرخطی استفاده کند. تعریف حالت بار ثقلی جداگانه در نرم‌افزار Etabs برای محاسبات $P-\Delta$ براساس همین مفهوم می‌باشد. به همین دلیل می‌توانیم از ترکیبات بار استفاده کنیم.



یک حالت بار فطی ممکن است از سفتی سازه در گام آخر یک حالت بار غیرفطی استفاده کند. تعریف حالت بار ثقلی جداگانه در نرم افزار Etabs برای محاسبات $P-\Delta$ براساس همین مفهوم می باشد. به همین دلیل می توانیم از ترکیبات بار استفاده کنیم.

نکته مهم: زمانی که نوع آنالیز به صورت فطی انتخاب می شود در این حالت کیس غیرفطی انتخاب شده شامل حالت بار تعریف شده نشده و صرفاً اثرات سفتی در گام آخر کیس غیرفطی وارد محاسبات می شود.



یک حالت بار غیرفطی ممکن است از گام آخر یک حالت بار غیرفطی شروع شود.

نکته مهم: زمانی که نوع آنالیز به صورت غیرفطی انتخاب می شود در این حالت کیس غیرفطی انتخاب شده شامل حالت بار تعریف شده هم می باشد. به عبارت بهتر اثرات بارهای کیس غیرفطی انتخاب شده نیز در داخل کیس تعریف شده قرار خواهد گرفت.

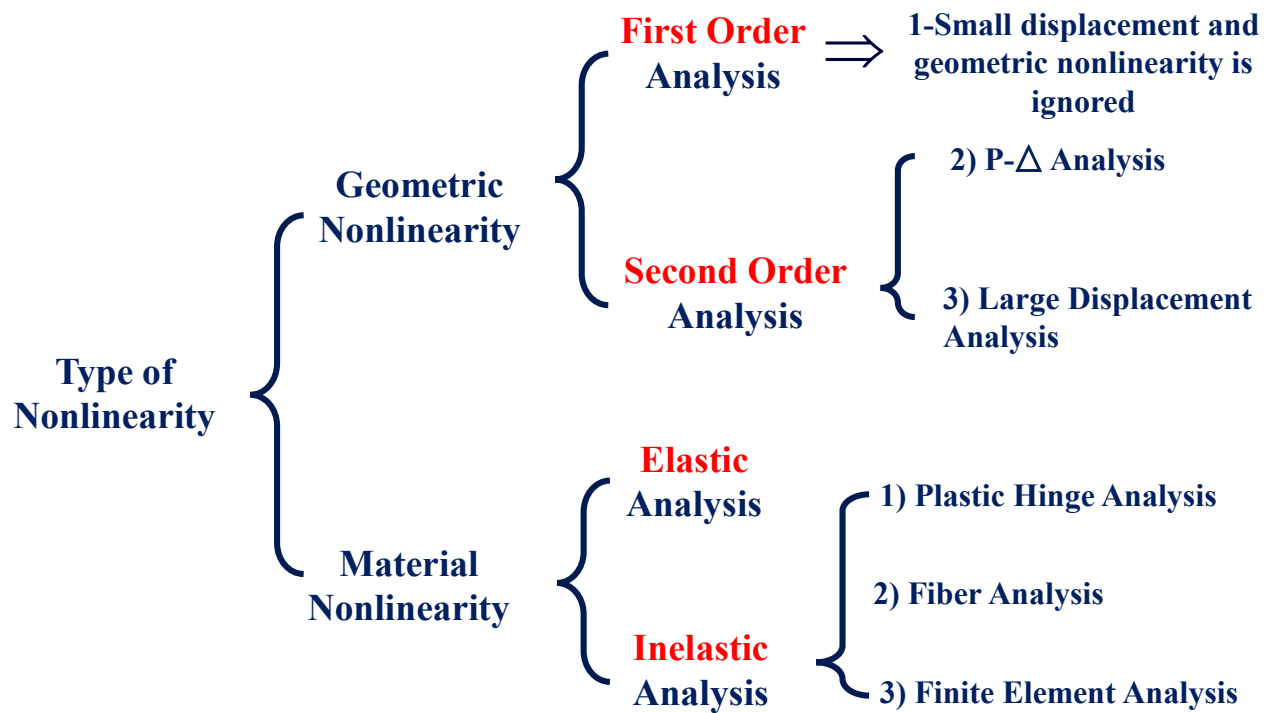
Sequence of Analysis

مثال رایج و معمول برای توالی آنالیز، تعریف حالت بار استاتیکی غیرخطی به صورت زیر می باشد:

- ۱- تعریف الگوی باری با اسم PDelta
- ۲- نوع این الگوی بار استاتیکی غیرخطی می باشد.
- ۳- بارهای به کار برده شده به صورت $Dead+0.25Live$ تعریف می شود.
- ۴- غیرخطی کردن این حالت بار صرفاً با گزینه PDelta انجام می شود.
- ۵- هر الگوی بار جانبی را می توان از این الگوی غیرخطی PDelta شروع کرد.

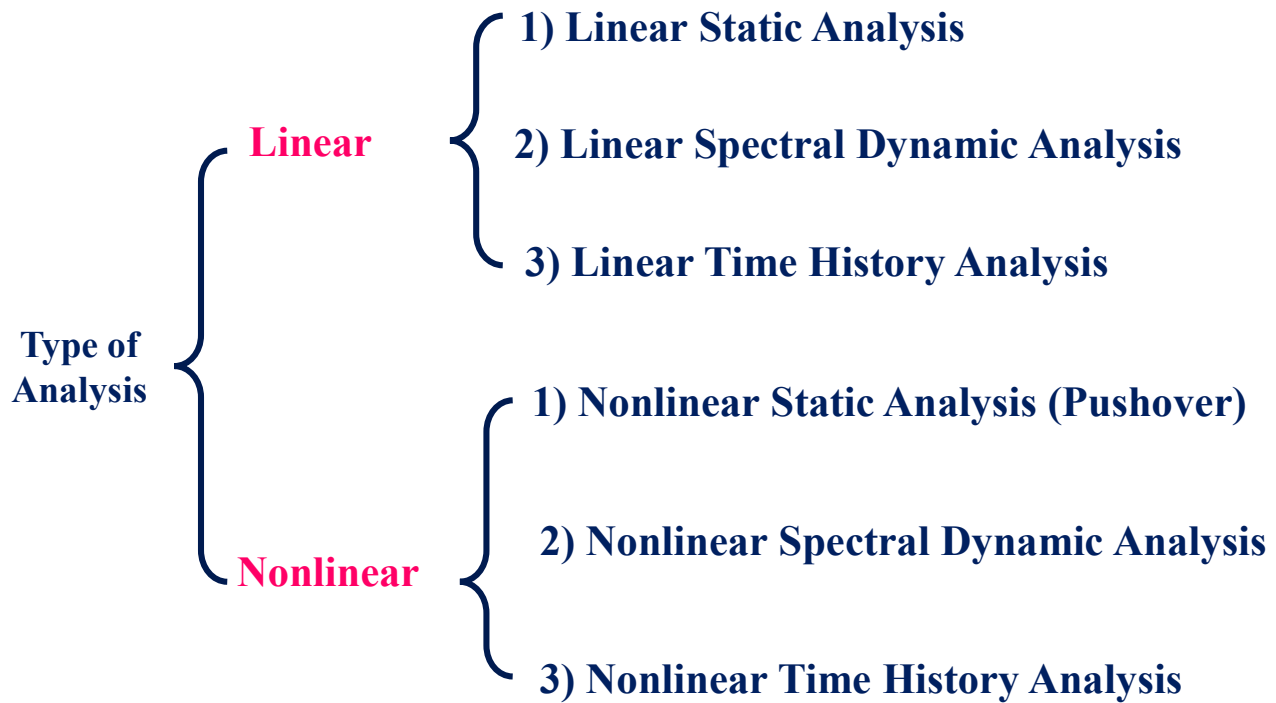
Material & Geometric Nonlinearity

تفاوت اساسی بین «غیرخطی مصالح» و «غیرخطی هندسی» وجود دارد. غیرخطی مصالح معروده بسیار وسیعی داشته که در اکثر مواقع درک درستی از آن وجود ندارد و مناسبات آن از یک تئوری ثابت تبعیت نمی کند. در مقابل غیرخطی هندسی با یک منطق ساده و تئوری ریاضی مشخص قابل مناسبت است. غیرخطی مصالح نیاز به قضاوت مهندسی و تفسیر حرفه ای دارد در حالی که غیرخطی هندسی چنین نمی باشد. البته این به معنی ساده بودن مناسبات غیرخطی هندسی نمی باشد.



Static & Dynamic Analysis

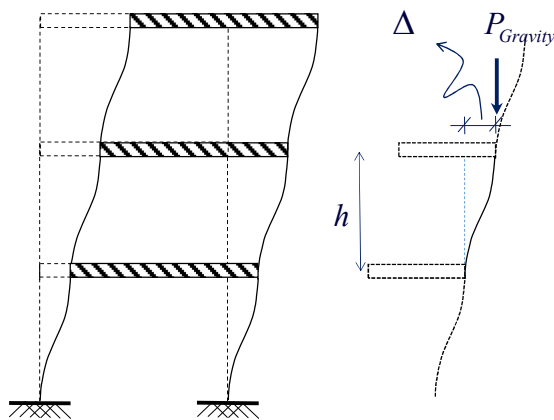
اصولاً تحلیل سازه را می‌توان به دو فرم «**تحلیل استاتیکی**» و «**تحلیل دینامیکی**» انجام داد. اگر غیرخطی هندسی و غیرخطی مصالح را با این دو آنالیز ترکیب کنیم آنالیزهای کاملتری به وجود می‌آید. که مشخصاً دقیق‌ترین این آنالیزها آنالیز دینامیکی غیرخطی تاریفچه زمانی است که در آن اثرات غیرخطی هندسی نیز مناسبه می‌شود. البته در تحلیل‌های عرفی که براساس استاندارد ۲۸۰۰ انجام می‌شود بایستی اثرات غیرخطی هندسی لحاظ شود که این تحلیل‌ها به تحلیل مرتبه دوم معروف می‌باشند.



P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



P- Δ & P- δ

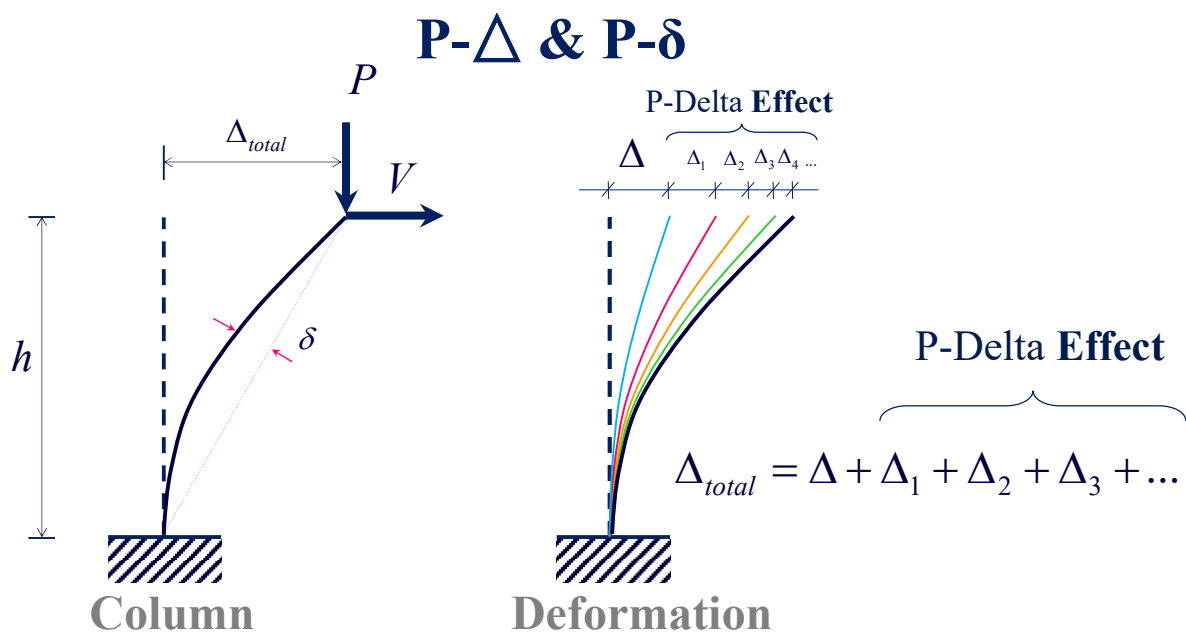


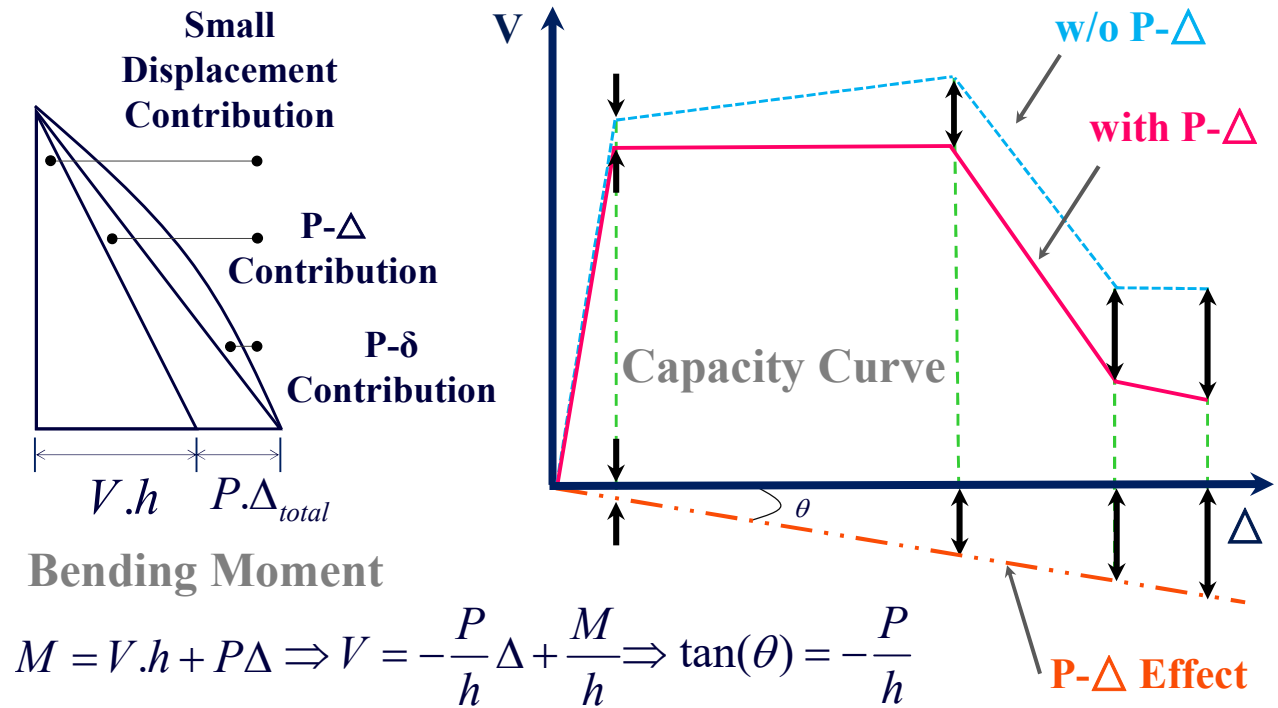
به دلیل وجود بارهای جانبی، بارهای ثقلی، اثرات ثانویه بر روی تغییرمکان‌های جانبی خواهند داشت. بنابراین پاسخ‌های سیستم نظیر تغییرشکل‌های جانبی، تلاش‌های ایبار شده در اعضا و نیروهای وارده به فونداسیون تشدید خواهد شد.

$$\text{لنگر ثانویه} = P_{Gravity} \times \Delta$$

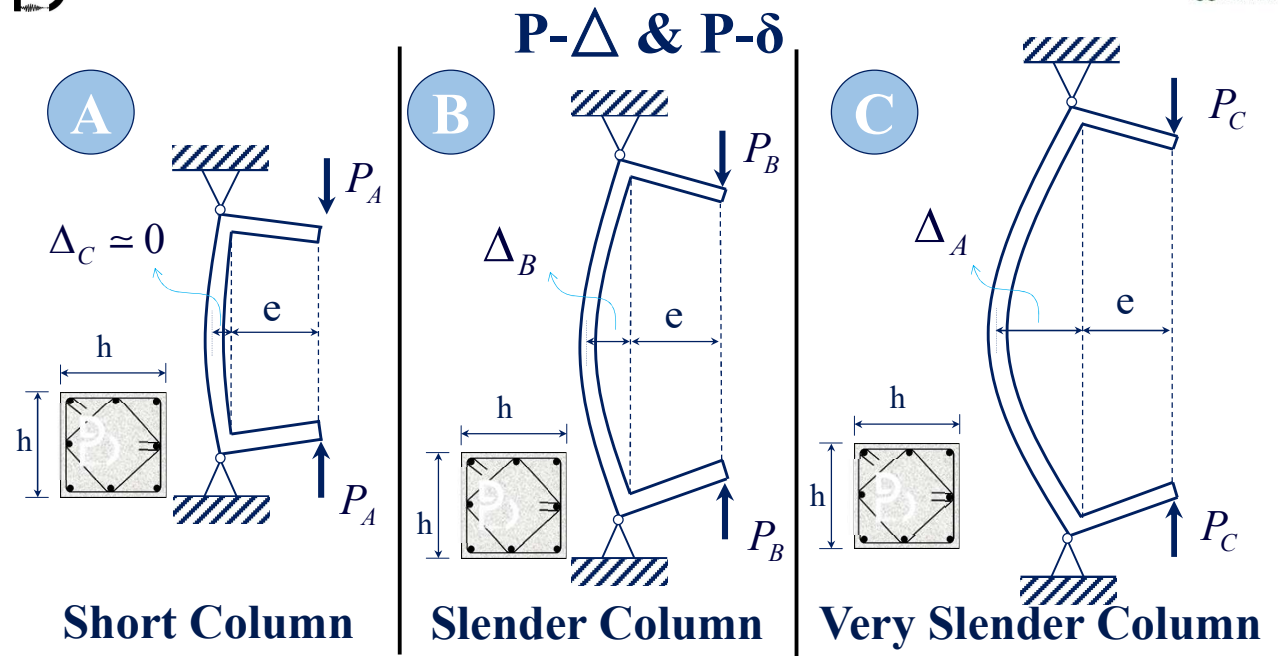
$$\text{برش ناشی از لنگر ثانویه} = \frac{P_{Gravity} \times \Delta}{h}$$

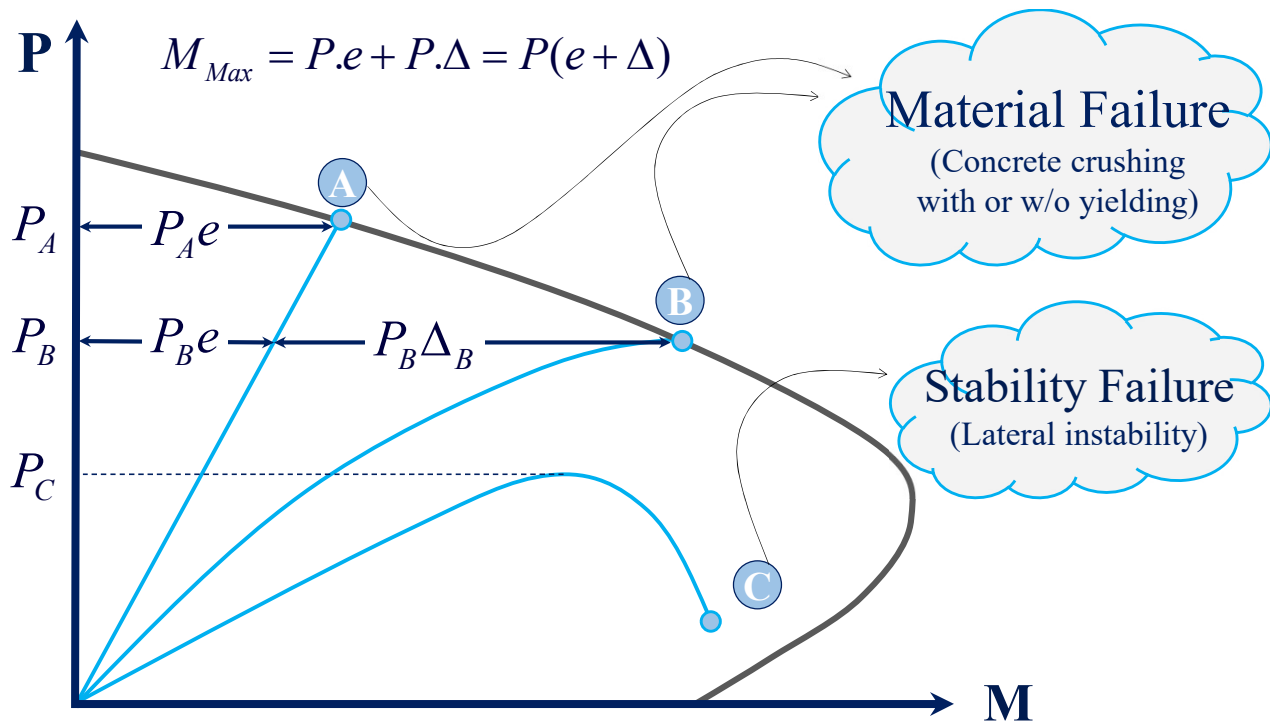
برشی ناشی از لنگر ثانویه، تغییر شکل طبقه را به اندازه Δ_1 بیشتر می‌کند. مجدداً به دلیل این تغییر شکل اضافه، لنگر ثانویه دیگری در سیستم ایجاد خواهد شد که برش ناشی از این لنگر، این بار بابایی Δ_2 را در سیستم ایجاد خواهد کرد و ... نهایتاً به دلیل سفتی جانبی سیستم، این بابایی‌ها کوچک و کوچکتر خواهند شد. به گونه‌ای که پس از چند سیکل تکرار محاسبات، مقادیر دلتاها و اثرات آن قابل اغماض می‌شود و اصطلاحاً گفته می‌شود فرآیند محاسبات P-Delta همگرا شده است. به این فرآیند تکراری برای محاسبات V و Δ ، تا رسیدن به همگرایی دلتاها، عملیات تکراری P-Delta گفته می‌شود. بدون عملیات تکراری، تحلیل P-Delta مردود می‌باشد. به تملیلی که در آن اثرات P-Delta لحاظ شده باشد اصطلاحاً تحلیل مرتبه دوم (**Second Order Analysis**)، و به تملیلی که در آن از آثار P-Delta صرفه نظر شود اصطلاحاً تحلیل مرتبه اول (**First Order Analysis**) گفته شود.





P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

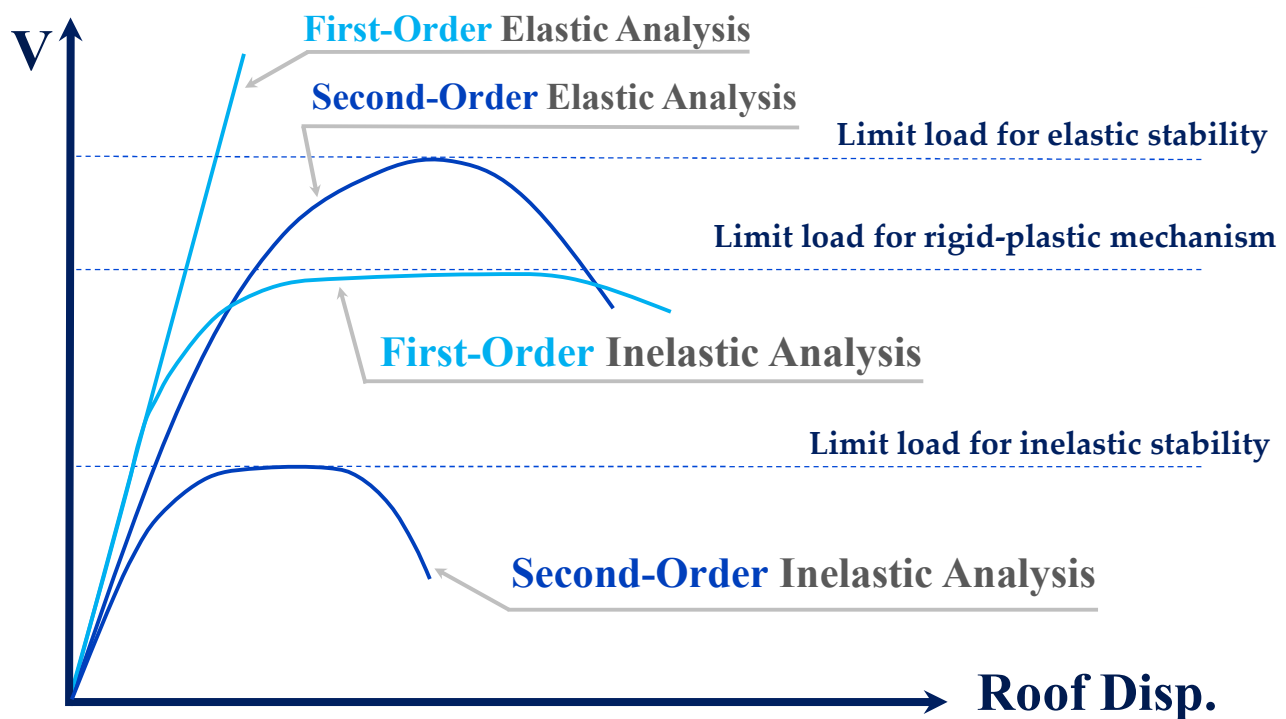




P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

P- Δ & P- δ

بدون عملیات تکراری، تحلیل P-Delta محدود می‌باشد. به تئلیلی که در آن اثرات P-Delta لحاظ شده باشد اصطلاحاً تحلیل مرتبه دوم (**Second Order Analysis**)، و به تئلیلی که در آن از آثار P-Delta صرفه نظر شود اصطلاحاً تحلیل مرتبه اول (**First Order Analysis**) گفته شود. در کنار این دو طبقه بندی می‌توان تقسیم بندی تحلیل فطی و غیرفطی برای مصالح را نیز وارد کرد. در این صورت وابسته به محاسبات اثرات ثانویه و اثرات غیرفطی مصالح، می‌توان تحلیل‌ها را به چهار قسمت طبقه‌بندی کرد. برای درک بیشتر، منحنی ظرفیت شماتیک یک ساختمان برای هر کدام از این چهار تحلیل نشان داده شده است.



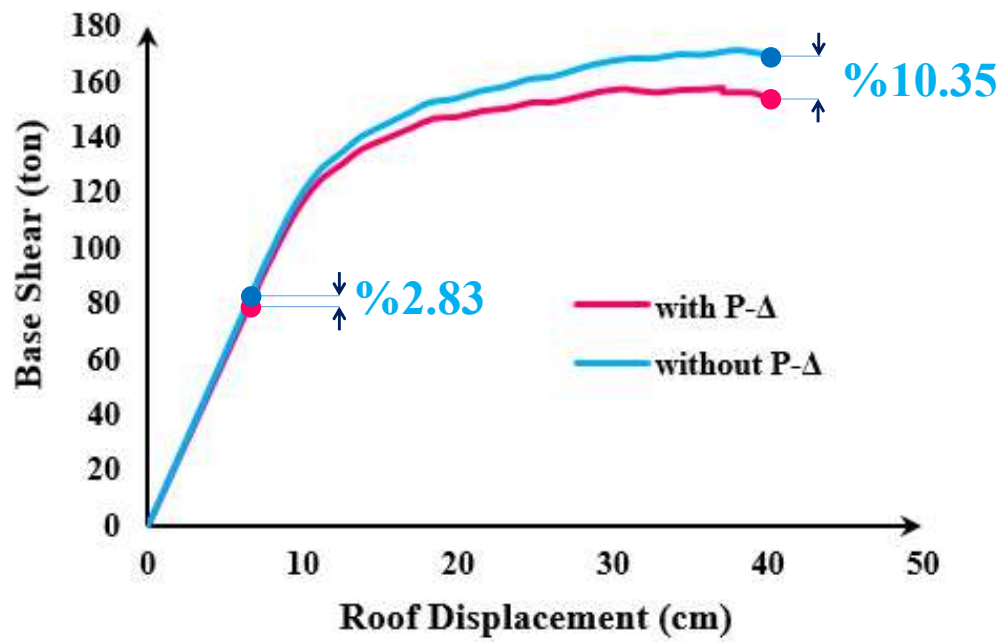
P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



$P-\Delta$ & $P-\delta$

بنابراین لحاظ کردن اثرات $P-\Delta$ به نوعی باعث کاهش سفتی سازه خواهد شد. یک قباب ۵ طبقه بتنی یکبار با $P-\Delta$ و یکبار بدون $P-\Delta$ به وسیله تحلیل پوشش‌آور آنالیز شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود پاسخ‌ها در محدوده فخطی تقریباً یکسان بوده و بعد از اولین تسلیم پاسخ‌ها واگرا می‌شود. با لحاظ کردن اثرات $P-\Delta$ ، در یک تغییر شکل ثابت، مقدار نیروی کمتری نسبت به حالت بدون $P-\Delta$ نیاز است. برای دو نقطه روی منحنی (اولین جاری شدن و جابجایی نظیر با ۴۰ سانتی‌متر در بام سازه)، افتلاف نیروی لازم بر روی منحنی نشان داده شده است. نقطه اول دارای افتلاف ۲/۱۳ درصد و نقطه دوم دارای افتلاف ۱۰/۳۵ درصد می‌باشد. نقطه دوم به دلیل جابجایی نسبی بیشتر نسبت به نقطه اول، اثرات ثانویه بیشتری هم خواهد داشت.

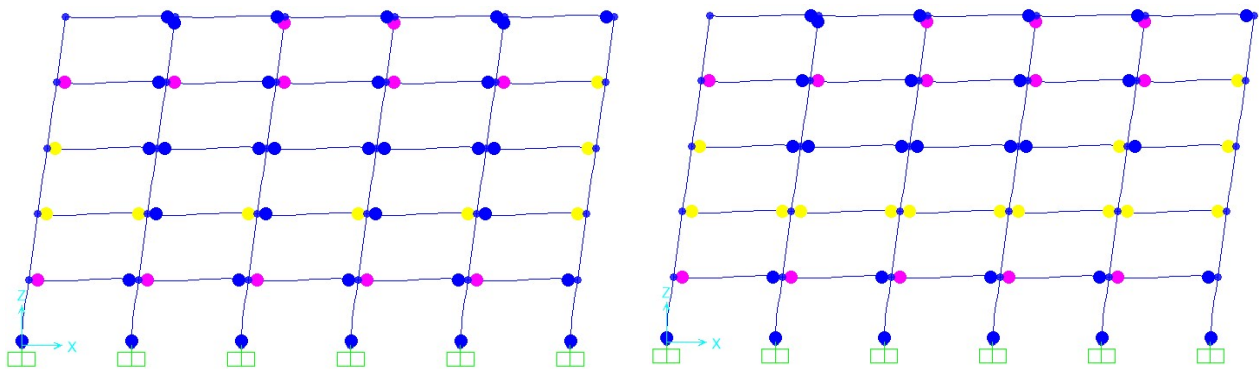
Capacity Curve of 5 Story RC Frame



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



P-Δ & P-δ



w/o P-Δ

with P-Δ

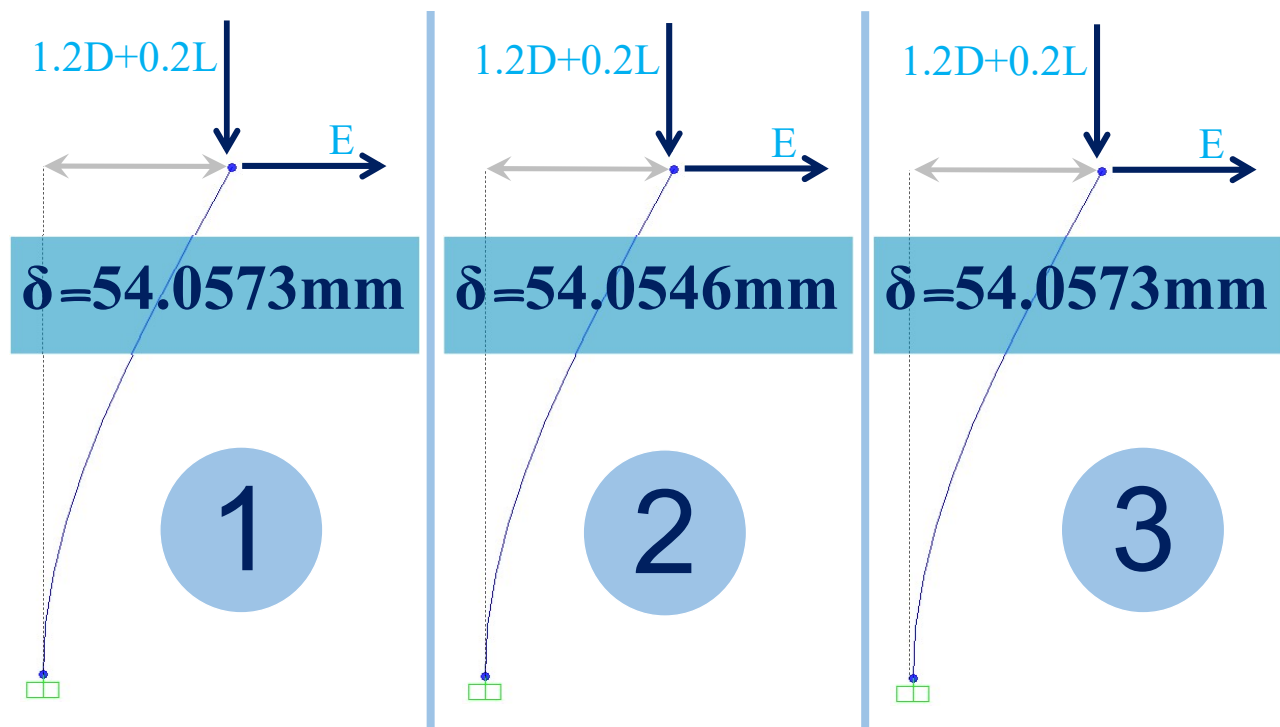
انواع روش‌های مناسبات P- Δ در SAP2000

مناسبات P- Δ در نرم افزار Sap2000 را می‌توان از روش‌های زیر انجام داد:

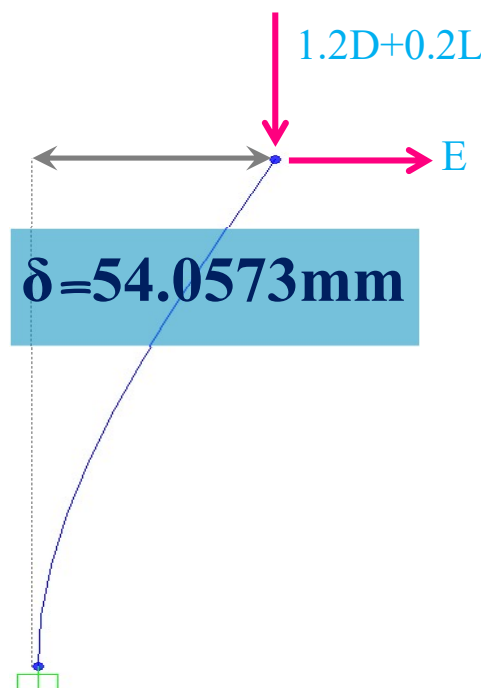
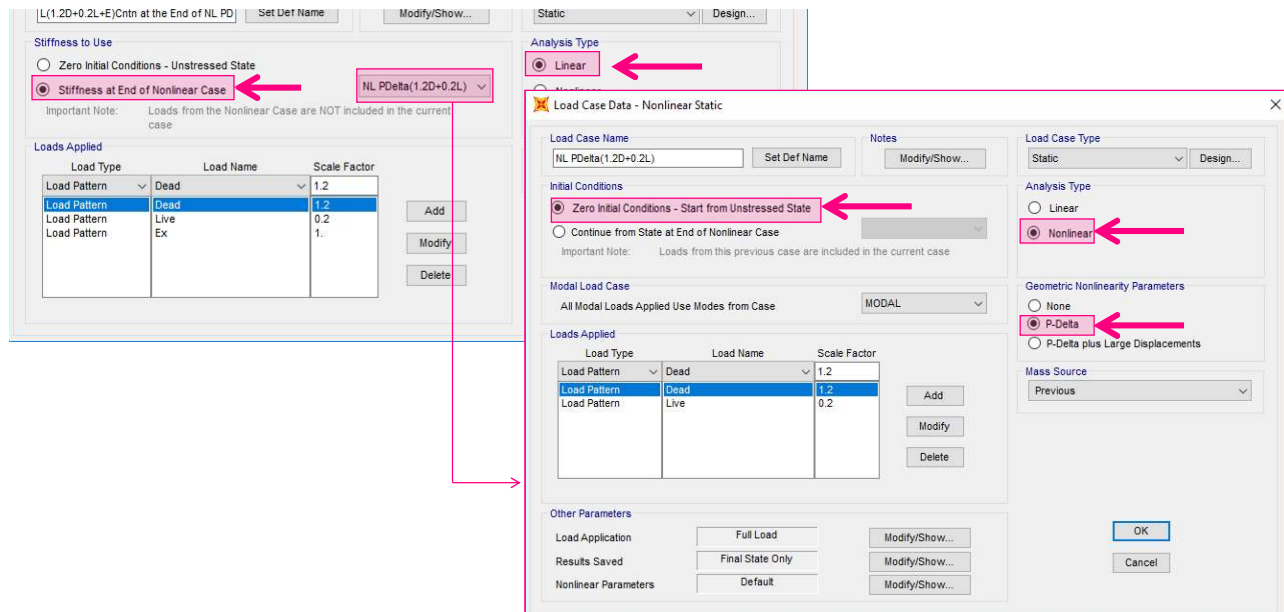
1- **Linear** static load case (1.2D+0.20L+E), that use stiffness at end of nonlinear static case (1.2D+0.2L)

2- **Nonlinear** static load case (1.2D+0.2L+E)

3- **Nonlinear** static load case (E), that continue at the end of nonlinear static case (1.2D+0.2L)



1-Linear static load case (D+0.25L+E), that use stiffness at end of nonlinear static case (D+0.25L)



همان طور که ملاحظه می شود کیس $1.2D+0.2L+E$ (کیس وابسته) به صورت **فقطی** تعریف شده است و این کیس از انتهای کیس **غیر فقطی** $1.2D+0.2L$ (کیس پیش نیاز) شروع می شود. چون کیس وابسته، فقطی می باشد بنابراین فقط از سختی گام آخر کیس پیش نیاز استفاده می کند و مقادیر بارهای کیس پیش نیاز وارد کیس وابسته نخواهد شد. این روند مناسب است دقیقاً همان روندی است که در نرم افزار ETABS اجرا می شود. کیس ثقلی در قسمت تنظیمات $P-\Delta$ نرم افزار وارد می شود در حالی که دوباره کیس ثقلی در ترکیب بارهای طراحی نیز وجود دارد. به عبارت بهتر نرم افزار فقط از سختی کیس ثقلی تعریف شده در قسمت $P-\Delta$ نرم افزار استفاده می کند و بار آن را وارد محاسبات نمی کند.

2-Nonlinear static load case (D+0.25L+E)

Load Case Name: NL(1.2D+0.2L+E) Notes: Load Case Type: Static

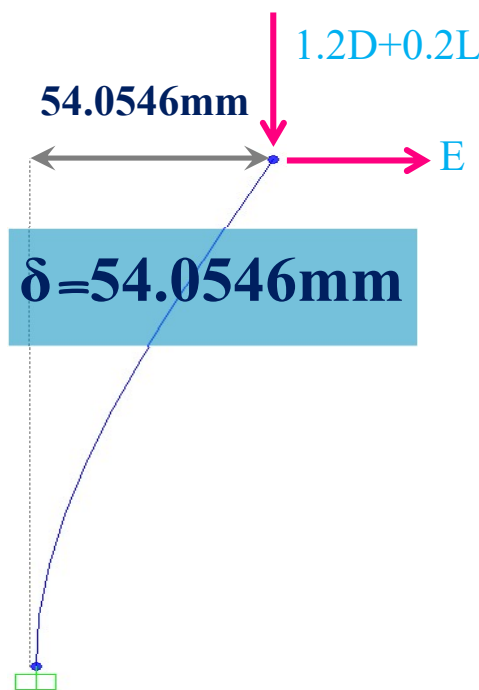
Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case

Modal Load Case:
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1.2
Load Pattern	Dead	1.2
Load Pattern	Live	0.2
Load Pattern	Ex	1.

Other Parameters:
 Load Application: Full Load
 Results Saved: Final State Only
 Nonlinear Parameters: Default



همان طور که ملاحظه می شود کیس $1.2D+0.2L+E$ کلا به صورت غیرخطی تعریف شده و مناسبات $P-\Delta$ در داخل همین کیس انجام می شود و کیس پیش فرضی در این حالت وجود ندارد که در ابتدا ران شود. در این حالت برای مناسبه $P-\Delta$ از بخش ثقلی و بخش جانبی داخل فود کیس استفاده می شود. در این حالت شرایط مرزی در داخل کیس وجود نداشته و کل پکیج بارگذاری ثقلی و جانبی به صورت همزمان وارد مناسبات می شود.

3-Nonlinear static load case (E, that continue at the end of nonlinear static case (D+0.25L)

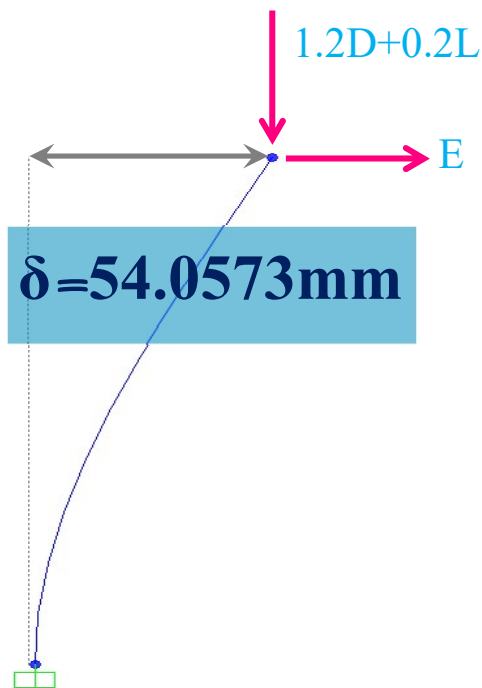
Load Case Name: NL(E)Cntrn at the End of NL Pdelta(1.2D+...)

Initial Conditions: Continue from State at End of Nonlinear Case

Analysis Type: Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters: P-Delta

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Ex	1.



همان طور که ملاحظه می شود در این حالت، کیس جانبی E به صورت غیرخطی تعریف شده است و از انتهای کیس غیرخطی $1.2D+0.2L$ ادامه می یابد. چون کیس وابسته به صورت غیرخطی تعریف شده بنابراین علاوه بر استفاده از سفتی در گام آفر کیس پیش نیاز، بارهای کیس پیش نیاز وارد محاسبات می شود و به همین دلیل است که برعکس حالت شماره ۱ اینبار بفش ثقی در کیس وابسته تعریف نشده و از کیس پیش نیاز برداشت می شود.

معرفی حالات بار ثقیلی در نرم افزار SAP2000

استاندارد ۲۸۰۰

۲-۱ قبل از انجام تحلیل غیرخطی می باید بار ثقیلی مطابق با ضرایب ترکیب بار مربوطه به مدل سازه اعمال گردد.
تبصره: ترکیب بارهای ثقیلی عبارت از $1.2D + L$ و $0.9D$ می باشند که در آنها D بار مرده و L بار زنده است. بار زنده بر طبق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان محاسبه می شود. ضمناً در مواردی که بار زنده گسترده کمتر از 400 کیلوگرم بر متر مربع است، کاهش این بار تا 50% مجاز است.

$$1) G_1 = 1.2D + 1.0L = 1.2D + 1.2LP + 1.0HL + 0.5LL$$

$$G_1 = 1.2D + 1.2LP + 1.0HL + 0.5LL$$

$$2) G_2 = 0.9D$$

$$G_2 = 0.9D + 0.9LP$$

Nonlinearity

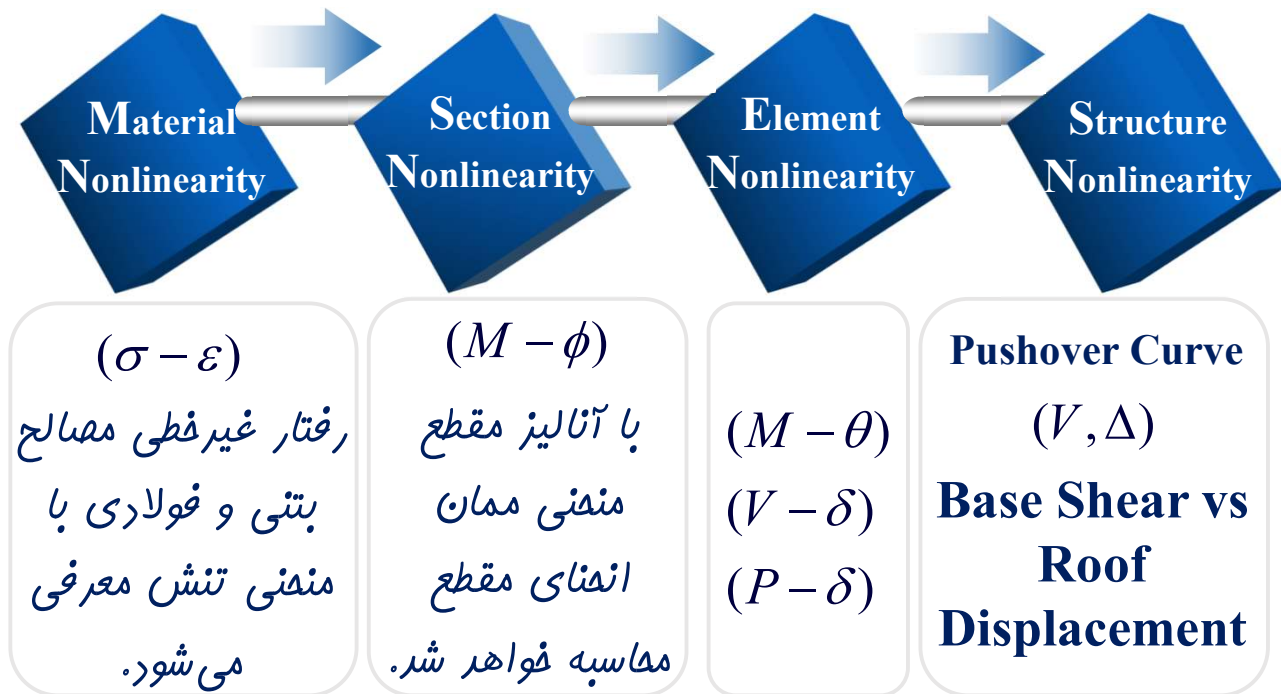
سلسه مراتب رفتار غیرخطی:

۱- رفتار غیرخطی مصالح فولادی و بتنی $(\sigma - \varepsilon)$ 1-Material Nonlinearity

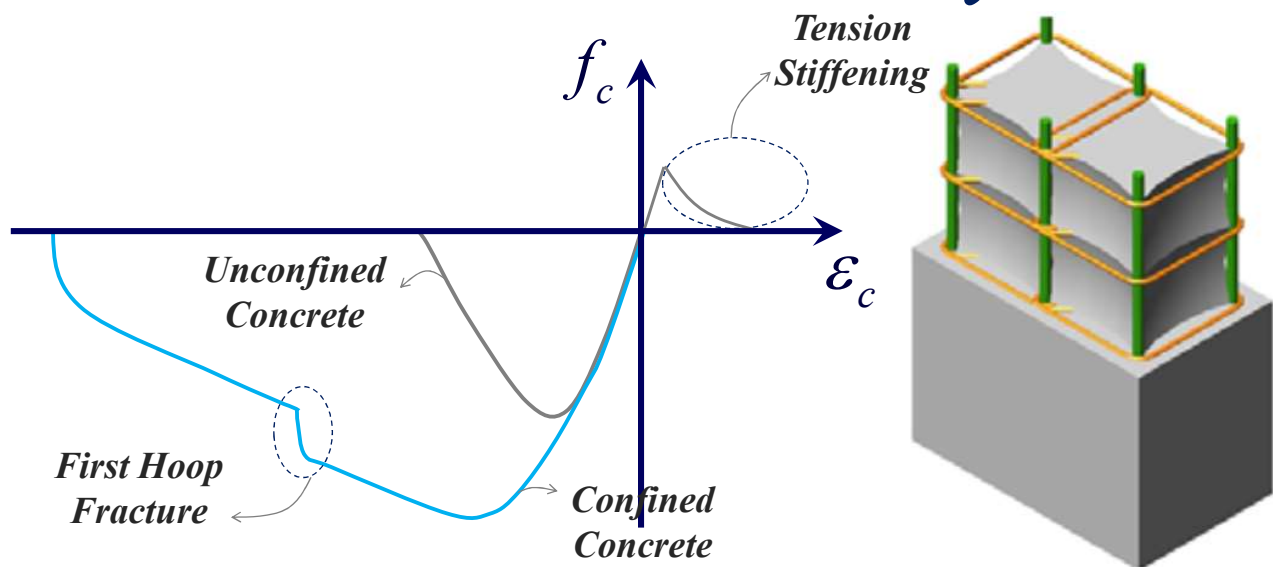
۲- رفتار غیرخطی مقطع $(M - \phi)$ 2-Section Nonlinearity

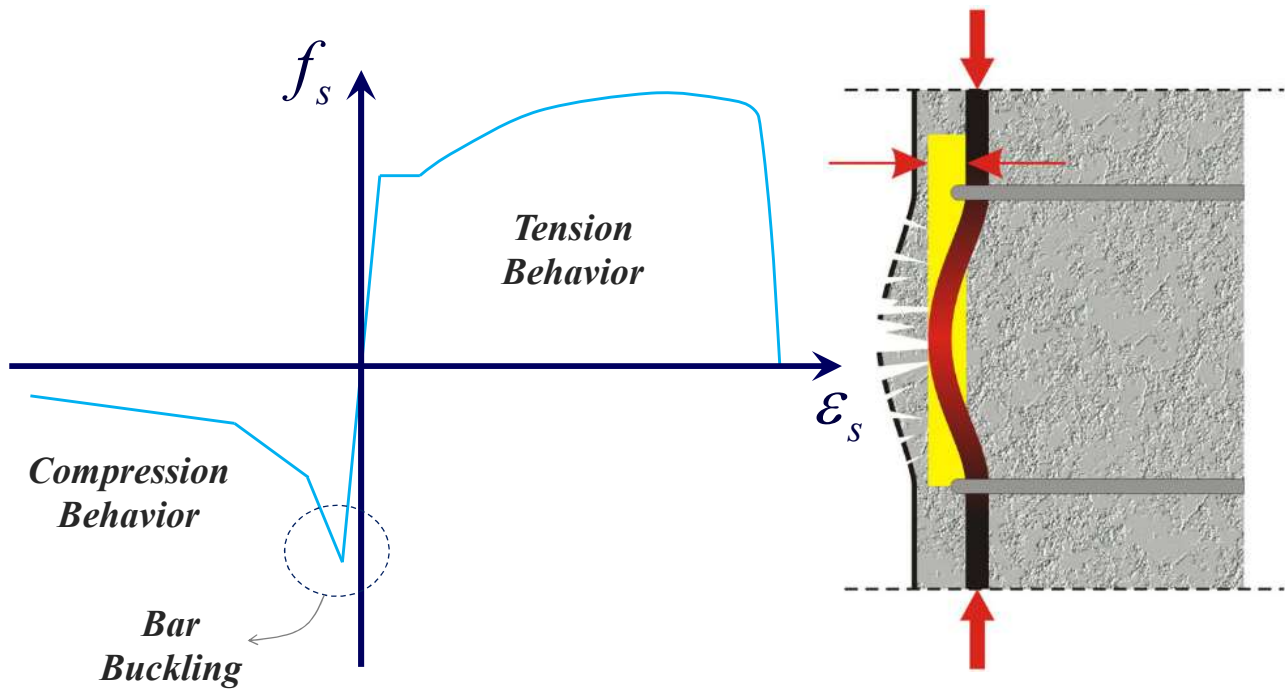
۳- رفتار غیرخطی المان $(M - \theta, V - \delta, P - \delta)$ 3-Element Nonlinearity

۴- رفتار غیرخطی سازه $(V_{Base\ Shear}, \Delta_{Roof\ Displacement})$ 4-Structure Nonlinearity



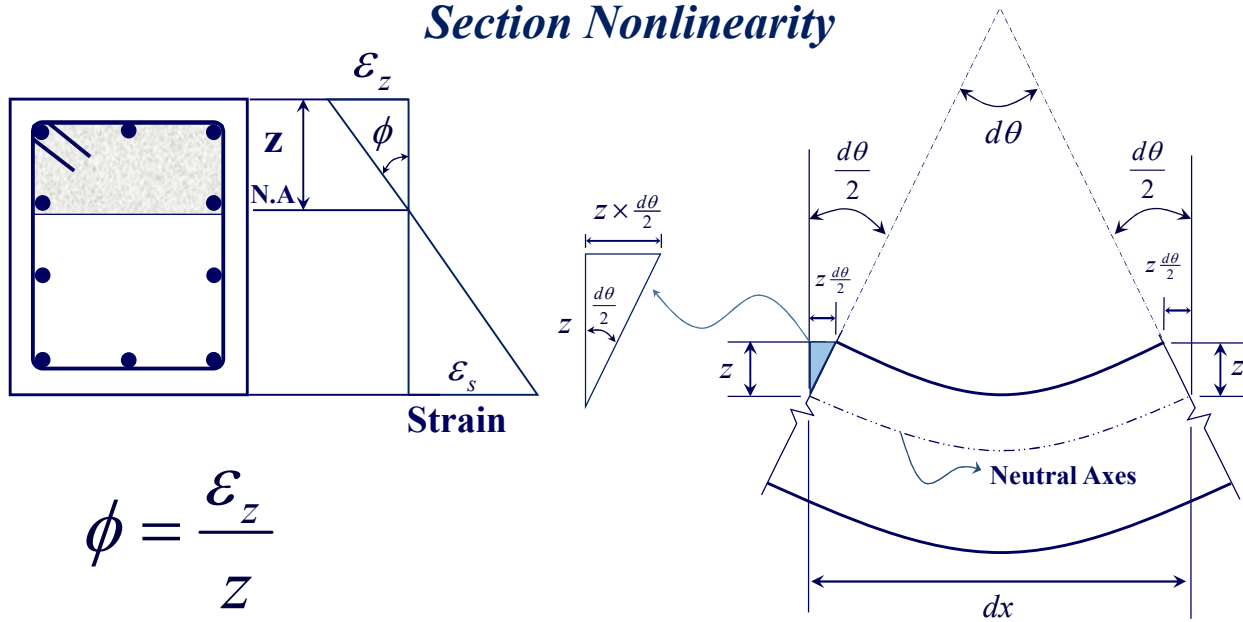
Material Nonlinearity





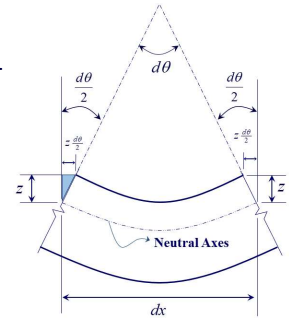
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Section Nonlinearity



$$z \times \frac{d\theta}{2} + z \times \frac{d\theta}{2} = \Delta(dx) = zd\theta \Rightarrow \varepsilon_z = \frac{\Delta(dx)}{dx} = \frac{zd\theta}{dx}$$

For Linear and Nonlinear Behavior $\Rightarrow \phi = \frac{d\theta}{dx} \times \frac{z}{z} = \frac{zd\theta}{dx} \times \frac{1}{z} = \frac{\varepsilon_z}{z}$



معادله بالا فقط بر اساس هندسه مقطع مناسبه شده است، بنابراین با فرض تیر اولر-برنولی، این فرمول برای محدوده رفتاری ارتجاعی و فرا ارتجاعی مصالح معتبر خواهد بود.

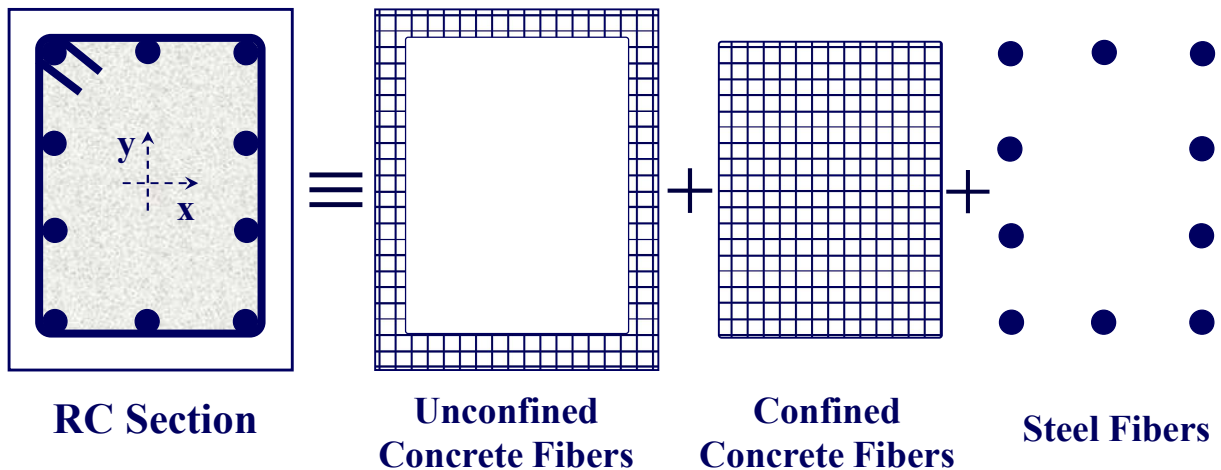
برای حالت خاص، در محدوده ارتجاعی رفتار مصالح می توان فرمول قبلی را به صورت زیر نیز نوشت:

For Linear Behavior $\Rightarrow \phi = \frac{\varepsilon_z}{z} = \frac{\sigma_z}{E} \frac{1}{z} \xrightarrow{\sigma_z = \frac{Mz}{I}} = \frac{1}{Ez} \frac{Mz}{I} = \frac{M}{EI}$

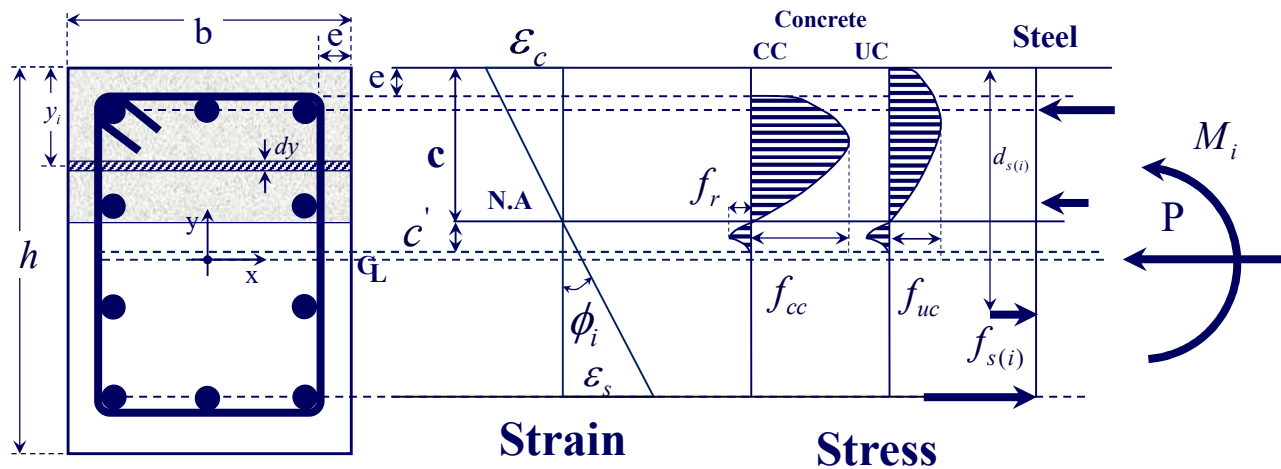
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Section Nonlinearity



Fiber Model For a Reinforced Concrete Section



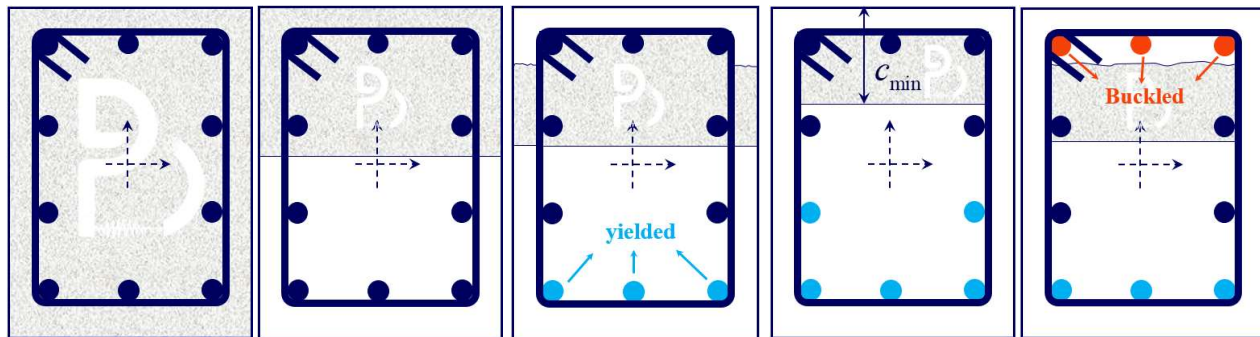
for $\phi = \phi_i$

if $P = \int_{0.5h-c}^{0.5h-e} f_{cc(i)}(b-2e)dy + \int_{0.5h-c}^{0.5h} f_{uc(i)}(2e)dy + \int_{0.5h-c}^{0.5h-e} f_{r(i)}(b)dy + \sum A_{s(i)}f_{s(i)} \Rightarrow c \checkmark$

$$\Rightarrow M_i = \int_{0.5h-c}^{0.5h-e} f_{cc(i)}(b-2e)(0.5h-y_i)dy + \int_{0.5h-c}^{0.5h} f_{uc(i)}(2e)(0.5h-y_i)dy + \int_{0.5h-c}^{0.5h-e} f_{r(i)}(b)(0.5h-y_i)dy + \sum A_{s(i)}f_{s(i)}(d_{si} - 0.5h)$$

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

Section Nonlinearity



- A → B*

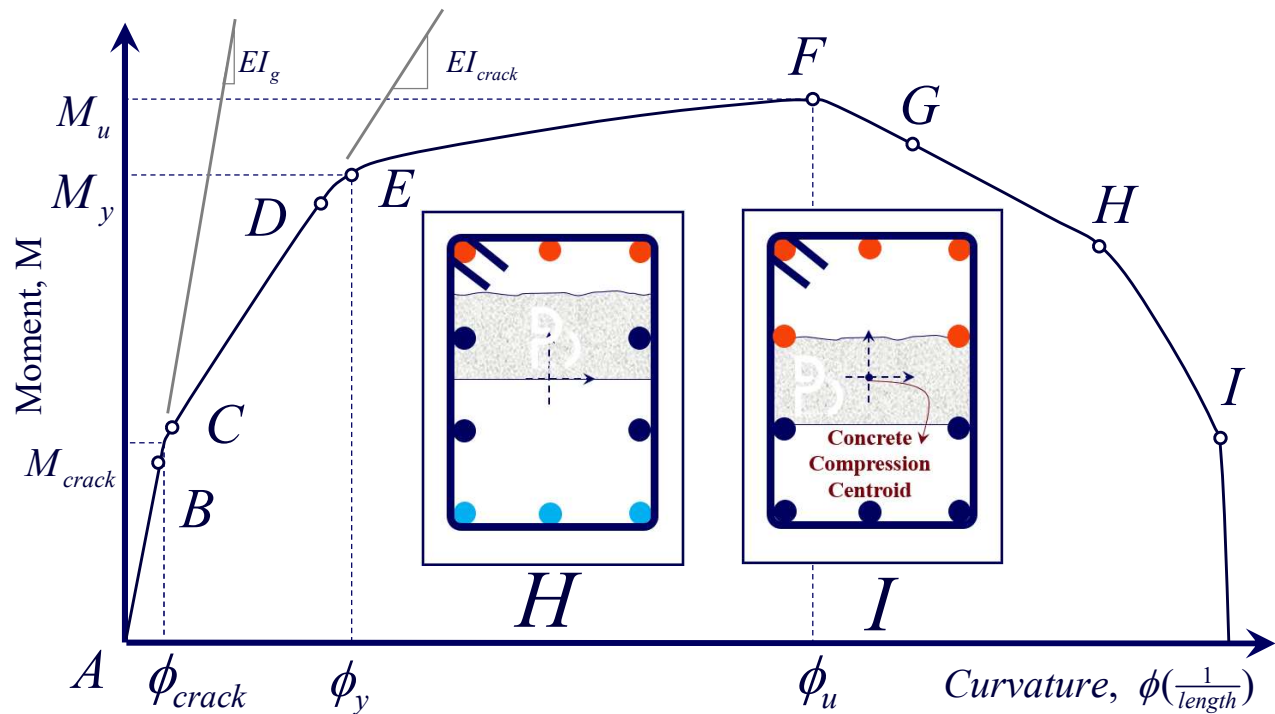
Gross Section
- C → D*

Cracking
- E*

Spalling and Yielding
- F*

Max. Ductility
- G*

Buckling



Reinforced Concrete Beams-ASCE41-17

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

مورد شکست	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Conditions								
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{V_{max}}{P_{max}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V_{max}}{b_w d \sqrt{f_c E}}$	پارامترهای مدل سازی			معیار پذیرش		
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Reinforced Concrete Beams-ASCE41-17

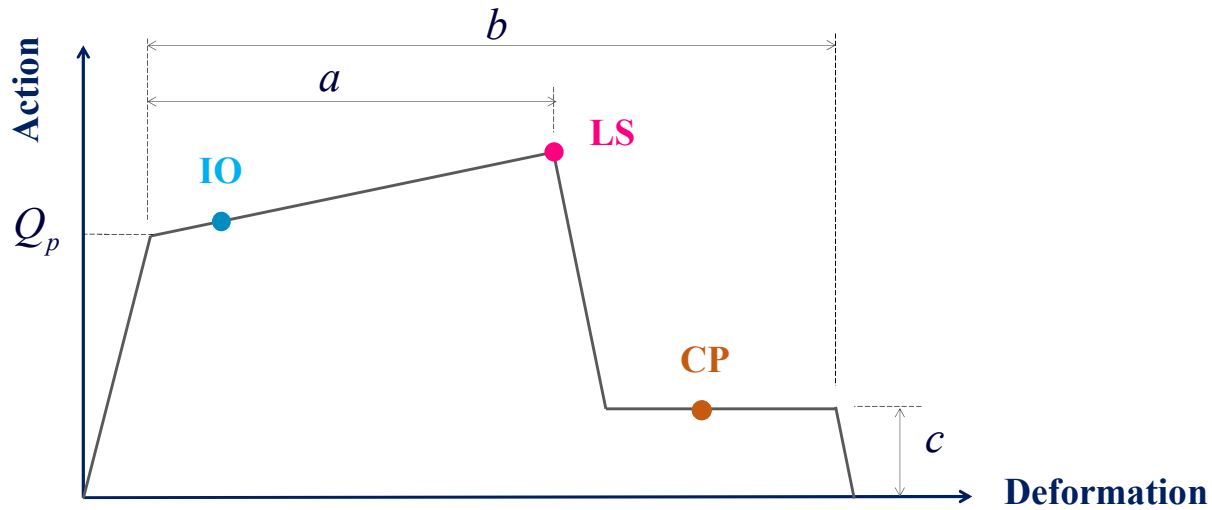
Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ^a				Acceptance Criteria ^b		
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio		Performance Level		
	α	β	γ	δ	IO	LS	CP
Condition 1: Beams controlled by flexure ^c							
IO ^d	0.005	0.01	0.2	0.95	0.05	0.05	0.05
LS ^e	0.02	0.04	0.2	0.90	0.02	0.02	0.04
CP ^f	0.05	0.09	0.2	0.80	0.01	0.01	0.03
Condition 2: Beams controlled by shear ^g							
IO ^d	0.015	0.03	0.2	0.90	0.05	0.05	0.05
LS ^e	0.03	0.06	0.2	0.80	0.02	0.02	0.04
CP ^f	0.06	0.12	0.2	0.70	0.01	0.01	0.03
Condition 3: Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^h							
IO ^d	0.005	0.01	0.2	0.95	0.05	0.05	0.05
LS ^e	0.01	0.02	0.2	0.90	0.02	0.02	0.04
CP ^f	0.02	0.04	0.2	0.80	0.01	0.01	0.03
Condition 4: Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ⁱ							
IO ^d	0.015	0.03	0.2	0.90	0.05	0.05	0.05
LS ^e	0.03	0.06	0.2	0.80	0.02	0.02	0.04
CP ^f	0.06	0.12	0.2	0.70	0.01	0.01	0.03

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

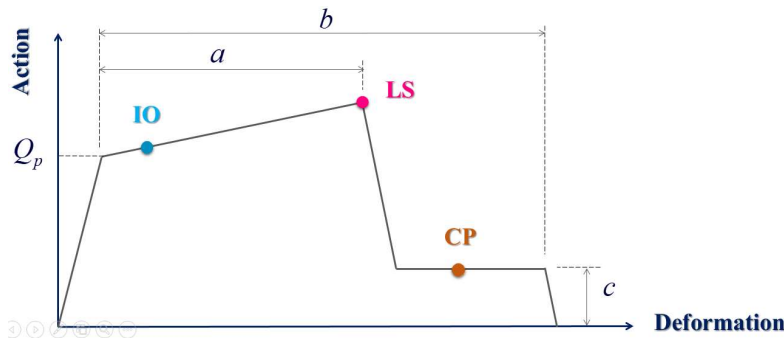
Plastic Hinge -ASCE41-17

روند سیستماتیک اختصاص مفصل پلاستیک بر اساس استاندارد ASCE41-17



Reinforced Concrete Beams (ASCE41-17)

مطابق با ASCE41-17 مودهای شکست تیرهای بتنی به صورت زیر می باشد.



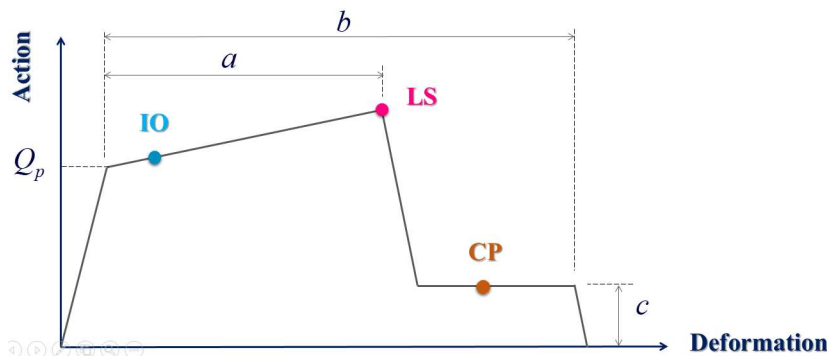
- مود شکست خمشی

- مود شکست برشی

- ضعف طول گیرایی یا طول وصله پوششی آرماتورهای طولی تیر

- ضعف طول گیرایی قلاب آرماتورهای طولی در محل گره اتصال تیر به ستون

مطابق با ASCE41-17، یک تیر مشخص می تواند همزمان چندین مود شکست داشته باشد. حداکثر چه تعدادی از این مودهای شکست می تواند در یک تیر رخ دهد؟



۱- حداکثر یک مود شکست

۲- حداکثر دو مود شکست

۳- حداکثر سه مود شکست

۴- تمامی چهار مود شکست

می تواند همزمان رخ دهد.

Plastic Hinge (ASCE41-17)

روند سیستماتیک اختصاص مفصل پلاستیک براساس استاندارد ASCE41-17 مطابق با استاندارد ASCE41-17، در ابتدا بایستی مود شکست المان سازه‌ای مشخص شده تا در مرحله بعدی رفتار غیرخطی المان ارائه گردد.

۱- تعیین مود شکست المان مودهای شکست مورد بررسی در استاندارد ASCE41-17 عبارتند از: خمشی، فمشی-برشی، برشی، طول موهاری، طول وصله پوششی، مهار آرماتورهای تیر در اتصال تیر به ستون و ...

۲- تعیین مقاومت المان در تلاش مورد بررسی

مقاومت المان تحت تلاش مورد نظر وابسته به گام شماره ۱ می‌باشد. مقاومت فمشی، برشی، موهاری و ...

Plastic Hinge (ASCE41-17)

۳- تعیین پارامترهای مدل‌سازی مفصل پلاستیک

ظرفیت تغییرشکل‌های غیرخطی و مقاومت پسماند توسط پارامترهای مدل‌سازی **a**، **b** و **c** شبیه‌سازی می‌شود.

۴- تعیین معیار پذیرش

تغییرشکل مجاز برای اغنای سطح عملکرد مورد تقاضای طرح را معیار پذیرش می‌نامند. این پارامتر توسط کارفرما و شرایط طراحی و ... مشخص می‌گردد.

Reinforced Concrete Beams (ASCE41-17)

تعیین مود شکست تیرهای بتن آرمه بر اساس ASCE41-17

Condition i. Beams Controlled by Flexure

مود شکست خمشی (شکل پذیری)

حالتی از رفتار است که قبل از وقوع موارد زیر، آرماتورهای طولی کششی جاری فوهند شد.

۱- فرد شدن بتن فشاری به دلیل فشار ناشی از خمش (مود شکست خمشی ترد)

۲- باز شدن ترک برشی بتن به دلیل کمبود در مقدار آرماتورهای عرضی (مود شکست برشی)

۳- فرد شدن قطر فشاری بتن، به دلیل فشار ناشی از برش (مود شکست برشی)

۴- سُر فردن آرماتورهای طولی کششی به دلیل عدم کفایت طول مهار یا طول وصله پوششی

۵- سُر فردن آرماتورهای طولی کششی به دلیل عدم کفایت قلاب مهار یا گره اتصال تیر به ستون



جاری شدن آرماتورهای طولی کششی و در نهایت فرد شدن بتن فشاری

Reinforced Concrete Beams (ASCE41-17)

10.3.2.2 Deformation-Controlled Actions. Strengths used for deformation-controlled actions shall be taken as equal to expected strengths Q_{CE} obtained experimentally or calculated using accepted principles of mechanics. Unless specified in this standard, other procedures specified in ACI 318 to calculate strengths shall be permitted, except that the strength reduction factor ϕ shall be taken as equal to unity.

Q_{CE} = Expected strength of a deformation-controlled action of an element at the deformation level under consideration

مقاومت مورد استفاده برای تلاش‌های DC بایستی براساس مقاومت مورد انتظار Q_{CE} مناسبه شود. در مواردی که در استاندارد ASCE41-17 روابط مناسبه مقاومت، ارائه نشده باشد می‌توان از فرمول‌های ACI318، با ضریب کاهش مقاومت برابر با 1.0 استفاده کرد.

10.3.3 Flexure and Axial Loads. Flexural strength of members with and without axial loads shall be calculated according to ACI 318 or by other demonstrated rational methods, such as sectional analysis using appropriate concrete and steel constitutive models. Deformation capacity of members with and without axial loads shall be calculated considering shear, flexure, and reinforcement slip deformations, or based on acceptance criteria given in this standard.

مقاومت خمشی المان‌های با و بدون بار محوری بایستی براساس ACI318 یا روش‌های آنالیز مقطع مناسبه گردد. ظرفیت تغییرشکلی این المان‌ها بایستی با لحاظ کردن اثرات خمش، برش و لغزش آرماتورهای طولی مناسبه شود یا از معیارهای پذیرش ارائه شده در ASCE41-17 استفاده شود.

Reinforced Concrete Beams (ASCE41-17)

Strength and deformation capacities shall be determined based on the available development of longitudinal reinforcement. Where longitudinal reinforcement has embedment or development length that is insufficient for reinforcement strength development, flexural strength shall be calculated based on limiting stress capacity of the embedded bar as defined in Section 10.3.5.

مقاومت و ظرفیت تغییرشکلی بایستی براساس طول مهاري آرماتورهاي طولی تعیین گردد. زمانی که مقدار طول مهاري ناکافی باشد بایستی مقدار تنش آرماتورهاي طولی اصلاح شود و مقاومت خمشی براساس همین تنش اصلاح شده مناسبه گردد.

Reinforced Concrete Beams (ASCE41-17)

گام اول : تعیین مود شکست تیرهای بتن آرمه براساس ASCE41-17

Condition i. Beams controlled by flexure

مود شکست خمشی؛ قبل از خرد شدن بتن در فشار ناشی از خمش یا فشار ناشی برش و قبل از سر خوردن آرماتورهای طولی قلاب شده یا مهار مستقیم، آرماتورهای طولی کششی جاری خواهند شد.

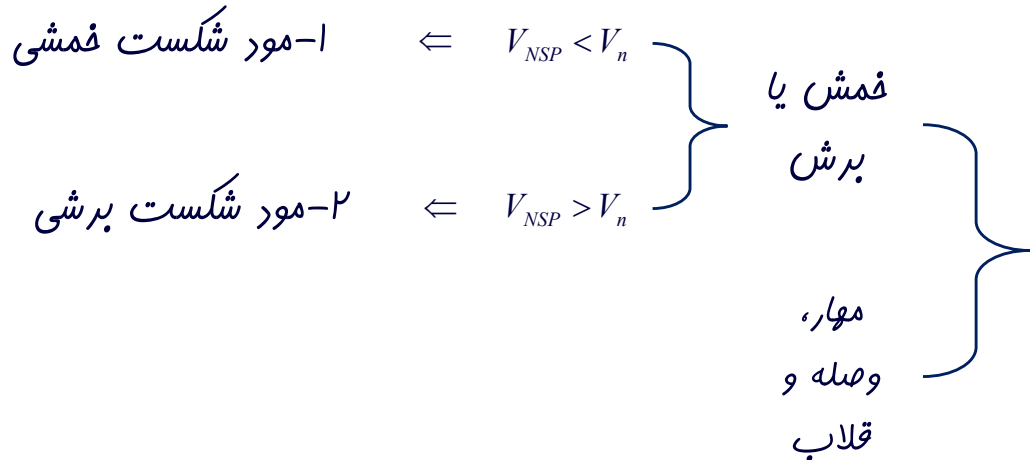
Condition ii. Beams controlled by shear

Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span

Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint

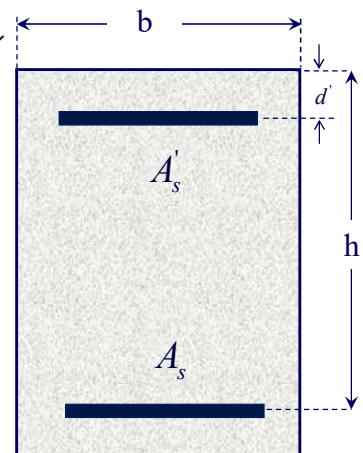
Reinforced Concrete Beams (ASCE41-17)

گام اول : تعیین مود شکست تیرهای بتن آرمه براساس ASCE41-17



Reinforced Concrete Beams (ASCE41-17)

وابسته به باری شدن و عدم باری شدن آرماتورهای کششی و فشاری در یک مقطع دوجل آرمه، مماسبات ظرفیت خمشی متفاوت خواهد بود. با فرض حاکم بودن مود شکست خمشی در مقطع (برش پلاستیک کمتر از برش مقاوم)، با دو حالت تسلیم و عدم تسلیم در آرماتورهای کششی مواجه خواهیم بود. عدم باری شدن آرماتورهای طولی کششی در مقطع، به منزله رفتار ترد و شکننده برای مقطع خواهد بود. بنابراین طراحی بایستی به نحوی باشد که همواره آرماتورهای کششی قبل از گسیفتگی مقطع، دچار تسلیم شوند. لذا با این فرض، مماسبات ظرفیت خمشی به دو بخش تسلیم و عدم تسلیم آرماتورهای فشاری تقسیم خواهد شد:



بیشترین مقدار آرماتورهای کششی که بتن فشاری می‌تواند آنها را تسلیم کند.

$$\bar{\rho}_b = \rho_b + \rho' \frac{f'_{sb}}{f_y}$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \quad ; \quad f'_{sb} = 600 - \frac{d'}{d}(600 + f_y) \leq f'_y$$

کمترین مقدار آرماتورهای کششی که می‌توانند آرماتورهای فشاری را تسلیم کنند.

$$\rho_{\min} = \rho' \frac{f'_y}{f_s} + 0.85\beta_1 \frac{d'}{d} \frac{f'_c}{f_s} \frac{600}{600 - f'_y}$$

$$f_s = \frac{d}{d'}(600 - f'_y) - 600 \leq f_y$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Reinforced Concrete Beams (ASCE41-17)

۱- مناسبه ظرفیت خمشی تیر بتنی با شرط تسلیم آرماتورهای کششی و فشاری مقطع

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho < \bar{\rho}_b \rightarrow f_s = f_y \rightarrow \text{باری شدن فولادهای کششی در لحظه نهائی} \\ \rho > \bar{\rho}_{\min} \rightarrow f'_s = f'_y \rightarrow \text{باری شدن فولادهای فشاری در لحظه نهائی} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_n = (\rho f_y - \rho' f'_y) b d^2 \left[1 - 0.59 \left(\frac{\rho f_y - \rho' f'_y}{f'_c} \right) \right] + \rho' f'_y b d^2 \left(1 - \frac{d'}{d} \right)$$

۲- مناسبه ظرفیت خمشی تیر بتنی با شرط تسلیم آرماتورهای کششی و عدم تسلیم آرماتورهای فشاری مقطع

$$\begin{cases} \rho < \bar{\rho}_b \rightarrow f_s = f_y & \rightarrow \text{باری شدن فولادهای کششی در لحظه نهائی} \\ \rho < \bar{\rho}_{\min} \rightarrow f_s < f_y & \rightarrow \text{باری نشدن فولادهای فشاری در لحظه نهائی} \end{cases}$$

$$a^2 + \frac{600A'_s - A_s f_y}{0.85 f'_c b} a - \frac{600A'_s \beta_1 d'}{0.85 f'_c b} = 0$$

$$\Rightarrow M_n = 0.85 f'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d')$$

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

Reinforced Concrete Beams-ASCE41-17

$$f'_c = 20 \text{ MPa} ; f_y = f'_y = 400 \text{ MPa} ; E_s = 200 \text{ GPa}$$

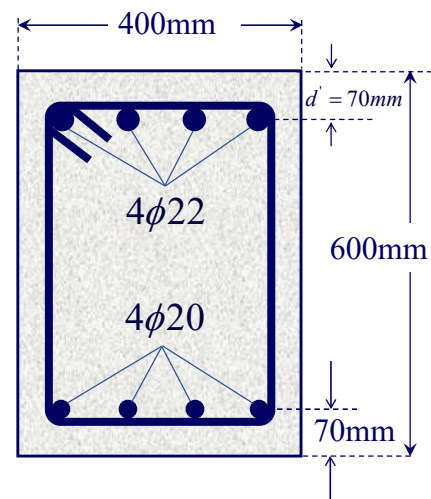
$$M_n^+ , M_n^- = ?$$

$$A_s = 4 \left(\frac{\pi}{4} \times 20^2 \right) = 1256.63 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{1256.63}{400 \times 530} = 0.005928$$

$$A'_s = 4 \left(\frac{\pi}{4} \times 22^2 \right) = 1520.53 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \rho' = \frac{1520.53}{400 \times 530} = 0.007172$$



برای مناسبه مقاومت خمشی مقطع بایستی در ابتدا وضعیت تسلیم آرماتورهای فشاری و کششی بررسی شود:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho < \bar{\rho}_b \rightarrow f_s = f_y \quad \text{باری شدن فولادهای کششی در لحظه نهائی} \\ \rho > \bar{\rho}_{\min} \rightarrow f_s' = f_y \quad \text{باری شدن فولادهای فشاری در لحظه نهائی} \end{array} \right.$$

کنترل باری شدن فولادهای کششی $\bar{\rho}_b$

$$\bar{\rho}_b = \rho_b + \rho' \frac{f_{sb}'}{f_y} \quad ; \quad \rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f_c'}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} \quad ; \quad f_{sb}' = 600 - \frac{d'}{d} (600 + f_y) \leq f_y'$$

$$f_{sb}' = 467.92 > 400 \Rightarrow f_{sb}' = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad \rho_b = 0.02167$$

$$\bar{\rho}_b = 0.02167 + 0.007172 = 0.0288 \Rightarrow \rho = 0.005928 < \bar{\rho}_b = 0.0288$$

آرماتورهای کششی در لحظه نهائی باری می شوند.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Reinforced Concrete Beams-ASCE41-17

$$\rho_{\min} = \rho' \frac{f_y'}{f_s} + 0.85\beta_1 \frac{d'}{d} \frac{f_c'}{f_s} \frac{600}{600 - f_y'} \quad \text{کنترل باری شدن آرماتورهای کششی } \rho_{\min}$$

$$f_s = \frac{d}{d'} (600 - f_y') - 600 \leq f_y$$

$$f_s = 914.28 \text{ MPa} \geq f_y \Rightarrow f_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \rho_{\min} = 0.02148 > \rho = 0.0059$$

آرماتورهای فشاری در لحظه نهائی باری نخواهند شد.

$$a^2 + \frac{600A_s' - A_s f_y}{0.85f_c' b} a - \frac{600A_s' \beta_1 d'}{0.85f_c' b} = 0 \Rightarrow a = 64.165 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \rho < \bar{\rho}_b \rightarrow f_s = f_y \\ \rho < \bar{\rho}_{\min} \rightarrow f_s' < f_y \end{cases} \Rightarrow M_n^+ = 0.85 f_c' ab \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_s' (d - d')$$

$$\Rightarrow M_n^+ = 25.26 \text{ ton.m} \quad M_n^- = 30.22 \text{ ton.m}$$

Sap2000 v22.0.0

Scaling for Moment and Rotation

		M_n^+ Positive	M_n^- Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF	25.5186	30.4589
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation	Rotation SF	1.	1.

(Steel Objects Only)

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Reinforced Concrete Beams (ASCE41-17)

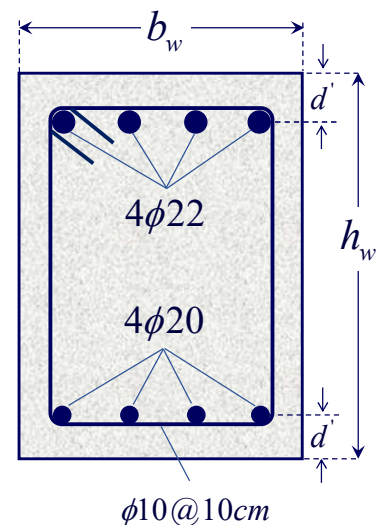
$$f_c' = 20 \text{ MPa} ; f_y = f_y' = 400 \text{ MPa} ; E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$b_w = 40 \text{ cm} , h = 60 \text{ cm} , d' = 7 \text{ cm} , L = 5.8 \text{ m}$$

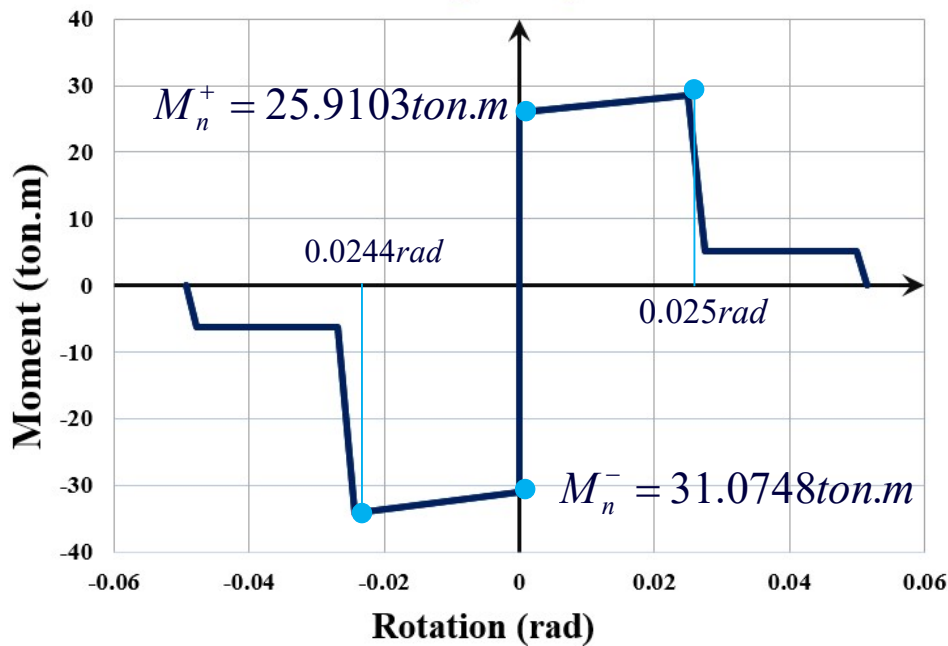
$$V_c = 16.83 , V_s = 29.41 \Rightarrow V_n = 16.83 + 29.41 = 46.24 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow \text{Max}(V_{NSP}) = V_{\text{Gravity}} + \frac{M_{PL}^{+or-} + M_{PR}^{-or+}}{L} = 23.52 \text{ ton}$$

$$\begin{cases} s = 10 \leq \frac{d = 53}{3} = 17.67 \\ \frac{V_s}{V_{NSP}} = 1.227 > 0.75 \end{cases} \Rightarrow \text{Conforming Transverse Reinforcement (C)}$$

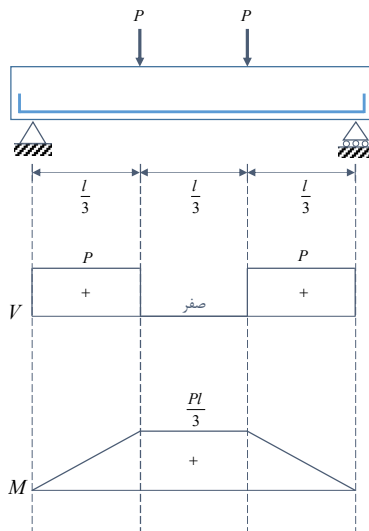


RC Beam Capacity Curve End i



ظرفیت دورانی این
 تیر بر اساس
 ASCE41-17
 در لنگر مثبت
 2.5% و در لنگر
 منفی برابر با
 2.44% می باشد.

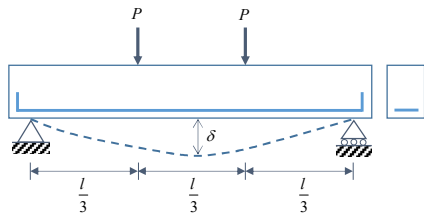
P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



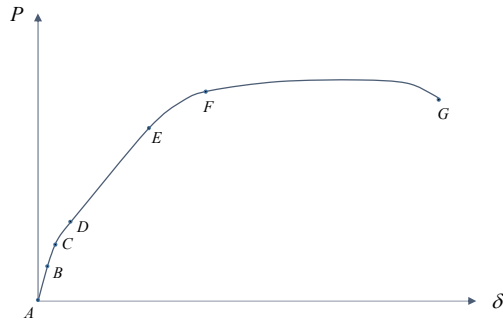
بررسی مقاطع بتن آرمه تحت لنگر فمشی و طراحی آن مقاطع، از مباحث اولیه و بسیار مهم در سازه های بتن مسلح محسوب می شود. این مسئله اصولاً از دو دیدگاه هائز اهمیت می باشد؛ یکی این که بسیاری از اعضای سازه ای تحت فمش قرار دارند که در این ارتباط از جمله می توان به اعضای تیر اشاره کرد. دیگر آن که اصولاً توسعه مفاهیم اساسی بتن آرمه به صورت سنتی بر مباحث فمشی استوار است.

جهت بررسی رفتار اعضای بتن آرمه تحت فمش، بررسی رفتار دو سر ساده تحت دو بار متمرکز در یک سوم دهانه مناسب خواهد بود. با توجه به نمودارهای لنگر فمشی و نیروی برشی، این تیر نشان می دهد که در یک سوم میانی خود تحت فمش فاصلن (برش صفر و فمش ثابت) قرار دارد. این مسئله به ما اطمینان می دهد که هر آنچه در یک سوم میانی دهانه تیر بررسی می شود، فقط تحت تاثیر لنگر فمشی ثابت است و اثر متقابل عوامل داخلی دیگر در آن وارد نمی شود.

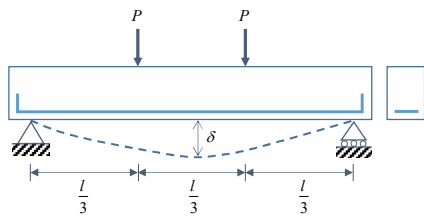
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



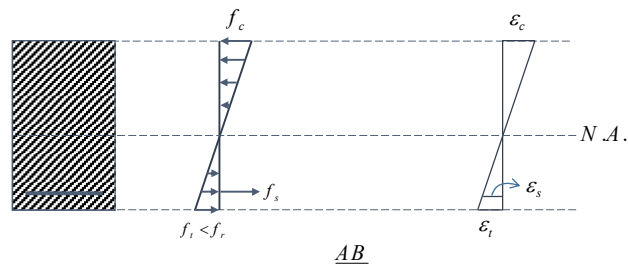
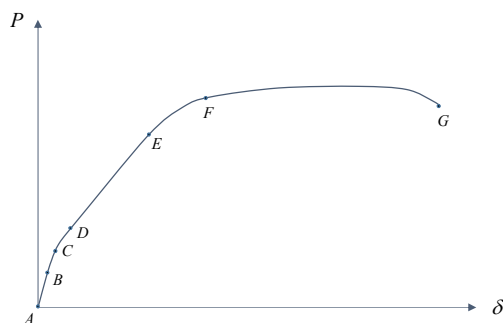
در نمودار زیر منحنی بار-تغییر مکان (P- δ) یک تیر بتن آرمه براساس تجربیات آزمایشگاهی رسم شده است. همان‌گونه که از شکل مشاهده می‌شود، این منحنی دارای قسمت‌های متفاوتی می‌باشد. که در ادامه به تشریح هر کدام پرداخته می‌شود.

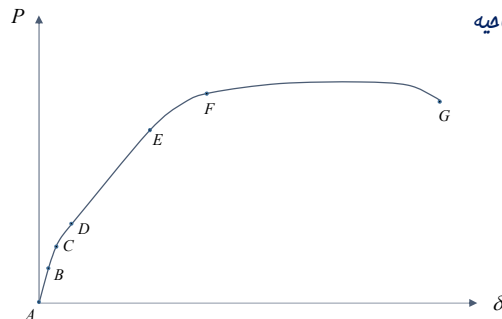
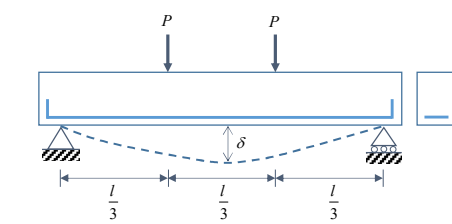


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

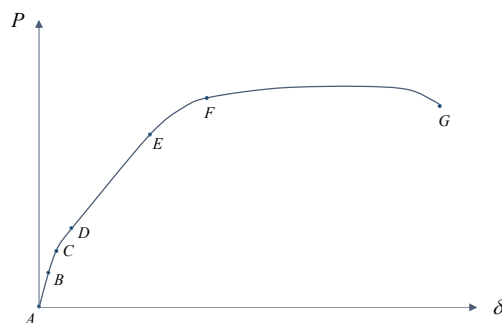
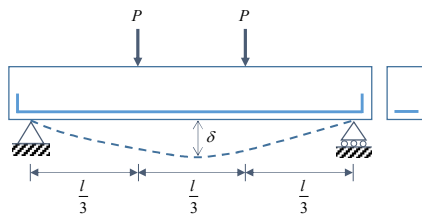
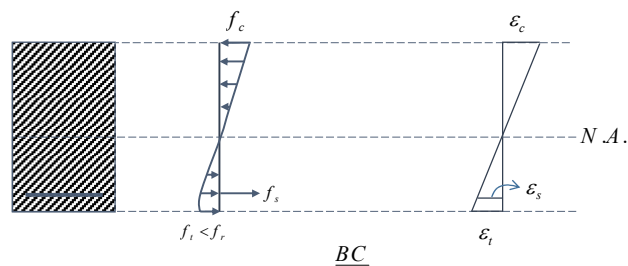


۱- رفتار فطری مقطع در حالت ترک نفورده: قسمت AB از منحنی بیانگر وضعیتی است که در ابتدای بارگذاری پیش می‌آید. در این حالت به دلیل کم بودن حداکثر تنش در منطقه کششی بتن، در مقطع ترک خوردگی ایجاد نشده و مقطع کاملاً به صورت فطری عمل می‌کند. این وضعیت معروف به رفتار الاستیک برای مقطع بتن آرمه می‌باشد.

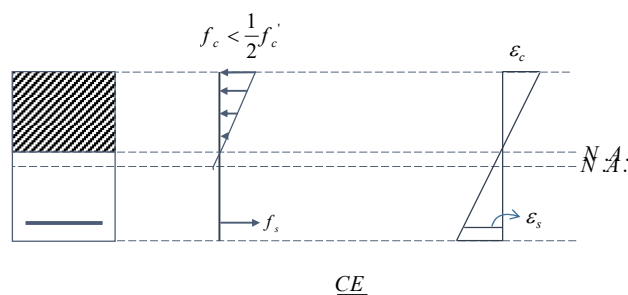




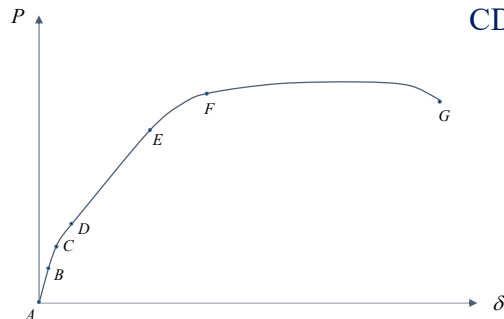
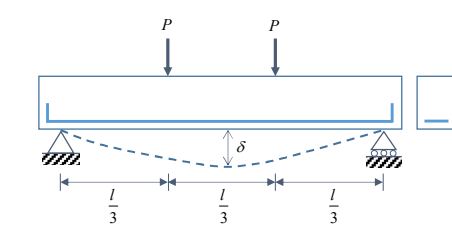
۲- ظهور تغییر شکل های پلاستیک در قسمت کششی مقطع؛
 قسمت BC از منفی بیانگر وضعیتی است که مقطع ترک نفورده است؛ اما تنش در دورترین تار کششی مقطع به مقاومت کششی بتن تحت کشش ناشی از فشمش (ضریب گسیفتگی، f_r) نزدیک می شود. در این حالت چون تنش کششی حداکثر فقط در قسمت بسیار مفروزی مقطع (دورترین تار کششی) ایجاد شده است، این امکان فراهم می شود که با باز توزیع تنش کششی، تنش کششی حداکثر در تارهای پایینی مقطع توزیع شوند؛ و بدین ترتیب به صورت جزئی در قسمت مفروزی از ناحیه کششی مقطع، توزیع تنش کششی به صورت غیرقطبی می باشد.



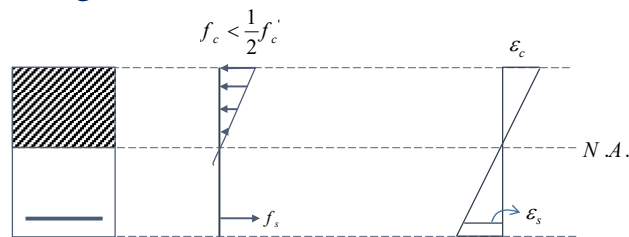
۳- ترک فورذگی مقطع؛
 نقطه C از منفی بیانگر آغاز ترک فورذگی در مقطع بتن آرمه است. در این نقطه با رسیدن تنش کششی حداکثر در دورترین تار کششی مقطع به P_{cr} ، بتن مقاومت کششی خود را از دست داده و مقطع ترک می خورد. باری که در آن، ترک فورذگی مقده اتفاق می افتد، بار ترک فورذگی، و لنگر متناظر با آن بار، لنگر ترک فورذگی، M_{cr} ، نامیده می شود.



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

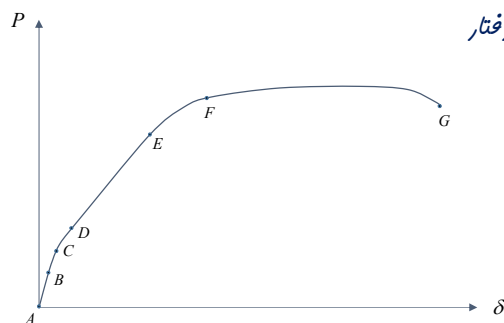
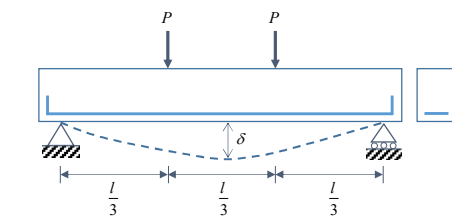


۴- افزایش ترک‌ها:
 قسمت CD از منحنی بیانگر وضعیتی می‌باشد که تعداد ترک‌ها در قسمت میانی تیر افزایش پیدا می‌کند. در حقیقت به ممض وقوع اولین ترک خوردگی در مقطع، تنش کششی مقطع به فولاد منتقل می‌شود و با تغییر جزئی در بار، این وضعیت با سایر قسمت‌ها در یک سوم میانی توسعه پیدا می‌کند؛ و در نتیجه تحت افزایش کمی در بار، تعداد ترک‌ها افزایش پیدا می‌کند. افزایش تعداد ترک‌ها در منحنی (P- δ)، رفتار غیرخطی ایبار می‌کند؛ به صورتی که شیب منحنی (P- δ) در قسمت CD مرتباً کاهش می‌یابد؛ که این به مفهوم کاهش در سفتی خمشی مقطع است.

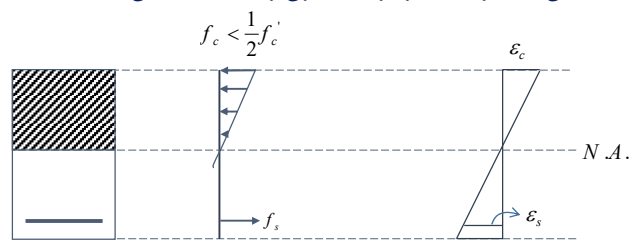


CE

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

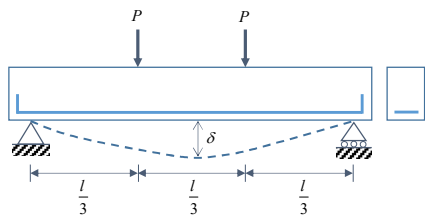


۵- باز شدن ترک‌ها و رفتار خمشی مقطع در ناحیه فشاری:
 قسمت DE از منحنی وضعیتی از رفتار تیر خمشی تحت بار را نشان می‌دهد که با افزایش بار دیگر، دیگر تعداد ترک‌ها افزایش نیافته و فقط عمق آنها بیشتر می‌شود. در این حالت تقریباً تمام نیروی کششی مقطع به وسیله فولادهای کششی تحمل می‌شود و فقط ناحیه بسیار محدودی از بتن مقطع در مجاورت تار فنشی، قسمتی از نیروی کششی مقطع را تحمل می‌کند. در قسمت فشاری مقطع، حداکثر تنش در دورترین تار فشاری هنوز به نصف مقاومت بتن نرسیده است و بنابراین رفتار فشاری بتن را می‌توان با تقریب بسیار خوبی به صورت خمشی فرض کرد.

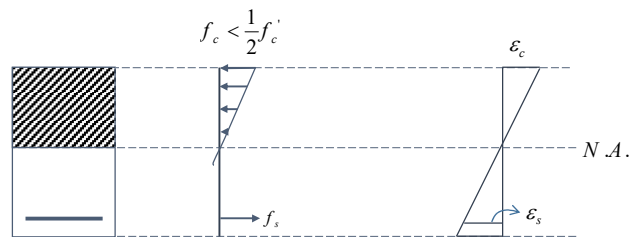
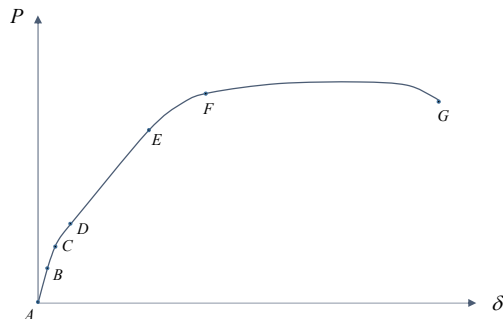


CE

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

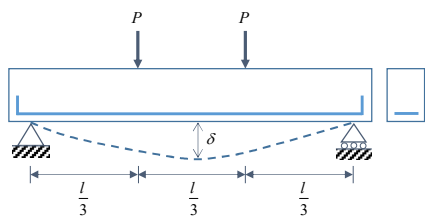


۵- باز شدن ترک‌ها و رفتار فطری مقطع در ناحیه فشاری؛ این وضعیت که بتن در قسمت کششی ترک خورده، ولی رفتار بتن در قسمت فشاری فطری است، معرف یک رفتار الاستو-پلاستیک برای مقطع بتن آرمه می‌باشد.

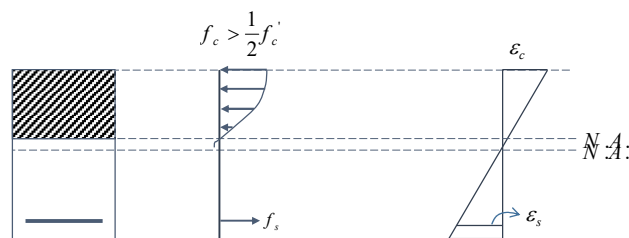
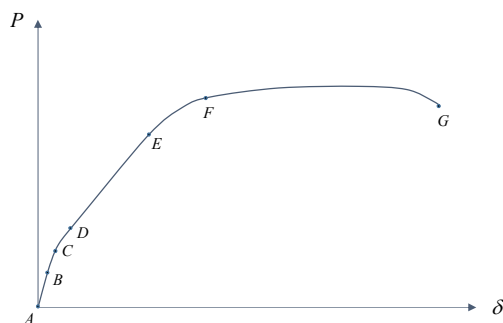


CE

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

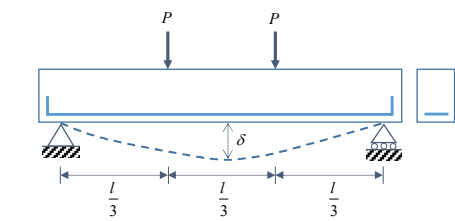


۶- رفتار غیر فطری بتن و رفتار الاستیک فولاد؛ قسمت EF از منحنی معرف وضعیتی است که با ازدیاد بیشتر بار و لنگر فمشی، تنش هرکثر در دورترین تار فشاری بتن از نصف مقاومت فشاری بتن بیشتر شده و بنابراین در این حالت رفتار بتن وارد حوزه غیر فطری می‌شود. این در حالی است که تنش در فولاد کششی هنوز به حد تسلیم نرسیده است.



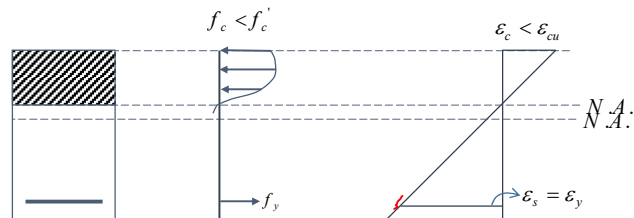
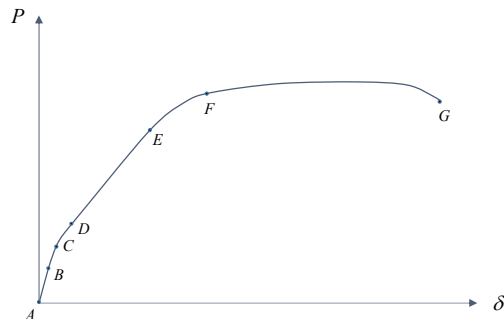
EF

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



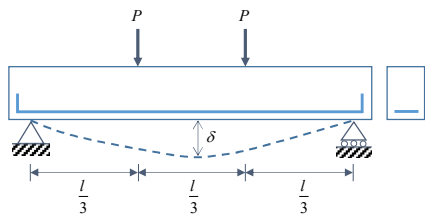
۷- تسلیم فولاد:

نقطه F از منحنی معرف وضعیتی از باربری تیر است که تحت آن بار، با تغییر شکل خمشی تیر، کرنش فولاد در ناحیه کششی به حد تسلیم رسیده است، در حالی که بتن هم در ناحیه فشاری رفتار غیرخطی دارد. در این حالت به دلیل افزایش نیروی کششی، موقعیت تار فنتی هم تا حد زیادی به سمت بالاتر تغییر پیدا کرده است.



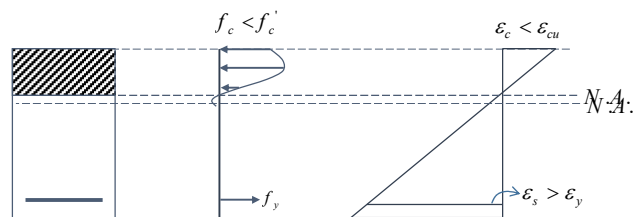
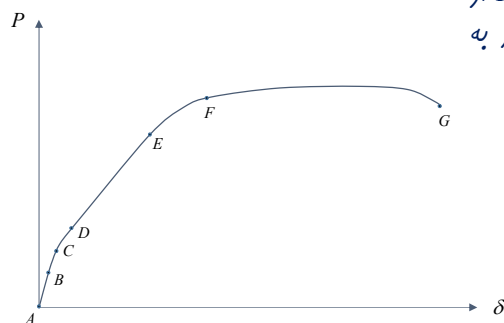
F

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



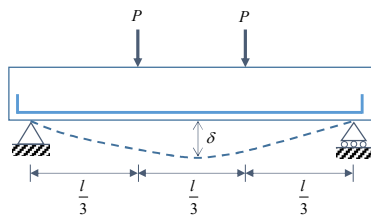
۸- تشدید رفتار غیرخطی بتن و جاری شدن فولاد:

قسمت FG از منحنی بیانگر وضعیتی از رفتار خمشی تیر است که با جاری شدن فولاد، کرنش در فولاد افزایش می‌یابد، بدون آنکه نیروی کششی فولاد تغییر قابل ملاحظه‌ای کند. در این حالت به دلیل ثابت بودن نیروی کششی، نیروی فشاری نیز ثابت می‌ماند؛ فقط با افزایش کرنش فشاری بتن، رفتار بتن بیشتر غیرخطی می‌شود و تار فنتی نیز به طرف بالا حرکت می‌کند. بدیهی است که در محدوده FG از منحنی، به دلیل جاری شدن فولاد، افزایش قابل ملاحظه‌ای در تغییر مکان تیر به وقوع می‌پیوندد.

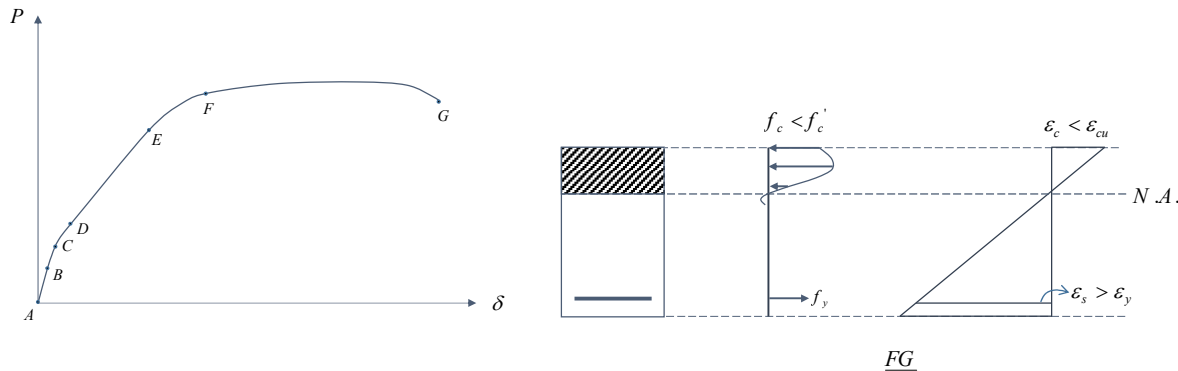


FG

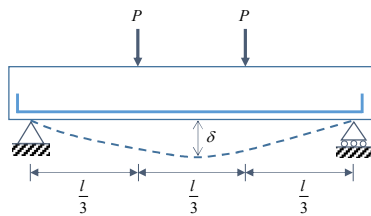
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



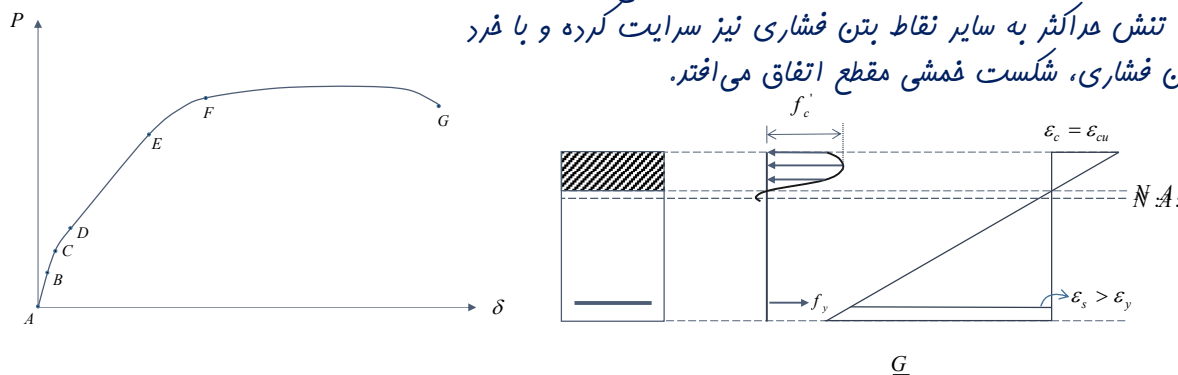
۱- تشدید رفتار غیرخطی بتن و جاری شدن فولاد؛
در حالی که به دلیل ثابت بودن نیروهای کششی و فشاری در مقطع،
افزایش در میزان بار یا لنگر متناظر با آن به چشم نمی‌خورد. این وضعیت
معرف یک رفتار شکل‌پذیر یا نرم مقطع است که هشدار برای شکست
قریب الوقوع به حساب می‌آید.

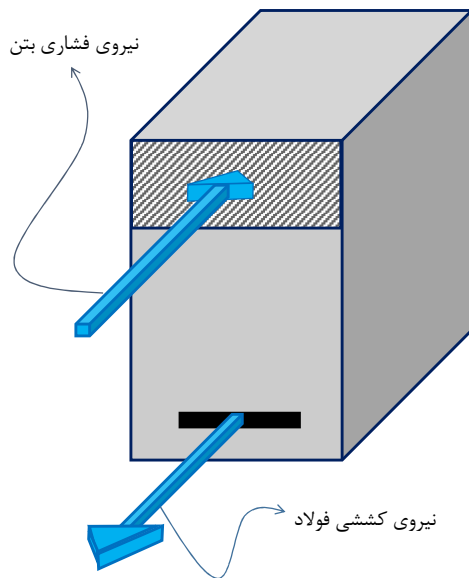


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



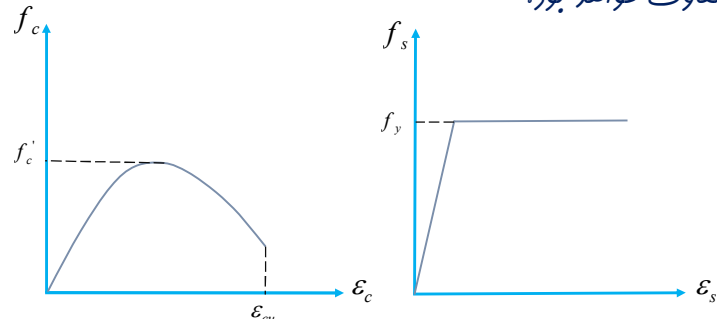
۹- شکست مقطع؛
نقطه G از منحنی بیانگر حالتی است که کرنش در دورترین تار فشاری
بتن، به کرنش شکست بتن، ϵ_{cu} ، رسیده و بنابراین بتن در اکثر مقاومت
فشاری f_c' ، را از خود نشان می‌دهد. در این لحظه با فرد شدن بتن در
یک نقطه که تمدت تنش در اکثر است، با کمتر شدن سطح بتن فشاری،
وضعیت تنش در اکثر به سایر نقاط بتن فشاری نیز سرایت کرده و با فرد
شدن بتن فشاری، شکست خمشی مقطع اتفاق می‌افتد.



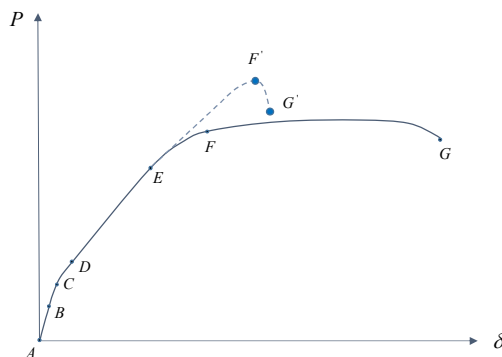


۹- شکست مقطع:

می‌دانیم فرای نهائی در مقاطع بتن‌آرمه با رسیدن کرنش بتن به کرنش نهائی (ϵ_{cu}) رخ می‌دهد. و بسته به اینکه فولاد زودتر به جاری شدن برسد یا بتن زودتر به کرنش نهائی، وضعیت شکست متفاوت خواهد بود.



رفتار مقطع را در دو حالت فولاد زیاد و فولاد کم بررسی کنید:

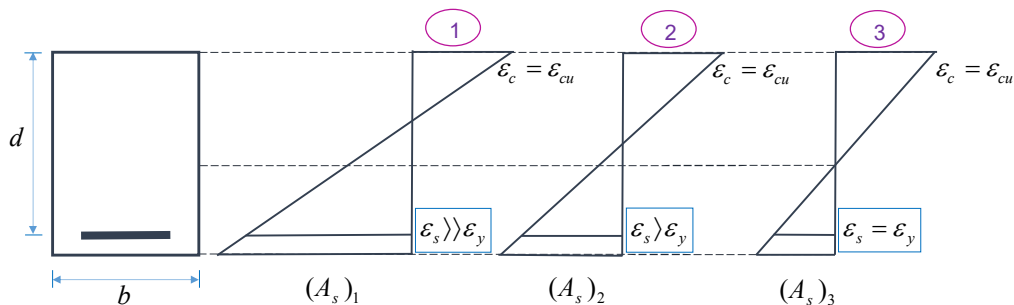


۹- شکست مقطع:

همان طور که در بخش قبلی تشریح شد، پنین شکستی برای یک مقطع بتن‌آرمه تحت فمش، با جاری شدن فولادها آغاز می‌شود و نهایتاً با فرد شدن بتن فشاری تکمیل می‌گردد. در مقابل ممکن است وضعیت دیگری برای رفتار فمشی مقطع بتن مسلح متصور باشد که با منحنی فط پین در شکل روبرو نمایش داده شده است. در این وضعیت ممکن است تسلیم فولادهای کششی هرگز اتفاق نیفتد و در مقابل، کرنش دورترین تار فشاری بتن به کرنش شکست بتن برسد (نقطه F' از منحنی $P-\delta$). در این حالت بدون آنکه تغییر شکل قابل ملاحظه‌ای در تیر اتفاق بیفتد، به ناگهان قسمتی از ناحیه فشاری که به کرنش گسیفتگی رسیده است، فرد شده و به فارچ پرتاب می‌شود. این مسئله وضعیت تنش فشاری در قسمت‌های باقی‌مانده بتن ناحیه فشاری را بهرانی‌تر کرده و بدین ترتیب، در مدت بسیار کوتاهی کل بتن ناحیه فشاری با صدای زیاد و به صورت انفجاری فرد شده و مقطع گسیفته می‌شود. این وضعیت رفتاری معرف یک رفتار بدون شکل‌پذیری و یا یک رفتار ترد برای تیر فمشی محسوب می‌شود.

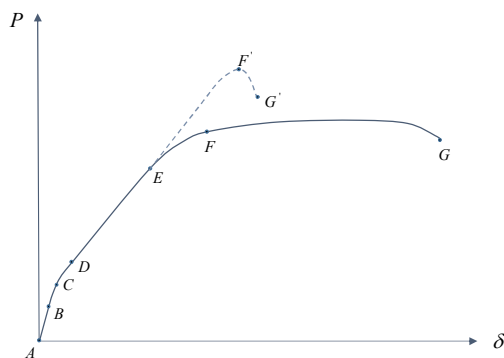
۹- شکست مقطع:

با توجه به مفاهیم ارائه شده کدام یک از سه رفتار زیر مطلوب آئین نامه می باشد؟



نوع گسیفتگی عضو خمشی:

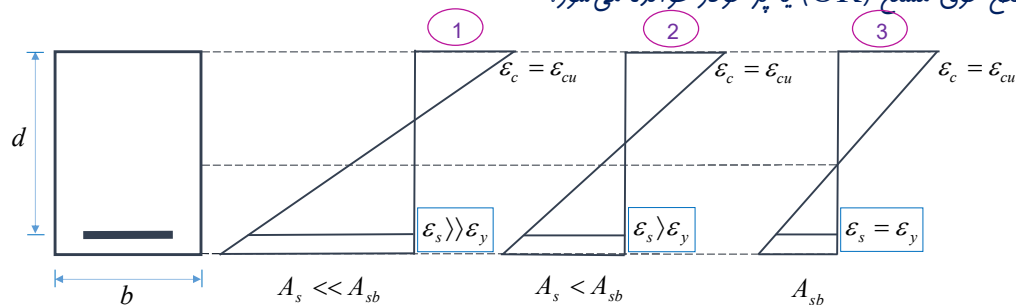
از مباحث قبلی مشخص می باشد که دو نوع سازوکار (مکانیزم) گسیفتگی برای یک تیر بتن آرمه تحت خمش، وجود دارد. عاملی که سبب می شود رفتار یک عضو خمشی تحت بار، به صورت شکل پذیر یا نرم (منحنی توپر در شکل زیر) و یا به صورت غیرشکل پذیر یا ترد (منحنی فطپین در شکل زیر) باشد، میزان فولادهای کششی موجود در مقطع می باشد.



به صورتی که اگر میزان فولادهای کششی در مقطع بتن آرمه کم باشد، جاری شدن فولادها تحت نیروی کمتری اتفاق می افتد و بنابراین در حین بارگذاری، ابتدا فولادها تسلیم شده و سپس با انجام یک تغییر شکل قابل توجه، بتن به گسیفتگی فشاری می رسد. در مقابل اگر میزان فولادهای کششی موجود در مقطع بتن مسلح زیاد باشد، جاری شدن فولادها تحت نیروی بالایی اتفاق می افتد و بنابراین بدون اینکه جاری شدن فولادها رخ دهد، با افزایش کرنش فشاری در بتن، بتن در ناحیه فشاری خرد شده و گسیفتگی در مقطع اتفاق می افتد.

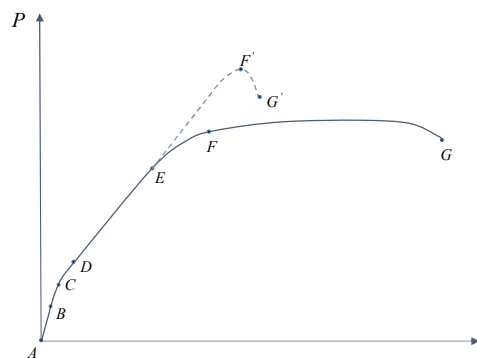
نوع گسیفتگی عضو خمشی:

کم بودن یا زیاد بودن میزان فولادها نسبت به یک وضعیت مرزی با مقدار فولادی به نام فولاد متوازن سنجیده می‌شود. میزان فولاد متوازن، A_{sb} ، عبارت است از مقدار فولادی که اگر در یک مقطع بتن‌آرمه با خصوصیات مشخص قرار داده شود، با افزایش بار، درست در همان لحظه که فولاد در ناحیه کششی به حد تسلیم می‌رسد، بتن هم در ناحیه فشاری به حد فرد شدن و گسیفتگی برسد. بدین ترتیب اگر میزان فولاد موجود در مقطع کمتر از فولاد متوازن باشد، مکانیزم رفتاری و گسیفتگی از نوع شکل‌پذیر یا نرم فواید بود. چنین مقطع بتن‌آرمه اصطلاحاً تحت عنوان مقطع مسلح (UR) یا کم فولاد نامیده می‌شود. هم‌چنین اگر میزان فولاد موجود در مقطع بیش از میزان متوازن باشد، مکانیزم رفتاری و گسیفتگی از نوع غیرشکل‌پذیر و یا ترد فواید بود. این مقطع بتن مسلح اصطلاحاً به نام مقطع فوق مسلح (OR) یا پر فولاد خوانده می‌شود.



نوع گسیفتگی عضو خمشی:

مقطع کم فولاد با رفتار نرم و شکل‌پذیر از مزایای قابل توجهی به شرح زیر برخوردار است:
۱- رفتار شکل‌پذیر اعضای خمشی با بروز تغییر شکل‌های بزرگ، به عنوان زنگ فطری برای اعلام شکست زودرس ممتدل محسوب شده و این امکان را فراهم که سازه از افراد و اموال تلفیه شود.

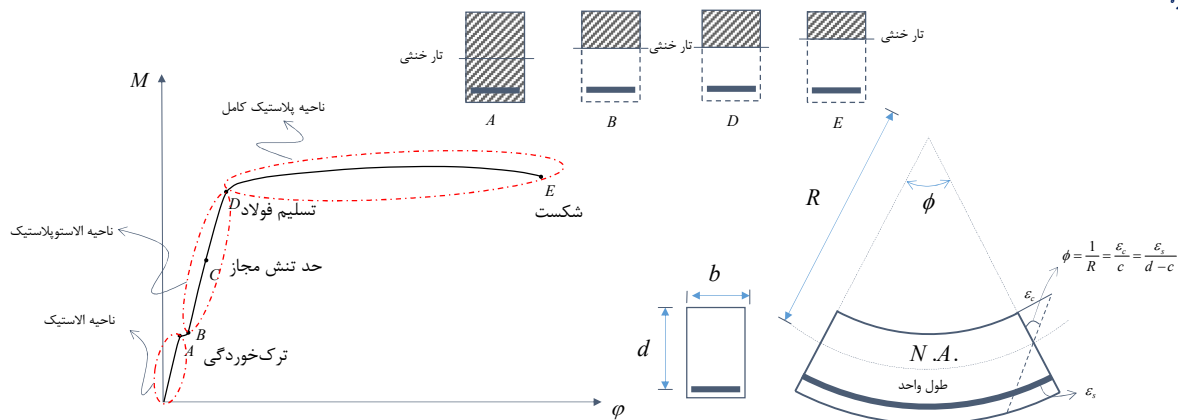


۲- رفتار شکل‌پذیر اعضا در قاب‌های خمشی، قابلیت جذب انرژی قاب را در مقابل بارهای ارتعاشی و بخصوص بار زلزله بالا می‌برد. بدین ترتیب این امکان برای مقاطع خمشی در سازه فراهم می‌شود که در هنگام زلزله، با انجام تغییر شکل‌های بزرگ، مقدار قابل توجهی انرژی تمیل شده از طرف زلزله به سازه را جذب کند؛ بدون آنکه انهدام کامل سازه اتفاق بیفتد.

۳- شکل‌پذیری اعضا سبب می‌شود که امکان بازتوزیع تنش و لنگر و در قاب‌های خمشی فراهم شود. بازتوزیع تنش و لنگر در یک سازه به این معناست که با رسیدن نقاط بحرانی سازه به ظرفیت حد اکثر، شکست سازه اتفاق نیفتاده و آن نقاط بحرانی بتوانند با رفتار شکل‌پذیر خود، حالت مفصل پلاستیک پیدا کنند و تحت بار بیشتر، امکان انتقال تنش و لنگر به نقاط دیگر سازه را فراهم کنند.

منحنی لنگر-انحناء

با توجه موارد تشریح شده رفتار یک تیر بتن آرمه را می توان تحت نمودار بار-تغییر مکان بررسی و تفسیر کرد. رفتار یک مقطع بتن آرمه تحت فمش را هم چنین می توان با منحنی لنگر-انحناء بررسی نمود. این منحنی برای یک مقطع فمشی تحت مسلح در شکل زیر نشان داده شده است. انحناء در یک تیر فمشی به صورت تغییر زاویه فمشی به ازای طول واحد از تیر، تعریف می شود.



تئوری فمش در تیرهای بتن آرمه:

بهت دستیابی به یک روش مناسب برای برآورد ظرفیت فمشی تیرهای بتن آرمه، لازم است مبتنی بر فرضیاتی صحیح و منطقی، تئوری فمش در بتن آرمه تدوین شود. این تئوری باید قادر باشد بر اساس روابط تعادل استاتیکی ماکم بر تنش ها و نیروهای داخلی مقطع، و نیز بر اساس همساز بودن تغییر شکل های مقطع، ارزیابی صحیحی از مقاومت فمشی مقطع ارائه کند.

فرضیات اساسی در تئوری فمش تیرهای بتن آرمه به صورت زیر می باشد:

۱- اصل برنولی؛

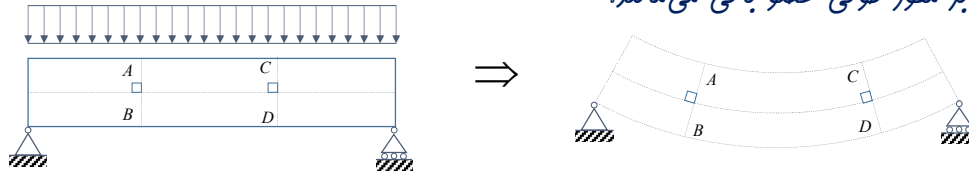
بر اساس این اصل، صفحات مسطح و عمود بر محور طولی عضو، پس از تغییر شکل فمشی نیز مسطح و عمود بر محور طولی باقی می ماندند. در شکل زیر صفحات AB و CD که عمود بر محوری طولی عضو می باشند، پس از تغییر شکل تیر نیز عمود بر محور طولی عضو باقی می ماندند.



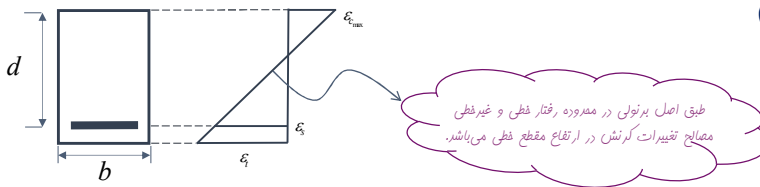
تئوری فمش در تیرهای بتن آرمه:

۱- اصل پرنولی:

بر اساس این اصل، صفحات مسطح و عمود بر محور طولی عضو، پس از تغییر شکل فمشی نیز مسطح و عمود بر محور طولی باقی می‌مانند. در شکل زیر صفحات AB و CD که عمود بر محوری طولی عضو می‌باشند، پس از تغییر شکل تیر نیز عمود بر محور طولی عضو باقی می‌مانند.



نتیجه‌گیری که از این اصل گرفته خواهد شد تغییرات فشی کرنش در ارتفاع مقطع می‌باشد (این تغییرات فشی کرنش در ارتفاع مقطع در تمامی روند بارگذاری می‌باشد)



تئوری فمش در تیرهای بتن آرمه:

۲- پیوستگی کامل بین بتن و فولاد:

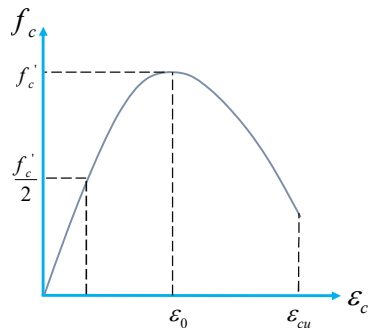
بر اساس این اصل، پیوستگی بین بتن و فولاد به صورت کامل وجود دارد و هیچ‌گونه لغزشی بین می‌گردد و بتن اتفاق نمی‌افتد. نتیجه این اصل آن است که کرنش فولاد، معادل کرنش در بتن هم سطح آن است.

۳- توزیع تنش در بتن و فولاد در یک مقطع بتن آرمه بر اساس منحنی‌های تنش-کرنش آنها:

بر اساس این اصل، تنش بتن و فولاد را در هر مقطع بتن آرمه، می‌توان متناسب با کرنش آن‌ها و بر اساس منحنی‌های تنش-کرنش مربوطه به دست آورد. این اصل در مورد فولاد مسلح کننده به مفهوم کاربرد قانون هوک (تناسب فشی تنش با کرنش که ضریب تناسب، مدول الاستیسیته فولاد است) تا نقطه تسلیم برای مناسبه تنش، و در نظر گرفتن تنش تسلیم پس از تسلیم فولاد است. از طرفی کاربرد این فرضیه برای توزیع تنش در بتن فشاری مقطع، بدان معناست که می‌توان بر اساس کرنش فشاری ایجاد شده در قسمت‌های مختلف مقطع، نمودار تنش-کرنش بتن را به عنوان توزیع تنش فشاری در نظر گرفت. با توجه به نمودار تنش-کرنش بتن، رفتار این ماده تا نصف مقاومت فشاری به صورت فشی بوده و بعد از آن به صورت غیر فشی می‌باشد. کرنش نظیر مقاومت حداکثر بتن یا کرنش کاهش یافتگی بتن برای بتن‌های با مقاومت‌های مختلف تقریباً ثابت بوده و برابر با 0.002 می‌باشد. و از این نقطه به بعد (بعد از نقطه اوج) مقاومت بتن شروع به افت می‌کند. و در نهایت بتن در کرنش ϵ_{ci} گسیخته شده و دیگر قادر به تحمل تنش فشاری نمی‌باشد.

تئوری خمش در تیرهای بتن آرمه:

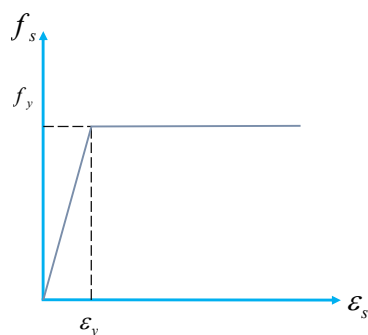
۳- توزیع تنش در بتن و فولاد در یک مقطع بتن آرمه بر اساس منحنی‌های تنش-کرنش آنها:



تئوری خمش در تیرهای بتن آرمه:

۳- توزیع تنش در بتن و فولاد در یک مقطع بتن آرمه بر اساس منحنی‌های تنش-کرنش آنها:

نمودار تنش کرنش فولاد قبل رسیدن مرحله تسلیم به صورت قطعی بوده و بعد از تسلیم مقطع در تنش ثابت جاری شدن مقطع دچار تغییر شکل‌های نسبتاً بزرگی می‌شود.



$$E_s = \frac{f_y}{\varepsilon_y} = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

طراحی تیرهای بتن آرمه در لفظه نهائی:

با توجه به موارد تشریح شده اگر یک تیر فمشی در هر بالایی تحت بار قرار گیرد، رفته رفته رفتار غیرفطی در بتن ظاهر می‌شود؛ و فولاد هم ممکن است به هر تسلیم رسیده و تغییر شکل‌های بزرگ از خود نشان دهد. با ازدیاد لنگر فمشی در تیر، چنین رفتار غیرفطی در بتن باز هم بیشتر می‌شود، تا سرانجام تیر به گسیفتگی نزدیک می‌گردد. روش‌های جدیدتر طراحی سازه‌های بتن آرمه تحت نام‌های روش طرح مقاومت (SDM) و روش طراحی در حالات حدی (LSD)؛ اصولاً وضعیت یک مقطع فمشی را در لفظه گسیفتگی مورد بحث قرار می‌دهند؛ یعنی لفظه‌ای که مواد بکار رفته در مقطع، رفتار کاملاً غیرفطی از خود بروز می‌دهند. البته در چنین روش‌هایی به جهت حفظ هاشیه ایمنی مناسب و به عنوان ضرائب اطمینان در مقابل گسیفتگی ممتدل، با استفاده از ضرائب بار، بارهای مناسبی را افزایش داده؛ و از طرفی با استفاده از ضرائب کاهش مقاومت، مقاومت نهائی مقطع را، و یا مقاومت نهائی بتن و فولاد را کاهش می‌دهند.

طراحی تیرهای بتن آرمه در لفظه نهائی:

روش‌هایی که در طراحی مقطع فمشی، وضعیت مقطع را در لفظه گسیفتگی مورد مطالعه قرار می‌دهند، به دلایل زیر نسبت به روش تنش مجاز ارجحیت دارند:

۱- این روش‌ها با در نظر گرفتن رفتار واقعی ماده بتن به صورت غیرفطی، ارزیابی واقع‌بینانه‌تری از عملکرد یک عضو فمشی به خصوص در آستانه شکست انجام می‌دهد.

۲- در این روش‌ها ارزیابی واقع‌بینانه‌تری از ضرائب اطمینان در مقابل تغییرات بار صورت می‌گیرد. در حالی که در روش تنش مجاز، ضرائب اطمینان به ازای کلیه بارها یکسان در نظر گرفته می‌شود. در این روش‌ها برای بار مرده که وضعیت آن کاملاً قابل پیش‌بینی است، از ضرائب اطمینان کوچکتر، و برای سایر بارها که تغییرات احتمالی آنها در هاشیه وسیع‌تری صورت می‌گیرد، از ضرائب اطمینان بزرگتری استفاده می‌شود.

۳- در این روش‌ها ضرائب اطمینان در چند مرحله اعمال می‌شود (مثلاً ضرائب افزایش بار و ضرائب کاهش مقاومت)؛ در حالی که در روش تنش مجاز، فقط در یک مرحله از ضرائب اطمینان استفاده می‌شود.

Reinforced Concrete Beams-ASCE41-17

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			c	IO	LS	CP		
<p>مود شکست</p> <p>Condition i. Beams controlled by flexure^b</p> <p>$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_{cE}}}$</p> <p>Transverse reinforcement^c</p>	پارامترهای مدل سازی			معیار پذیرش				
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

بر اساس ASCE41-17، مفصل پلاستیک در تیرهای بتن آرمه با مود شکست

ASCE41-17

فمشی، به ۳ پارامتر مهم وابسته است که عبارت اند از:

Condition i. Beams controlled by flexure^b

1 $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	2 Transverse reinforcement ^c	3 $\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_{cE}}}$
≤0.0	C	≤3 (0.25)
≤0.0	C	≥6 (0.5)
≥0.5	C	≤3 (0.25)
≥0.5	C	≥6 (0.5)
≤0.0	NC	≤3 (0.25)
≤0.0	NC	≥6 (0.5)
≥0.5	NC	≤3 (0.25)
≥0.5	NC	≥6 (0.5)

1 فشار منتقل شده از جانب آرماتورهای کششی به بتن فشاری

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$$

2 آرماتورهای عرضی

3 نسبت برش طراحی به مقاومت برشی بتن

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_{cE}}}$$

مروری به پارامترهای مفتلف در جدول تیرهای بتن آرمه در استانداردهای قدیمی

ASCE41-13

Condition i. Beams controlled by flexure^b

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)

ASCE41-06

i. Beams Controlled by Flexure³

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse Reinforcement ⁴	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$
≤ 0.0	C	≤ 3
≤ 0.0	C	≥ 6
≥ 0.5	C	≤ 3
≥ 0.5	C	≥ 6
≤ 0.0	NC	≤ 3
≤ 0.0	NC	≥ 6
≥ 0.5	NC	≤ 3
≥ 0.5	NC	≥ 6

FEMA 356

i. Beams controlled by flexure¹

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$
≤ 0.0	C	≤ 3
≤ 0.0	C	≥ 6
≥ 0.5	C	≤ 3
≥ 0.5	C	≥ 6
≤ 0.0	NC	≤ 3
≤ 0.0	NC	≥ 6
≥ 0.5	NC	≤ 3
≥ 0.5	NC	≥ 6

مروری به پارامترهای مفتلف در جدول تیرهای بتن آرمه در استانداردهای قدیمی

نشریه ۳۶۰ - ۱۳۹۲

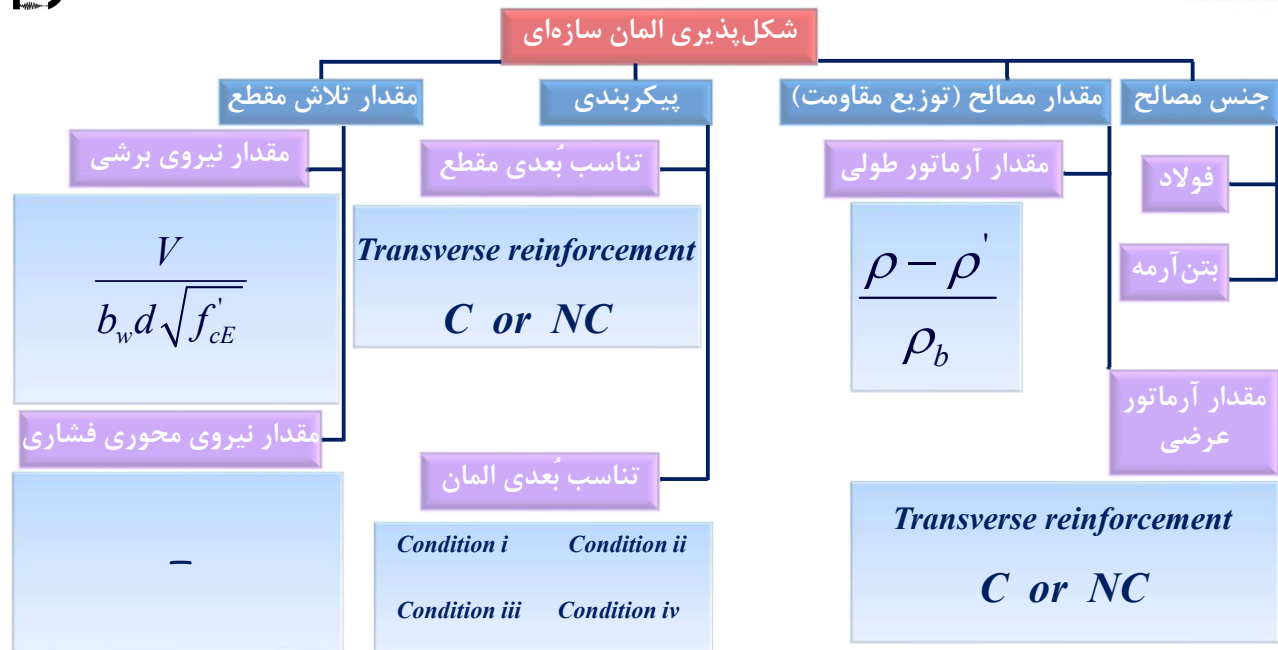
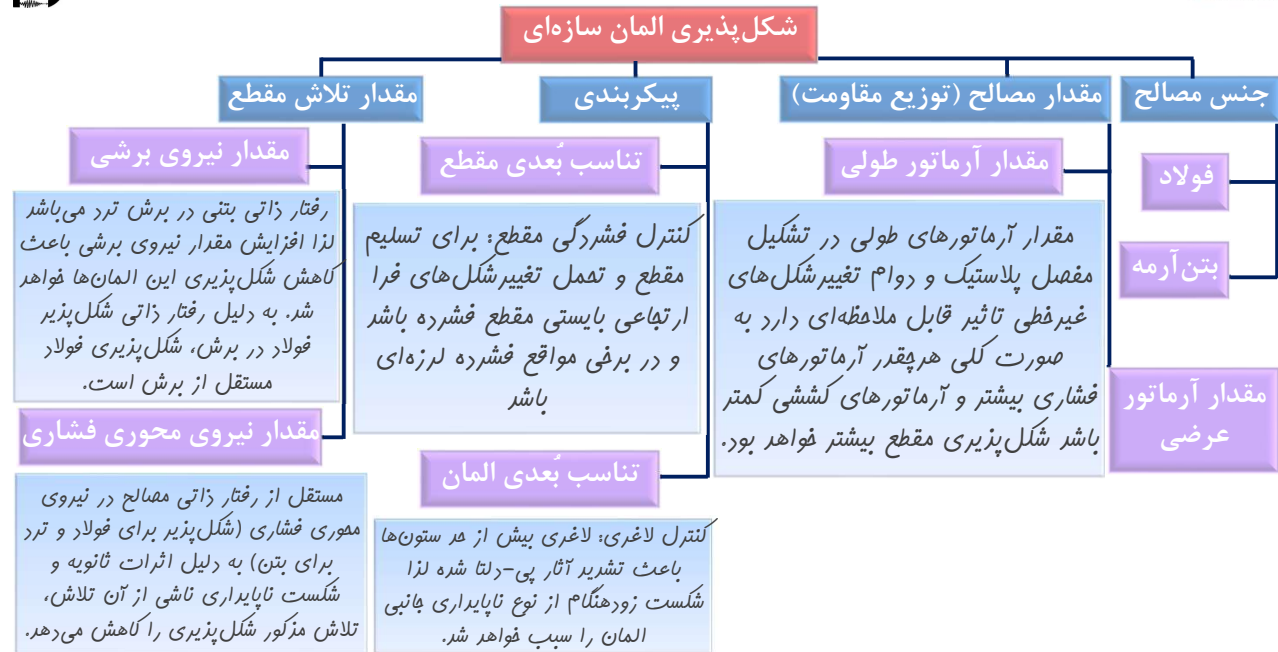
الف - تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند^۵

$\frac{2V}{\gamma_{DF} V_c}$	آرماتور عرضی ^۳	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$
≤ 3	C	$\leq 0/0$
≥ 6	C	$\leq 0/0$
≤ 3	C	$\geq 0/5$
≥ 6	C	$\geq 0/5$
≤ 3	NC	$\leq 0/0$
≥ 6	NC	$\leq 0/0$
≤ 3	NC	$\geq 0/5$
≥ 6	NC	$\geq 0/5$

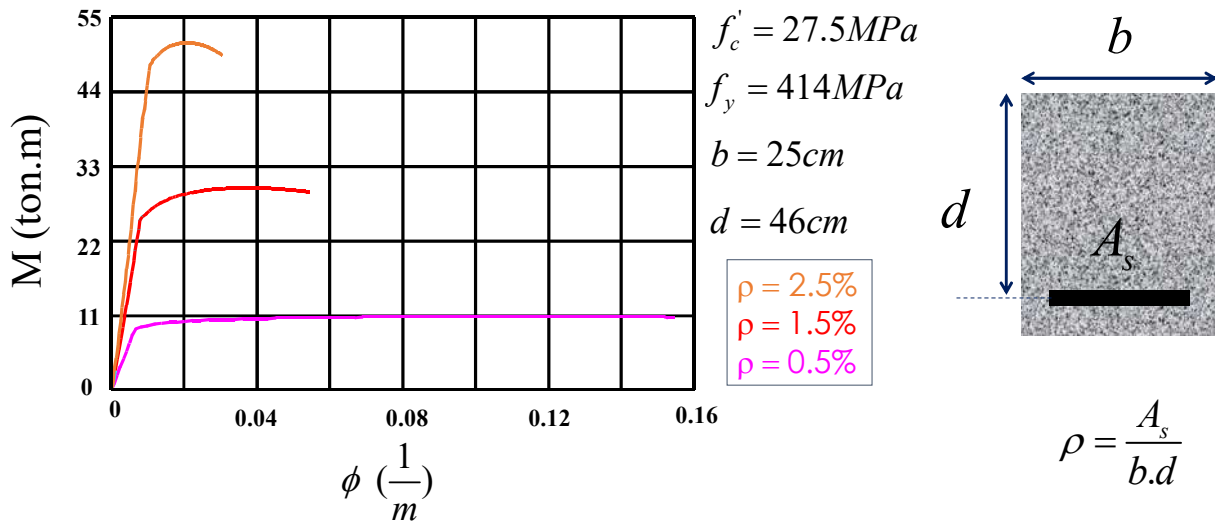
نشریه ۳۶۰ - ۱۳۸۵

الف - تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند^۲

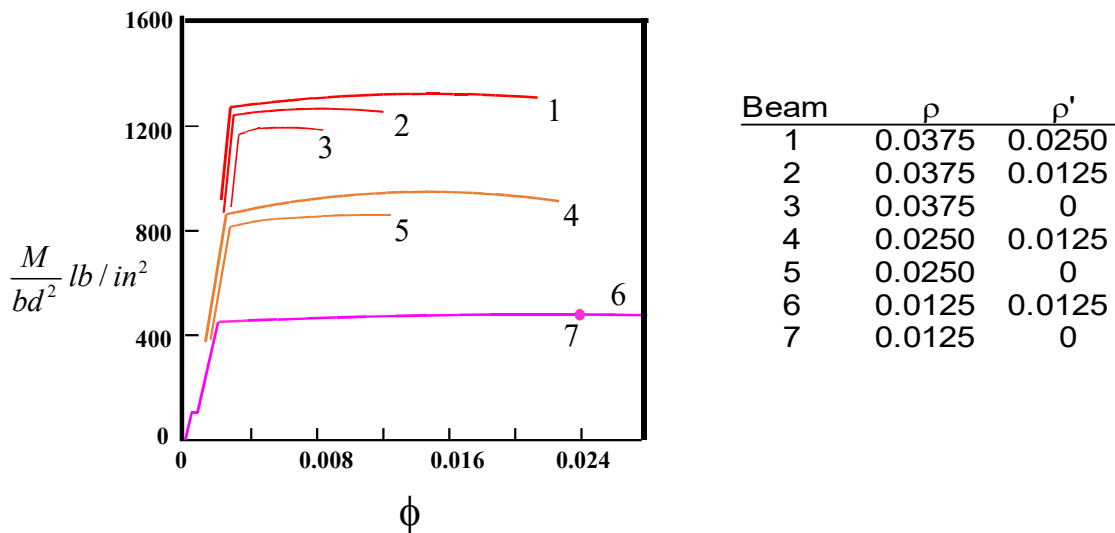
$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} = \frac{2V_T}{V_c}$	آرماتور عرضی ^۳	$\frac{P}{A_g f'_c}$
≤ 2	C	$\leq 0/0$
≥ 6	C	$\leq 0/0$
≤ 2	C	$\geq 0/5$
≥ 6	C	$\geq 0/5$
≤ 2	NC	$\leq 0/0$
≥ 6	NC	$\leq 0/0$
≤ 2	NC	$\geq 0/5$
≥ 6	NC	$\geq 0/5$



Influence of Tension Reinforcement Ratio



Influence of Compression Reinforcement Ratio

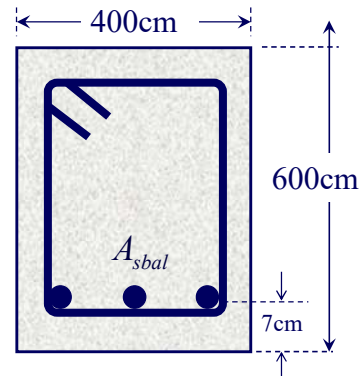


مقدار آرماتور بالانس چه چیزی را نشان می‌دهد؟

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} ; \begin{cases} b = 40 \text{ cm} \\ d = 53 \text{ cm} \end{cases}$$

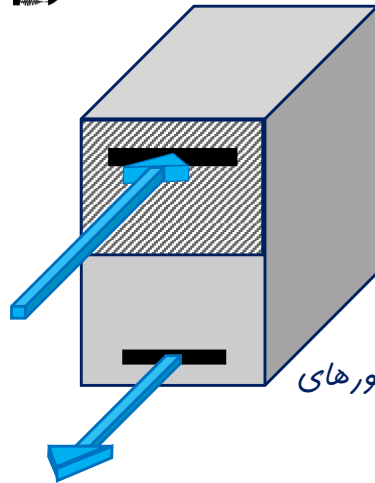
$$1 \quad \begin{cases} f'_c = 20 \text{ MPa} \\ f_y = 400 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \rho_{bal} = 2.16\% \Rightarrow A_{sbal} = 45.96 \text{ cm}^2$$

$$2 \quad \begin{cases} f'_c = 28 \text{ MPa} \\ f_y = 400 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \rho_{bal} = 3.03\% \Rightarrow A_{sbal} = 64.34 \text{ cm}^2$$



ρ_{bal} قدرت بتن در جاری کردن آرماتورهای طولی کششی را نشان می‌دهد. آرماتور بالانس نشان می‌دهد که بتن فشاری مقطع، در حالت نهایی (رسیدن کرنش بتن فشاری به مقدار 0.003) چه مقدار آرماتور طولی کششی را می‌تواند جاری کند.

اگر در تیر شماره ۱ به اندازه $2/16\%$ از مساحت مقطع، آرماتور کششی قرار داده شود ($45/96$ سانتی‌متر مربع) بتن فشاری این مقطع می‌تواند در لحظه نهایی این آرماتورها را به حد تسلیم برساند. بنابراین نهایت قدرت بتن در جاری کردن آرماتورهای کششی برابر با $2/16\%$ مساحت مقطع می‌باشد. در صورتی که آرماتورهای کششی مقطع، بیش از این مقدار باشد، در لحظه نهایی بدون جاری شدن آرماتورهای کششی، بتن فرد می‌شود. بتن تیر شماره ۲ قوی‌تر بوده بنابراین می‌تواند آرماتورهای بیشتری نسبت به تیر شماره ۱ را جاری کند. این تیر دارای قدرت $3/03\%$ می‌باشد یعنی توانایی جاری کردن $64/34$ سانتی‌متر مربع آرماتور کششی را دارد. استفاده از مقدار آرماتور بالانس در مقطع تیرهای بتنی باعث می‌شود شکل‌پذیری تیر برابر با صفر شود چون در لحظه نهایی آرماتورهای طولی کششی جاری می‌شود. برای رسیدن به شکل‌پذیری قابل قبول بایستی مقدار آرماتور استفاده شده در تیر خیلی کمتر از این مقدار بالانس باشد تا آرماتورهای طولی کششی زودتر از فرد شدن بتن جاری شوند.



ρ : تناسبی برای نشان دادن نیروی کششی

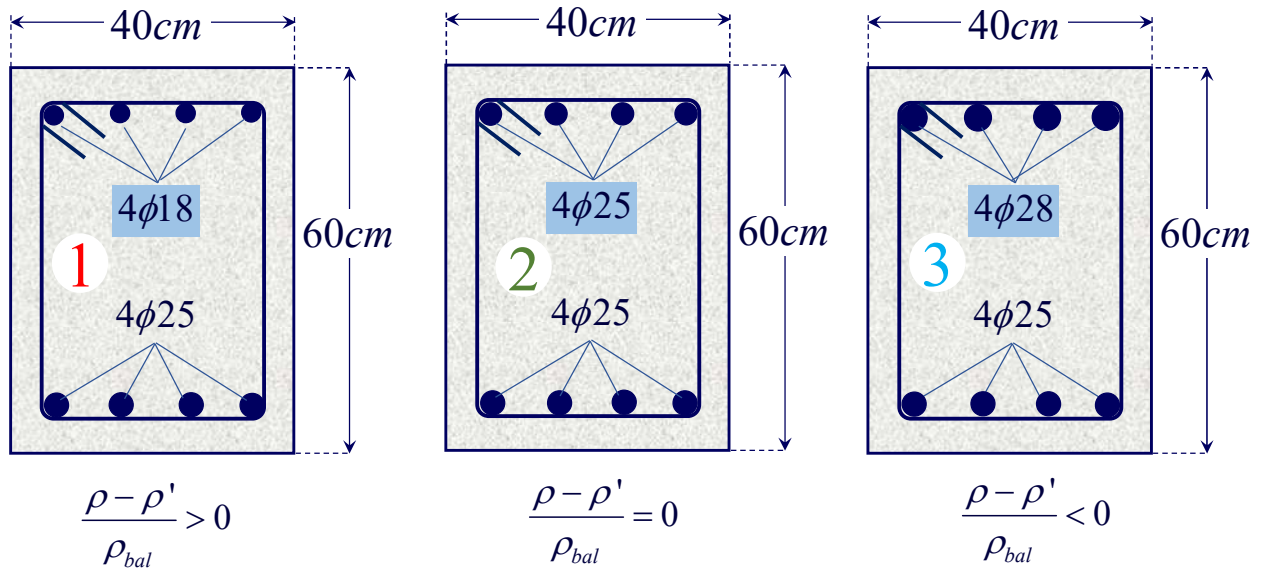
ρ' : بخشی از نیروی کششی که آرماتورهای فشاری تحمل می‌کنند.

$\rho - \rho'$: بخشی از کششی که بایستی توسط بتن فشاری تحمل شود.
(تناسبی از نیروی فشاری وارده به بتن فشاری)

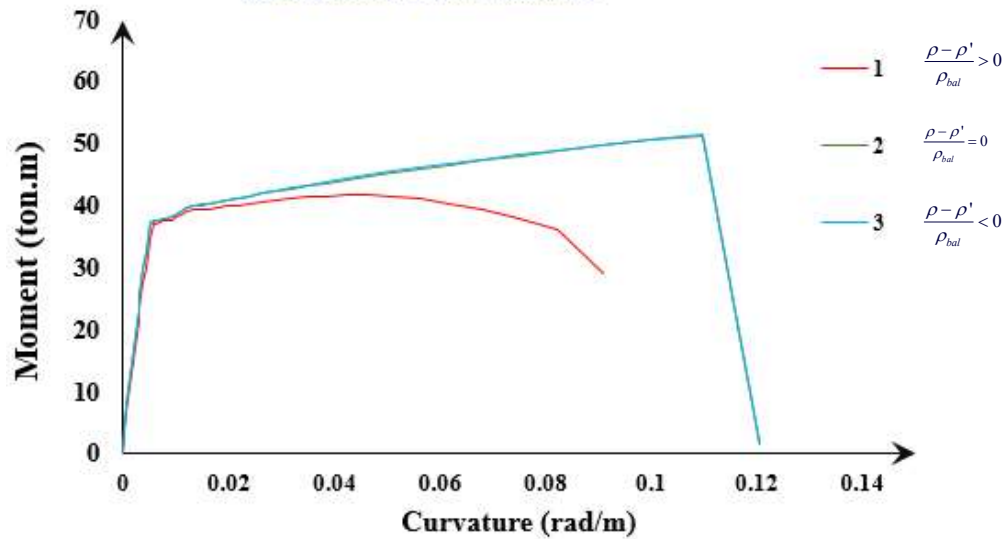
ρ_{bal} : تناسبی برای نشان دادن بتن فشاری در جاری کردن آرماتورهای کششی
(تناسبی از مقاومت بتن فشاری)

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{\text{تناسبی از نیروی فشاری وارده به بتن فشاری}}{\text{تناسبی از مقاومت بتن فشاری}} \quad \frac{\text{نیروی موجود}}{\text{ظرفیت موجود}}$$

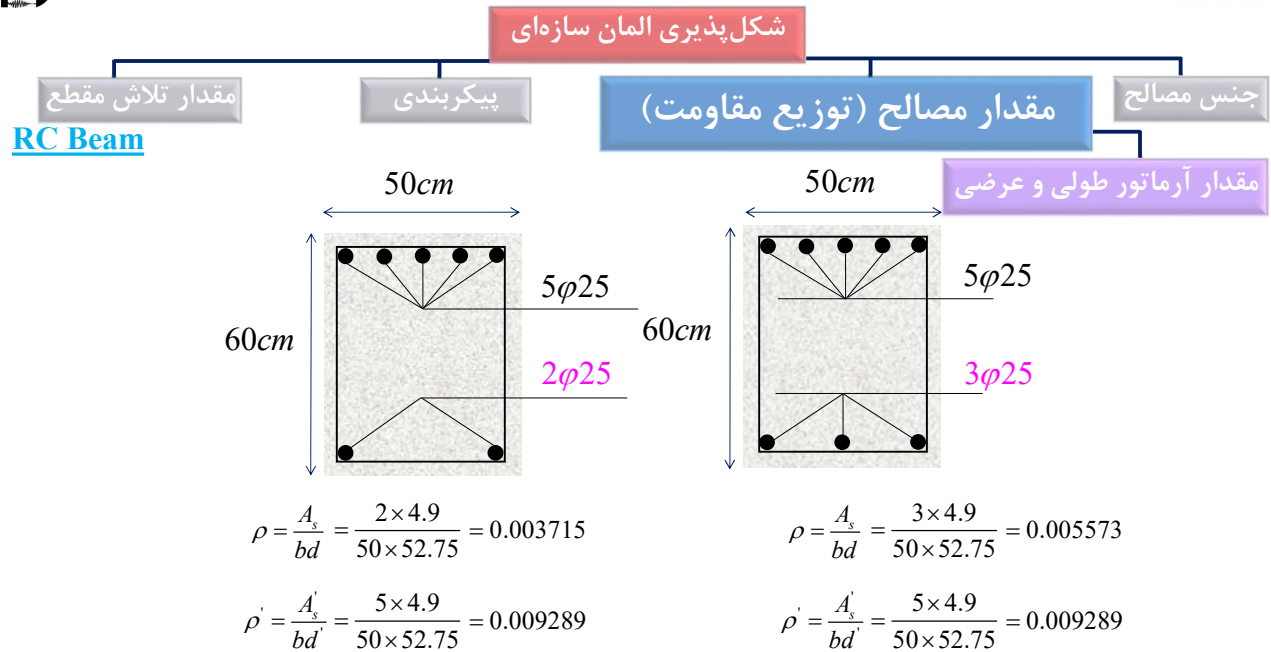
$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} : \left\{ \begin{array}{l} \rho > \rho' \Rightarrow \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} > 0 \\ \text{بتن پر تنش، فرد شدن زود هنگام بتن فشاری} \Leftarrow \text{شکل پذیری محدودتر} \\ \rho = \rho' \Rightarrow \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = 0 \\ \text{بتن با تنش میانه} \Leftarrow \text{شکل پذیری میانه} \\ \rho < \rho' \Rightarrow \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} < 0 \\ \text{بتن کم تنش، فرد شدن دیر هنگام بتن فشاری} \Leftarrow \text{شکل پذیری قابل ملاحظه} \end{array} \right.$$



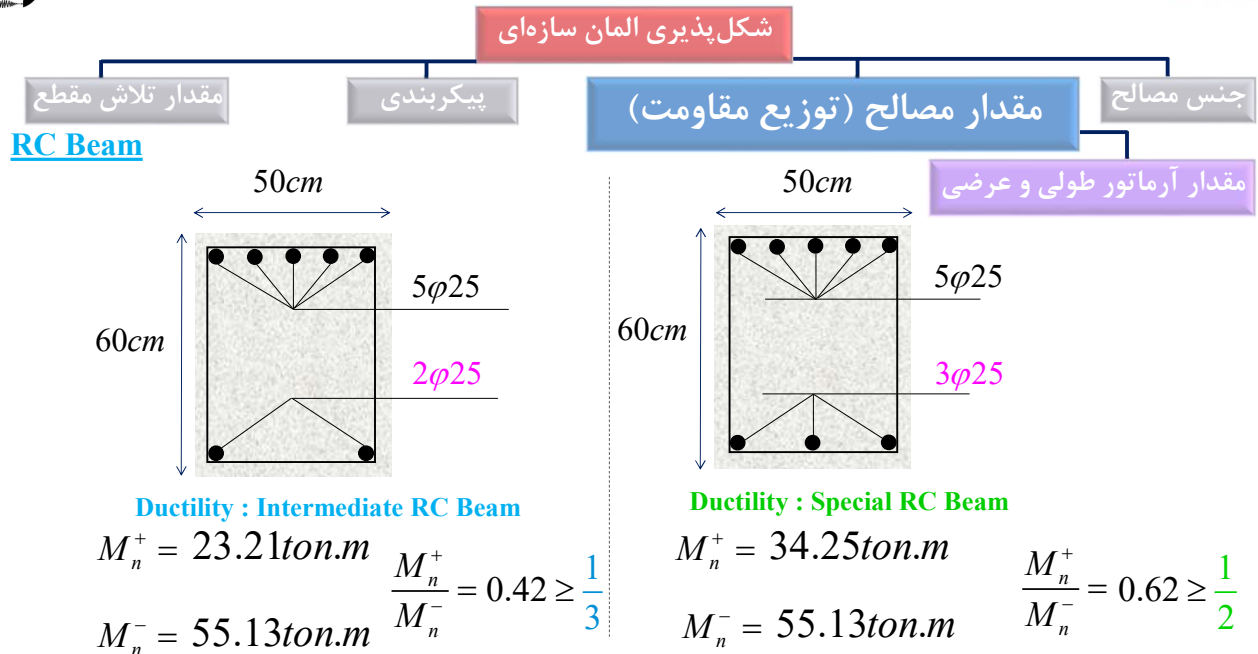
Moment-Curvature

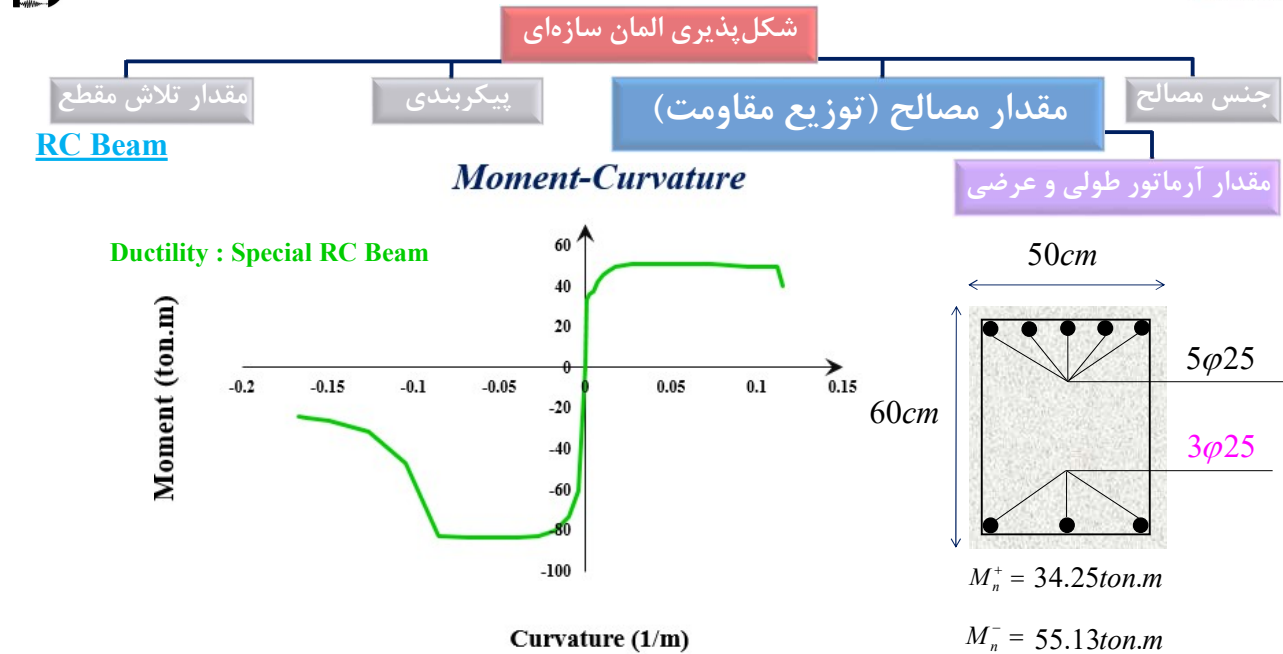
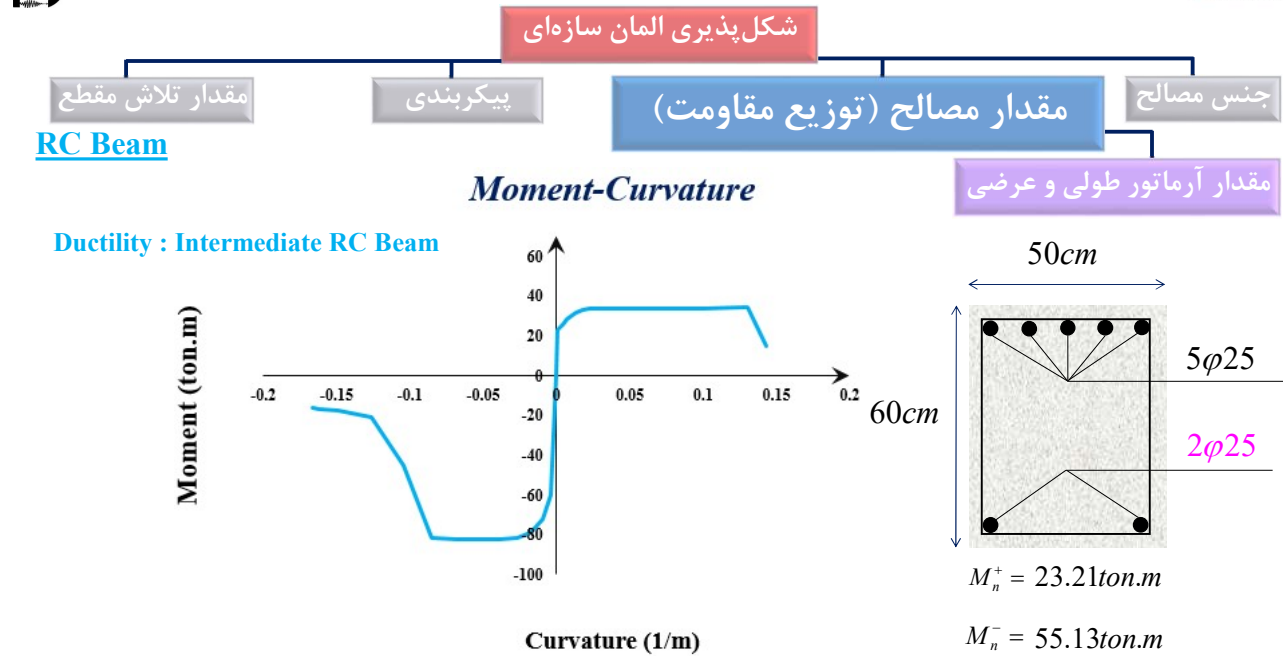


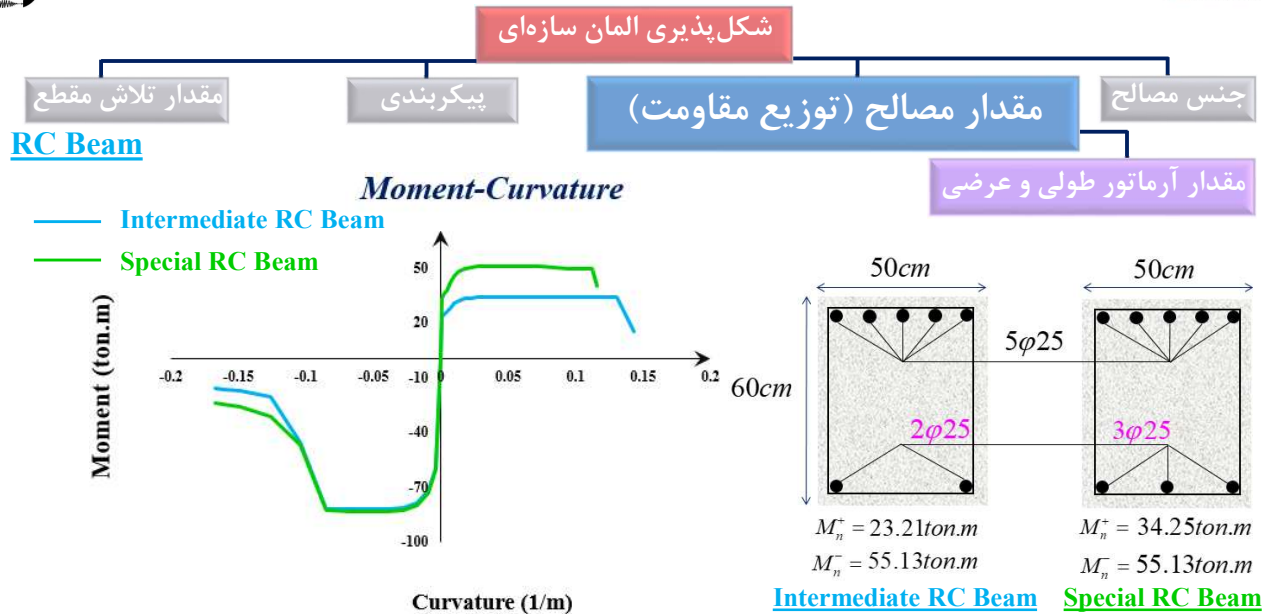
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

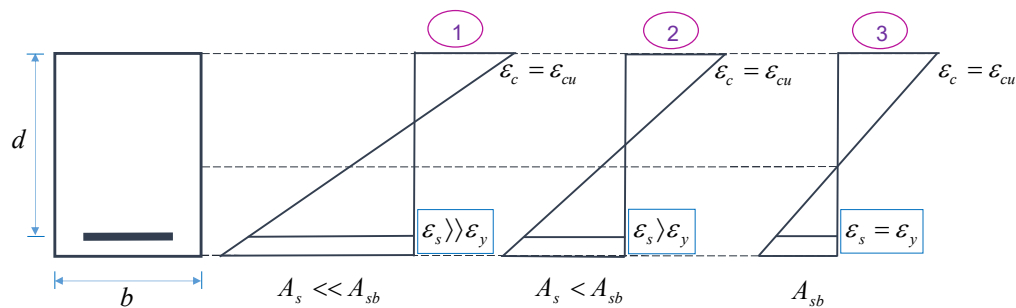






مقدار آرماتور بالانس چه چیزی را نشان می‌دهد؟

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$



Conditions		a	b	c	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b							
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_{cE}}}$					
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025
≤ 0.0	C	$\geq 6 (0.5)$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02
≥ 0.5	C	$\geq 6 (0.5)$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015
≤ 0.0	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02
≤ 0.0	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01
≥ 0.5	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01
≥ 0.5	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} \leq 0 \Rightarrow 0.02 \leq a \leq 0.025$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} \geq 0.5 \Rightarrow 0.015 \leq a \leq 0.02$$

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

بر اساس ASCE41-17، مفصل پلاستیک در تیرهای بتن آرمه با مورد شکست

فمشی، به ۳ پارامتر مهم وابسته است که عبارت اند از:

ASCE41-17 Condition i. Beams controlled by flexure^b

1 $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	2 Transverse reinforcement ^c	3 $\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_{cE}}}$
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$
≤ 0.0	C	$\geq 6 (0.5)$
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$
≥ 0.5	C	$\geq 6 (0.5)$
≤ 0.0	NC	$\leq 3 (0.25)$
≤ 0.0	NC	$\geq 6 (0.5)$
≥ 0.5	NC	$\leq 3 (0.25)$
≥ 0.5	NC	$\geq 6 (0.5)$

1 فشار منتقل شده از جانب آرماتورهای کششی به بتن فشاری

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$$

2 آرماتورهای عرضی

3 نسبت برش طراحی به مقاومت برشی بتن

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_{cE}}}$$

آرماتورهای عرضی در تیرهای بتن آرمه

ASCE41-17

“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the **design shear**. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

V is the design shear force from NSP or NDP.

$$C : \begin{cases} s \leq \frac{d}{3} \\ \text{and} \\ V_s \geq 0.75V_{NSP} \end{cases} \quad NC : \begin{cases} s > \frac{d}{3} \\ \text{or} \\ V_s < 0.75V_{NSP} \end{cases}$$

آرماتورهای عرضی در تیرهای بتن آرمه

ASCE41-13

“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the **design shear**. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

V is the design shear force from NSP or NDP.

$$C : \begin{cases} s \leq \frac{d}{3} \\ \text{and} \\ V_s \geq 0.75V_{NSP} \end{cases} \quad NC : \begin{cases} s > \frac{d}{3} \\ \text{or} \\ V_s < 0.75V_{NSP} \end{cases}$$

آرماتورهای عرضی در تیرهای بتن آرمه

ASCE41-06

“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.

$$C : \begin{cases} s \leq \frac{d}{3} \\ \text{and} \\ V_s \geq 0.75V_{NSP} \end{cases} \quad NC : \begin{cases} s > \frac{d}{3} \\ \text{or} \\ V_s < 0.75V_{NSP} \end{cases}$$

آرماتورهای عرضی در تیرهای بتن آرمه

FEMA356

“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.

$$C : \begin{cases} s \leq \frac{d}{3} \\ \text{and} \\ V_s \geq 0.75V_{NSP} \end{cases} \quad NC : \begin{cases} s > \frac{d}{3} \\ \text{or} \\ V_s < 0.75V_{NSP} \end{cases}$$

آرماتورهای عرضی در تیرهای بتن آرمه

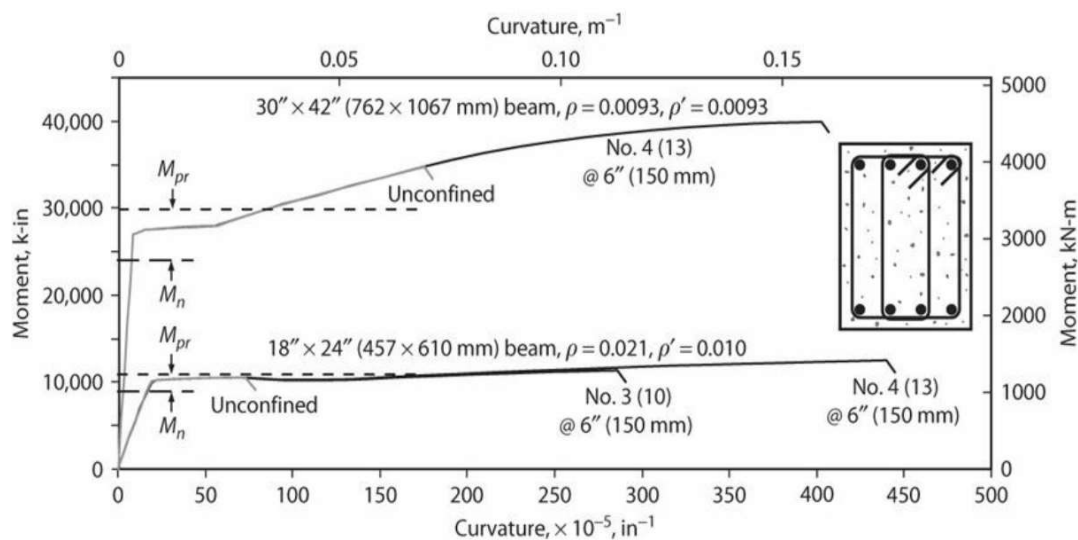
نشریه ۳۶۰ - ۱۳۹۲

۳- علامت‌های «C» و «NC» بیانگر نسبت مقاومت برشی تأمین شده توسط میله‌ردهای عرضی در ناحیه مفصل پلاستیک به مقاومت برشی کل مقطع است. اگر در محدوده‌ی مفصل خمشی خمیری در عضو فاصله‌ی تنگ‌ها از هم کمتر یا مساوی با $\frac{d}{3}$ باشد و علاوه بر این برای اعضا با نیاز شکل‌پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تأمین شده توسط تنگ‌ها (V_s) حداقل برابر با $\frac{2}{4}$ برش طراحی باشد در این صورت عضو واجد شرایط «C» می‌باشد. در غیر این صورت عضو «NC» فرض می‌شود.

نشریه ۳۶۰ - ۱۳۸۵

۳- عبارات «C» و «NC» بیانگر واجد شرایط (Conforming) و فاقد شرایط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرماتور عرضی می‌باشد. اگر در محدوده‌ی مفصل خمشی خمیری در عضو فاصله‌ی تنگ‌ها از هم کمتر یا مساوی با $\frac{d}{3}$ باشد و علاوه بر این برای اعضا با نیاز شکل‌پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تأمین شده توسط تنگ‌ها (V_s) لااقل برابر با $\frac{2}{4}$ برش طراحی باشد در این صورت عضو واجد شرایط (C) می‌باشد. در غیر این صورت عضو فاقد شرایط (NC) فرض می‌شود.

آرماتورهای عرضی در تیرهای بتن آرمه



Ductility

شکل پذیری کم (معمولی) _ Ordinary Moment Frame

این سطح از شکل پذیری برای سازه‌هایی مناسب می‌باشد که در آنها انتظار به وجود آمدن تغییر شکل زیاد نمی‌رود.

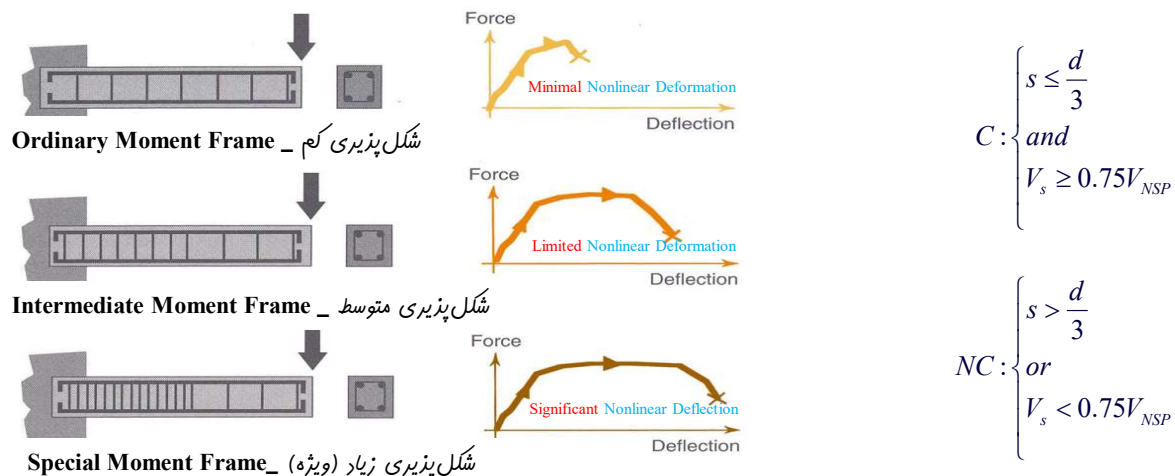
شکل پذیری میانه (متوسط) _ Intermediate Moment Frame

این سطح از شکل پذیری برای سازه‌هایی مناسب می‌باشد که در آنها برفی اعضای سازه در برابر نیروهای ناشی از زلزله، وارد ناحیه فرار تجمعی می‌شوند، و بایستی پتان طراحی شوند که ظرفیت کافی برای قبول تغییر شکل‌های مورد نیاز را دارا باشند.

شکل پذیری زیاد (ویژه) _ Special Moment Frame

این سطح از شکل پذیری برای سازه‌هایی مناسب می‌باشد که غالب اعضای آنها تا حد قابل ملاحظه‌ای وارد ناحیه فرار تجمعی می‌شوند و بایستی پتان طراحی شوند که ظرفیت کافی برای جذب و استهلاک انرژی و قبول تغییر شکل‌های زیاد را داشته باشند.

آرماتورهای عرضی در تیرهای بتن آرمه



بر اساس ASCE41-17، مفصل پلاستیک در تیرهای بتن آرمه با مورد شکست

فمشی، به ۳ پارامتر مهم وابسته است که عبارت اند از:

Condition i. Beams controlled by flexure^b

1 $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	2 Transverse reinforcement ^c	3 $\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_c E}}$
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)

1 فشار منتقل شده از جانب آرماتورهای کششی

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$$

به بتن فشاری

2 آرماتورهای عرضی

3 نسبت برش طراحی به مقاومت برشی بتن

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c E}}$$

مروزی به پارامترهای مختلف در جدول تیرهای بتن آرمه در استانداردهای قدیمی

ASCE41-13

Condition i. Beams controlled by flexure^b

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_c E}}$
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)

ASCE41-06

i. Beams Controlled by Flexure³

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse Reinforcement ⁴	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c E}}$
≤ 0.0	C	≤ 3
≤ 0.0	C	≥ 6
≥ 0.5	C	≤ 3
≥ 0.5	C	≥ 6
≤ 0.0	NC	≤ 3
≤ 0.0	NC	≥ 6
≥ 0.5	NC	≤ 3
≥ 0.5	NC	≥ 6

FEMA 356

i. Beams controlled by flexure¹

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c E}}$
≤ 0.0	C	≤ 3
≤ 0.0	C	≥ 6
≥ 0.5	C	≤ 3
≥ 0.5	C	≥ 6
≤ 0.0	NC	≤ 3
≤ 0.0	NC	≥ 6
≥ 0.5	NC	≤ 3
≥ 0.5	NC	≥ 6

مروری به پارامترهای مختلف در جدول تیرهای بتن آرمه در استانداردهای قدیمی

نشریه ۳۶۰ - ۱۳۹۲

الف - تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند^۵

$\frac{2V}{\gamma_{VF} V_c}$	آرماتور عرضی ^۳	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$
≤ 3	C	≤ 0.10
≥ 6	C	≤ 0.10
≤ 3	C	≥ 0.5
≥ 6	C	≥ 0.5
≤ 3	NC	≤ 0.10
≥ 6	NC	≤ 0.10
≤ 3	NC	≥ 0.5
≥ 6	NC	≥ 0.5

نشریه ۳۶۰ - ۱۳۸۵

الف - تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند^۲

$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} = \frac{2V}{V_c}$	آرماتور عرضی ^۳	$\frac{P}{A_g f'_c}$
≤ 2	C	≤ 0.10
≥ 6	C	≤ 0.10
≤ 2	C	≥ 0.5
≥ 6	C	≥ 0.5
≤ 2	NC	≤ 0.10
≥ 6	NC	≤ 0.10
≤ 2	NC	≥ 0.5
≥ 6	NC	≥ 0.5

اختلاف در کنترل نسبت برش، در نشریه ۳۶۰ و استاندارد ASCE41-17

ASCE41-17

Condition i. Beams controlled by flexure^b

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_c} E}$
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$
≤ 0.0	C	$\geq 6 (0.5)$
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$
≥ 0.5	C	$\geq 6 (0.5)$
≤ 0.0	NC	$\leq 3 (0.25)$
≤ 0.0	NC	$\geq 6 (0.5)$
≥ 0.5	NC	$\leq 3 (0.25)$
≥ 0.5	NC	$\geq 6 (0.5)$

نشریه ۳۶۰ - ۱۳۹۲

الف - تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند^۵

$\frac{2V}{\gamma_{VF} V_c}$	آرماتور عرضی ^۳	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$
≤ 3	C	≤ 0.10
≥ 6	C	≤ 0.10
≤ 3	C	≥ 0.5
≥ 6	C	≥ 0.5
≤ 3	NC	≤ 0.10
≥ 6	NC	≤ 0.10
≤ 3	NC	≥ 0.5
≥ 6	NC	≥ 0.5

نسبت برش طراحی به مقاومت برشی بتن

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} \quad (lb - in) \quad \begin{cases} lb = 4.44822 N \\ in = 25.4 mm \end{cases} \Rightarrow \frac{lb}{in^2} = 0.00689476 MPa$$

$$\frac{4.44822V}{(25.4b_w)(25.4d)\sqrt{0.00689476f'_c}} = 0.083034 \frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} = \frac{1}{12} \frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$$

$$= \frac{2}{6} \frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} = \frac{2V}{6 b_w d \sqrt{f'_c}} = \frac{2V}{V_c}$$

Conditions		a	b	c	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b							
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f_{cE}}}$					
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = -0.08, C, \frac{V}{b_w d \sqrt{f'_{cE}}} = 0.21$$

$$a = 0.025, b = 0.05, c = 0.2$$

$$IO = 0.01, LS = 0.025, CP = 0.05$$

Conditions			<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{Vd}{b_w d \sqrt{f_{cE}'}}$						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = -0.08, C, \frac{V}{b_w d \sqrt{f_{cE}'}} = 0.55$$

$$a = 0.02, b = 0.04, c = 0.2$$

$$IO = 0.005, LS = 0.02, CP = 0.04$$

Conditions			<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{Vd}{b_w d \sqrt{f_{cE}'}}$						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \leq 0, C, \frac{V}{b_w d \sqrt{f_{cE}'}} = 0.25 \quad \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = -0.08, C, \frac{V}{b_w d \sqrt{f_{cE}'}} = 0.375 \quad \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \leq 0, C, \frac{V}{b_w d \sqrt{f_{cE}'}} = 0.5$$

$$a = 0.025, b = 0.05, c = 0.2$$

$$a = ?, b = ?, c = ?$$

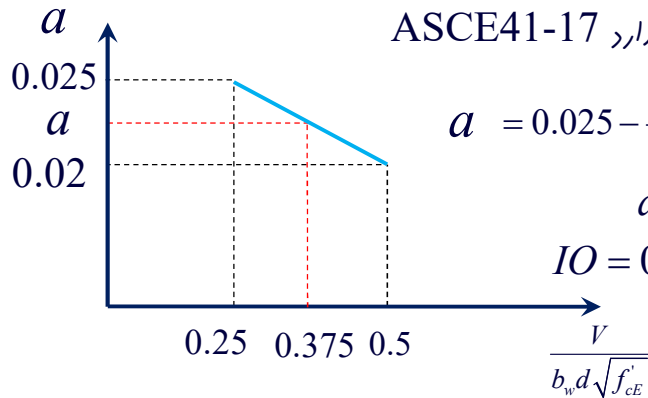
$$a = 0.02, b = 0.04, c = 0.2$$

$$IO = 0.01, LS = 0.025, CP = 0.05$$

$$IO = ?, LS = ?, CP = ?$$

$$IO = 0.005, LS = 0.02, CP = 0.04$$

Conditions			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f_{cE}}}$						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01



ASCE41-17 درون یابی در جدول تیرهای بتن آرمه بر اساس استاندارد

$$a = 0.025 - \frac{0.025 - 0.02}{0.5 - 0.25} (0.375 - 0.25) = 0.0225$$

$$a = 0.0225, b = 0.045, c = 0.2$$

$$IO = 0.0075, LS = 0.0225, CP = 0.045$$

Conditions			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f_{cE}}}$						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = 0.2, C, \frac{V}{b_w d \sqrt{f_{cE}}} = 0.25$$

درون یابی بین ردیف ۱ و ۳

$$a = 0.023, b = 0.042, c = 0.2$$

$$IO = 0.008, LS = 0.023, CP = 0.042$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = 0.2, C, \frac{V}{b_w d \sqrt{f_{cE}}} = 0.4$$

$$a = ?, b = ?, c = ?$$

$$IO = ?, LS = ?, CP = ?$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = 0.2, C, \frac{V}{b_w d \sqrt{f_{cE}}} = 0.5$$

درون یابی بین ردیف ۲ و ۴

$$a = 0.018, b = 0.032, c = 0.2$$

$$IO = 0.005, LS = 0.018, CP = 0.032$$

$$a = 0.02, b = 0.036, c = 0.2$$

$$IO = 0.0062, LS = 0.02, CP = 0.036$$

ASCE41-13

Condition i. Beams controlled by flexure^b

$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)

نشریه ۳۶۰ - ۱۳۹۲

الف - تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند^د

$\frac{2l}{7.5 f'_c}$	آرماتور عرضی ^۳	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$
≤ 3	C	$\leq 0/0$
≥ 6	C	$\leq 0/0$
≤ 3	C	$\geq 0/5$
≥ 6	C	$\geq 0/5$
≤ 3	NC	$\leq 0/0$
≥ 6	NC	$\leq 0/0$
≤ 3	NC	$\geq 0/5$
≥ 6	NC	$\geq 0/5$

Hinge Properties in Sap2000 & Etabs

- ✓ این قابلیت در نرم افزار وجود دارد که مفاصل پلاستیک را با هر تعدادی در طول فاصل Frame اختصاص داد.
- ✓ نرم افزار Etabs قابلیت اختصاص مفصل پلاستیک به المان دیوار برشی را نیز دارد.
- ✓ هر مفصل پلاستیک، رفتار غیرخطی را از شروع نقطه تسلیم به بعد برای یک یا چند درجه آزادی اختصاص می‌دهد.
- ✓ مفاصل پلاستیک متاثر از تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل تاریفچه زمانی غیرخطی می‌باشد.

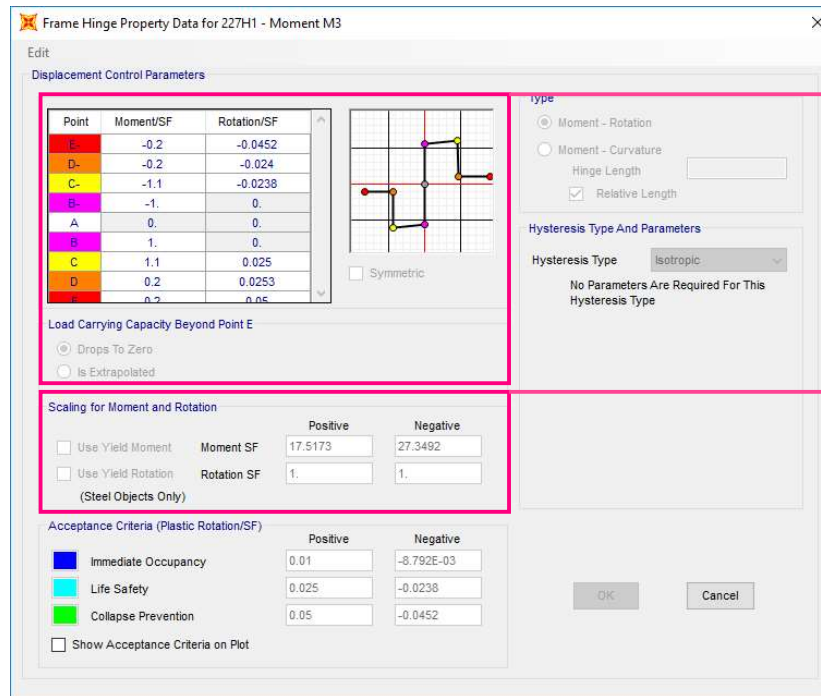
Hinge Properties in Sap2000 & Etabs

- ✓ *Overview*
- ✓ *Hinge Properties*
- ✓ *Automatic, User-Defined, and Generated Properties*
- ✓ *Automatic Hinge Properties*
- ✓ *Analysis Modeling*
- ✓ *Analysis Results*

Hinge Properties in Sap2000 & Etabs

✓ *Overview*

- ✓ قابلیت مدل سازی نقطه تسلیم و رفتار پس از تسلیم به صورت میزا توسط مفاصل دستی
- ✓ افتصاص مفاصل پلاستیک در هر بخش از طول فاصل المان
- ✓ قابلیت افتصاص مفاصل پلاستیک مجزای فمش، پیش، نیروی محوری و برش
- ✓ مفاصل پلاستیک وابسته به چند درجه آزادی نظیر اندرکنش فمش و نیروی محوری (P-M2-M3) و (P-M2) و (P-M3) و (M2-M3)



رفتار پس از تسلیم

نقطه تسلیم

Hinge Properties in Sap2000 & Etabs

✓ Overview

- ✓ مفاصل فایبر P-M2-M3 براساس رفتار تنش کرنش مصالح موجود در مقطع مناسبه می شود. هر نقطه به صورت اختصاصی دارای یک مساحت کوچک بوده که در آن مساحت تنش کرنش اختصاصی خودش را دارا می باشد.
- ✓ صفات مقطع، قبل و بعد از خمش کماکان به صورت صغفه باقی می مانند.
- ✓ مفاصل فایبر غالباً دقیقتر از مفاصل پلاستیک ارائه شده توسط ASCE41-17 می باشد.

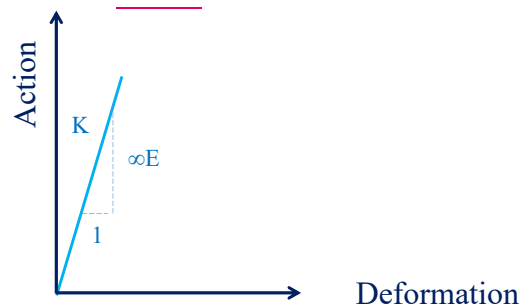
Hinge Properties in Sap2000 & Etabs

✓ Overview

- ✓ در یک مدل مشفص می‌توان بیش از یک نوع مفصل پلاستیک افتصاص داد. به عنوان مثال مفصل لنگر فمشی M3 و برش V2 در انتهای تیر در انتهای تیر افتصاص داده شود.
- ✓ پارامترهای مختلف مفصل پلاستیک به صورت اتوماتیک براساس مشفصات مصالح و مقطع المان، مطابق با ضوابط (FEMA, 2000) FEMA-356 یا ASCE41-13 یا ASCE41-17 مناسبه می‌شود.
- ✓ در یک مدل مشفص می‌توان بیش از یک نوع مفصل پلاستیک افتصاص داد. به عنوان مثال مفصل لنگر فمشی M3 و برش V2 در انتهای تیر در انتهای تیر افتصاص داده شود.

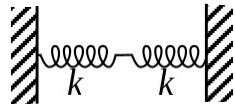
Hinge Properties in Sap2000 & Etabs

با ترسیم یک المان در محیط نرم افزار و با افتصاص دادن مدول الاستیسیته به این مصالح، نرم افزار رفتار فطی زیر را به صورت پیش‌فرض به این المان افتصاص می‌دهد. حال کاربر می‌خواهد به بخشی از این المان مفصل پلاستیک افتصاص دهد از آنجایی که دو خاصیت فطی و غیرفطی مستقل از هم می‌باشند لذا خاصیت غیرفطی به خاصیت فطی **اضافه** می‌شود و به جای آن نخواهد نشست.



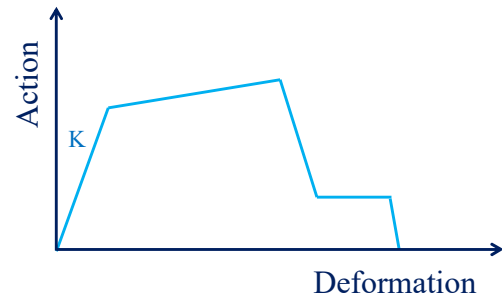
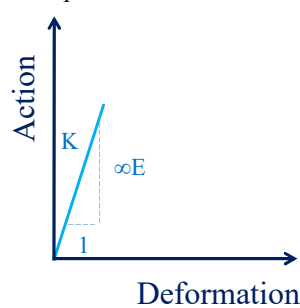
Hinge Properties in Sap2000 & Etabs

اگر به مانند زیر، منفی ظرفیت در یک تلاش فرضی به المان افتصاص داده شود در این صورت سفتی اولیه المان با سفتی بخش فطی منفی ظرفیت تشکیل فنرهای سری را فوهند داد.



$$\Rightarrow \frac{1}{K_T} = \frac{1}{K} + \frac{1}{K} \Rightarrow K_T = \frac{K}{2} \Rightarrow$$

نرم شوندگی کاذب در صورت
افتصاص منفی ظرفیت کامل



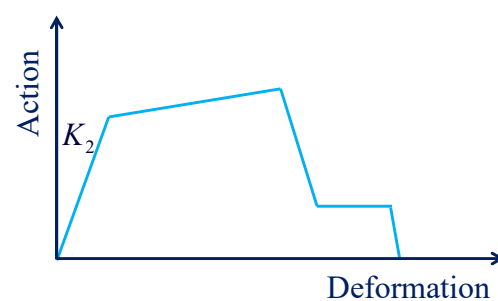
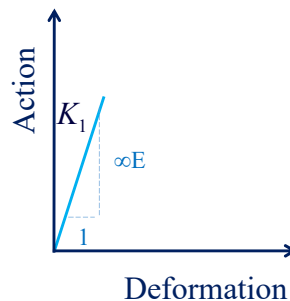
Hinge Properties in Sap2000 & Etabs

راهکار پیشنهادی:

برای جلوگیری از هم پوشانی بخش فطی در دو نمودار، دو راهکار به صورت زیر وجود دارد:

۱- حذف سفتی پیش فرض نرم افزار (رفتار فطی اولیه در نرم افزار که به هنگام ترسیم المان بر اساس هندسه المان مناسبه می شود).

۲- حذف بخش فطی اولیه در منفی ظرفیت (رفتار فطی که در مفصل پلاستیک وجود دارد).



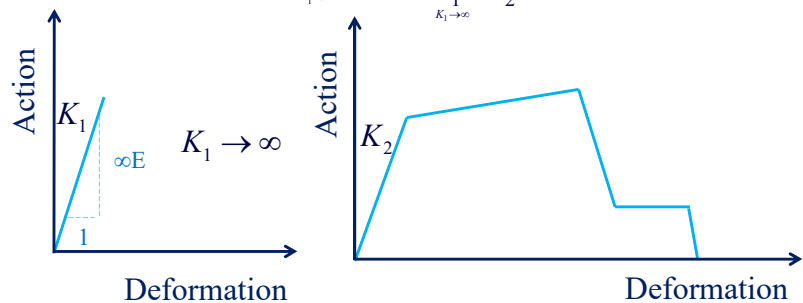
Hinge Properties in Sap2000 & Etabs

راهکار پیشنهادی:

برای جلوگیری از هم‌پوشانی بخش فطی در دو نمودار، دو راهکار به صورت زیر وجود دارد:
 - حذف سفتی پیش‌فرض نرم‌افزار (رفتار فطی اولیه در نرم‌افزار که به هنگام ترسیم المان بر اساس هندسه المان مناسبه می‌شود).

$$\Rightarrow \frac{1}{K_T} = \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} \Rightarrow K_T = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2}$$

$$\Rightarrow \lim_{K_1 \rightarrow \infty} K_T = \lim_{K_1 \rightarrow \infty} \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} = K_2$$



Hinge Properties in Sap2000 & Etabs

راهکار پیشنهادی:

برای جلوگیری از هم‌پوشانی بخش فطی در دو نمودار، دو راهکار به صورت زیر وجود دارد:
 - حذف سفتی پیش‌فرض نرم‌افزار (رفتار فطی اولیه در نرم‌افزار که به هنگام ترسیم المان بر اساس هندسه المان مناسبه می‌شود).

$$\Rightarrow \frac{1}{K_T} = \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} \Rightarrow K_T = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2}$$

$$\Rightarrow \lim_{K_1 \rightarrow \infty} K_T = \lim_{K_1 \rightarrow \infty} \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} = K_2$$

- تعریف مصالحی با مدول الاستیسیته بی‌نهایت و اختصاص آن به بخش جدا شده از المان
- تعریف مقطعی با ممان اینرسی بی‌نهایت و اختصاص آن به بخش جدا شده از المان

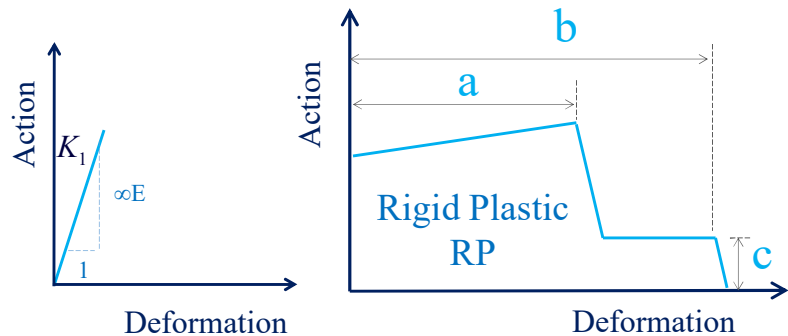
Hinge Properties in Sap2000 & Etabs

راهکار پیشنهادی:

برای جلوگیری از همپوشانی بخش فطی در دو نمودار، دو راهکار به صورت زیر وجود دارد:

۲- حذف بخش فطی اولیه در منفی ظرفیت (رفتار فطی که در مفصل پلاستیک وجود دارد).

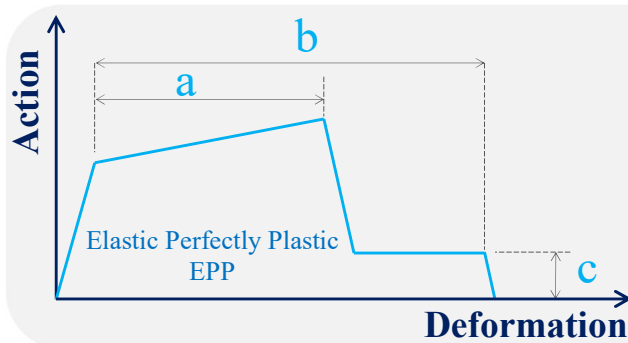
تبدیل مدل EPP به RP (Rigid Plastic)



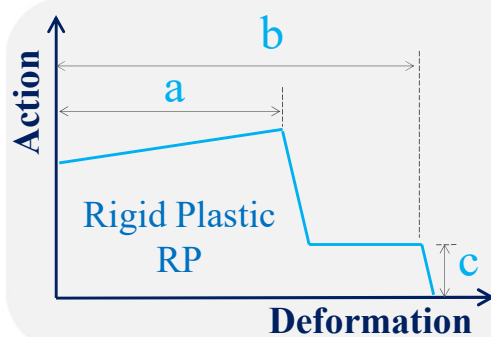
Plastic hinge & Fiber hinge

تخلیل غیرفطی را می توان به دو روش مفصل پلاستیک و روش فایبر انجام داد. مناسبات بخش فطی رفتار مصالح در این دو روش متفاوت می باشد.

در روش مفصل پلاستیک، رفتار غیرفطی به صورت Rigid Plastic معرفی می شود. به عبارت دیگر، در منفی ظرفیت معرفی شده به نرم افزار بخش فطی شبیه سازی نمی شود و فقط رفتار غیرفطی به نرم افزار معرفی می شود. پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش معرفی شده در ASCE41-17 نیز به صورت Rigid Plastic می باشد، بنابراین در این روش نرم افزار با آئین نامه همسو می باشد.



مطابق با شکل مقابل پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش در استاندارد ASCE41-17، از نقطه تسلیم مناسبه می شود که اصطلاحاً در این حالت، پارامترهای مدل سازی به صورت Rigid Plastic ارائه می شود.



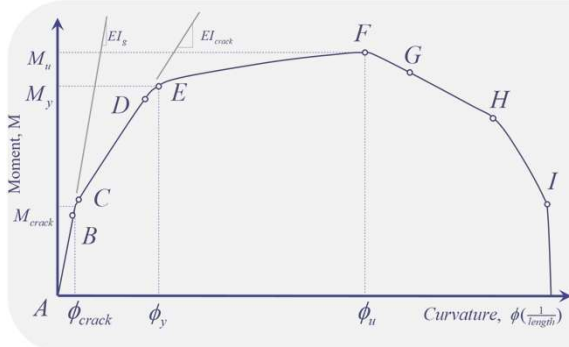
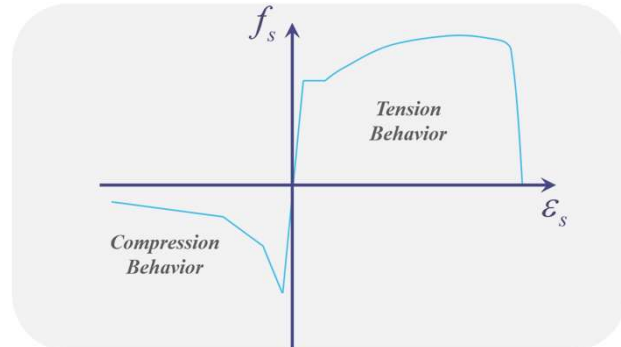
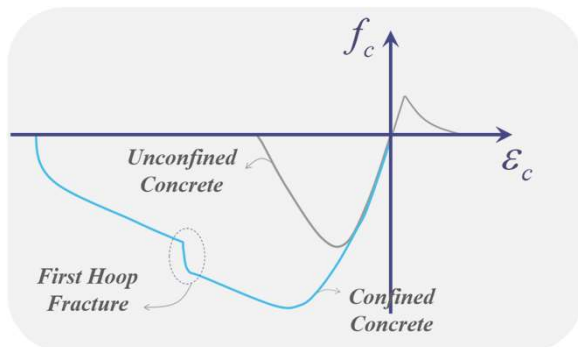
نرم افزارهای SAP2000 و ETABS، مفصل پلاستیک را به صورت مقابل می گیرند. در واقع منفی ظرفیت در شکل مقابل همان منفی ظرفیت در شکل بالایی می باشد که بخش فطی آن حذف شده است. بنابراین در روش مفصل پلاستیک تغییر شکل های فطی بر اساس المان Frame ترسیم شده، مناسبه می شود و رفتار فطی در خود منفی ظرفیت مفصل پلاستیک وجود ندارد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

Plastic hinge & Fiber hinge

تخلیل غیر فطی را می توان به دو روش مفصل پلاستیک و روش فایبر انجام داد. مناسبات بخش فطی رفتار مصالح در این دو روش متفاوت می باشد. در روش فایبر، مناسبات تغییر شکل های فطی بر اساس رفتار فطی تنش کرنش مصالح مناسبه می شود. بنابراین مشفصات ارتجاعی المان Frame در طول مفصل پلاستیک فایبر، توسط نرم افزار نادیده گرفته خواهد شد.

در روش مفصل پلاستیک، رفتار فطی از روی مشفصات مکانیکی المان Frame مناسبه شده و در روش فایبر رفتار فطی بر اساس مشفصات تنش کرنشی مصالح مناسبه می شود.



بر اساس منفی تنش کرنش بتن و آرماتورهای طولی که در تصاویر بالا نشان داده شده است، منفی ممان-انحنای روبه رو ترسیم می‌شود. در نتیجه شبیه‌سازی سه فطی مطابق با شکل رو به رو میسر خواهد شد. در این روش رفتار فطی المان از دو بخش الاستیک و الاستوپلاستیک تشکیل می‌شود.

Plastic hinge & Fiber hinge



با توجه به توضیحات ارائه شده برای دو روش مفصل پلاستیک و روش فایبر، آیا در صورت استفاده از تحلیل غیرفطی، کماکان بایستی از ضرائب ترک فوردهگی استفاده کرد؟ یا اینکه خود تحلیل غیرفطی ترک فوردهگی را به دقیق‌ترین شکل ممکن انجام می‌دهد؟

در روش فایبر بایستی ضریب ترک خوردگی لحاظ شود؟

در روش مفصل پلاستیک بایستی ضریب ترک خوردگی لحاظ شود؟

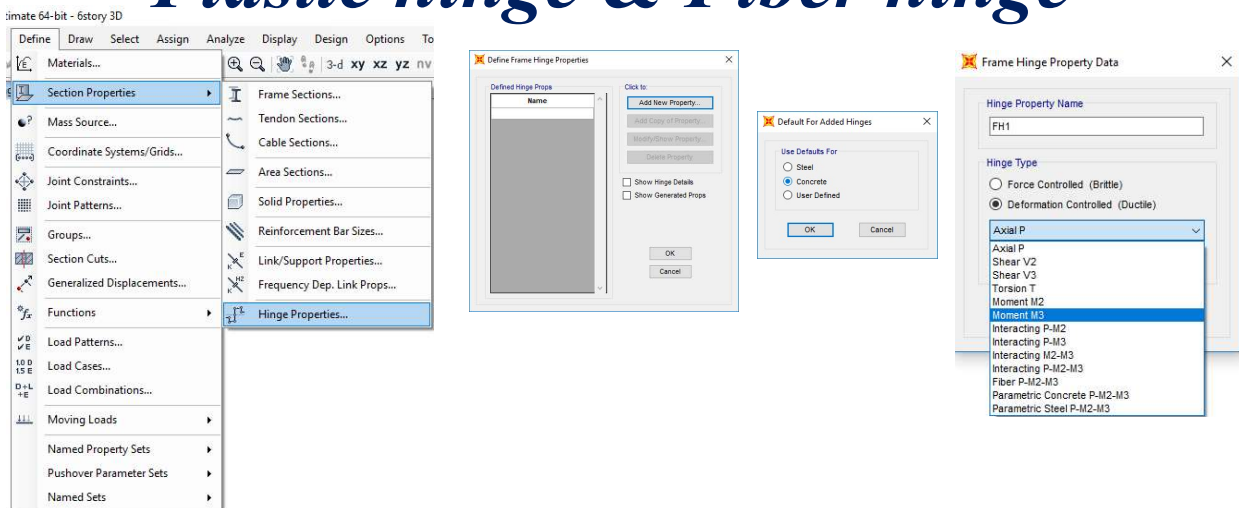
در این روش رفتار فطی براساس، رفتار فطی مصالح مناسبه شده و ترک خوردگی به دقیق ترین شکل ممکن توسط خود نرم افزار شبیه سازی می شود. بنابراین نیازی به اعمال ضرائب ترک خوردگی نیست.

در این روش رفتار فطی براساس مشخصات المان Frame ترسیم شده شبیه سازی می شود، بنابراین بایستی ضرائب ترک خوردگی توسط خود کاربر به المان های مربوطه اختصاص داده شود.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Plastic hinge & Fiber hinge



تعریف مفاصل دستی تیرهای بتنی براساس ASCE41-17

Frame Hinge Property Data for FH1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

	Moment/SF	Rotation/SF
A	-0.2	-0.025
B	-0.2	-0.015
C	-1.1	-0.015
D	-1	0
E	0	0
F	1.1	0
G	1.1	0.015
H	0.2	0.015
I	0.2	0.025

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF

Use Yield Rotation Rotation SF (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy 3.000E-03

Life Safety 0.012

Collapse Prevention 0.015

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

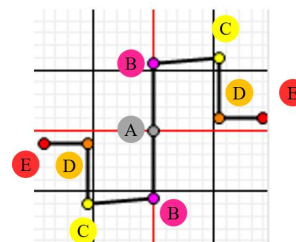
Hysteresis Type: Isotropic

No Parameters Are Required For Hysteresis Type

OK Cancel

۱- در این قسمت نقاط مفتلف منفی ظرفیت به صورت نسبی از نقطه جاری شدن تعریف می شود.

۲- ادامه باربری بعد از نقطه E، یا افت مقاومت مقطع به صفر



تعریف مفاصل دستی تیرهای بتنی براساس ASCE41-17

Frame Hinge Property Data for FH1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

	Moment/SF	Rotation/SF
A	-0.2	-0.025
B	-0.2	-0.015
C	-1.1	-0.015
D	-1	0
E	0	0
F	1.1	0
G	1.1	0.015
H	0.2	0.015
I	0.2	0.025

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF

Use Yield Rotation Rotation SF (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy 3.000E-03

Life Safety 0.012

Collapse Prevention 0.015

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

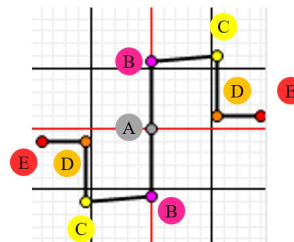
Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type: Isotropic

No Parameters Are Required For Hysteresis Type

OK Cancel

۳- تعریف مشخصات نقطه تسلیم (نقطه B) : در این بخش جابجایی و مقاومت نظیر با نقطه تسلیم تعریف می شود. نرم افزار به صورت هوشمند می تواند این دو پارامتر را برای مقاطع مفتلف مناسبه کند. از آنجایی که مقادیر تغییر شکل های غیرخطی بتنی در استاندارد به صورت قائل ارائه می شود بنابراین نرم افزار به صورت هوشمند در این کادر عدد را قرار می دهد.



تعریف مفاصل دستی تیرهای بتنی براساس ASCE41-17

۴- تعریف معیارهای پذیرش : در این بخش معیارهای پذیرش IO، LS و CP تعریف می‌شود.

۵- این بخش تقارن مقطع را اعمال می‌کند. برای مقاطع مستطیلی، در صورتی که آرما تورهای طولی منفی و مثبت باهم برابر باشند مقطع متقارن محسوب خواهد شد و می‌توان از این قابلیت در جهت سهولت محاسبات دستی استفاده کرد.

تعریف مفاصل دستی تیرهای بتنی براساس ASCE41-17

۶- رفتار خمشی تیر را می‌توان به دو صورت ممان-انحنای یا ممان-دوران در نرم‌افزار تعریف کرد. در صورت استفاده از ممان - انحنای بایستی طول مفصل پلاستیک توسط کاربر به نرم‌افزار تعریف شود. اگر هدف، مدل سازی براساس ASCE41-17 باشد در این صورت نیازی به استفاده از گزینه ممان-انحنای نخواهد بود.

تعریف مفاصل دستی تیرهای بتنی براساس ASCE41-17

Frame Hinge Property Data for FH1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

	Moment/SF	Rotation/SF
E	-0.2	-0.025
D	-0.2	-0.015
C	-1.1	-0.015
B	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.015
D	0.2	0.015
E	0.2	0.025

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF: 1.

Use Yield Rotation Rotation SF: 1.

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	3.000E-03	
Life Safety	0.012	
Collapse Prevention	0.015	

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length:

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type:

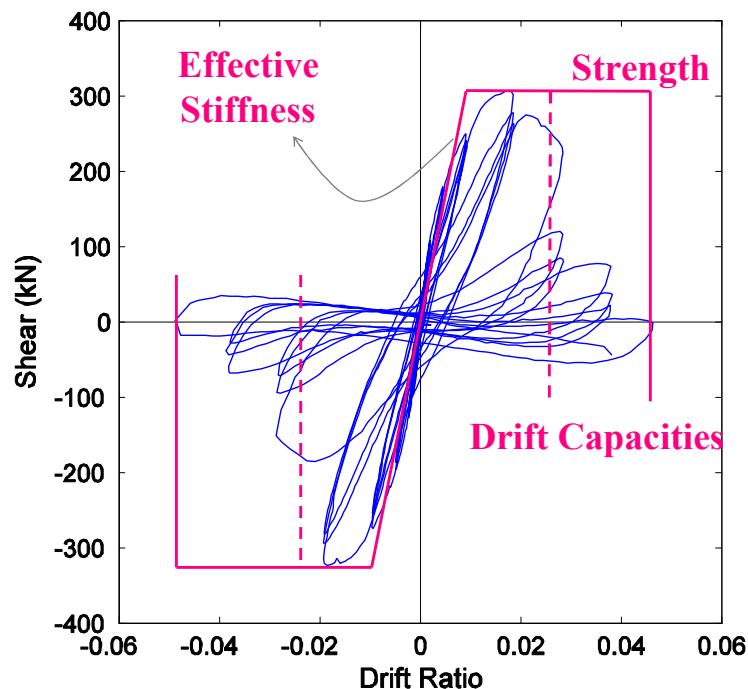
No Parameters Are Required For Hysteresis Type

OK Cancel

۷- رفتار هیستریزس مقطع از این قسمت تعریف فواید شد که در تحلیل پوش آور (استاتیکی غیرخطی) کاربرد می‌نماید.

مدل سازی غیرخطی ستون‌های بتن‌آرمه براساس ASCE41

- ۱- سفتی ستون‌های بتن‌آرمه چگونه شبیه‌سازی می‌شود؟
- ۲- مقاومت ستون‌های بتن‌آرمه چگونه شبیه‌سازی می‌شود؟
- ۳- مور شکست ستون بتن‌آرمه چگونه شبیه‌سازی می‌شود؟
- ۴- ظرفیت تغییرشکلی ستون چگونه شبیه‌سازی می‌شود؟
 - ۴-۱- ظرفیت تغییرشکلی در ناپایداری جانبی چه مقدار است؟
 - ۴-۲- ظرفیت تغییرشکلی در ناپایداری ثقلی چه مقدار است؟
- ۵- ضعف در وصله پوششی ستون بتن‌آرمه چگونه شبیه‌سازی می‌شود؟
- ۶- عدم قطعیت‌های موجود، چگونه بایستی لحاظ شوند؟



ترک خوردگی در تحلیل‌های فطی و غیر فطی



تحلیل غیر فطی پوش‌آور را می‌توان به روش مفصل پلاستیک و روش فایبر انجام داد. آیا در صورت استفاده از تحلیل غیر فطی، کماکان بایستی از ضرائب ترک خوردگی استفاده کرد؟ یا اینکه خود تحلیل غیر فطی ترک خوردگی را به دقیق‌ترین شکل ممکن انجام می‌دهد؟

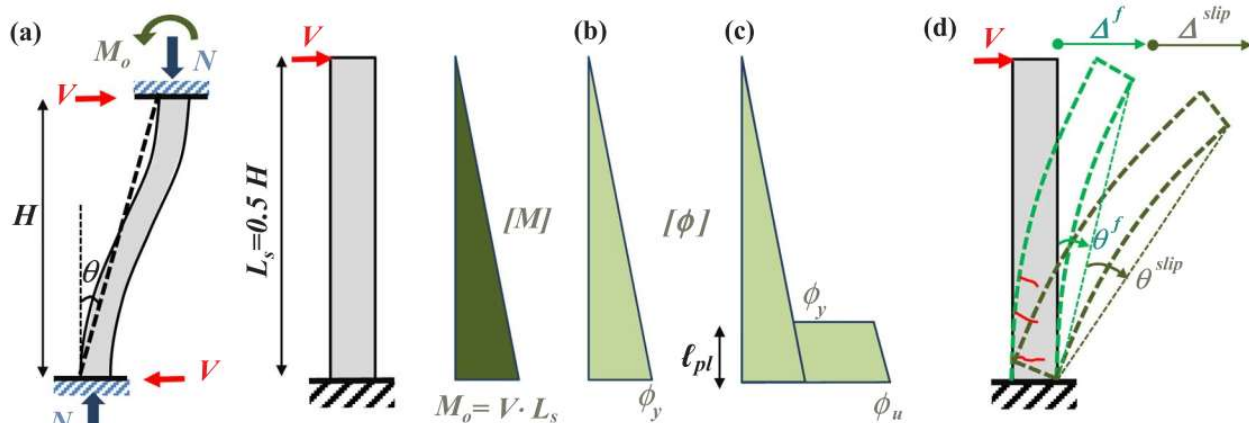
در روش فایبر بایستی ضرائب ترک خوردگی لحاظ شود؟

در این روش رفتار فطی بر اساس رفتار فطی مصالح مناسبه شده و ترک خوردگی به دقیق‌ترین شکل ممکن توسط خود نرم افزار شبیه‌سازی می‌شود. بنابراین نیازی به اعمال ضرائب ترک خوردگی نیست.

در روش مفصل پلاستیک بایستی ضرائب ترک خوردگی لحاظ شود؟

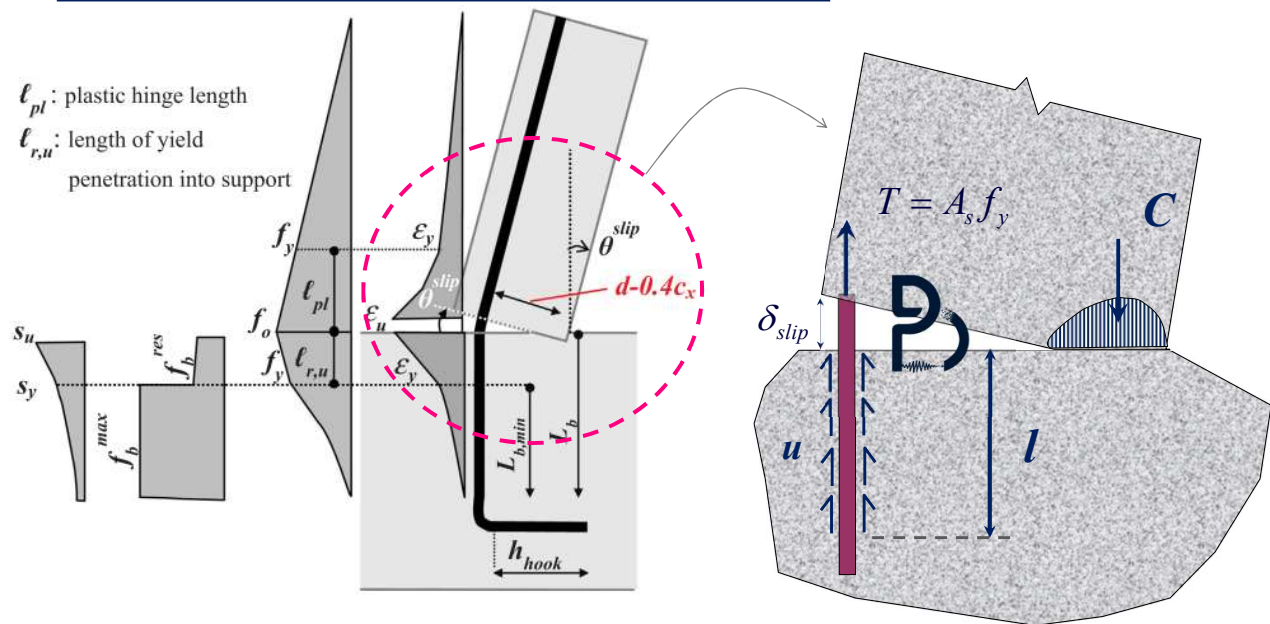
در این روش رفتار فطی بر اساس مشخصات المان Frame ترسیم شده شبیه‌سازی می‌شود، بنابراین بایستی ضرائب ترک خوردگی توسط خود کاربر به المان‌های مربوطه اختصاص داده شود.

RC Column Stiffness



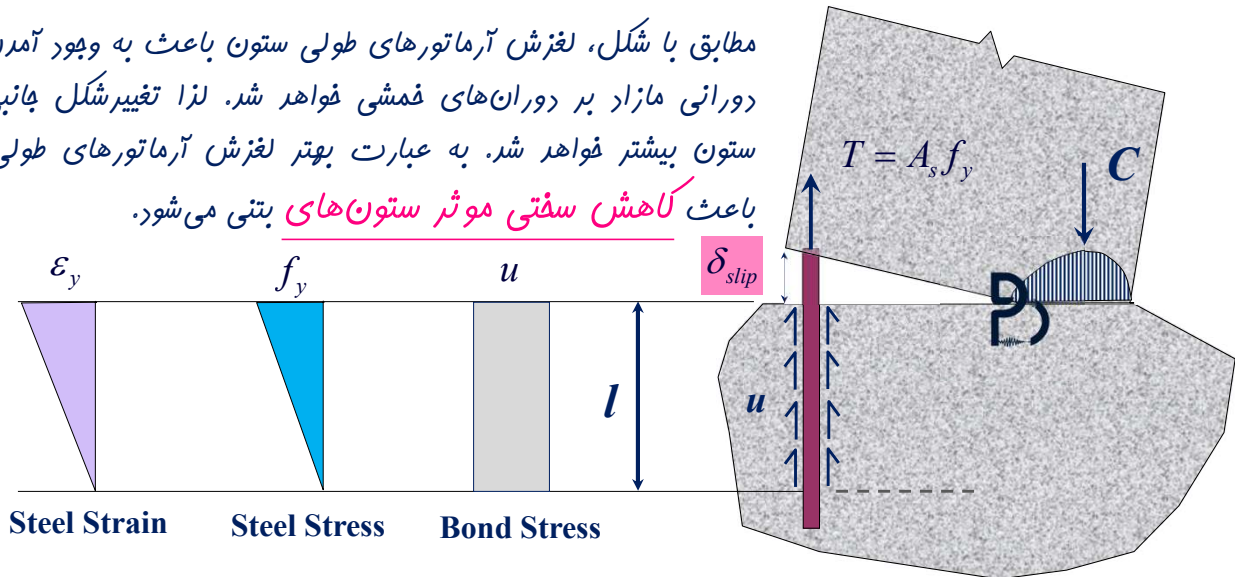
کاهش سفتی ستون‌های بتن‌آرمه بایستی به نحو صمیمی در مدل‌سازی وارد شود.
این کاهش سفتی بنا بر دلایل زیر رخ می‌دهد:

۱- ترک خوردگی فمشی بتن ۲- لغزش آرماتورهای طولی کششی ستون

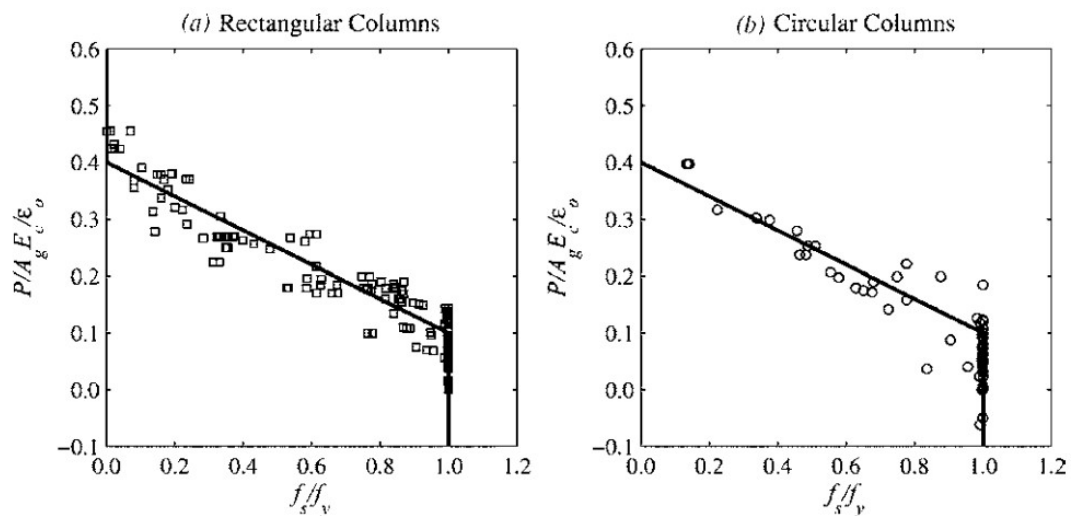


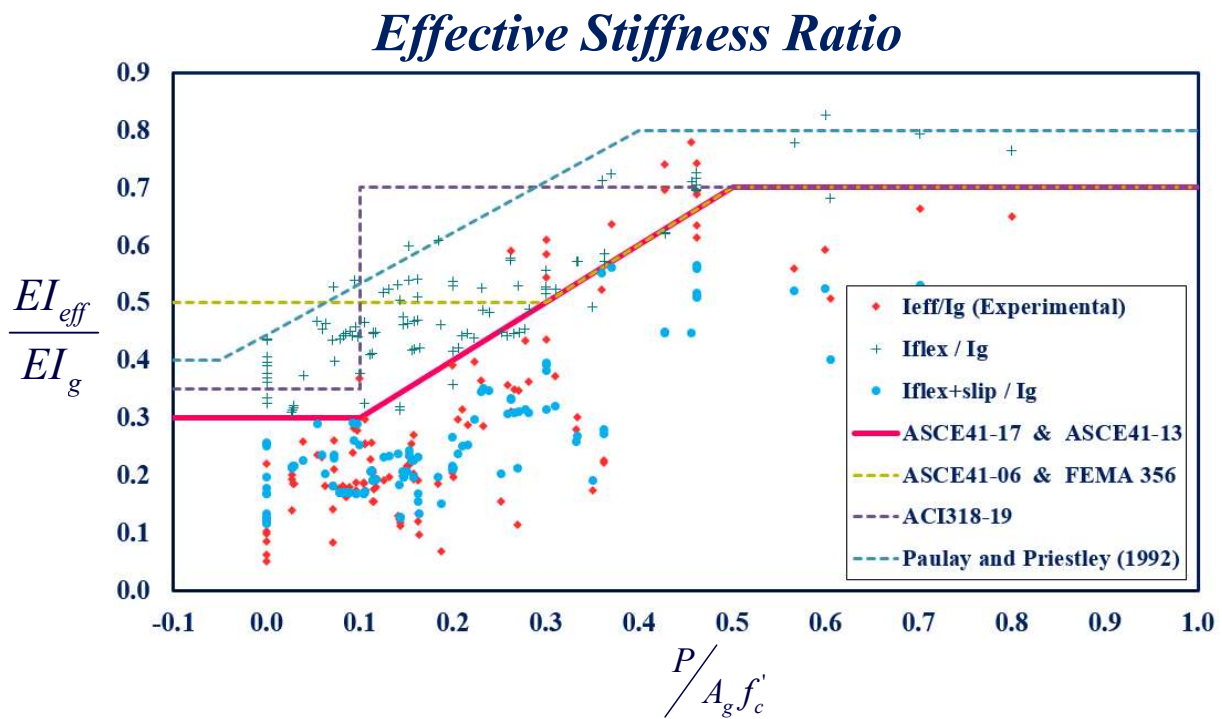
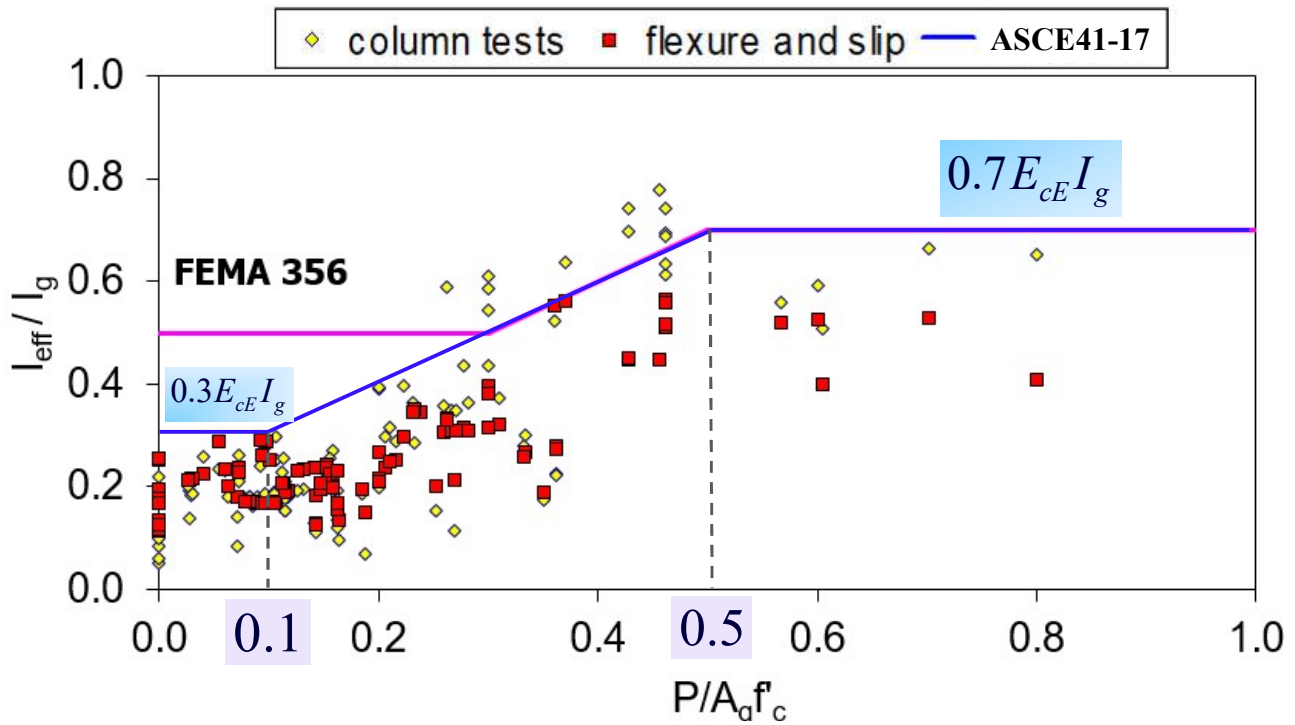
RC Column Stiffness

مطابق با شکل، لغزش آرماتوره‌های طولی ستون باعث به وجود آمدن دورانی مازاد بر دوران‌های خمشی خواهد شد. لذا تغییر شکل جانبی ستون بیشتر خواهد شد. به عبارت بهتر لغزش آرماتوره‌های طولی، باعث کاهش سفتی موثر ستون‌های بتنی می‌شود.



RC Column Stiffness





RC Element Effective Stiffness

ASCE41-17

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_cE I_g$	$0.4E_cEA_w$	—
Beams—prestressed ^a	$E_cE I_g$	$0.4E_cEA_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_gf'_c$ ^b	$0.7E_cE I_g$	$0.4E_cEA_w$	E_cEA_g
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_gf'_c$ or with tension ^b	$0.3E_cE I_g$	$0.4E_cEA_w$	E_cEA_g (compression) E_sEA_s (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		E_cEA_g
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cEA_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cEA_g$	—
Walls—cracked ^c	$0.35E_cEA_g$	$0.4E_cEA_w$	E_cEA_g (compression) E_sEA_s (tension)

^a For T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3.

^b For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity shall be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses shall be used. An imposed axial load N_{UG} is permitted to be used for stiffness evaluations.

^c See Section 10.7.2.2.

Effective Stiffness

ASCE41-13

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Beams—prestressed ^a	E_cI_g	$0.4E_cA_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_gf'_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_gf'_c$ or with tension	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g (compression) E_sA_s (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		E_cA_g
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Walls—cracked ^b	$0.5E_cA_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g (compression) E_sA_s (tension)

^aFor T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

^bSee Section 10.7.2.2.

RC Element Effective Stiffness

ASCE41-06

Table 6-5. Effective Stiffness Values¹

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—Non-prestressed	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Beams—Prestressed	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Columns with Compression Due to Design Gravity Loads $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns with Compression Due to Design Gravity Loads $\leq 0.3A_g f'_c$ or with Tension	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Walls—Uncracked (on inspection)	$0.8E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Walls—Cracked	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Flat Slabs—Non-prestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Flat Slabs—Prestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_c A_g$	—

¹It shall be permitted to take I_g for T-beams as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g shall be based on the effective width as defined in Section 6.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, linear interpolation shall be permitted. Alternatively, the more conservative effective stiffnesses shall be used.

Effective Stiffness

FEMA 356

Chapter 6: Concrete

Table 6-5 Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Beams—prestressed	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Columns with compression due to design gravity loads $\geq 0.5 A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns with compression due to design gravity loads $\leq 0.3 A_g f'_c$ or with tension	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Walls—uncracked (on inspection)	$0.8E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Walls—cracked	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Flat Slabs—nonprestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Flat Slabs—prestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_c A_g$	—

Note: It shall be permitted to take I_g for T-beams as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g shall be based on the effective width as defined in Section 6.4.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, linear interpolation shall be permitted. Alternatively, the more conservative effective stiffnesses shall be used.

Effective Stiffness

جدول (۱-۶): مقادیر سختی‌های مؤثر در روش‌های خطی

نشریه ۳۶۰ - ۱۳۹۲

سختی خمشی ^۲	سختی برشی ^۱	سختی محوری	عضو
$0.3E_c I_g$	GA_w	—	تیر غیرپیش‌تنیده
$E_c I_g$	GA_w	—	تیر پیش‌تنیده
$0.7E_c I_g$	GA_w	$E_c A_g$	ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار نقلی طراحی بزرگ‌تر از $0.5A_g f_c$ ^۳
$0.3E_c I_g$	GA_w	$E_c A_g$ فشار کشش $E_s A_s$	ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار نقلی طراحی کم‌تر از $0.1A_g f_c$ یا بار کششی ^۳
بند (۱-۲-۳-۶)		$E_c A_g$	اتصالات تیر به ستون
$0.8E_c I_g$	GA_w	$E_c A_g$	دیوار بدون ترک (پس از احراز در بازرسی)
$0.5E_c I_g$	GA_w	$E_c A_g$	دیوار با ترک
$0.33E_c I_g$	GA_w	—	دال تخت غیرپیش‌تنیده
$0.5E_c I_g$	GA_w	—	دال تخت پیش‌تنیده

۱- در سختی برشی مقدار G مدول برشی بتن است که در صورت عدم وجود شواهد آزمایشگاهی می‌توان مقدار آن را برابر $E_c/4$ در نظر گرفت.

۲- مقدار I_g برای تیرهای T شکل را می‌توان دو برابر مقدار I_g برای جان آن‌ها در نظر گرفت. محاسبه I_g باید با در نظر گرفتن پهنای مؤثر مطابق بند (۳-۱-۲-۶) انجام شود.

۳- برای ستون‌های با بار محوری مابین حدود داده‌شده در جدول می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده کرد یا مقدار محافظه کارانه تر را اختیار کرد.

Effective Stiffness

جدول (۲-۶): مقادیر سختی‌های مؤثر

نشریه ۳۶۰ - ۱۳۸۵

سختی خمشی	سختی برشی	سختی محوری	عضو
$0.۳۵ E_c I_g$	$0.۴ E_c A_w$	—	تیر غیرپیش‌تنیده
$E_c I_g$	$0.۴ E_c A_w$	—	تیر پیش‌تنیده
$0.۷ E_c I_g$	$0.۴ E_c A_w$	$E_c A_g$	ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار نقلی طراحی بزرگ‌تر از $0.۵ A_g f_c$
$0.۵ E_c I_g$	$0.۴ E_c A_w$	$E_c A_g$	ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار نقلی طراحی کم‌تر از $0.۳ A_g f_c$ یا بار کششی
$0.۷ E_c I_g$	$0.۴ E_c A_w$	$E_c A_g$	دیوار بدون ترک
$0.۳۵ E_c I_g$	$0.۴ E_c A_w$	$E_c A_g$	دیوار با ترک
$0.۳۵ E_c I_g$	$0.۴ E_c A_g$	—	دال تخت غیرپیش‌تنیده
$0.۳۵ E_c I_g$	$0.۴ E_c A_g$	—	دال تخت پیش‌تنیده

توضیح:
می‌توان مقدار I_g برای تیرهای T شکل را دو برابر مقدار I_g برای جان آن‌ها در نظر گرفت. در غیر این صورت محاسبه I_g باید با در نظر گرفتن پهنای مؤثر مطابق بند (۳-۱-۲-۶) انجام شود. در سختی برشی مقدار $0.۴ E_c$ بیان‌گر مدول برشی بتن می‌باشد. برای ستون‌ها با بار محوری مابین حدود داده‌شده در جدول می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده کرد یا مقدار بحرانی‌تر را اختیار کرد.

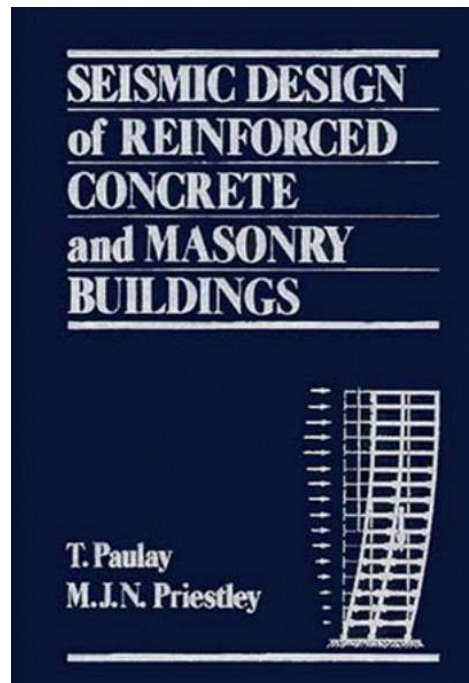
Effective Stiffness

Paulay and Priestley (1992) recommendations

TABLE 4.1 Effective Member Moment of Inertia^a

	Range	Recommended Value
Rectangular beams	$0.30-0.50 I_g$	$0.40 I_g$
T and L beams	$0.25-0.45 I_g$	$0.35 I_g$
Columns, $P > 0.5 f'_c A_g$	$0.70-0.90 I_g$	$0.80 I_g$
Columns, $P = 0.2 f'_c A_g$	$0.50-0.70 I_g$	$0.60 I_g$
Columns, $P = -0.05 f'_c A_g$	$0.30-0.50 I_g$	$0.40 I_g$

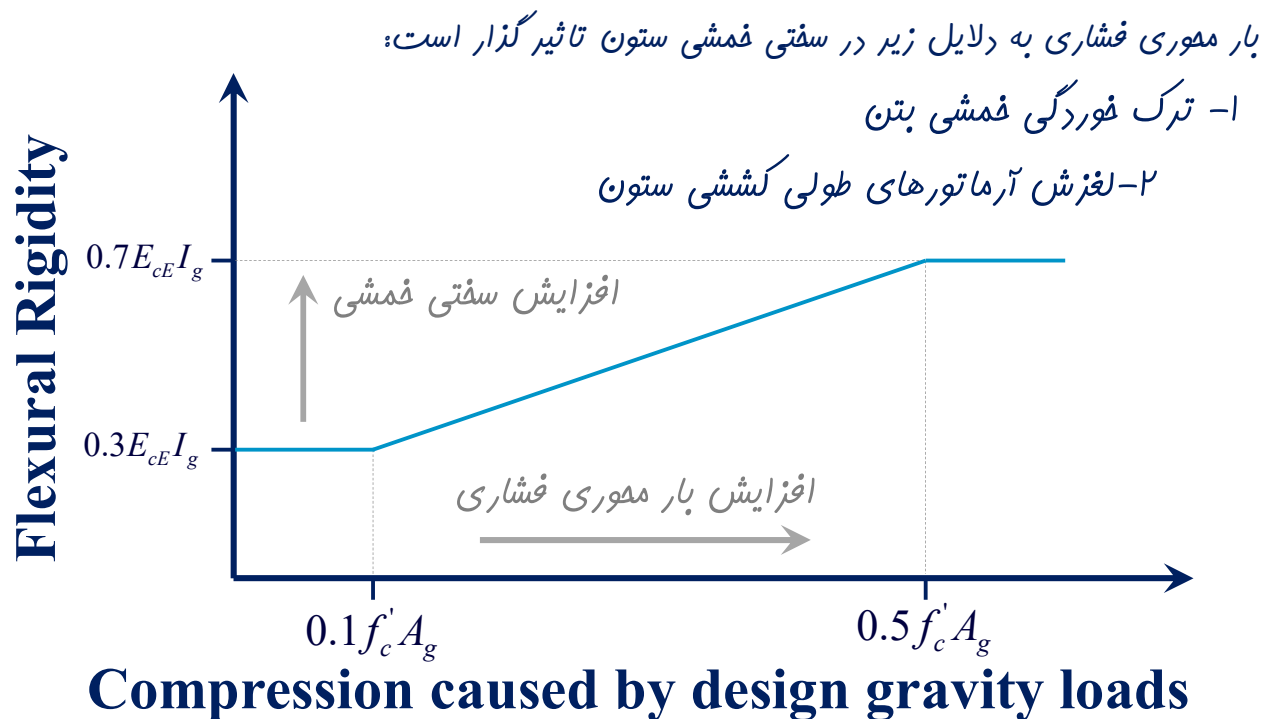
^a A_g = gross area of section; I_g = moment of inertia of gross concrete section about the centroidal axis, neglecting the reinforcement.



سفتی خمشی ستون‌های بتن آرمه، بر اساس استاندارد ASCE41-17 وابسته به مقدار بار محوری می‌باشد. با افزایش بار محوری فشاری مقدار سفتی خمشی افزوده می‌شود (چرا؟).

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c$ or with	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_s A_s$ (tension)



Reinforced Concrete Columns- ASCE41-13

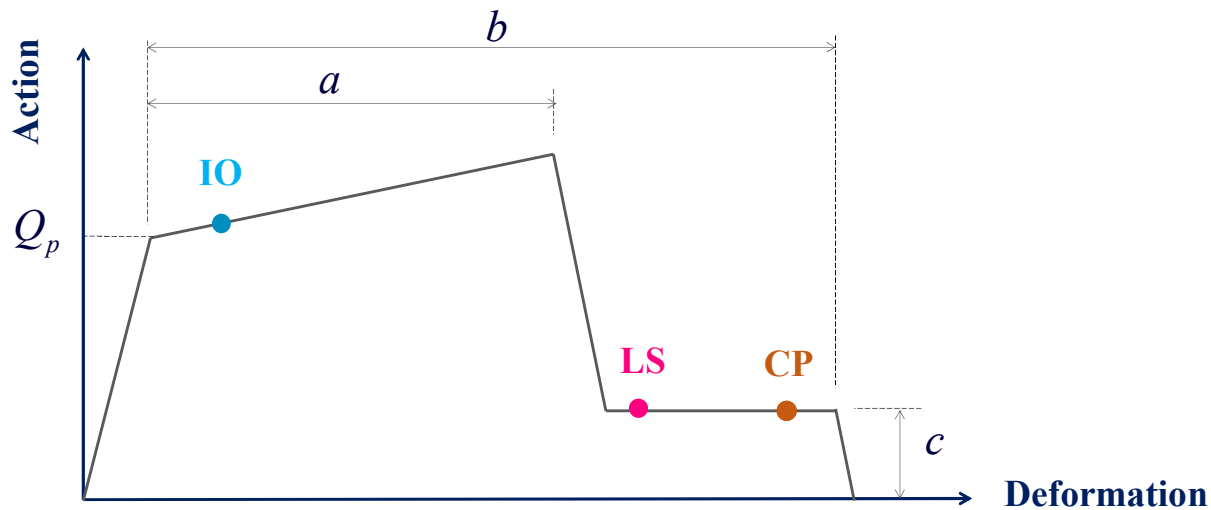
Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions			Modeling Parameters*			Acceptance Criteria*		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		c	IO	LS
Condition i. ^a			پارامترهای مدل سازی			معیارهای پذیرش		
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ^a								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ^a								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

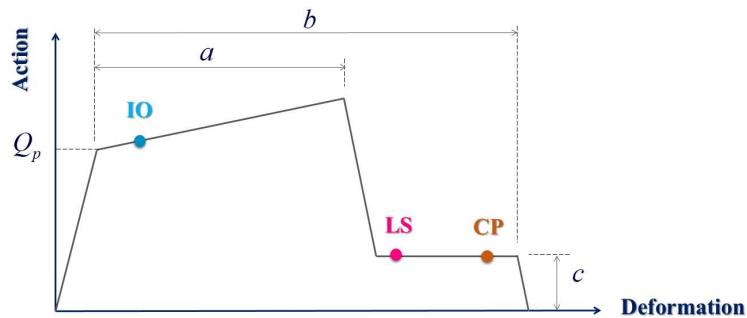
Plastic Hinge -ASCE41-13

روند سیستماتیک اختصاص مفصل پلاستیک بر اساس استاندارد ASCE41-13



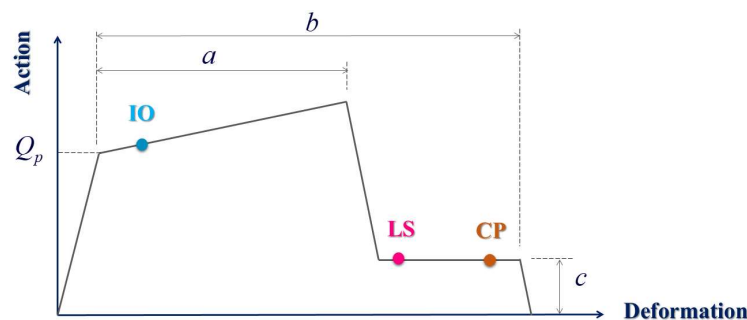
Reinforced Concrete Columns (ASCE41-13)

مطابق با ASCE41-13 مودهای شکست ستون‌های بتنی به صورت زیر می‌باشد.



- مود شکست خمشی
- مود شکست خمشی-برشی
- مود شکست برشی
- ضعف طول‌گیرایی یا طول وصله پوششی آرماتورهای طولی تیر

مطابق با ASCE41-13، یک ستون مشخص می‌تواند همزمان چندین مود شکست داشته باشد. حداکثر چه تعدادی از این مودهای شکست می‌تواند در یک ستون رخ دهد؟



- ۱- حداکثر یک مود شکست
- ۲- حداکثر دو مود شکست
- ۳- حداکثر سه مود شکست
- ۴- تمامی چهار مود شکست می‌تواند همزمان رخ دهد.

Plastic Hinge (ASCE41-13)

روند سیستماتیک اختصاص مفصل پلاستیک بر اساس استاندارد ASCE41-13 مطابق با استاندارد ASCE41-13، در ابتدا بایستی مورد شکست المان سازه‌ای مشخص شده تا در مرحله بعدی رفتار غیرخطی المان ارائه گردد.

۱- تعیین مورد شکست المان
موردهای شکست مورد بررسی در استاندارد ASCE41-13 عبارتند از: خمشی، فمشی-برشی، برشی، طول مهار، طول وصله پوششی

۲- تعیین مقاومت المان در تلاش مورد بررسی
مقاومت المان تحت تلاش مورد نظر وابسته به گام شماره ۱ می‌باشد. مقاومت فمشی، برشی، مهوری و ...

Plastic Hinge (ASCE41-13)

۳- تعیین پارامترهای مدل‌سازی مفصل پلاستیک

ظرفیت تغییرشکل‌های غیرخطی و مقاومت پسماند توسط پارامترهای مدل‌سازی **a**، **b** و **c** شبیه‌سازی می‌شود.

۴- تعیین معیار پذیرش

تغییرشکل مجاز برای اغنای سطح عملکرد مورد تقاضای طرح را معیار پذیرش می‌نامند. این پارامتر توسط کارفرما و شرایط طراحی و ... مشخص می‌گردد.

Plastic Hinge (ASCE41-13)



۱- تعیین مود شکست المان

رفتار غالب خمشی یا برشی در ستون‌ها براساس مقاومت برشی ارائه شده در استاندارد تعیین می‌شود.

$$V_n = kV_o = k \left[\frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \right] \quad \text{ASCE41-13}$$

(MPa units)

$$V_{Col} = k_{nl} V_{Col0} = k_{nl} \left[\alpha_{Col} \left(\frac{A_v f_{yL/E} d}{s} \right) + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_{cL/E}}}{M_{UD}/V_{UD} d} \sqrt{1 + \frac{N_{UG}}{0.5 A_g \sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8 A_g \right] \quad \text{ASCE41-17}$$

(MPa units)

Plastic Hinge (ASCE41-13)

۱- تعیین مود شکست المان

RC Column $V_n = V_c + V_s$

$$V_c = \lambda \left[k \left(\frac{1}{M_{UD}/V_{UD} d} \right) \left(0.5 \sqrt{f'_{cL/E}} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 A_g \sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8 A_g \right]$$

مقاومت برشی بتن وابسته به سه مورد مهم زیر می‌باشد:

۱- مدول کسيفتگی بتن و بارمهوری فشاری روی آن (براساس دایره مور تنش)

۲- ترک خوردگی ناشی از تنش‌های پیوستگی بتن و فولاد و ترک فردگی ناشی از رفتار خمشی

۳- ترک فردگی بیشتر بتن در اثر افزایش شکل‌پذیری

Plastic Hinge (ASCE41-13)

۱- تعیین مور شکست المان

RC Column $V_n = V_c + V_s$

$$V_c = k\lambda \left(\frac{1}{M_{UD}/V_{UD}d} \right) \left(0.5\sqrt{f'_{cL/E}} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5A_g\sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8A_g$$

$$V_s = k \left[\alpha_{Col} \left(\frac{A_v f_{yt} d}{s} \right) \right]$$

$$v_c = \sqrt{r^2 - (r - f_t)^2} = \sqrt{2rf_t - f_t^2} = \sqrt{2(0.5f_n + f_t)f_t - f_t^2} = \sqrt{f_t f_n + 2f_t^2 - f_t^2}$$

$$v_c = f_t \sqrt{1 + \frac{f_n}{f_t}}$$

19.2.3.1 Modulus of rupture, f_r , for concrete shall be calculated by:

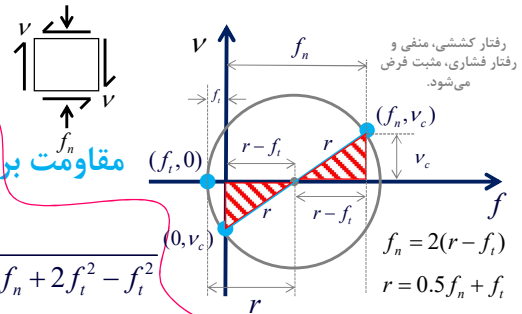
ACI 318-14 $f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c}$ (19.2.3.1)

where the value of λ is in accordance with 19.2.4.

$$f_t = 0.5\sqrt{f'_{cL/E}}$$

$$f_n = \frac{P}{A_g}$$

$$v_c = 0.5\sqrt{f'_{cL/E}} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5A_g\sqrt{f'_{cL/E}}}}$$



Plastic Hinge (ASCE41-13)

۱- تعیین مور شکست المان

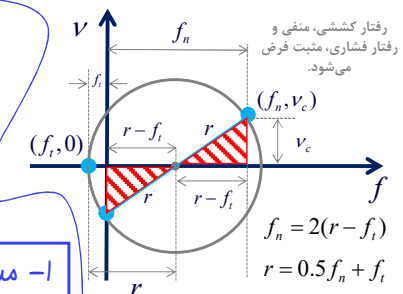
RC Column $V_n = V_c + V_s$

$$V_c = k\lambda \left(\frac{1}{M_{UD}/V_{UD}d} \right) \left(0.5\sqrt{f'_{cL/E}} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5A_g\sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8A_g$$

$$V_s = k \left[\alpha_{Col} \left(\frac{A_v f_{yt} d}{s} \right) \right]$$

مقاومت برشی براساس تنش کششی اصلی

۱- مدول گسیفتگی بتن و بارمهوری فشاری روی آن (براساس دایره مور تنش)



$$v_c = 0.5\sqrt{f'_{cL/E}} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5A_g\sqrt{f'_{cL/E}}}}$$

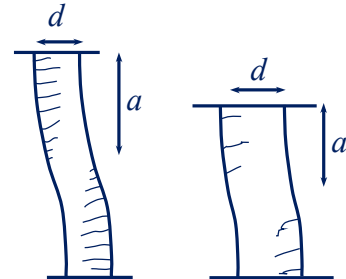
Plastic Hinge (ASCE41-13)

۱- تعیین مود شکست المان

RC Column $V_n = V_c + V_s$

$$V_c = k\lambda \left(\frac{1}{M_{UD}/V_{UD}d} \right) \left(0.5\sqrt{f'_{cL/E}} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5A_g\sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8A_g$$

$$\frac{M_{UD}}{V_{UD}d} = \frac{a}{d}$$



۲- ترک خوردگی ناشی از تنش‌های پیوستگی بتن و فولاد و ترک خوردگی ناشی از رفتار خمشی

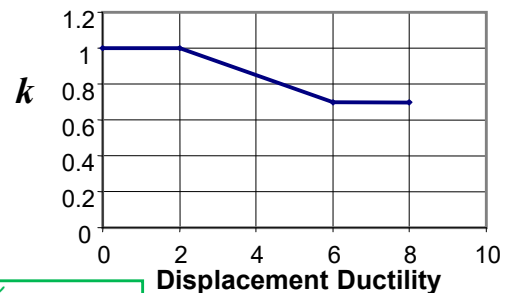
Plastic Hinge (ASCE41-13)

۱- تعیین مود شکست المان

RC Column $V_n = V_c + V_s$

$$V_c = \lambda k \left(\frac{1}{M_{UD}/V_{UD}d} \right) \left(0.5\sqrt{f'_{cL/E}} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5A_g\sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8A_g$$

$$V_s = k \left[\alpha_{Col} \left(\frac{A_v f_{yt} d}{s} \right) \right]$$



۳- خوردگی بیشتر بتن در اثر افزایش شکل پذیری

Plastic Hinge (ASCE41-13)

$$V_n = kV_o = k \left[\frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \right]$$

(MPa units)

in which $k = 1.0$ in regions where displacement ductility demand is less than or equal to 2, 0.7 in regions where displacement ductility is greater than or equal to 6, and varies linearly for displacement ductility between 2 and 6;

$\lambda = 0.75$ for lightweight aggregate concrete and 1.0 for normal-weight aggregate concrete;

N_u is the axial compression force (set to zero for tension force);

N_u Factored axial load normal to cross-section occurring simultaneously with V_n . To be taken as positive for compression, negative for tension, and to include effects of tension caused by creep and shrinkage, Eq. (10-3)

V_n Factored shear force at section, Chapter 10

١- تعیین مود شکست المان

M/Vd is the largest ratio of moment to shear times effective depth under design loadings for the column but shall not be taken greater than 4 or less than 2;

d is the effective depth. It shall be permitted to assume that $d = 0.8h$, where h is the dimension of the column in the direction of shear; and

A_g is the gross cross-sectional area of the column.

Plastic Hinge (ASCE41-13)

$$V_n = kV_o = k \left[\frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \right]$$

(MPa units)

N_u is the axial compression force (set to zero for tension force);

Where axial force is calculated from the linear procedures of Chapter 7, the maximum compressive axial load in Eq. (10-3) shall be taken as equal to the value calculated using Eq. (7-5) considering design gravity load only and the minimum compression axial load calculated using Eq. (7-34). Alternatively, the limit analysis specified in Section 7.5.2.1.2 shall be permitted to determine design axial loads with the linear analysis procedures of Chapter 7. Alternative formulations for column strength that consider effects of reversed cyclic inelastic deformations and that are verified by experimental evidence shall be permitted.

١- تعیین مود شکست المان

$$Q_{UD} = Q_G + Q_E \quad (7-34)$$

where Q_E = Action caused by the response to the selected Seismic Hazard Level calculated using either Section 7.4.1 or Section 7.4.2;

Q_G = Action caused by gravity loads as defined in Section 7.2.2; and

Q_{UD} = Deformation-controlled action caused by gravity loads and earthquake forces.

Plastic Hinge (ASCE41-13)

$$V_n = kV_o = k \left[\frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \right]$$

(MPa units)

N_u is the axial compression force (set to zero for tension force);

For columns satisfying the detailing and proportioning requirements of ACI 318, Chapter 21, the shear strength equations of ACI 318 shall be permitted.

22.5.1.1 Nominal one-way shear strength at a section, V_n , shall be calculated by:

$$V_n = V_c + V_s \quad (22.5.1.1)$$

١- تعیین مورد شکست المان

ACI 318-19 مبحث نوم ١٣٩٩-

Table 22.5.5.1— V_c for nonprestressed members

Criteria	V_c	
$A_c \geq A_{c,min}$	Either of:	$\left[0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g} \right] b_v d$ (a)
		$\left[0.66 \lambda (\rho_v)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g} \right] b_v d$ (b)
$A_c < A_{c,min}$		$\left[0.66 \lambda_c \lambda (\rho_v)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g} \right] b_v d$ (c)

Notes:

1. Axial load, N_u , is positive for compression and negative for tension.
2. V_c shall not be taken less than zero.

Plastic Hinge (ASCE41-13)

$$V_n = kV_o = k \left[\frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \right]$$

(MPa units)

١- تعیین مورد شکست المان

Table 10-11. Transverse Reinforcement Details: Condition to Be Used for Columns in Table 10-8

Shear Capacity Ratio	ACI 318 Conforming Seismic Details with 135-Degree Hooks	Closed Hoops with 90-Degree Hooks	Other (Including Lap-Spliced Transverse Reinforcement)
$V_p/V_o \leq 0.6$	i ^a	ii	ii
$1.0 \geq V_p/V_o > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/V_o > 1.0$	iii	iii	iii

^aTo qualify for condition i, a column should have $A_c/b_c s \geq 0.002$ and $s/d \leq 0.5$ within flexural plastic hinge region. Otherwise, the column is assigned to condition ii.

the column, V_p , defined as the shear demand at flexural yielding of plastic hinges, and the transverse reinforcement detailing, as shown in Table 10-11.

Plastic Hinge (ASCE41-13)

$$V_n = kV_o = k \left[\frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \right]$$

(MPa units)

١- تعیین مود شکست المان

C10.4.2.2.2 Nonlinear Static Procedure The modeling parameters and acceptance criteria specified in Table 10-8 reflect results from research on reinforced concrete columns. Refer to Elwood et al. (2007) for a detailed description of the derivation of this table. This Section and Table 10-11 provide the criteria to determine which condition in Table 10-8 should be used to select the modeling parameters and acceptance criteria. For columns with transverse reinforcement including 135-degree hooks, the specified conditions approximately correspond to the following failure modes:

1. Condition i: Flexure failure;
2. Condition ii: Flexure-shear failure, where yielding in flexure is expected before shear failure; and
3. Condition iii: Shear failure.

Plastic Hinge (ASCE41-13)

١- تعیین مود شکست المان

Table 10-11. Transverse Reinforcement Details: Condition to Be Used for Columns in Table 10-8

Shear Capacity Ratio	ACI 318 Conforming Seismic Details with 135-Degree Hooks	Closed Hoops with 90-Degree Hooks	Other (Including Lap-Spliced Transverse Reinforcement)
$V_p/V_o \leq 0.6$	i ^a	ii	ii
$1.0 \geq V_p/V_o > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/V_o > 1.0$	iii	iii	iii

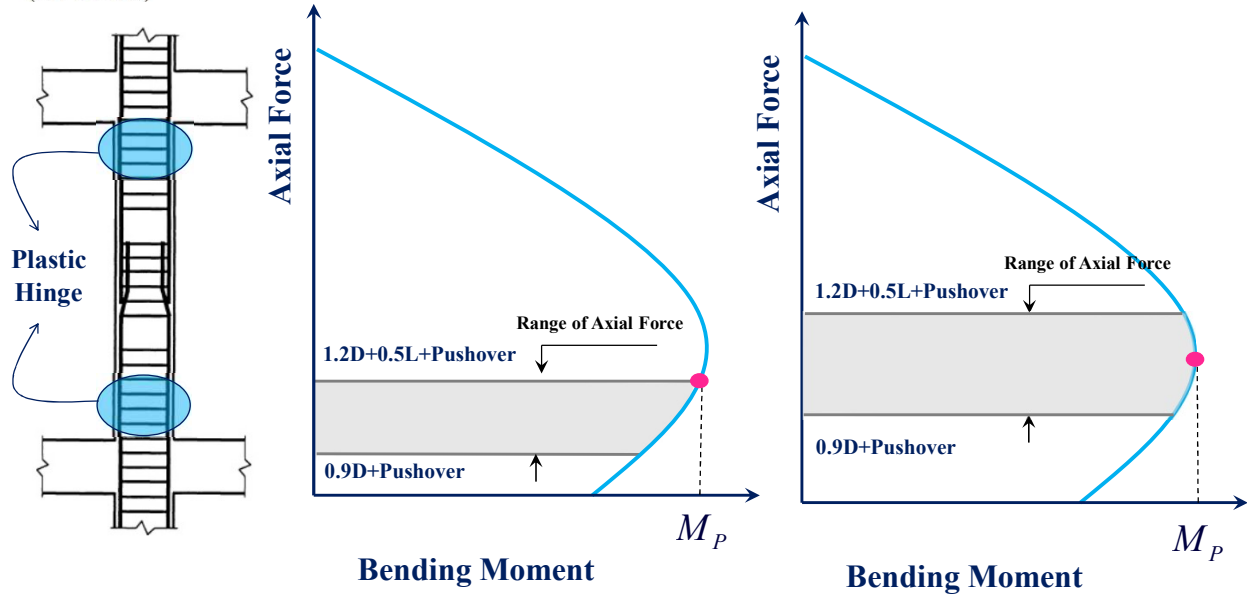
$V_P = ?$

^aTo qualify for condition i, a column should have $A_v/b_w s \geq 0.002$ and $s/d \leq 0.5$ within flexural plastic hinge region. Otherwise, the column is assigned to condition ii.

$$V_n = kV_o = k \left[\frac{A_v f_y d}{s} + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g \right]$$

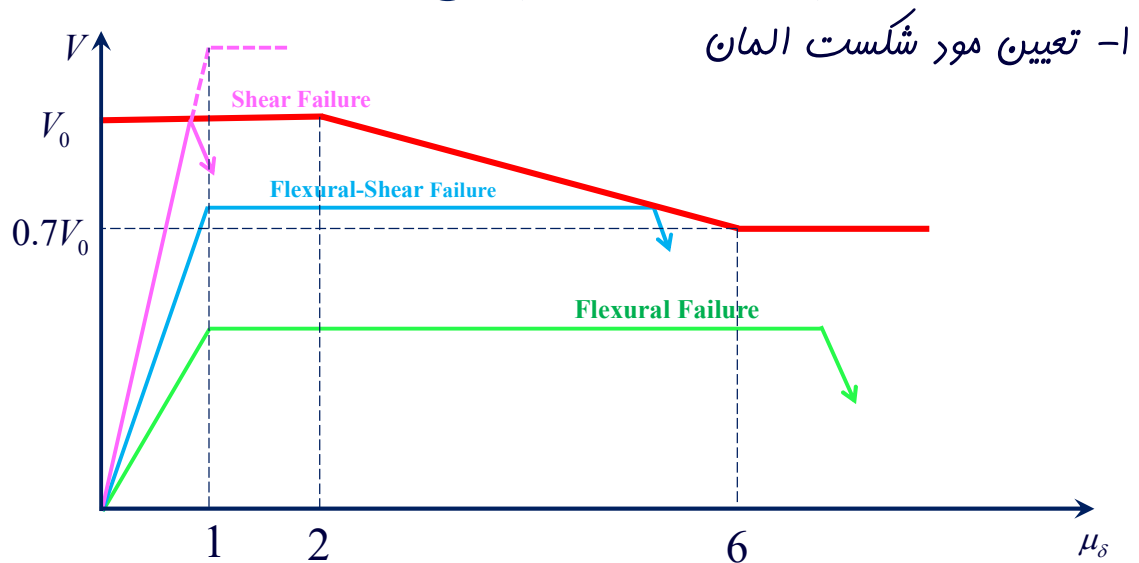
(MPa units)

$$V_P = \text{Max} \left(\frac{M_{Pt} + M_{Pb}}{L} \right)$$

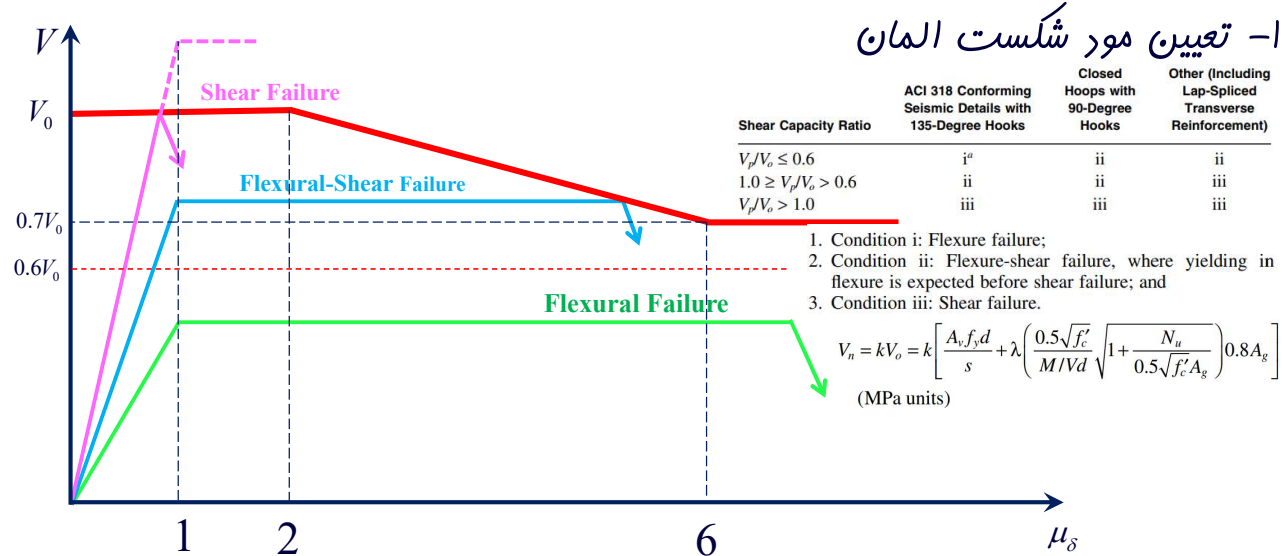


P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

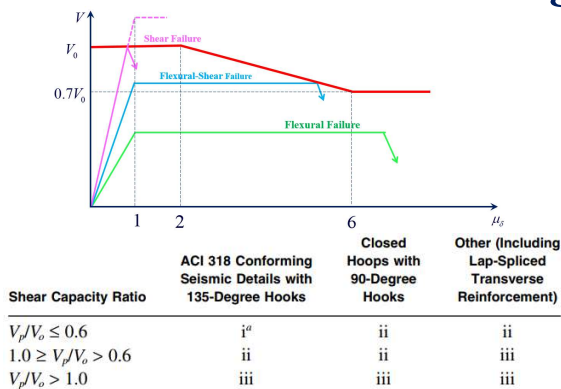
Plastic Hinge (ASCE41-13)



Plastic Hinge (ASCE41-13)

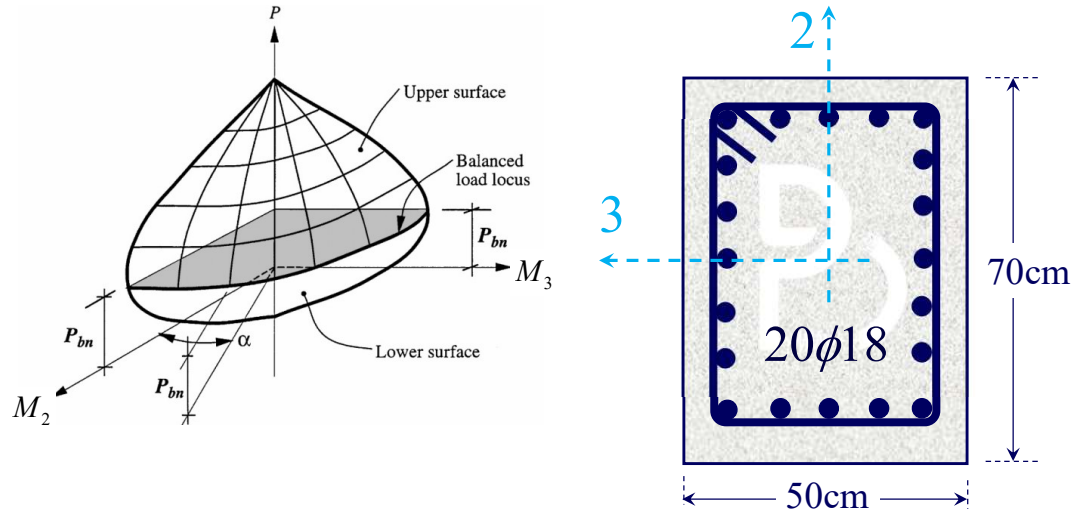


Plastic Hinge (ASCE41-13)



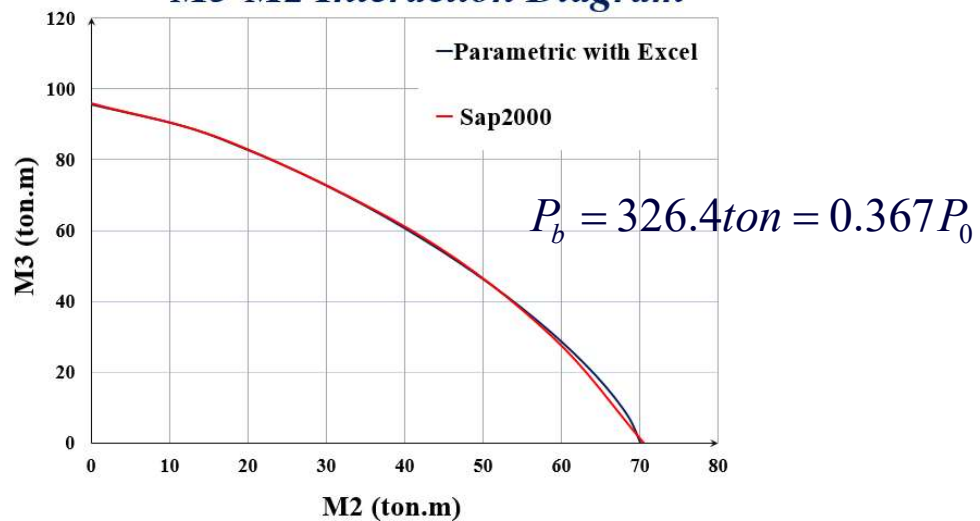
For $V_p/V_o \geq 0.6$, the condition is adjusted from condition i to ii for columns with 90-degree hooks or lap-spliced transverse reinforcement to reflect the observation from experiments that poor transverse reinforcement details can result in decreased deformation capacity. For $1.0 \geq V_p/V_o > 0.6$, the condition is adjusted from condition ii to iii only for lap-spliced transverse reinforcement because the database used to evaluate the parameters for condition ii includes columns with transverse reinforcement that have 90-degree hooks. The classification of columns based on V_p/V_o as described in this Section may conservatively classify some columns with $V_p/V_o \approx 1.0$ as shear failures, although some flexural yielding may occur before shear failure. Likewise, columns with $0.6 < V_p/V_o \leq 0.7$ may in fact experience flexural failures without shear degradation but have been conservatively classified in this Section as flexure-shear failures to ensure that columns are not erroneously classified in a better-performing category. Experimental evidence may be used to determine the expected failure mode and select the appropriate modeling parameters.

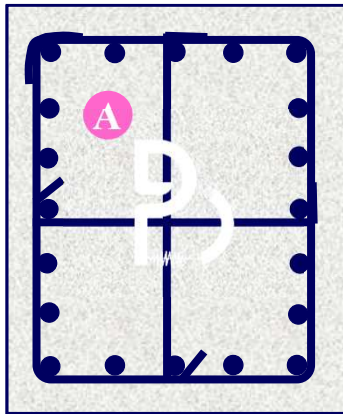
Plastic Hinge in RC Column



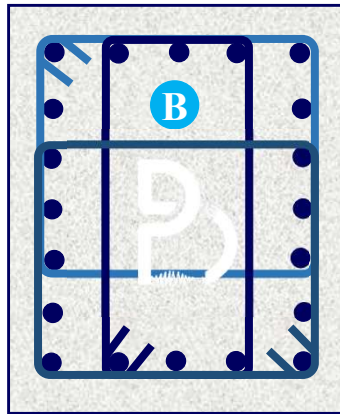
Plastic Hinge in RC Column

M3-M2 Interaction Diagram

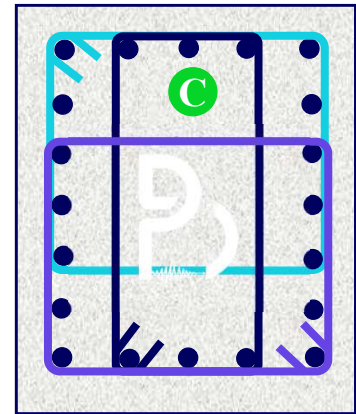



 $\phi 10 @ 125mm$

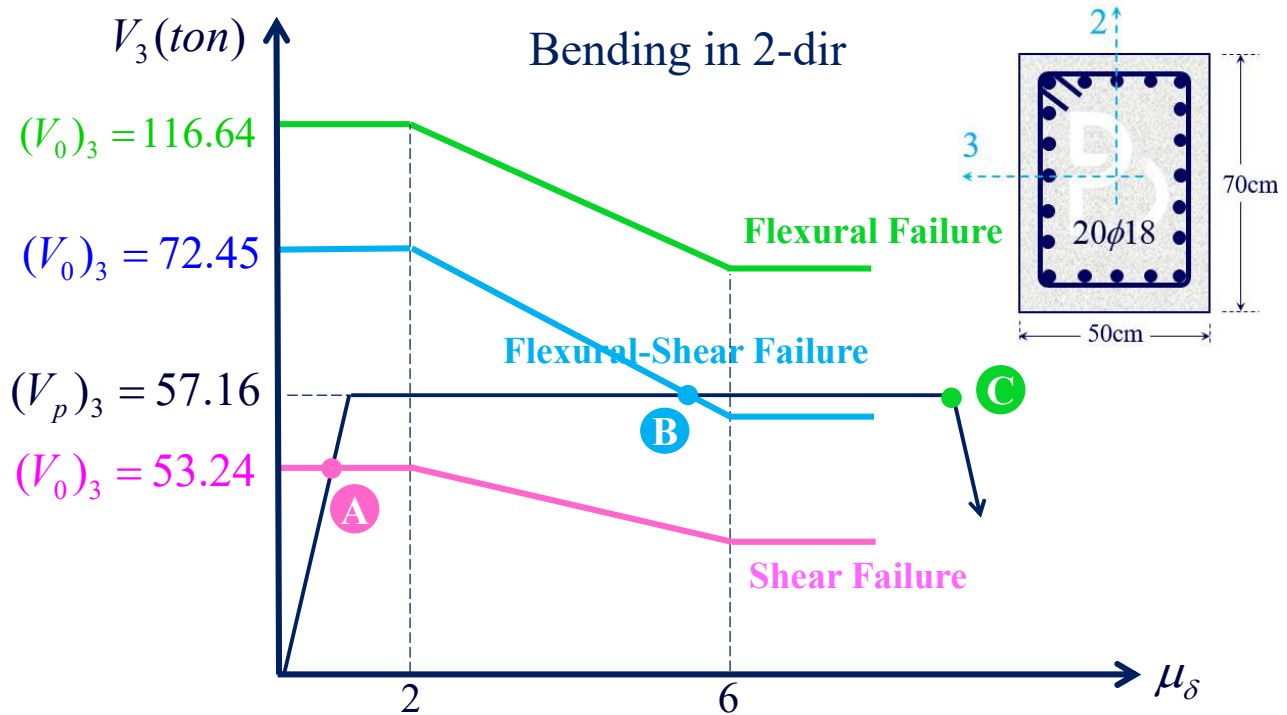
**Closed Hoops with
90-Degree Hooks**


 $\phi 10 @ 100mm$

**ACI 318 Conforming Seismic
Details with 135 Degree Hooks**


 $\phi 12 @ 75mm$

Column		Bending direction	d (mm)	$\frac{A_v}{s}$ (mm)	N_{UG} (ton)	V_s (ton)	V_c (ton)	V_0 (ton)	M_p	V_p	$\frac{V_p}{V_0}$	Condition
A	Top	Bending in 2-dir	441	1.88	107.0	28.82	24.42	53.24	70.15	57.16	1.07	Shear (iii)
		Bending in 3-dir	641	1.88	107.0	41.89	24.42	66.31	95.73	75.21	1.13	Shear (iii)
	Bottom	Bending in 2-dir	441	1.88	107.0	28.82	24.42	53.24	70.15	57.16	1.07	Shear (iii)
		Bending in 3-dir	641	1.88	107.0	41.89	24.42	66.31	95.73	75.21	1.13	Shear (iii)
B	Top	Bending in 2-dir	441	3.14	107.0	48.03	24.42	72.45	70.15	57.16	0.79	Flexural-shear (ii)
		Bending in 3-dir	641	3.14	107.0	69.81	24.42	94.24	95.73	75.21	0.80	Flexural-shear (ii)
	Bottom	Bending in 2-dir	441	3.14	107.0	48.03	24.42	72.45	70.15	57.16	0.79	Flexural-shear (ii)
		Bending in 3-dir	641	3.14	107.0	69.81	24.42	94.24	95.73	75.21	0.80	Flexural-shear (ii)
C	Top	Bending in 2-dir	441	6.03	107.0	92.22	24.42	116.64	70.15	57.16	0.49	Flexural (i)
		Bending in 3-dir	641	6.03	107.0	134.0	24.42	158.47	95.73	75.21	0.47	Flexural (i)
	Bottom	Bending in 2-dir	441	6.03	107.0	92.22	24.42	116.64	70.15	57.16	0.49	Flexural (i)
		Bending in 3-dir	641	6.03	107.0	134.0	24.42	158.47	95.73	75.21	0.47	Flexural (i)

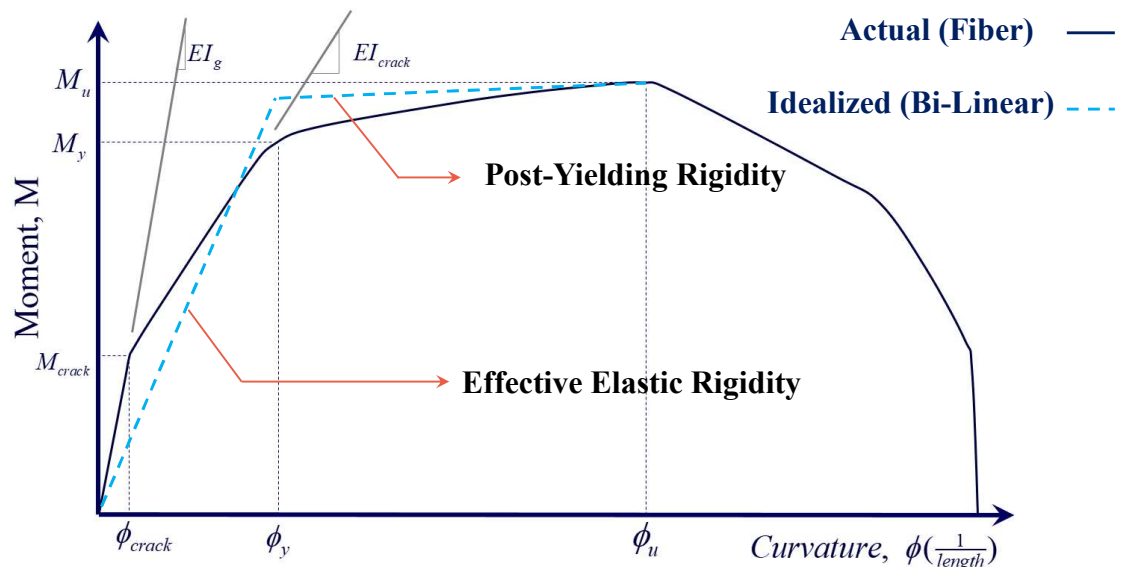
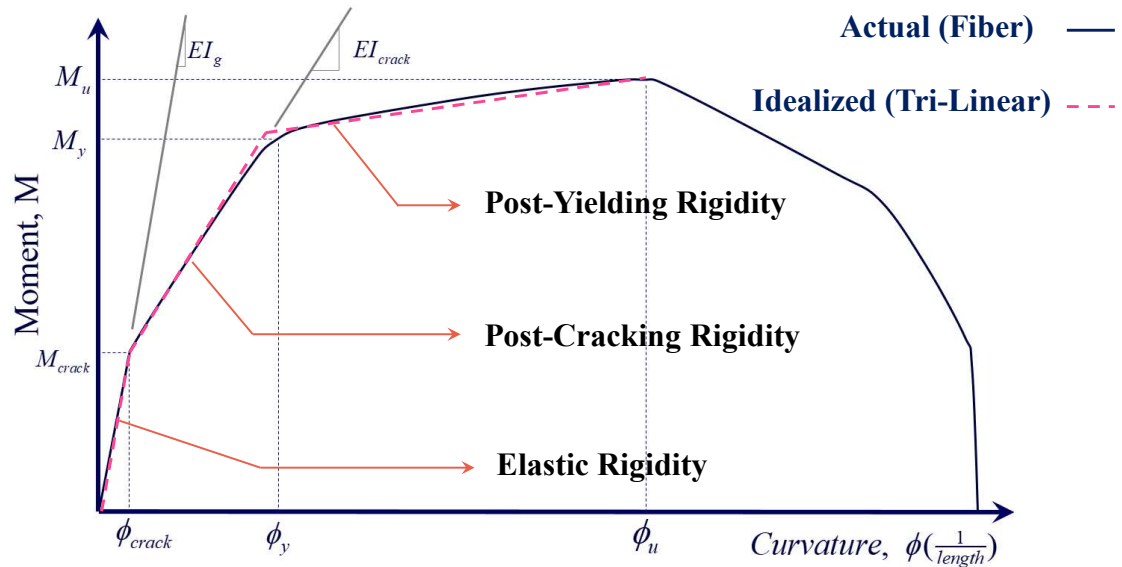


Reinforced Concrete Columns-ASCE41-13

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters*			Acceptance Criteria*					
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)					
	a	b		Performance Level					
				IO	LS	CP			
موردهای شکست									
Condition i.*	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	پارامترهای مدل سازی				معیارهای پذیرش		
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060	
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010	
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034	
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005	
Condition ii.*	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 0.1	≥ 0.006		$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006		$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005		$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005		$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.*	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height*	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Stiffness Properties for Linear and Nonlinear Analysis



ضوابط موجود برای محاسبات سفتی در المان‌های بتن‌آرمه براساس سفتی موثر می‌باشد بنابراین در روش سفتی موثر، مستقل از نوع تحلیل (خطی یا غیرخطی) ضرائب کاهش سفتی بایستی اعمال شود.

Stiffness Properties for Linear and Nonlinear Analysis

- Concrete cracks under own weight of structure
- If concrete is not cracked, then the structure is not reinforced concrete (plain concrete)
- Hence it is important to account for the softening of structures due to cracking
- Correct assessment of effective member stiffness is essential for improved accuracy in establishing the distribution of design forces among members, as well as in computing the period of the structure.

۱- تحلیل فطی بر اساس ضوابط تجویزی استاندارد ۲۸۰۰ و طراحی بر اساس ضوابط مبث
 نوم مقررات ملی (۱۳۹۹) یا طراحی بر اساس **ACI318-19**
 مناسبات سفتی موثر در روش تقریبی و دقیق بر اساس استاندارد ACI318-19 بر اساس روش دو فطی می باشد.

۱-۲- تحلیل غیرفطی به روش **Plastic Hinge**
 پیوست دو۴ استاندارد ۲۸۰۰، نشریه ۳۶۰ و **ASCE41-17**
 مناسبات سفتی موثر بر اساس استاندارد ASCE41-17 بر اساس روش دو فطی می باشد.

۲-۲- تحلیل غیرفطی به روش **Fiber**
 پیوست دو۴ استاندارد ۲۸۰۰، نشریه ۳۶۰ و **ASCE41-17**

روش فایبر به صورت هوشمند توانایی مناسبه ترک فورڈگی بتن را دارد بنابراین در این روش نیازی به اصلاح سفتی به دلیل ترک فورڈگی بتن وجود ندارد. لیکن بایستی لغزش آرماتورهای کششی به نحو مناسبی در مناسبات لحاظ گردد تا کاهش سفتی المان به دلیل لغزش نیز مناسبه شود.

Stiffness Properties for Linear and Nonlinear Analysis

ACI 318-19

Table 6.6.3.1.1(a)—Moments of inertia and cross-sectional areas permitted for elastic analysis at factored load level

Member and condition	Moment of inertia	Cross-sectional area for axial deformations	Cross-sectional area for shear deformations
Columns	$0.70I_g$	$1.0A_g$	$b_v h$
Walls	Uncracked $0.70I_g$		
	Cracked $0.35I_g$		
Beams	$0.35I_g$		
Flat plates and flat slabs	$0.25I_g$		

Table 6.6.3.1.1(b)—Alternative moments of inertia for elastic analysis at factored load

Member	Alternative value of I for elastic analysis		
	Minimum	I	Maximum
Columns and walls	$0.35I_g$	$\left(0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0}\right) I_g$	$0.875I_g$
Beams, flat plates, and flat slabs	$0.25I_g$	$(0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0.5I_g$

Notes: For continuous flexural members, I shall be permitted to be taken as the average of values obtained for the critical positive and negative moment sections. P_u and M_u shall be calculated from the load combination under consideration, or the combination of P_u and M_u that produces the least value of I .

مبحث نهم مقررات ملی ساختمان - ۱۳۹۹

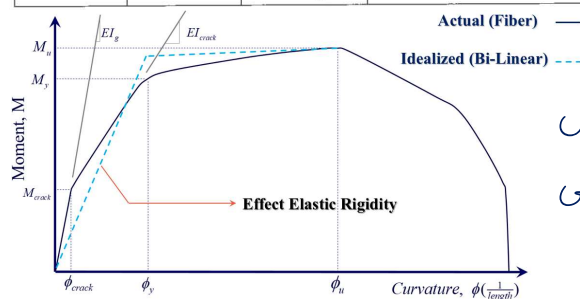
جدول ۹-۶-۲-الف-ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب‌دار

عضو و شرایط آن	ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییر شکل محوری	سطح مقطع برای تغییر شکل برشی
ستون‌ها	$0.7I_g$	$1.0A_g$	$b_v h$
دیوارها	$0.7I_g$		
	$0.35I_g$		
تیرها	$0.35I_g$		
دال‌های تخت و دال‌های قارچی	$0.25I_g$		

جدول ۹-۶-۲-ب-مقادیر دقیق‌تر ممان اینرسی اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب‌دار

عضو	مقادیر ممان اینرسی	
	حداکثر	حداقل
ستونها و دیوارها	$0.875I_g$	$\left(0.8 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0}\right) I_g$
تیرها، دال‌های تخت و دال‌های قارچی	$0.5I_g$	$(0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$

تبصره- در اعضای خمشی ممتد میتوان برای I مقدار متوسط آن را در مقاطع با لنگرهای خمشی مثبت و منفی بحرانی در نظر گرفت. همچنین برای P_u و M_u باید از مقادیر متعلق به ترکیب بار مورد نظر، و یا ترکیبی که حداقل مقدار I را به دست میدهد، استفاده کرد.



مبحث نهم و ACI هر دو براساس تناسبات مقابل سفتی موثر را مناسبه می‌کنند که ضرائب کاهش سفتی بایستی مطابق با ضوابط این آئین‌نامه‌ها لحاظ شود.

Stiffness Properties for Linear and Nonlinear Analysis ASCE 41-17

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_cE_l I_g$	$0.4E_cEA_w$	—
Beams—prestressed ^a	$E_cE_l I_g$	$0.4E_cEA_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c E$ ^b	$0.7E_cE_l I_g$	$0.4E_cEA_w$	E_cEA_g
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c E$ or with tension ^b	$0.3E_cE_l I_g$	$0.4E_cEA_w$	E_cEA_g (compression) E_sEA_s (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1	—	E_cEA_g
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cEA_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cEA_g$	—
Walls—cracked ^c	$0.35E_cEA_g$	$0.4E_cEA_w$	E_cEA_g (compression) E_sEA_s (tension)

^a For T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3.

^b For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity shall be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses shall be used. An imposed axial load N_{UG} is permitted to be used for stiffness evaluations.

^c See Section 10.7.2.2.

ماسبه سفتی موثر المان‌های بتن‌آرمه در تحلیل غیرخطی به روش مفاصل پلاستیک ASCE41-17

10.3.1.2.1 Linear Procedures

بر اساس بند ۱۰-۳-۱-۲-۱ در ASCE41-17 (روند تحلیل فطی) ضرائب کاهش سفتی بایستی مطابق با جدول ۱۰-۵ لحاظ شود.

10.3.1.2.2 Nonlinear Procedures

بر اساس بند ۱۰-۳-۱-۲-۲ در ASCE41-17 (روند تحلیل غیرخطی) ماسبه ضرائب کاهش سفتی به بند ۱۰-۳-۱-۲-۱ (روند تحلیل فطی) ارجاع داده می‌شود. مطابق با روش‌های فطی نیز، ضرائب کاهش سفتی بر اساس جدول ۱۰-۵ لحاظ شود.

Stiffness Properties for Linear and Nonlinear Analysis

نشریه ۳۶۰ - ۱۳۹۲

جدول (۱-۶): مقادیر سختی‌های مؤثر در روش‌های خطی

سختی خمشی ^۲	سختی برشی ^۱	سختی محوری	عضو
$0.3E_c I_g$	GA_w	—	تیر غیرپیش‌تنیده
$E_c I_g$	GA_w	—	تیر پیش‌تنیده
$0.7E_c I_g$	GA_w	$E_c A_g$	ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار ثقلی طراحی بزرگ‌تر از $0.5A_g f_c$ ^۳
$0.3E_c I_g$	GA_w	فشار $E_c A_g$ کشش $E_c A_g$	ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار ثقلی طراحی کم‌تر از $0.14A_g f_c$ یا بار کششی ^۳
بند (۱-۲-۲-۱)-۳-۶		$E_c A_g$	اتصالات تیر به ستون
$0.8E_c I_g$	GA_w	$E_c A_g$	دیوار بدون ترک (پس از احراز در بازرسی)
$0.5E_c I_g$	GA_w	$E_c A_g$	دیوار با ترک
$0.33E_c I_g$	GA_w	—	دال تخت غیرپیش‌تنیده
$0.5E_c I_g$	GA_w	—	دال تخت پیش‌تنیده

۱- در سختی برشی مقدار G مدول برشی بتن است که در صورت عدم وجود شواهد آزمایشگاهی می‌توان مقدار آن را برابر $E_c/4$ در نظر گرفت.

۲- مقدار I_g برای تیرهای T شکل را می‌توان دو برابر مقدار I_g برای جان آن‌ها در نظر گرفت. محاسبه I_g باید با در نظر گرفتن پهنای مؤثر مطابق بند (۳-۱-۲-۶) انجام شود.

۳- برای ستون‌های با بار محوری مابین حدود داده‌شده در جدول می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده کرد یا مقدار محافظه کارانه تر را اختیار کرد.

ماسبه سفتی مؤثر المان‌های بتن‌آرمه در تحلیل غیرخطی به روش مفاصل پلاستیک نشریه ۳۶۰

۱-۲-۱-۲-۶-۲-۲-۱-۲-۶ روش‌های غیرخطی

بر اساس بند ۱-۲-۱-۲-۶-۲-۲-۱-۲-۶ در نشریه ۳۶۰ (روند تحلیل غیرخطی) مناسبه ضرائب کاهش سفتی به بند ۱-۲-۱-۲-۶-۱-۲-۱-۲-۶ (روند تحلیل خطی) ارجاع داده می‌شود. مطابق با روش‌های خطی نیز، ضرائب کاهش سفتی بر اساس جدول ۱-۶ لحاظ شود.

۱-۲-۱-۲-۶-۱-۲-۱-۲-۶ روش‌های خطی

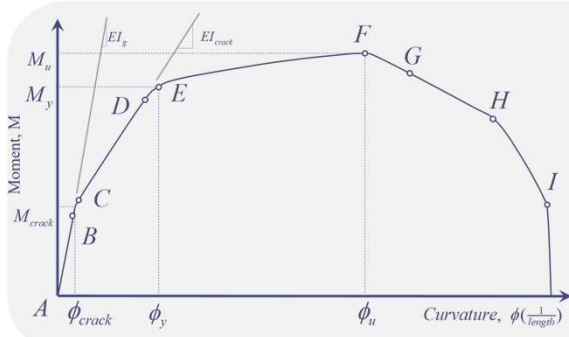
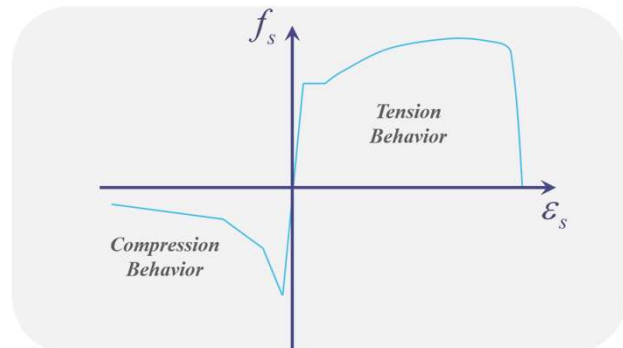
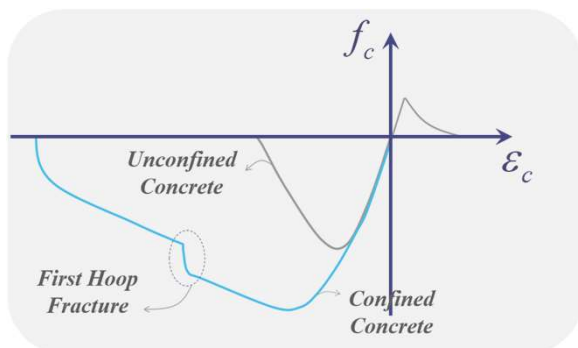
بر اساس بند ۱-۲-۱-۲-۶-۱-۲-۱-۲-۶ در نشریه ۳۶۰ (روند تحلیل خطی) ضرائب کاهش سفتی بایستی مطابق با جدول ۱-۶ لحاظ شود.

Stiffness Properties for Linear and Nonlinear Analysis

تحلیل غیرخطی به روش فایبر بر اساس مشخصات تنش- کرنش مصالح مناسبه می شود در این روش اصلاح سختی مقاطع توسط نرم افزار انجام می شود بنابراین نیازی از ضرائب کاهش سختی استفاده شود.

در روش فایبر، مناسبات تغییر شکل های خطی بر اساس رفتار خطی تنش کرنش مصالح مناسبه می شود. بنابراین مشخصات ارتجاعی المان Frame در طول مفصل پلاستیک فایبر، توسط نرم افزار نادیده گرفته خواهد شد.

در روش مفصل پلاستیک، رفتار خطی از روی مشخصات مکانیکی المان Frame مناسبه شده و در روش فایبر رفتار خطی بر اساس مشخصات تنش کرنشی مصالح مناسبه می شود.



بر اساس منفی تنش کرنش بتن و آرماتورهای طولی که در تصاویر بالا نشان داده شده است، منفی ممان- انحنای روبه رو ترسیم می شود. در نتیجه شبیه سازی سه خطی مطابق با شکل روبه رو میسر خواهد شد. در این روش رفتار خطی المان از دو بخش الاستیک و الاستوپلاستیک تشکیل می شود.

سفتی المان‌های بتن‌آرمه در تحلیل‌های فنی و غیرفنی

۱-۲-۱-۲-۶- روش‌های خطی

در روش‌های تحلیل خطی (مطابق روش‌های فصل ۳)، سختی مؤثر یک قطعه در هر تلاش برابر با سختی وتری نقطه تسلیم آن جز در نظر گرفته می‌شود. سختی وتری شیب خطی است که در منحنی نیرو - تغییر مکان، مبدأ را به نقطه تسلیم وصل می‌نماید. در مواردی که نتوان سختی را با این روش تعیین کرد می‌توان مقادیر جدول (۱-۶) را در محاسبات به کار برد.

جدول (۱-۶) مقادیر سختی‌های مؤثر در روش‌های خطی

عقبو	سختی محوری	سختی پرسی ^۱	سختی خمشی ^۲
تیر غیرپیش‌تنیده	—	$G A_w$	$0.3E_c I_g$
تیر پیش‌تنیده	—	$G A_w$	$E_c I_g$
ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار تقبی طراحی بزرگ‌تر از $0.5A_g f_c$	$E_c A_g$	$G A_w$	$0.7E_c I_g$
ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار تقبی طراحی کمتر از $0.1A_g f_c$ یا بار کششی ^۳	فشار $E_c A_g$ کشش $E_c A_g$	$G A_w$	$0.3E_c I_g$
اتصالات تیر به ستون	$E_c A_g$	بند (۱-۲-۱-۳-۶)	—
دیوار بدون ترک (پس از احراز در بازرسی)	$E_c A_g$	$G A_w$	$0.8E_c I_g$
دیوار با ترک	$E_c A_g$	$G A_w$	$0.5E_c I_g$
دال تخت غیرپیش‌تنیده	—	$G A_w$	$0.33E_c I_g$
دال تخت پیش‌تنیده	—	$G A_w$	$0.5E_c I_g$

۱- در سختی پرسی مقدار G مدول برشی بتن است که در صورت عدم وجود شواهد آزمایشگاهی می‌توان مقدار آن را برابر $E_c/4$ در نظر گرفت.

۲- مقدار I_g برای تیرهای T شکل را می‌توان در برابر مقدار I_g برای جان آن‌ها در نظر گرفت. محاسبه I_g باید با در نظر گرفتن پهنای مؤثر مطابق بند (۳-۱-۲-۶) انجام شود.

۳- برای ستون‌های با بار محوری مابین حدود داده‌شده در جدول می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده کرد یا مقدار محافظه کارانه تر را اختیار کرد.

بر اساس بند ۱-۲-۱-۲-۶ در نشریه ۳۶۰
(روند تحلیل فنی) ضرائب کاهش سفتی
بایستی مطابق با جدول ۱-۶ لحاظ شود.

سفتی المان‌های بتن‌آرمه در تحلیل‌های فنی و غیرفنی

۱-۲-۱-۲-۶- روش‌های غیرخطی

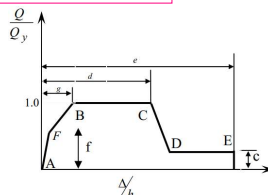
در روش‌های تحلیل غیرخطی (مطابق روش‌های فصل ۳) باید پاسخ بار - تغییر شکل قطعه به صورت روابط غیرخطی ملحوظ شوند، اگر پاسخ قطعه وارد حوزه غیرخطی نشود، استفاده از روابط خطی مجاز است. روابط نیرو - تغییر شکل غیرخطی باید مطابق مقادیر ارائه شده در بخش‌های (۳-۶) و (۴-۶) و یا بر پایه‌ی مدارک آزمایشگاهی معتبر تعیین شوند. برای روش استاتیکی غیرخطی، می‌توان از رابطه‌ی کلی نیرو - تغییر شکل که در شکل (۱-۶) نشان داده شده است یا منحنی‌های دیگری که رفتار را تحت افزایش یکنوازی تغییر شکل نشان می‌دهند، استفاده کرد. برای روش دینامیکی غیرخطی، روابط نیرو - تغییر شکل باید رفتار را تحت افزایش یکنوازی تغییر شکل و همچنین تحت چندین چرخه‌ی تغییر شکل مطابق بند (۲-۲-۶) نشان دهند.

۳-۶- سیستم‌های سازه‌ای

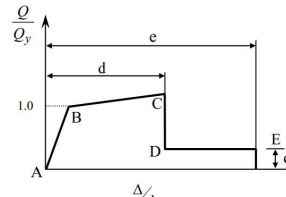
در دو بخش (۳-۶) و (۴-۶) ضوابط مربوط به مدل‌سازی و ارزیابی و بهسازی سیستم‌های سازه‌ای بتنی و اجزای سازه‌ای بتنی ازایه می‌شوند. سیستم‌های سازه‌ای که موضوع بخش حاضر می‌باشند به چهار دسته کلی قاب‌های خمشی بتنی، قاب‌های بتنی پیش‌ساخته، قاب‌های بتنی یا میان‌قاب و قاب‌های بتنی مهاربندی شده تقسیم شده‌اند که در بندهای (۱-۳-۶) تا (۴-۳-۶) ضوابط هر سیستم مشخص شده است. ضوابط ویژه دیافراگم‌های بتنی در فصل هشتم این دستورالعمل آمده است.

۴-۶- اجزای سازه‌ای بتنی

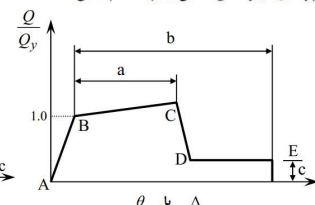
اجزای سازه‌ای بتنی شامل دیوارهای برشی، دیافراگم‌ها و بی‌ها بتنی در این قسمت بررسی می‌شوند. در بند (۱-۴-۶) دیوارهای برشی بتنی و در بند (۲-۴-۶) دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته بررسی خواهند شد. ضوابط مربوط به سازه بی‌های بتنی نیز در بند (۳-۴-۶) ارائه شده است. ضوابط مربوط به دیافراگم‌ها در دو قسمت دیافراگم‌های بتنی درجا و دیافراگم‌های بتنی پیش‌ساخته در فصل ۸ ارائه شده است.



الف) تغییر شکل



ب) نسبت تغییر شکل



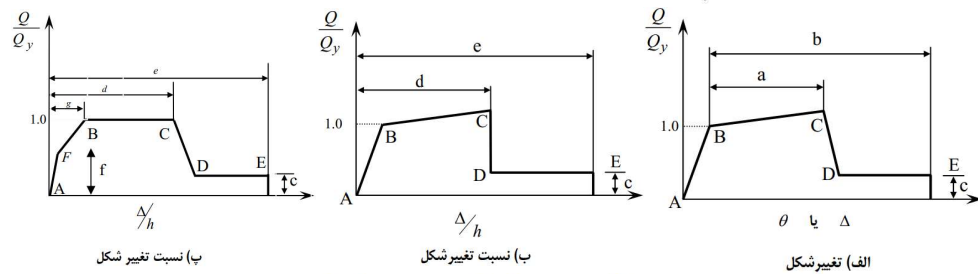
ب) نسبت تغییر شکل

شکل (۱-۶): رابطه‌ی عمومی بار - تغییر شکل کلی برای قطعات بتنی

در دیاگرام یکنوای بار - تغییر شکل در شکل (۱-۶)، خط AB نمایشگر رفتار خطی عضو در مرحله نخست بارگذاری است که از نقطه A شروع شده و تا نقطه B، نقطه تسلیم مؤثر عضو، گسترش می‌یابد. شیب خط AB براساس ضابطه بند (۱-۲-۶-۱) تعیین می‌گردد. خط BC نمایشگر رفتار عضو با سختی کاهش یافته بعد از نقطه تسلیم است که شیب آن را، در صورت عدم وجود نتایج تحلیلی یا شواهد آزمایشگاهی و با صرف‌نظر کردن از اثرات بارهای ثقلی می‌توان بین صفر تا ده درصد شیب AB در نظر گرفت. خط CD نمایشگر کاهش ناگهانی مقاومت در برابر بار است و DE نمایشگر ادامه تغییر شکل‌ها، با این مقاومت کاهش یافته است.

در مواردی که معلوم باشد مقدار پاسخ از نقطه‌ی C نخواهد گذشت، به جای مراحل A تا E می‌توان از مراحل خلاصه شده A تا C استفاده نمود.

مقادیر پارامترهای نشان داده شده در این شکل بستگی به مشخصات سازه‌ای قطعه دارد و جزئیات آن‌ها در بخش‌های (۳-۶) تا (۴-۶) آورده شده‌اند. استفاده از سایر روابط نیرو- تغییر شکل نیز مجاز است اگر توسط شواهد آزمایشگاهی یا تحلیلی معتبر تأیید شوند.



شکل (۱-۶): رابطه‌ی عمومی بار- تغییر شکل کلی برای قطعات بتنی

در دیاگرام یکنوای بار - تغییر شکل در شکل (۱-۶)، خط AB نمایشگر رفتار خطی عضو در مرحله نخست بارگذاری است که از نقطه A شروع شده و تا نقطه B، نقطه تسلیم مؤثر عضو، گسترش می‌یابد. شیب خط AB براساس ضابطه بند (۱-۲-۶-۱) تعیین می‌گردد. خط BC نمایشگر رفتار عضو با سختی کاهش یافته بعد از نقطه تسلیم است که شیب آن را، در صورت عدم وجود نتایج تحلیلی یا شواهد آزمایشگاهی و با صرف‌نظر کردن از اثرات بارهای ثقلی می‌توان بین صفر تا ده درصد شیب AB در نظر گرفت.

۱-۲-۶-۱-۲-۶ روش‌های خطی

در روش‌های تحلیل خطی (مطابق روش‌های فصل ۳)، سختی مؤثر یک قطعه در هر تلاش برابر با سختی وتری نقطه تسلیم آن جز در نظر گرفته می‌شود. سختی وتری شیب خطی است که در منحنی نیرو - تغییر مکان، مبدا را به نقطه تسلیم وصل می‌نماید.

در مواردی که نتوان سختی را با این روش تعیین کرد می‌توان مقادیر جدول (۱-۶) را در محاسبات به کار برد.

سفتی المان‌های بتن‌آرمه در تحلیل‌های فطی و غیرفطی

جدول (۱-۶): مقادیر سختی‌های مؤثر در روش‌های خطی

عضو	سختی محوری	سختی برشی ^۱	سختی خمشی ^۲
تیر غیرپیش‌تنیده	—	GA_w	$0.3E_c I_g$
تیر پیش‌تنیده	—	GA_w	$E_c I_g$
ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار ثقلی طراحی بزرگ‌تر از $0.5A_g f_c$	$E_c A_g$	GA_w	$0.7E_c I_g$
ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار ثقلی طراحی کم‌تر از $0.14A_g f_c$ یا بار کششی ^۳	$E_c A_g$ فشار $E_s A_s$ کشش	GA_w	$0.3E_c I_g$
اتصالات تیر به ستون	$E_c A_g$	بند (۱-۲-۲-۱-۳-۶)	
دیوار بدون ترک (پس از احراز در بازرسی)	$E_c A_g$	GA_w	$0.8E_c I_g$
دیوار با ترک	$E_c A_g$	GA_w	$0.5E_c I_g$
دال تخت غیرپیش‌تنیده	—	GA_w	$0.33E_c I_g$
دال تخت پیش‌تنیده	—	GA_w	$0.5E_c I_g$

۱- در سختی برشی مقدار G مدول برشی بتن است که در صورت عدم وجود شواهد آزمایشگاهی می‌توان مقدار آن را برابر $E_c/4$ در نظر گرفت.

۲- مقدار I_g برای تیرهای T شکل را می‌توان دو برابر مقدار I_g برای جان آن‌ها در نظر گرفت. محاسبه I_g باید با در نظر گرفتن بهنای مؤثر مطابق بند (۳-۱-۲-۶) انجام شود.

۳- برای ستون‌های با بار محوری مابین حدود داده‌شده در جدول می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده کرد یا مقدار محافظه کارانه تر را اختیار کرد.

ماسبه سفتی مؤثر المان‌های بتن‌آرمه در تحلیل غیرفطی به روش مفاصل پلاستیک نشریه ۳۶۰

۲-۲-۱-۲-۶-۶ روش‌های غیرخطی

بر اساس بند ۲-۲-۱-۲-۶-۶ در نشریه ۳۶۰ (روند تحلیل غیرفطی) مناسبه ضرائب کاهش سفتی به بند ۲-۲-۱-۲-۶-۶ (روند تحلیل فطی) ارجاع داده می‌شود. مطابق با روش‌های فطی نیز، ضرائب کاهش سفتی بر اساس جدول ۱-۶ لفاظ شود.

۲-۲-۱-۲-۶-۱ روش‌های خطی

بر اساس بند ۲-۲-۱-۲-۶-۱ در نشریه ۳۶۰ (روند تحلیل فطی) ضرائب کاهش سفتی بایستی مطابق با جدول ۱-۶ لفاظ شود.

جدول (۶-۱): مقادیر سختی‌های مؤثر در روش‌های خطی

سختی خمشی ^۲	سختی برشی ^۱	سختی محوری	عضو
$0.3E_c I_g$	GA_w	—	تیر غیرپیش‌تنیده
$E_c I_g$	GA_w	—	تیر پیش‌تنیده
$0.7E_c I_g$	GA_w	$E_c A_g$	ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار ثقلی طراحی بزرگ‌تر از $0.5A_g f_c$ ^۳
$0.3E_c I_g$	GA_w	$E_c A_g$ فشار $E_s A_s$ کشش	ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار ثقلی طراحی کم‌تر از $0.1A_g f_c$ یا بار کششی ^۳
بند (۱-۲-۳-۴-۶)		$E_c A_g$	اتصالات تیر به ستون
$0.8E_c I_g$	GA_w	$E_c A_g$	دیوار بدون ترک (پس از احراز در بازرسی)
$0.5E_c I_g$	GA_w	$E_c A_g$	دیوار با ترک
$0.33E_c I_g$	GA_w	—	دال تخت غیرپیش‌تنیده
$0.5E_c I_g$	GA_w	—	دال تخت پیش‌تنیده

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

سفتی المان‌های بتن‌آرمه در تحلیل‌های فنی و غیرفنی

10.3 GENERAL ASSUMPTIONS AND REQUIREMENTS

10.3.1 Modeling and Design

10.3.1.2 Stiffness. Component stiffnesses shall be calculated considering shear, flexure, axial behavior, and reinforcement slip deformations. Stress state of the component, cracking extent caused by volumetric changes from temperature and shrinkage, and deformation levels under gravity loads and seismic forces shall be considered. Gravity-load effects considered for effective stiffnesses of components shall be determined using Eq. (7-3).

10.3.1.2.1 Linear Procedures. Where design actions are determined using the linear procedures of Chapter 7, component effective stiffnesses shall correspond to the secant value to the yield point of the component. Alternate stiffnesses shall be permitted where it is demonstrated by analysis to be appropriate for the design loading. Alternatively, effective stiffness values in **Table 10-5** shall be permitted.

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Beams—prestressed ^a	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f_c$ ^b	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f_c$ or with tension ^c	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_s A_s$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.1	—	$E_c A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Walls—cracked ^d	$0.35E_c A_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_s A_s$ (tension)

^a For T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3.
^b For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity shall be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses shall be used. An imposed axial load N_{UG} is permitted to be used for stiffness evaluations.
^c See Section 10.7.2.2.

بر اساس بند ۱۰-۳-۱-۲-۱ در ASCE41-17 (روند تحلیل فنی) ضرایب کاهش سفتی بایستی مطابق با جدول ۱۰-۵ لحاظ شود.

سفتی المان‌های بتن‌آرمه در تحلیل‌های خطی و غیرخطی

10.3 GENERAL ASSUMPTIONS AND REQUIREMENTS

10.3.1 Modeling and Design

10.3.1.2.2 Nonlinear Procedures. Where design actions are determined using the nonlinear procedures of Chapter 7, component load–deformation response shall be represented by nonlinear load–deformation relations. Linear relations shall be permitted where nonlinear response does not occur in the component. The nonlinear load–deformation relation shall be based on experimental evidence or taken from quantities specified in Sections 10.4 through 10.12. For the nonlinear static procedure (NSP), the generalized load–deformation relation shown in Fig. 10-1 or other curves defining behavior under monotonically increasing deformation shall be permitted. For the nonlinear dynamic procedure (NDP), load–deformation relations shall define behavior under monotonically increasing lateral deformation and under multiple reversed deformation cycles as specified in Section 10.3.2.1.

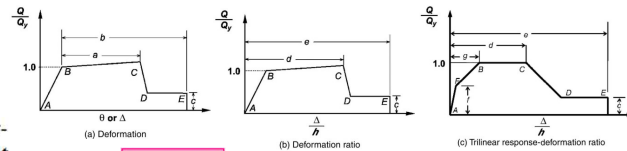


Figure 10-1. Generalized Force–Deformation Relation for Concrete Elements or Components

سفتی المان‌های بتن‌آرمه در تحلیل‌های خطی و غیرخطی

10.3 GENERAL ASSUMPTIONS AND REQUIREMENTS

10.3.1 Modeling and Design

10.3.1.2.2 Nonlinear Procedures

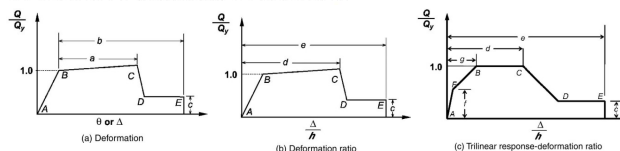


Figure 10-1. Generalized Force–Deformation Relation for Concrete Elements or Components

10.3.1.2.2 Nonlinear Procedures

The generalized load–deformation relation shown in Fig. 10-1 shall be described by linear response from A (unloaded component) to an effective yield B, then a linear response at reduced stiffness from point B to C, then sudden reduction in seismic force resistance to point D, then response at reduced resistance to E, and final loss of resistance thereafter. The slope from point A to B shall be determined according to Section 10.3.1.2.1. The slope from point B to C, ignoring effects of gravity loads acting through lateral displacements, shall be taken as between zero and 10% of the initial slope, unless an alternate slope is justified by experiment or analysis. Point C shall have an ordinate equal to the strength of the component and an abscissa equal to the deformation at which significant strength degradation begins. Representation of the load–deformation relation by points A, B, and C only (rather than all points A–E) shall be permitted if the calculated response does not exceed point C. Numerical values for the points identified in Fig. 10-1 shall be as specified in Sections 10.4.2.2.2 for beams, columns, and joints; 10.4.3.2.2 for post-tensioned beams; 10.4.4.2.2 for slab–column connections; and 10.7.2.2 for structural walls, wall segments, and coupling beams. Other load–deformation relations shall be permitted if justified by experimental evidence or analysis.

سفتی المان‌های بتن‌آرمه در تحلیل‌های فطی و غیرفطی

10.3 GENERAL ASSUMPTIONS AND REQUIREMENTS

10.3.1 Modeling and Design

10.3.1.2.2 Nonlinear Procedures

10.3.1.2.1 Linear Procedures

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Beams—prestressed ^a	E_cI_g	$0.4E_cA_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_gf_{cs}$ ^b	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_gf_{cs}$ or with tension ^c	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g (compression) E_cA_g (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.1	—	E_cA_g
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Walls—cracked ^d	$0.35E_cA_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g (compression) E_cA_g (tension)

^a For T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3.

^b For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity shall be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses shall be used. An imposed axial load N_{UG} is permitted to be used for stiffness evaluations.

^c See Section 10.7.2.2.

10.3.1.2.2 Nonlinear Procedures

The generalized load–deformation relation shown in Fig. 10-1 shall be described by linear response from A (unloaded component) to an effective yield B, then a linear response at reduced stiffness from point B to C, then sudden reduction in seismic force resistance to point D, then response at reduced resistance to E, and final loss of resistance thereafter. The slope from point A to B shall be determined according to Section 10.3.1.2.1. The slope from point B to C, ignoring effects of gravity loads acting through lateral displacements, shall be taken as between zero and 10% of the initial slope, unless an alternate slope is justified by experiment or analysis. Point C shall have an ordinate equal to

بر اساس بند ۱۰-۳-۱-۲-۲ در ASCE41-17 (روند تحلیل غیرفطی) مناسبه ضرائب کاهش سفتی به بند ۱۰-۳-۱-۲-۱ (روند تحلیل فطی) ارجاع داده می‌شود. مطابق با روش‌های فطی نیز، ضرائب کاهش سفتی بر اساس جدول ۱۰-۵ لحاظ شود.

مناسبه سفتی موثر المان‌های بتن‌آرمه در تحلیل غیرفطی به روش مفاصل پلاستیک ASCE41-17

10.3.1.2.1 Linear Procedures

بر اساس بند ۱۰-۳-۱-۲-۱ در ASCE41-17 (روند تحلیل فطی) ضرائب کاهش سفتی بایستی مطابق با جدول ۱۰-۵ لحاظ شود.

10.3.1.2.2 Nonlinear Procedures

بر اساس بند ۱۰-۳-۱-۲-۲ در ASCE41-17 (روند تحلیل غیرفطی) مناسبه ضرائب کاهش سفتی به بند ۱۰-۳-۱-۲-۱ (روند تحلیل فطی) ارجاع داده می‌شود. مطابق با روش‌های فطی نیز، ضرائب کاهش سفتی بر اساس جدول ۱۰-۵ لحاظ شود.

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_cEI_g$	$0.4E_cEA_w$	—
Beams—prestressed ^a	E_cEI_g	$0.4E_cEA_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_gf'_{cE}$ ^b	$0.7E_cEI_g$	$0.4E_cEA_w$	E_cEA_g
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_gf'_{cE}$ or with tension ^b	$0.3E_cEI_g$	$0.4E_cEA_w$	E_cEA_g (compression) E_sEA_s (tension)
Beam—column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		E_cEA_g
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cEA_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cEA_g$	—
Walls—cracked ^c	$0.35E_cEA_g$	$0.4E_cEA_w$	E_cEA_g (compression) E_sEA_s (tension)

^a For T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3.

^b For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity shall be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses shall be used. An imposed axial load N_{UG} is permitted to be used for stiffness evaluations.

^c See Section 10.7.2.2.

Reinforced Concrete Column-ASCE41-13

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a									
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)									
	a	b		Performance Level									
				IO	LS	CP							
Condition i. ^b	پارامترهای مدل سازی			معیار پذیرش									
$\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$							$\rho = \frac{A_v}{b_v s} \geq 0.006$	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6							≥ 0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1							$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6							$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005

بر اساس ASCE41-13، مفصل پلاستیک در ستون‌های بتن‌آرمه با مود شکست خمشی، به ۲ پارامتر مهم وابسته است که عبارت‌اند از:

Condition i: Flexure failure

1	2	3	نسبت بار محوری فشاری
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{P}{A_g f'_c}$
≤ 0.1	≥ 0.006	—	نسبت هندسی آرماتورهای مضمورکننده
≥ 0.6	≥ 0.006	—	نسبت برش طراحی به مقاومت برشی بتن
≤ 0.1	≤ 0.002	—	رفتار غیرخطی ستون‌های با مود خمشی، در استاندارد ASCE41-13 مستقل از مقدار برش است.
≥ 0.6	≤ 0.002	—	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$

بر اساس ASCE41-13، مفصل پلاستیک در ستون‌های بتن‌آرمه با مود شکست خمشی-برشی، به ۳ پارامتر مهم وابسته است که عبارت‌اند از:

2. Condition ii: Flexure-shear failure, where yielding in flexure is expected before shear failure

1	2	3	نسبت بار محوری فشاری
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{P}{A_g f'_c}$
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	نسبت هندسی آرماتورهای مضمورکننده
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	نسبت برش طراحی به مقاومت برشی بتن
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	

بر اساس ASCE41-13، مفصل پلاستیک در ستون‌های بتن‌آرمه با مود شکست

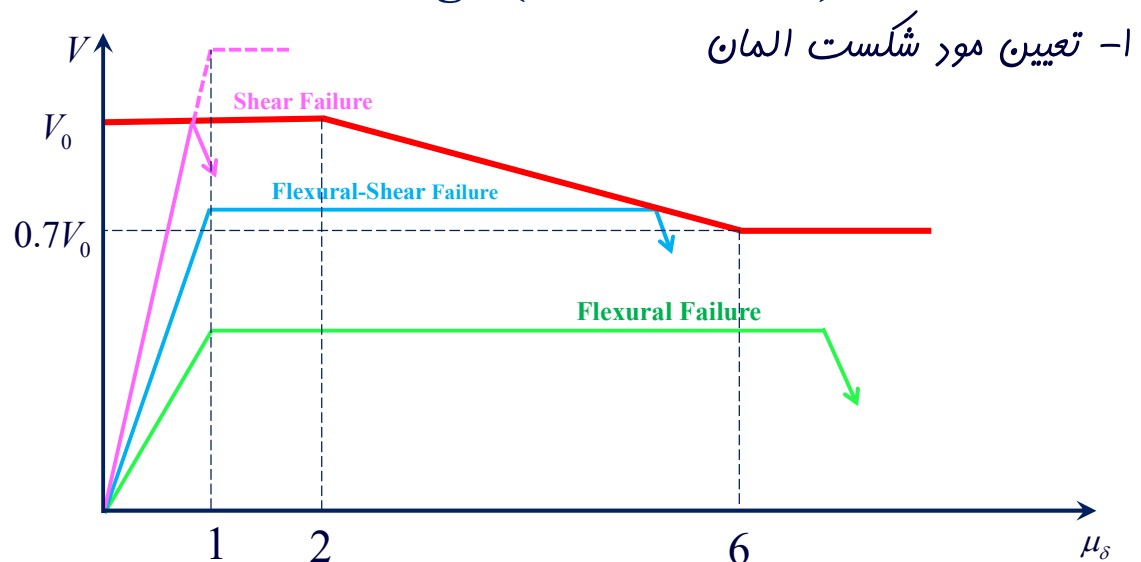
ASCE41-13

برشی، به ۳ پارامتر موم وابسته است که عبارت‌اند از:

3. Condition iii: Shear failure.

1	2	3	1
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	نسبت بار محوری فشاری
≤ 0.1	≥ 0.006		نسبت هندسی آرماتورهای مضمورکننده
≥ 0.6	≥ 0.006	—	نسبت برش طراحی به مقاومت برشی بتن
≤ 0.1	≤ 0.002		رفتار غیرقوی ستون‌های با مود برشی، مستقل از
≥ 0.6	≤ 0.002		مقدار برش است.
			$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$

Plastic Hinge (ASCE41-13)



مروری به پارامترهای مفتلف در جدول تیرهای بتن آرمه در استانداردهای قدیمی

ASCE41-06

Table 6-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ¹			Acceptance Criteria ^{1,2}						
	Plastic Rotations Angle, radians	Residual Strength Ratio	IO	Performance Level						
				Component Type						
				Primary		Secondary				
a	b	c	LS	CP	LS	CP				
i. Columns Controlled by Flexure³										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Transverse Reinforcement ⁴	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.005	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns Controlled by Shear^{4,4}										
All cases ⁵										
iii. Columns Controlled by Inadequate Development or Splicing along the Clear Height^{4,4}										
Hoop Spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop Spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with Axial Loads Exceeding 0.70P_g^{3,4}										
Conforming Hoops over the Entire Length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All Other Cases			0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

مروری به پارامترهای مفتلف در جدول تیرهای بتن آرمه در استانداردهای قدیمی

FEMA 356

Table 6-12 Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Columns

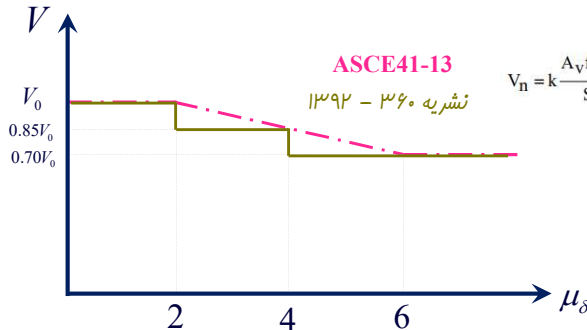
Conditions	m-factors ⁴				
	IO	Performance Level			
		Component Type			
		Primary		Secondary	
LS	CP	LS	CP		
i. Columns controlled by flexure¹					
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0.1	C	≤ 3	2	3	4
≤ 0.1	C	≥ 6	2	2.4	3.2
≥ 0.4	C	≤ 3	1.25	2	3
≥ 0.4	C	≥ 6	1.25	1.6	2.4
≤ 0.1	NC	≤ 3	2	2	3
≤ 0.1	NC	≥ 6	2	1.6	2.4
≥ 0.4	NC	≤ 3	1.25	1.5	2
≥ 0.4	NC	≥ 6	1.25	1.5	1.75
ii. Columns controlled by shear^{1,3}					
Hoop spacing ≤ d/2					
or $\frac{P}{A_g f'_c} ≤ 0.1$					
Other cases					
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}					
Hoop spacing ≤ d/2					
Hoop spacing > d/2					
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_g^{1,3}					
Conforming hoops over the entire length					
All other cases					

مروری به پارامترهای مفتلف در جدول تیرهای بتن آرمه در استانداردهای قدیمی

نشریه ۳۶۰ - ۱۳۹۲

ب- مقاومت برشی اسمی ستون‌ها، V_n ، باید مطابق یکی از روش‌های زیر با لحاظ شرایط آرماتور عرضی مطابق بند (۴-۲-۶) تعیین گردد:

ب-۱- با استفاده از رابطه (۴-۶) و با رعایت موارد زیر



$$V_n = k \frac{A_v f_{yt} d}{S} + k \left[\frac{\sqrt{f_{cl}}}{2M/Vd} \sqrt{1 + \frac{2N_u}{\sqrt{f_{cl}} \cdot A_g}} \right] 0.8A_g \quad (4-6)$$

در این رابطه:

k : ضریب اصلاحی که برای نواحی با نیاز شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد به ترتیب برابر ۱، ۰/۸۵ و ۰/۷ منظور می‌شود.

A_v : سطح مقطع آرماتورهای عرضی؛

s : فاصله آرماتورهای عرضی؛

d : عمق مؤثر ستون، در مواردی که نتوان عمق مؤثر ستون را تعیین نمود، می‌توان آن را برابر ۰.۸h منظور نمود. h بعد ستون

در راستای برش می‌باشد؛

f_{cl} : مقاومت فشاری کرانه‌ی پایین بتن برحسب مگاپاسکال؛

جدول (۲-۶): طبقه‌بندی نیاز شکل‌پذیری اعضا

نیاز شکل‌پذیری	حداکثر مقدار DCR یا نسبت شکل‌پذیری
کم	کوچکتر از ۲
متوسط	۲ تا ۴
زیاد	بزرگتر از ۴

مروری به پارامترهای مفتلف در جدول تیرهای بتن آرمه در استانداردهای قدیمی

نشریه ۳۶۰ - ۱۳۹۲

f_{yt} : تنش تسلیم کرانه‌ی پایین آرماتور بر حسب مگاپاسکال

M/Vd : بیشترین نسبت لنگر خمشی به برش ضربدر عمق مؤثر تحت بارهای طراحی، این نسبت نباید بزرگتر از ۴ و کوچکتر

از ۲ منظور شود؛

N_u : نیروی محوری فشاری (برای کشش باید صفر منظور گردد)؛

در صورتی که نیروی محوری از روش‌های خطی فصل ۳ محاسبه شده باشد، حداکثر نیروی محوری که در رابطه (۴-۶) استفاده

می‌شود، باید مقدار به‌دست آمده از رابطه (۱-۳) و تنها با در نظر گرفتن بار طراحی ثقلی باشد. حداقل نیروی فشاری محوری نیز باید

از رابطه (۲۶-۳) محاسبه شود. راه دیگر برای تعیین نیروهای محوری طراحی جهت استفاده در روش‌های خطی فصل سوم، استفاده

از روش تحلیل حدی مطابق شرایط بند (۳-۱-۶-۱) است.

A_g : سطح مقطع ستون برحسب میلی‌متر مربع؛

مروری به پارامترهای مفتلف در جدول تیرهای بتن آرمه در استانداردهای قدیمی

نشریه ۳۶۰ - ۱۳۹۲

جدول (۳-۶): شرایط ستون در جدول (۶-۶) براساس جزییات آرماتور عرضی

	جزئیات آرماتور عرضی		
	با جزییات محصورکننده طبق آبا با خم ۱۳۵°	تنگ بسته با خم ۹۰°	سایر حالات (شامل وصله در آرماتورهای عرضی)
$\frac{V_p}{(V_n/k)} \leq 0.6$	i*	ii	ii
$0.6 < \frac{V_p}{(V_n/k)} \leq 1$	ii	ii	iii
$\frac{V_p}{(V_n/k)} > 1$	iii	iii	iii

* در ستون‌ها با شرایط i، نسبت $s/d \leq 0.5$ و $\rho^* > 0.002$ در ناحیه مفصل خمشی باید برقرار باشد، در غیر این صورت ستون با شرایط ii محسوب می‌گردد.

مروری به پارامترهای مفتلف در جدول تیرهای بتن آرمه در استانداردهای قدیمی

نشریه ۳۶۰ - ۱۳۹۲

جدول (۹-۶): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی-ستون‌های بتن مسلح

معیارهای پذیرش ^{۱،۲}				پارامترهای مدل‌سازی ^۲			شرایط		
زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان				نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان				
سطح عملکرد					a	b			
نوع عضو									
غیر اصلی		اصلی		c	b	a			
CP	LS	CP	LS				IO		
الف- ستون با جزییات آرماتور عرضی ^۱									
							$\frac{2V}{1.04 V_c}$	آرماتور عرضی	$\frac{P}{A_g f_{ct}}$ ۷۶
۰/۰۶	۰/۰۴۵	۰/۰۲۵	۰/۰۲۶	۰/۰۰۵	۰/۲	۰/۰۶	۰/۰۲۵	≥ ۰/۰۰۶	≤ ۰/۱
۰/۰۱	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹	۰/۰۰۸	۰/۰۰۳	۰/۰	۰/۰۱	۰/۰۱	≥ ۰/۰۰۶	≥ ۰/۰۶
۰/۰۲۴	۰/۰۲۷	۰/۰۲۷	۰/۰۲	۰/۰۰۵	۰/۲	۰/۰۳۴	۰/۰۲۷	= ۰/۰۰۲	≤ ۰/۱
۰/۰۰۵	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲	۰/۰	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	= ۰/۰۰۲	≥ ۰/۰۶

مروری به پارامترهای مفتلف در جدول تیرهای بتن آرمه در استانداردهای قدیمی

جدول (۶-۹): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی - ستون‌های بتن مسلح

نشریه ۳۶۰ - ۱۳۹۲

معیارهای پذیرش ^{۱۱۲}					پارامترهای مدل‌سازی ^۲			شرایط						
زاویه‌ی دوران خمیری، رادین					نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادین					ب- ستون با جزئیات آرماتور عرضی ii ^۱ و ii ^۲			
سطح عملکرد						c	b							a
نوع عضو														
غیر اصلی		اصلی			IO	c	b	a	≤ ۳	≥ ۰/۰۰۶				≤ ۰/۱
CP	LS	CP	LS	IO										
۰/۰۶	۰/۰۴۵	۰/۰۲۲	۰/۰۲۴	۰/۰۰۵	۰/۲	۰/۰۶	۰/۰۲۲	۰/۰۲۲	≤ ۳	≥ ۰/۰۰۶	≤ ۰/۱			
۰/۰۶	۰/۰۴۵	۰/۰۲۵	۰/۰۱۹	۰/۰۰۵	۰/۲	۰/۰۶	۰/۰۲۵	۰/۰۲۵	≥ ۶	≥ ۰/۰۰۶	≤ ۰/۱			
۰/۰۱	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹	۰/۰۰۸	۰/۰۰۳	۰/۳	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱	≤ ۳	≥ ۰/۰۰۶	≥ ۰/۱۶			
۰/۰۰۸	۰/۰۰۷	۰/۰۰۷	۰/۰۰۶	۰/۰۰۳	۰/۳	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	≥ ۶	≥ ۰/۰۰۶	≥ ۰/۱۶			
۰/۰۱۲	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۰۹	۰/۰۰۵	۰/۰	۰/۰۱۲	۰/۰۱۲	۰/۰۱۲	≤ ۳	≤ ۰/۰۰۵	≤ ۰/۱			
۰/۰۰۶	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۴	۰/۰	۰/۰۰۶	۰/۰۰۶	۰/۰۰۶	≥ ۶	≤ ۰/۰۰۵	≤ ۰/۱			
۰/۰۰۴	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲	۰/۰	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	≤ ۳	≤ ۰/۰۰۵	≥ ۰/۱۶			
۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	≥ ۶	≤ ۰/۰۰۵	≥ ۰/۱۶			

مروری به پارامترهای مفتلف در جدول تیرهای بتن آرمه در استانداردهای قدیمی

جدول (۶-۹): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی - ستون‌های بتن مسلح

نشریه ۳۶۰ - ۱۳۹۲

معیارهای پذیرش ^{۱۱۲}					پارامترهای مدل‌سازی ^۲			شرایط						
زاویه‌ی دوران خمیری، رادین					نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادین					ب- ستون با جزئیات آرماتور عرضی iii ^۱ و iii ^۲			
سطح عملکرد						c	b							a
نوع عضو														
غیر اصلی		اصلی			IO	c	b	a	- <th rowspan="2">≥ ۰/۰۰۶</th> <th rowspan="2">≤ ۰/۱</th>	≥ ۰/۰۰۶				≤ ۰/۱
CP	LS	CP	LS	IO										
۰/۰۶	۰/۰۴۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۶	۰/۰	۰/۰	-	≥ ۰/۰۰۶	≤ ۰/۱			
۰/۰۰۸	۰/۰۰۷	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۸	۰/۰	۰/۰	-	≥ ۰/۰۰۶	≥ ۰/۱۶			
۰/۰۰۶	۰/۰۰۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۶	۰/۰	۰/۰	-	≤ ۰/۰۰۵	≤ ۰/۱			
۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	-	≤ ۰/۰۰۵	≥ ۰/۱۶			

مروری به پارامترهای مفتلف در جدول تیرهای بتن آرمه در استانداردهای قدیمی

جدول (۶-۹): پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش برای روش های غیرخطی - ستون های بتن مسلح

نشریه ۳۶۰ - ۱۳۹۲

معیارهای پذیرش ^۱				پارامترهای مدل سازی ^۲			شرایط				
زاویهی دوران خمیری، رادیان				نسبت مقاومت باقیمانده	زاویهی دوران خمیری، رادیان						
سطح عملکرد											
نوع عضو				IO							
غیر اصلی		اصلی									
CP	LS	CP	LS	IO	c	b	a				
ت- ستون هایی که با طول گیرایی یا وصله آرماتور در ارتفاع آزاد ستون کنترل می شوند ^۳ و ^۱											
-/۰.۶	-/۰.۴۵	-/۰	-/۰	-/۰	/۴	-/۰.۶	-/۰	-	≥ ۰/۰.۰۶	≤ ۰/۱	
-/۰.۰۸	-/۰.۰۷	-/۰	-/۰	-/۰	/۴	-/۰.۰۸	-/۰	-	≥ ۰/۰.۰۶	≥ ۰/۶	
-/۰.۰۶	-/۰.۰۵	-/۰	-/۰	-/۰	/۲	-/۰.۰۶	-/۰	-	≤ ۰/۰.۰۰۵	≤ ۰/۱	
-/۰	-/۰	-/۰	-/۰	-/۰	-/۰	-/۰	-/۰	-	≤ ۰/۰.۰۰۵	≥ ۰/۶	

مروری به پارامترهای مفتلف در جدول تیرهای بتن آرمه در استانداردهای قدیمی

جدول (۶-۸): پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش برای روش های غیرخطی - ستون های بتن مسلح

نشریه ۳۶۰ - ۱۳۸۵

معیارهای پذیرش ^۱				پارامترهای مدل سازی ^۲			شرایط				
زاویهی دوران خمیری، رادیان				نسبت مقاومت باقیمانده	زاویهی دوران خمیری، رادیان						
سطح عملکرد											
نوع عضو				IO							
غیر اصلی		اصلی									
CP	LS	CP	LS	IO	c	b	a				
الف - ستون هایی که با خمشی کنترل می شوند ^۳											
								$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}} = \frac{2V}{V_c}$	آرماتور عرشی ^۳	$\frac{P}{A_g f_c}$	
-/۰.۳	-/۰.۲	-/۰.۲	-/۰.۱۵	-/۰.۰۵	-/۲	-/۰.۳	-/۰.۲	≤ ۳	C	≤ ۰/۱	
-/۰.۲۴	-/۰.۱۶	-/۰.۱۶	-/۰.۱۲	-/۰.۰۵	-/۲	-/۰.۲۴	-/۰.۱۶	≥ ۶	C	≤ ۰/۱	
-/۰.۲۵	-/۰.۱۸	-/۰.۱۵	-/۰.۱۲	-/۰.۰۳	-/۲	-/۰.۲۵	-/۰.۱۵	≤ ۲	C	≥ ۰/۴	
-/۰.۲	-/۰.۱۳	-/۰.۱۲	-/۰.۱	-/۰.۰۳	-/۲	-/۰.۲	-/۰.۱۲	≥ ۶	C	≥ ۰/۴	
-/۰.۱۵	-/۰.۱	-/۰.۰۶	-/۰.۰۵	-/۰.۰۰	-/۲	-/۰.۱۵	-/۰.۰۶	≤ ۳	NC	≤ ۰/۱	
-/۰.۱۲	-/۰.۰۸	-/۰.۰۵	-/۰.۰۴	-/۰.۰۵	-/۲	-/۰.۱۲	-/۰.۰۵	≥ ۶	NC	≤ ۰/۱	
-/۰.۱	-/۰.۰۶	-/۰.۰۳	-/۰.۰۲	-/۰.۰۲	-/۲	-/۰.۱	-/۰.۰۳	≤ ۳	NC	≥ ۰/۴	
-/۰.۰۸	-/۰.۰۵	-/۰.۰۲	-/۰.۰۲	-/۰.۰۲	-/۲	-/۰.۰۸	-/۰.۰۲	≥ ۶	NC	≥ ۰/۴	

مروری به پارامترهای مفتلف در جدول تیرهای بتن آرمه در استانداردهای قدیمی

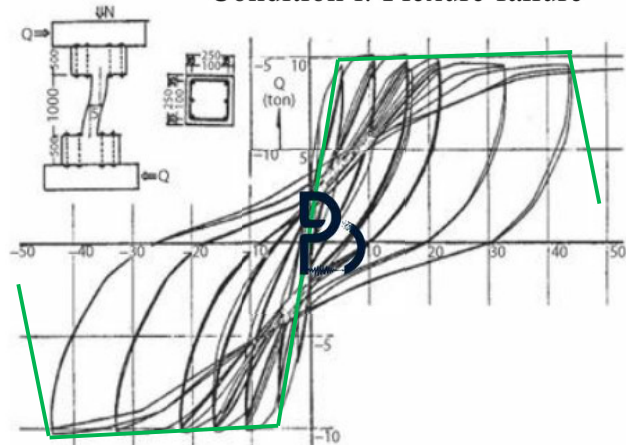
جدول (۸-۶): پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش برای روش های غیرخطی- ستون های بتن مسلح

نشریه ۳۶۰ - ۱۳۸۵

معیارهای پذیرش ^۱				پارامترهای مدل سازی ^۱			شرایط		
زاویهی دوران خمیری، رادیان				نسبت مقاومت باقیمانده	زاویهی دوران خمیری، رادیان				
سطح عملکرد					IO	c		b	a
نوع عضو									
غیر اصلی		اصلی							
CP	LS	CP	LS						
ب- ستون هایی که با برش کنترل می شوند ^{۵.۲}									
۰/۰۰۴۰	۰/۰۰۳۰	----	----	----	----	----	تمام حالات ^۴		
ج- ستون هایی که توسط طول گیرایی یا وصله ی کنترل می شوند ^{۵.۲}									
۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۴	۰/۰۲	$d/2 \leq$ فاصله ی تنگ ها		
۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۲	۰/۰	$d/2 >$ فاصله ی تنگ ها		
د- ستون هایی که نیروی محوری آن ها از $0.7 \cdot P_0$ متجاوز است ^{۵.۲}									
۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۰	۰/۰۲	۰/۰۲۵	در تمام طول ستون تنگ ها، واجد شرایط هستند		
۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	بقیه ی حالات		

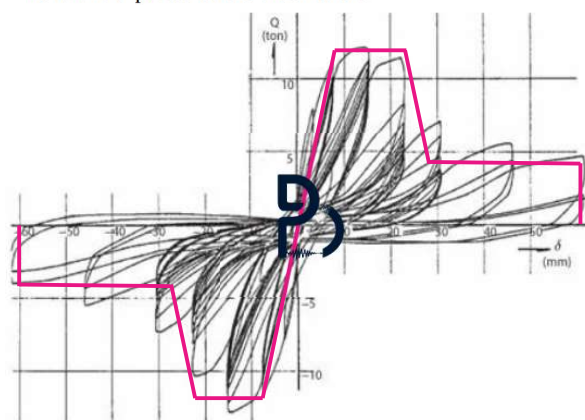
Flexure Failure and Flexure – Shear Failure

Condition i: Flexure failure



Flexure Failure

Condition ii: Flexure-shear failure, where yielding in flexure is expected before shear failure



Flexure – Shear Failure

نتایج آزمایشگاهی ستون‌های بتنی خمشی و فمشی-برشی

ASCE41-13

Conditions	a	b	c	IO	LS	CP
Condition i. ^b						
$\frac{P}{A_g f'_c}$						
$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009
≤ 0.1	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027
≥ 0.6	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004
Condition ii. ^b						
$\frac{P}{A_g f'_c}$		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$				
$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0

بر اساس ASCE41-13، مفصل پلاستیک در ستون‌های بتن آرمه با مود شکست فمشی، به ۲ پارامتر مهم وابسته است که عبارت‌اند از:

ASCE41-13

Condition i: Flexure failure

1	2	3
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$
≤ 0.1	≥ 0.006	—
≥ 0.6	≥ 0.006	—
≤ 0.1	≤ 0.002	—
≥ 0.6	≤ 0.002	—

1 نسبت بار محوری فشاری $\frac{P}{A_g f'_c}$

2 نسبت هندسی آرماتورهای مضمورکننده

3 نسبت برش طراحی به مقاومت برشی بتن

$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ رفتار غیر فمشی ستون‌های با مود فمشی، در استاندارد ASCE41-13 مستقل از مقدار برش است.

RC Column Ductility



Axial Load Effect

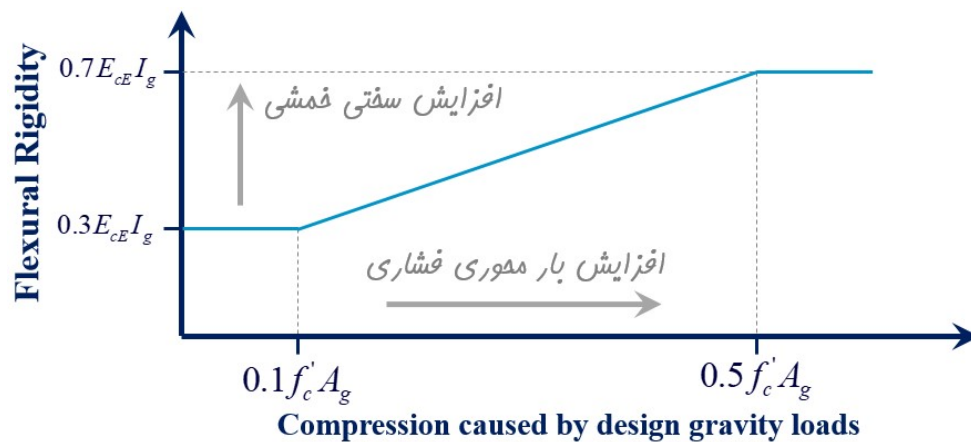
1-Stiffness ↑

2-Shear Strength ↑

3-Flexural Strength ↔

4-Ductility ↓

1- Stiffness



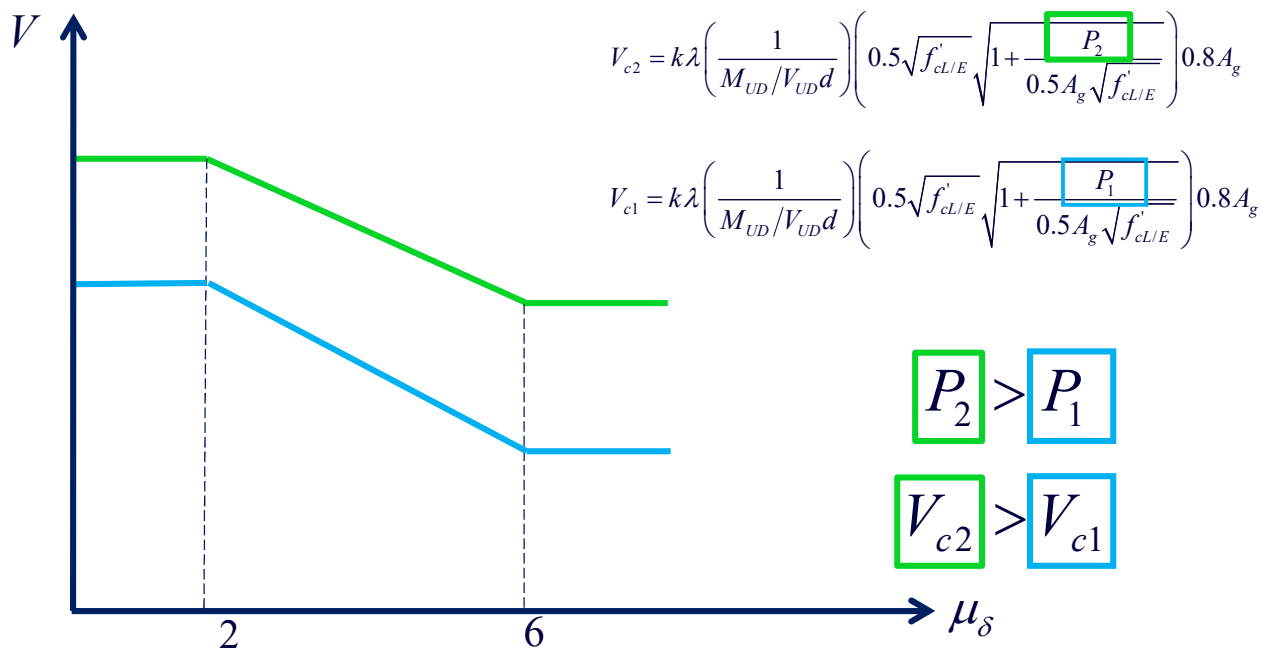
$$\frac{EI_{eff}}{EI_g} = 0.30 + \left[\frac{P}{A_g f'_c} - 0.1 \right]$$

$$0.1 \leq \frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.5$$

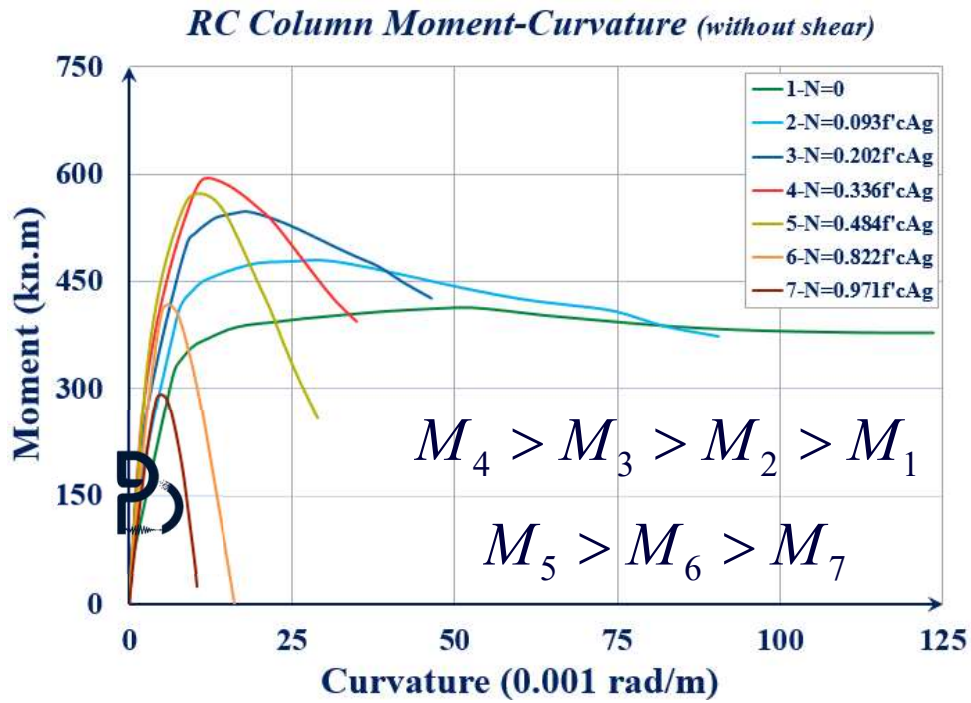
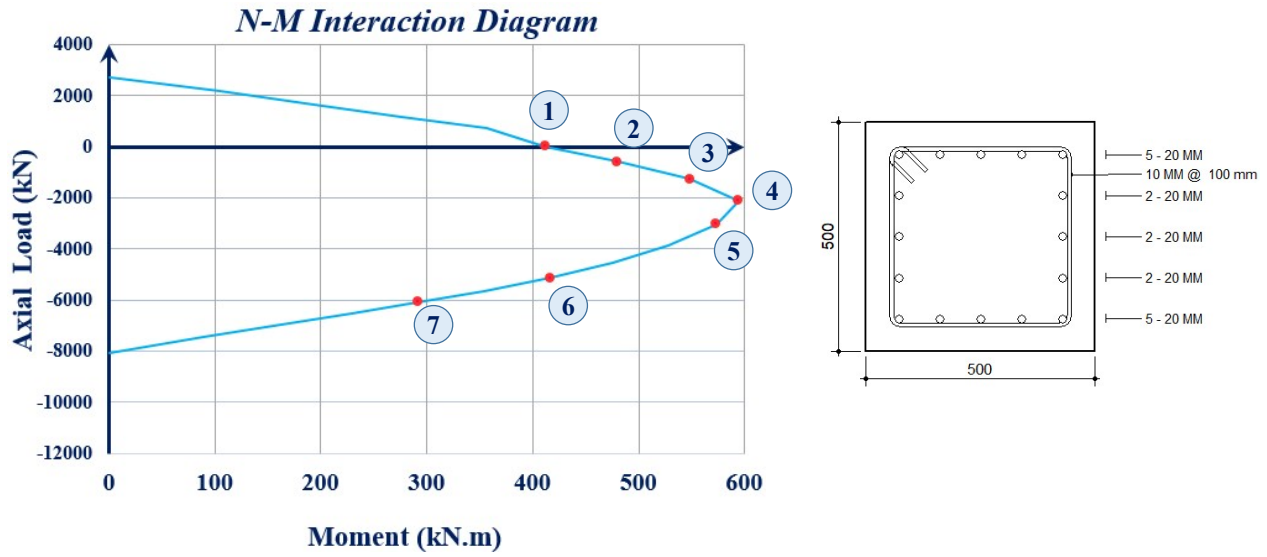
2-Shear Strength

$$V_n = V_c + V_s$$

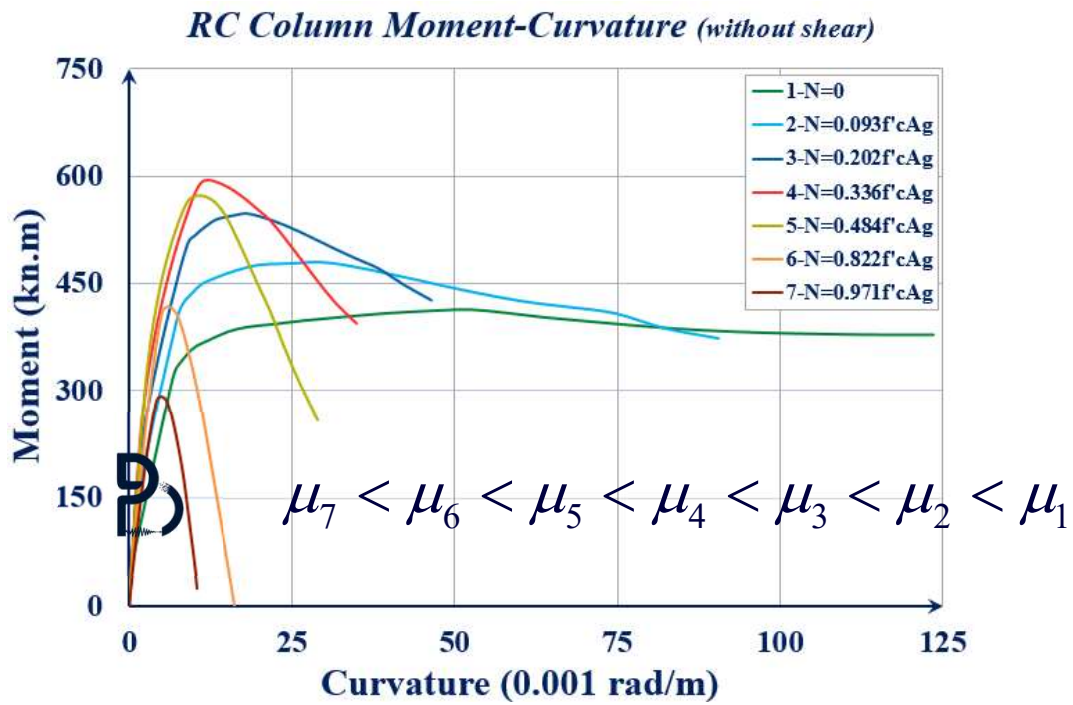
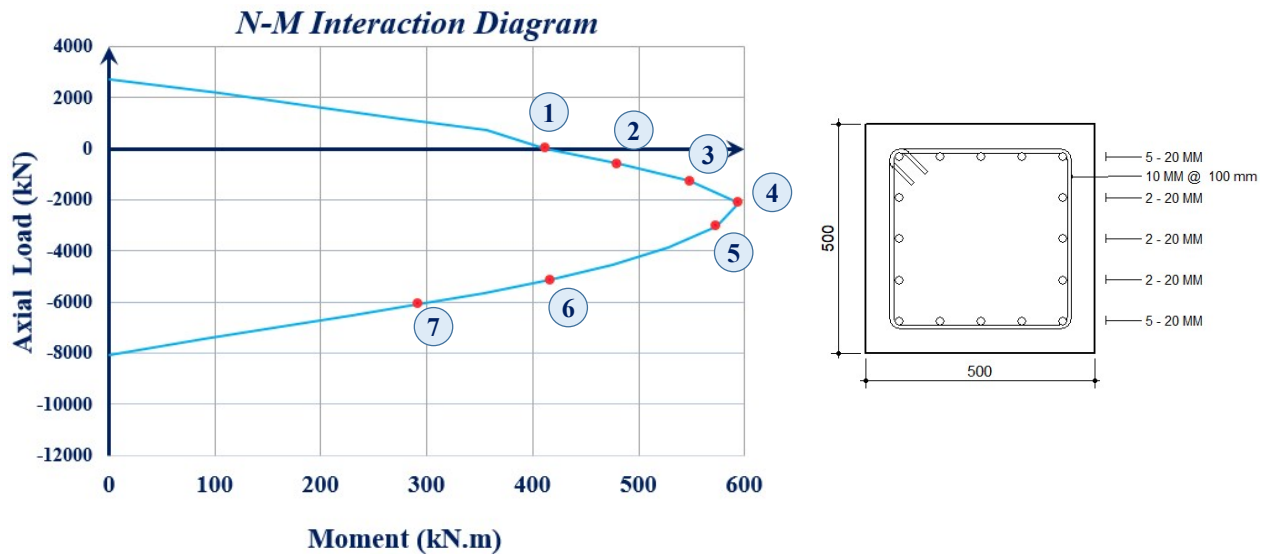
$$V_c \uparrow = k\lambda \left(\frac{1}{M_{UD}/V_{UD}d} \right) \left(0.5\sqrt{f'_{cL/E}} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5A_g\sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8A_g$$



3-Flexural Strength

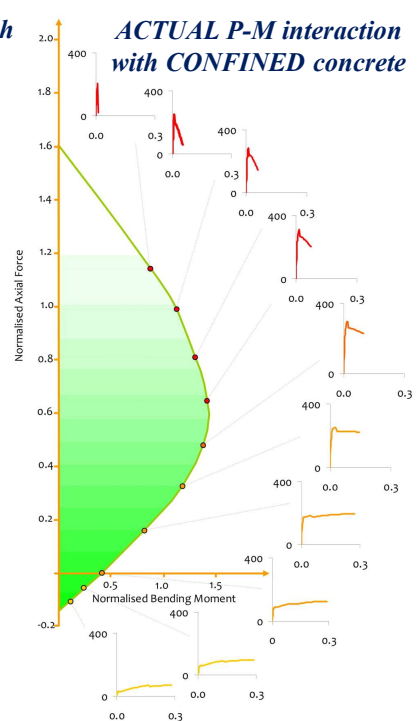
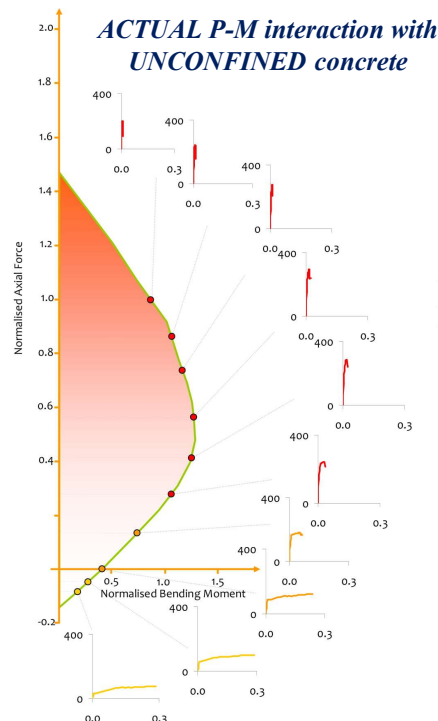
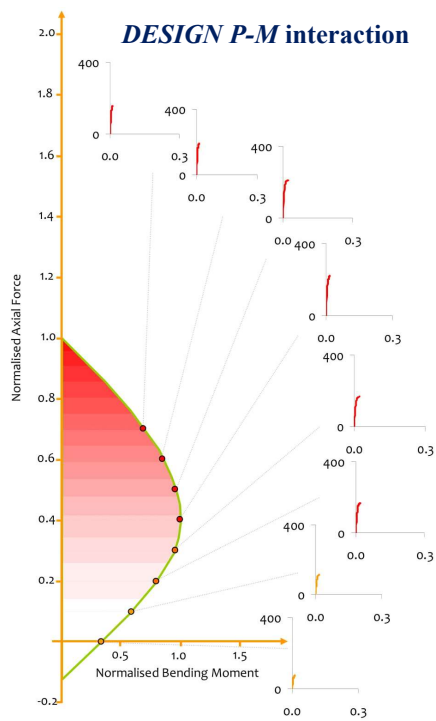
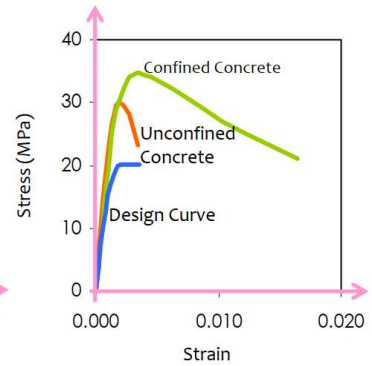
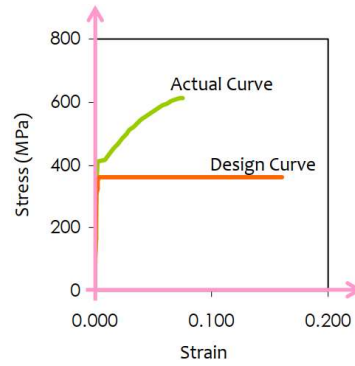
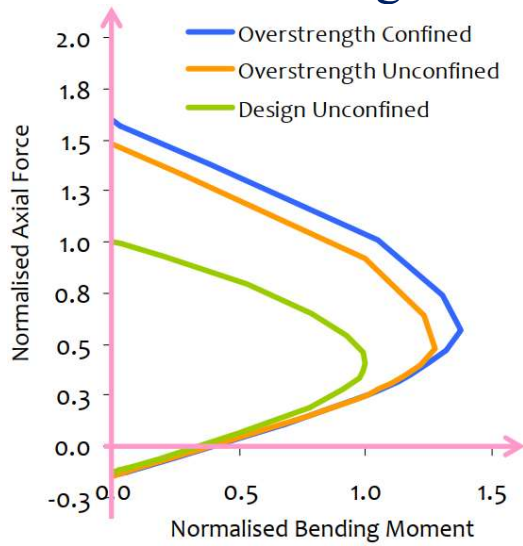


4-Ductility



RC Column Ductility

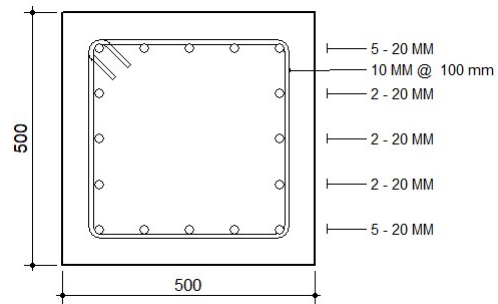
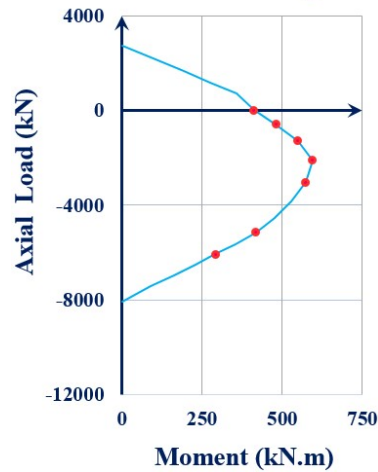
3-Flexural Strength



RC Column Ductility

3-Flexural Strength

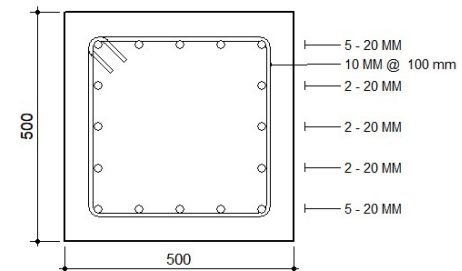
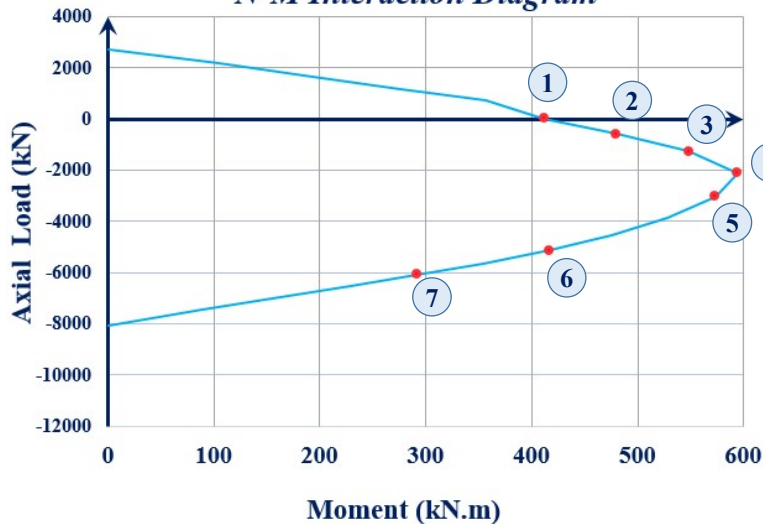
N-M Interaction Diagram

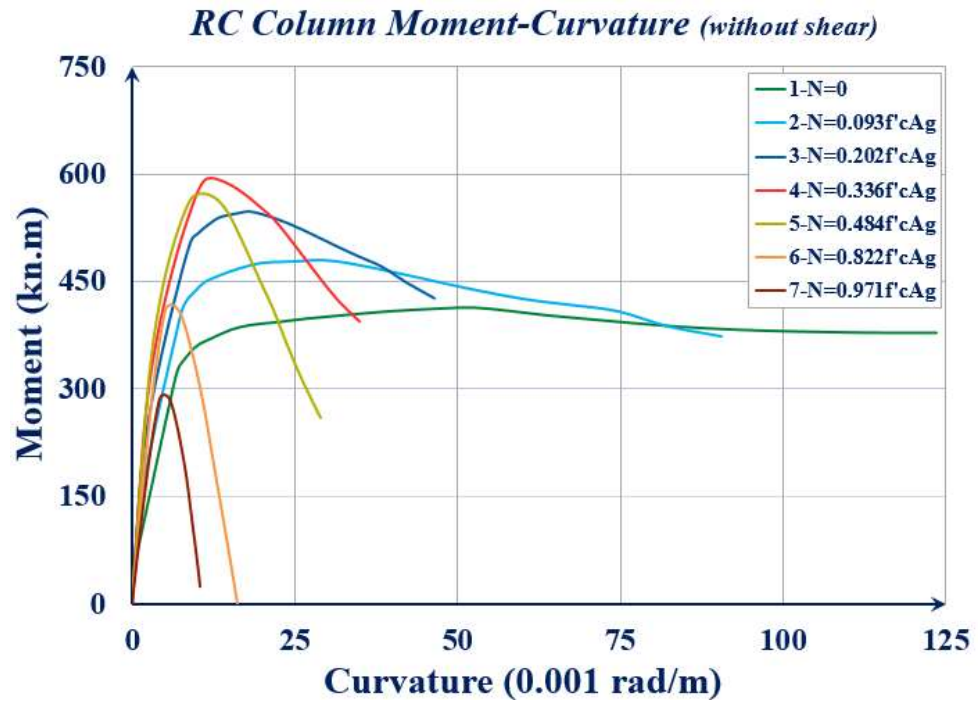
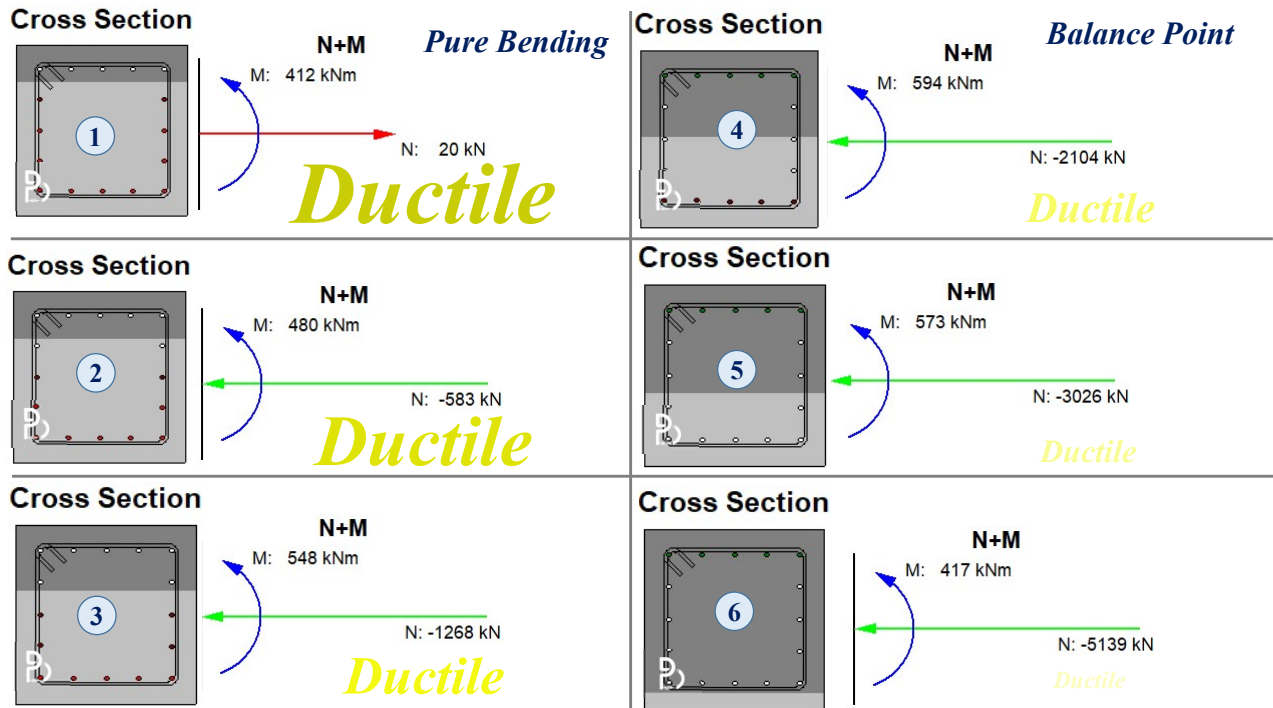


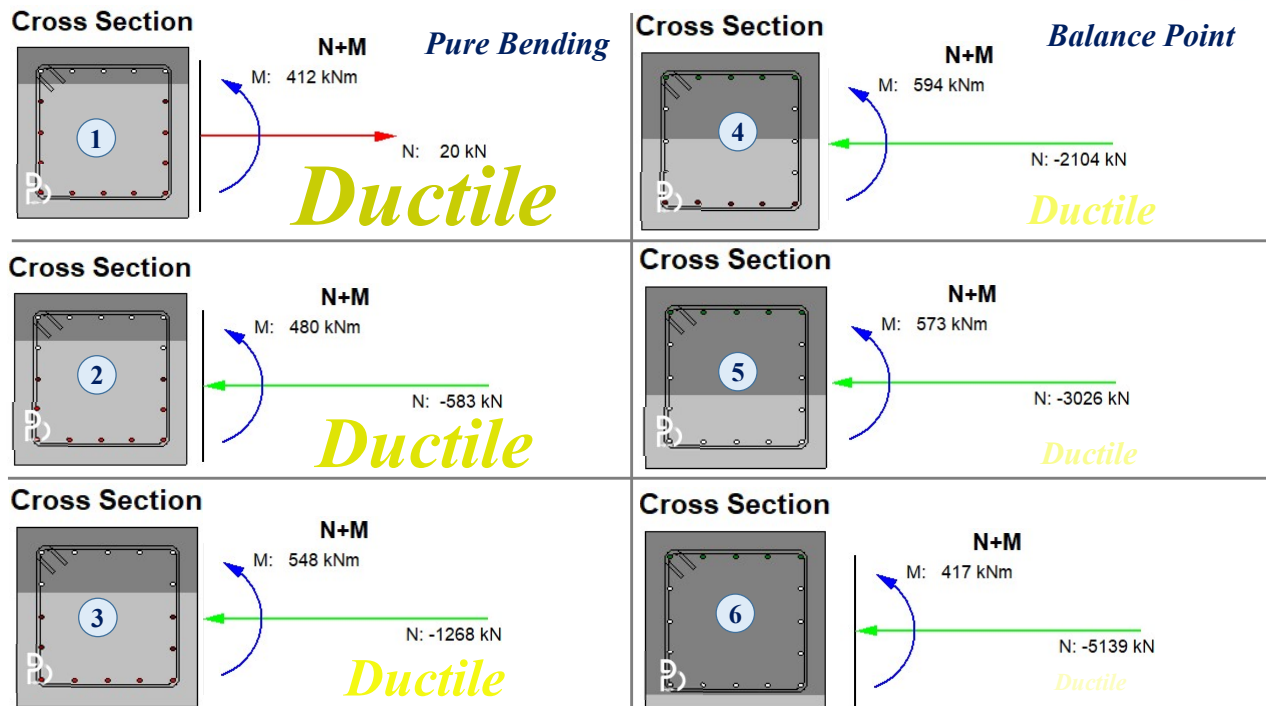
RC Column Ductility

3-Flexural Strength

N-M Interaction Diagram







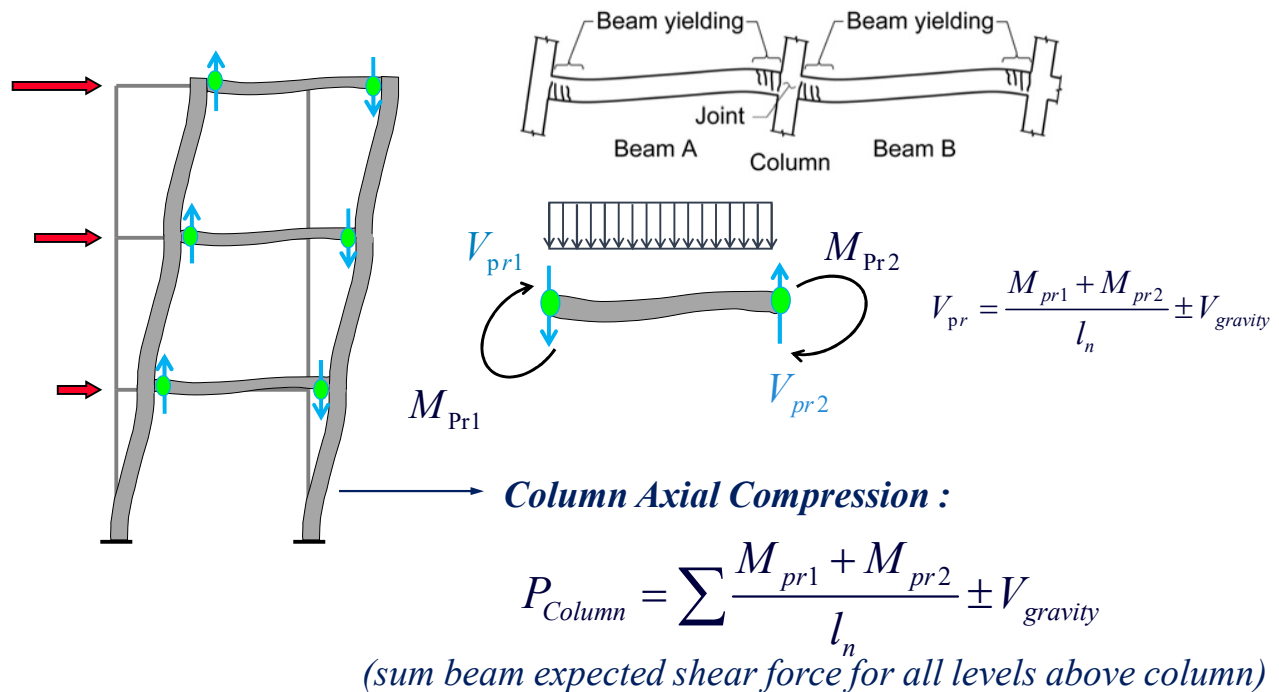
RC Column Ductility

- ۱- برای مناسبه شکل پذیری ستون‌های بتن‌آرمه مقدار بارمهوری بایستی مشخص باشد.
- ۲- بارمهوری ستون از دو بخش ثقلی و لرزه‌ای به دست می‌آید. کدام یک از بارهای مهوری ثقلی و لرزه‌ای بایستی ملاک قرار گیرد؟
- ۳- بار مهوری ناشی از زلزله در هر گام پوش آور متفاوت خواهد بود و با پیش روی تحلیل، عموماً شاهد افزایش بارمهوری در پنجه سافتمان خواهیم بود. بارمهوری در کدام گام تحلیل پوش آور ملاک عمل خواهد بود؟ امکان اعمال بارمهوری متغییر در روند تحلیل وجود دارد؟
- ۴- قبل از تحلیل سازه چگونه می‌توان بار مهوری ستون را تشفیص داد؟

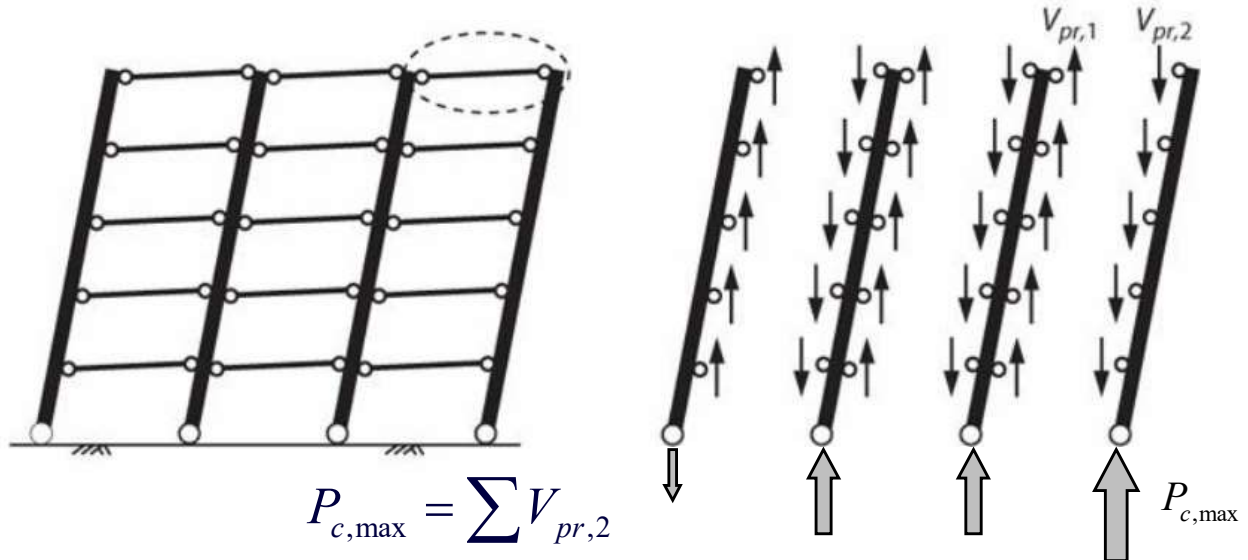
RC Column Ductility

۵- در تحلیل‌هایی که نشان داده شد تمامی نمونه‌ها، در روند تحلیل دارای بار محوری ثابتی می‌باشند. آیا در روند باربری لرزه‌ای مقدار بار محوری فشرشی ستون‌های ثابت است؟

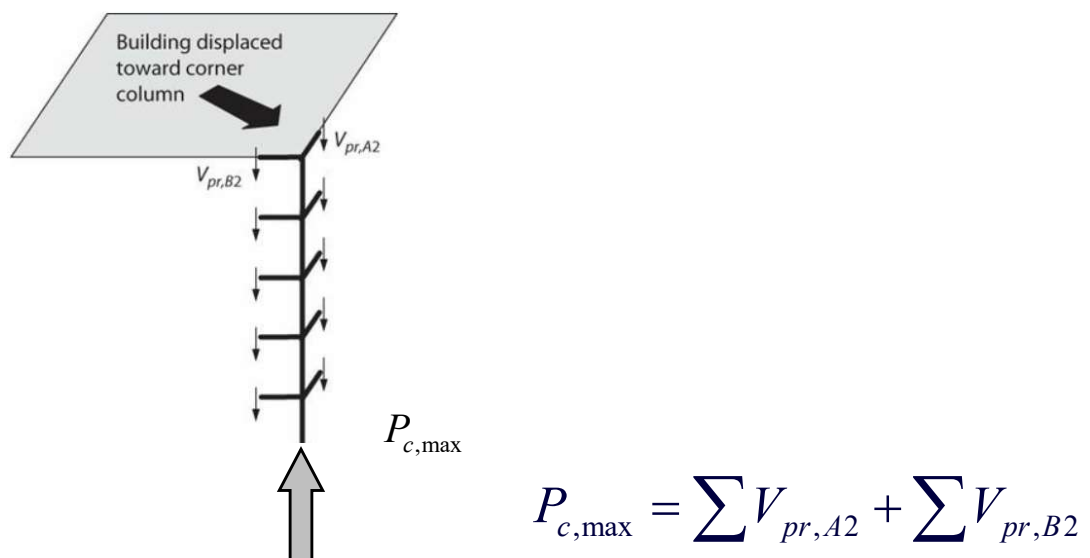
۶- آیا آنالیز مقطع با بار محوری متغیر امکان پذیر هست؟



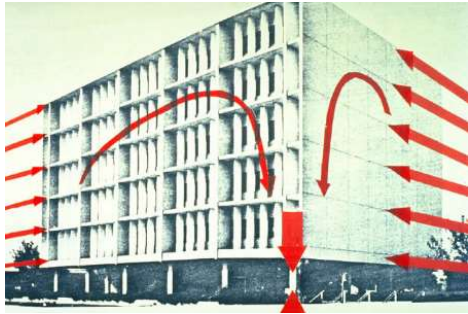
RC Column Ductility



RC Column Ductility



RC Column Ductility

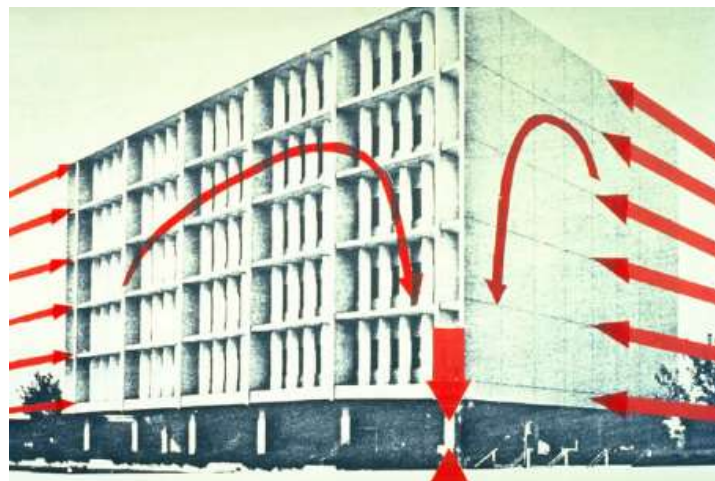
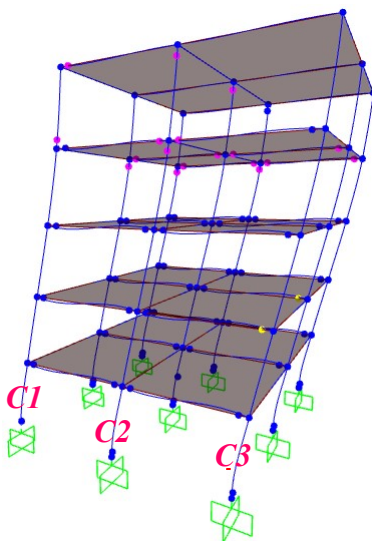


زلزله سال ۱۹۷۹ کالیفرنیا آمریکا (Imperial Valley)

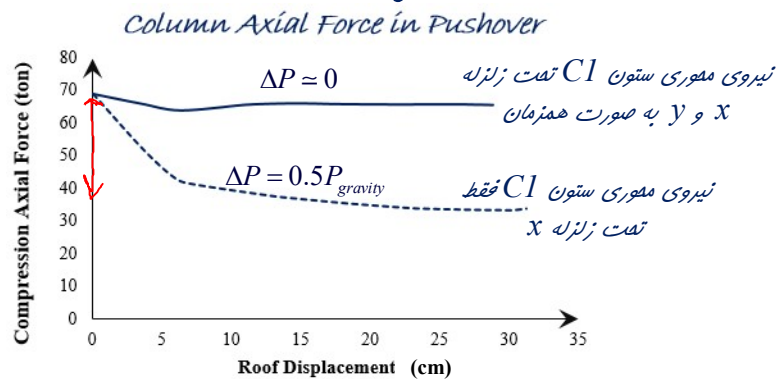
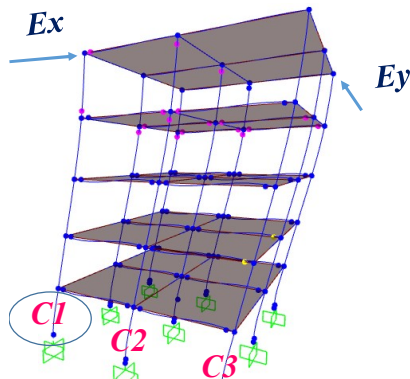
ساختمان ۶ طبقه بتن آرمه خدمات استان ایمپریال؛
ستون‌هایی که در محل تقاطع دو سیستم باربر جانبی قرار می‌گیرند
متصل همزمان نیروهای اینرسی ایجاد شده هر دو راستا خواهند
بود، نیروهای جانبی دو راستا و جبرین آنها بر روی ستون گوشه
هم کف با فلش‌های قرمز نشان داده شده است.

بند ۳-۱-۴ استاندارد ۲۱۰۰: در صورتی که بار محوری ناشی از زلزله در هر یکی از
دو امتداد ساختمان بیشتر از ۲۰ درصد ظرفیت محوری ستون باشد کنترل ضابطه ۱۰۰-
۳۰ برای ستون‌های محل تقاطع دو یا چند سیستم باربر الزامی خواهد بود.

RC Column Ductility

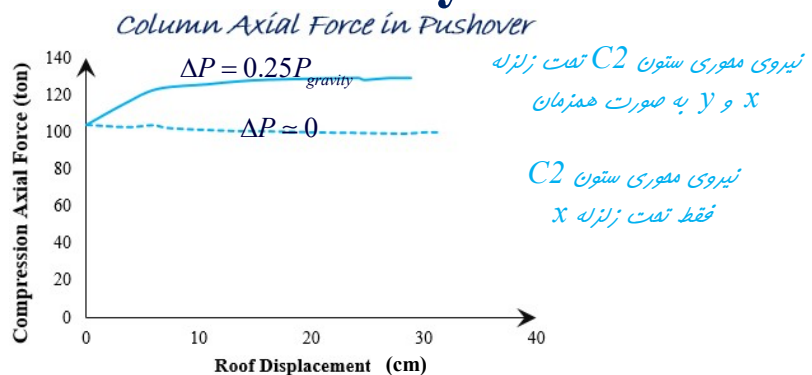
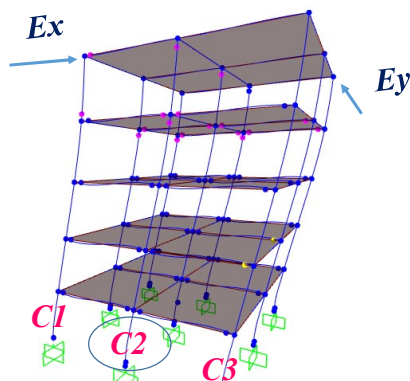


RC Column Ductility



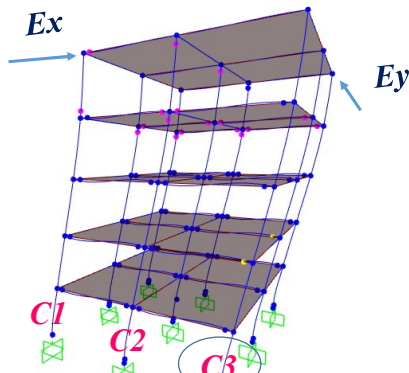
ستون شماره ۱ در اثر زلزله x در کشش بوده و در اثر زلزله y در فشار خواهد بود. بنابراین در اثر زلزله x شاهد کاهش نیروی فشاری ستون هستیم. چون با افزایش وابستگی‌های سازه کشش وارده به این ستون افزوده شده و از بار فشاری ناشی از ثقل که قبلاً در این ستون بوده کاسته می‌شود. در حالی که هر دو زلزله همزمان وارد شود در این صورت افزایش نیروی فشاری ستون به دلیل زلزله y با کاهش نیروی فشاری به دلیل زلزله x توسط یکدیگر فتنی می‌شود و در نهایت مقدار نیروی محوری ستون در این حالت تغییرات محسوسی نخواهد داشت.

RC Column Ductility

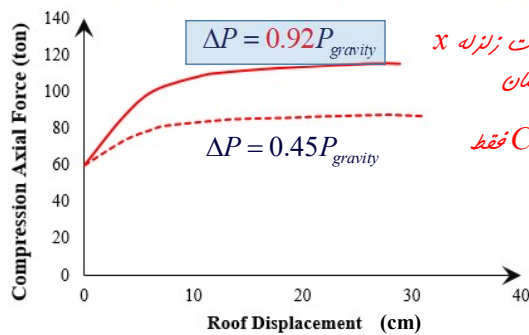


ستون شماره ۲ به دلیل اینکه ستون میانی است، تحت زلزله x تغییرات نیروی محوری قابل ملاحظه‌ای ندارد. چون برش تیرهای سمت این ستون باعث افزایش نیروی محوری فشاری، و تیرهای سمت راست باعث کاهش نیروی محوری فشاری می‌شوند که در نهایت این افزایش و کاهش با یکدیگر بالانس می‌شوند. حال اگر زلزله y نیز اضافه شود در این صورت فشار ناشی از زلزله y در منفی باعث افزایش نیروی فشاری خواهد شد. منفی فقط بین تقریباً افقی بوده و نشان دهنده ثابت بودن نیروی محوری ستون در اثر زلزله است و مقدار فشار محوری ستون تقریباً برابر با فشار ناشی از ثقل است.

RC Column Ductility



Column Axial Force in Pushover

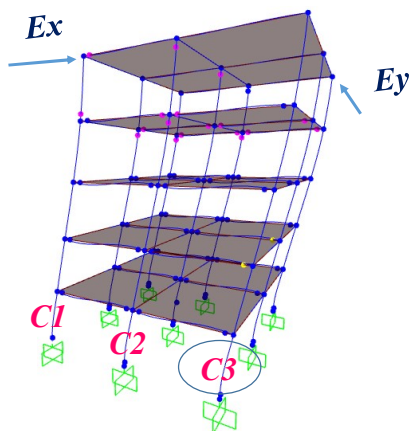


نیروی محوری ستون C3 تحت زلزله X و Y به صورت همزمان

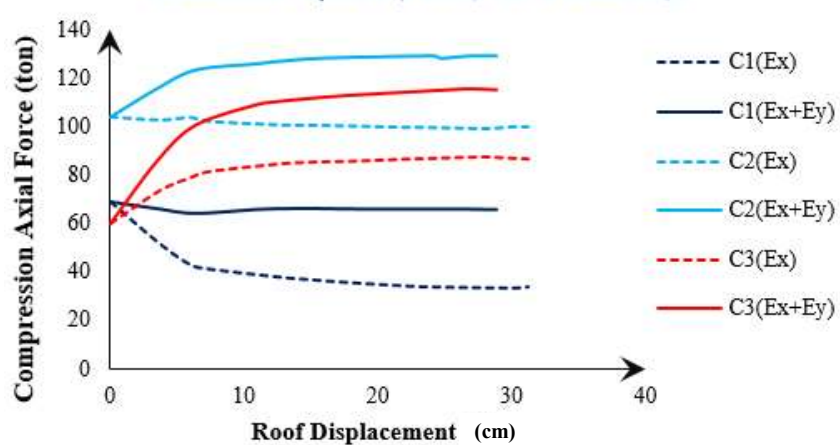
نیروی محوری ستون C3 تحت زلزله X

ستون شماره ۳ تحت زلزله X در فشار بوده و در منحنی قطعی بین شاهد صعود منحنی هستیم که کاملاً طبیعی می باشد. این ستون در زلزله Y نیز در فشاری فواید بود. بنابراین در صورتی که هر دو زلزله همزمان وارد شوند افزایش بار محوری ستون حدود ۹۲ درصد فشار ناشی از ثقل فواید بود که بسیار قابل است. ستون‌هایی که در گوشه ساختمان قرار دارند (و در محل تلاقی دو سیستم باربر پانچ می باشند) در معرض بیشترین فشارت می باشند چون بار محوری این ستون‌ها تحت زلزله ممکن است تا حدود ۲ برابر افزایش یابد. آئین نامه از طریق برای پشتیبانی از این اتفاق ضابطه ۳۰-۱۰۰ را برای ستون‌های محل تلاقی دو سیستم باربر پانچ می کند.

RC Column Ductility

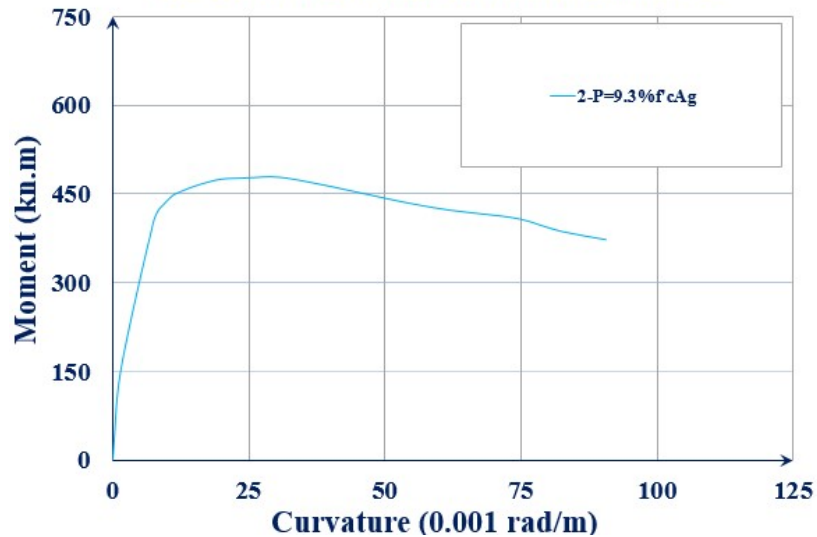


Column Axial Force in Pushover



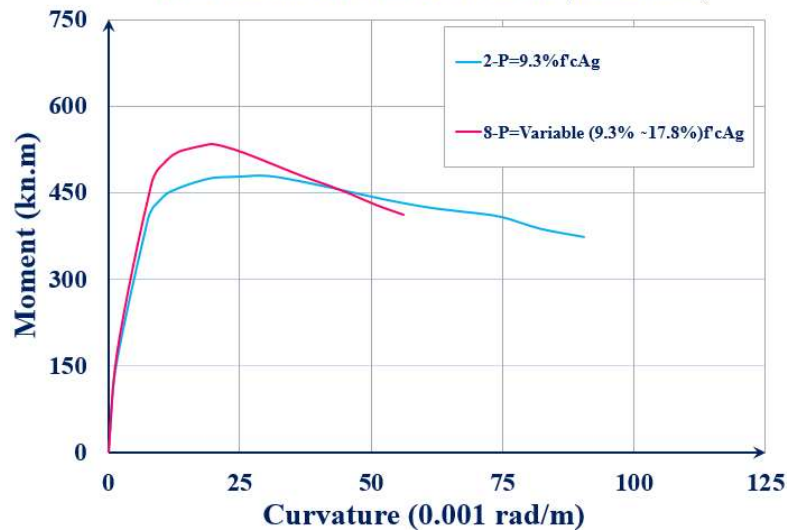
RC Column Ductility

RC Column Moment-Curvature (without shear)



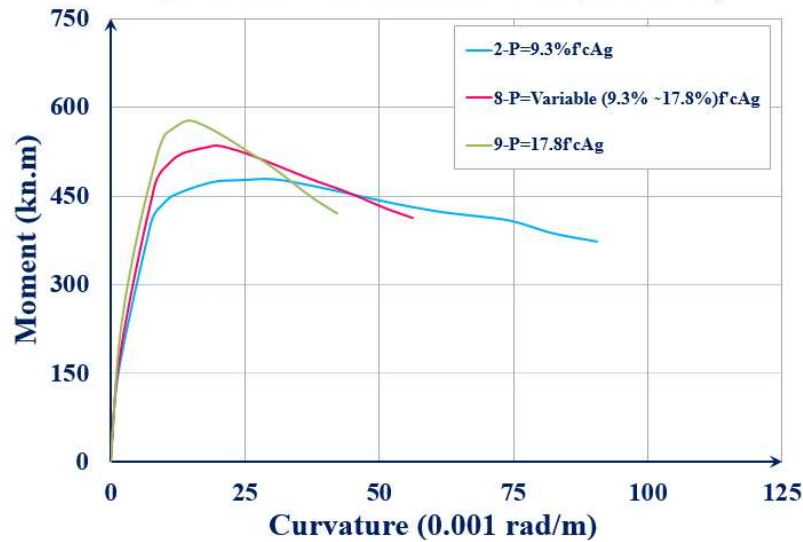
RC Column Ductility

RC Column Moment-Curvature (without shear)



RC Column Ductility

RC Column Moment-Curvature (without shear)



RC Column Ductility

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters*			Acceptance Criteria*			
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)	Performance Level			
				IO	LS	CP	
Condition 1, ^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005

*Where $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/2$ and the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.

- P
- Vertical load on footing, Eq. (8-8)
 - Axial force in a member, Eqs. (9-2) and (9-4)
 - Axial force in a concrete column, Eq. (C10-1)
 - Axial load at failure of a masonry core or prism test sample, Eqs. (11-3) and (11-4)

RC Column Ductility



Axial Load Effect

1-Stiffness ↑

2-Shear Strength ↑

3-Flexural Strength ↔

4-Ductility ↓

بر اساس **ASCE41-13** مفصل پلاستیک در ستون‌های بتن آرمه با مود شکست خمشی، به ۲ پارامتر مهم وابسته است که عبارت‌اند از:

ASCE41-13

Condition i: Flexure failure

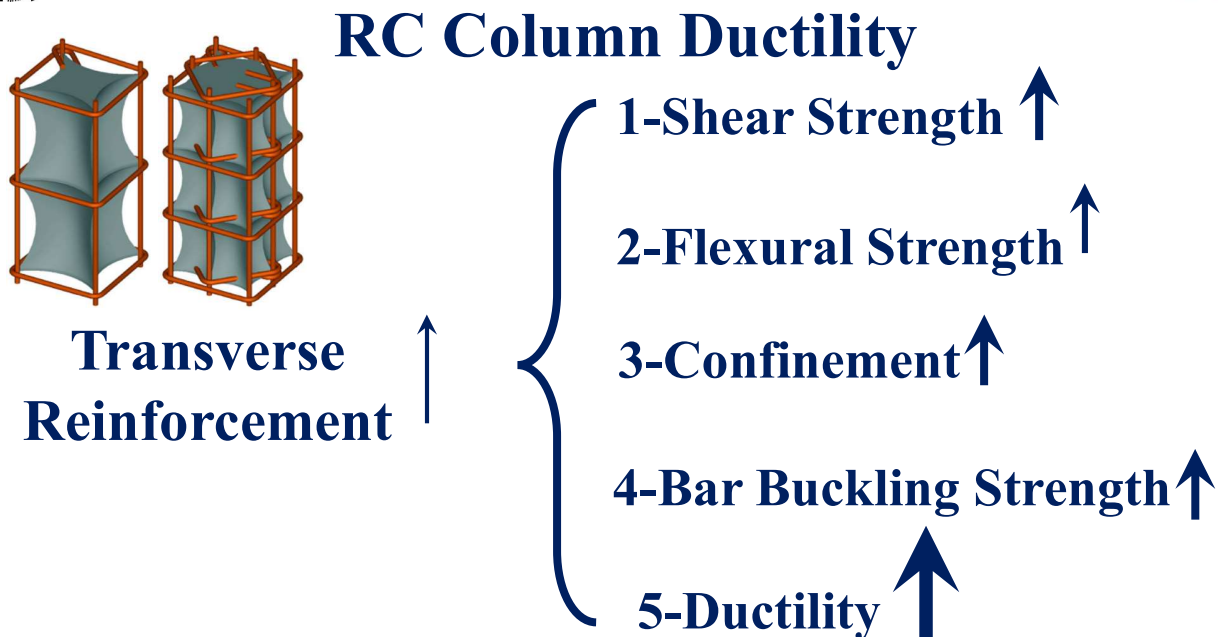
1	2	3
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$
≤ 0.1	≥ 0.006	—
≥ 0.6	≥ 0.006	—
≤ 0.1	≤ 0.002	—
≥ 0.6	≤ 0.002	—

1 نسبت بار محوری فشاری $\frac{P}{A_g f'_c}$

2 نسبت هندسی آرماتورهای محصورکننده

3 نسبت برش طراحی به مقاومت برشی بتن

$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ رفتار غیر فطی ستون‌های با مود خمشی، در استاندارد **ASCE41-13** مستقل از مقدار برش است.



1-Shear Strength

$$V_n = V_c + V_s$$

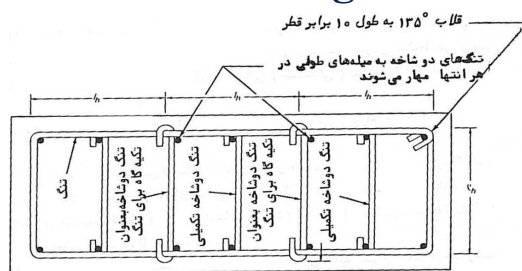
$$V_s \uparrow = k \left[\alpha_{Col} \left(\frac{A_v \uparrow f_{yt} d}{s} \right) \right]$$

Flexural Strength & Confinement & Buckling & Ductility



با وجود اینکه دورپیچ‌های پیوسته، موثرترین راه مهار آرماتورهای طولی فشاری در المان‌های بتن‌آرمه می‌باشند لیکن در بسیاری از تیرها و ستون‌های بتن‌آرمه استفاده از تنگ‌های ساده الزامی است. زمانی که بتن به صورت جانبی منبسط می‌شود، اضلاع مستقیم تنگ‌های ساده به طرف خارج فم می‌شوند (اصطلاحاً شکم می‌دهند) در این صورت اثر مصور شدگی این تنگ‌ها کاهش می‌یابد. مطابق با شکل روبه رو، انبساط بتن و کمانش آرماتورهای طولی باعث فم شدن ضلع مستقیم قائموت می‌شود. تنگ‌ها وقتی بیشترین اثر را دارند که فاصله بین گوشه‌های آنها نسبتاً کم باشد یا وقتی که از تنگ‌های دوشافه تکمیلی استفاده شود تا طول اضلاع بدون اتکای تنگ‌ها کاهش یابد.

Flexural Strength & Confinement & Buckling & Ductility

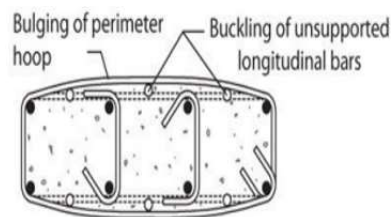
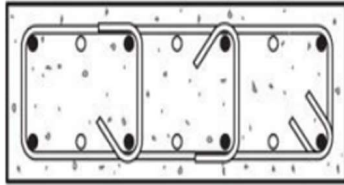


منبع: کتاب مهندسی زلزله (دکتر همت‌الله عادل)

در شکل زیر بعضی از تنگ‌های دوشافه دور آرماتورهای طولی و بعضی دیگر دور تنگ‌های اصلی قلاب شده‌اند. بعد از این بتن فشاری شروع به پوسته شدن می‌کند تنگ‌های ساده تا زمانی موثر واقع می‌شوند که انتهایشان در داخل بتن فشاری مهار شده باشد. از این جهت آئین‌نامه بتن آمریکا مقرر می‌دارد که این تنگ‌ها به اندازه ۱۳۵ درجه فم شوند و به طول ۶ برابر قطرشان یا حداقل ۷۵ میلی‌متر در داخل بتن مهار شوند.

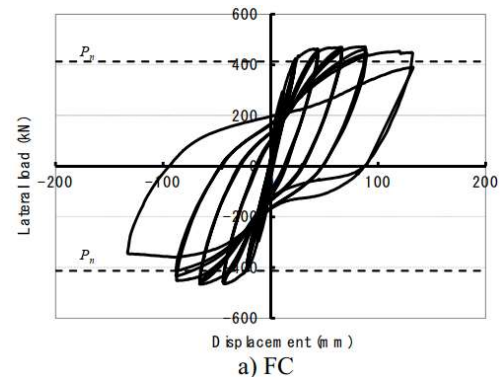
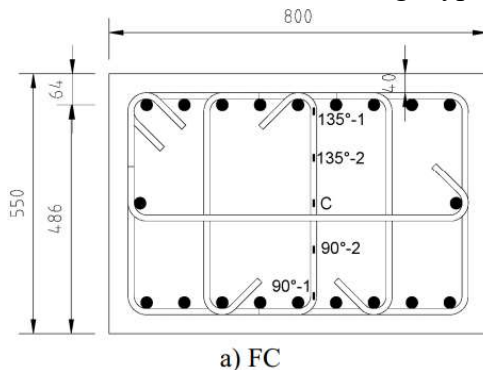
Flexural Strength & Confinement & Buckling & Ductility

- آرماتورهای مهار شده
- آرماتورهای مهار نشده



Flexural Strength & Confinement & Buckling & Ductility

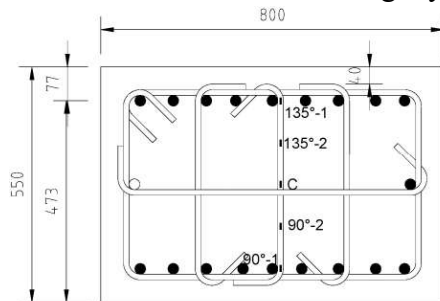
The main variable was the anchorage type of crosssties as shown in Figure.



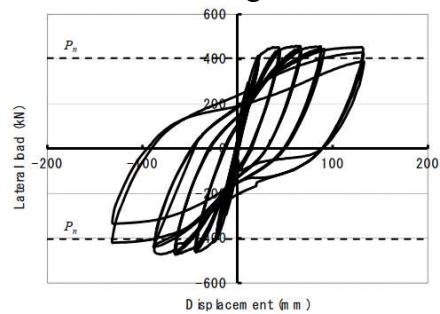
FC specimen had conventional crosssties that were anchored with 135° and 90° hooks

Flexural Strength & Confinement & Buckling & Ductility

The main variable was the anchorage type of crossies as shown in Figure.



b) FC-1

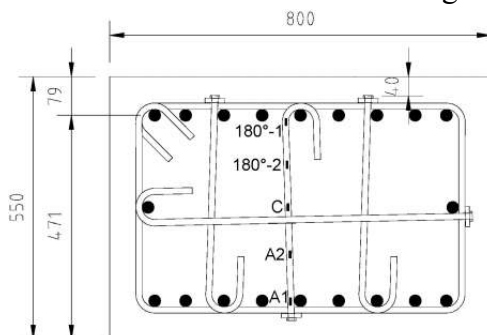


b) FC-1

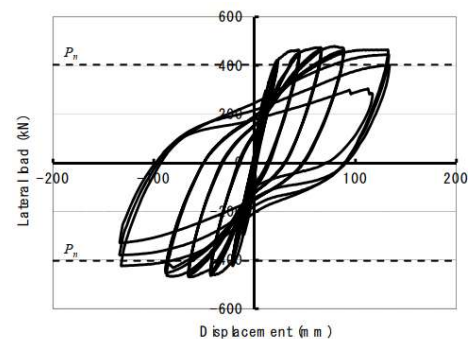
FC-1 had identical conventional crossies as FC, but the hooks enclosed the hoops instead of enclosing the longitudinal bars

Flexural Strength & Confinement & Buckling & Ductility

The main variable was the anchorage type of crossies as shown in Figure.



c) FMC

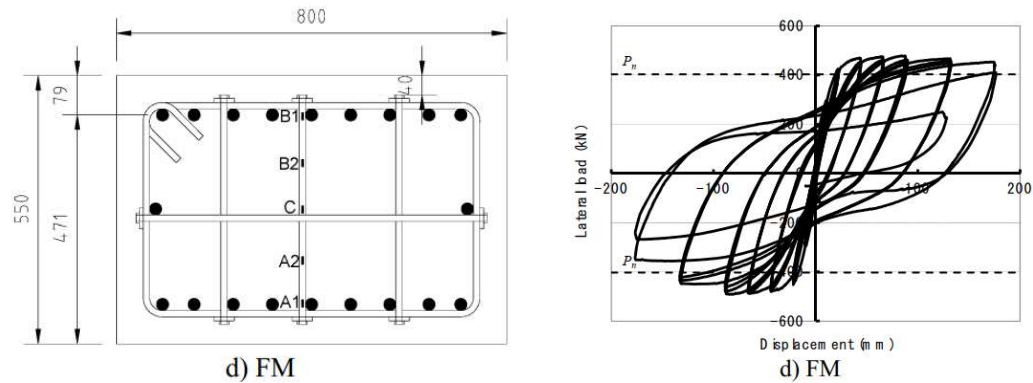


c) FMC

The crossies of FMC and SMC were anchored by one-side

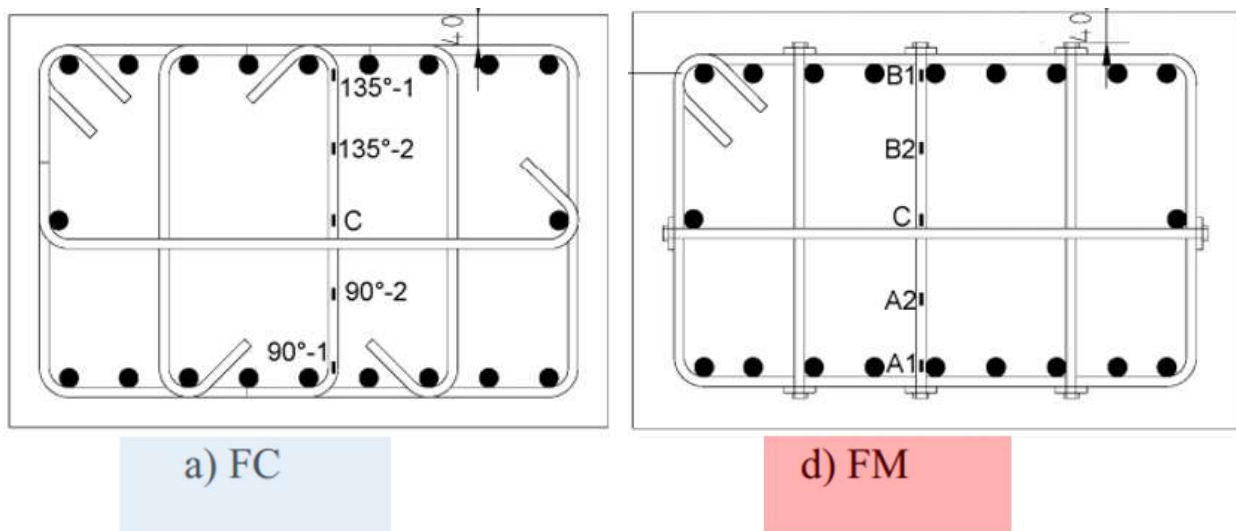
Flexural Strength & Confinement & Buckling & Ductility

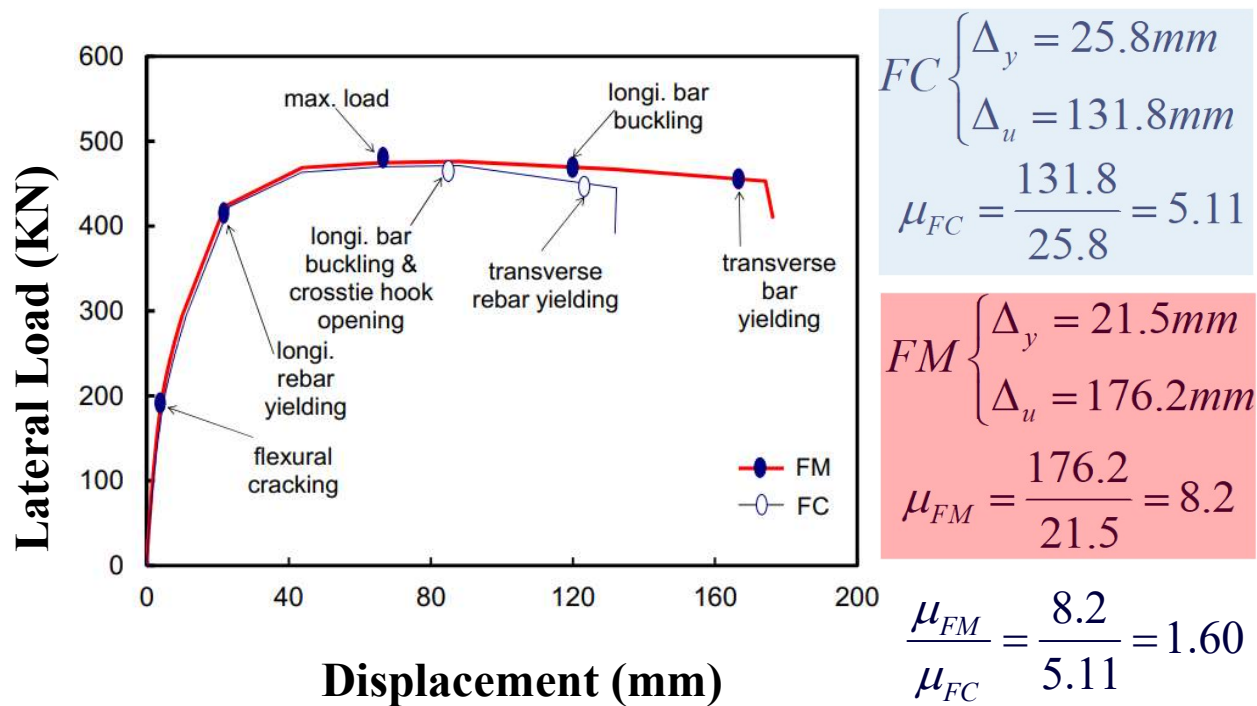
The main variable was the anchorage type of crossties as shown in Figure.



FM had double headed cross-ties that replaced conventional cross-ties, and the heads enclosed the hoops

Flexural Strength & Confinement & Buckling & Ductility

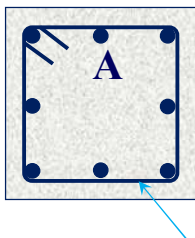




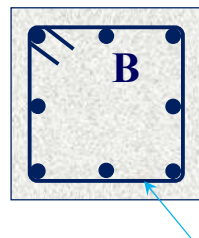
Flexural Strength & Confinement & Buckling & Ductility

Rectangular RC Column 350×350 Longitudinal Bar: $8\phi 25mm$

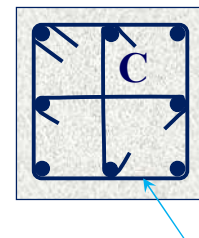
$$f_{yt} = 470MPa \quad f'_c = 21.0MPa$$



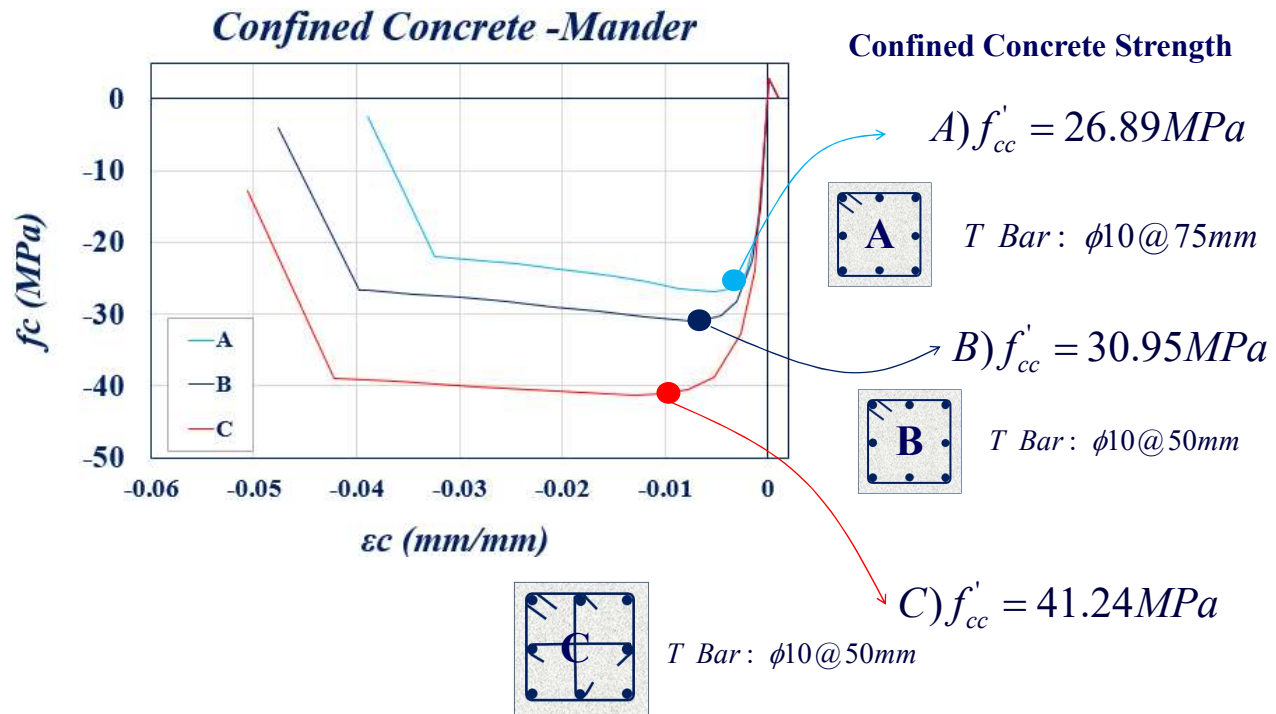
T Bar: $\phi 10 @ 75mm$



T Bar: $\phi 10 @ 50mm$



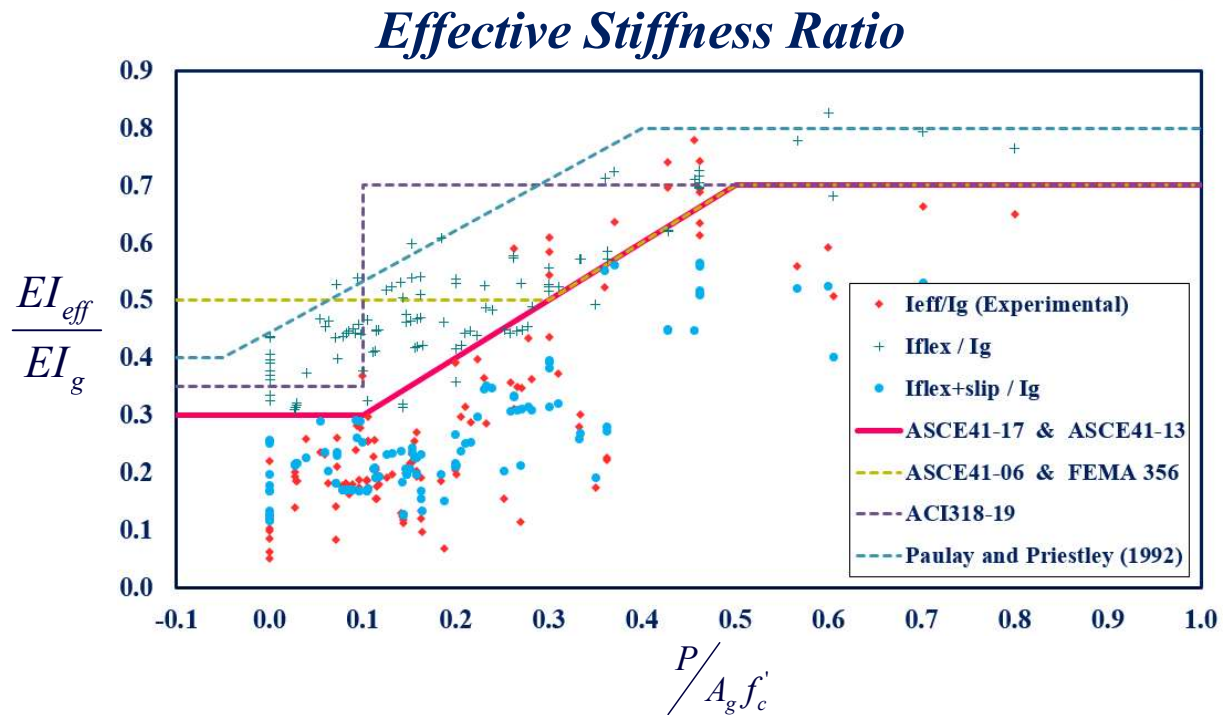
T Bar: $\phi 10 @ 50mm$



Test Specimen	f'_c	Longitudinal Steel				Transverse Steel				
		ϕ (mm)	No. of Bars	f_{yt} (MPa)	ρ_t (%)	ϕ (mm)	Configuration	s (mm)	f_{yt} (MPa)	$\rho_t = \frac{A_t}{b_s}$ (%)
U3	34.8	25	8	430	3.27	10	Type A	75	470	0.598
U4	32	25	8	438	3.27	10	Type A	50	470	0.898
U6	37.3	25	8	437	3.27	6.4	Type B	65	425	0.848

$$\begin{array}{l}
 \begin{array}{c} \text{Diagram A} \\ \text{Type A} \end{array} U3) \rho_t = \frac{2(\frac{\pi}{4} 10^2)}{350 \times 75} = 0.00598 \quad \begin{array}{c} \text{Diagram B} \\ \text{Type A} \end{array} U4) \rho_t = \frac{2(\frac{\pi}{4} 10^2)}{350 \times 50} = 0.00898
 \end{array}$$

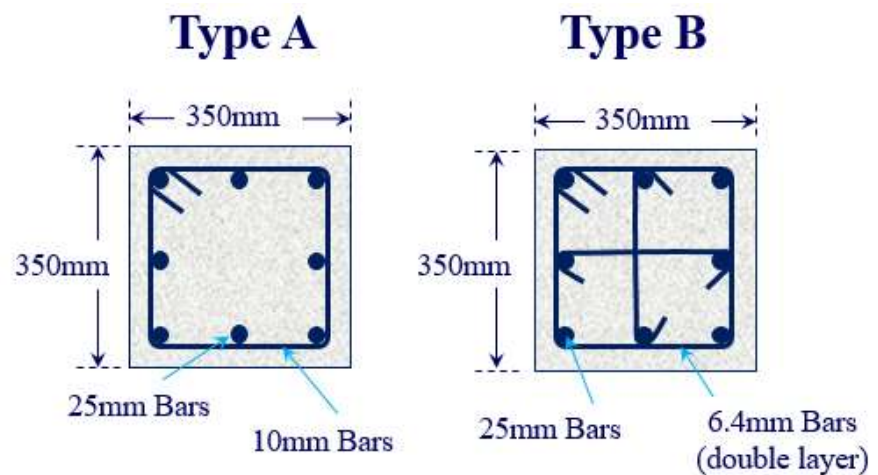
$$\begin{array}{c} \text{Diagram C} \\ \text{Type B} \end{array} U6) \rho_t = \frac{6(\frac{\pi}{4} 6.4^2)}{350 \times 65} = 0.00848$$



P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

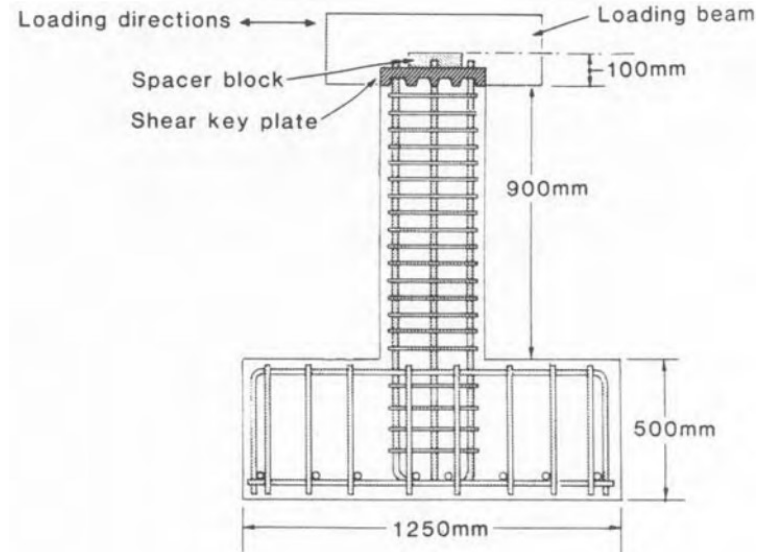
Flexural Strength & Confinement & Buckling & Ductility

Ozcebe and Saatcioglu, 1987



Flexural Strength & Confinement & Buckling & Ductility

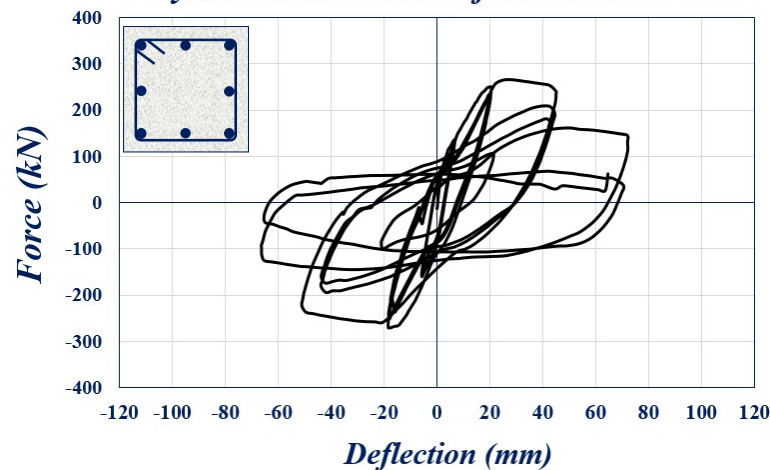
Ozcebe and Saatcioglu, 1987



Test Specimen	V_{max} (kN)	M_{max} (kN.m)	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$	Max. Drift %
U3	271	337.11	20.8	51.1	2.46	5.11
U4	325.9	361.68	13.06	89.9	6.88	8.99
U6	342.8	375.01	13.58	89.8	6.61	8.98

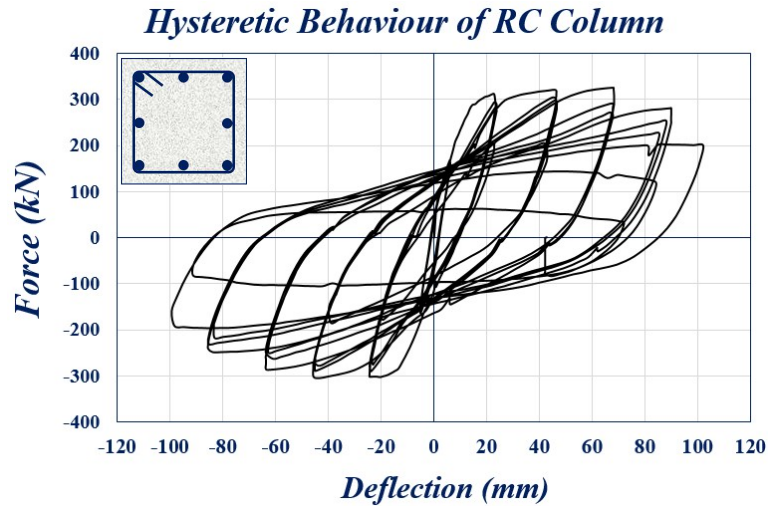
Specimen U3 at the end of $3\Delta_y$ cycles

Hysteretic Behaviour of RC Column



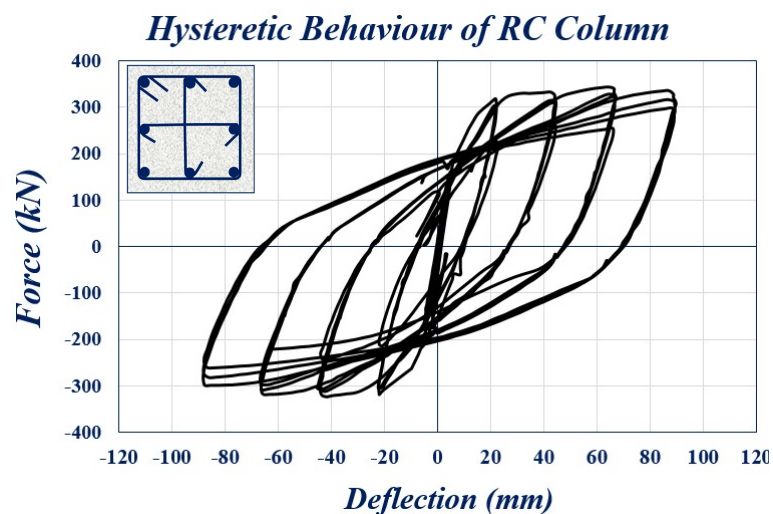
Test Specimen	V_{max} (kN)	M_{max} (kN.m)	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$	Max. Drift %
U3	271	337.11	20.8	51.1	2.46	5.11
U4	325.9	361.68	13.06	89.9	6.88	8.99
U6	342.8	375.01	13.58	89.8	6.61	8.98

Specimen U4 at the end of $3\Delta_y$ cycles



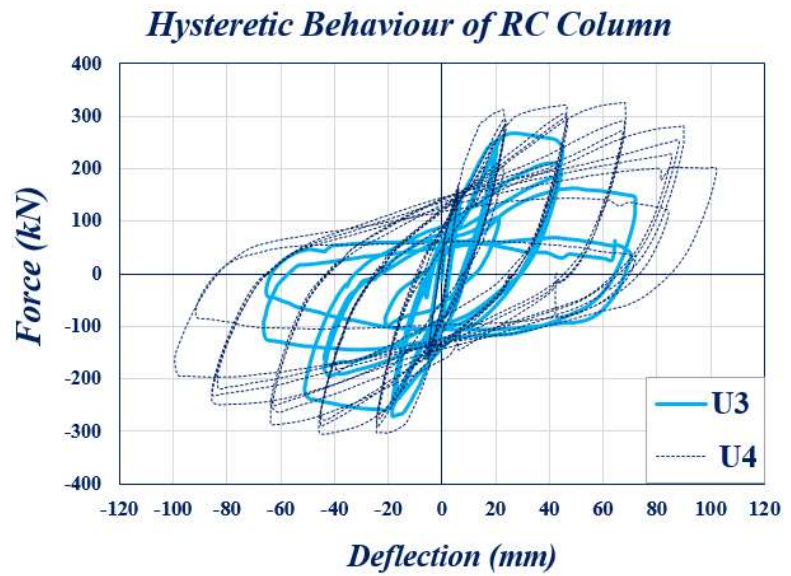
Test Specimen	V_{max} (kN)	M_{max} (kN.m)	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$	Max. Drift %
U3	271	337.11	20.8	51.1	2.46	5.11
U4	325.9	361.68	13.06	89.9	6.88	8.99
U6	342.8	375.01	13.58	89.8	6.61	8.98

Specimen U6 at the end of $3\Delta_y$ cycles



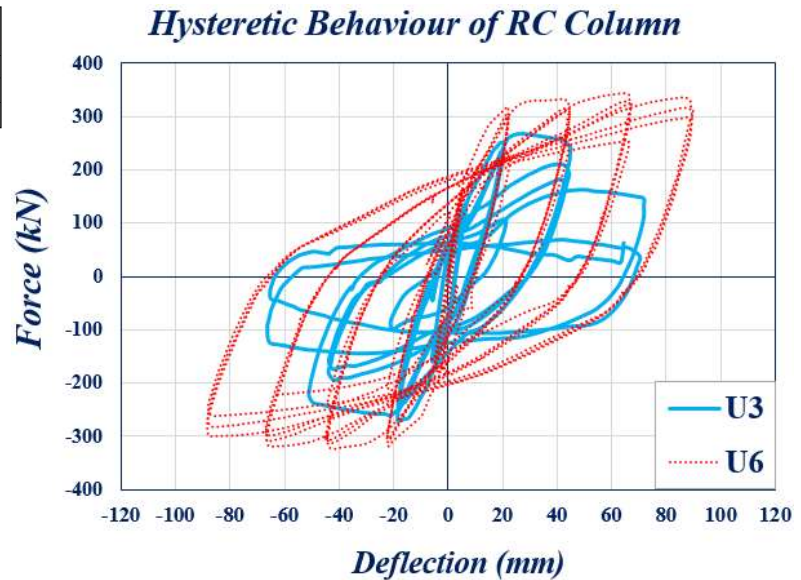
Test Specimen	V_{max} (kN)	M_{max} (kN.m)	Δ_y (mm)	Δ_x (mm)	$\mu = \frac{\Delta_x}{\Delta_y}$	Max. Drift %
U3	271	337.11	20.8	51.1	2.46	5.11
U4	325.9	361.68	13.06	89.9	6.88	8.99
U6	342.8	375.01	13.58	89.8	6.61	8.98

نمونه ۳ دارای فاصله قاموت ۷۵ میلی‌متر و نمونه ۴ دارای فاصله قاموت ۵۰ میلی‌متر می‌باشد. پر واضح است که اتلاف انرژی نمونه شماره ۴ قابل ملاحظه با نمونه ۳ نمی‌باشد. مقاومت نمونه ۴ به اندازه ۲۰٪ و شکل‌پذیری این نمونه به اندازه ۱۷۹٪ بیشتر از نمونه ۳ است.



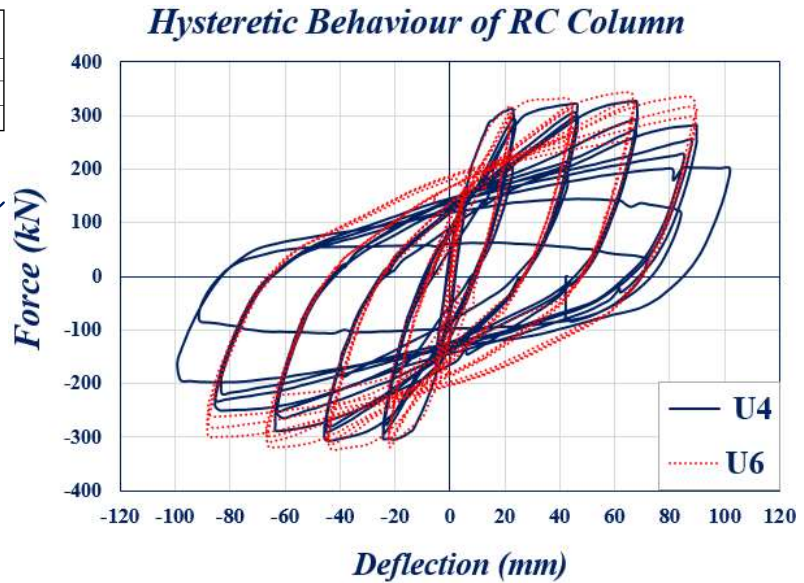
Test Specimen	V_{max} (kN)	M_{max} (kN.m)	Δ_y (mm)	Δ_x (mm)	$\mu = \frac{\Delta_x}{\Delta_y}$	Max. Drift %
U3	271	337.11	20.8	51.1	2.46	5.11
U4	325.9	361.68	13.06	89.9	6.88	8.99
U6	342.8	375.01	13.58	89.8	6.61	8.98

مقاومت نمونه ۶ به اندازه ۲۷٪ و شکل‌پذیری این نمونه به اندازه ۱۵۰٪ بیشتر از نمونه ۳ است.



Test Specimen	V_{max} (kN)	M_{max} (kN.m)	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$	Max. Drift %
U3	271	337.11	20.8	51.1	2.46	5.11
U4	325.9	361.68	13.06	89.9	6.88	8.99
U6	342.8	375.01	13.58	89.8	6.61	8.98

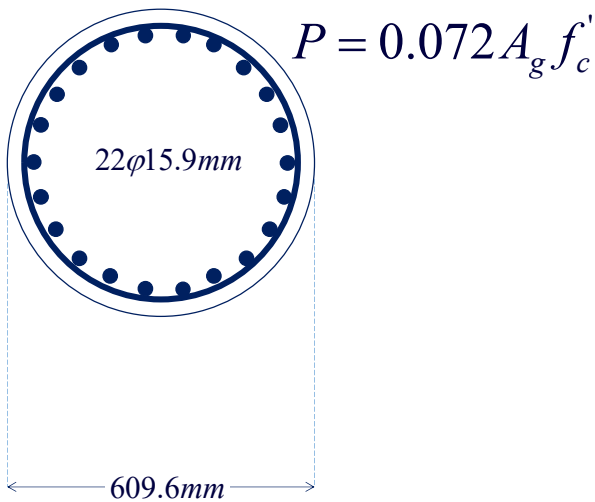
میزان مقاومت نمونه ۶ اندکی کمتر از نمونه ۴ می باشد. لیکن به دلیل مهار استاندارد و اصولی آرماتورهای طولی در نمونه ۶، اتلاف انرژی این نمونه پیش از نمونه ۴ می باشد.



P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Flexural Strength & Confinement & Buckling & Ductility

Lehman, D.E.; Moehle, J.P (1998)



Test Specimen	D (mm)	Length (mm)	Axial Load (kN)	f'_c (MPa)
415	609.6	2438.4	653.86	31
815	609.6	4876.8	653.86	31
1015	609.6	6096	653.86	31

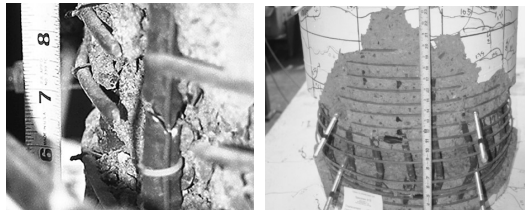
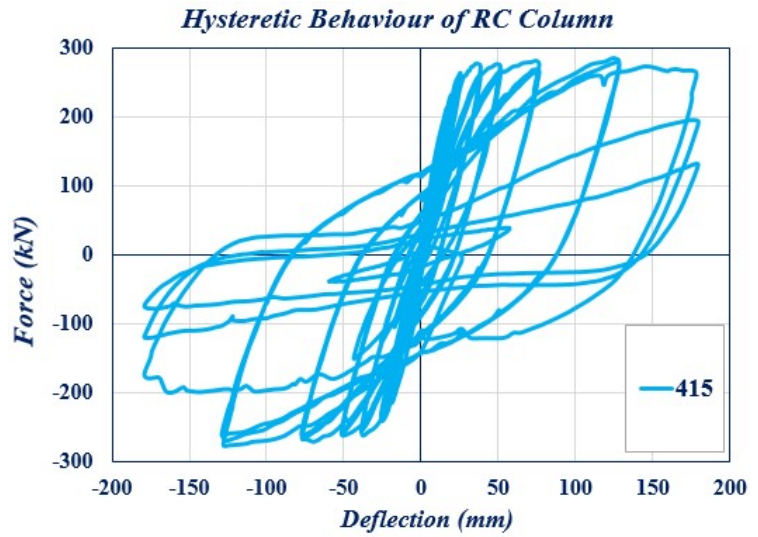
Longitudinal Steel				
ϕ (mm)	No. of Bars	f_{yt} (MPa)	f_{ui} (MPa)	ρ_l (%)
15.9	22	462	630	1.49
15.9	22	462	630	1.49
15.9	22	462	630	1.49

Transverse Steel				
ϕ (mm)	s (mm)	Cover to Center of Hoop (mm)	f_{yt} (MPa)	ρ_t (%)
6.4	31.8	22.2	606.8	0.732
6.4	31.8	22.2	606.8	0.732
6.4	31.8	22.2	606.8	0.732



$$\frac{L}{D} = \frac{2438.4}{609.6} = 4$$

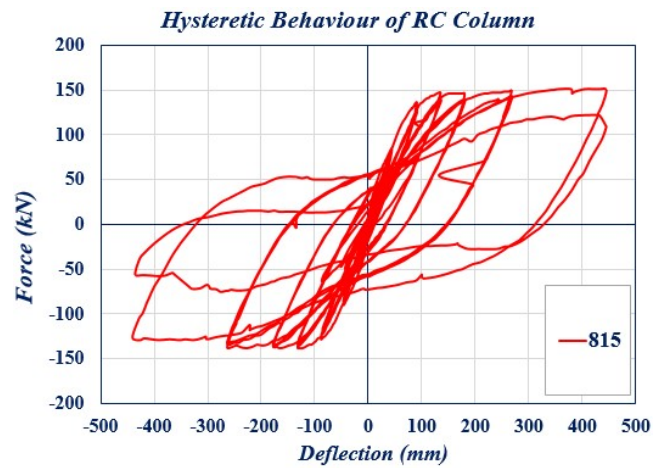
Column 415

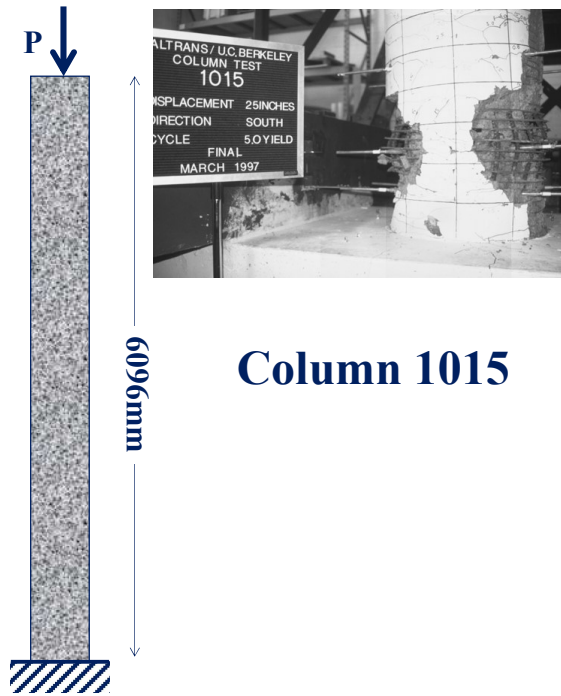


$$\frac{L}{D} = \frac{4876.8}{609.6} = 8$$



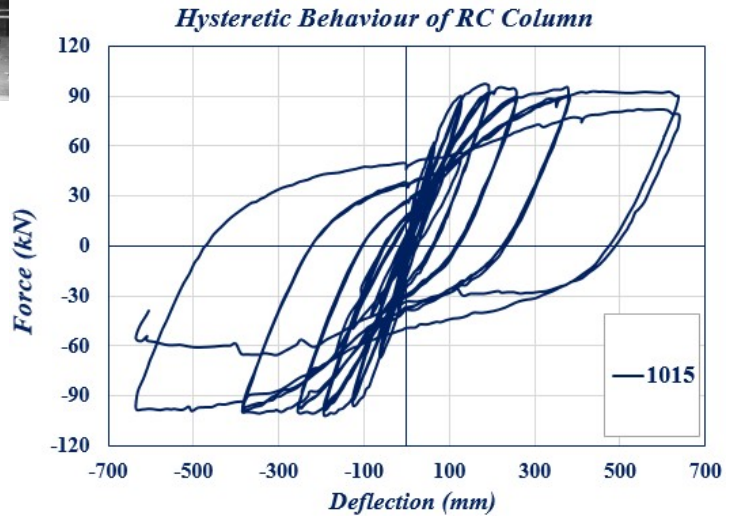
Column 815



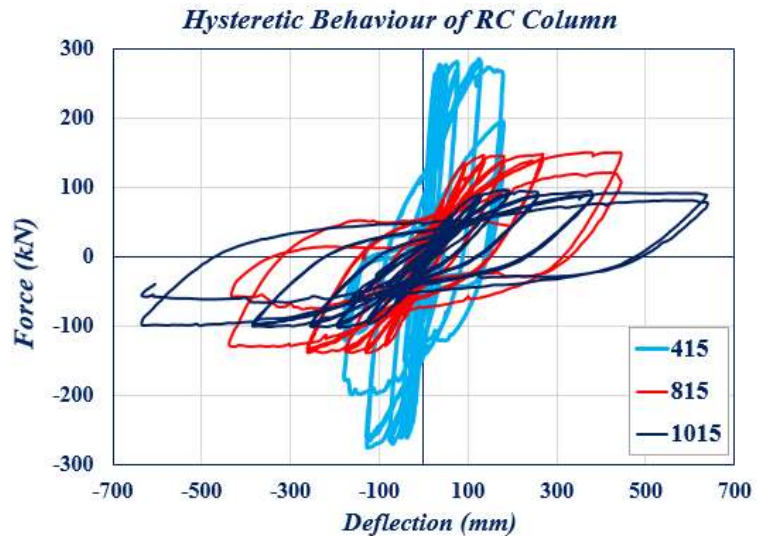


Column 1015

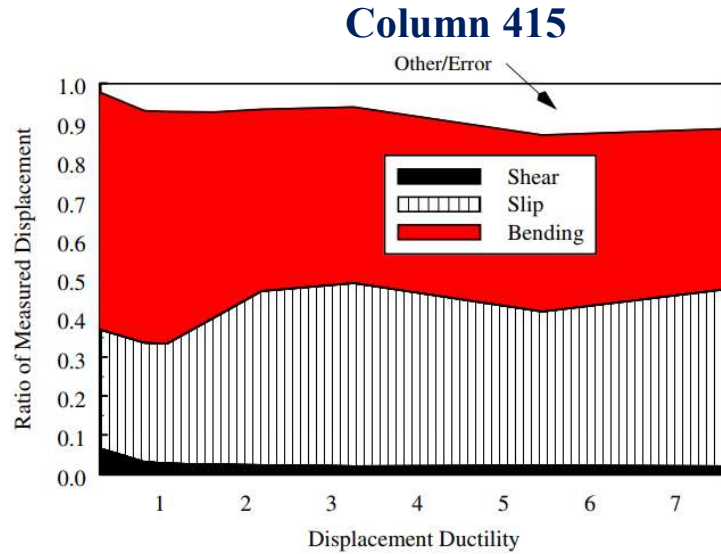
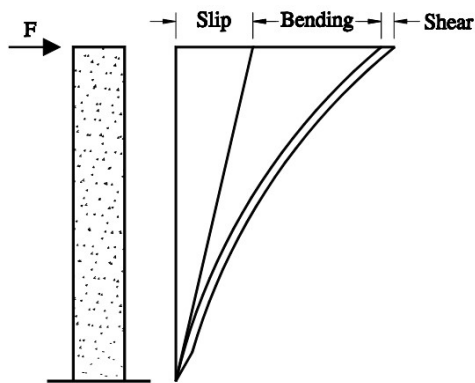
$$\frac{L}{D} = \frac{6096}{609.6} = 10$$



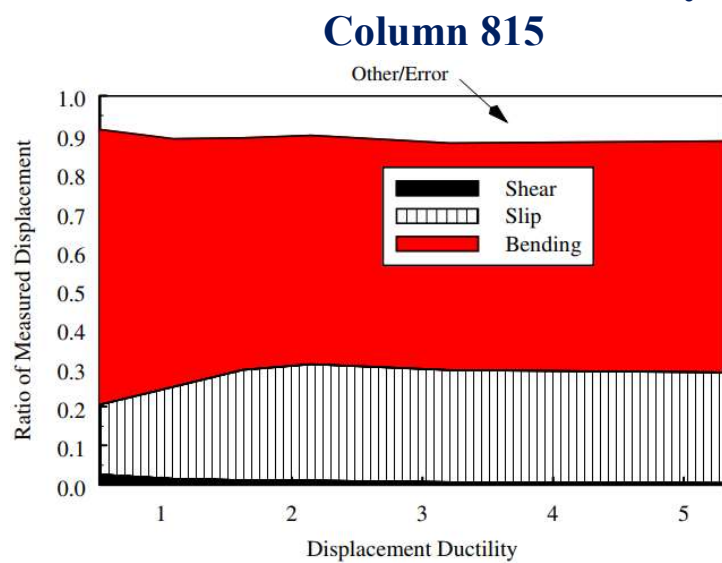
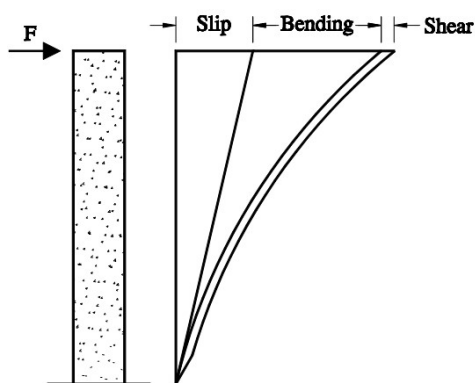
Test Specimen	Length (mm)	Yield Disp. (mm)	Con. Crushing	L. Bar Buckling	L. Bar Fracture	Spiral Fracture	Drift%
415	2438.4	22.86	38.1	127	178	135	7.3
815	4876.8	83.82	133	445	445	445	9.12
1015	6096	116.84	191	635	635	635	10.42



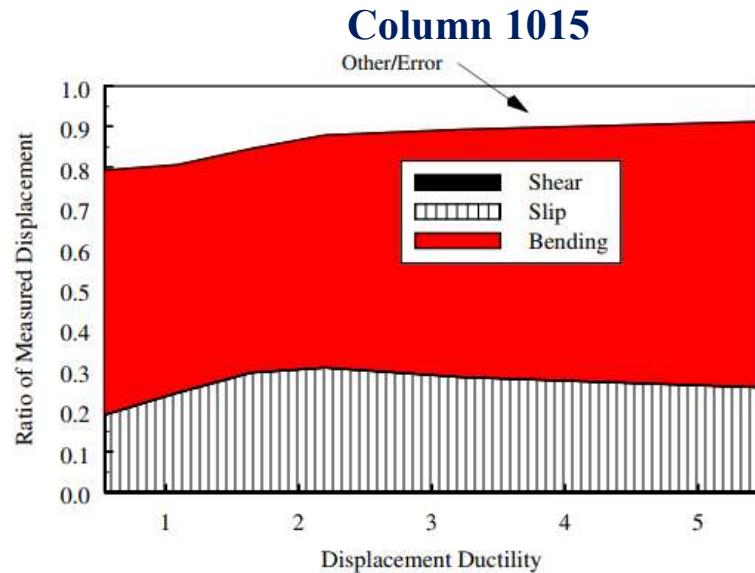
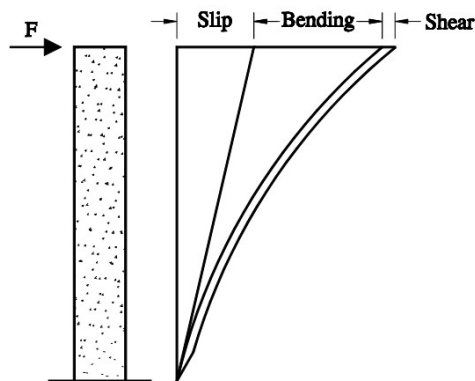
Flexural Strength & Confinement & Buckling & Ductility



Flexural Strength & Confinement & Buckling & Ductility



Flexural Strength & Confinement & Buckling & Ductility



بر اساس ASCE41-13، مفصل پلاستیک در ستون‌های بتن آرمه با مود شکست خمشی، به ۲ پارامتر مهم وابسته است که عبارت‌اند از:

ASCE41-13

Condition i: Flexure failure

1	2	3
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$
≤ 0.1	≥ 0.006	—
≥ 0.6	≥ 0.006	—
≤ 0.1	≤ 0.002	—
≥ 0.6	≤ 0.002	—

1 نسبت بار محوری فشاری $\frac{P}{A_g f'_c}$

2 نسبت هندسی آرماتورهای مهبورکننده

3 نسبت برش طراحی به مقاومت برشی بتن

$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ رفتار غیرفشی ستون‌های با مود خمشی، در استاندارد ASCE41-13 مستقل از مقدار برش است.

Shear Force

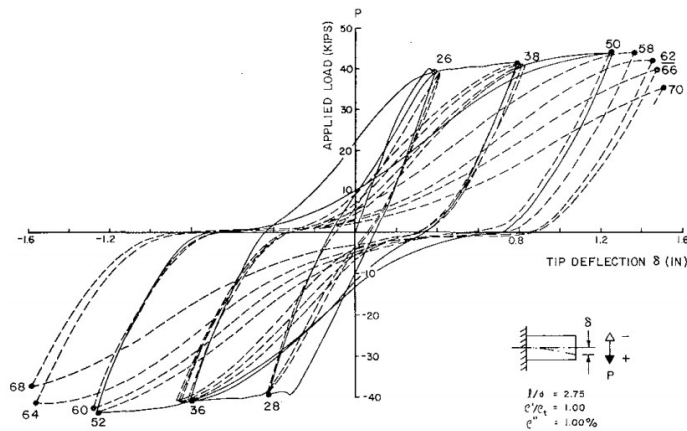


FIG. 4.9(e) P- δ DIAGRAM (BEAM R-5)

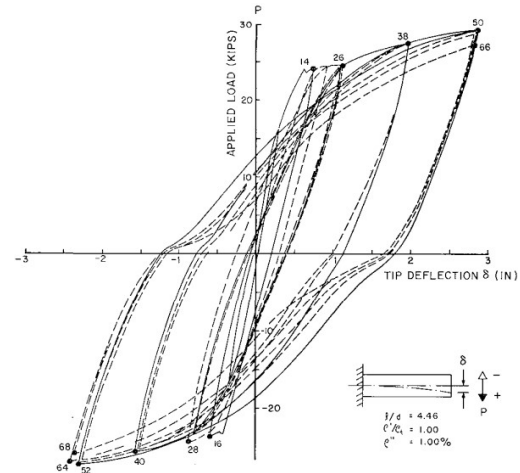
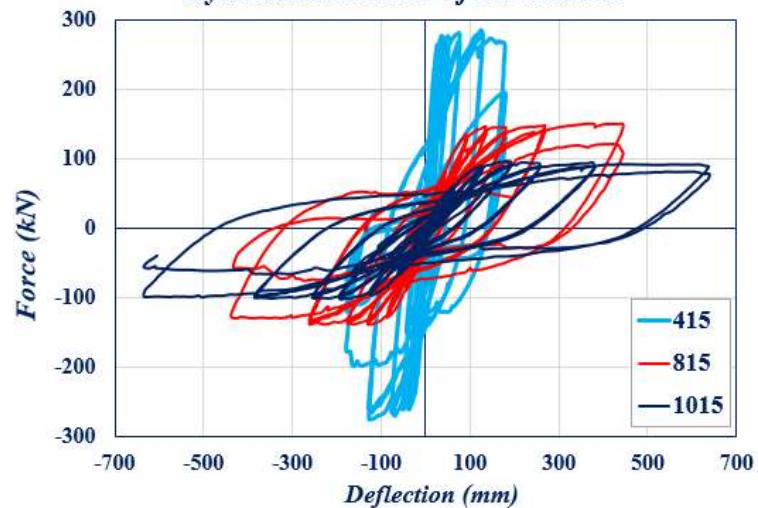
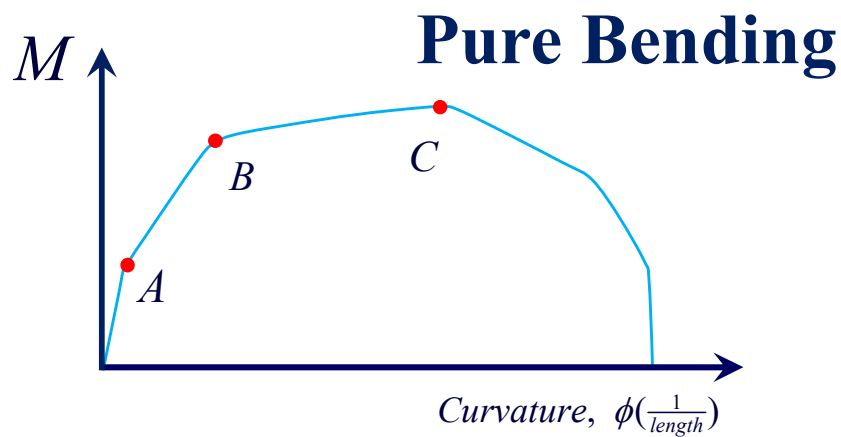


FIG. 4.9(f) P- δ DIAGRAM (BEAM R-6)

Test Specimen	Length (mm)	Yield Disp. (mm)	Con. Crushing	L. Bar Buckling	L. Bar Fracture	Spiral Fracture	Drift%
415	2438.4	22.86	38.1	127	178	135	7.3
815	4876.8	83.82	133	445	445	445	9.12
1015	6096	116.84	191	635	635	635	10.42

Hysteretic Behaviour of RC Column

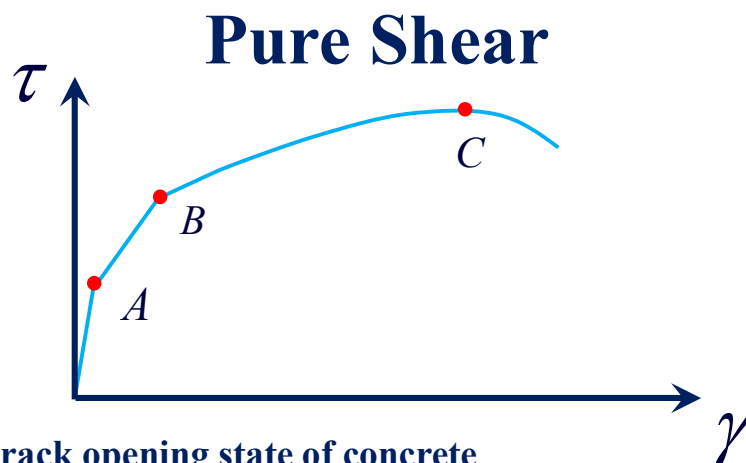




A: is the flexural crack opening state of concrete

B : is the strength yielding state of the longitudinal bars

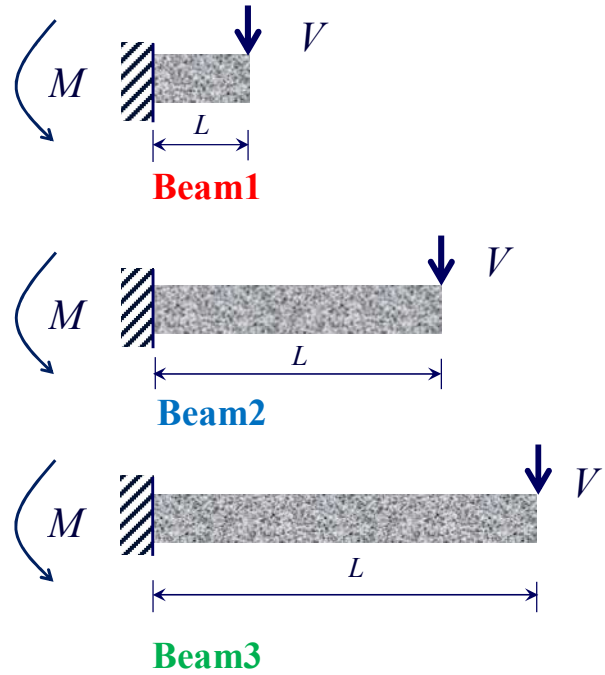
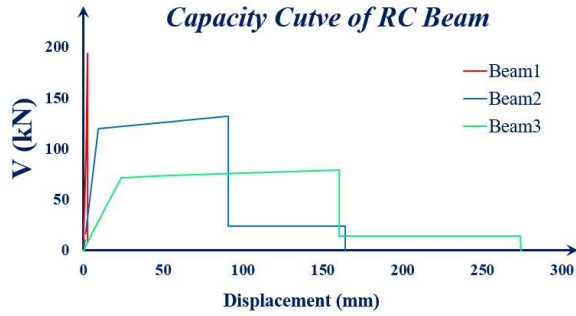
C : represents the flexure strength reaching its maximum value



A: is the shear crack opening state of concrete

B : is the strength yielding state of the stirrups

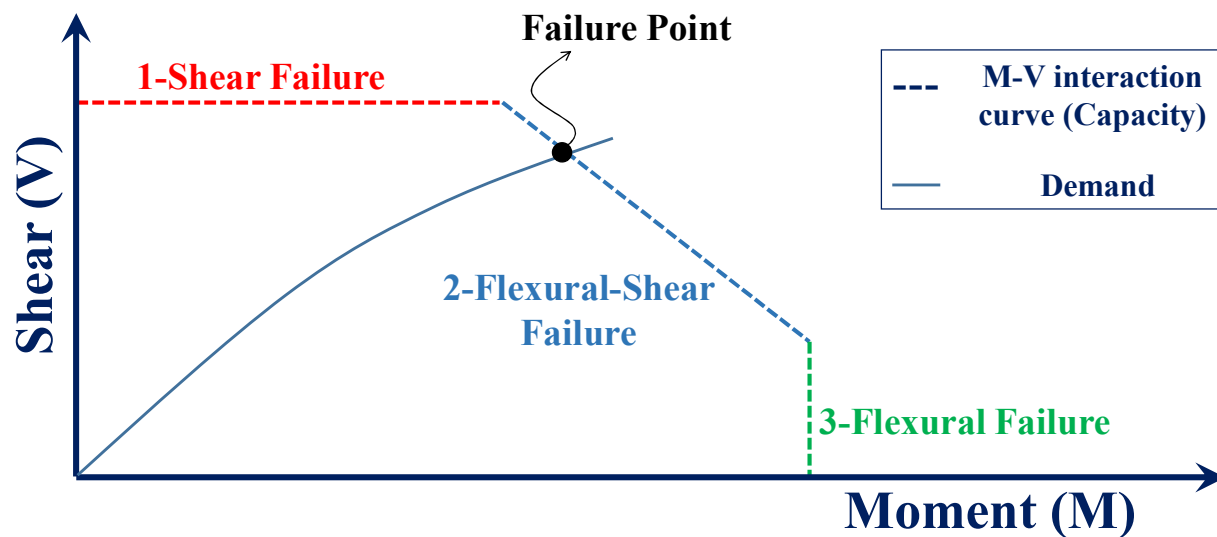
C : represents the shear stress reaching its maximum value



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Moment-Shear Interaction Curve



در اثر بارگذاری لرزه‌ای، مقطع بهرانی المان‌های بتن‌آرمه تحت برش، فمش و نیروی محوری همزمان قرار می‌گیرد. مقدار ظرفیت برشی در محل تشکیل ترک‌های قطری، علاوه بر نیروی محوری به نسبت نیروی برشی به لنگر فمشی نیز وابسته است. بنابراین برای مناسبه ظرفیت برشی مقطع، بایستی علاوه بر بار محوری، اثرات لنگر فمشی و نیروی برشی در محاسبات وارد شود. از روش‌های معروف برای مناسبه اندک‌نش فمش و برش، تئوری MCFT می‌باشد. روش مذکور در تفمین رفتار برشی المان‌های بتن‌آرمه بسیار کارآمد می‌باشد. مطابق با شکل دو منحنی با عناوین منحنی ظرفیت و منحنی نیاز نشان داده شده است. براساس منحنی ظرفیت، مقاومت فمشی حداکثر و مقاومت برشی حداکثر مقطع مناسبه شده و براساس منحنی نیاز، مقدار لنگر فمشی و نیروی برشی موجود در مقطع بهرانی به دست می‌آید. محل تلاقی منحنی نیاز با منحنی ظرفیت نشان دهنده شکست مقطع می‌باشد.

The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear

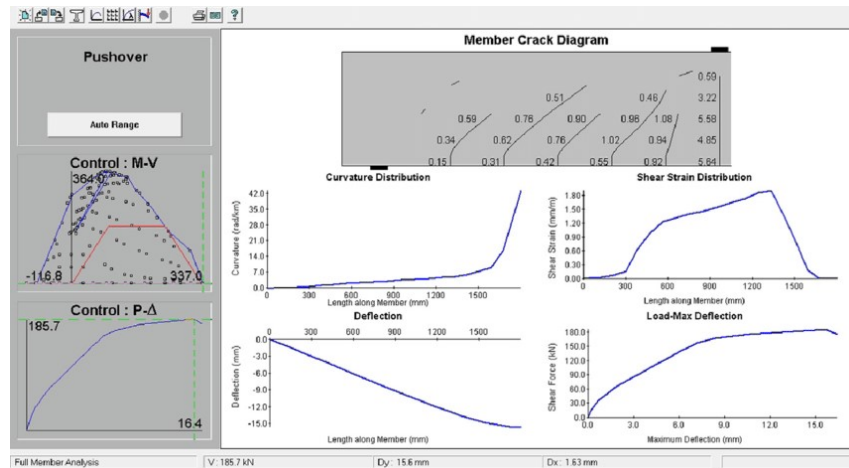


by Frank J. Vecchio and Michael P. Collins





Response 2000




 Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings
 

RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)

Experimental and Analytical Reexamination of Classic Concrete Beam Tests

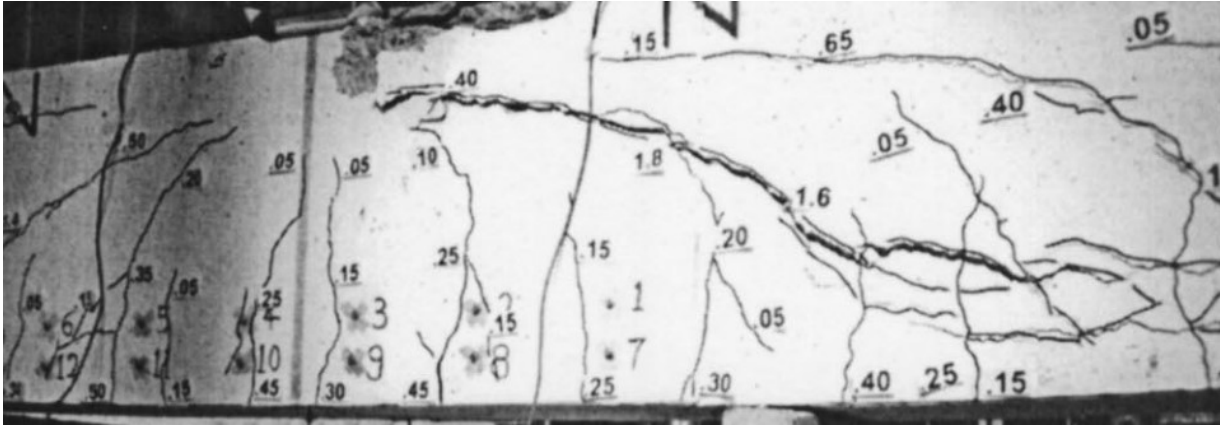
F. J. Vecchio¹ and W. Shim²

Abstract: The classic series of beam tests conducted by Bresler and Scordelis some 40 years ago to investigate the behavior of reinforced concrete in shear, is commonly regarded as a benchmark against which finite element analysis models can be calibrated. A nominally identical set of beams was recently tested at the University of Toronto. Aspects of behavior of the original and duplicate beams are compared and discussed, including load–deformation response, load capacity, and failure mode. Generally, it was found that most aspects of behavior were well replicated. Test observations reveal that the behavior of the beams is highly influenced by crushing of concrete beneath and adjacent to the loading plates. In the case of the beams containing no shear reinforcement, failure was influenced by the reinforcement anchorage plates. The disturbances around the loading plates and anchor plates introduce complex three-dimensional effects, making the modeling of these beams using two-dimensional finite element techniques difficult. However, accuracy is substantially improved if out-of-plane confinement effects are considered. In addition to some insights on the behavior of the original beams, and on factors that should be considered in their finite element modeling, the duplicate tests also provide information on postpeak behavior.

DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:3(460)

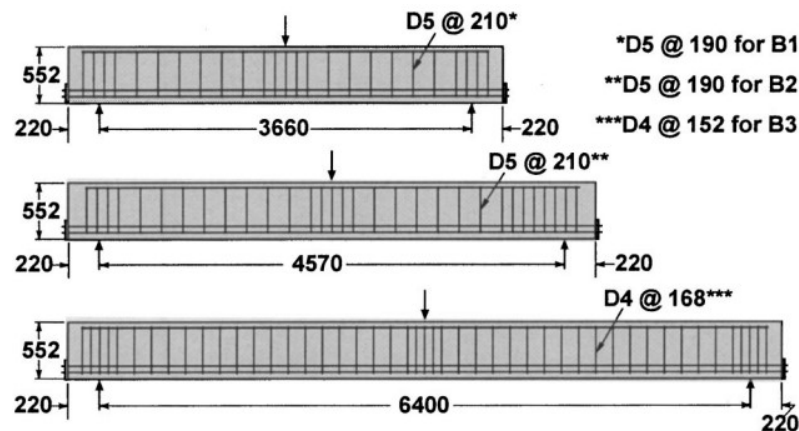
CE Database subject headings: Beams; Concrete; Tests; Ductility; Finite elements; Models; Shear.

RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)



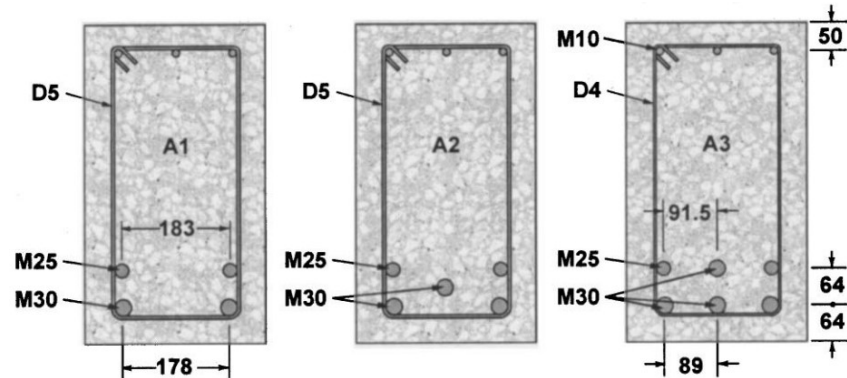
RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)

Beam number	b (mm)	h (mm)	d (mm)	L (mm)	Span (mm)	Bottom steel	Top steel	Stirrups
A1	305	552	457	4,100	3,660	2 M30, 2 M25	3 M10	D5 at 210
A2	305	552	457	5,010	4,570	3 M30, 2 M25	3 M10	D5 at 210
A3	305	552	457	6,840	6,400	4 M30, 2 M25	3 M10	D4 at 168



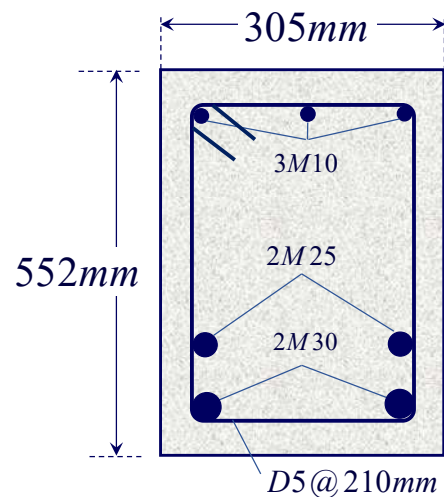
RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)

Beam number	b (mm)	h (mm)	d (mm)	L (mm)	Span (mm)	Bottom steel	Top steel	Stirrups
A1	305	552	457	4,100	3,660	2 M30, 2 M25	3 M10	D5 at 210
A2	305	552	457	5,010	4,570	3 M30, 2 M25	3 M10	D5 at 210
A3	305	552	457	6,840	6,400	4 M30, 2 M25	3 M10	D4 at 168



Reinforcement					
Bar size	Diameter (mm)	Area (mm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)
M10	11.3	100	315	460	200,000
M25 ^a	25.2	500	440	615	210,000
M25 ^b	25.2	500	445	680	220,000
M30	29.9	700	436	700	200,000
D4	3.7	25.7	600	651	200,000
D5	6.4	32.2	600	649	200,000

Concrete				
Beam number	f'_c (MPa)	ϵ_0 (mm/mm)	E_c (MPa)	f_{sp} (MPa)
A1	22.6	0.0016	36,500	2.37
A2	25.9	0.0021	32,900	3.37
A3	43.5	0.0019	34,300	3.13



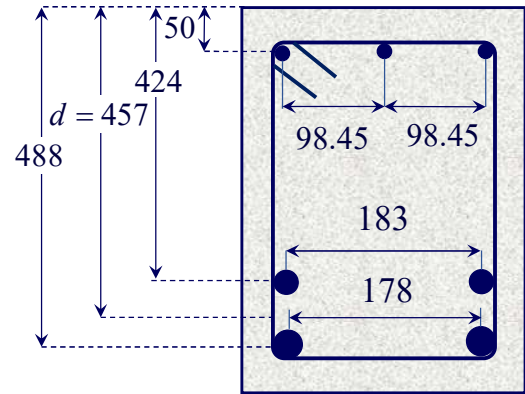
Beam number	b (mm)	h (mm)	d (mm)	L (mm)	Span (mm)	Bottom steel	Top steel	Stirrups
A1	305	552	457	4,100	3,660	2 M30, 2 M25	3 M10	D5 at 210

$$\begin{cases} 17 \leq f'_c = 22.6 \text{ MPa} \leq 28 \Rightarrow \beta_1 = 0.85 \\ f'_c = 22.6 \text{ MPa} \leq 55 \Rightarrow \alpha_1 = 0.85 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2(500 + 700)}{305 \times 457} = 0.0172$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{3(100)}{305 \times (552 - 50)} = 0.001959$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 0.0201$$



$$\bar{\rho}_b = \rho_b + \rho' \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\bar{\rho}_{\min} = \rho' \frac{f'_y}{f_s} + 0.85 \beta_1 \frac{d'}{d} \frac{f'_c}{f_s} \frac{600}{600 - f'_y}$$

$$\begin{cases} \rho < \bar{\rho}_b \Rightarrow \text{باری شدن آرماتورهای کششی و آرماتورهای فشاری} \quad \text{باری شدن آرماتورهای کششی} \\ \rho > \bar{\rho}_{\min} \Rightarrow \text{باری شدن آرماتورهای فشاری} \end{cases}$$

$$M_n = (\rho f_y - \rho' f'_y) b d^2 \left[1 - 0.59 \frac{\rho f_y - \rho' f'_y}{f'_c} \right] + \rho' f'_y b d^2 \left(1 - \frac{d'}{d} \right)$$

$$\begin{cases} \rho < \bar{\rho}_b \Rightarrow \text{باری شدن آرماتورهای کششی} & a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b}, \quad f'_s = 600 \frac{a - \beta_1 d'}{a} \\ \rho < \bar{\rho}_{\min} \Rightarrow \text{باری شدن آرماتورهای فشاری} & \Rightarrow a^2 + \frac{600 A'_s - A_s f_y}{0.85 f'_c b} a - \frac{600 A'_s \beta_1 d'}{0.85 f'_c b} = 0 \end{cases}$$

$$M_n = 0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d')$$

کنترل جاری شدن آرماتورهای کششی و آرماتورهای فشاری

$$\bar{\rho}_b = \rho_b + \rho' \frac{f'_{sb}}{f_y}, \quad f'_{sb} = 600 - \frac{d'}{d}(600 + f_y) \leq f'_y \Rightarrow f'_{sb} = 485.66 \geq f'_y = 315$$

$$\Rightarrow f'_{sb} = 315 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\rho}_b = 0.0201 + 0.001959 = 0.0230$$

$$\Rightarrow \rho = 0.0172 < \bar{\rho}_b = 0.0230 \Rightarrow \text{آرماتورهای کششی مقطع جاری می‌شوند.}$$

$$\bar{\rho}_{\min} = \rho' \frac{f'_y}{f_s} + 0.85\beta_1 \frac{d'}{d} \frac{f'_c}{f_s} \frac{600}{600 - f'_y}, \quad f_s = \frac{d'}{d}(600 - f'_y) - 600 \leq f_y$$

$$f_s = 816.7 \geq 445 \Rightarrow f_s = 445 \text{ MPa}$$

$$\bar{\rho}_{\min} = 0.001959 \frac{315}{445} + 0.85 \times 0.85 \frac{50}{457} \frac{22.6}{445} \frac{600}{600 - 315} = 0.009839 < \rho = 0.0172$$

آرماتورهای فشاری مقطع جاری می‌شوند.

$$\begin{cases} \rho < \bar{\rho}_b \\ \rho > \bar{\rho}_{\min} \end{cases} \Rightarrow M_n = (\rho f_y - \rho' f'_y) b d^2 \left[1 - 0.59 \frac{\rho f_y - \rho' f'_y}{f'_c} \right] + \rho' f'_y b d^2 \left(1 - \frac{d'}{d} \right)$$

$$M_n = (0.017 \times 445 - 0.0019 \times 315) 305 \times 457^2 \left[1 - 0.59 \frac{0.017 \times 445 - 0.0019 \times 315}{22.6} \right] + 0.0019 \times 315 \times 305 \times 457^2 \left(1 - \frac{50}{457} \right)$$

$$\Rightarrow M_n = 401.238 \text{ kN.m}$$

Sap2000 v21.0.2

Scaling for Moment and Rotation

		Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF	400.7142 kN.m	72.7895
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation	Rotation SF	1.	1.

(Steel Objects Only)

$$D5 @ 210mm \Rightarrow A_v = 2 \times 32.2 = 64.4mm^2 \Rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{64.4}{210} = 0.306mm : \text{فشار برشی}$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = \text{Max}\left(\frac{b_w}{16f_{yt}}\sqrt{f'_c}, \frac{b_w}{3f_{yt}}\right) = 0.1694$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\max} = \frac{2}{3} \frac{\sqrt{f'_c}}{f_{yt}} b_w = 1.611$$

$$\Rightarrow \left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} \leq \frac{A_v}{s} \leq \left(\frac{A_v}{s}\right)_{\max}$$

$$V_c = \left[0.66(\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right] b_w d$$

Table 22.5.5.1— V_c for nonprestressed members

Criteria	V_c	
ACI 318-19 $A_v \geq A_{v,min}$	$\left[0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right] b_w d$	(a)
	$\left[0.66\lambda(\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right] b_w d$	(b)
$A_v < A_{v,min}$	$\left[0.66\lambda_s(\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right] b_w d$	(c)

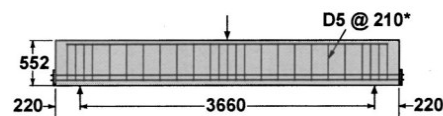
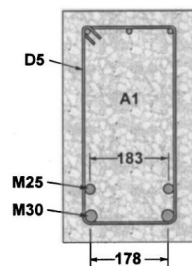
$$= \left[0.66\left(\frac{2700}{305 \times 457}\right)^{1/3} \sqrt{22.6}\right] 305 \times 457 = 117.45$$

$$V_s = \frac{A_v}{s} f_{yt} d = \frac{64.4}{210} 600 \times 457 = 84.08KN$$

$$\Rightarrow V_n = V_c + V_s = 201.54KN$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)



*D5 @ 190 for B1

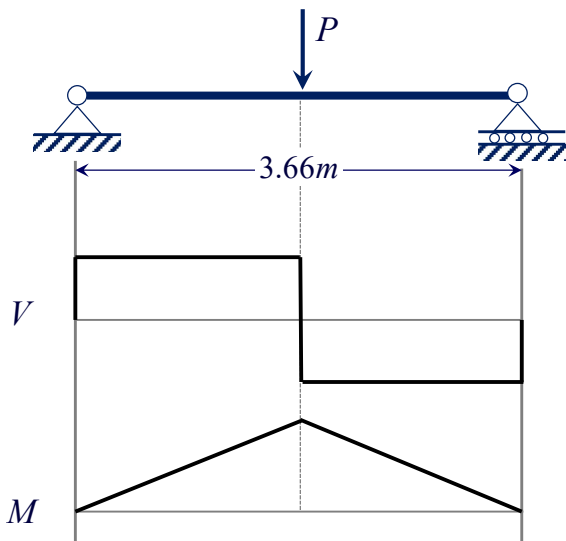
Beam number	Concrete			
	f'_c (MPa)	ϵ_0 (mm/mm)	E_c (MPa)	f_{sp} (MPa)
A1	22.6	0.0016	36,500	2.37

Bar size	Reinforcement				
	Diameter (mm)	Area (mm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)
M10	11.3	100	315	460	200,000
M25 ^a	25.2	500	440	615	210,000
M25 ^b	25.2	500	445	680	220,000
M30	29.9	700	436	700	200,000
D4	3.7	25.7	600	651	200,000
D5	6.4	32.2	600	649	200,000

Beam number	b (mm)	h (mm)	d (mm)	L (mm)	Span (mm)	Bottom steel	Top steel	Stirrups
A1	305	552	457	4,100	3,660	2 M30, 2 M25	3 M10	D5 at 210

$$V_n = 201.54KN$$

$$M_n = 401.238KN.m$$



تعیین مود شکست تیر بتن آرمه:

رفتار برشی:

$$V_n = 201.54 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow P_s = 2 \times 201.54 = 403.08 \text{ kN}$$

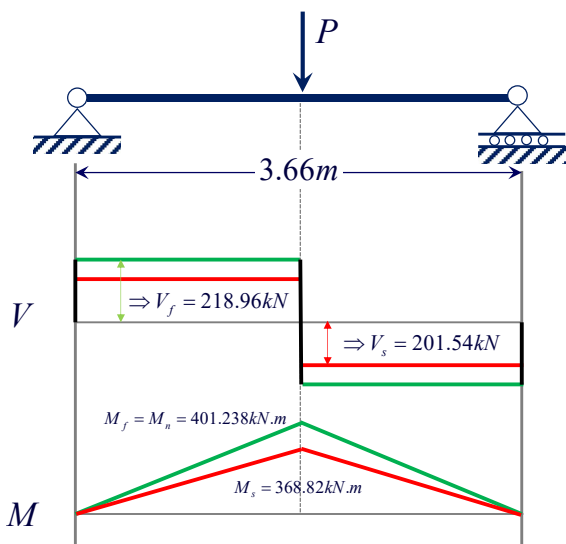
رفتار خمشی:

$$M_n = 401.238 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow P_f = \frac{4}{L} M = 437.93 \text{ kN}$$

با توجه به اینکه مقاومت برشی کمتر از مقاومت خمشی است

بنابراین رفتار این برشی است.



تعیین مود شکست تیر بتن آرمه:

رفتار برشی:

$$V_n = 201.54 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow P_s = 2 \times 201.54 = 403.08 \text{ kN}$$

رفتار خمشی:

$$M_n = 401.238 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow P_f = \frac{4}{L} M = 437.93 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \frac{P_f}{2} = 218.96 \text{ kN}$$

با توجه به اینکه مقاومت برشی کمتر از مقاومت خمشی است

بنابراین رفتار این برشی است.

RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)

برای مقایسه نتایج مدل سازی و نتایج تست مدل های زیر انجام می گردد:

- ۱- مدل سازی مفصل پلاستیک فمشی (i) (با و بدون استفاده از ضریب ترک خوردگی)
- ۲- مدل سازی مفصل پلاستیک فمشی (i) و سنسور برشی که به صورت FC می باشد.
- ۳- مدل سازی مفصل پلاستیک برشی (ii) (با و بدون استفاده از ضریب ترک خوردگی)
- ۴- مدل سازی اندرکنش فمش-برش به روش MCFT

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

ASCE41-17		Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a			
		Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)				
				Performance Level				
Conditions	a	b	c	IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
ρ_{ha}								
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01

Note: f'_c in lb/in^2 (MPa) units.

^a Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^b Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

$$s = 210\text{mm} \geq \frac{d = 457}{3} = 153\text{mm} \Rightarrow NC \quad \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} > 0$$

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)		
	a	b		Performance Level		
				IO	LS	CP
Condition ii. Beams controlled by shear ^b						
Stirrup spacing < $d/2$	0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > $d/2$	0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01

$$s = 210\text{mm} \leq \frac{d = 457}{2} = 228.5\text{mm}$$

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_cE_I$	$0.4E_cEA_w$	—
Beams—prestressed ^a	E_cE_I	$0.4E_cEA_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_gf'_cE^b$	$0.7E_cE_I$	$0.4E_cEA_w$	E_cEA_g
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_gf'_cE^b$ or with tension ^b	$0.3E_cE_I$	$0.4E_cEA_w$	E_cEA_g (compression) E_sEA_s (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		E_cEA_g
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cEA_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cEA_g$	—
Walls—cracked ^c	$0.35E_cEA_g$	$0.4E_cEA_w$	E_cEA_g (compression) E_sEA_s (tension)

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Response2000 (Test & ASCE41-17)

همانطور که پیش تر نیز اشاره شد، نیروی مهوری و نیروی برشی در رفتار خمشی یک المان بتنی تاثیر عمده ای دارند. تلاش مهوری و تلاش برشی می توانند یک مقدار ثابت به دلیل بارهای ثقلی و ... داشته باشند و یک مقدار متغییر افزاینده یا کاهنده به دلیل زلزله داشته باشند. به عبارت بهتر، مدل فایبر زمانی از دقت کافی برخوردار خواهد بود که اندرکنش بین **P-M-V** را به درستی شبیه سازی کند. نرم افزار **Response2000** یکی از نرم افزارهای کاربرپسندی است که برای مقاطع محدودی این مسابسات را انجام می دهد.

نیروی محوری اولیه
(بارگذاری ثقلی)
 P_G

گام‌های افزایش نیروی محوری (بارگذاری لرزه‌ای)
 ΔP

لنگر خمشی اولیه
(بارگذاری ثقلی)
 M_G

گام‌های افزایش لنگر خمشی (بارگذاری لرزه‌ای)
 ΔM

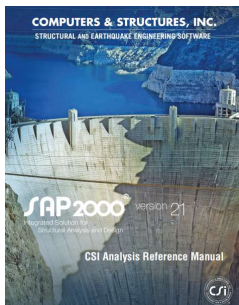
نیروی برشی اولیه
(بارگذاری ثقلی)
 V_G

گام‌های افزایش نیروی برشی (بارگذاری لرزه‌ای)
 ΔV

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Page 83



Fiber Hinges

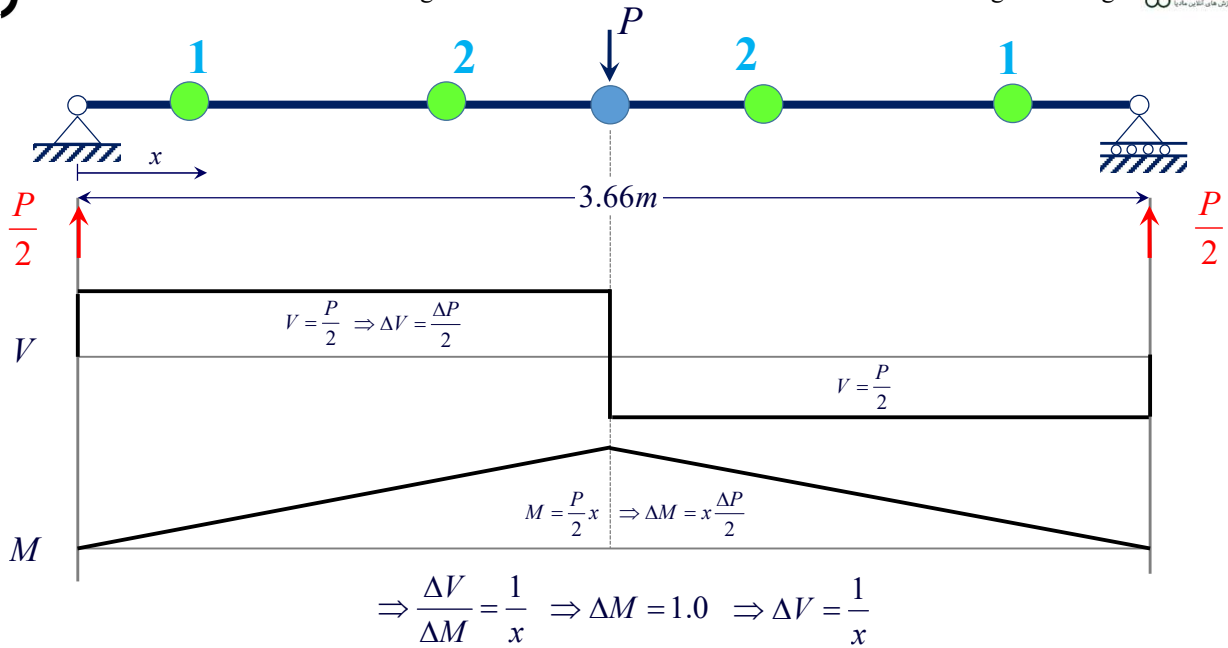
Fiber hinges are used to define the coupled axial force and bi-axial bending behavior at locations along the length of a frame element. The hinges can be defined manually, or created automatically for certain types of frame sections, including Section-Designer sections.

For each fiber in the cross section at a fiber hinge, the material direct nonlinear stress-strain curve is used to define the axial $\sigma_{11} - \varepsilon_{11}$ relationship. Summing up the behavior of all the fibers at a cross section and multiplying by the hinge length gives the axial force-deformation and biaxial moment-rotation relationships.

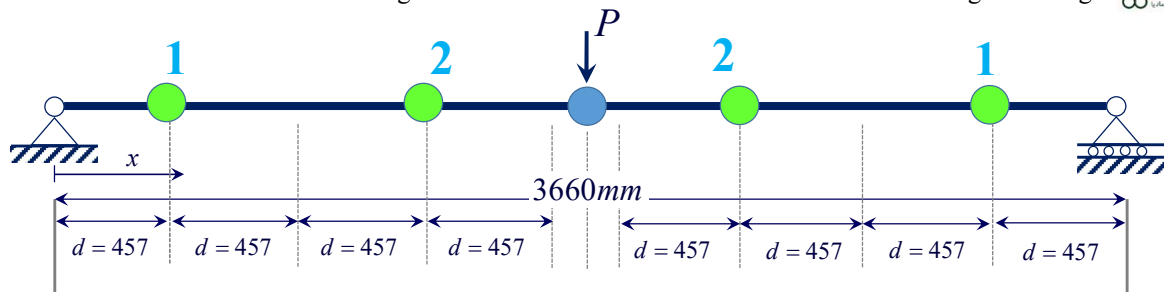
Page 150

You can approximate plasticity that is distributed over the length of the element by inserting many hinges. For example, you could insert ten hinges at relative locations within the element of 0.05, 0.15, 0.25, ..., 0.95, each with deformation properties based on an assumed hinge length of one-tenth the element length. Of course, adding more hinges will add more computational cost, so this should only be done where needed.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

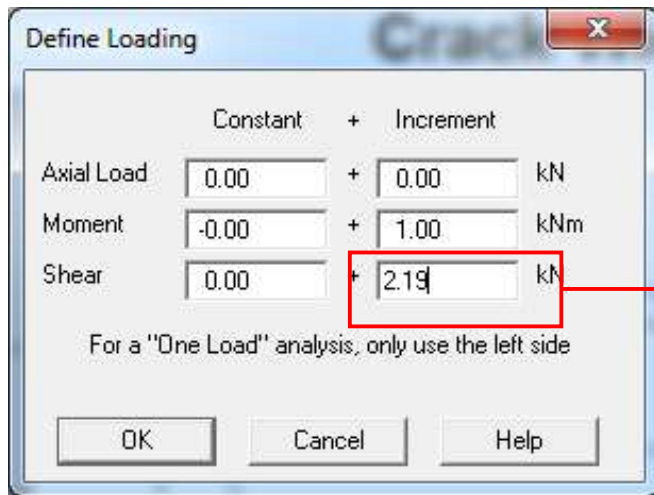


1: $x = 457 \text{ mm} \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{x} \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{0.457} \xrightarrow{\Delta M = 1.0} \Rightarrow \Delta V = 2.19$

Relative Distance $\Rightarrow \left(\frac{x}{l}, 1 - \frac{x}{l}\right) \Rightarrow \left(\frac{457}{3660}, 1 - \frac{457}{3660}\right) \Rightarrow (0.125, 0.875)$

2: $x = 1371 \text{ mm} \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{x} \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{1.371} \xrightarrow{\Delta M = 1.0} \Rightarrow \Delta V = 0.73$

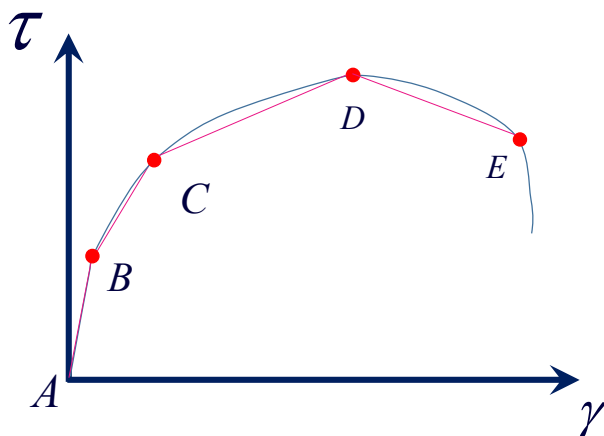
Relative Distance $\Rightarrow \left(\frac{x}{l}, 1 - \frac{x}{l}\right) \Rightarrow \left(\frac{1371}{3660}, 1 - \frac{1371}{3660}\right) \Rightarrow (0.375, 0.625)$



نسبت افزایش برش به
فمش بایستی در این کادر
وارد شود به عنوان مثال ۲/۱۹
برای حالت اول در این
قسمت نوشته شده است.

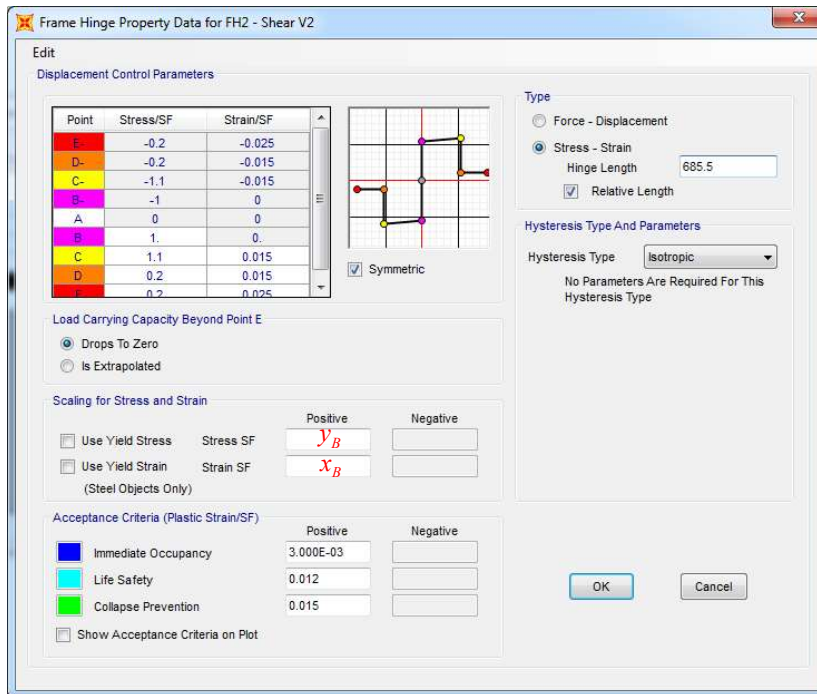
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Plastic Shear Hinge



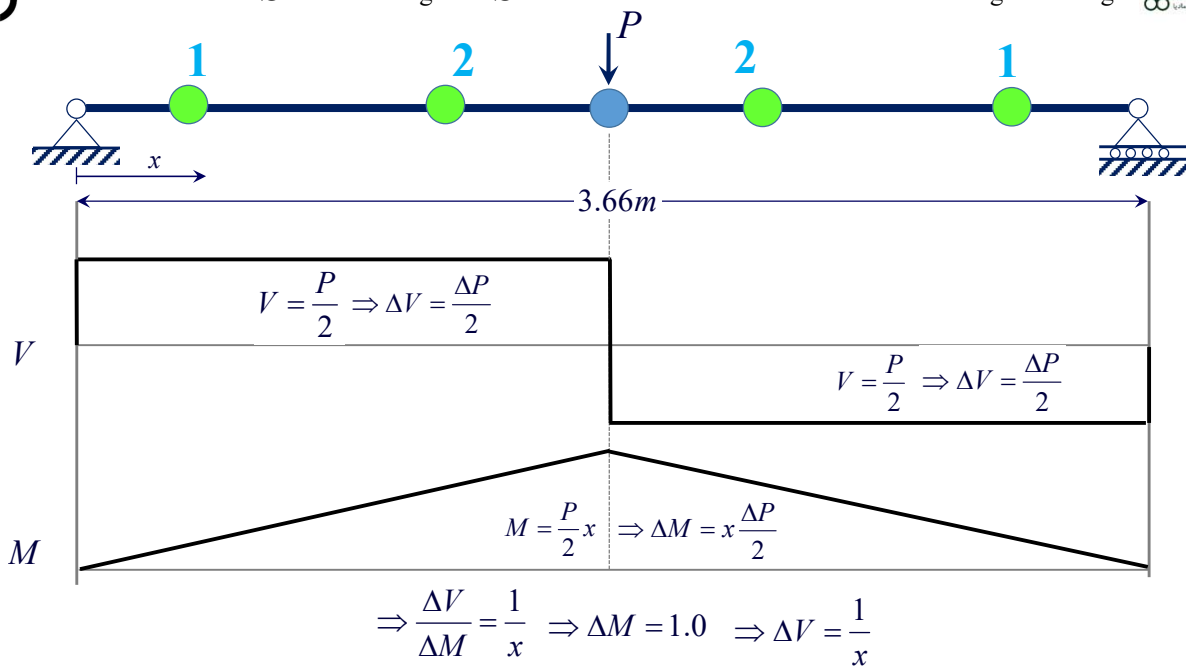
Yield Point (Sap2000) $\left\{ \begin{array}{l} y_B : \text{Yield Force} \\ x_B : \text{Yield Disp.} \end{array} \right.$

Point	Stress/SF	Strain/SF
E-	$-\frac{y_E}{y_B}$	$-\frac{x_E}{x_B}$
D-	$-\frac{y_D}{y_B}$	$-\frac{x_D}{x_B}$
C-	$-\frac{y_C}{y_B}$	$-\frac{x_C}{x_B}$
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	$\frac{y_C}{y_B}$	$\frac{x_C}{x_B}$
D	$\frac{y_D}{y_B}$	$\frac{x_D}{x_B}$
E	$\frac{y_E}{y_B}$	$\frac{x_E}{x_B}$



پرواضح است که نقطه B از منحنی ظرفیت برشی، نظیر با ترک فوردهگی برشی است. پرا در بخش تسلیم برشی مفتصات نقطه B داده شده است؟؟!!!!

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



1:
$$x = 457\text{mm} \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{x} \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{0.457} \xrightarrow{\Delta M=1.0} \Rightarrow \Delta V = 2.19$$

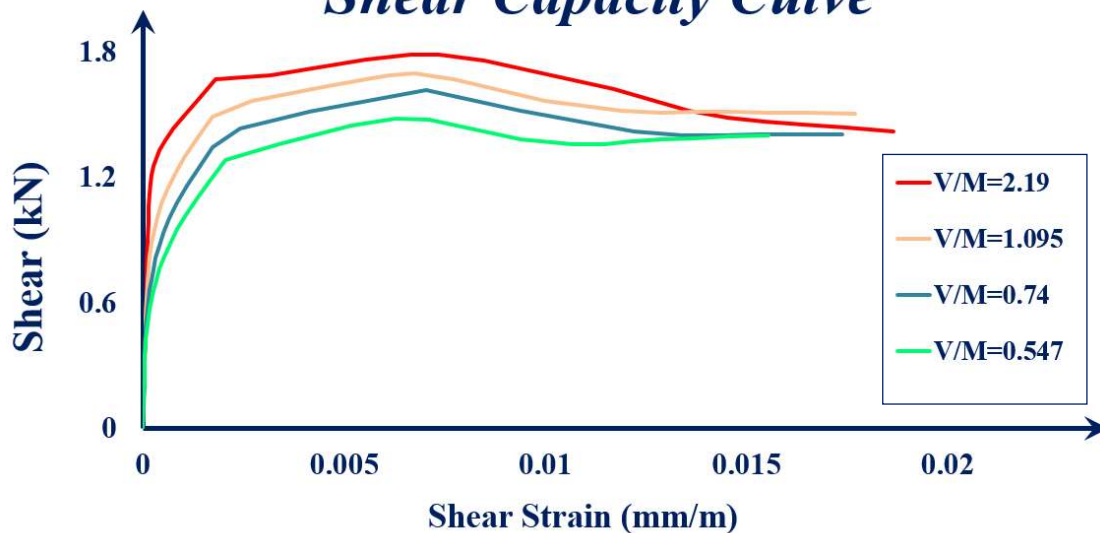
Relative Distance $\Rightarrow \left(\frac{x}{l}, 1 - \frac{x}{l}\right) \Rightarrow \left(\frac{457}{3660}, 1 - \frac{457}{3660}\right) \Rightarrow (0.125, 0.875)$

2:
$$x = 1371\text{mm} \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{x} \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{1.371} \xrightarrow{\Delta M=1.0} \Rightarrow \Delta V = 0.73$$

Relative Distance $\Rightarrow \left(\frac{x}{l}, 1 - \frac{x}{l}\right) \Rightarrow \left(\frac{1371}{3660}, 1 - \frac{1371}{3660}\right) \Rightarrow (0.375, 0.625)$

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

Response2000 (Test & ASCE41-17) *Shear Capacity Cutve*



RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)

برای مقایسه نتایج مدل سازی و نتایج تست مدل های زیر انجام می گردد:

۱- مدل سازی مفصل پلاستیک فمشی (i) (با و بدون استفاده از ضریب ترک خوردگی)

RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)

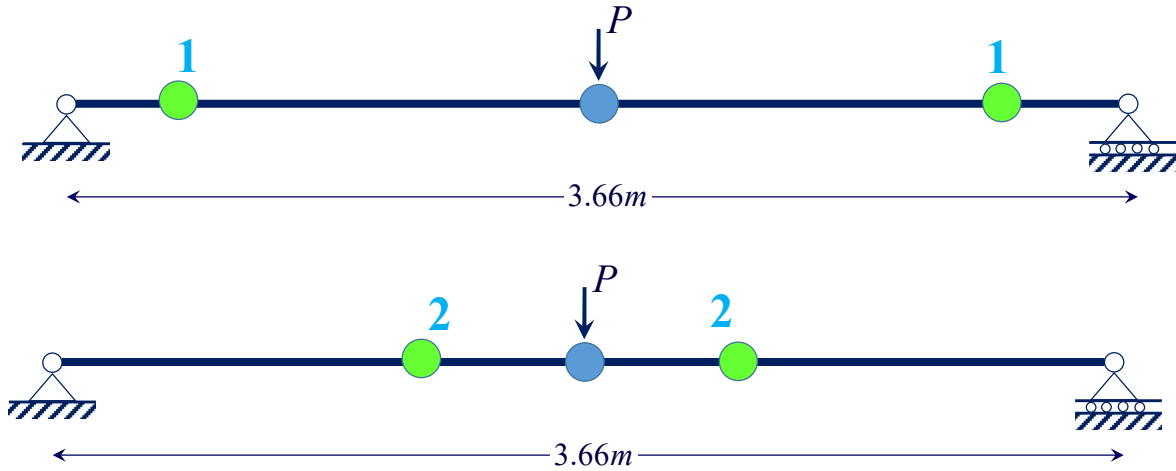
برای مقایسه نتایج مدل سازی و نتایج تست مدل های زیر انجام می گردد:

۱- مدل سازی مفصل پلاستیک فمشی (i) (با و بدون استفاده از ضریب ترک خوردگی)

۲- مدل سازی مفصل پلاستیک فمشی (i) و سنسور برشی که به صورت FC می باشد.

۳- مدل سازی مفصل پلاستیک برشی (ii) (با و بدون استفاده از ضریب ترک خوردگی)

۴- مدل سازی اندرکنش فمش-برش به روش MCFT



Frame Hinge Property Data for V2-DC-0.125-0.875 - Shear V2

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Stress/SF	Strain/SF
E	-1.2202	-88.7707
D-	-1.5125	-37.7452
C-	-1.3948	-9.8662
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.3948	9.8662
D	1.5125	37.7452
E	1.2202	88.7707

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Stress and Strain

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Stress	Stress SF 1.158E-03	
<input type="checkbox"/> Use Yield Strain	Strain SF 2.290E-04	

(Steel Objects Only)

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length 685.5

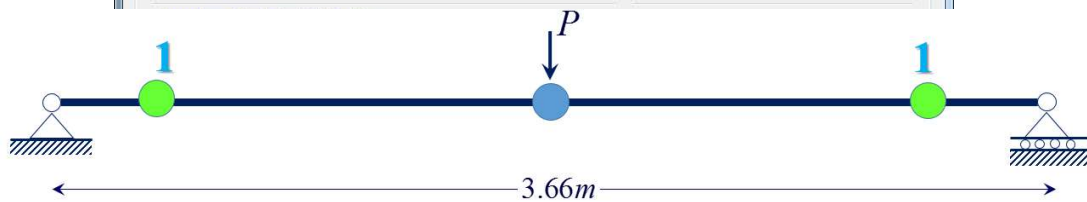
Relative Length

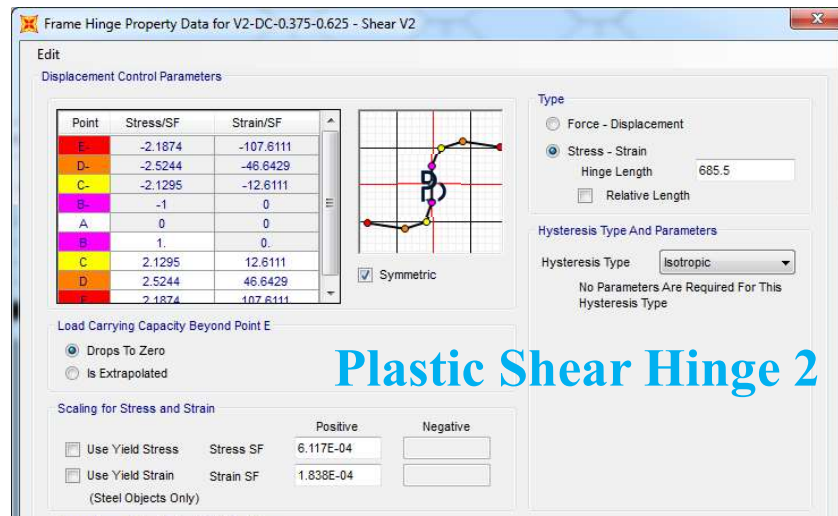
Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type Isotropic

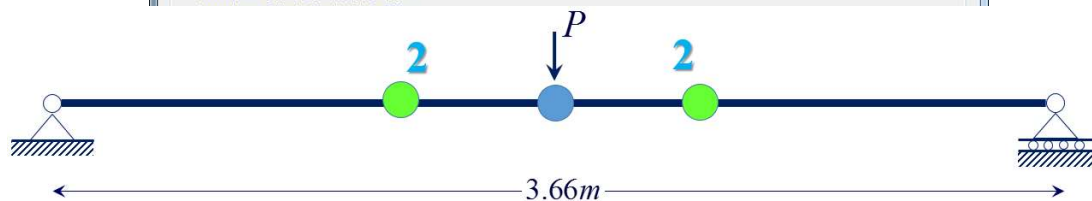
No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Plastic Shear Hinge 1



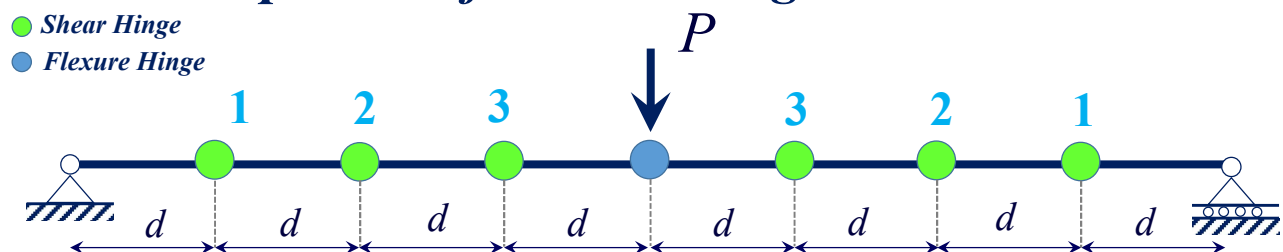


Plastic Shear Hinge 2

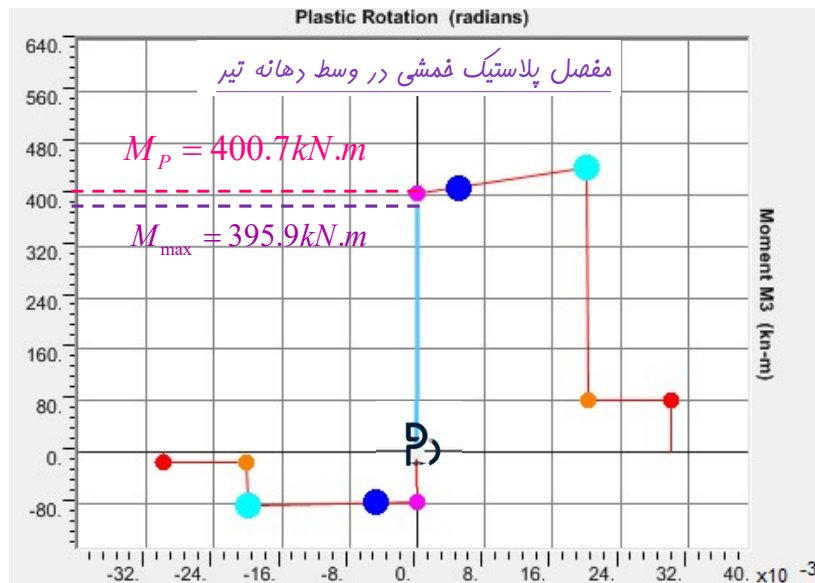


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Sequence of Plastic Hinge Formation

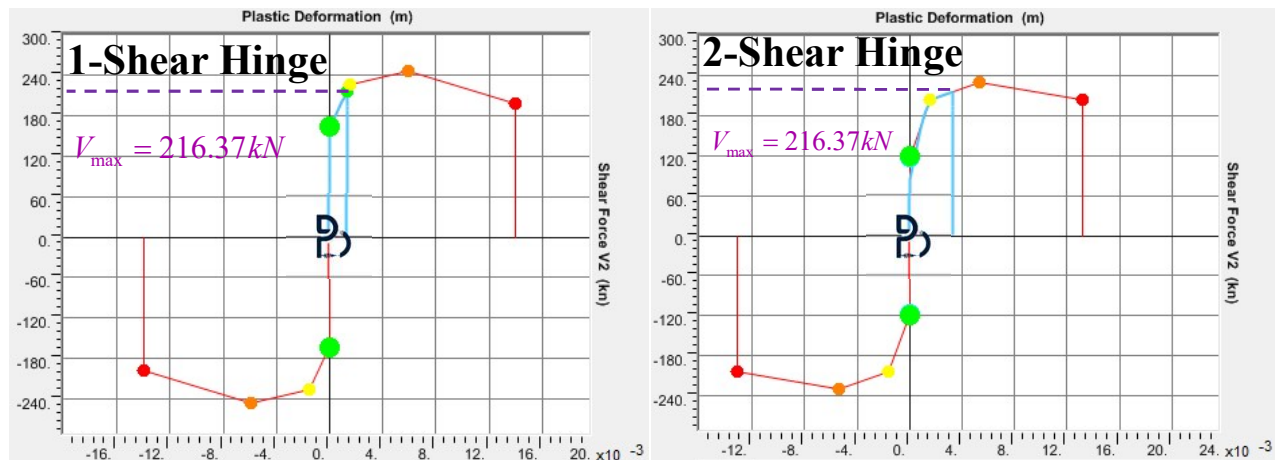


مهمترین بخش ارزیابی آسیب‌پذیری، کنترل توالی خرابی در المان‌ها و کل سازه است. بارگذاری استاتیکی این تیر در ۱۳ گام انجام شده است تا شکست برشی رخ دهد. شکل زیر رفتار مفصل پلاستیک فمشی در وسط دهانه تیر را نشان می‌دهد. نکته مهم، عدم تشکیل مفصل پلاستیک فمشی است. به عبارت بهتر، آرماتورهای طولی تحتانی این تیر امکان تسلیم در این شرایط را نپسند داشت.

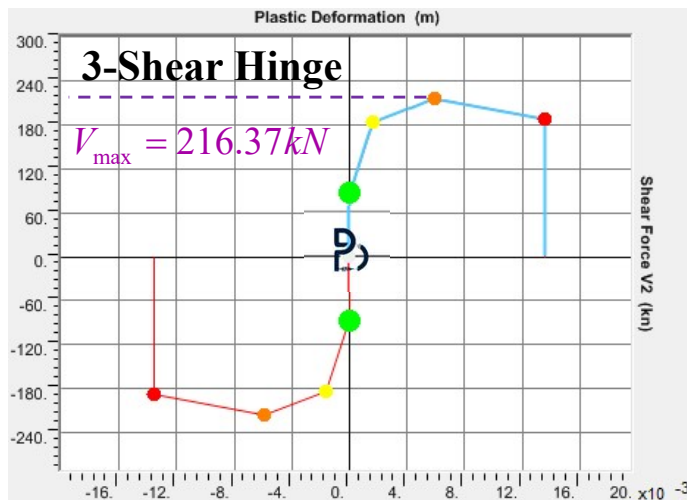


مفصل پلاستیک فمشی این تیر در گام ۶ از بارگذاری به مقدار ۳۹۵/۹ رسیده و سپس به صورت آنی به مقدار صفر اخت پیدا می‌کند. مقدار لنگر تسلیم در این تیر برابر با ۴۰۰/۷ بوده بنابراین امکان تسلیم فمشی برای این تیر وجود نداشته و رفتار فمشی این تیر در محدوده ارتجاعی فواید بود.

این رفتار مفصل پلاستیک فمشی از تیر نشان می‌دهد که در سایر مفاصل پلاستیک تعریف شده گسیفتگی رخ داده است. چون قبل از رسیدن به نقطه جاری شدن فمشی، اخت نیروی قابل ملاحظه رخ داده است.

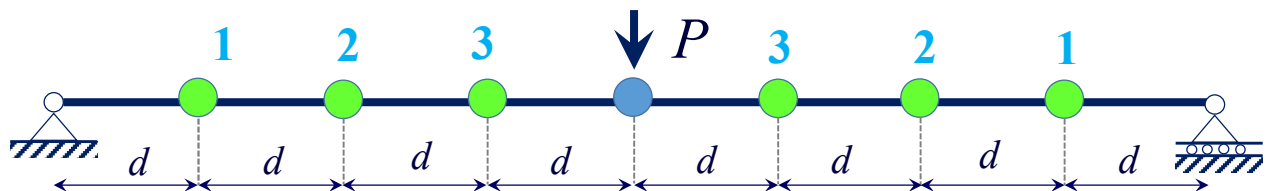


این دو تصویر نشان دهنده منحنی ظرفیت مفاصل پلاستیک برشی شماره ۱ و ۲ می‌باشد. با وجود مقطع کاملاً ثابت در طول تیر، لیکن مقاومت برشی در محل مفصل شماره ۱ اندکی بیشتر از مفصل شماره ۲ می‌باشد. با توجه به بارگذاری نشان داده شده، حداکثر برشی که می‌تواند در این دو مقطع ایجاد شود برابر با ۲۱۶/۳۷ کیلونیوتن بوده و در گام ۶ از تحلیل اتفاق می‌افتد.

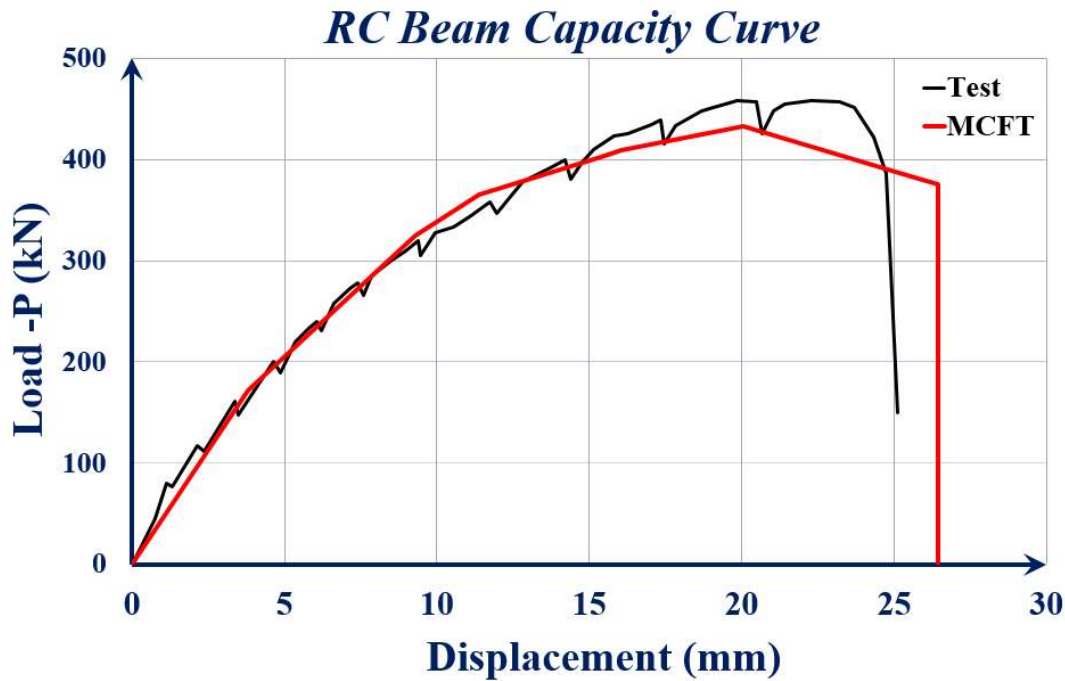


محل مفصل برشی شماره ۳، نسبت به مفصل شماره ۲ و ۱ متمم فمش بیشتری می‌باشد بنابراین مطابق با روش MCFT مقاومت برشی در این نقطه کمتر از نقاط ۲ و ۱ خواهد بود. با توجه به تصویر روبه رو شکست برشی در محل مفصل شماره ۳ که به اندازه d از محل بار متمرکز می‌باشد رخ می‌دهد. مقاومت برشی حداکثر در این نقطه برابر با $216/37$

کیلونیوتن می‌باشد در نتیجه مقدار حداکثر برش ایجاد شده در مفاصل شماره ۲ و ۱ نیز برابر با همین مقدار $216/37$ می‌باشد. به دلیل شکست برشی در محل مفصل شماره ۳، شاهد افت نیروی برشی آبی در محل مفاصل برشی شماره ۱ و ۲ هستیم. بنابراین این اتفاق ایراد نمر ۴ افزار نبوده و کاملاً طبیعی است.



با توجه به اسلایدر قبلی توالی خرابی در این تیر به ترتیب زیر خواهد بود: مفصل پلاستیک برشی شماره ۳ در این تیر بتنی ضعیفترین مقطع می‌باشد (مقاومت برشی بر اساس ACI318 در طول تیر ثابت است چگونه یک مقطع از این تیر در برش ضعیف خواهد بود؟) ترک خوردگی برشی در محل مفاصل پلاستیک برشی ۱ و ۲ اتفاق می‌افتد لیکن جاری شدن برشی رخ نمی‌دهد. همچنین ترک خوردگی فمشی در محل وسط دهانه رخ داده ولی به دلیل مسامت بسیار زیاد در آرماتورهای کششی تیر، امکان تسلیم فمشی وجود نداشته و قبل از تسلیم فمشی، مقطع تیر در محل مفصل شماره ۳ دچار انهدام برشی می‌شود. در زیر منحنی بار-تغییر مکان به دست آمده از نتایج تست در مقایسه با منحنی حاصل از شبیه سازی به روش MCFT نشان داده شده است.



$$D5 @ 210mm \Rightarrow A_v = 2 \times 32.2 = 64.4mm^2 \Rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{64.4}{210} = 0.306mm : \text{فشار برشی}$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = \text{Max} \left(\frac{b_w}{16f_{yt}} \sqrt{f'_c}, \frac{b_w}{3f_{yt}} \right) = 0.1694$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\max} = \frac{2}{3} \frac{\sqrt{f'_c}}{f_{yt}} b_w = 1.611$$

$$\Rightarrow \left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} \leq \frac{A_v}{s} \leq \left(\frac{A_v}{s}\right)_{\max}$$

$$V_c = \left[0.66(\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$$

Table 22.5.5.1— V_c for nonprestressed members

Criteria	V_c	
ACI 318-19 $A_v \geq A_{v,min}$	$\left[0.17\lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	(a)
	$\left[0.66\lambda(\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	(b)
$A_v < A_{v,min}$	$\left[0.66\lambda_s \lambda(\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	(c)

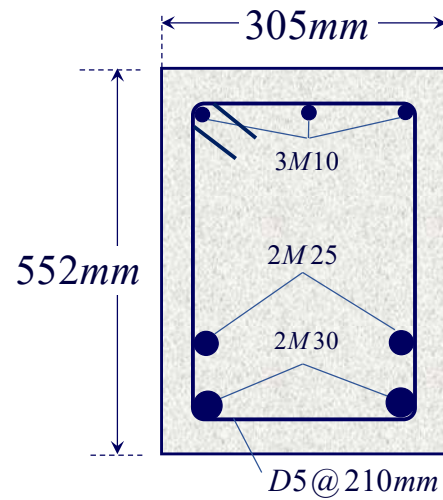
$$= \left[0.66 \left(\frac{2700}{305 \times 457} \right)^{1/3} \sqrt{22.6} \right] 305 \times 457 = 117.45$$

$$V_s = \frac{A_v}{s} f_{yt} d = \frac{64.4}{210} 600 \times 457 = 84.08KN$$

$$\Rightarrow V_n = V_c + V_s = 201.54KN$$

Reinforcement					
Bar size	Diameter (mm)	Area (mm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)
M10	11.3	100	315	460	200,000
M25 ^a	25.2	500	440	615	210,000
M25 ^b	25.2	500	445	680	220,000
M30	29.9	700	436	700	200,000
D4	3.7	25.7	600	651	200,000
D5	6.4	32.2	600	649	200,000

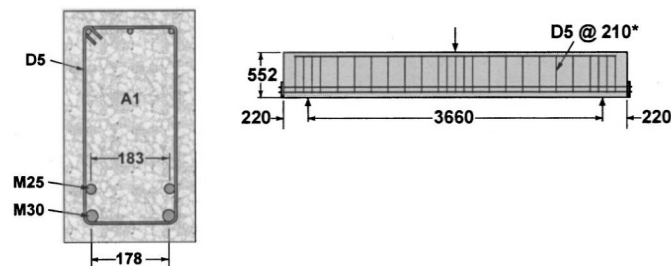
Concrete				
Beam number	f'_c (MPa)	ϵ_0 (mm/mm)	E_c (MPa)	f_{sp} (MPa)
A1	22.6	0.0016	36,500	2.37
A2	25.9	0.0021	32,900	3.37
A3	43.5	0.0019	34,300	3.13



Beam number	b (mm)	h (mm)	d (mm)	L (mm)	Span (mm)	Bottom steel	Top steel	Stirrups
A1	305	552	457	4,100	3,660	2 M30, 2 M25	3 M10	D5 at 210

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)



*D5 @ 190 for B1

Concrete				
Beam number	f'_c (MPa)	ϵ_0 (mm/mm)	E_c (MPa)	f_{sp} (MPa)
A1	22.6	0.0016	36,500	2.37

Reinforcement					
Bar size	Diameter (mm)	Area (mm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)
M10	11.3	100	315	460	200,000
M25 ^a	25.2	500	440	615	210,000
M25 ^b	25.2	500	445	680	220,000
M30	29.9	700	436	700	200,000
D4	3.7	25.7	600	651	200,000
D5	6.4	32.2	600	649	200,000

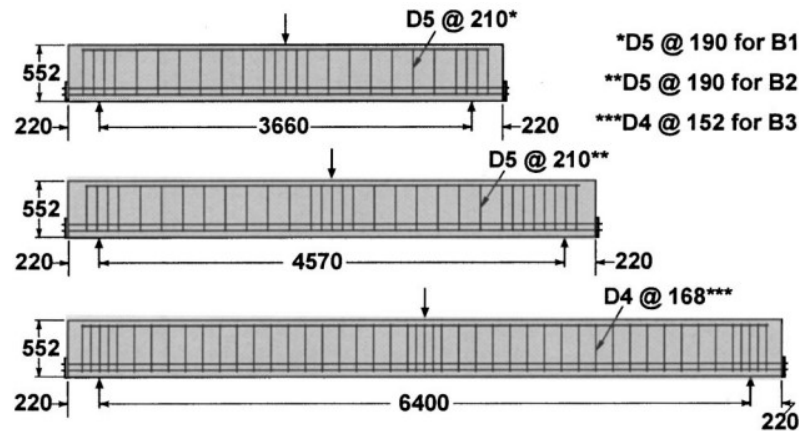
Beam number	b (mm)	h (mm)	d (mm)	L (mm)	Span (mm)	Bottom steel	Top steel	Stirrups
A1	305	552	457	4,100	3,660	2 M30, 2 M25	3 M10	D5 at 210

$$V_n = 201.54 \text{ KN}$$

$$M_n = 401.238 \text{ KN.m}$$

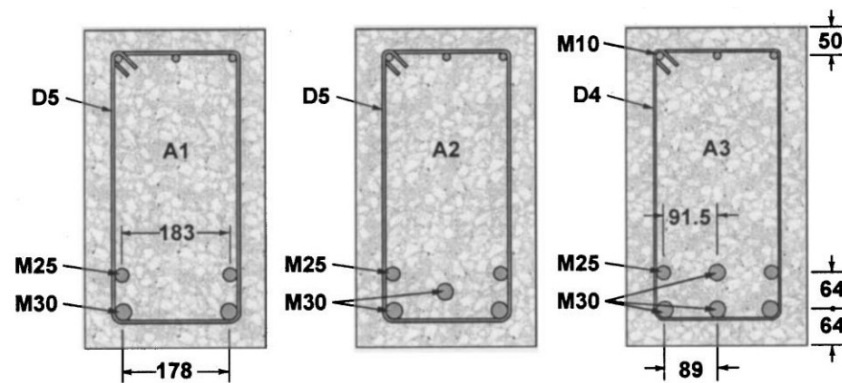
RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)

Beam number	b (mm)	h (mm)	d (mm)	L (mm)	Span (mm)	Bottom steel	Top steel	Stirrups
A1	305	552	457	4,100	3,660	2 M30, 2 M25	3 M10	D5 at 210
A2	305	552	457	5,010	4,570	3 M30, 2 M25	3 M10	D5 at 210
A3	305	552	457	6,840	6,400	4 M30, 2 M25	3 M10	D4 at 168

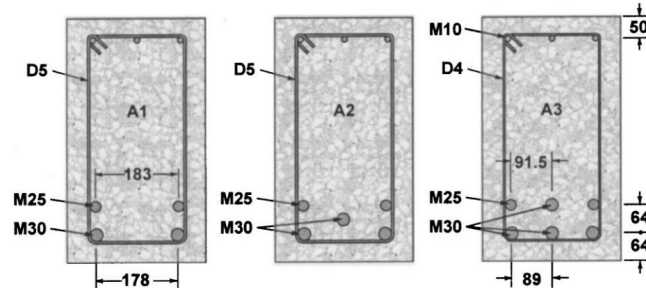


RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)

Beam number	b (mm)	h (mm)	d (mm)	L (mm)	Span (mm)	Bottom steel	Top steel	Stirrups
A1	305	552	457	4,100	3,660	2 M30, 2 M25	3 M10	D5 at 210
A2	305	552	457	5,010	4,570	3 M30, 2 M25	3 M10	D5 at 210
A3	305	552	457	6,840	6,400	4 M30, 2 M25	3 M10	D4 at 168



RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)



Scaling for Moment and Rotation		Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF	400.7225	75.8777
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation	Rotation SF	1.	1.

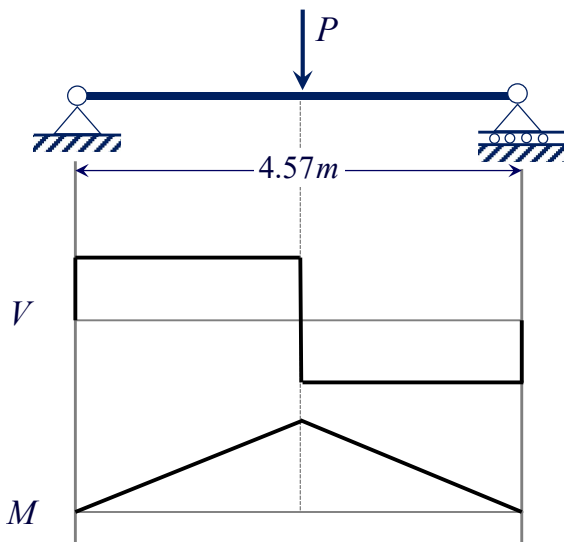
(Steel Objects Only)

Scaling for Moment and Rotation		Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF	500.5639	79.3174
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation	Rotation SF	1.	1.

(Steel Objects Only)

Scaling for Moment and Rotation		Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF	647.4008	103.3704
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation	Rotation SF	1.	1.

(Steel Objects Only)



تعیین مود شکست تیر بتن آرمه A2:

رفتار برشی:

$$V_n = 201.54 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P_s = 2 \times 201.54 = 403.08 \text{ KN}$$

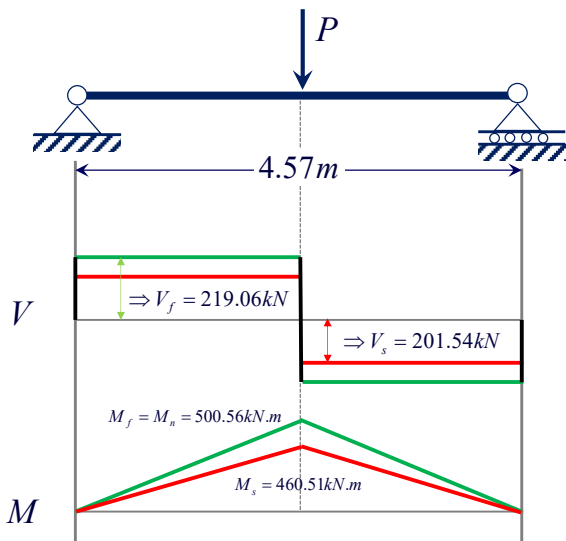
رفتار خمشی:

$$M_n = 500.56 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow P_f = \frac{4}{L} M = 438.126 \text{ KN}$$

با توجه به اینکه مقاومت برشی کمتر از مقاومت خمشی است

بنابراین رفتار این برشی است.



تعیین مورد شکست تیر بتن آرمه A2 :

رفتار برشی:

$$V_n = 201.54 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow P_s = 2 \times 201.54 = 403.08 \text{ kN}$$

رفتار خمشی:

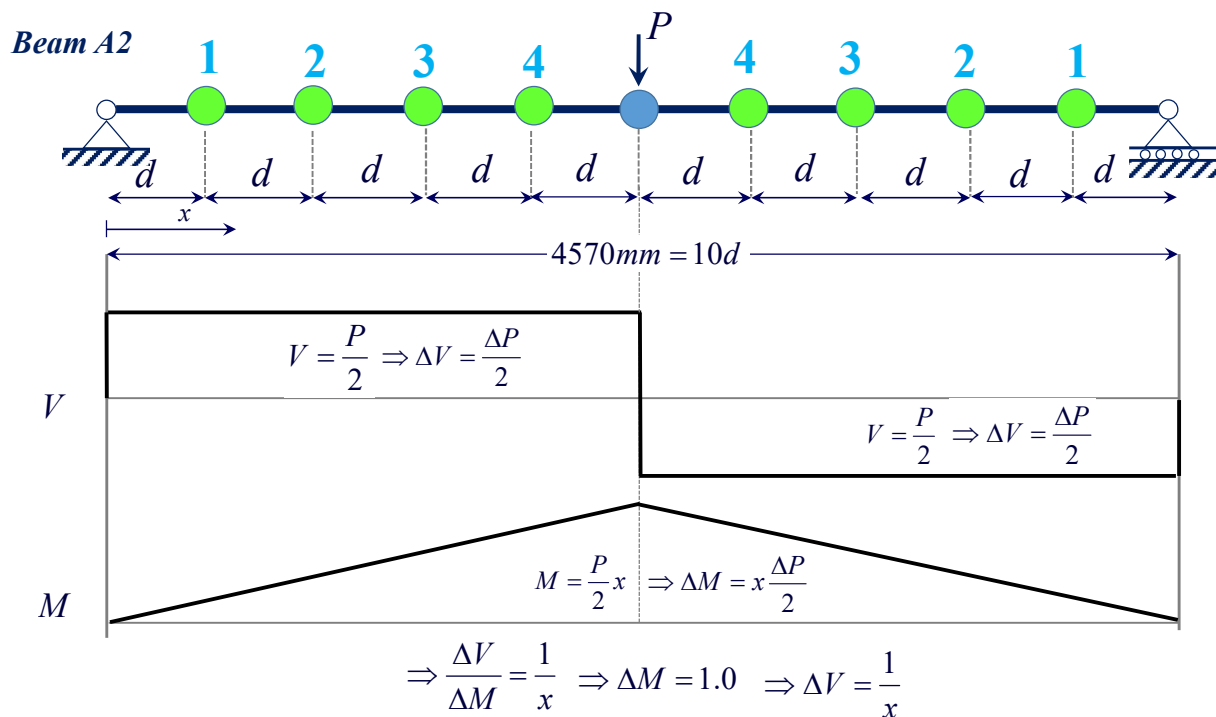
$$M_n = 500.56 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow P_f = \frac{4}{L} M = 438.128 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \frac{P_f}{2} = 219.06 \text{ kN}$$

با توجه به اینکه مقاومت برشی کمتر از مقاومت خمشی است

بنابراین رفتار این برشی است.



Beam A2

1: $x = d = 457mm \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{x} \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{0.457} \xrightarrow{\Delta M=1.0} \Rightarrow \Delta V = 2.19$

Relative Distance $\Rightarrow \left(\frac{x}{l}, 1 - \frac{x}{l}\right) \Rightarrow \left(\frac{d}{10d}, 1 - \frac{d}{10d}\right) \Rightarrow (0.10, 0.90)$

2: $x = 2d = 914mm \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{x} \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{0.914} \xrightarrow{\Delta M=1.0} \Rightarrow \Delta V = 1.095$

Relative Distance $\Rightarrow \left(\frac{x}{l}, 1 - \frac{x}{l}\right) \Rightarrow \left(\frac{2d}{10d}, 1 - \frac{2d}{10d}\right) \Rightarrow (0.2, 0.8)$

3: $x = 3d = 1371mm \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{x} \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{1.371} \xrightarrow{\Delta M=1.0} \Rightarrow \Delta V = 0.73$

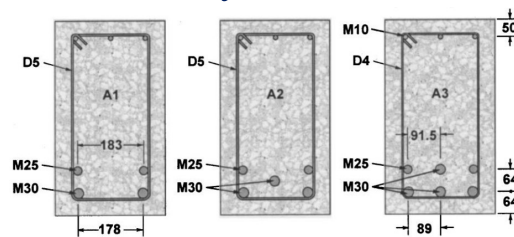
Relative Distance $\Rightarrow \left(\frac{x}{l}, 1 - \frac{x}{l}\right) \Rightarrow \left(\frac{3d}{10d}, 1 - \frac{3d}{10d}\right) \Rightarrow (0.3, 0.7)$

4: $x = 4d = 1828mm \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{x} \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{1.828} \xrightarrow{\Delta M=1.0} \Rightarrow \Delta V = 0.547$

Relative Distance $\Rightarrow \left(\frac{x}{l}, 1 - \frac{x}{l}\right) \Rightarrow \left(\frac{4d}{10d}, 1 - \frac{4d}{10d}\right) \Rightarrow (0.4, 0.6)$

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)



Scaling for Moment and Rotation

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF 400.7225	75.8777
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation	Rotation SF 1.	1.

(Steel Objects Only)

Scaling for Moment and Rotation

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF 500.5639	79.3174
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation	Rotation SF 1.	1.

(Steel Objects Only)

Scaling for Moment and Rotation

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Moment	Moment SF 647.4008	103.3704
<input type="checkbox"/> Use Yield Rotation	Rotation SF 1.	1.

(Steel Objects Only)

$$D4@168mm \Rightarrow A_v = 2 \times 25.7 = 51.4mm^2 \Rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{51.4}{168} = 0.306mm : \text{فشار برشی}$$

Table 22.5.5.1— V_c for nonprestressed members

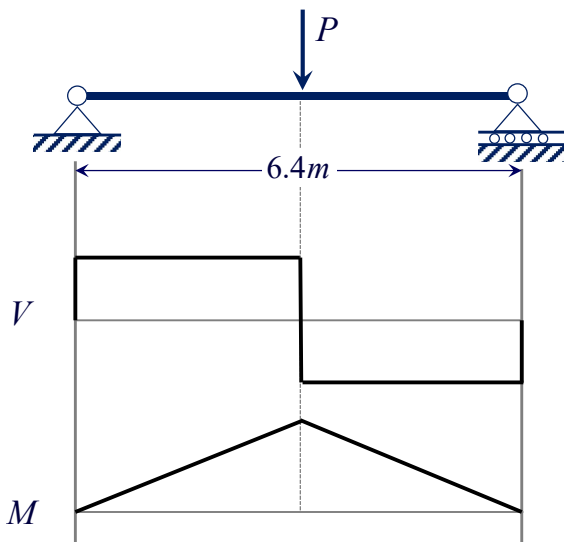
Criteria	V_c	
ACI 318-19 $A_v \geq A_{v,min}$	$\left[0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	(a)
	$\left[0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	(b)
$A_v < A_{v,min}$	$\left[0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	(c)

$$V_c = \left[0.66(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$$

$$= \left[0.66\left(\frac{4100}{305 \times 457}\right)^{1/3}\sqrt{43.5} \right] 305 \times 457 = 187.52kN$$

$$V_s = \frac{A_v}{s} f_{yt} d = \frac{51.4}{168} 600 \times 457 = 84.08kN$$

$$\Rightarrow V_n = V_c + V_s = 271.57kN$$



تعیین مود شکست تیر بتن آرمه A3 :

فشار برشی:

$$V_n = 271kN$$

$$\Rightarrow P_s = 2 \times 271 = 543.14kN$$

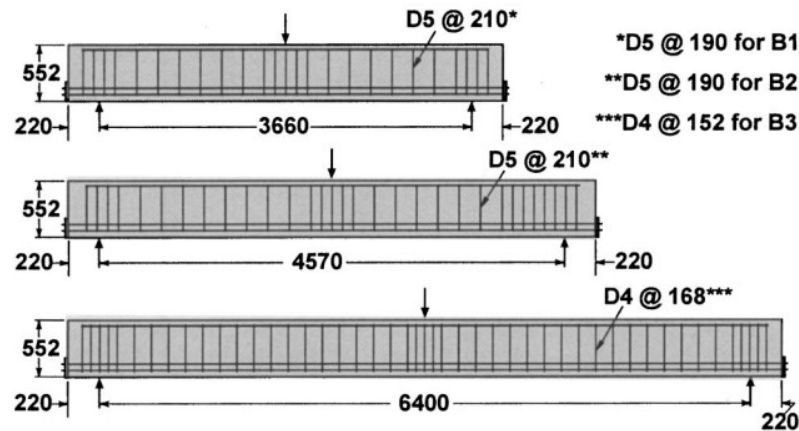
فشار خمشی:

$$M_n = 647.4kN.m$$

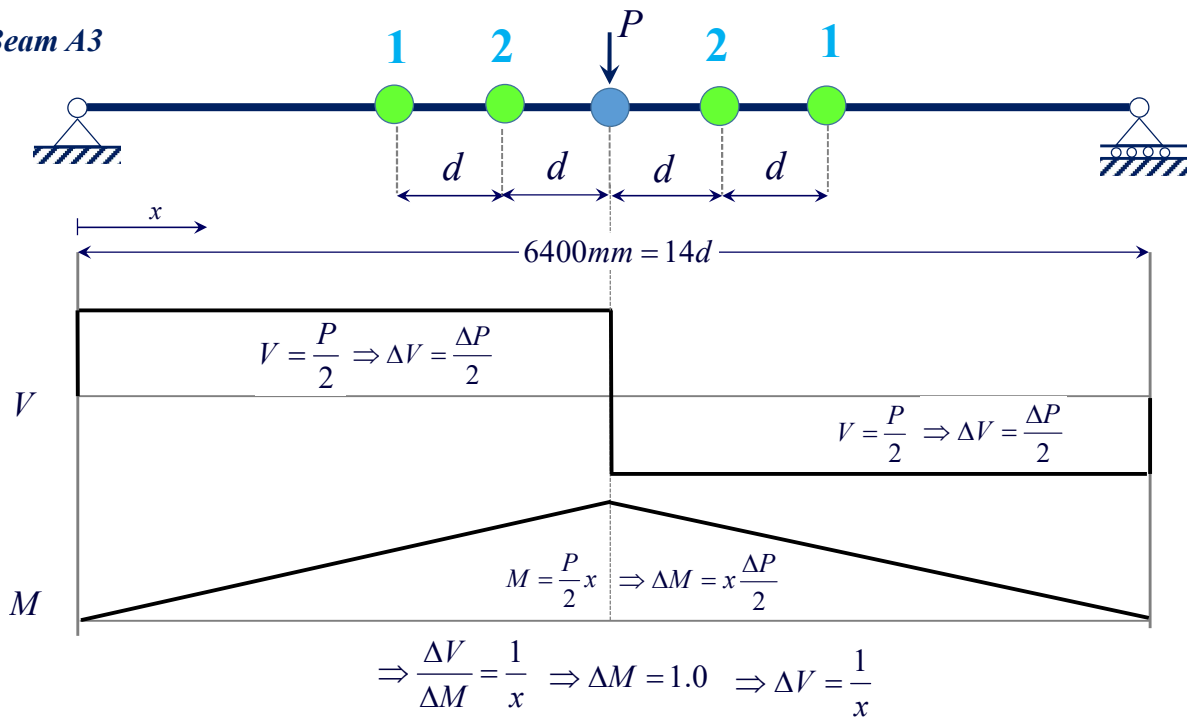
$$\Rightarrow P_f = \frac{4}{L} M = 404.6kN$$

RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)

Beam number	b (mm)	h (mm)	d (mm)	L (mm)	Span (mm)	Bottom steel	Top steel	Stirrups
A1	305	552	457	4,100	3,660	2 M30, 2 M25	3 M10	D5 at 210
A2	305	552	457	5,010	4,570	3 M30, 2 M25	3 M10	D5 at 210
A3	305	552	457	6,840	6,400	4 M30, 2 M25	3 M10	D4 at 168



Beam A3



Beam A2

1: $x = 5d = 2285\text{mm} \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{x} \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{2.285} \xrightarrow{\Delta M=1.0} \Rightarrow \Delta V = 0.437$

Relative Distance $\Rightarrow \left(\frac{x}{l}, 1 - \frac{x}{l}\right) \Rightarrow \left(\frac{5d}{14d}, 1 - \frac{5d}{14d}\right) \Rightarrow (0.35, 0.65)$

2:

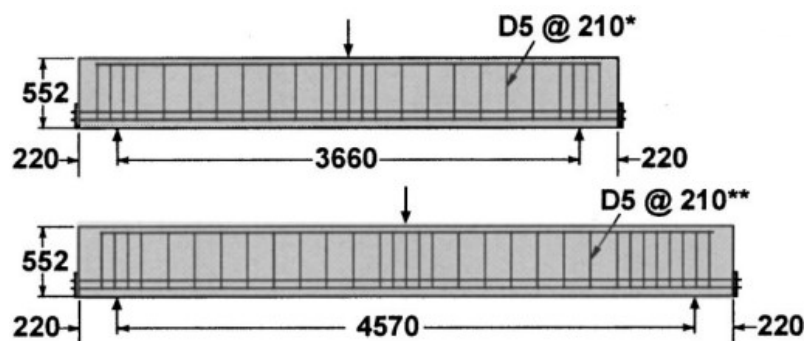
$x = 6d = 2742\text{mm} \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{x} \Rightarrow \frac{\Delta V}{\Delta M} = \frac{1}{2.742} \xrightarrow{\Delta M=1.0} \Rightarrow \Delta V = 0.365$

Relative Distance $\Rightarrow \left(\frac{x}{l}, 1 - \frac{x}{l}\right) \Rightarrow \left(\frac{6d}{14d}, 1 - \frac{6d}{14d}\right) \Rightarrow (0.43, 0.57)$

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

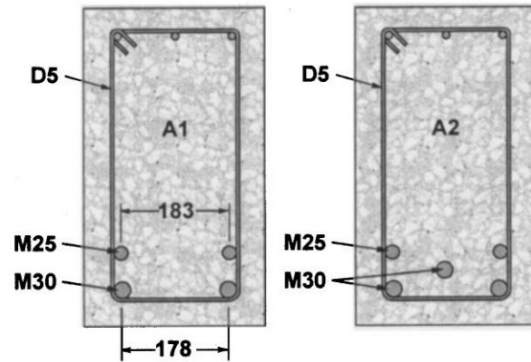
RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)

Beam number	b (mm)	h (mm)	d (mm)	L (mm)	Span (mm)	Bottom steel	Top steel	Stirrups
A1	305	552	457	4,100	3,660	2 M30, 2 M25	3 M10	D5 at 210
A2	305	552	457	5,010	4,570	3 M30, 2 M25	3 M10	D5 at 210



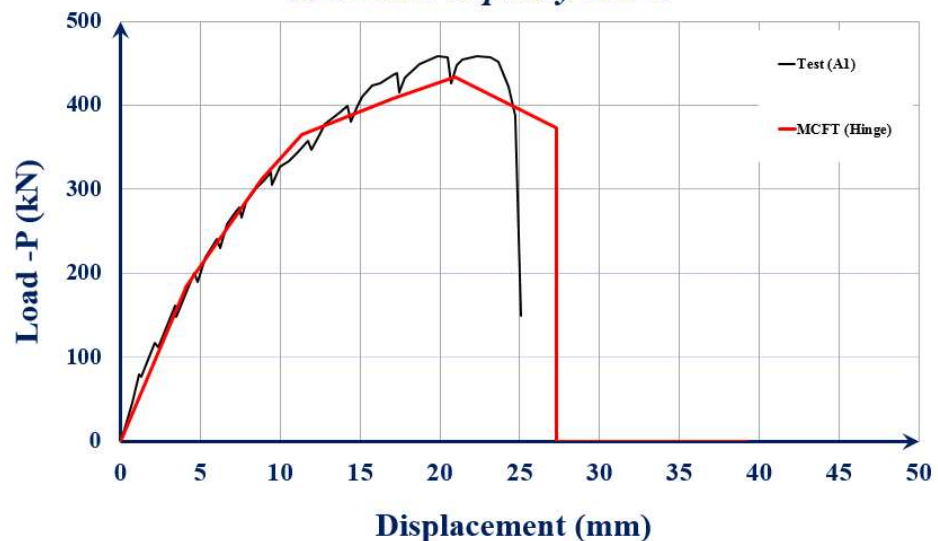
RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)

Bar size	Reinforcement					Concrete				
	Diameter (mm)	Area (mm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)	Beam number	f'_c (MPa)	ϵ_0 (mm/mm)	E_c (MPa)	f_{sp} (MPa)
M10	11.3	100	315	460	200,000	A1	22.6	0.0016	36,500	2.37
M25 ^a	25.2	500	440	615	210,000	A2	25.9	0.0021	32,900	3.37
M25 ^b	25.2	500	445	680	220,000					
M30	29.9	700	436	700	200,000					
D4	3.7	25.7	600	651	200,000					
D5	6.4	32.2	600	649	200,000					

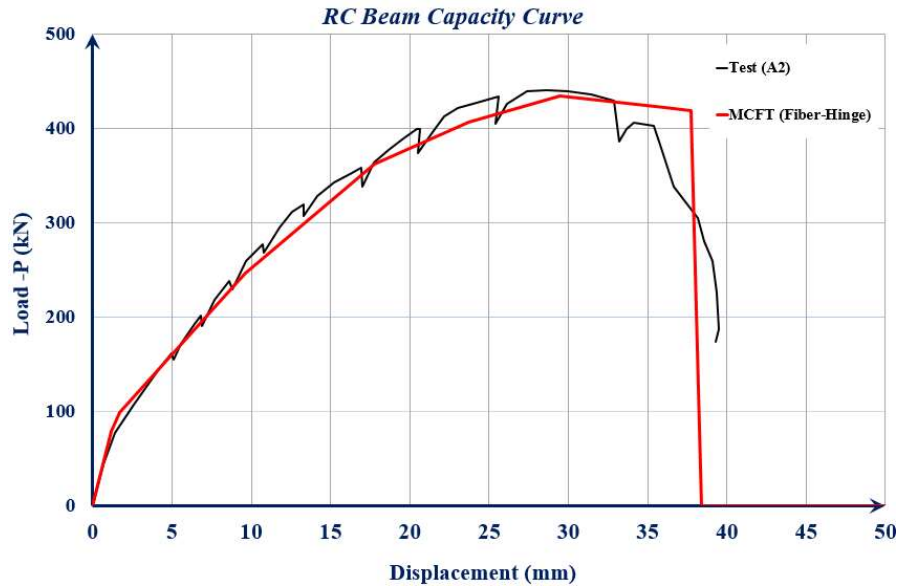


RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)

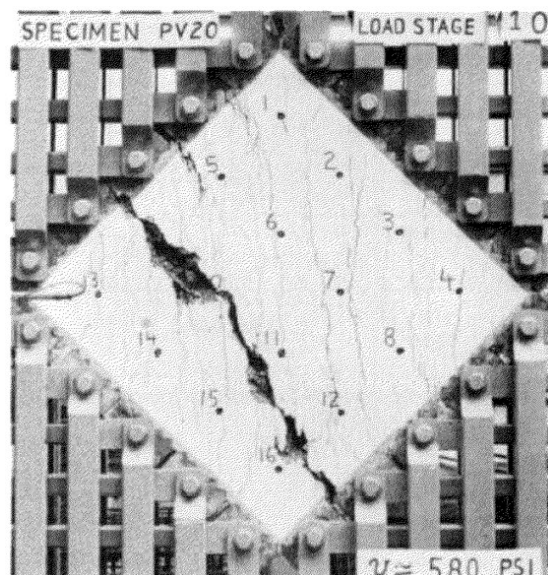
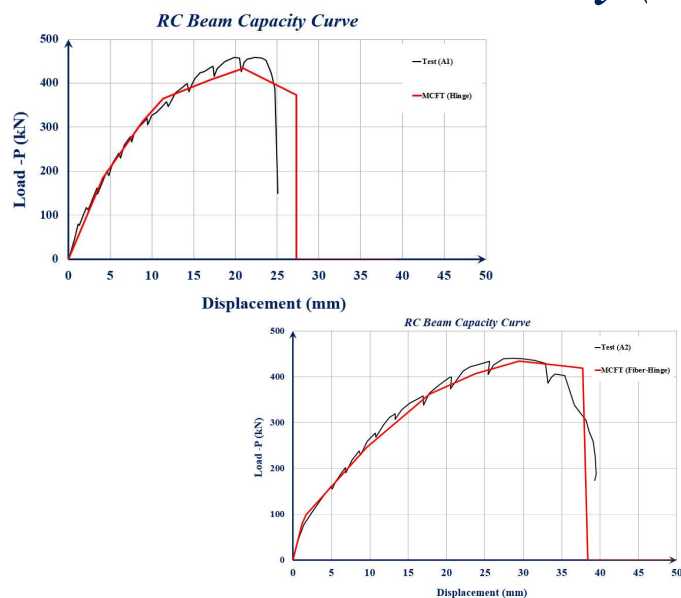
RC Beam Capacity Curve

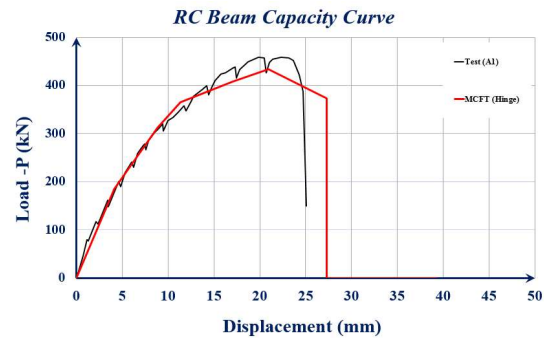
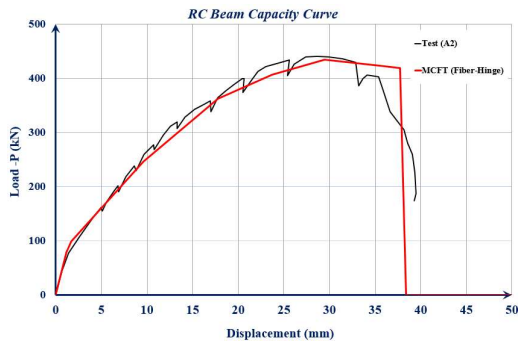


RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)



RC Beam Ductility (Test & ASCE41-17)





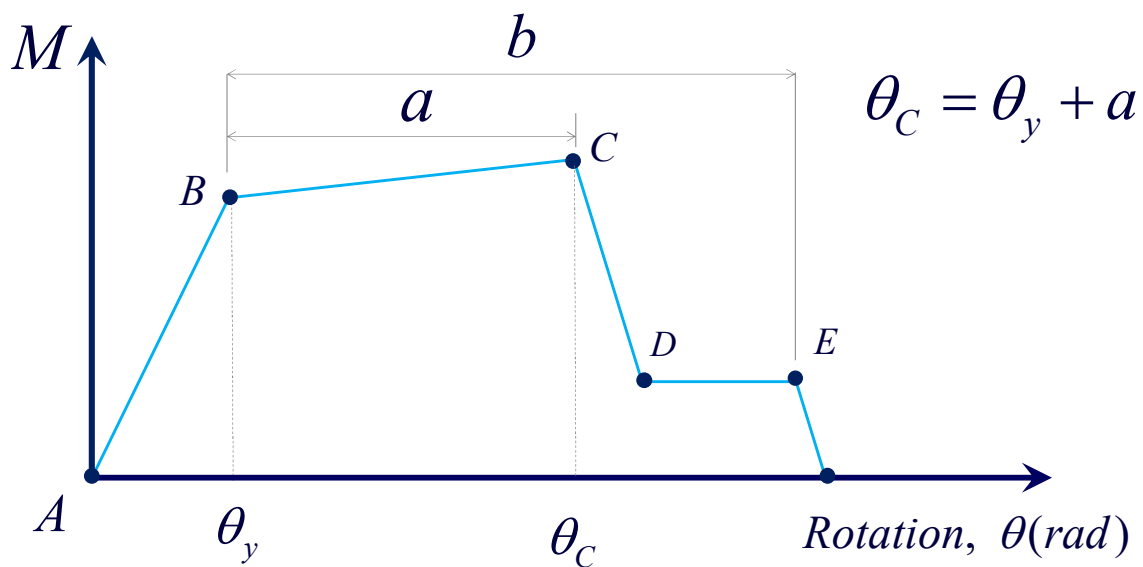
این کلیپ بخشی از دوره جامع طراحی عملکردی و بهسازی لرزه‌ای می‌باشد.

مدرس : یواد قدرتی

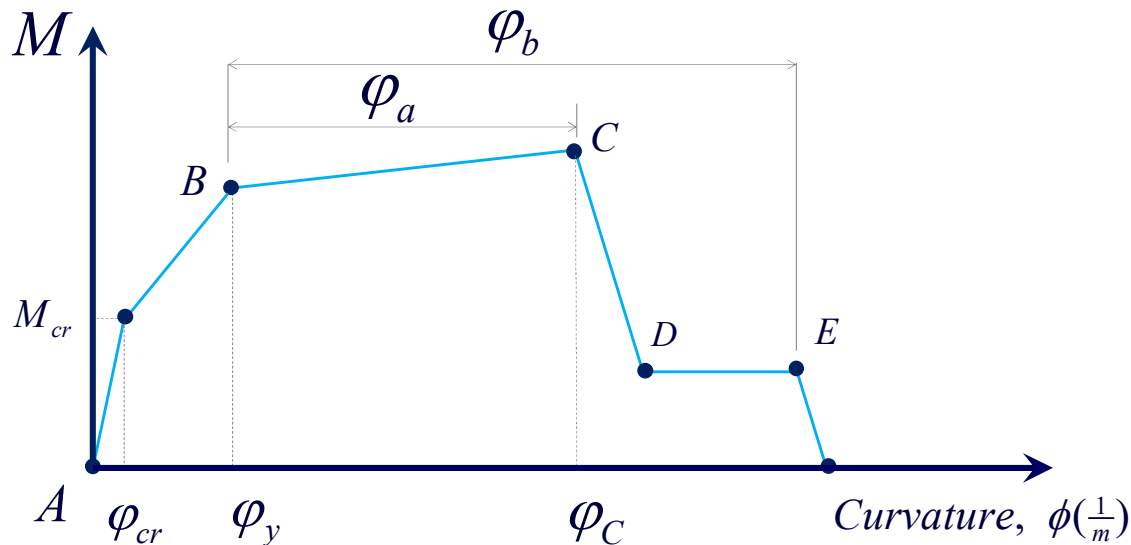
www.Madya.ir

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

$M - \theta$ and $M - \varphi$



$$\varphi_a = \frac{a}{L_p} \Rightarrow \varphi_C = \varphi_y + \varphi_a = \varphi_y + \frac{a}{L_p}$$



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

RC Element Effective Stiffness

در تحلیل‌های غیرخطی تماماً بایستی کاهش سفتی المان‌های بتنی، شبیه سازی شود.
سوال مفهومی و تعیین کننده در فروچی‌های تحلیل غیرخطی

؟ - ضرائب کاهش سفتی استاندارد ACI318-19

؟ - ضرائب کاهش سفتی استاندارد ASCE41-17

- طراحی عملکردی

- بهسازی لرزه‌ای

تحلیل
غیرخطی

✓ ضرائب کاهش سفتی در استاندارد ASCE41-17

۱- تحلیل فطی براساس ضوابط تپویزی استاندارد ۲۸۰۰ و طراحی براساس ضوابط مبحث
نوم مقررات ملی (۱۳۹۹) یا طراحی براساس **ACI318-19**
مسابات سفتی موثر در روش تقریبی و دقیق براساس استاندارد ACI318-19 براساس روش دو فطی می باشد.

۲- تحلیل غیرفطی
۱-۲- تحلیل غیرفطی به روش **Plastic Hinge**
پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰، نشریه ۳۶۰ و **ASCE41-17**
مسابات سفتی موثر براساس استاندارد ASCE41-17 براساس روش دو فطی می باشد.

۲-۲- تحلیل غیرفطی به روش **Fiber**
پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰، نشریه ۳۶۰ و **ASCE41-17**
روش فایبر به صورت هوشمند توانایی مناسبه ترک خوردگی بتن را دارد بنابراین در این روش نیازی به اصلاح سفتی به دلیل ترک
خوردگی بتن وجود ندارد. لیکن بایستی لغزش آرماتورهای کششی به نحو مناسبی در مسابات لحاظ گردد تا کاهش سفتی المان به
دلیل لغزش نیز مناسبه شود.

پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰

۲- مشخصات غیرخطی اعضای سازه

۱-۲ مشخصات غیرخطی اعضای سازه در مدلسازی باید به لحاظ مقاومت، سختی و شکل پذیری با داده های آزمایشگاهی و یا مدل های تحلیلی معتبر سازگار باشد.

۲-۲ رابطه نیرو-تغییرشکل اعضا را می توان حداقل به صورت دو خطی در نظر گرفت. سختی ارتجاعی در ساختمان های بتن آرمه و بنایی براساس مقاطع ترک خورده در نظر گرفته می شود. در اعضای شکل پذیر که انتظار می رود رفتار غیرخطی داشته باشند، سختی ارتجاعی در مدلسازی دو خطی، سختی سکانت تا نقطه جاری شدن محسوب می شود. در منحنی رفتاری اعضا می توان سختی بعد از جاری شدن را صفر اختیار نمود. استفاده از رابطه سه خطی نیرو-تغییرشکل که اثر سختی قبل و بعد از ترک خوردگی را در نظر می گیرد مجاز می باشد. استفاده از روابط داده شده در "دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود" (نشریه ۳۶۰) نیز مجاز است.

RC Element Effective Stiffness

ACI 318-19

Table 6.6.3.1.1(a)—Moments of inertia and cross-sectional areas permitted for elastic analysis at factored load level

Member and condition	Moment of inertia	Cross-sectional area for axial deformations	Cross-sectional area for shear deformations
Columns	$0.70I_g$	$1.0A_g$	$b_v h$
Walls	Uncracked $0.70I_g$		
	Cracked $0.35I_g$		
Beams	$0.35I_g$		
Flat plates and flat slabs	$0.25I_g$		

Table 6.6.3.1.1(b)—Alternative moments of inertia for elastic analysis at factored load

Member	Alternative value of I for elastic analysis		
	Minimum	I	Maximum
Columns and walls	$0.35I_g$	$\left(0.80 + 25 \frac{A_w}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_g}\right) I_g$	$0.875I_g$
Beams, flat plates, and flat slabs	$0.25I_g$	$(0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0.5I_g$

Notes: For continuous flexural members, I shall be permitted to be taken as the average of values obtained for the critical positive and negative moment sections. P_u and M_u shall be calculated from the load combination under consideration, or the combination of P_u and M_u that produces the least value of I .

ASCE41-13

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Beams—prestressed ^a	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c$ or with tension	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1	—	$E_c A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Walls-cracked ^b	$0.5E_c A_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (compression) $E_c A_g$ (tension)

^aFor T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

^bSee Section 10.7.2.2.

ASCE41-13

10.3.1.2 Stiffness Component stiffnesses shall be calculated considering shear, flexure, axial behavior, and reinforcement slip deformations. Stress state of the component, cracking extent caused by volumetric changes from temperature and shrinkage, and deformation levels under gravity loads and seismic forces shall be considered.

C10.3.1.2 Stiffness For columns with low axial loads (below approximately $0.1A_g f'_c$), deformations caused by bar slip can account for as much as 50% of the total deformations at yield. The design professional is referred to Elwood and Eberhard (2009) for further guidance regarding calculation of the effective stiffness of reinforced concrete columns that include the effects of flexure, shear, and bar slip.

ACI STRUCTURAL JOURNAL

TECHNICAL PAPER

Title no. 106-S45

Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns

by Kenneth J. Elwood and Marc O. Eberhard

ASCE41-17

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_c E I_g$	$0.4E_c E A_w$	—
Beams—prestressed ^a	$E_c E I_g$	$0.4E_c E A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c$ ^b	$0.7E_c E I_g$	$0.4E_c E A_w$	$E_c E A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c$ or with tension ^b	$0.3E_c E I_g$	$0.4E_c E A_w$	$E_c E A_g$ (compression) $E_s E A_s$ (tension)
Beam—column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		$E_c E A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c E A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c E A_g$	—
Walls—cracked ^c	$0.35E_c E A_g$	$0.4E_c E A_w$	$E_c E A_g$ (compression) $E_s E A_s$ (tension)

^a For T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3.

^b For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity shall be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses shall be used. An imposed axial load N_{UG} is permitted to be used for stiffness evaluations.

^c See Section 10.7.2.2.

N_{UG} = Member design axial force evaluated based on Eq. (7-3) of ASCE 41; set to zero for tension force in Eq. (10-3)

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S \quad (7-3)$$

Q_D = Action caused by dead loads;

Q_L = Action caused by live load, equal to 25% of the unreduced live load obtained in accordance with ASCE 7 but not less than the actual live load; and

Q_S = Action caused by effective snow load.

ASCE41-17

10.3.1.2 Stiffness. Component stiffnesses shall be calculated considering **shear, flexure, axial behavior,** and **reinforcement slip** deformations. Stress state of the component, cracking extent caused by volumetric changes from temperature and shrinkage, and deformation levels under gravity loads and seismic forces shall be considered. **Gravity-load effects** considered for **effective stiffnesses** of components shall be determined using Eq. (7-3).

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S \quad (7-3)$$

Q_D = Action caused by dead loads;

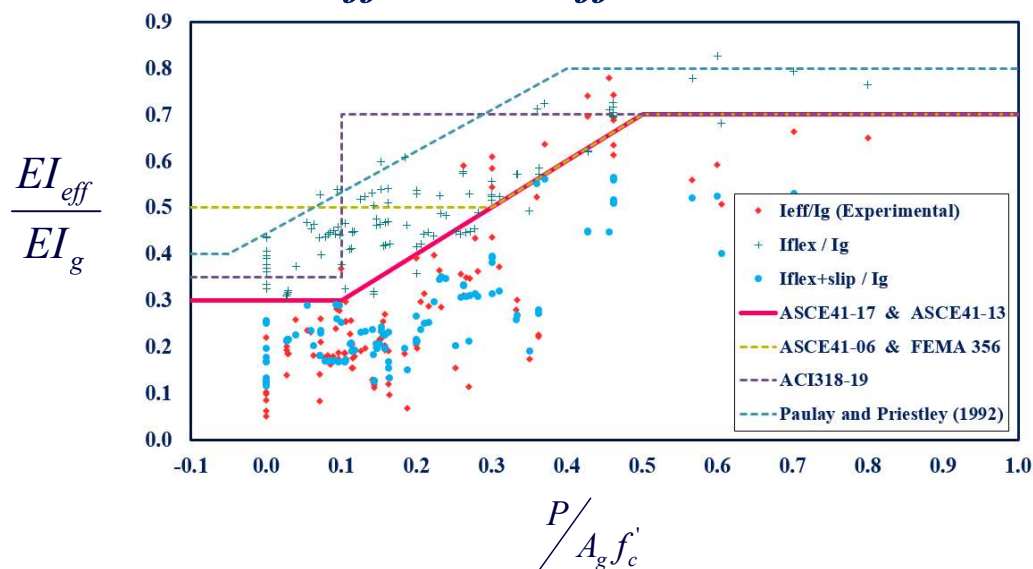
Q_L = Action caused by live load, equal to 25% of the unreduced live load obtained in accordance with ASCE 7 but not less than the actual live load; and

Q_S = Action caused by effective snow load.

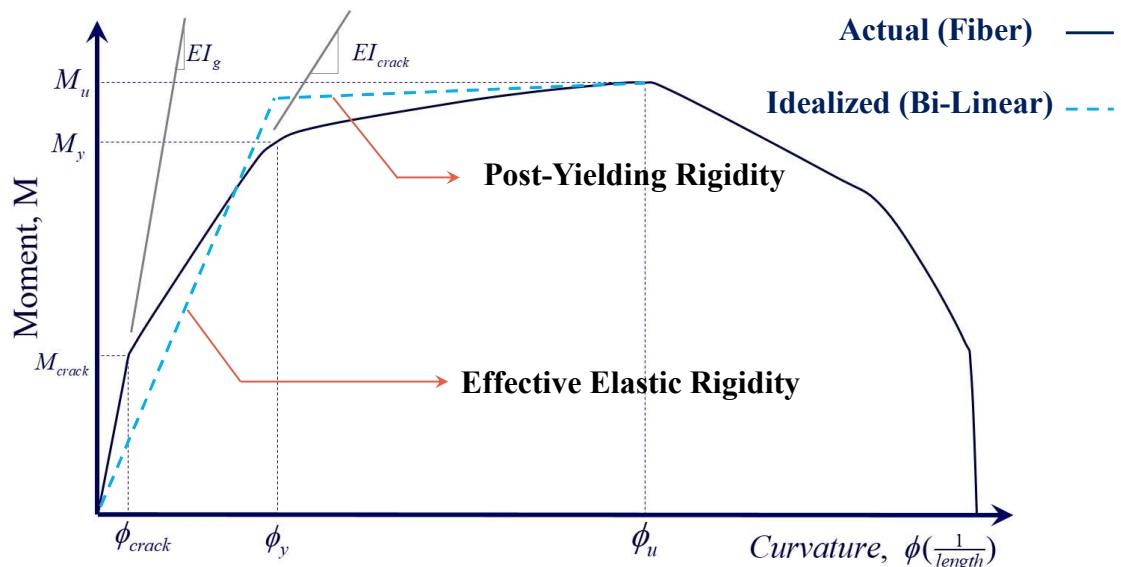
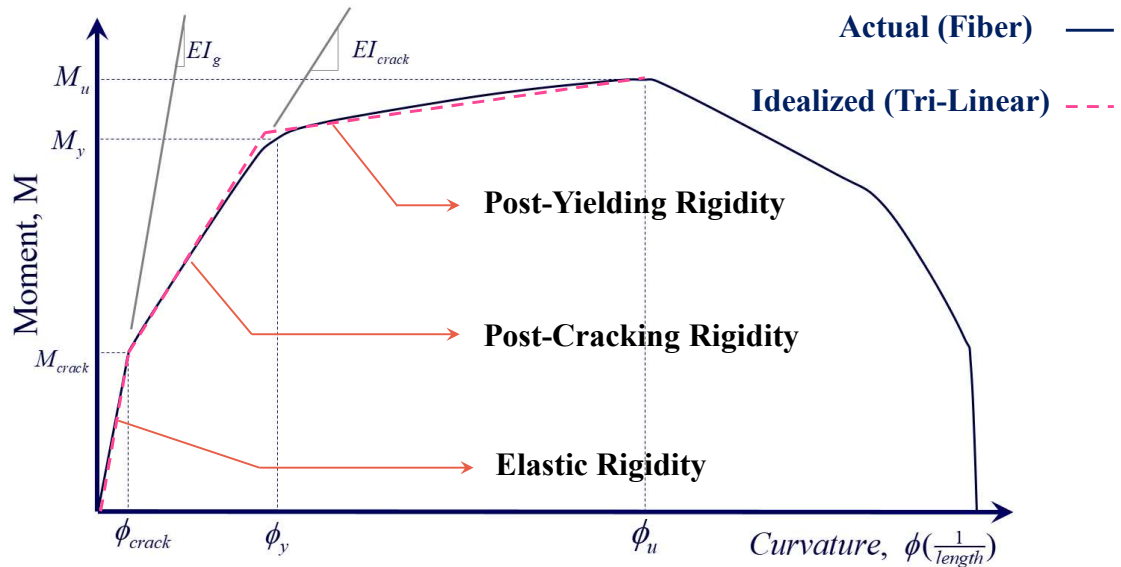
C10.3.1.2 Stiffness. For columns with low axial loads (below approximately $0.1A_g f'_c$), deformations caused by bar slip can account for as much as 50% of the total deformations at yield. Further guidance regarding calculation of the effective stiffness of reinforced concrete columns that include the effects of flexure, shear, and bar slip can be found in Elwood and Eberhard (2009).

Flexure-controlled wall stiffness can vary from approximately $0.15E_c E I_g$ to $0.5E_c E I_g$, depending on wall reinforcement and axial load. A method for calculating wall stiffness that provides compatibility with fiber section analysis is offered in C10.7.2.2.

Effective Stiffness Ratio



Stiffness Properties for Linear and Nonlinear Analysis



ضوابط موجود برای محاسبات سفتی در المان‌های بتن‌آرمه بر اساس سفتی موثر می‌باشد بنابراین در روش سفتی موثر، مستقل از نوع تحلیل (خطی یا غیرخطی) ضرائب کاهش سفتی بایستی اعمال شود.

1-Intracting P-M2-M3

معیارهای پذیرش تحلیل پوش آور براساس پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰

۲-۱۲-۳ حداکثر تغییرمکان نسبی سازه در تغییرمکان هدف نباید بیشتر از ۱۲۰٪

مقادیر مجاز معرفی شده در بند (۲-۵-۳) این استاندارد باشد.

۲-۵-۳ مقدار Δ_M که با منظور کردن اثر $P-\Delta$ در محاسبه Δ_M به دست می آید نباید از مقدار مجاز Δ_a زیر تجاوز نماید.

$$\Delta_a = 0.025h$$

- در ساختمان‌های تا ۵ طبقه

$$\Delta_a = 0.020h$$

- در سایر ساختمان‌ها

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

1-Intracting P-M2-M3

معیارهای پذیرش تحلیل پوش آور براساس پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰

۲-۱۲-۳ حداکثر تغییرمکان نسبی سازه در تغییرمکان هدف نباید بیشتر از ۱۲۰٪

مقادیر مجاز معرفی شده در بند (۲-۵-۳) این استاندارد باشد.

بند ۲-۵-۳
استاندارد ۲۸۰۰

ساختمان‌های
تا ۵ طبقه

$$\Delta_M = c_d \cdot \Delta_{eu} \leq \Delta_a = 0.025h$$

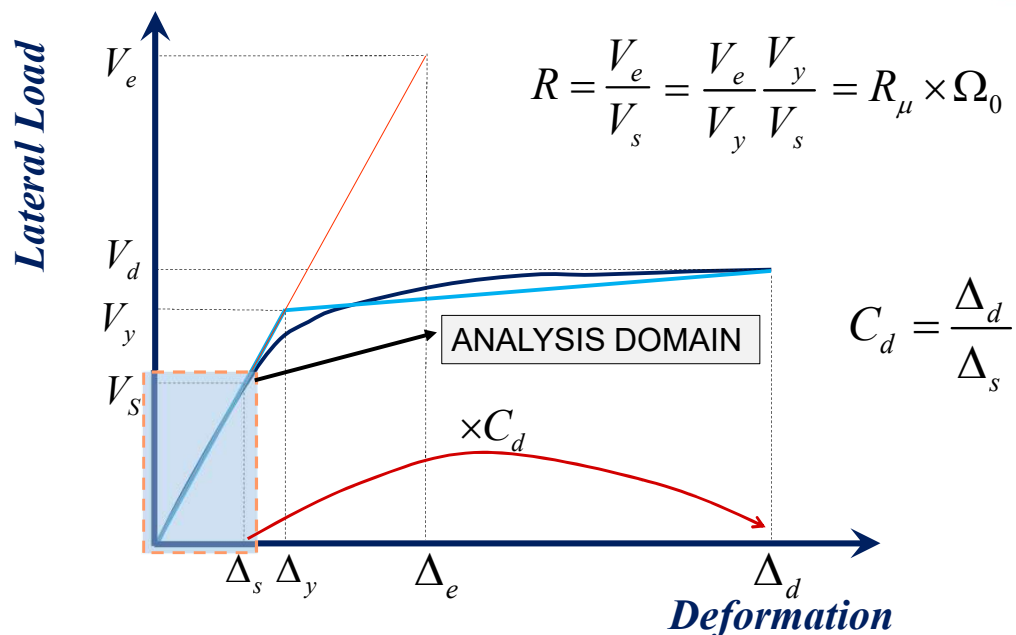
سایر ساختمان‌ها

$$\Delta_M = c_d \cdot \Delta_{eu} \leq \Delta_a = 0.020h$$

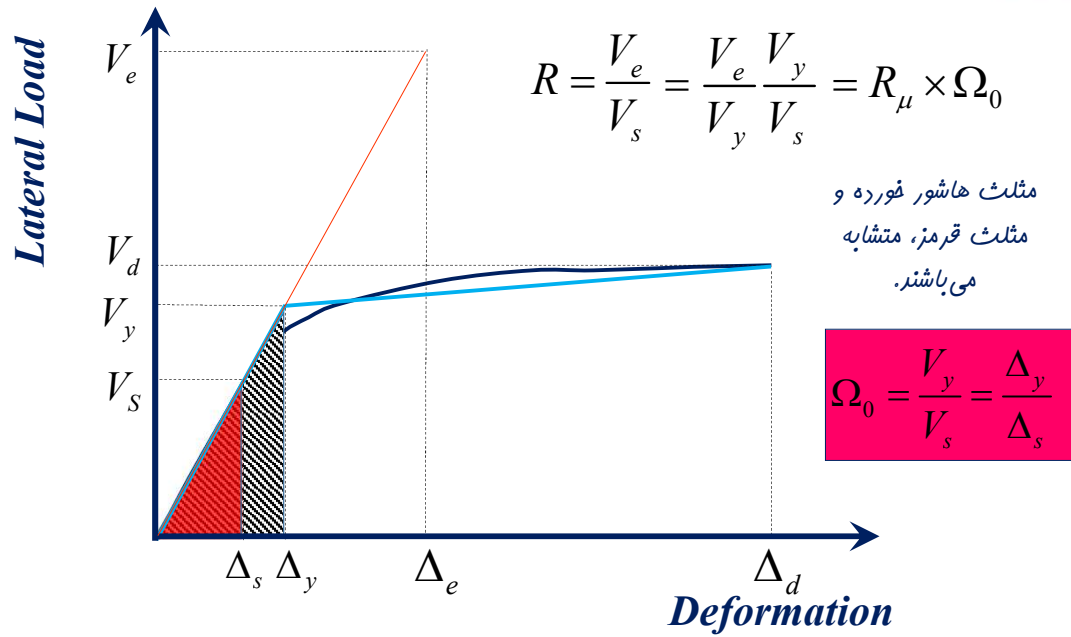
معیارهای پذیرش تحلیل پوش آور براساس پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰

کنترل دریفت	تحلیل خطی ۲۸۰۰	ساختمان‌های ۵ تا طبقه \Rightarrow	$\Delta_M = c_d \cdot \Delta_{eu} \leq 0.025h$
		سایر ساختمان‌ها \Rightarrow	$\Delta_M = c_d \cdot \Delta_{eu} \leq 0.020h$
	تحلیل غیرخطی ۲۸۰۰	ساختمان‌های ۵ تا طبقه \Rightarrow	$\Delta_d \leq 0.03h$
		سایر ساختمان‌ها \Rightarrow	$\Delta_d \leq 0.024h$

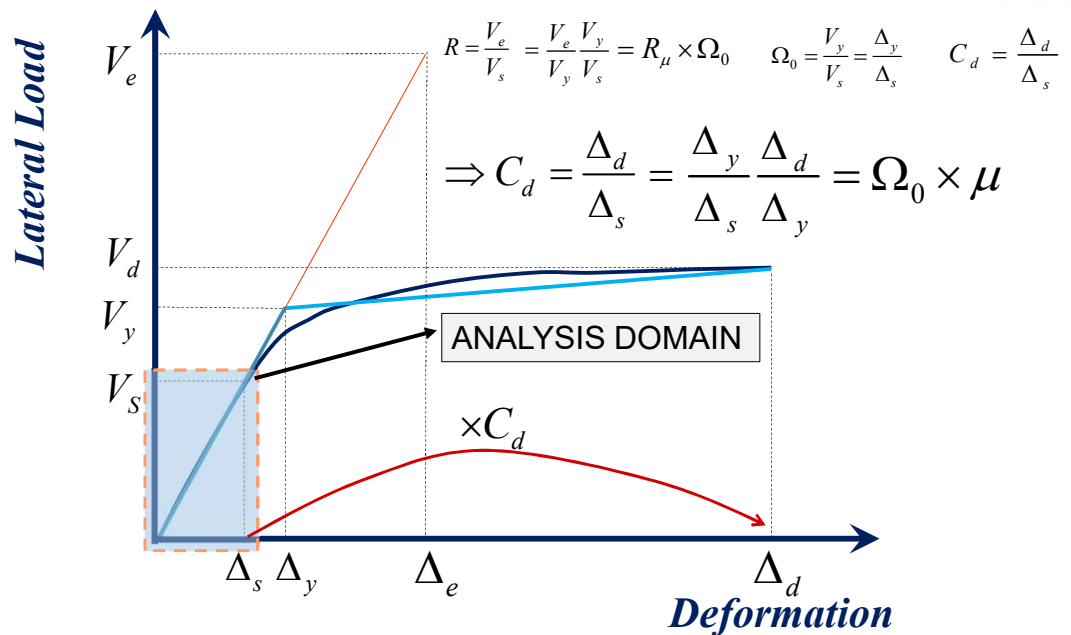
به دلیل استفاده از مدلسازی و تحلیل دقیقتر (پوش آور) آیین‌نامه در کنترل دریفت غیرخطی ۲۰٪ تخفیف قائل می‌شود.



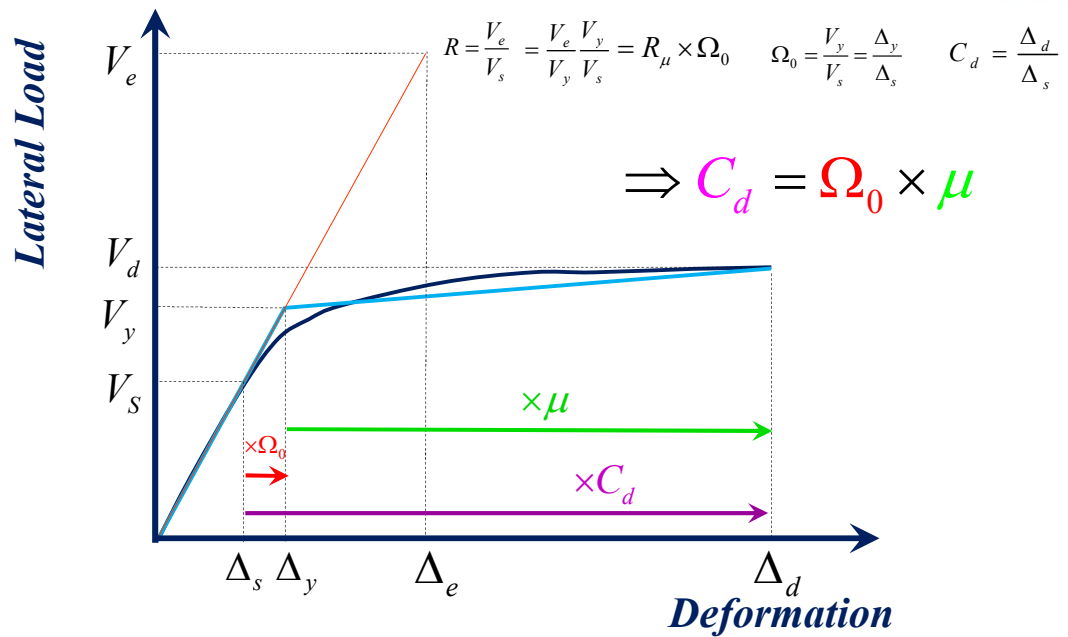
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 



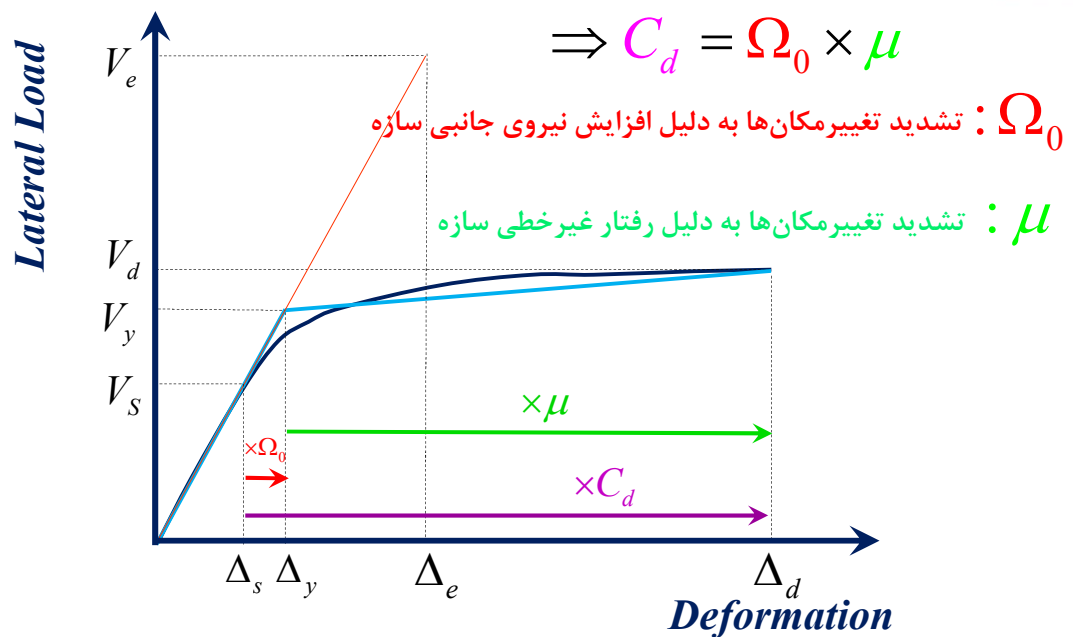
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 



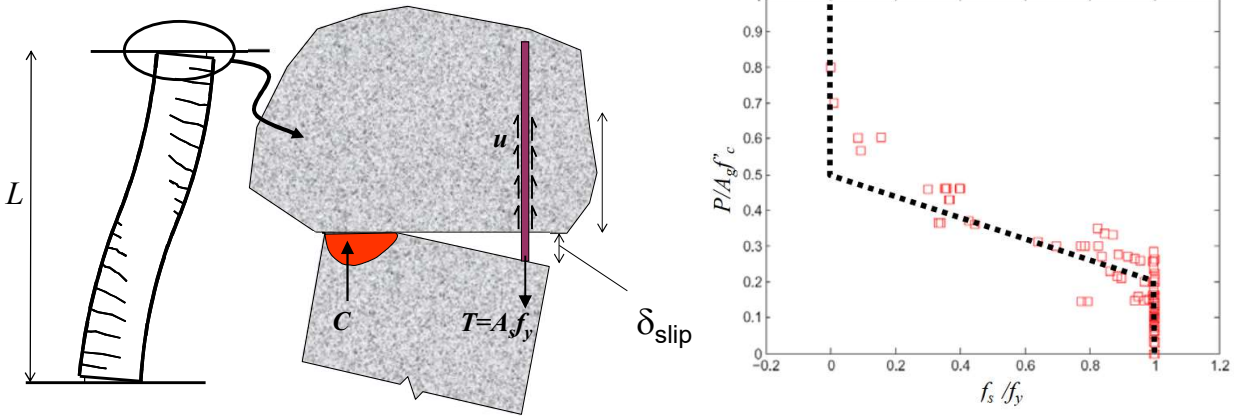
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



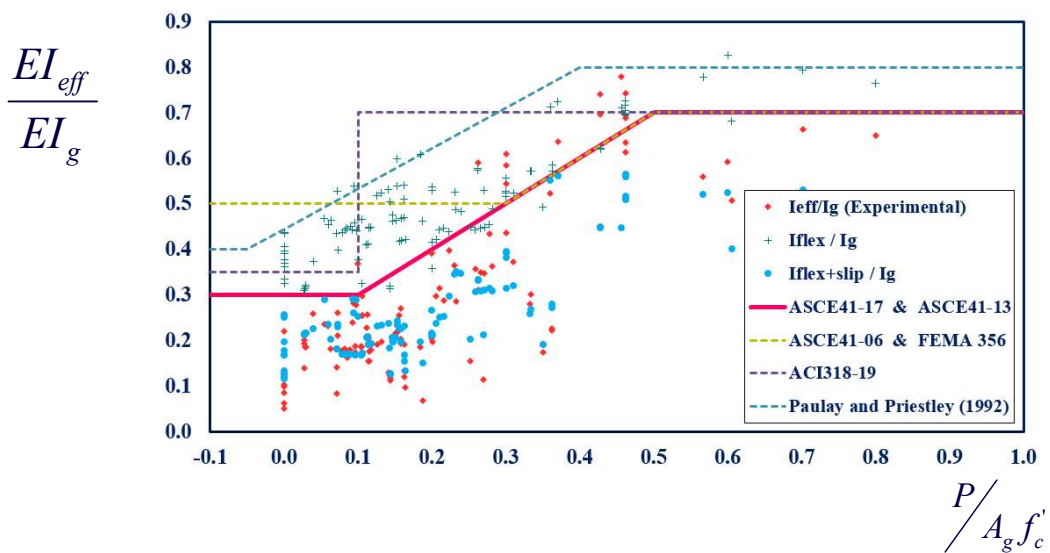
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Effective Stiffness Ratio



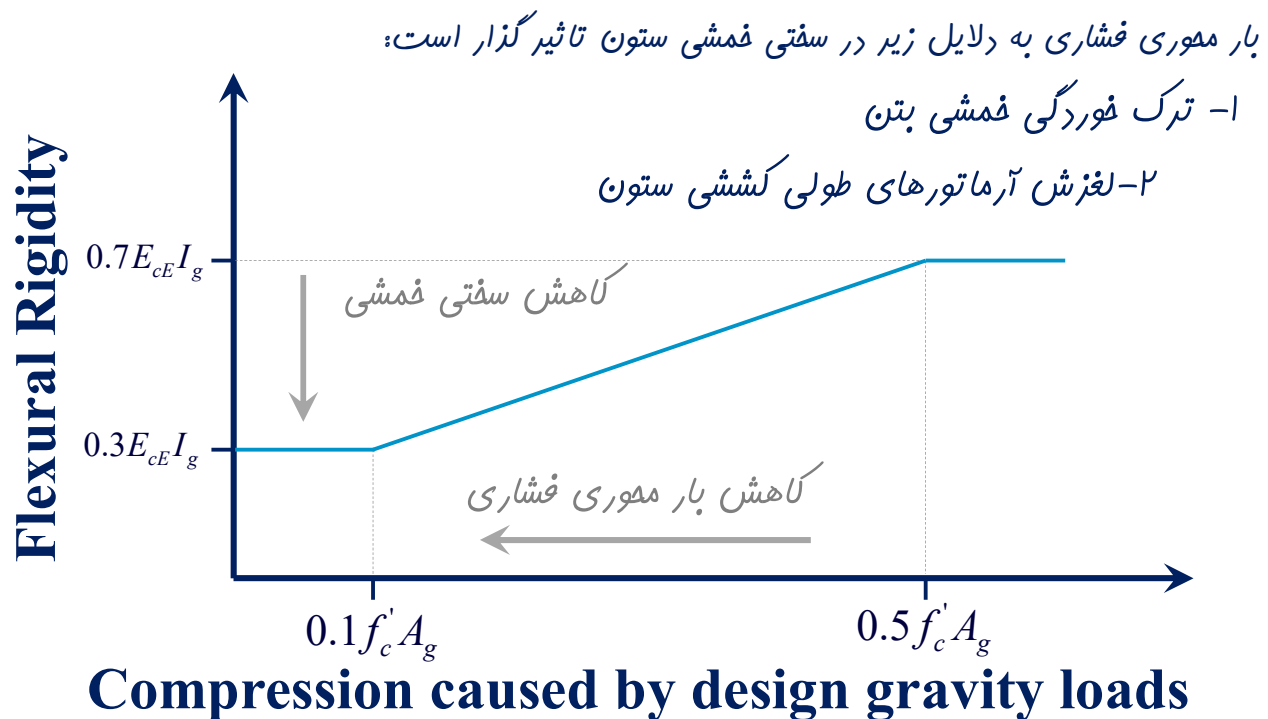
Effective Stiffness Ratio

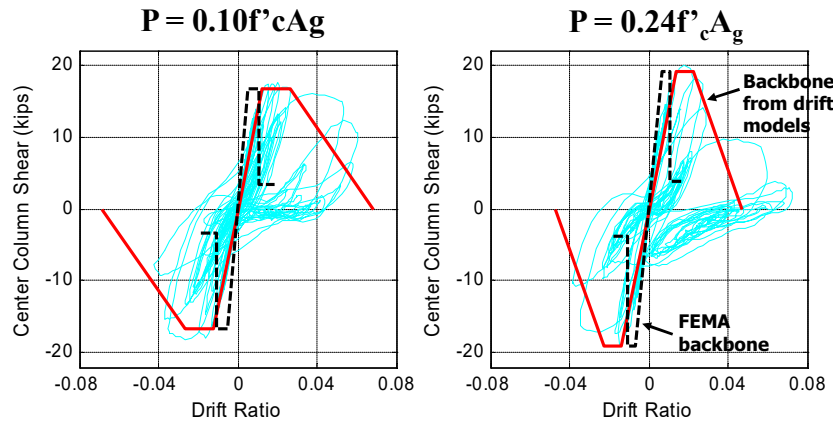


سفتی خمشی ستون‌های بتن‌آرمه، بر اساس استاندارد ASCE41-17 وابسته به مقدار بار محوری می‌باشد. با افزایش بار محوری فشاری مقدار سفتی خمشی افزوده می‌شود (چرا؟).

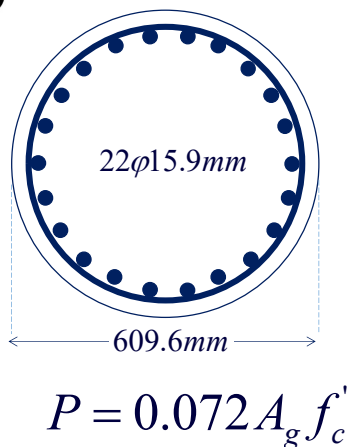
Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_c E$	$0.7E_c E I_g$	$0.4E_c E A_w$	$E_c E A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_c E$ or with	$0.3E_c E I_g$	$0.4E_c E A_w$	$E_c E A_g$ (compression) $E_s E A_s$ (tension)





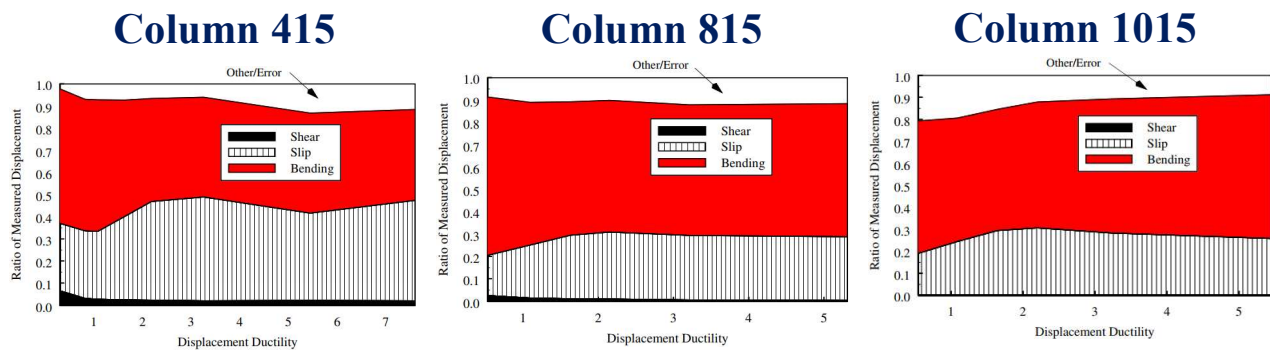
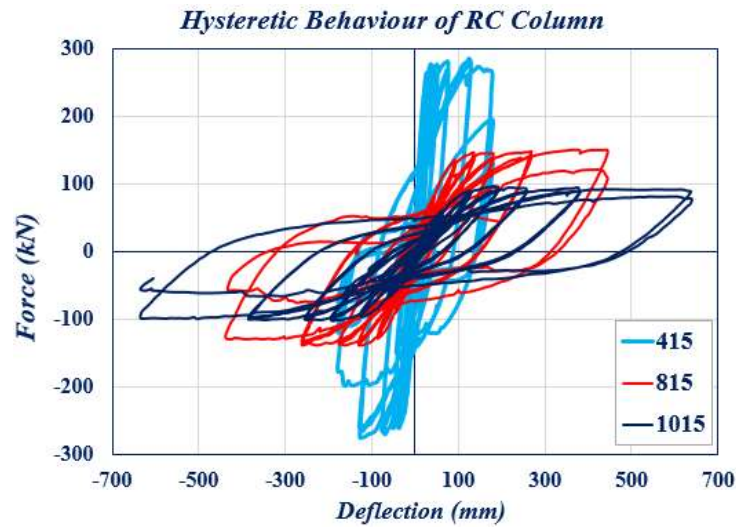
Elwood and Moehle, 2003



Test Specimen	D (mm)	Length (mm)	Axial Load(kN)	f'_c (MPa)
415	609.6	2438.4	653.86	31
815	609.6	4876.8	653.86	31
1015	609.6	6096	653.86	31

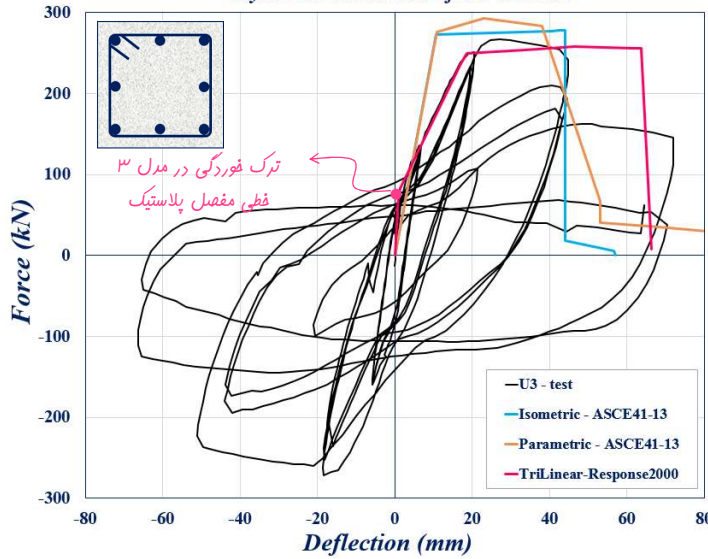
Longitudinal Steel				
ϕ (mm)	No. of Bars	f_{yl} (MPa)	f_{ul} (MPa)	ρ_l (%)
15.9	22	462	630	1.49
15.9	22	462	630	1.49
15.9	22	462	630	1.49

Transverse Steel				
ϕ (mm)	s (mm)	Cover to Center of Hoop (mm)	f_{yt} (MPa)	ρ_t (%)
6.4	31.8	22.2	606.8	0.732
6.4	31.8	22.2	606.8	0.732
6.4	31.8	22.2	606.8	0.732

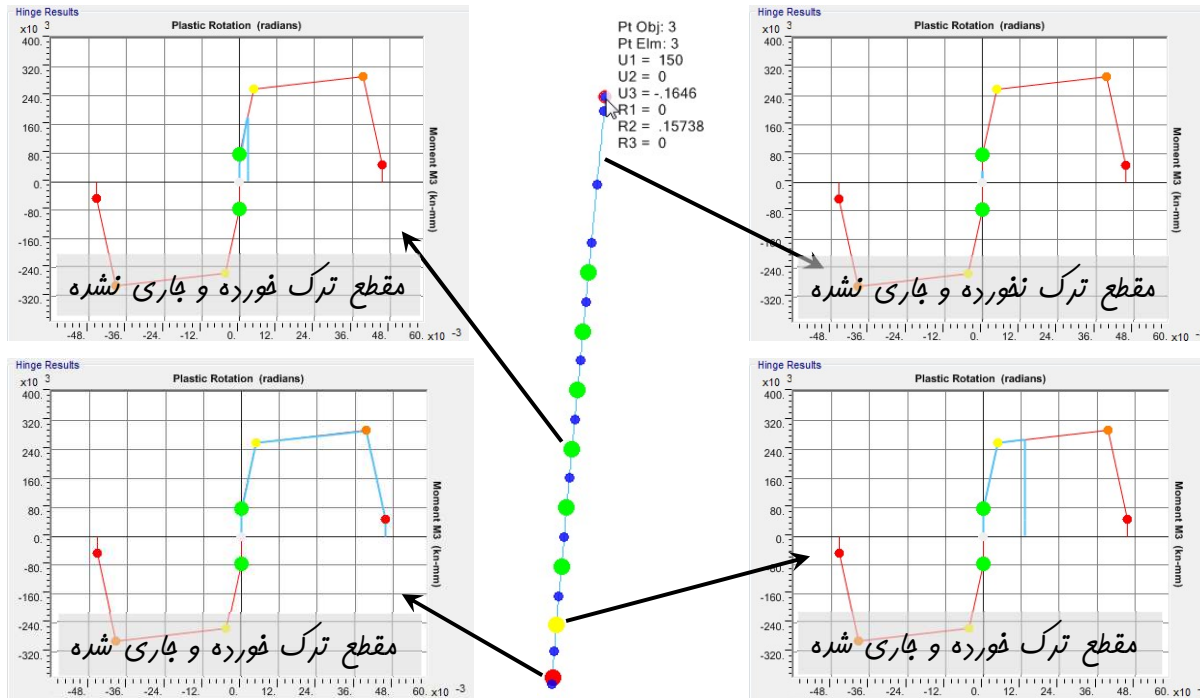


Types of P-M₂-M₃ Hinges _ Sap2000

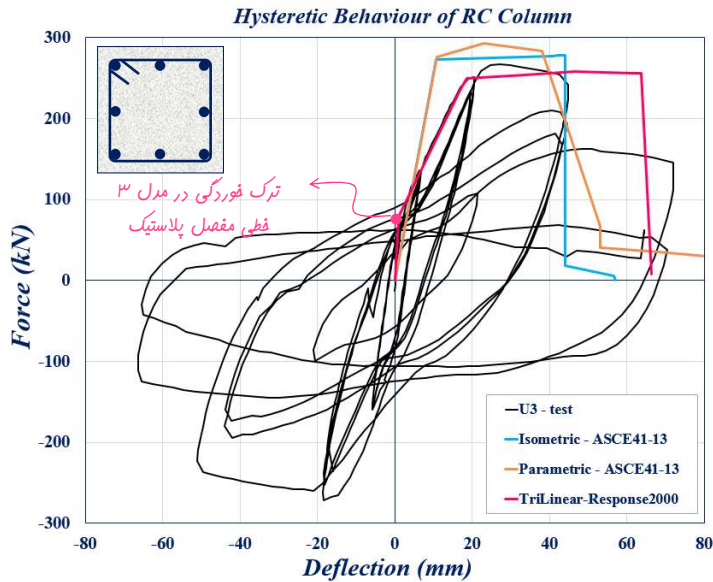
Hysteretic Behaviour of RC Column



Ozcebe and Saatcioglu, 1987



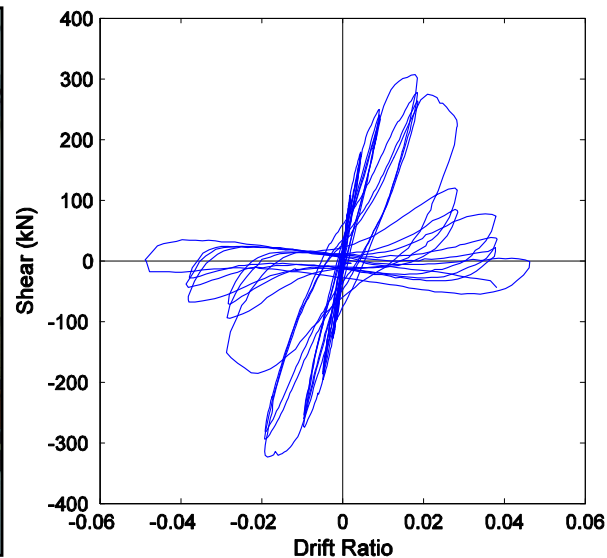
Types of P-M₂-M₃ Hinges _ Sap2000 v21

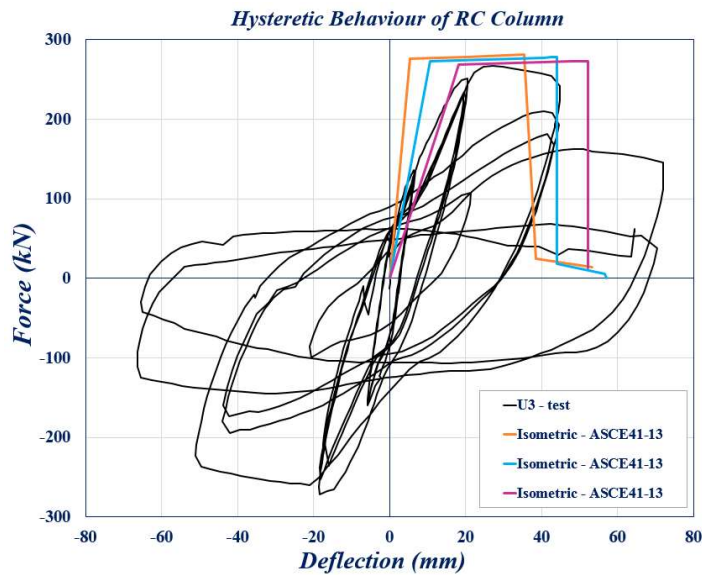


Ozcebe and Saatcioglu, 1987



Types of P-M₂-M₃ Hinges _ Sap2000 v21





-ستون با ضریب کاهش سفتی 0.7

-ستون با ضریب کاهش سفتی 0.341

-ستون با ضریب کاهش سفتی 0.2

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

انواع مفصل پلاستیک در ستون‌های بتن آرمه

1-Isotropic P-M2-M3 hinge

رفتار غیرخطی (مفصل پلاستیک)

2-Parametric P-M2-M3 hinge

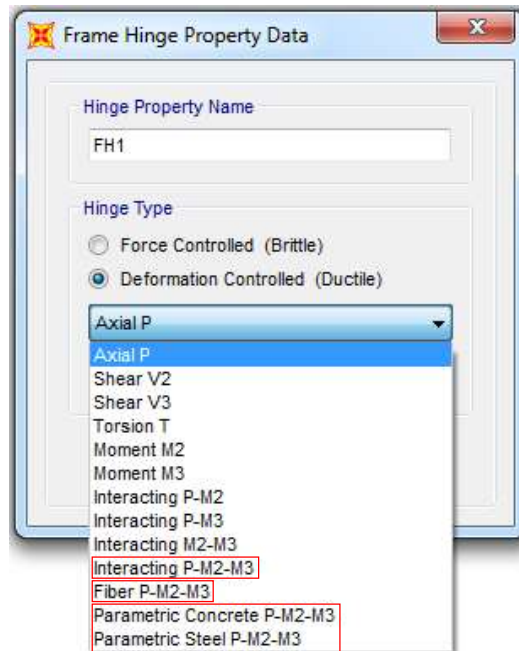
ستون‌های بتن آرمه در نرم افزار

SAP2000 و ETABS را

3-Fiber P-M2-M3 hinge

می‌توان از سه طریق زیر اختصاص

داد:



Types of P-M₂-M₃ Hinges

Normally the hinge properties for each of the six degrees of freedom are uncoupled from each other. However, you have the option to specify coupled axial-force/biaxial-moment behavior. This is called a P-M₂-M₃ or PMM hinge. Three types are available. In summary:

1-Isotropic P-M₂-M₃ hinge: This hinge can handle **complex and unsymmetrical** PMM surfaces and can interpolate between multiple moment-rotation curves. Two-dimensional subsets of the hinge are available. It is limited to **isotropic hysteresis**, which may not be suitable for some structures.

2-Parametric P-M₂-M₃ hinge: This hinge is limited to doubly symmetric section properties and uses a simple parametric definition of the PMM surface. Hysteretic energy degradation can be specified, making it more suitable than the isotropic hinge for extensive cyclic loading.

3-Fiber P-M₂-M₃ hinge: This is the most realistic hinge, but may require the most computational resources in terms of analysis time and memory usage. Various hysteresis models are available and they can be different for each material in the hinge.

P-Types of P-M₂-M₃ Hinges for RC Column _ Sap2000 v21 gs

Hinge	Nonlinearity	Section	M-φ	M-θ
Isotropic P-M2-M3	مدل غیرخطی در سطح مقاطع انبساط می شود و هیچ مدلی از رفتار غیرخطی مصالح وجود ندارد.	همه نوع مقطع (مقاطع پیچیده و نامتقارن و یا مقطعی که در SD مدل می شوند) را شامل می شود.	کاربر می تواند منفی ظرفیت را به فرم ممان-انحنای اعمال کند. در این صورت نیاز به طول مفصل پلاستیک می باشد.	کاربر می تواند منفی ظرفیت را به فرم ممان-دوران اعمال کند.
Parametric P-M2-M3	مدل غیرخطی در سطح مقاطع انبساط می شود و هیچ مدلی از رفتار غیرخطی مصالح وجود ندارد.	فقط مقاطع متقارن (Doubly Symmetric) را شامل می شود.	کاربر می تواند منفی ظرفیت را به فرم ممان-انحنای اعمال کند. در این صورت نیاز به طول مفصل پلاستیک می باشد.	کاربر می تواند منفی ظرفیت را به فرم ممان-دوران اعمال کند.
Fiber P-M2-M3	مدل غیرخطی در سطح مصالح انبساط می شود و بر اساس آن، مدل غیرخطی مقاطع مناسب می شود.	همه نوع مقطع (مقاطع پیچیده و نامتقارن و یا مقطعی که در SD مدل می شوند) را شامل می شود.	مماسبات ممان-انحنای توسط خود نرم افزار انجام شده و توسط طول مفصل پلاستیک به ممان - دوران تبدیل می شود.	مماسبات ممان-انحنای توسط خود نرم افزار انجام شده و توسط طول مفصل پلاستیک به ممان - دوران تبدیل می شود.

Hinge	PMM Surface	Length	Location	Hysteresis Models
Isotropic P-M2-M3	منحنی اندرکنش در این حالت بر اساس استانداردهای AISC, ACI, و ASCE41 و خود کاربر قابل تعریف است.	در صورت استفاده از مدل ممان-انحنای، طول مفصل پلاستیک بایستی تعریف شود.	افتصاص مفصل پلاستیک در محل تلاش های فمشی حداکثر کفایت می کند.	فقط محدود به مدل هیستریزس ایزوتروپیک مقطع بوده که برای بیشتر سازه های مناسب نیست.
Parametric P-M2-M3	منحنی اندرکنش در این حالت بر اساس مدل پارامتریک مناسب می شود.	در صورت استفاده از مدل ممان-انحنای، طول مفصل پلاستیک بایستی تعریف شود.	افتصاص مفصل پلاستیک در محل تلاش های فمشی حداکثر کفایت می کند.	مدل های مختلف هیستریزس مقطع به صورت عددی قابل تعریف است.
Fiber P-M2-M3	منحنی اندرکنش در این حالت بر اساس مدل تنش - کرنش مصالح مناسب می شود.	برای تبدیل ممان-انحنای مناسب شده توسط نرم افزار به ممان-دوران، بایستی طول مفصل پلاستیک تعریف شود.	برای شبیه سازی ترک خوردگی در طول المان، تا حد ممکن مفصل فایبر بایستی در تمامی طول المان تفهیم شود.	مدل های هیستریزس برای مصالح مختلف موجود در مقطع به صورت جداگانه قابل تفهیم است.

1-Intracting P-M2-M3

Frame Hinge Property Data for FH1 - Interacting P-M2-M3

Hinge Specification Type

Moment - Rotation
 Moment - Curvature
 Hinge Length:
 Relative Length

Scale Factor for Rotation (SF)

SF is Yield Rotation per ASCE 41-13 Eqn. 9-2 (Steel Objects Only)
 User SF:

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero
 Is Extrapolated

Symmetry Condition

Moment Rotation Dependence is Circular
 Moment Rotation Dependence is Doubly Symmetric about M2 and M3
 Moment Rotation Dependence has No Symmetry

Requirements for Specified Symmetry Condition


1 Specify curve at angle of 0°.

Axial Forces for Moment Rotation Curves

Number of Axial Forces:

Curve Angles for Moment Rotation Curves

Number of Angles:



1-Intracting P-M2-M3

Frame Hinge Property Data for FH1 - Interacting P-M2-M3

Hinge Specification Type

Moment - Rotation
 Moment - Curvature
 Hinge Length:
 Relative Length

Scale Factor for Curvature (SF)

SF is Equal to Yield Curvature (Steel Objects Only)
 User SF:

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero
 Is Extrapolated

Symmetry Condition

Moment Curvature Dependence is Circular
 Moment Curvature Dependence is Doubly Symmetric about M2 and M3
 Moment Curvature Dependence has No Symmetry

Requirements for Specified Symmetry Condition


1 Specify curve at angle of 0°.

Axial Forces for Moment Curvature Curves

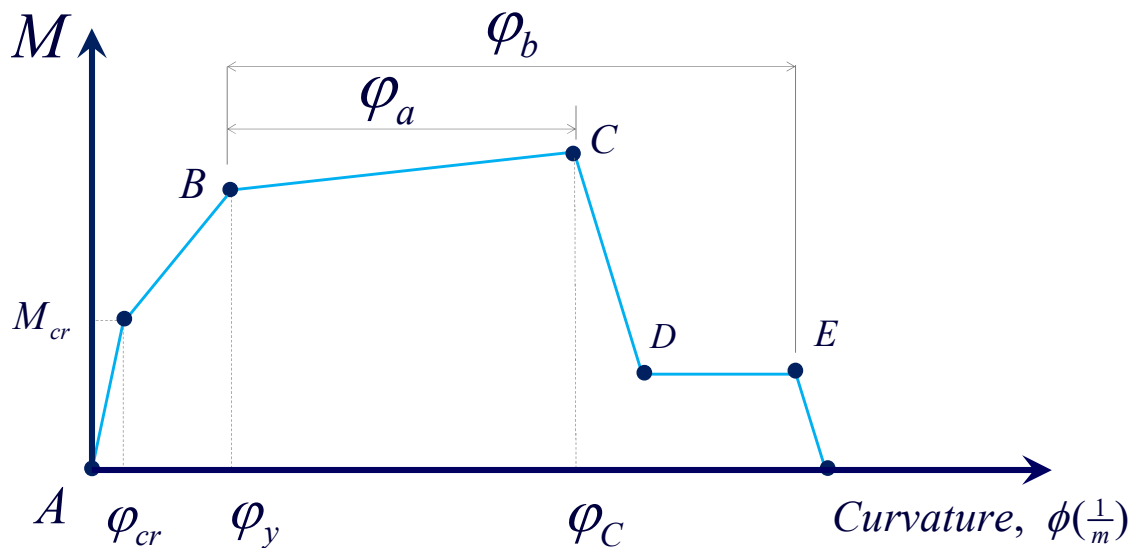
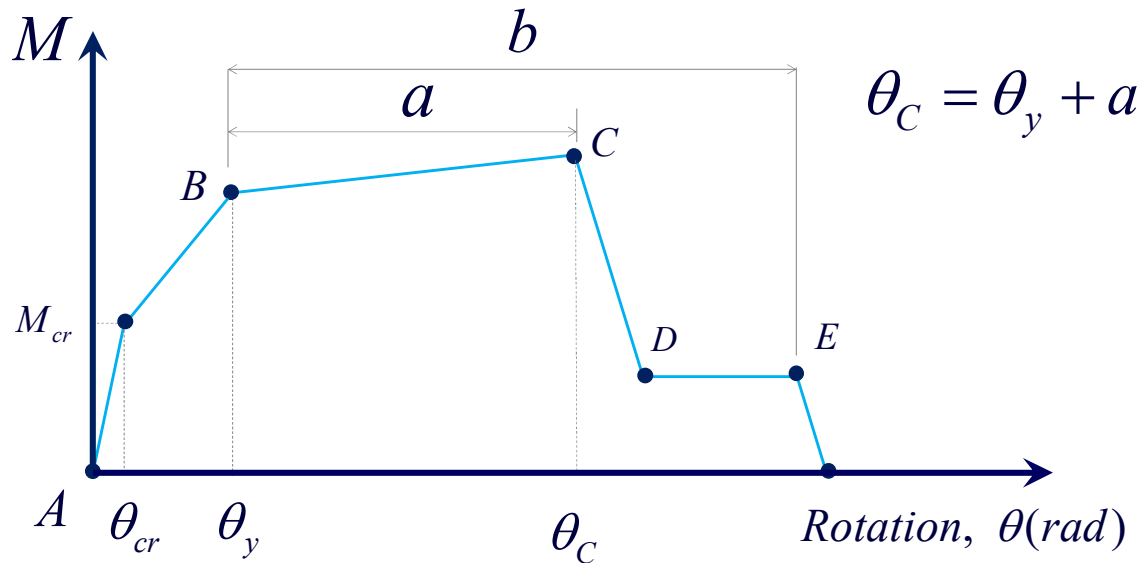
Number of Axial Forces:

Curve Angles for Moment Curvature Curves

Number of Angles:



$M - \theta$ and $M - \phi$



$$\phi_a = \frac{a}{L_p} \Rightarrow \phi_C = \phi_y + \phi_a = \phi_y + \frac{a}{L_p}$$

1-Intracting P-M2-M3

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters*			Acceptance Criteria*		
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
	a	b		Performance Level		
				IO	LS	CP
Condition i, ^b						
$\frac{P}{c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$					
$\frac{A_v f'_c}{A_c}$	≥ 0.006		0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	0.035	0.060	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	$= 0.002$	0.010	0.010	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$	0.027	0.034	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$	0.005	0.005	0.002	0.004	0.005

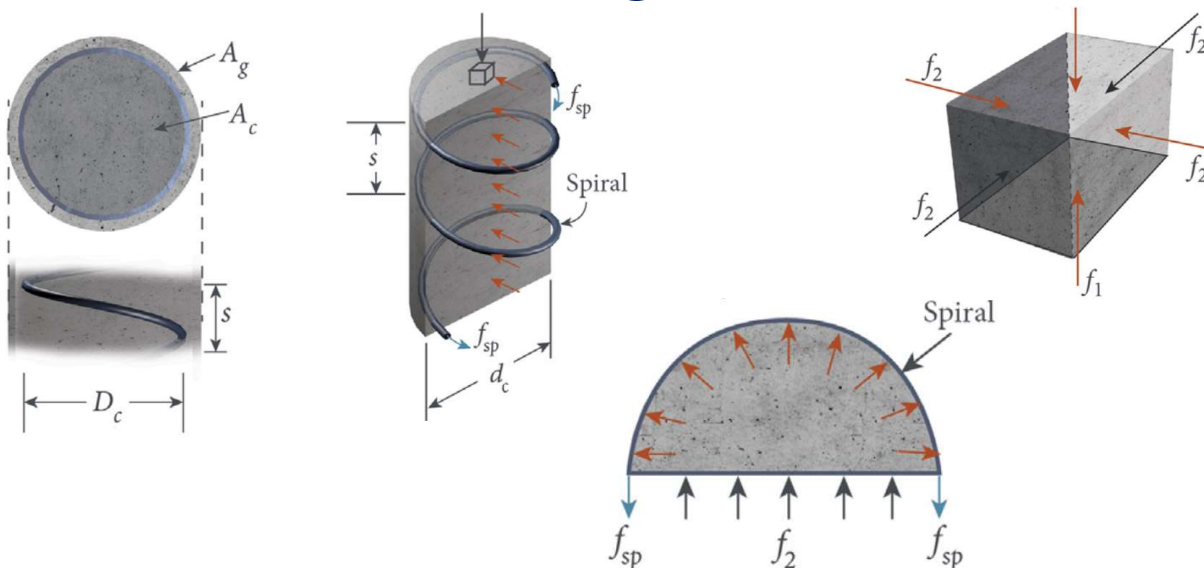
ρ Ratio of nonprestressed tension reinforcement, Chapters 10 and 11

A_v Area of shear reinforcement, Chapter 10

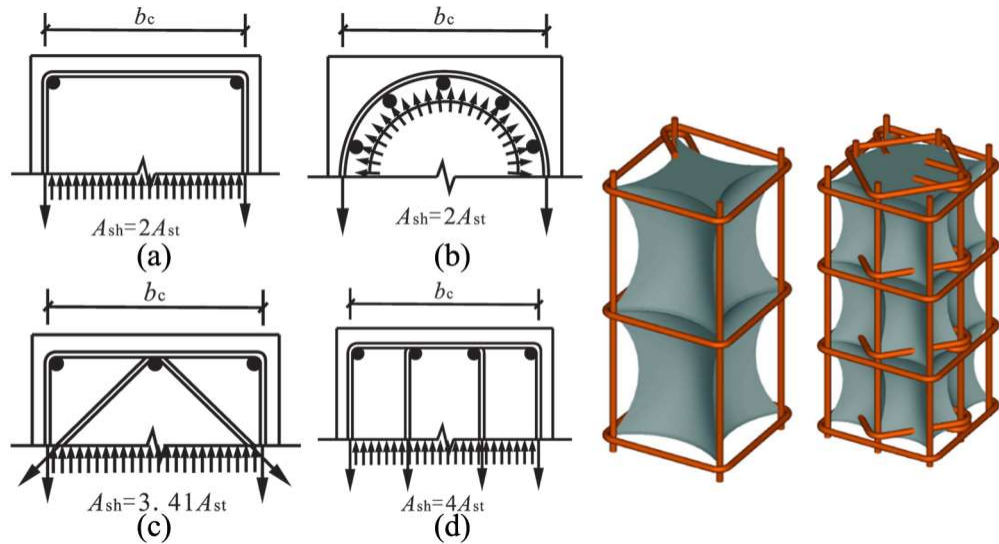
b_w Web width, in., Chapter 10

s Spacing of shear reinforcement, Eqs. (10-3) and (C10-1)

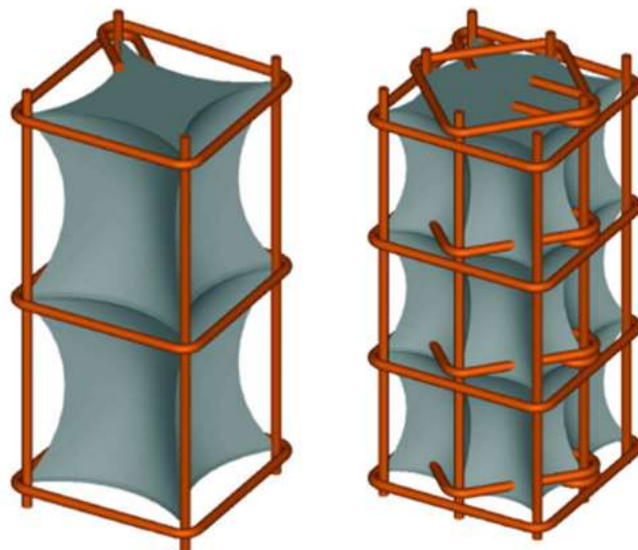
1-Intracting P-M2-M3

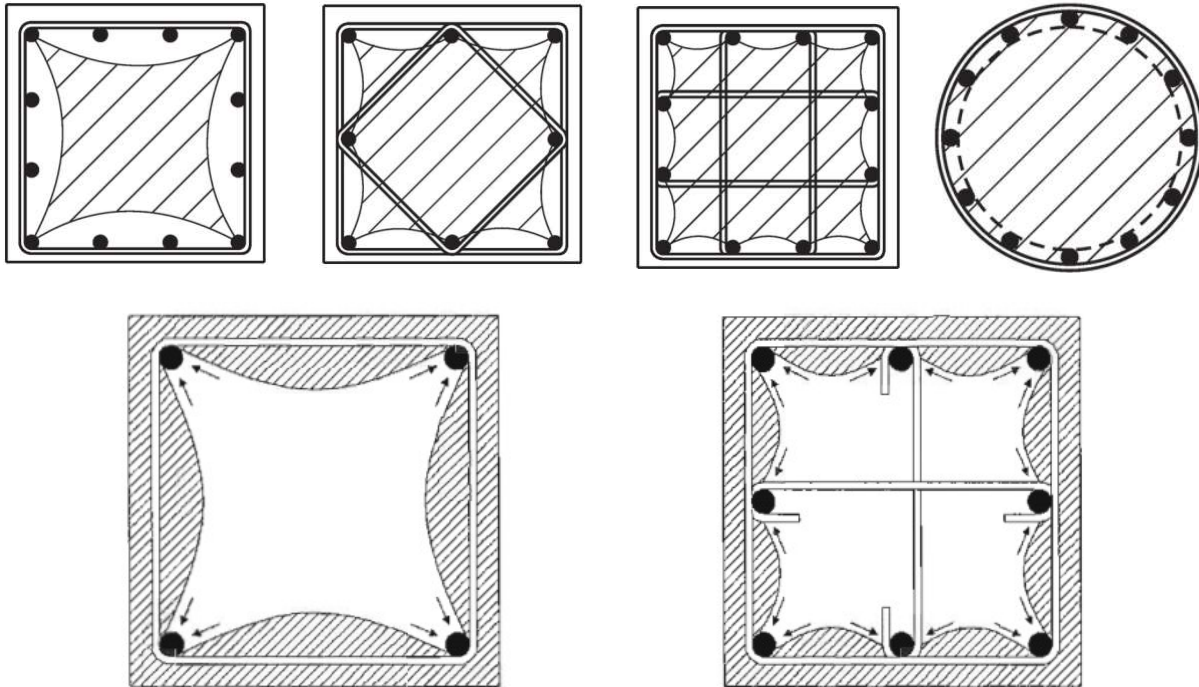


1-Intracing P-M2-M3



$$\rho_t = \text{Transvers Reinforcement Ratio} = \frac{A_v}{b_w s}$$





Nonlinear modeling parameters and acceptance criteria for concrete columns


Ghannoum, W. M., Matamoros, A. B.

Abstract

A database of 490 pseudo-static tests of reinforced concrete columns subjected to load reversals was used to evaluate nonlinear modeling parameters that define the lateral force versus lateral deformation envelope relation of columns under seismic excitations. Based on the modeling parameters, criteria that identify acceptable deformation levels at various performance objectives are proposed. The effects of bi-directional loading and number-of-cycles of the displacement history on the drift ratio at axial failure are discussed, and recommendations are given to account for such effects. Modeling parameters and acceptance criteria are provided in a format that is consistent with provisions of the ASCE 41-06 Standard entitled "Seismic Rehabilitation of Existing Structures".



Wassim M. Ghannoum
University of Texas at Austin



Adolfo Benjamin Matamoros
University of Texas at San Antonio

ACKNOWLEDGMENTS

ASCE/SEI 41 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Voting Members

- Robert George Pekelnicky, P.E., S.E., M.ASCE, *Chair*
- Peter W. Somers, P.E., S.E., M.ASCE, *Vice Chair*
- Russell A. Berkowitz, S.E.
- David Bonowitz, S.E.
- Charles J. Carter, Ph.D., S.E., P.E., M.ASCE
- James Hamilton Collins, M.ASCE
- Jeff J. Dragovich, P.E., S.E., M.ASCE
- Wassim M. Ghannoum, F.SEI, A.M.ASCE
- Cathedra K. Ghosh, Ph.D., F.SEI, F.ASCE
- Ronald O. Hamburger, S.E., P.E., F.SEI
- John L. Harris III, Ph.D., S.E., P.E., SECB, F.SEI, M.ASCE
- Brian Edward Keboe, P.E., S.E., R.L.S., F.ASCE
- Philip Line, P.E., F.ASCE, M.ASCE
- Roy F. Lobo, S.E., M.ASCE
- Terry R. Lundeen, S.E., M.ASCE
- Mark C. Mainridge, P.E., M.ASCE
- Eileen Manley, P.E., F.SEI, M.ASCE
- C. McBride, S.E., M.ASCE
- [Name], P.E., S.E.
- [Name], P.E., S.E., M.ASCE

- Darrick Bryan Hom, P.E., M.ASCE
- Ayşe Hortacısu, P.E., M.ASCE
- Jonas Houston, A.M.ASCE
- Jen-Kan Hsiao, Ph.D., P.E., S.E., F.ASCE
- Saif Mohammed Hussain, P.E., S.E., M.ASCE
- Nicholas G. Hyatt, P.E., S.E., M.ASCE
- Mary A. Jacak, A.M.ASCE
- Robert C. Jackson, P.E., M.ASCE
- Mohammad R. Karim, P.E., S.E., M.ASCE
- Hayne Kim, Ph.D., P.E., S.E., M.ASCE
- Insung Kim, Ph.D., P.E., S.E., M.ASCE
- James S. Lai, P.E., F.ASCE
- Lei Lou, Ph.D., P.E., M.ASCE
- Bruce Maisson
- David Mark Martin, A.M.ASCE
- Ronald L. Mayes, Ph.D., P.E., M.ASCE
- Dayid Lee McCormick
- John S. McDonald, P.E., M.ASCE
- Ryan Milam, P.E., M.ASCE

Subcommittee for Concrete

- Wassim M. Ghannoum, F.SEI, A.M.ASCE, *Chair*
- Mohammad Alhaari
- Sergio Francisco Brena, Ph.D., M.ASCE
- Casey Champion
- Jeff J. Dragovich, P.E., S.E., M.ASCE
- Ken Elwood
- Garrett Richard Hagen, P.E., M.ASCE
- Insung Kim, Ph.D., P.E., S.E., M.ASCE
- Regan Milam, P.E., M.ASCE
- Robert George Pekelnicky, P.E., S.E., M.ASCE
- Halil Sezen, Ph.D., P.E., M.ASCE
- Tom Chuan Xia, P.E., M.ASCE

Subcommittee for Masonry

- [Name], P.E., M.ASCE

1-Intracting P-M2-M3

Plastic rotation capacities for columns other than spirally reinforced circular columns

$$a_R = 0.042 - 0.043 \frac{P}{A_g f'_c} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_y}{V_o} \geq 0.0 \text{ (rad)} \quad \text{Eq.2}$$

$$b_{2R} = 0.051 - 0.051 \frac{P}{A_g f'_c} + 1.3 \rho_t - 0.023 \frac{V_y}{V_o} \geq a_R \text{ (rad)} \quad \text{Eq.3}$$

Plastic rotation capacities for columns for spirally reinforced circular columns

$$a_C = 0.06 - 0.058 \frac{P}{A_g f'_c} + 1.3 \rho_t - 0.037 \frac{V_y}{V_o} \geq 0.0 \text{ (rad)} \quad \text{Eq.4}$$

$$b_{2C} = 0.064 - 0.07 \frac{P}{A_g f'_c} + 2.85 \rho_t - 0.03 \frac{V_y}{V_o} \geq a_C \text{ (rad)} \quad \text{Eq.5}$$

$$\rho_t = \text{transverse reinforcement ratio} = A_v / (b_w s)$$

A_v = area of transverse reinforcement in the direction of loading spaced at s

b_w = section web width

s = transverse reinforcement spacing

ASCE41-17

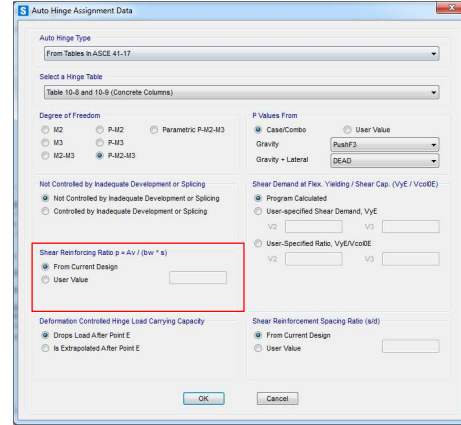
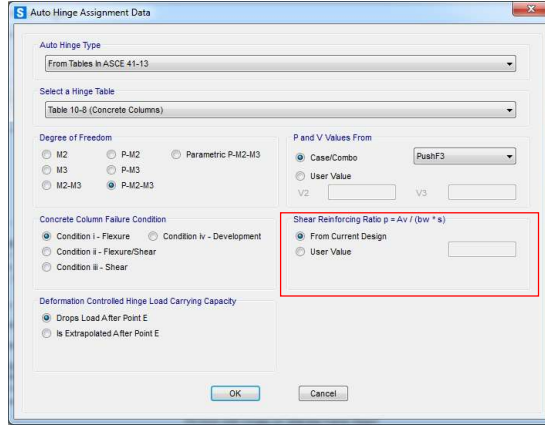
1-Intracting P-M2-M3

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, a and b (radians) Residual Strength Ratio, c	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a $a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_y E}{V_{CoI OE}} \right) \geq 0.0$	0.15 a ≤ 0.005	0.5 b^b	0.7 b^b

ρ_t = Ratio of area of distributed transverse reinforcement to gross concrete area perpendicular to that reinforcement = $A_v / (bd)$, Chapter 10

1-Intracting P-M2-M3



1-Intracting P-M2-M3

صحت سنجی مدل سازی Sap2000-v23 براساس ASCE41-13

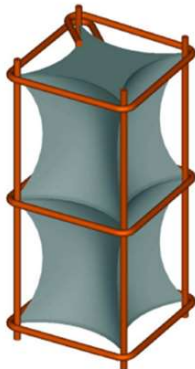
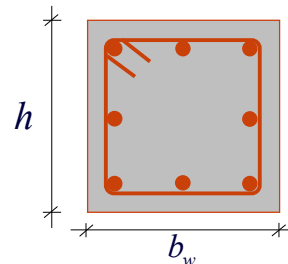


Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

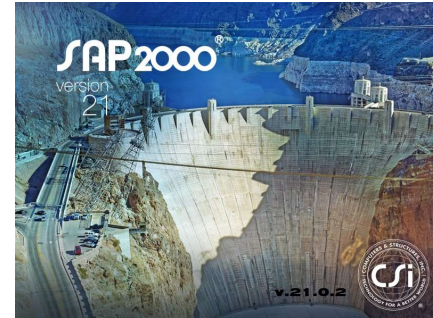
Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
	a	b		c	IO	LS
Condition i ^b						
$\frac{P}{P_c}$						
$\frac{A_v f_y}{b_w s}$						
≤0.1	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005



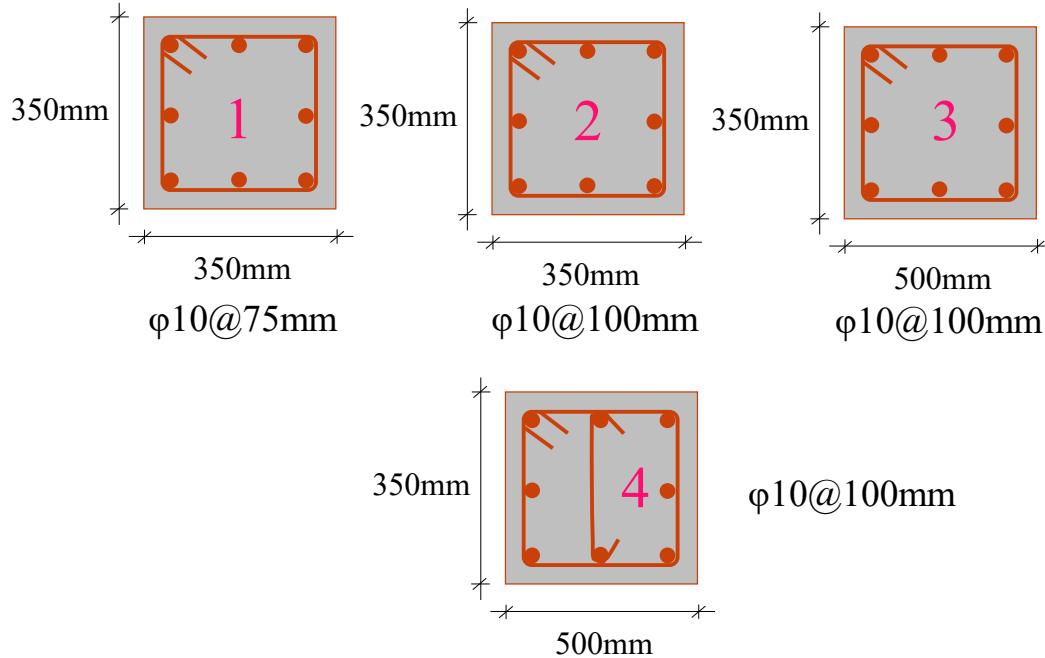
$$\rho_{Vol} = \frac{\text{Vol. Transvers Bar}}{\text{Vol. Concrete Core}}$$

$$\rho_t = \frac{A_v}{b_w s}$$

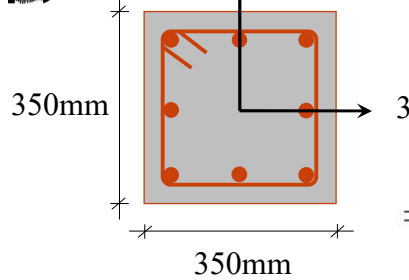
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Transvers Reinforcement: $\phi 10@75\text{mm}$

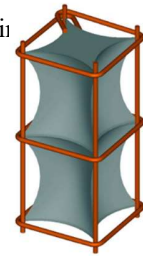
$$f'_c = 34.8\text{MPa}$$

Table 10-11. Transverse Reinforcement Details: Condition to Be Used for Columns in Table 10-8

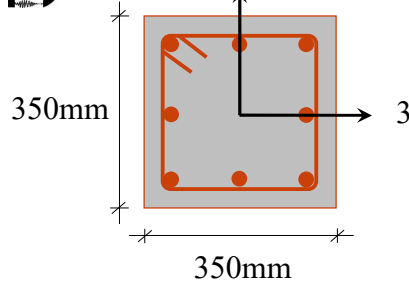
Shear Capacity Ratio	ACI 318 Conforming Seismic Details with 135-Degree Hooks	Closed Hoops with 90-Degree Hooks	Other (Including Lap-Spliced Transverse Reinforcement)
$V_p/V_o \leq 0.6$	i ^a	ii	ii
$1.0 \geq V_p/V_o > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/V_o > 1.0$	iii	iii	iii

^aTo qualify for condition i, a column should have $A_v/b_w s \geq 0.002$ and $s/d \leq 0.5$ within flexural plastic hinge region. Otherwise, the column is assigned to condition ii.

The database for modeling parameter a for condition i only considered columns with $A_v/b_w s \geq 0.002$ and $s/d \leq 0.5$; these limitations, therefore, have been placed on the applicability of the modeling parameters for condition i.



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

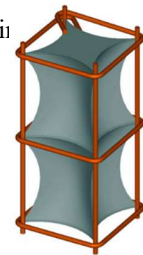


Transvers Reinforcement: $\phi 10@75\text{mm}$

$$f'_c = 34.8\text{MPa}$$

$$V_2 \ \& \ M_3 \Rightarrow \rho_t = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{2 \times (\frac{\pi}{4} 10^2)}{350 \times 75} = 0.005984$$

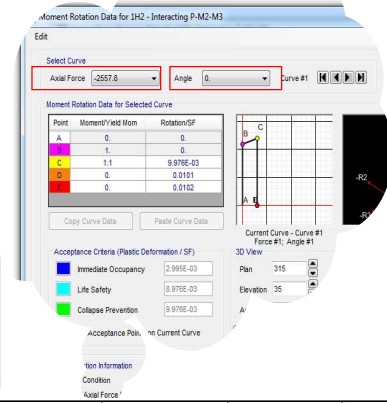
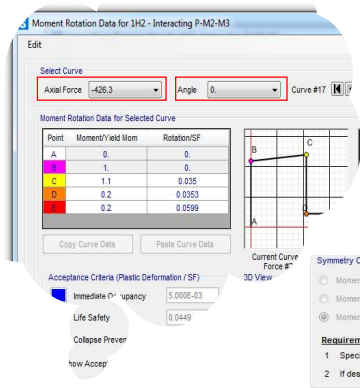
$$V_3 \ \& \ M_2 \Rightarrow \rho_t = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{2 \times (\frac{\pi}{4} 10^2)}{350 \times 75} = 0.005984$$



	Bending Dir.	ρ_t	a	b	c
Axial Ratio=0.1	3-3	0.005984	0.034968	0.05989	0.2
	2-2	0.005984	0.034968	0.05989	0.2
Axial Ratio=0.6	3-3	0.005984	0.00998	0.00998	0
	2-2	0.005984	0.00998	0.00998	0

$$P = 0.1f'_c A_g = 0.1 \times 34.8 \times 350^2 = 426.3kN$$

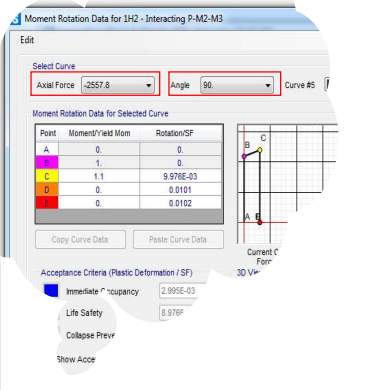
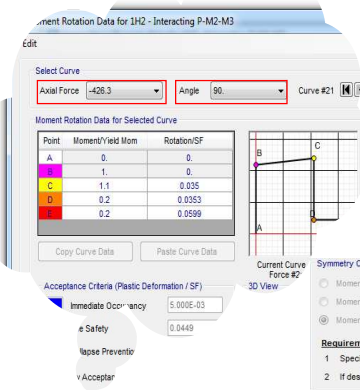
$$P = 0.6f'_c A_g = 0.6 \times 34.8 \times 350^2 = 2557.8kN$$



	Bending Dir.	ρ_t	a	b	c
Axial Ratio=0.1	3-3	0.005984	0.034968	0.05989	0.2
	2-2	0.005984	0.034968	0.05989	0.2
Axial Ratio=0.6	3-3	0.005984	0.00998	0.00998	0
	2-2	0.005984	0.00998	0.00998	0

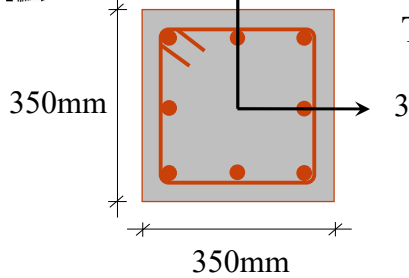
$$P = 0.1f'_c A_g = 0.1 \times 34.8 \times 350^2 = 426.3kN$$

$$P = 0.6f'_c A_g = 0.6 \times 34.8 \times 350^2 = 2557.8kN$$



	Bending Dir.	ρ_t	a	b	c
Axial Ratio=0.1	3-3	0.005984	0.034968	0.05989	0.2
	2-2	0.005984	0.034968	0.05989	0.2
Axial Ratio=0.6	3-3	0.005984	0.00998	0.00998	0
	2-2	0.005984	0.00998	0.00998	0

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

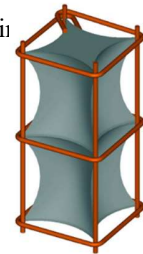


Transvers Reinforcement: $\phi 10@100\text{mm}$

$$f'_c = 34.8\text{MPa}$$

$$V_2 \ \& \ M_3 \Rightarrow \rho_t = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{2 \times (\frac{\pi}{4} 10^2)}{350 \times 100} = 0.004488$$

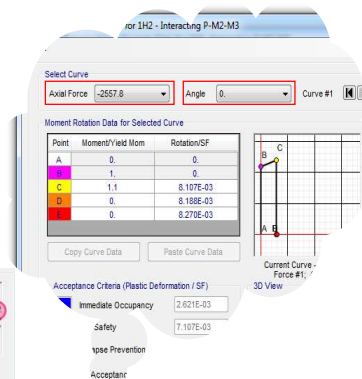
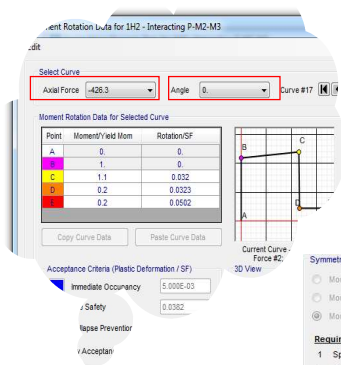
$$V_3 \ \& \ M_2 \Rightarrow \rho_t = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{2 \times (\frac{\pi}{4} 10^2)}{350 \times 100} = 0.004488$$



	Bending Dir.	ρ_t	a	b	c
Axial Ratio=0.1	3-3	0.004488	0.031976	0.05017	0.2
	2-2	0.004488	0.031976	0.05017	0.2
Axial Ratio=0.6	3-3	0.004488	0.00811	0.00811	0
	2-2	0.004488	0.00811	0.00811	0

$$P = 0.1 f'_c A_g = 0.1 \times 34.8 \times 350^2 = 426.3\text{kN}$$

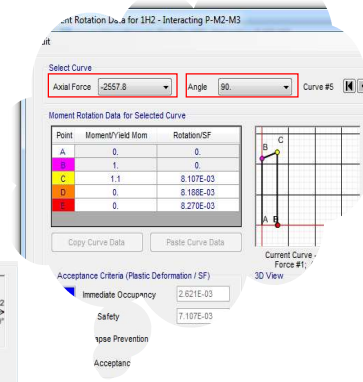
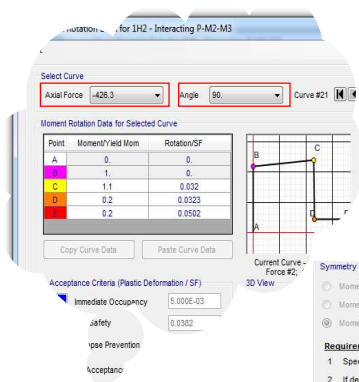
$$P = 0.6 f'_c A_g = 0.6 \times 34.8 \times 350^2 = 2557.8\text{kN}$$



	Bending Dir.	ρ_t	a	b	c
Axial Ratio=0.1	3-3	0.004488	0.031976	0.05017	0.2
	2-2	0.004488	0.031976	0.05017	0.2
Axial Ratio=0.6	3-3	0.004488	0.00811	0.00811	0
	2-2	0.004488	0.00811	0.00811	0

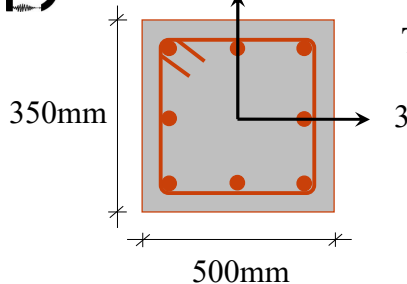
$$P = 0.1f'_c A_g = 0.1 \times 34.8 \times 350^2 = 426.3kN$$

$$P = 0.6f'_c A_g = 0.6 \times 34.8 \times 350^2 = 2557.8kN$$



	Bending Dir.	ρ_t	a	b	c
Axial Ratio=0.1	3-3	0.004488	0.031976	0.05017	0.2
	2-2	0.004488	0.031976	0.05017	0.2
Axial Ratio=0.6	3-3	0.004488	0.00811	0.00811	0
	2-2	0.004488	0.00811	0.00811	0

Performance-**B**ased Seismic **D**esign & Seismic **E**valuation and **R**etrofit of **E**xisting **B**uilding

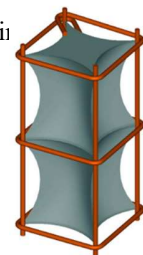


Transvers Reinforcement: $\phi 10@100mm$

$$f'_c = 34.8MPa$$

$$V_2 \ \& \ M_3 \Rightarrow \rho_t = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{2 \times (\frac{\pi}{4} 10^2)}{500 \times 100} = 0.003142$$

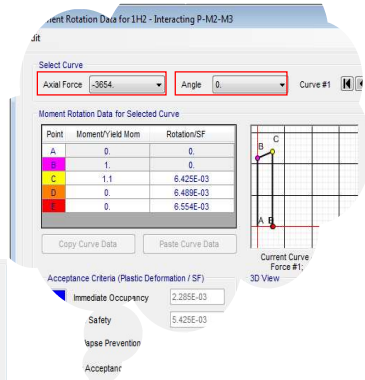
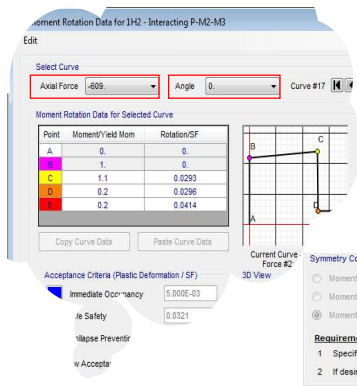
$$V_3 \ \& \ M_2 \Rightarrow \rho_t = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{2 \times (\frac{\pi}{4} 10^2)}{350 \times 100} = 0.004488$$



	Bending Dir.	ρ_t	a	b	c
Axial Ratio=0.1	3-3	0.003142	0.029283	0.04142	0.2
	2-2	0.004488	0.031976	0.05017	0.2
Axial Ratio=0.6	3-3	0.003142	0.006427	0.00643	0
	2-2	0.004488	0.00811	0.00811	0

$$P = 0.1f'_c A_g = 0.1 \times 34.8 \times 350 \times 500 = 609kN$$

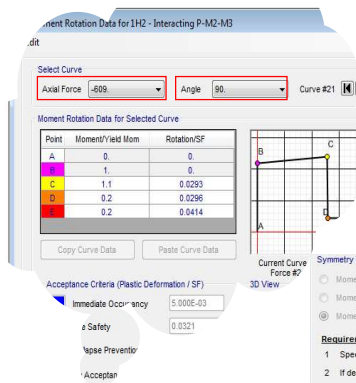
$$P = 0.6f'_c A_g = 0.1 \times 34.8 \times 350 \times 500 = 3654kN$$



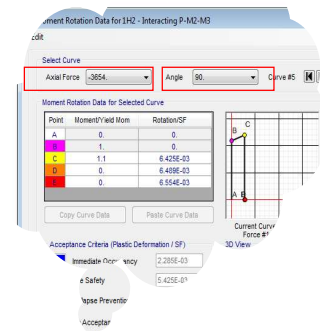
	Bending Dir.	ρ_t	a	b	c
Axial Ratio=0.1	3-3	0.003142	0.029283	0.04142	0.2
	2-2	0.004488	0.031976	0.05017	0.2
Axial Ratio=0.6	3-3	0.003142	0.006427	0.00643	0
	2-2	0.004488	0.00811	0.00811	0

$$P = 0.1f'_c A_g = 0.1 \times 34.8 \times 350 \times 500 = 609kN$$

$$P = 0.6f'_c A_g = 0.1 \times 34.8 \times 350 \times 500 = 3654kN$$



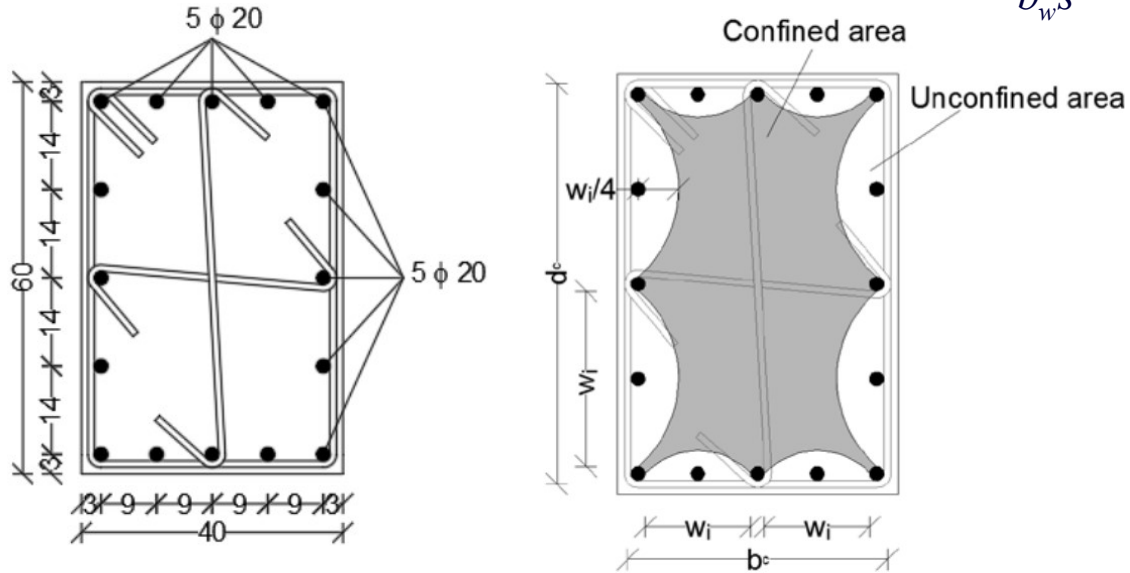
$$\rho_t = \min(\rho_{t_{2-2}}, \rho_{t_{3-3}})$$



	Bending Dir.	ρ_t	a	b	c
Axial Ratio=0.1	3-3	0.003142	0.029283	0.04142	0.2
	2-2	0.004488	0.031976	0.05017	0.2
Axial Ratio=0.6	3-3	0.003142	0.006427	0.00643	0
	2-2	0.004488	0.00811	0.00811	0

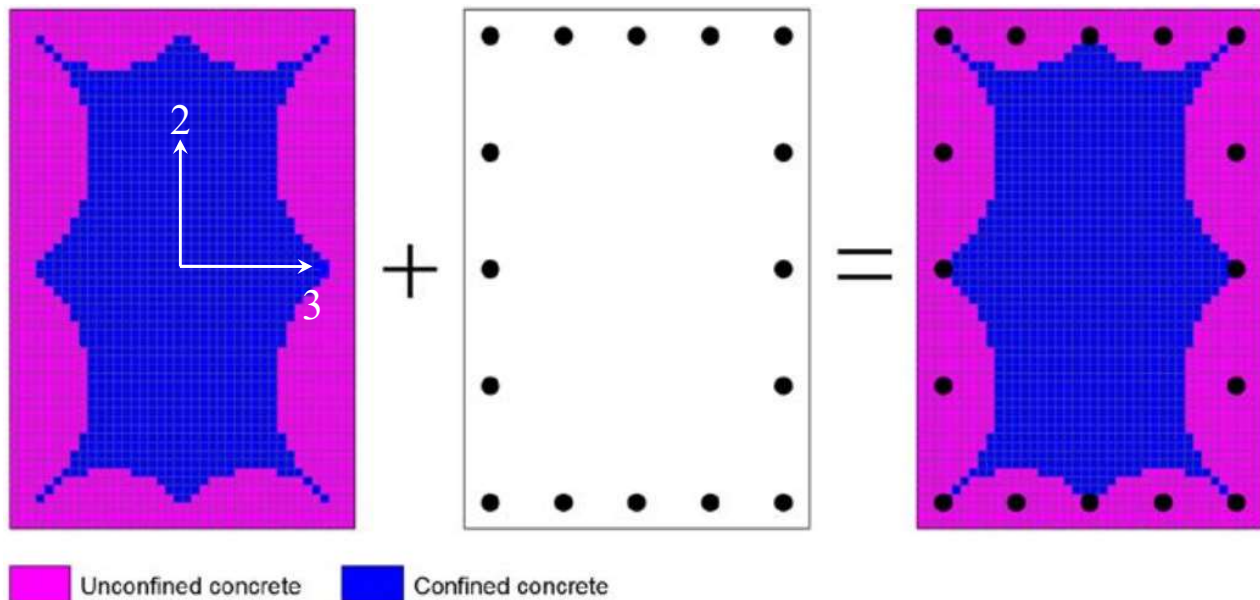
Performance-Based **S**eismic **D**esign & **S**eismic **E**valuation and **R**etrofit of **E**xisting **B**uildings 

$$\rho_t = \text{Transvers Reinforcement Ratio} = \frac{A_v}{b_w s}$$

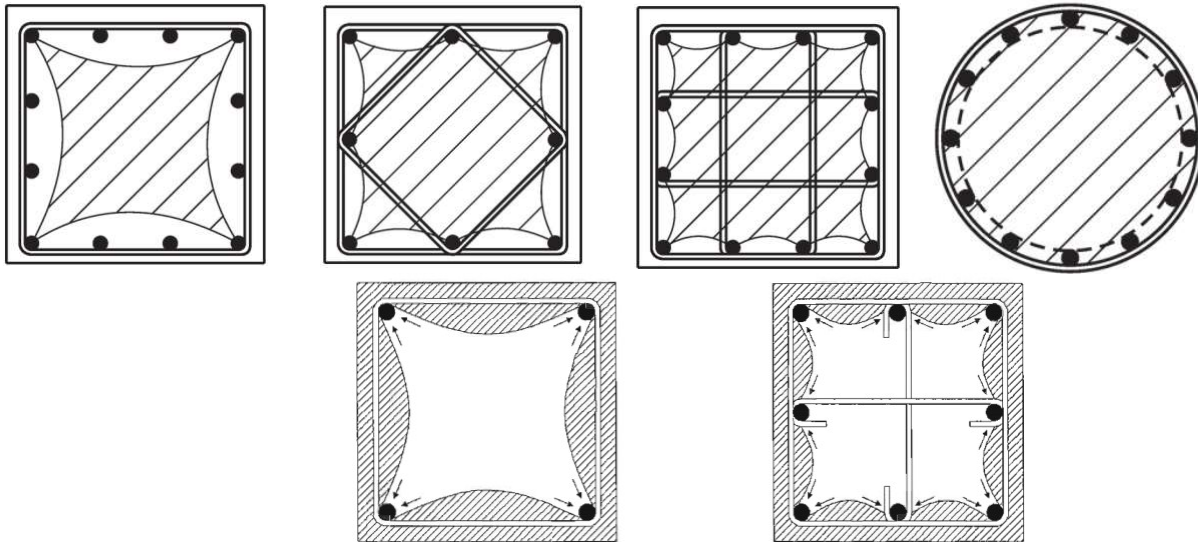


$$\rho_t = \frac{A_v}{b_w s}$$

$$\rho_t = \min\left(\frac{3 \times \left(\frac{\pi}{4} 10^2\right)}{400 \times 100}, \frac{3 \times \left(\frac{\pi}{4} 10^2\right)}{600 \times 100}\right) = \min(0.00589, 0.00392) = 0.00392$$



1-Intracing P-M2-M3



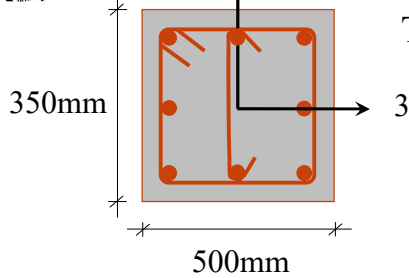
ASCE41-13

$$\rho_t = \min(\rho_{t_{2-2}}, \rho_{t_{3-3}})$$

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete

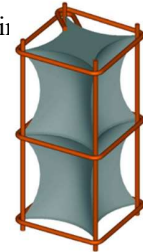
Conditions	Modeling Parameters*		
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio
	a	b	c
Condition i.1 ^b			
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{A_g}$		
≤ 0.1	≤ 0.006	0.035	0.060
≤ 0.6	≤ 0.006	0.010	0.010
≤ 0.1	≤ 0.002	0.027	0.034
≤ 0.6	≤ 0.002	0.005	0.005
Condition ii.1 ^b			
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{A_g}$	$\frac{V}{k_w A_g f'_c}$	
≤ 0.1	≤ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032
≤ 0.1	≤ 0.006	$\leq 6 (0.5)$	0.025
≤ 0.6	≤ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032
≤ 0.6	≤ 0.006	$\leq 6 (0.5)$	0.025
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.032
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 6 (0.5)$	0.025
≤ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.032
≤ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 6 (0.5)$	0.025
Condition iii.1 ^b			
$\frac{P}{A_g f'_c}$			
≤ 0.1			

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Transvers Reinforcement: $\phi 10@100\text{mm}$

$$f'_c = 34.8\text{MPa}$$



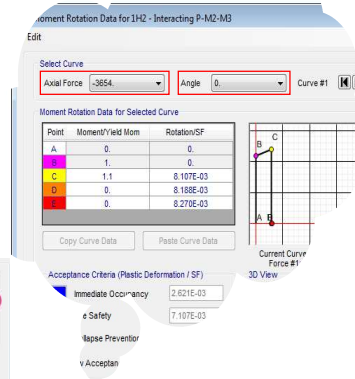
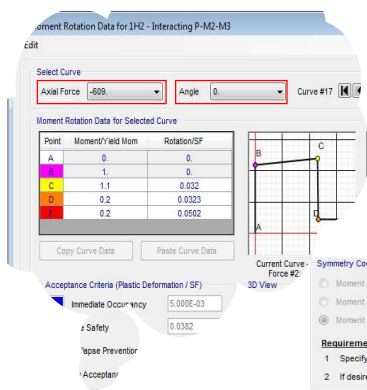
$$V_2 \ \& \ M_3 \Rightarrow \rho_t = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{3 \times (\frac{\pi}{4} 10^2)}{500 \times 100} = 0.004712$$

$$V_3 \ \& \ M_2 \Rightarrow \rho_t = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{2 \times (\frac{\pi}{4} 10^2)}{350 \times 100} = 0.004488$$

	Bending Dir.	ρ_t	a	b	c
Axial Ratio=0.1	3-3	0.004712	0.032425	0.05163	0.2
	2-2	0.004488	0.031976	0.05017	0.2
Axial Ratio=0.6	3-3	0.004712	0.00839	0.00839	0
	2-2	0.004488	0.00811	0.00811	0

$$P = 0.1 f'_c A_g = 0.1 \times 34.8 \times 350 \times 500 = 609\text{kN}$$

$$P = 0.6 f'_c A_g = 0.6 \times 34.8 \times 350 \times 500 = 3654\text{kN}$$



	Bending Dir.	ρ_t	a	b	c
Axial Ratio=0.1	3-3	0.004712	0.032425	0.05163	0.2
	2-2	0.004488	0.031976	0.05017	0.2
Axial Ratio=0.6	3-3	0.004712	0.00839	0.00839	0
	2-2	0.004488	0.00811	0.00811	0

$$P = 0.1 f'_c A_g = 0.1 \times 34.8 \times 350 \times 500 = 609 kN$$

$$P = 0.6 f'_c A_g = 0.1 \times 34.8 \times 350 \times 500 = 3654 kN$$

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.1	0.032
D	0.2	0.0323
E	0.2	0.0502

Symmetry Condition

- Moment Rotation Dependence is Circular
- Moment Rotation Dependence is Doubly Symmetric about M2 and M3
- Moment Rotation Dependence has No Symmetry

Requirements for Specified Symmetry Condition

- Specify curves at angles of 0°, 90°, 180° and 270°.
- If desired, specify additional intermediate curves where: 0° < curve angle < 360°.

$$\rho_t = \min(\rho_{t_{2-2}}, \rho_{t_{3-3}})$$

	Bending Dir.	ρ_t	a	b	c
Axial Ratio=0.1	3-3	0.004712	0.032425	0.05163	0.2
	2-2	0.004488	0.031976	0.05017	0.2
Axial Ratio=0.6	3-3	0.004712	0.00839	0.00839	0
	2-2	0.004488	0.00811	0.00811	0

ASCE41-13

$$\rho_t = \min(\rho_{t_{2-2}}, \rho_{t_{3-3}})$$

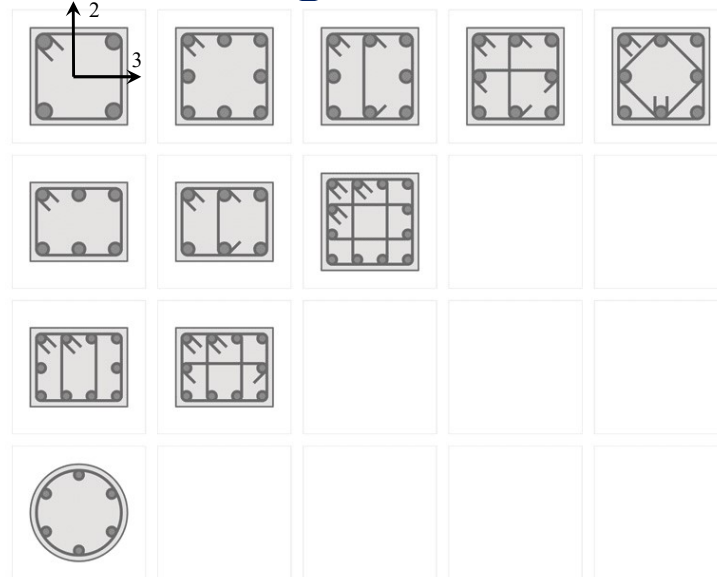
Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete

Conditions	Modeling Parameters*				
	Plastic Rotations Angle (radians)	a	b	c	Residual Strength Ratio
Condition i. ¹					
$\frac{P}{A_g f'_c}$					
$\rho = \frac{A_s}{A_g}$					
≤ 0.1	≤ 0.006	0.035	0.060	0.	
≤ 0.6	≤ 0.006	0.010	0.010	0.0	
≤ 0.1	≤ 0.002	0.027	0.034	0.2	
≤ 0.6	≤ 0.002	0.005	0.005	0.0	
Condition ii. ²					
$\frac{P}{A_g f'_c}$					
$\rho = \frac{A_s}{A_g}$					
≤ 0.1	≤ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.032		
≤ 0.1	≤ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.025		
≤ 0.6	≤ 0.006	≤ 3 (0.25)			
≤ 0.6	≤ 0.006	≥ 6 (0.5)			
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)			
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)			
≤ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)			
≤ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)			
Condition iii. ³					
$\frac{P}{A_g f'_c}$					
≤ 0.1					

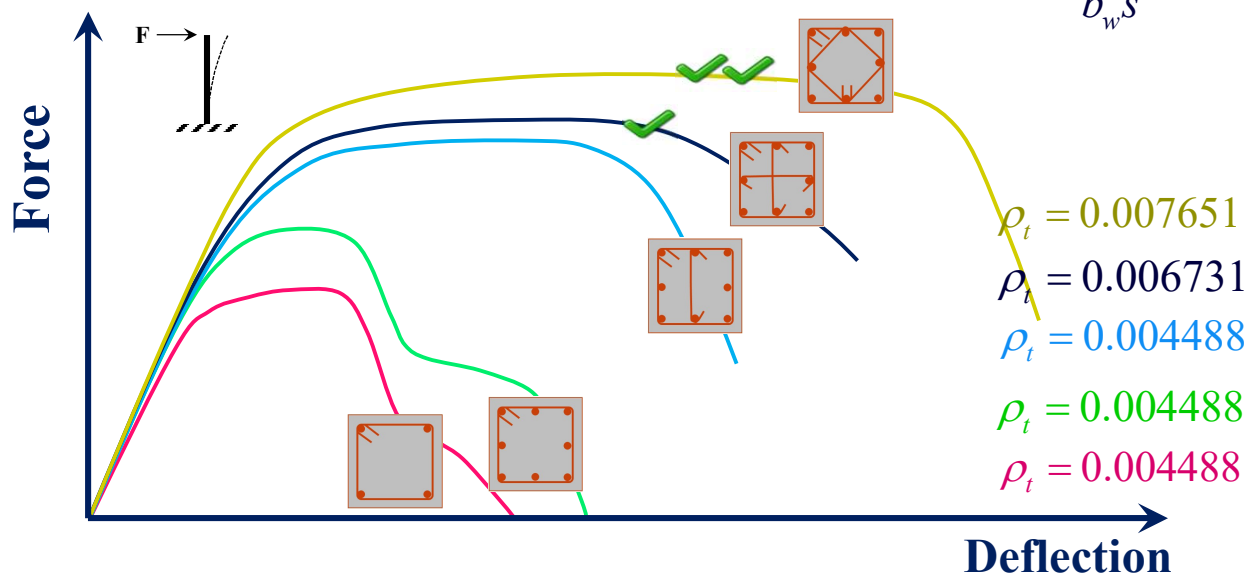
1-Intracting P-M2-M3

$$\rho_t = \frac{A_v}{b_w s}$$

$$\rho_t = \min(\rho_{t_{2-2}}, \rho_{t_{3-3}})$$



$$\rho_t = \text{Transvers Reinforcement Ratio} = \frac{A_v}{b_w s}$$



$$\rho_t = \min(\rho_{t_{2-2}}, \rho_{t_{3-3}})$$

ASCE41-13

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete

Conditions	Modeling Parameters*			
	Plastic Rotations Angle (radians)	a	b	Residual Strength Ratio
Condition i ¹				
$\rho = \frac{A_s}{b_w d}$				
$A_s f_y$				
≤ 0.1	0.035	0.060	0.5	
20.6	0.010	0.010	0.0	
≤ 0.1	0.027	0.034	0.2	
20.6	0.005	0.005	0.0	
Condition ii ²				
$\rho = \frac{A_s}{b_w d}$				
$A_s f_y$				
≤ 0.1	0.032			
20.6	0.025			
≤ 0.1		≤ 3 (0.25)	26 (0.5)	
20.6		≤ 3 (0.25)	26 (0.5)	
≤ 0.1		≤ 3 (0.25)	26 (0.5)	
20.6		≤ 3 (0.5)	26 (0.5)	
Condition iii ³				
$\rho = \frac{A_s}{b_w d}$				
$A_s f_y$				
≤ 0.1				
20.6				

Transvers Reinforcement:
φ10@100mm

$$b_w = h = 350mm$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Nonlinearity

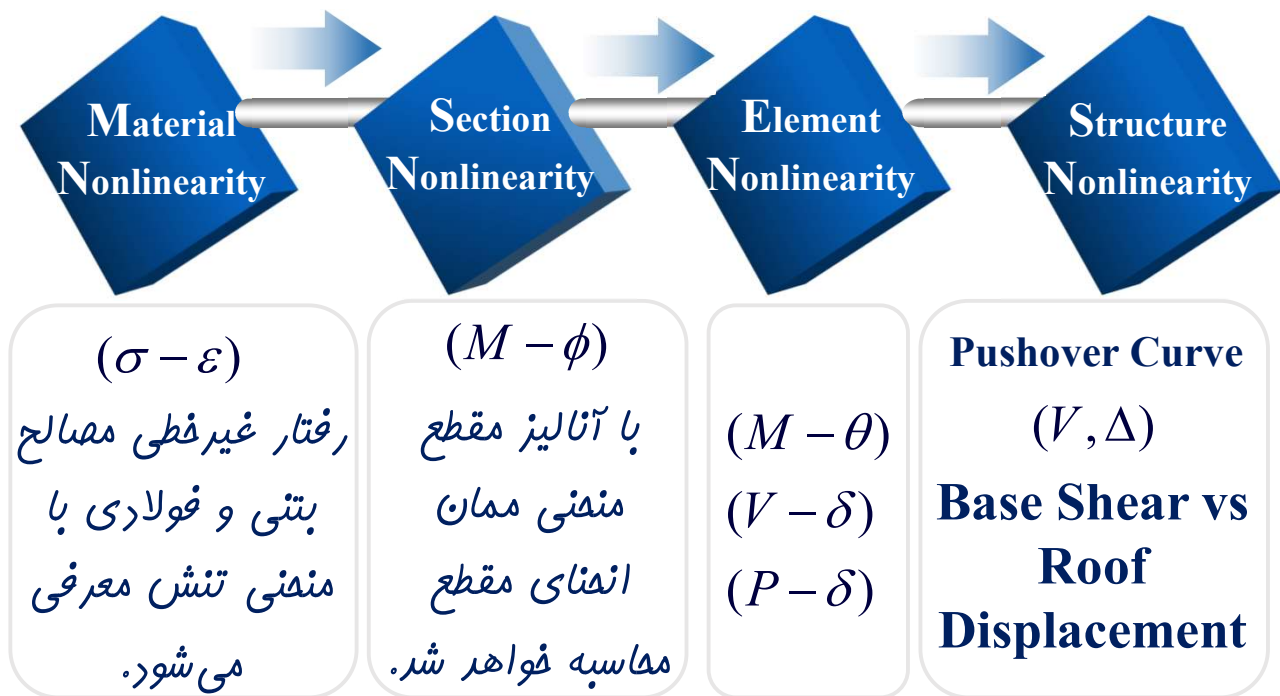
سلسه مراتب رفتار غیر خطی:

1-Material Nonlinearity ($\sigma - \varepsilon$) - رفتار غیر خطی مصالح فولادی و بتنی

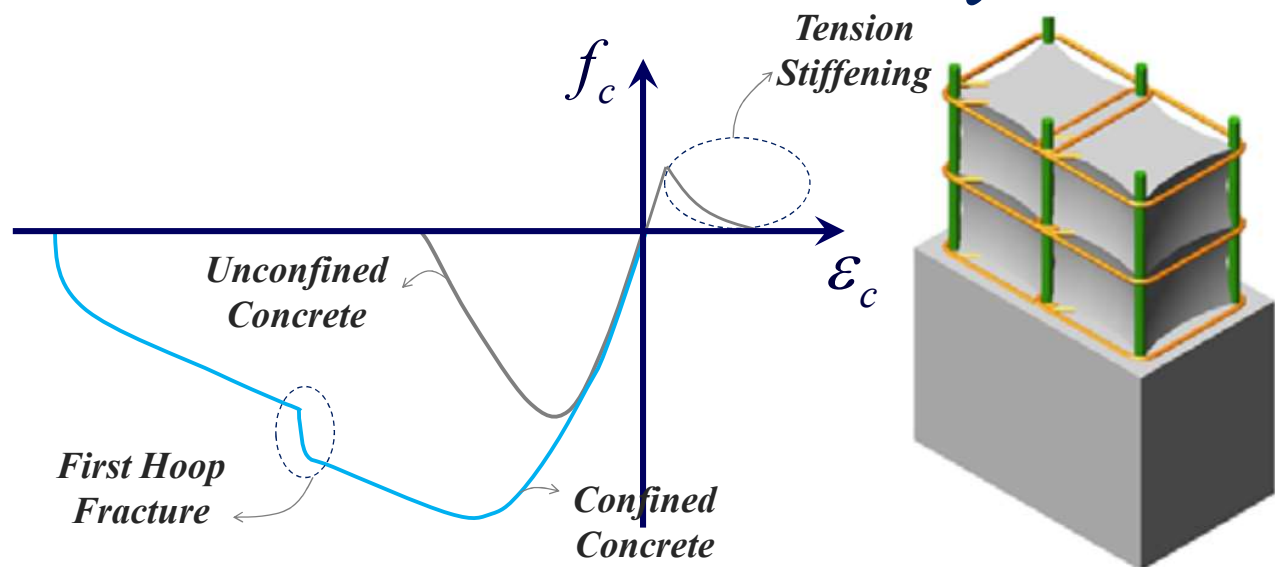
2-Section Nonlinearity ($M - \phi$) - رفتار غیر خطی مقطع

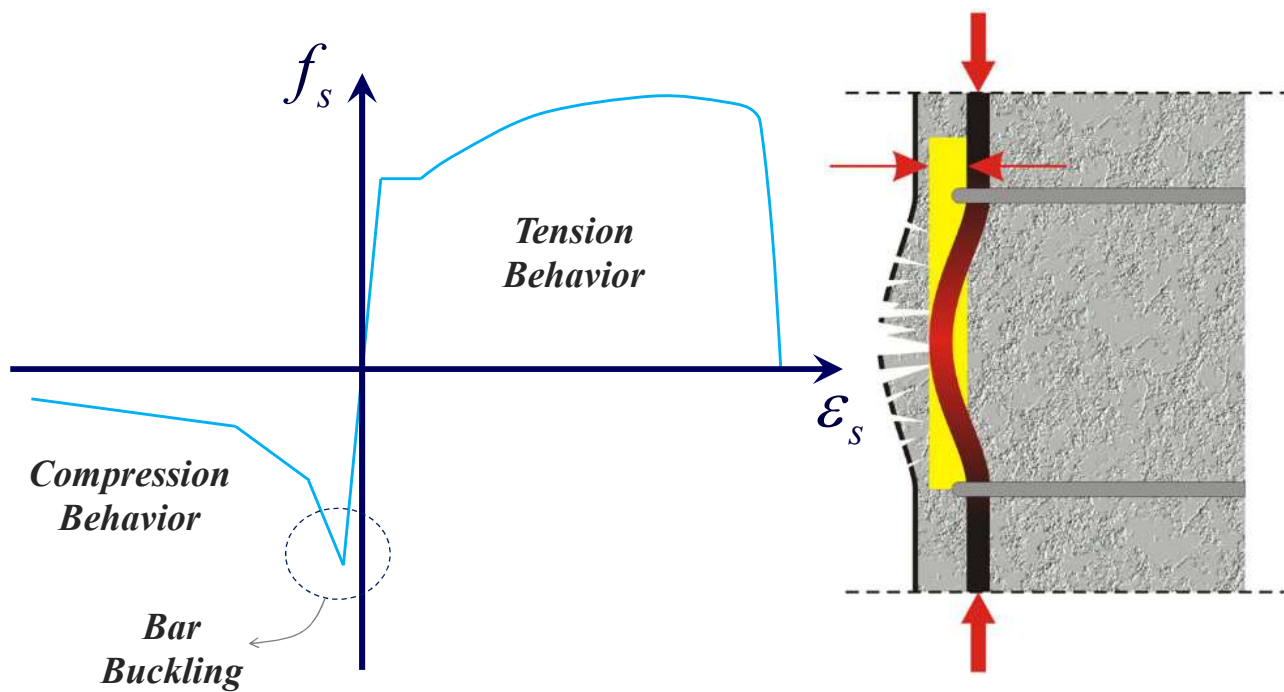
3-Element Nonlinearity ($M - \theta, V - \delta, P - \delta$) - رفتار غیر خطی المان

4-Structure Nonlinearity ($V_{Base\ Shear}, \Delta_{Roof\ Displacement}$) - رفتار غیر خطی سازه



Material Nonlinearity





Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Mander's Stress-Strain Model (1988)

THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE

By J. B. Mander,¹ M. J. N. Priestley,² and R. Park,³ Fellow, ASCE

¹Visiting Asst. Prof. of Civ. Engrg., State Univ. of New York at Buffalo, Buffalo, NY 14260.

²Prof. of Struct. Engrg., Univ. of California, San Diego, CA 92037.

³Prof. and Head of Civ. Engrg., Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Note. Discussion open until January 1, 1989. Separate discussions should be submitted for the individual papers in this symposium. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the ASCE Manager of Journals. The manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on December 30, 1986. This paper is part of the *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, August, 1988. ©ASCE, ISSN 0733-9445/88/0008-1804/\$1.00 + \$.15 per page. Paper No. 22686.



John B Mander

Zachry Professor of Civil Engineering, [Texas A&M University](#)
Verified email at [civil.tamu.edu](#)

[Structural Engineering](#) [Earthquake Engineering](#) [Bridge Engineering](#) [Concrete Structures](#)
[Structural Design](#)

[FOLLOW](#)

TITLE	CITED BY	YEAR
Theoretical stress-strain model for confined concrete JB Mander, MJN Priestley, R Park <i>Journal of structural engineering</i> 114 (8), 1804-1826	8082	1988

This model has been developed for concrete confined by reinforcing bars (**ties or spirals**) of any shape but can be modified to be used for concrete filled steel tubes and other sections with confined concrete. It is applicable for most **shapes and sections**, and is defined using the following equations:

Mander's Stress-Strain Model (1988)

THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE

By J. B. Mander,¹ M. J. N. Priestley,² and R. Park,³ Fellow, ASCE

¹Visiting Asst. Prof. of Civ. Engrg., State Univ. of New York at Buffalo, Buffalo, NY 14260.

²Prof. of Struct. Engrg., Univ. of California, San Diego, CA 92037.

³Prof. and Head of Civ. Engrg., Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Note. Discussion open until January 1, 1989. Separate discussions should be submitted for the individual papers in this symposium. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the ASCE Manager of Journals. The manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on December 30, 1986. This paper is part of the *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, August, 1988. ©ASCE, ISSN 0733-9445/88/0008-1804/\$1.00 + \$.15 per page. Paper No. 22686.



John B Mander

Zachry Professor of Civil Engineering, [Texas A&M University](#)
Verified email at civil.tamu.edu

Structural Engineering Earthquake Engineering Bridge Engineering Concrete Structures
Structural Design

 FOLLOW

TITLE	CITED BY	YEAR
Theoretical stress-strain model for confined concrete JB Mander, MJN Priestley, R Park Journal of structural engineering 114 (8), 1804-1826	8082	1988



John B Mander

Zachry Professor of Civil Engineering, [Texas A&M University](#)
Verified email at civil.tamu.edu

Structural Engineering Earthquake Engineering Bridge Engineering Concrete Structures
Structural Design

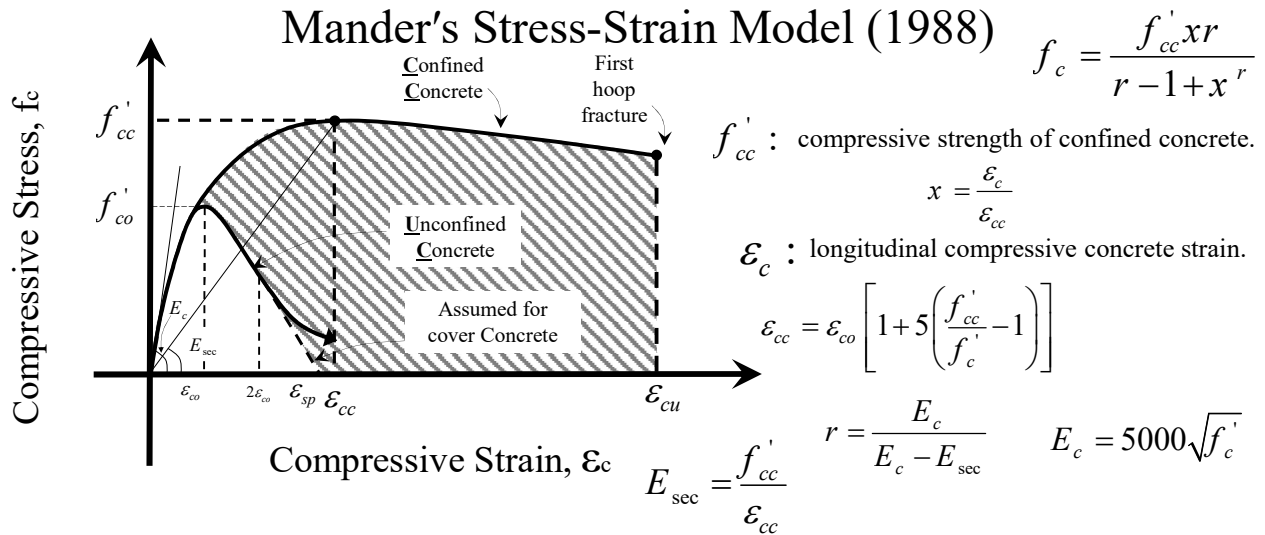
 FOLLOWING

TITLE	CITED BY	YEAR
Theoretical stress-strain model for confined concrete JB Mander, MJN Priestley, R Park Journal of structural engineering 114 (8), 1804-1826	8152	1988

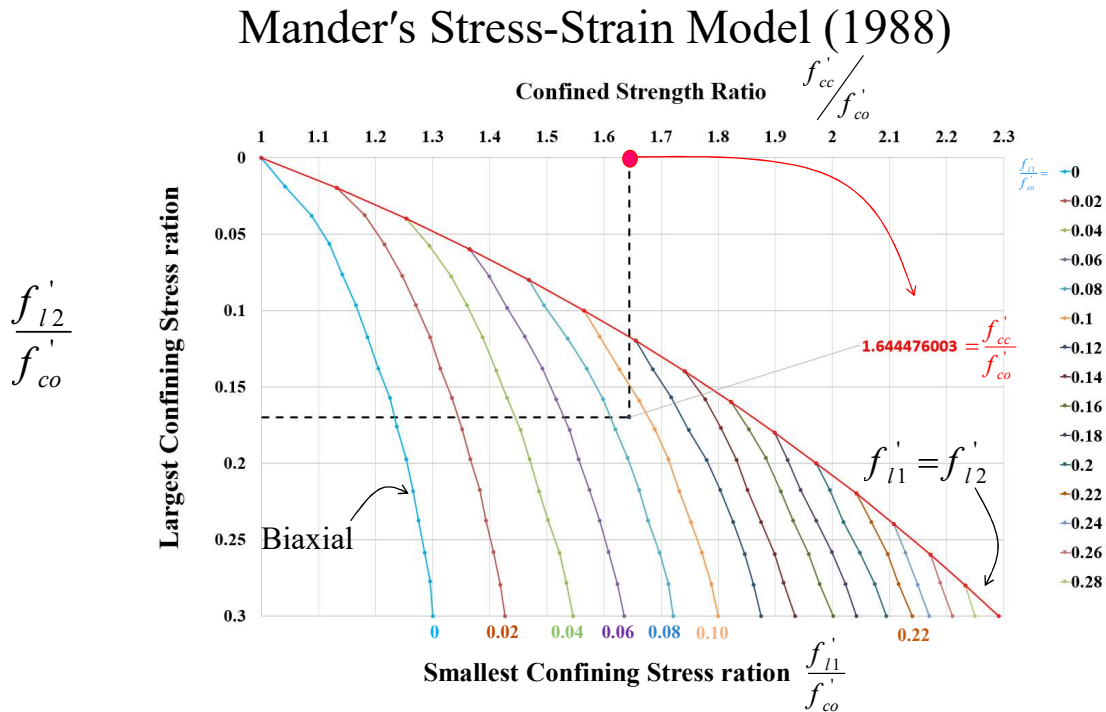
Mander's Stress-Strain Model (1988)

Effective Lateral Confining Pressure and the Confinement Effectiveness Coefficient:

An approach similar to the one used by Sheikh and Uzumeri (1980) is adopted to determine the effective lateral confining pressure on the concrete section. The maximum transverse pressure from the confining steel **can only be exerted** effectively on that **part of the concrete core** where the confining stress has fully developed due to **arching action**. Figs. 2 and 3 show the arching action that is assumed to occur between the levels of transverse circular and rectangular hoop reinforcement. Midway between the levels of the transverse reinforcement, the area of ineffectively confined concrete will be largest and the area of effectively confined concrete core A_e will be smallest.



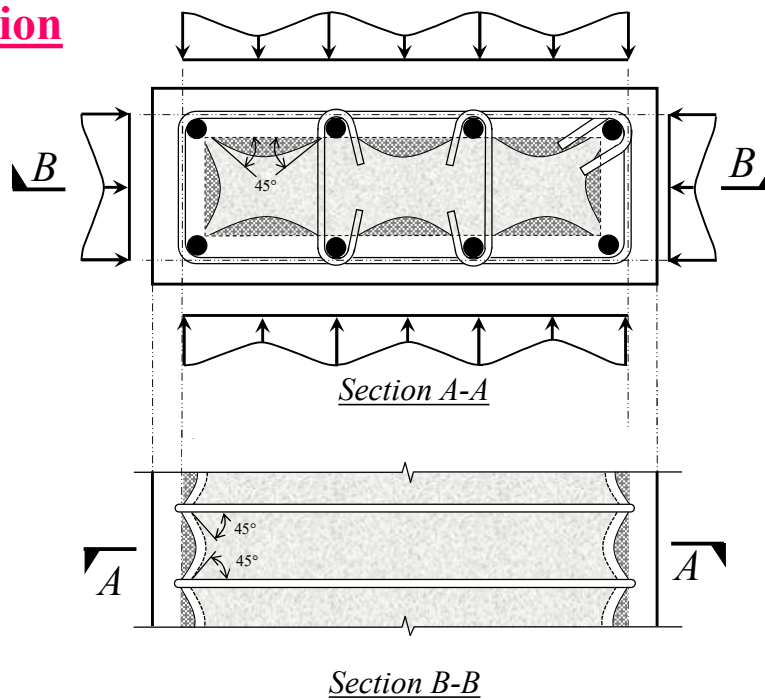
To define the stress-strain behavior of the cover concrete (outside the confined core concrete) the part of the falling branch in the region where $\epsilon_c > 2\epsilon_{co}$ is assumed to be a straight line which reaches zero stress at the spalling strain, ϵ_{sp}



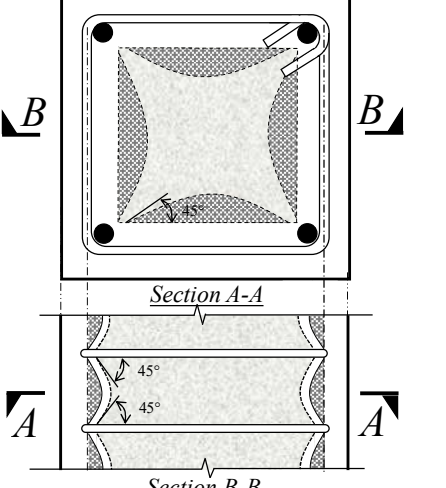
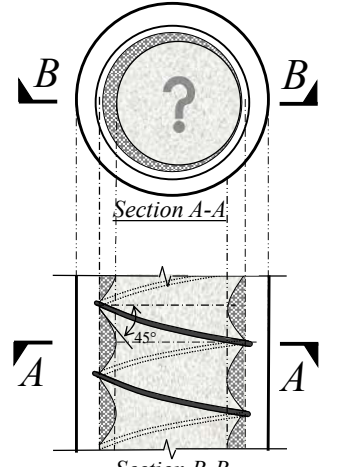
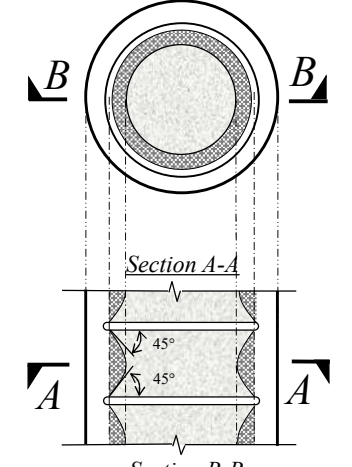
Arching Action



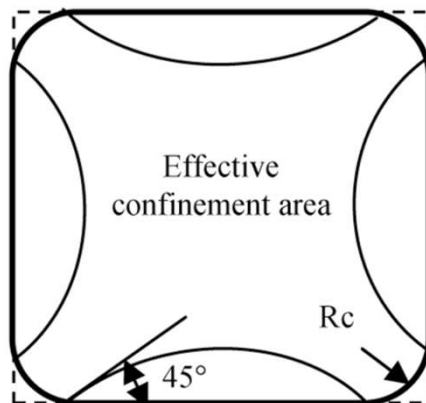
Arching Action



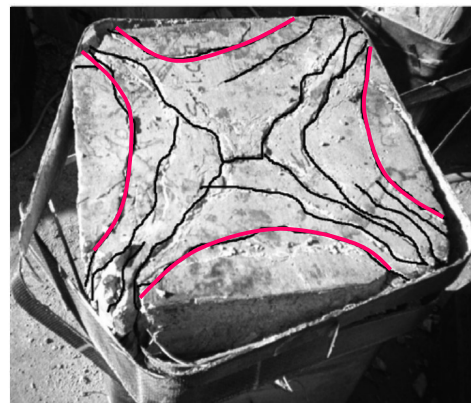
محاسبات مساحت محصورشدگی موثر A_e و تنش فشاری محصور شدگی مقطع f_c' ، برای مقاطع زیر متفاوت خواهد بود. در ادامه خلاصه‌ای از محاسبات مذکور ارائه می‌شود.

Sections Confined by Rectangular Hoops with or without Cross Ties	Sections Confined by Spirals	Sections Confined by Circular Hoops
		

Arching Action



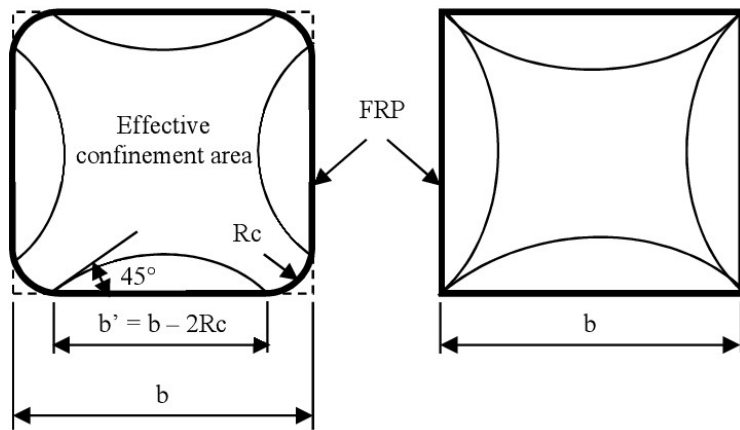
Effectively confined concrete in a square column



Dilated square column confined with carbon/epoxy jacket (Youssef *et al.* 2007)

Confinement action of FRP composite in square sections

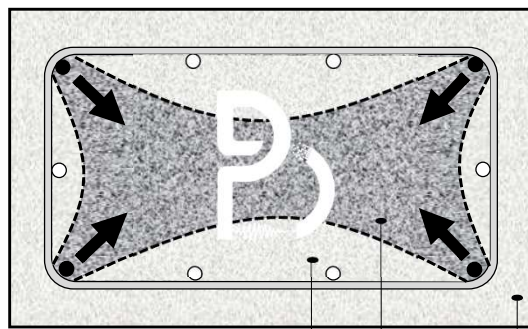
Arching Action



(a) Effectively confined concrete in a square column



(b) Dilated square column confined with carbon/epoxy jacket (Youssef et al. 2007)

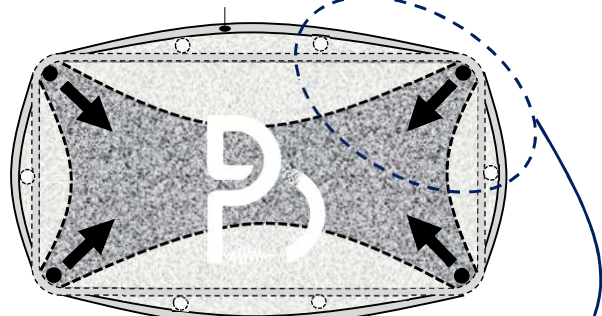


بتن هسته محصور شده غیر موثر

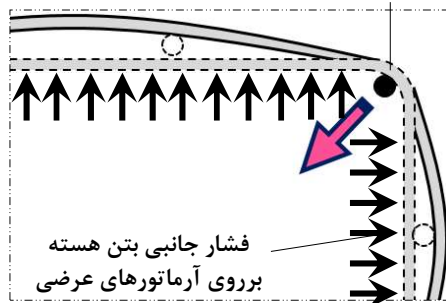
بتن کاور

بتن هسته محصور شده موثر

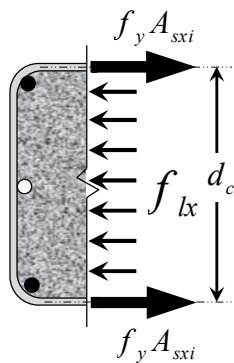
تغییر شکل خمشی خاموت‌های پیرامونی



گوشه تنگ‌های بسته، دلیل تشکیل "کنش قوسی"



فشار جانبی بتن هسته
برروی آرماتورهای عرضی

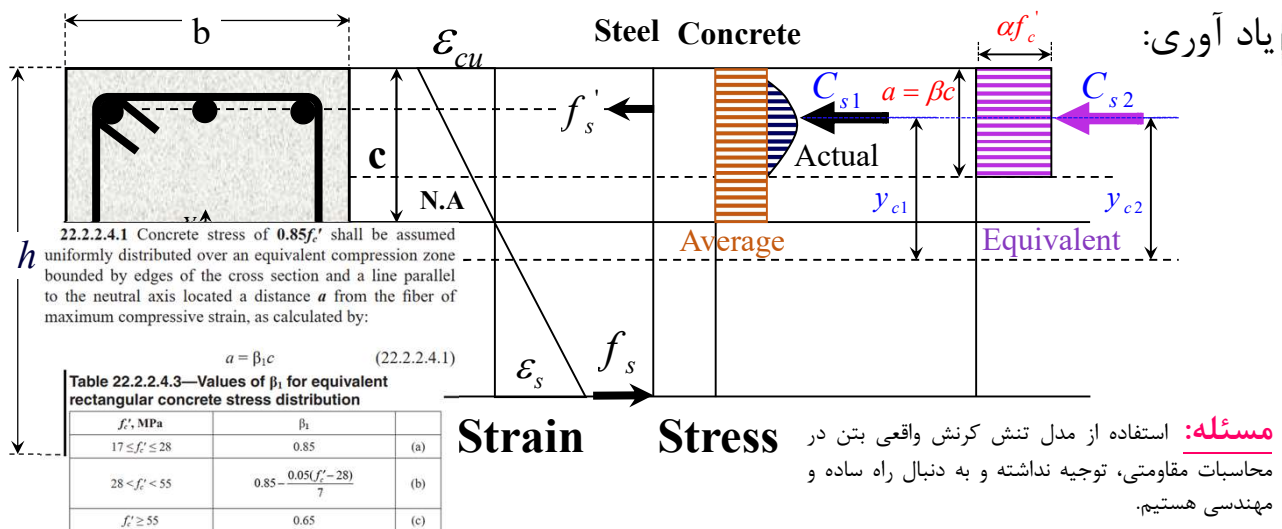
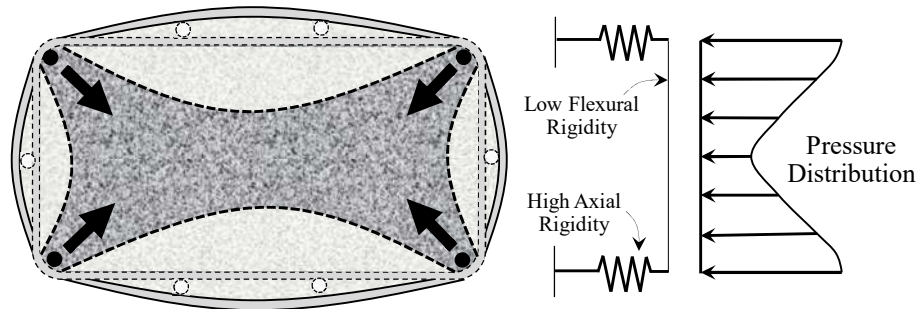


$$\sum f_y A_{sxi} = s d_c f_{lx} \Rightarrow f_{lx} = f_y \frac{\sum A_{sxi}}{s d_c} \Rightarrow f_{lx} = \rho_{sx} f_y$$

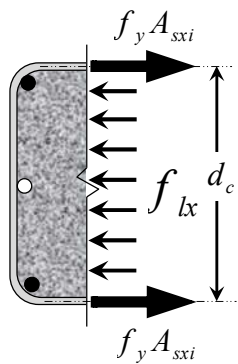
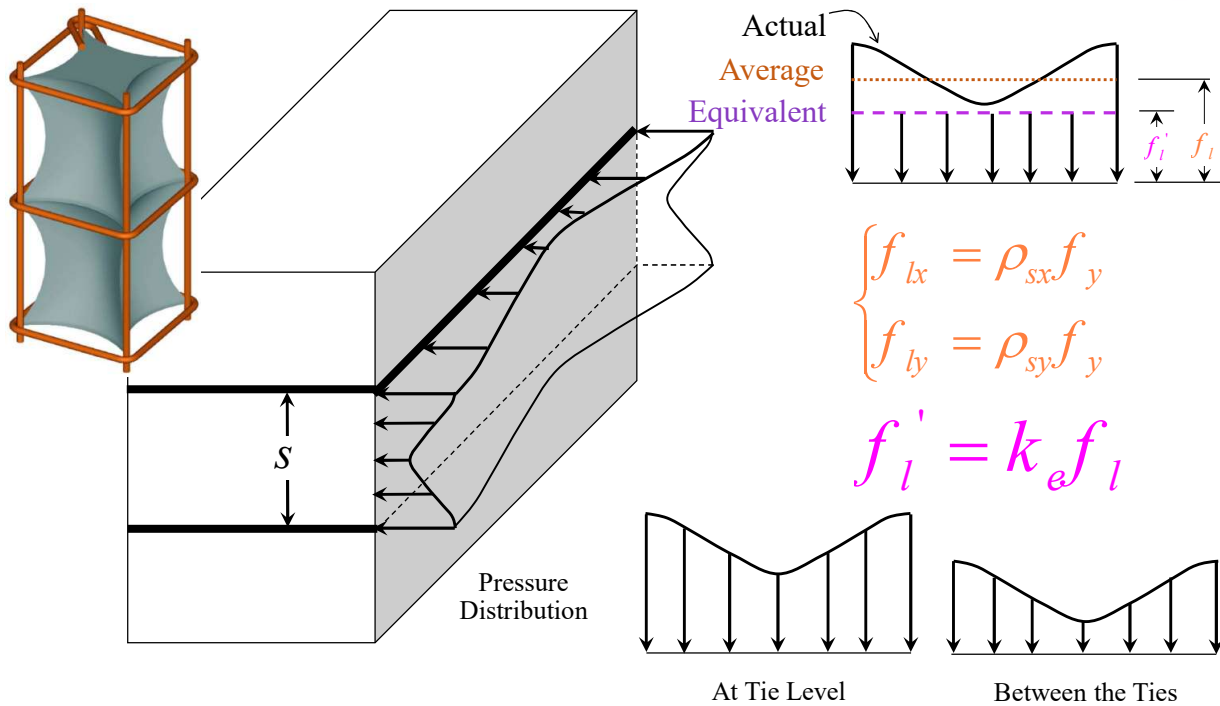
به همین ترتیب برای جهت y ، خواهیم داشت:

$$\sum f_y A_{syi} = s b_c f_{ly} \Rightarrow f_{ly} = f_y \frac{\sum A_{syi}}{s b_c} \Rightarrow f_{ly} = \rho_{sy} f_y$$

مطابق با شکل زیر، توزیع تنش محصورشدگی بر روی بتن، نامتقارن بوده و در نزدیکی محل ساق آرماتورهای عرضی بیشترین مقدار را داشته (سختی محوری زیاد) و در محل مابین ساقها کمترین تنش محصورکنندگی وجود دارد (سختی خمشی پایین). در حالی که براساس محاسبات بالا، تنش محصورشدگی به صورت یکنواخت فرض شده است. این کار صحیح است؟؟؟



آیا این دو شرط به این معنی است که تنش بلوک ویتنی **میانگین** تنش واقعی است؟



2-Average

$$\Rightarrow f_{lx} = \rho_{sx} f_y$$

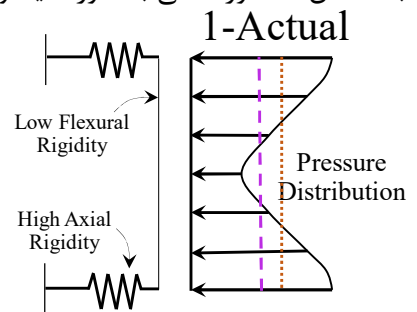
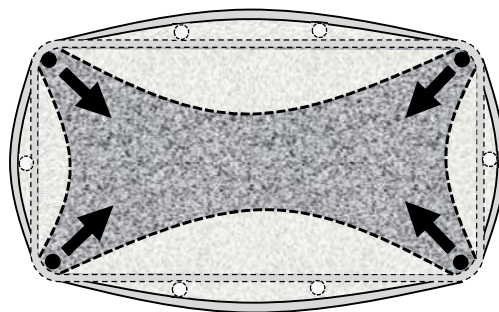
$$\Rightarrow f_{ly} = \rho_{sy} f_y$$

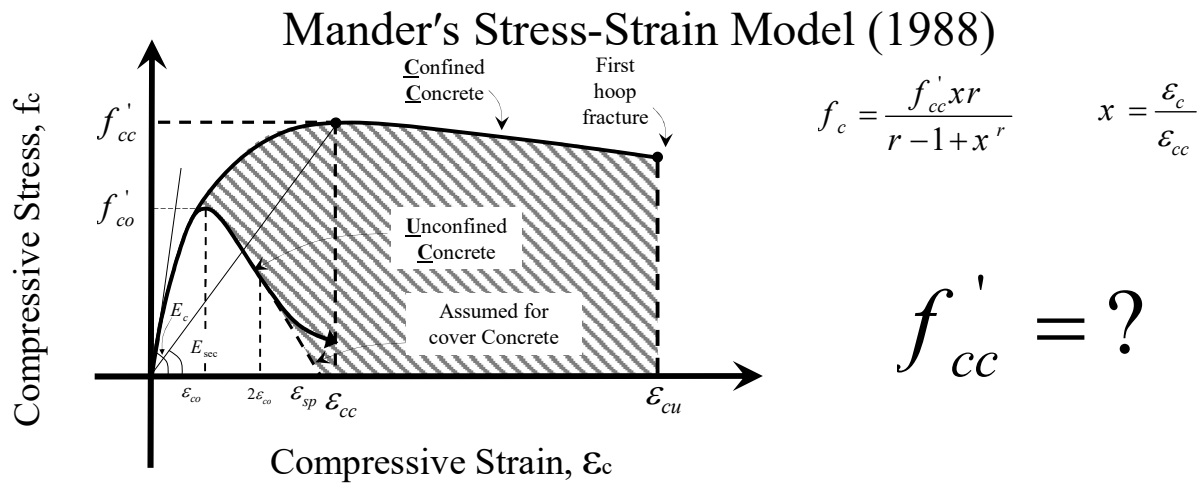
3-Equivalent

$$\Rightarrow f'_{lx} = k_e f_{lx} = k_e \rho_{sx} f_y$$

$$\Rightarrow f'_{ly} = k_e f_{ly} = k_e \rho_{sy} f_y$$

مطابق با شکل زیر، توزیع تنش محصورشدگی بر روی بتن، نامتقارن بوده و در نزدیکی محل ساق آرماتورهای عرضی بیشترین مقدار را داشته (سختی محوری زیاد) و در محل مابین ساقها کمترین تنش محصورکنندگی وجود دارد (سختی خمشی پایین). در حالی که براساس محاسبات بالا، تنش محصورشدگی به صورت یکنواخت فرض شده است. این کار صحیح است؟؟؟





Mander's Stress-Strain Model (1988)

Effective Lateral Confining Pressure and the Confinement Effectiveness Coefficient:

An approach similar to the one used by Sheikh and Uzumeri (1980) is adopted to determine the effective lateral confining pressure on the concrete section. The maximum transverse pressure from the confining steel **can only be exerted** effectively on that **part of the concrete core** where the confining stress has fully developed due to **arching action**. Figs. 2 and 3 show the arching action that is assumed to occur between the levels of transverse circular and rectangular hoop reinforcement. Midway between the levels of the transverse reinforcement, the area of ineffectively confined concrete will be largest and the area of effectively confined concrete core A_e will be smallest.

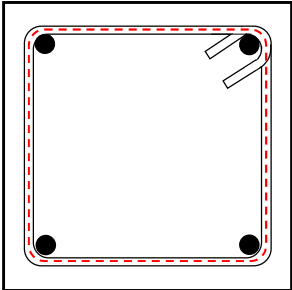
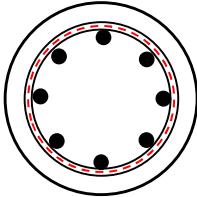
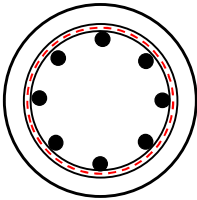
Mander's Stress-Strain Model (1988)

Effective Lateral Confining Pressure and the Confinement Effectiveness Coefficient:

When using the stress-strain relation:
$$f_c = \frac{f_{cc}' x^r}{r - 1 + x^r}$$

for computing the strength and ductility of columns it is assumed for convenience that the area of the confined concrete is the area of the concrete within the **center lines of the perimeter spiral or hoop**, A_{cc} . In order to allow for the fact that $A_e < A_{cc}$, it is considered that the **effective lateral confining pressure is**

for convenience that the area of the confined concrete is the area of the concrete within the **center lines of the perimeter spiral or hoop** A_{cc}

Sections Confined by Rectangular Hoops with or without Cross Ties	Sections Confined by Spirals	Sections Confined by Circular Hoops
		

confinement effectiveness coefficient: k_e

$$\Rightarrow k_e = \frac{\text{حداقل مساحت محصور شده موثر}}{\text{کل مساحت بتن موجود در هسته محصور شده در محل آرماتورهای عرضی}} = \frac{\text{راندمان محصور}}{\text{شدگی مقطع}}$$

اگر چه کنش قوسی به صورت خاص به کاهش مساحت موثر هسته مربوط است. اما به عنوان یک روش جایگزین دیگر نیز استفاده بسیار گسترده‌ای دارد. می‌توان بتن محصور شده را تمامی مساحت هسته در نظر گرفت و به جای استفاده از تنش محصورکنندگی واقعی، تنش محصورکنندگی میانگین را با ضریب k_e کاهش داد.

The **effective confining pressure** or stress, f_1' is expressed as:

$$f_1' = k_e \times f_l$$

Confinement effectiveness coefficient

Lateral pressure from the transverse reinforcement, assumed to be **uniformly distributed** over the surface of the concrete core

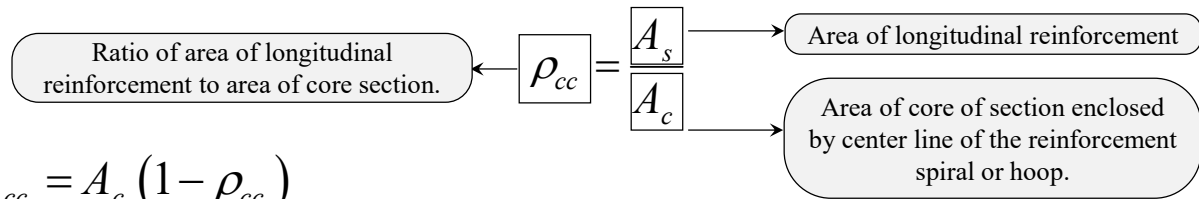
$$\Rightarrow k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

Area of effectively confined concrete core

The area of the concrete within the center lines of the perimeter hoop

$$\Rightarrow k_e = \frac{\text{حداقل مساحت محصور شده موثر}}{\text{کل مساحت بتن موجود در هسته محصور شده در محل آرماتورهای عرضی}} = \frac{\text{راندمان محصور}}{\text{شدگی مقطع}}$$

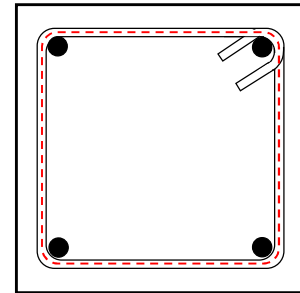
زمانی که فواصل آرماتورهای عرضی به اندازه عمق مقطع باشد، با در نظر گرفتن کنش قوسی در محل آرماتورهای عرضی و مابین آرماتورهای عرضی، ملاحظه می‌شود که محصورشدگی عملاً تاثیر خودش را از دست خواهد داد.



$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc})$$

A_c : کل مساحت محصور به خط مرکزی آرماتورهای عرضی بیرونی

A_{cc} : مساحت بتن موجود در داخل خط مرکزی آرماتورهای عرضی بیرونی

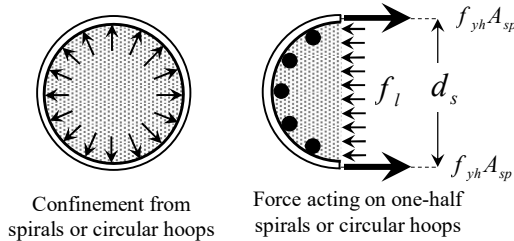


محاسبات مساحت محصورشدگی موثر A_e و مقاومت فشاری محصور شدگی مقطع f'_l ، برای مقاطع زیر متفاوت خواهد بود. در ادامه خلاصه‌ای از محاسبات مذکور ارائه می‌شود.

Sections Confined by Rectangular Hoops with or without Cross Ties	Sections Confined by Spirals	Sections Confined by Circular Hoops

Confinement Effectiveness for Sections Confined by **Circular Hoops**

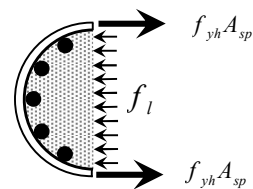
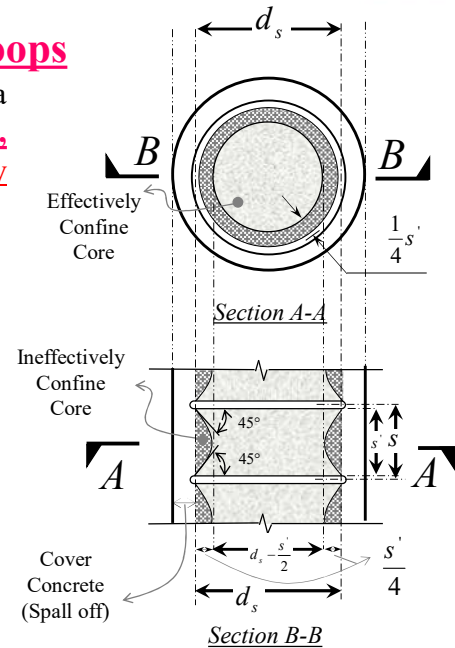
The arching action is assumed to occur in the form of a **second-degree parabola with an initial tangent slope of 45°**, the area of an effectively confined concrete core **at midway** between the levels of transverse reinforcement is:



f_{yh} = Yield strength of the transverse reinforcement

A_{sp} = Area of transverse reinforcement bar

s = Center to center spacing or pitch of spiral or circular hoop



ρ_s = ratio of the volume of transverse confining steel to the volume of confined concrete core

$$\rho_s = \frac{A_{sp} \pi d_s}{\frac{\pi}{4} d_s^2 s} = \frac{4A_{sp}}{d_s s}, \quad 2f_{yh} A_{sp} = f_l (s d_s)$$

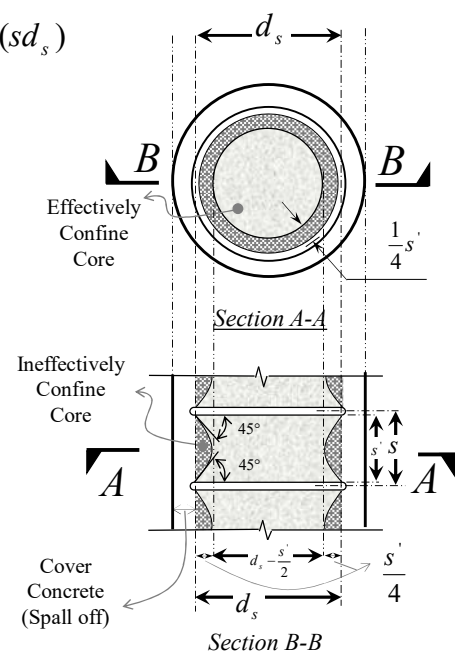
$$\Rightarrow f_l = \frac{2f_{yh} A_{sp}}{s d_s} = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh}$$

$$A_e = \frac{\pi}{4} (d_s - \frac{s'}{2})^2 = \frac{\pi}{4} d_s^2 (1 - \frac{s'}{2d_s})^2, \quad A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc})$$

$$A_{cc} = \frac{\pi}{4} d_s^2 (1 - \rho_{cc}) \Rightarrow k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} = \frac{\frac{\pi}{4} d_s^2 (1 - \frac{s'}{2d_s})^2}{\frac{\pi}{4} d_s^2 (1 - \rho_{cc})} = \frac{(1 - \frac{s'}{2d_s})^2}{(1 - \rho_{cc})}$$

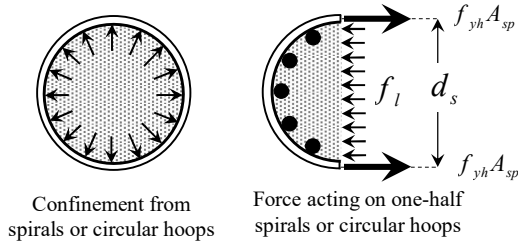
$$\Rightarrow f_1' = k_e \times f_l = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh}$$

$$f_{cc}' = f_{co}' \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_1'}{f_{co}'}} - \frac{2 f_1'}{f_{co}'} - 1.254 \right)$$



Confinement Effectiveness for Sections Confined by Spirals

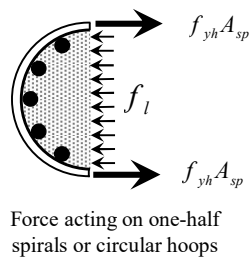
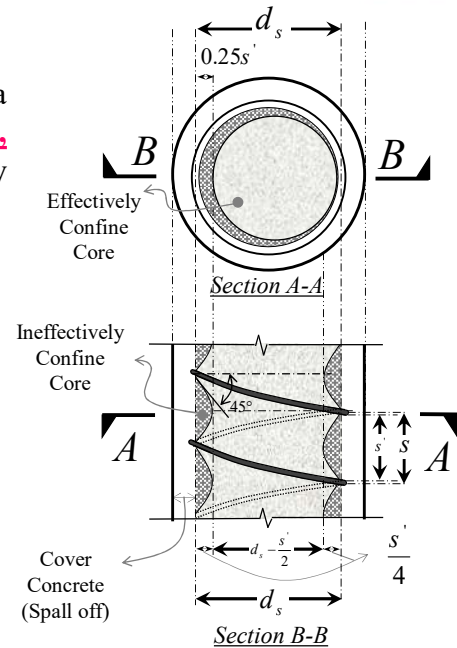
The arching action is assumed to occur in the form of a **second-degree parabola with an initial tangent slope of 45°**, the area of an effectively confined concrete core at midway between the levels of transverse reinforcement is:



f_{yh} = Yield strength of the transverse reinforcement

A_{sp} = Area of transverse reinforcement bar

s = Center to center spacing or pitch of spiral or circular hoop



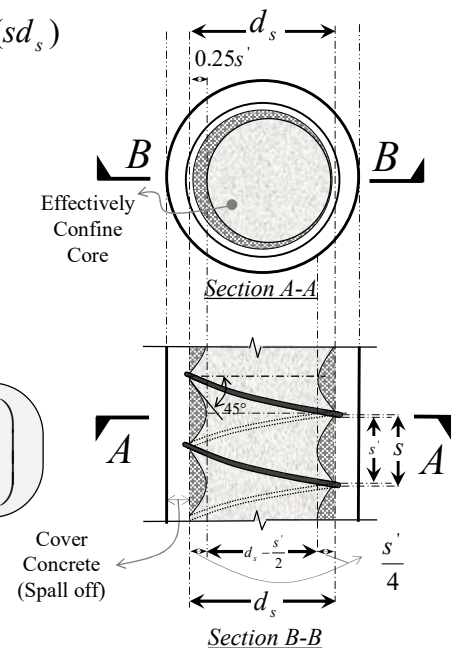
ρ_s = ratio of the volume of transverse confining steel to the volume of confined concrete core

$$\rho_s = \frac{A_{sp} \pi d_s}{\pi d_s^2 s} = \frac{4A_{sp}}{d_s s}, \quad 2f_{yh}A_{sp} = f_l(sd_s)$$

$$\Rightarrow f_l = \frac{2f_{yh}A_{sp}}{sd_s} = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh}$$

$$\Rightarrow k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} = \frac{(1 - \frac{s'}{2d_s})}{(1 - \rho_{cc})} \Rightarrow f_1' = k_e \times f_l = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh}$$

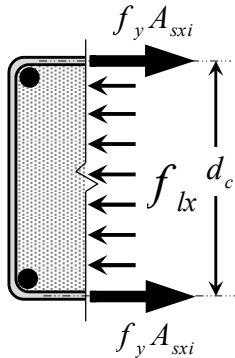
$$f_{cc}' = f_{co}' \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f_1'}{f_{co}'}} - \frac{2f_1'}{f_{co}'} - 1.254 \right)$$



Confinement Effectiveness for Rectangular Concrete Sections
Confined by Rectangular Hoops with or without Cross Ties

The arching action is again assumed to act in the form of **second-degree parabolas with an initial tangent slope of 45°**.

It is possible for rectangular reinforced concrete members to have different quantities of transverse confining steel in the x and y directions. These may be expressed as:



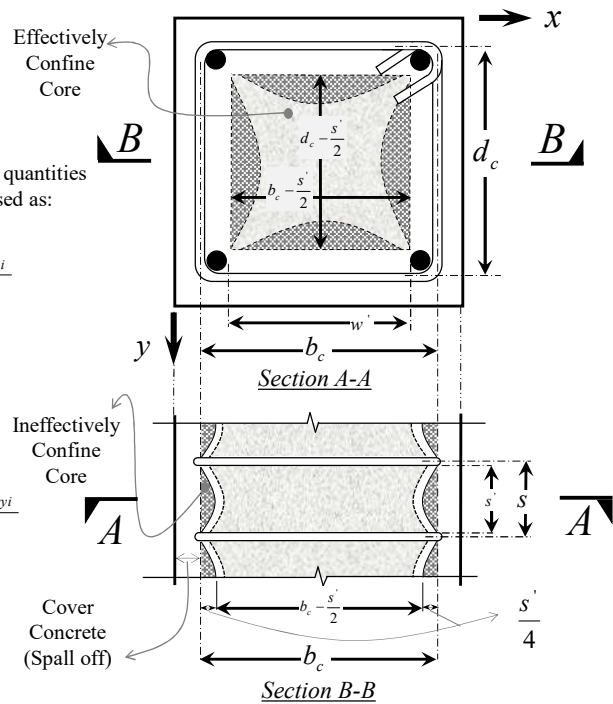
$$\sum f_y A_{sxi} = s d_c f_{lx} \Rightarrow f_{lx} = f_y \frac{\sum A_{sxi}}{s d_c}$$

$$\Rightarrow f_{lx} = \rho_{sx} f_y$$

به همین ترتیب برای جهت y خواهیم داشت:

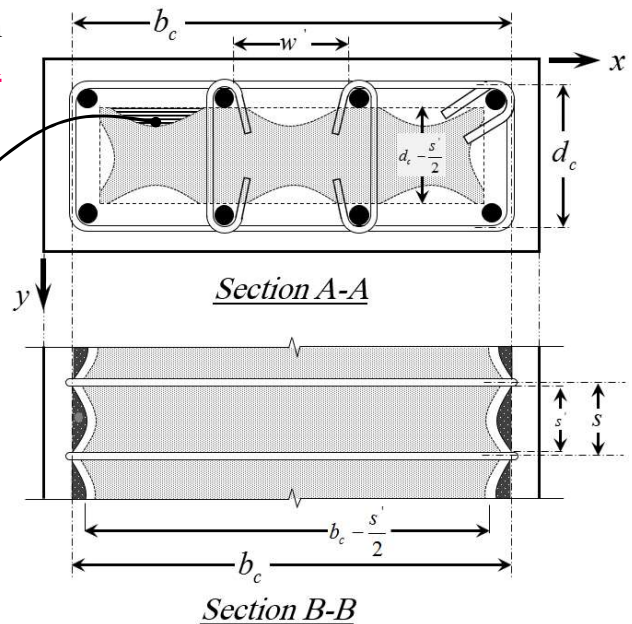
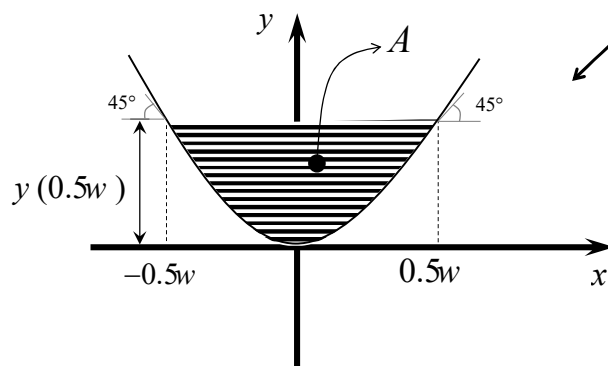
$$\sum f_y A_{sxi} = s b_c f_{ly} \Rightarrow f_{ly} = f_y \frac{\sum A_{sxi}}{s b_c}$$

$$\Rightarrow f_{ly} = \rho_{sy} f_y$$



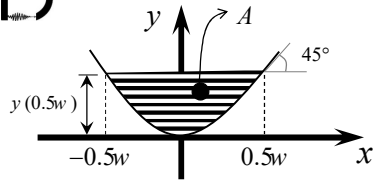
P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

The arching action is again assumed to act in the form of **second-degree parabolas with an initial tangent slope of 45°**.



P

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



$$y = ax^2 + bx + c \Rightarrow y(x=0) = 0 \Rightarrow c = 0$$

$$y = ax^2 + bx \Rightarrow y' = 2ax + b$$

$$\begin{cases} (1): y'(x=0.5w) = \tan(45^\circ) = 1.0 \\ (2): y'(x=-0.5w) = \tan(-45^\circ) = -1.0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y'(x=0.5w) = 2a(0.5w) + b = 1.0 \\ y'(x=-0.5w) = 2a(-0.5w) + b = -1.0 \end{cases}$$

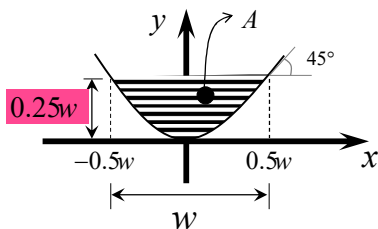
$$\begin{cases} (1): aw + b = 1.0 \\ (2): -aw + b = -1.0 \end{cases} \Rightarrow (1) + (2) \Rightarrow (aw + b) + (-aw + b) = 1.0 - 1.0$$

$$\Rightarrow 2b = 0 \Rightarrow b = 0$$

$$(1): y'(x=0.5w) = \tan(45^\circ) = 1.0 \Rightarrow y' = 2ax$$

$$\Rightarrow y'(0.5w) = 2a(0.5w) = 1.0$$

$$\Rightarrow aw = 1.0 \Rightarrow a = \frac{1}{w} \Rightarrow y = \frac{x^2}{w}$$



$$\Rightarrow y = \frac{x^2}{w} \Rightarrow y(0.5w) = \frac{(0.5w)^2}{w} = \frac{w}{4} = 0.25w$$

$$A = (0.25w) \times (0.5w + 0.5w) - \int_{-0.5w}^{0.5w} y(x) dx$$

$$\Rightarrow A = \frac{w^2}{4} - \int_{-0.5w}^{0.5w} y(x) dx \Rightarrow \int_{-0.5w}^{0.5w} y(x) dx = \int_{-0.5w}^{0.5w} \frac{x^2}{w} dx = \frac{x^3}{3w} + cte \Big|_{-0.5w}^{0.5w}$$

$$= \frac{1}{3w} ((0.5w)^3 - (-0.5w)^3) = \frac{1}{12} w^2$$

$$\Rightarrow A = \frac{w^2}{4} - \frac{w^2}{12} \Rightarrow A = \frac{w^2}{6}$$

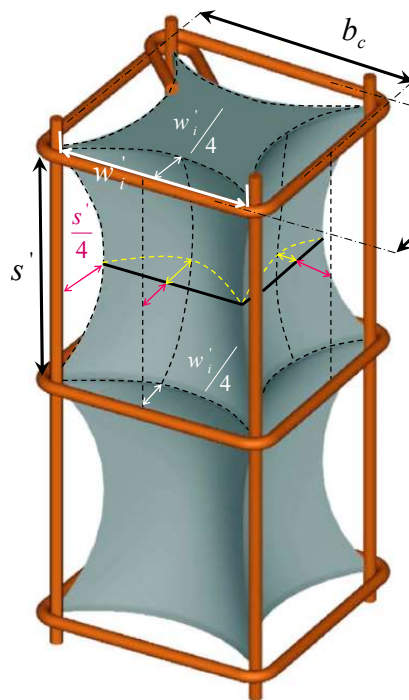
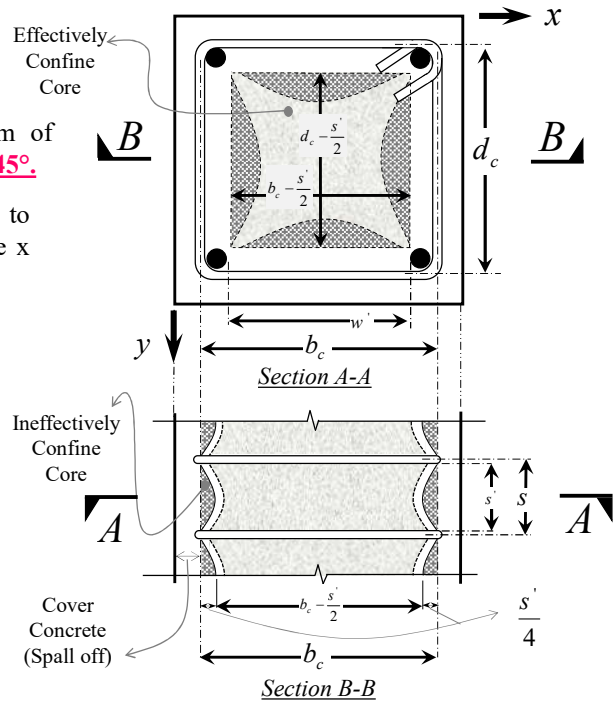
Confinement Effectiveness for Rectangular Concrete Sections
Confined by Rectangular Hoops with or without Cross Ties

The arching action is again assumed to act in the form of **second-degree parabolas with an initial tangent slope of 45°**.

It is possible for rectangular reinforced concrete members to have different quantities of transverse confining steel in the x and y directions. These may be expressed as:

$$\sum f_y A_{sxi} = s d_c f_{lx} \Rightarrow f_{lx} = f_y \frac{\sum A_{sxi}}{s d_c} \Rightarrow f_{lx} = \rho_{sx} f_y$$

$$\sum f_y A_{syi} = s b_c f_{ly} \Rightarrow f_{ly} = f_y \frac{\sum A_{syi}}{s b_c} \Rightarrow f_{ly} = \rho_{sy} f_y$$



ضرب کاهش عرض مقطع به دلیل کنش قوسی مابین دو ردیف از آرماتورهای عرضی متوالی

$$b_c - 2 \times \frac{s'}{4} = \frac{b_c - \frac{s'}{2}}{b_c}$$

ضرب کاهش ارتفاع مقطع به دلیل کنش قوسی مابین دو ردیف از آرماتورهای عرضی متوالی

$$d_c - 2 \times \frac{s'}{4} = \frac{d_c - \frac{s'}{2}}{d_c}$$

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)$$

راندمان محصور کنندگی مقطع محصور شده به وسیله آرماتورهای عرضی مستطیلی با یا بدون سنجاقی

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

$$k_e = \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6b_c d_c} \right) \frac{\left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}}$$

$$k_h = \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6b_c d_c} \right)$$

$$k_v = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}}$$

$$\Rightarrow k_e = k_h k_v$$

ضریب کاهش عرض مقطع به دلیل کنش قوسی مابین دو ردیف از آرماتورهای عرضی متوالی = $\frac{b_c - 2 \times \frac{s'}{4}}{b_c}$

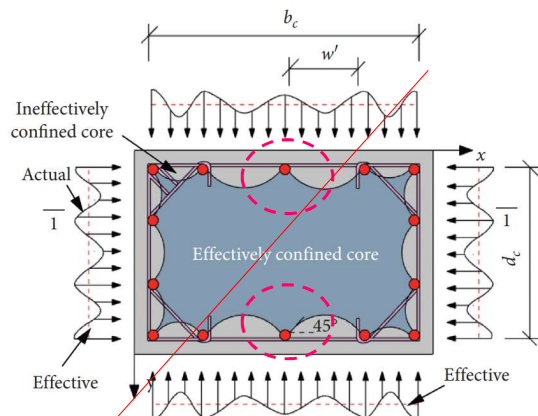
ضریب کاهش ارتفاع مقطع به دلیل کنش قوسی مابین دو ردیف از آرماتورهای عرضی متوالی = $\frac{d_c - 2 \times \frac{s'}{4}}{d_c}$

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)$$

راندمان محصور کنندهی مقطع محصور شده به وسیله آرماتورهای عرضی مستطیلی با یا بدون سنجاقی

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}}$$

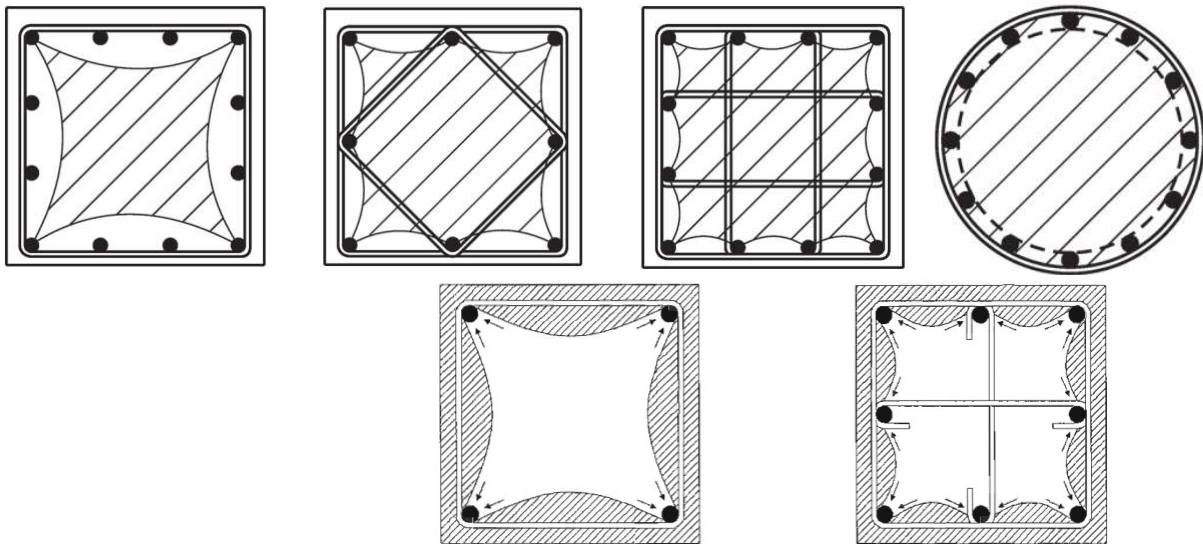
$$\Rightarrow f'_{lx} = k_e f_{lx} = k_e \rho_{sx} f_y$$

$$\Rightarrow f'_{ly} = k_e f_{ly} = k_e \rho_{sy} f_y$$


$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}}$$

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}}$$



$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}}$$

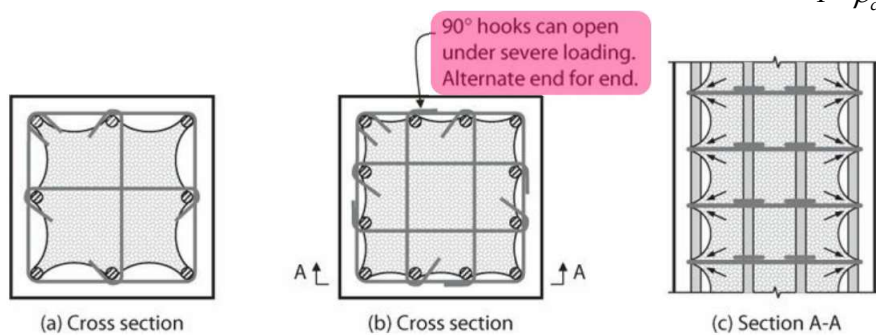
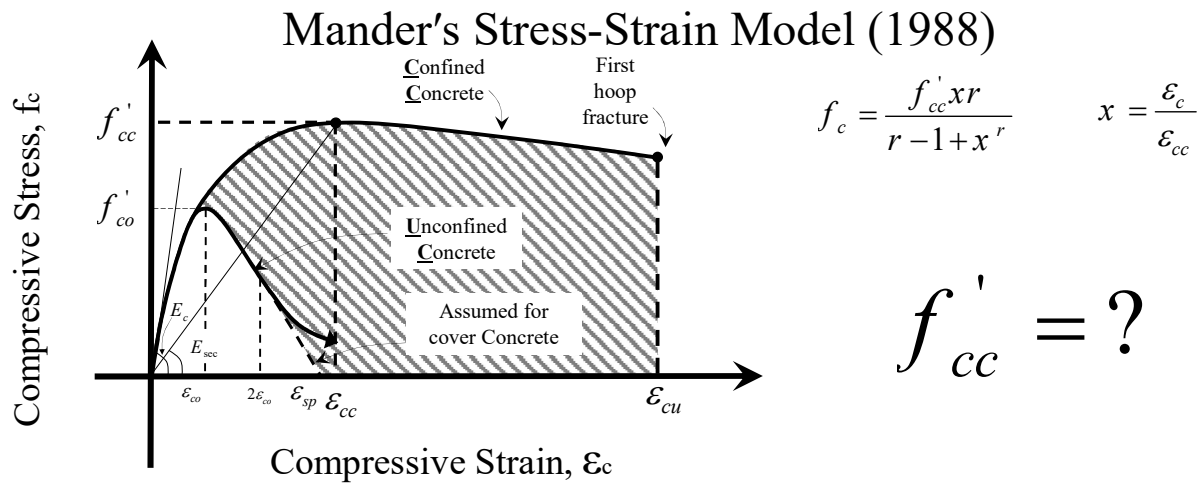


FIGURE 4.9 Confinement of concrete by reinforcement: (a) perimeter hoop with cross-ties; (b) perimeter hoop with added cross-ties to improve confinement effectiveness (note 90° hooks may not be fully effective under large core compressive strains); (c) arching action in column elevation.



Mander's Stress-Strain Model (1988)

Compressive Strength of Confined Concrete, f'_{cc}

To determine the confined concrete compressive strength f'_{cc} , a constitutive model involving a specified ultimate strength surface for multiaxial compressive stresses is used in this model. The "five-parameter" multiaxial failure surface described by William and Warnke (1975) is adopted, since it provides excellent agreement with triaxial test data. The calculated ultimate strength surface based on the triaxial tests of Schickert and Winkler (1977) is adopted here. Details of the calculations have been given by Elwi and Murray (1979).

Mander's Stress-Strain Model (1988)

Compressive Strength of Confined Concrete, f'_{cc}

The general solution of the multiaxial failure criterion in terms of **the two lateral confining** stresses is presented in Fig. 4.

پس از محاسبه تنش موثر محصورشدگی، برای محاسبه مقاومت محصورشدگی مقاطع دارای آرماتورهای عرضی مربعی و مستطیلی با یا بدون سنجاقی بایستی از این نمودار استفاده گردد.

$$f'_{l1} = \text{Min} \{f'_{lx}, f'_{ly}\}$$

$$f'_{l2} = \text{Max} \{f'_{lx}, f'_{ly}\}$$

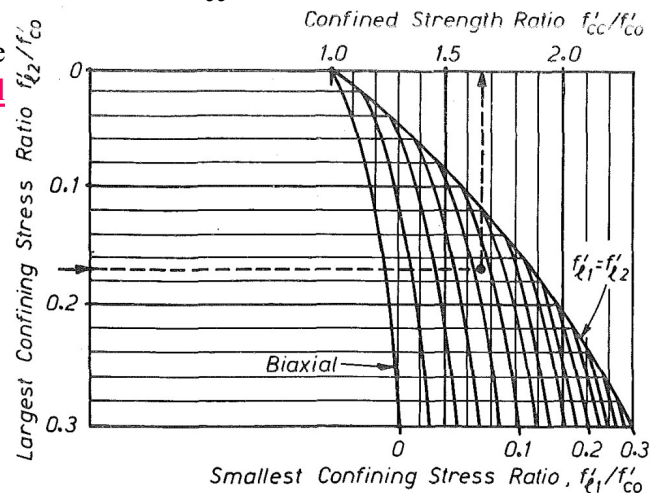


FIG. 4. Confined Strength Determination from Lateral Confining Stresses for Rectangular Sections

Mander's Stress-Strain Model (1988)

Compressive Strength of Confined Concrete, f'_{cc}

When the confined concrete core is placed in triaxial compression with equal effective lateral confining stresses f'_l from **spirals or circular hoops**, it can be shown that the confined compressive strength given is:

پس از محاسبه تنش موثر محصورشدگی، برای محاسبه مقاومت محصورشدگی مقاطع دارای آرماتورهای دایره‌ای یا اسپیرال (دورپیچ) بایستی از فرمول زیر استفاده شود.

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_l}{f'_{co}}} - \frac{2f'_l}{f'_{co}} - 1.254 \right)$$

Mander's Stress-Strain Model (1988)

THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE

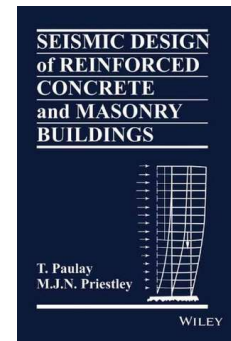
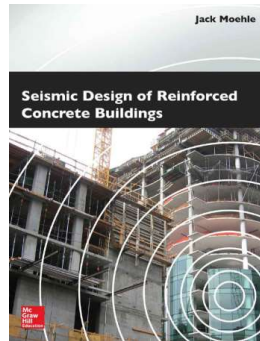
By J. B. Mander,¹ M. J. N. Priestley,² and R. Park,³ Fellow, ASCE

¹Visiting Asst. Prof. of Civ. Engrg., State Univ. of New York at Buffalo, Buffalo, NY 14260.

²Prof. of Struct. Engrg., Univ. of California, San Diego, CA 92037.

³Prof. and Head of Civ. Engrg., Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Note. Discussion open until January 1, 1989. Separate discussions should be submitted for the individual papers in this symposium. To extend the closing date one month, a written request must be filed with the ASCE Manager of Journals. The manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on December 30, 1986. This paper is part of the *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, August, 1988. ©ASCE, ISSN 0733-9445/88/0008-1804/\$1.00 + \$.15 per page. Paper No. 22686.



26 May 1923 – 28 June 2009

21 July 1943 – 23 December 2014

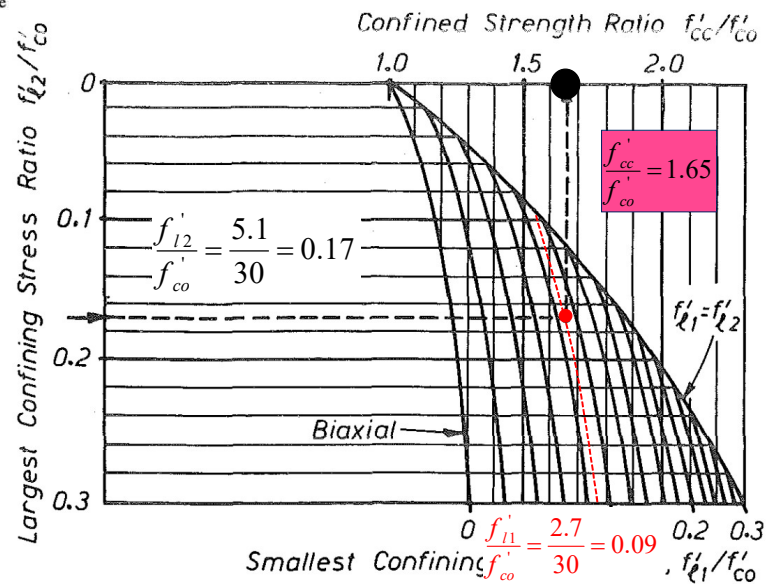
Example1: Mander, J.B., M.J.N. Priestley, and R. Park (1988a). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804–1826.

As a numerical example, consider a column with an unconfined strength of $f'_{co} = 30$ MPa (4,350 psi) and confining stresses given by Eqs. 28 and 29 of $f'_{l1} = 2.7$ MPa (390 psi) and $f'_{l2} = 5.1$ MPa (740 psi). Then, by following the dotted line in Fig. 4, the compressive strength of the confined concrete is found to be $f'_{cc} = 1.65 \times 30 = 49.5$ MPa (7,170 psi).

$$\frac{f'_{l1}}{f'_{co}} = \frac{2.7}{30} = 0.09 \quad \frac{f'_{l2}}{f'_{co}} = \frac{5.1}{30} = 0.17$$

$$\Rightarrow \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1.65$$

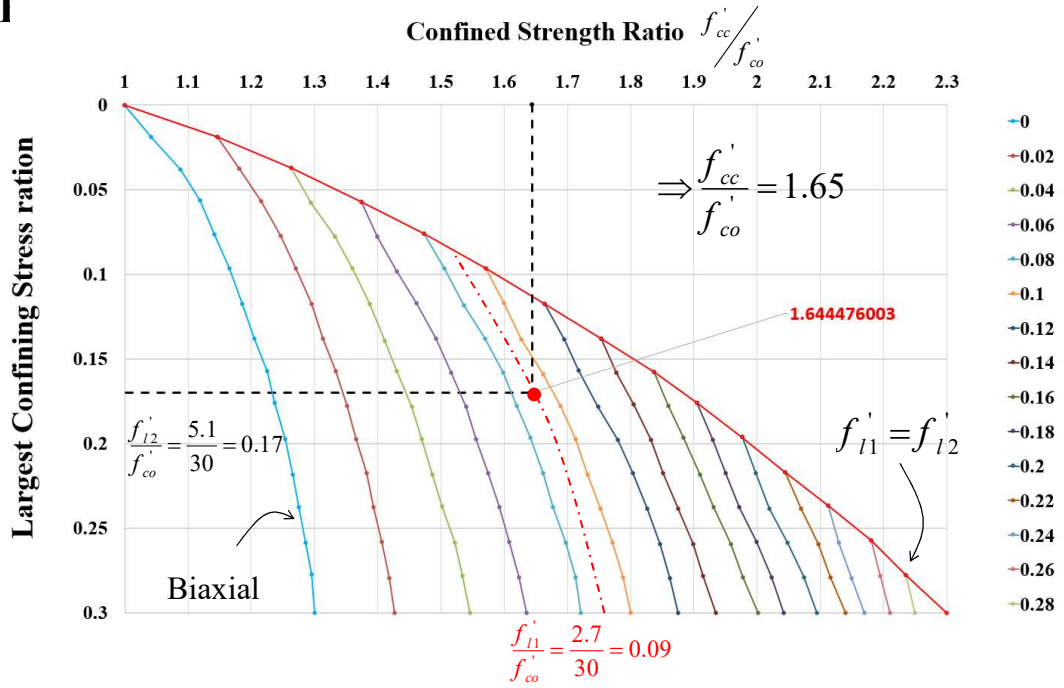
$$\Rightarrow f'_{cc} = 1.65 \times 30 = 49.5 \text{ MPa}$$





Confined Strength Determination from Lateral Confining Stresses for Rectangular Sections (Mander 1988)

Example1:



Example2:

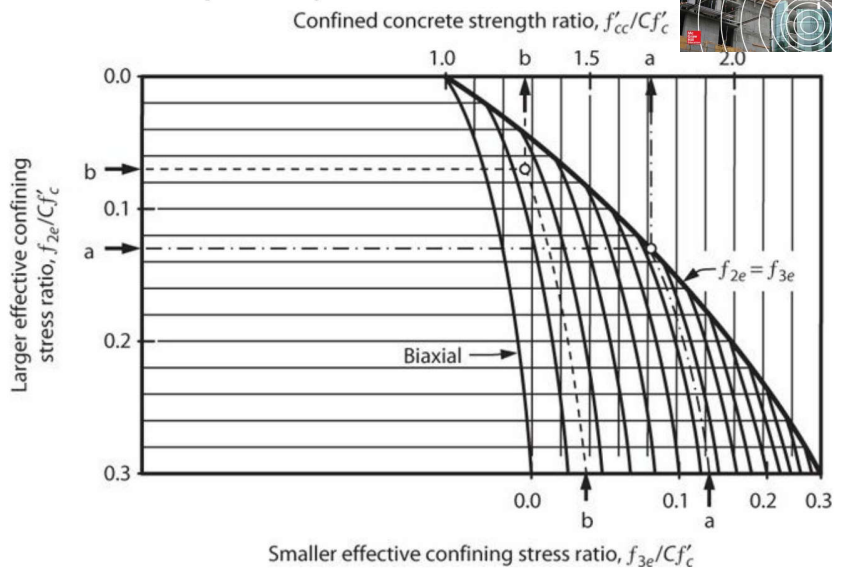
Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings Jack Moehle, 2014. McGraw-Hill Education, New York

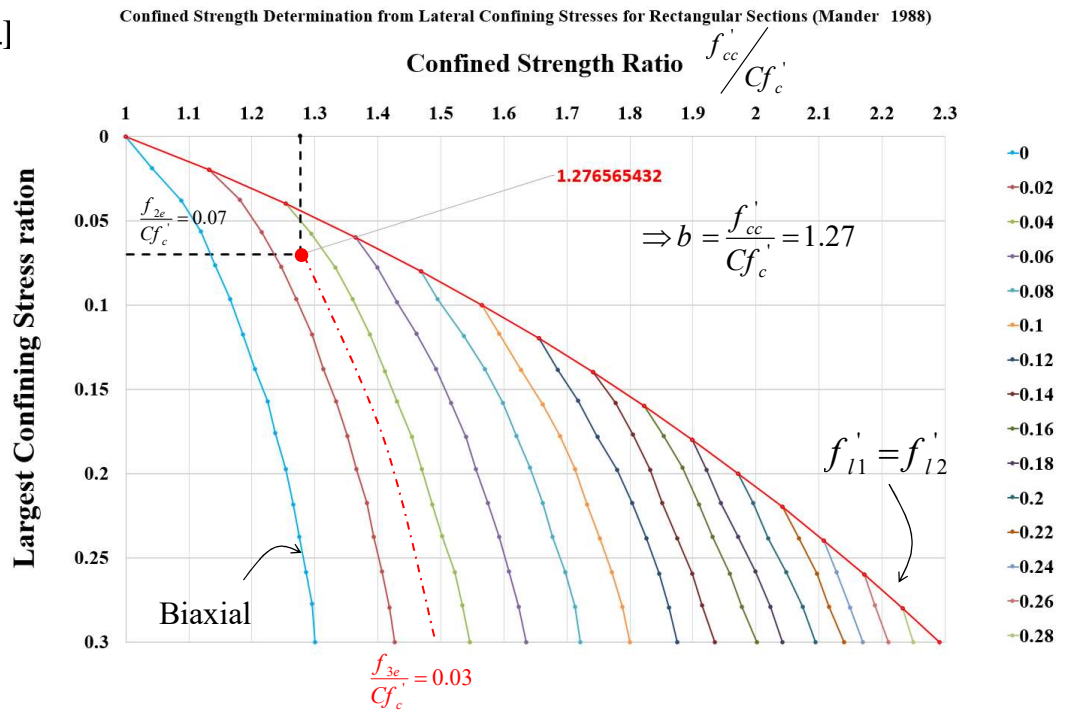
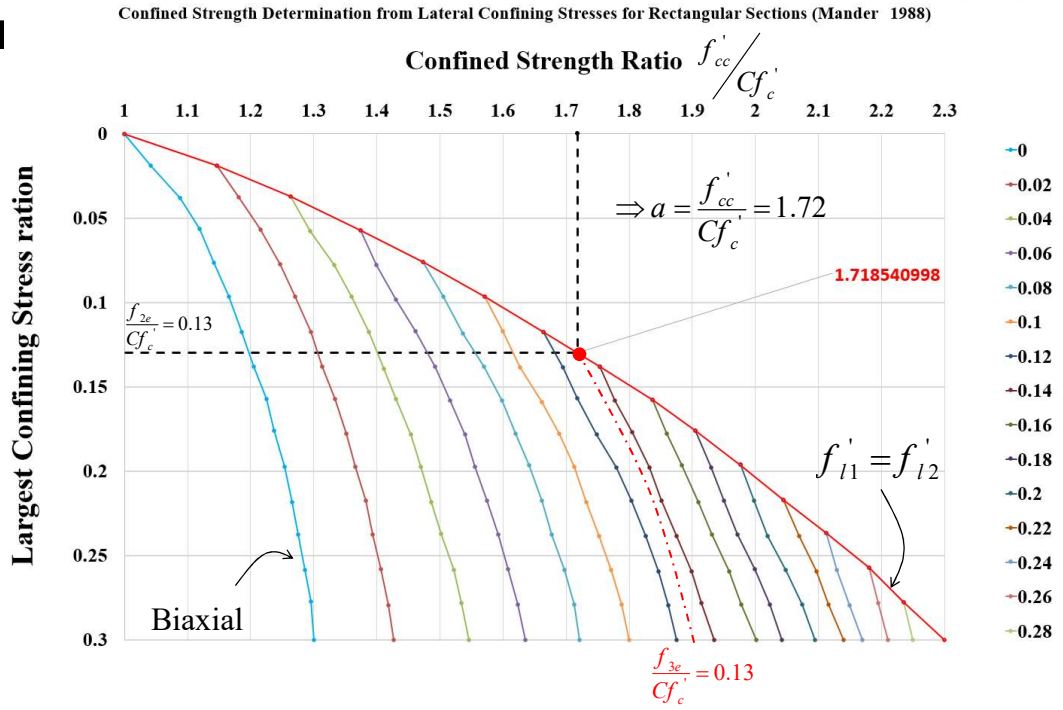
As an example, for $f_{2e}/Cf'_c = f_{3e}/Cf'_c = 0.13$, the dash-dot lines intersect at $f'_{cc}/Cf'_c = 1.72$. As another example, for $f_{2e}/Cf'_c = 0.07$ and $f_{3e}/Cf'_c = 0.03$, the dashed lines intersect at $f'_{cc}/Cf'_c = 1.27$. Use of this chart to determine confined concrete compressive strength is acceptable as an alternative to Eq. (4.8).



$$\frac{f_{2e}}{Cf'_c} = \frac{f_{3e}}{Cf'_c} = 0.13 \Rightarrow a = \frac{f'_{cc}}{Cf'_c} = 1.72$$

$$\begin{cases} \frac{f_{2e}}{Cf'_c} = 0.07 \\ \frac{f_{3e}}{Cf'_c} = 0.03 \end{cases} \Rightarrow b = \frac{f'_{cc}}{Cf'_c} = 1.27$$







Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings Jack Moehle , 2014. McGraw-Hill Education, New York

Equation (4.7) introduces the term C to account for differences between in-place concrete strength and standard cylinder compressive strength f'_{cc} . For large-scale columns common in building

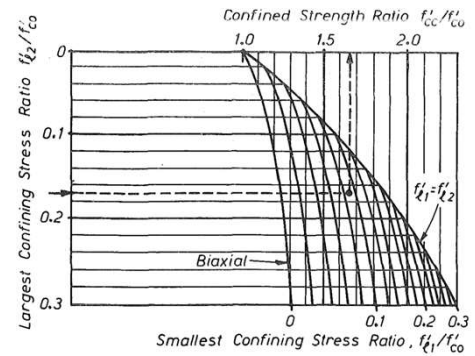
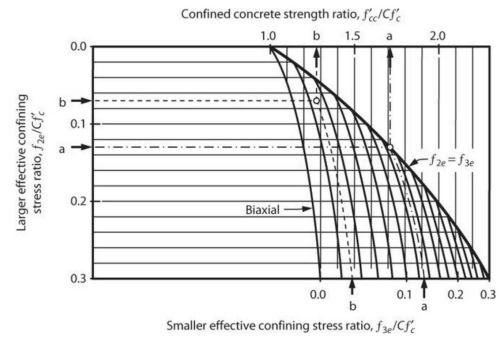
construction, Richart and Brown (1934) recommended $C = 0.85$. This value is widely adopted in building codes, including ACI 318 (2014). CSA (2004) adjusts the value as a function of concrete compressive strength, specifying $C = 0.85 - \lambda_c f'_{cc} \geq 0.67$, in which $\lambda_c = 0.00001$ (psi) or 0.0015 (MPa).

In this figure, f'_{2e} and f'_{3e} are the effective confining stresses in the 2 and 3 directions, with $f'_{2e} \geq f'_{3e}$, C is a constant to account for differences between in-place concrete strength and standard cylinder compressive strength (commonly taken as 0.85 for columns, 1.0 otherwise),

Mander *et al.* 1988

f'_{co} = unconfined concrete compressive strength

$$\Rightarrow f'_{co} = C f'_c = 0.85 f'_c$$



P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

ACI318-19

$$\Rightarrow f'_{co} = C f'_c = 0.85 f'_c$$

22.4—Axial strength or combined flexural and axial strength

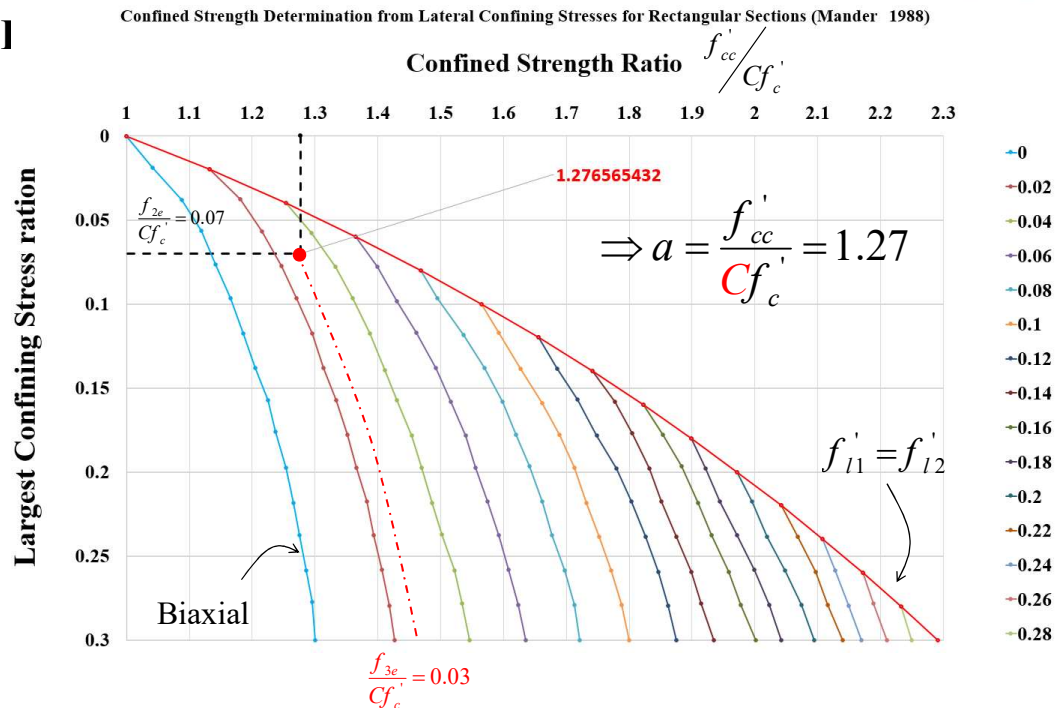
22.4.1 General

Table 22.4.2.1—Maximum axial strength

Member	Transverse reinforcement	$P_{n,max}$	
Nonprestressed	Ties conforming to 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Spirals conforming to 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Prestressed	Ties	$0.80P_o$	(c)
	Spirals	$0.85P_o$	(d)
Deep foundation member	Ties conforming to Ch. 13	$0.80P_o$	(e)

22.4.2.2 For nonprestressed members, P_o shall be calculated by:

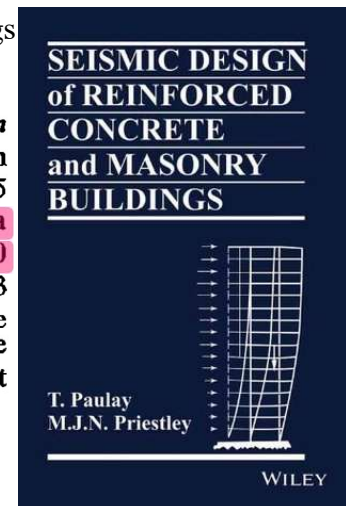
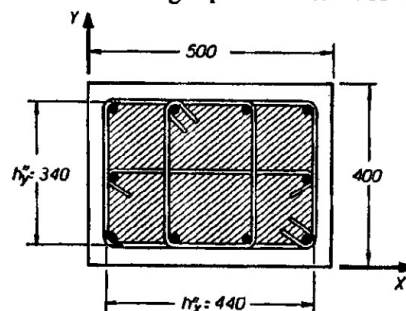
$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (22.4.2.2)$$



Example3: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings
T. Paulay M. J. N. Priestley, 1992 John Wiley & Sons, Inc

Example 3.1: Design Parameters for a Rectangular Confined Column Section

The column section of Fig. 3.9 is confined by transverse sets of R16 hoops on $s_h = 90\text{-mm}$ (0.63 in. diameter at 3.5 in.) centers, with $f_{yh} = 300\text{ MPa}$ (43.5 ksi). The compression strength of the unconfined concrete is $f'_c = 30\text{ MPa}$ (4350 psi). As shown in Fig. 3.9, the cross section dimensions are 500×400 (19.7 in. \times 15.7 in.), and the confined core dimensions are 440×340 (17.3 in. \times 13.4 in.). The steel strain corresponding to maximum stress may be taken as $\epsilon_{sm} = 0.15$. Calculate the strength of the confined core concrete, the ultimate compression strain, and the design parameters for the equivalent rectangular stress block.



Example3:

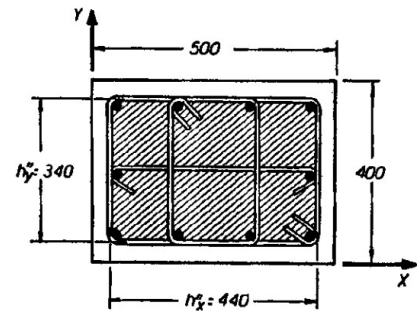
SOLUTION: In the Y direction, there are four D16 mm (0.63-in.-diameter) legs. Consequently, the reinforcement ratio ρ_y is

$$\rho_y = \frac{4A_b}{sh'_x} = \frac{4 \times 201}{90 \times 440} = 0.0203 \quad \Rightarrow \rho_{sy} = \frac{\sum A_{syi}}{sb_c}$$

In the X direction, the central one-third of the section is confined by five legs, as a result of the additional central hoop with the remainder of the core confined by three legs. Taking an average value of 3.67 effective legs, we have

$$\rho_x = \frac{3.67A_b}{sh'_y} = \frac{3.67 \times 201}{90 \times 340} = 0.0241$$

$$\Rightarrow \rho_{sx} = \frac{\sum A_{sxi}}{sd_c}$$



Example3:

Typical values of K_e are 0.95 for circular section, 0.75 for rectangular column sections, and 0.6 for rectangular wall sections.

Assuming an effectiveness coefficient of $K_e = 0.75$, then from Eq. (3.9),

$$\Rightarrow f_{lx}' = k_a f_{lx} = k_e \rho_{sx} f_y \quad f_{lx}'/f_c' = 0.75 \times 0.0241 \times 300/30 = 0.181$$

$$\Rightarrow f_{ly}' = k_a f_{ly} = k_e \rho_{sy} f_y \quad f_{ly}'/f_c' = 0.75 \times 0.0230 \times 300/30 = 0.152$$

From Fig. 3.6, entering on the left axis with 0.181 and interpolating between curves $f_{lx}'/f_c' = 0.14$ and 0.16 gives $K = f_{cc}'/f_c' = 1.82$ (follow the dashed line). The strength of the confined core is thus

$$f_{cc}' = 1.82 \times 30 = 54.6 \text{ MPa (7920 psi)}$$

Example3:

$$\Rightarrow \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1.85$$

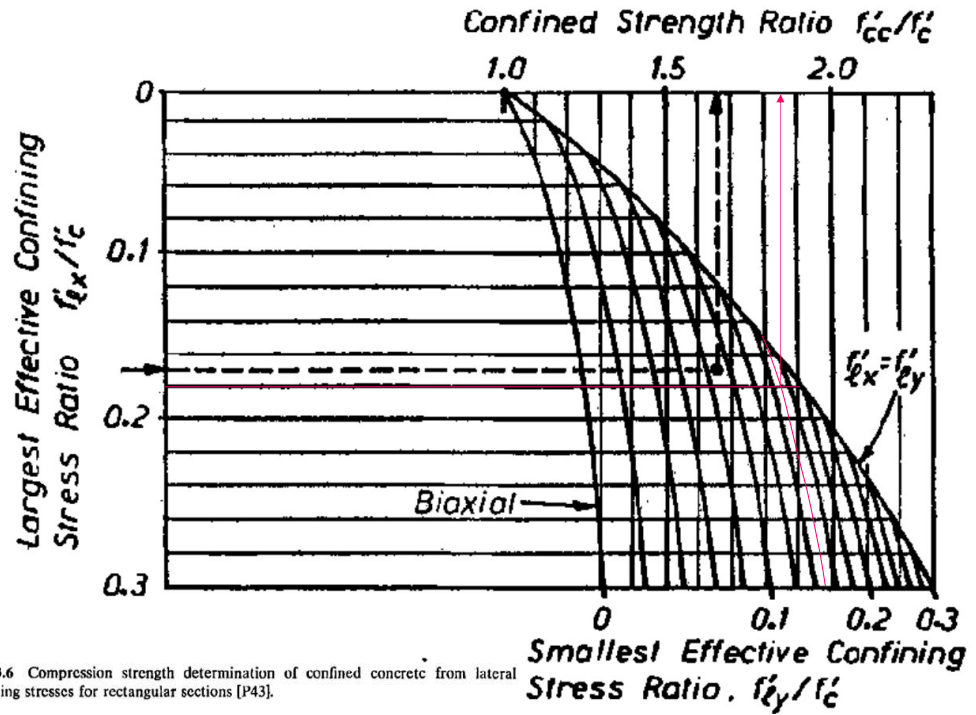


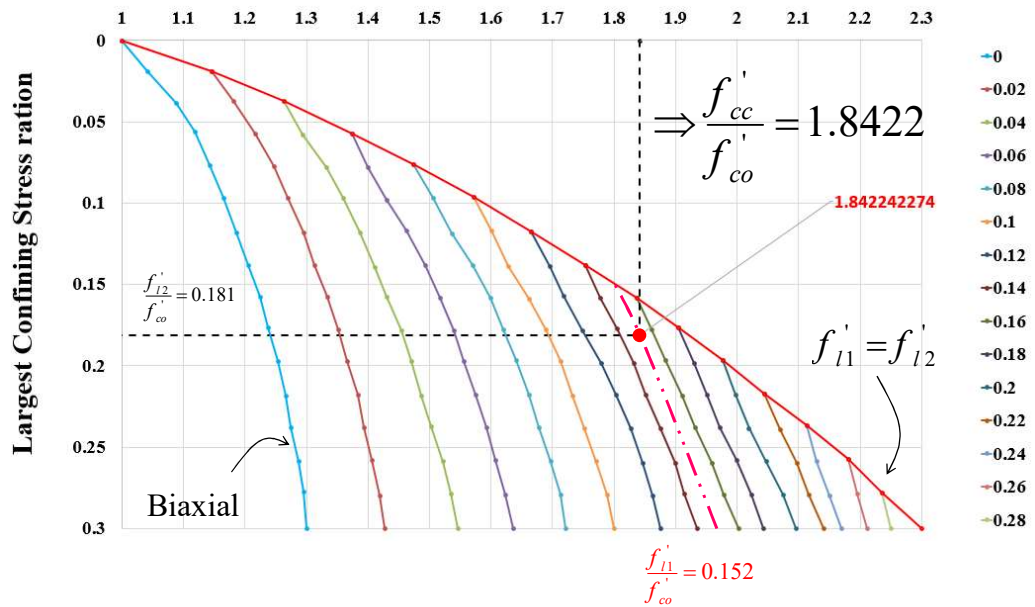
Fig. 3.6 Compression strength determination of confined concrete from lateral confining stresses for rectangular sections [P43].

Example3:

Confined Strength Determination from Lateral Confining Stresses for Rectangular Sections (Mander1988)

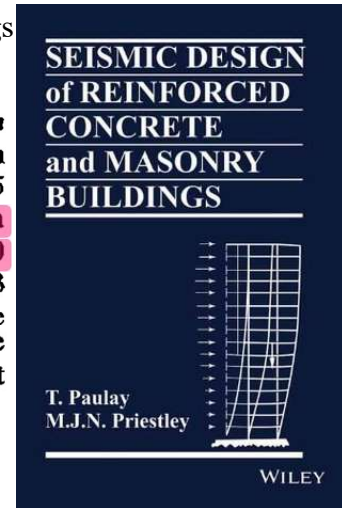
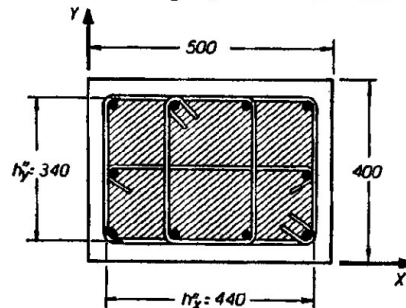
$$f'_{cc} = 1.82 \times 30 = 54.6 \text{ MPa}$$

$$\text{Confined Strength Ratio} \Rightarrow f'_{cc} = 1.8422 \times 30 = 55.267 \text{ MPa}$$



Example3: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings
T. Paulay M. J. N. Priestly, 1992 John Wiley & Sons, Inc

Example 3.1: Design Parameters for a Rectangular Confined Column Section
The column section of Fig. 3.9 is confined by transverse sets of R16 hoops on $s_h = 90\text{-mm}$ (0.63 in. diameter at 3.5 in.) centers, with $f_{yh} = 300\text{ MPa}$ (43.5 ksi). The compression strength of the unconfined concrete is $f'_c = 30\text{ MPa}$ (4350 psi). As shown in Fig. 3.9, the cross section dimensions are 500×400 (19.7 in. \times 15.7 in.), and the confined core dimensions are 440×340 (17.3 in. \times 13.4 in.). The steel strain corresponding to maximum stress may be taken as $\epsilon_{sm} = 0.15$. Calculate the strength of the confined core concrete, the ultimate compression strain, and the design parameters for the equivalent rectangular stress block.



آرماتورهای طولی در صورت سوال ذکر نشده است. بنابراین، سوال برای آرماتورهای طولی با قطرهای ۱۸، ۲۰، ۲۲ و ۲۸ میلی‌متر حل می‌شود.

Example3:

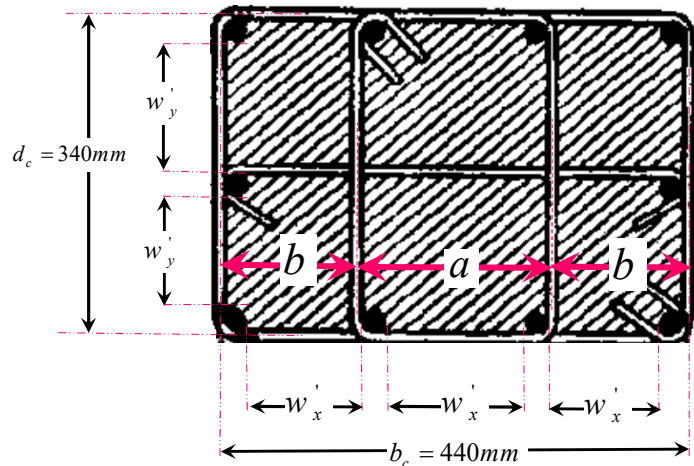
$$L.Bar : 10\phi 20 \quad , \quad s' = 90 - 2\frac{16}{2} = 74\text{mm}$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_s}{A_c} = \frac{10 \times 314.15}{340 \times 440} = 0.02099$$

$$w'_x = \frac{440 - 2\frac{16}{2} - 4 \times 20}{3} = 114.67\text{mm}$$

$$w'_y = \frac{340 - 2\frac{16}{2} - 3 \times 20}{2} = 132\text{mm}$$

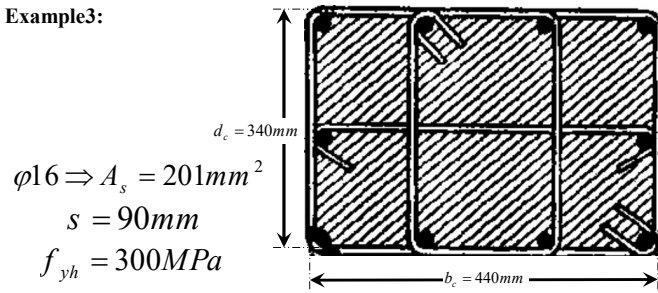
$$a = w'_x + 2 \times d_{bl} + 2\frac{d_{bl}}{2} \quad , \quad b = \frac{b_c - a}{2}$$



$$a = 114.67 + 2 \times 20 + 16 = 170.67\text{mm}$$

$$b = \frac{440 - 170.67}{2} = 134.665\text{mm}$$

Example3:

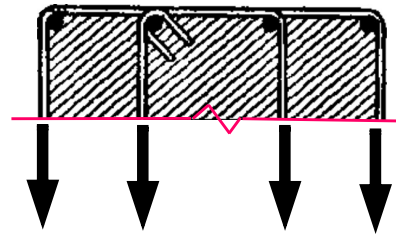
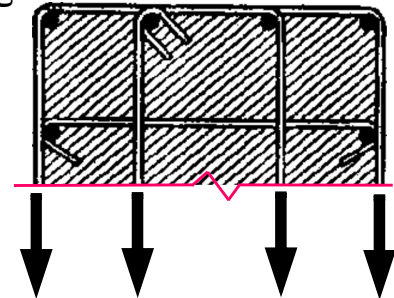


کل عمق $d_c = 340mm$ از مقطع به وسیله ۴ ساق محصور شده است.

$$\sum f_y A_{syi} = sb_c f_{ly} \Rightarrow f_{ly} = f_y \frac{\sum A_{syi}}{sb_c} \Rightarrow \rho_{sy} = \frac{\sum A_{syi}}{sb_c}$$

$$\Rightarrow \rho_{sy} = \frac{4 \times 201}{90 \times 440} = 0.0203$$

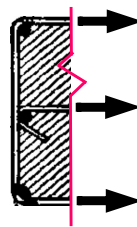
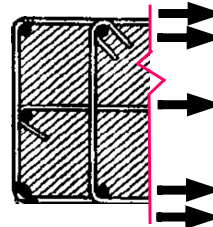
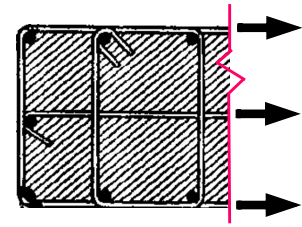
$$\Rightarrow f_{ly} = \rho_{sy} f_y = 0.0203 \times 300 = 6.09MPa$$

Confined by 4 legsConfined by 4 legs

Example3:

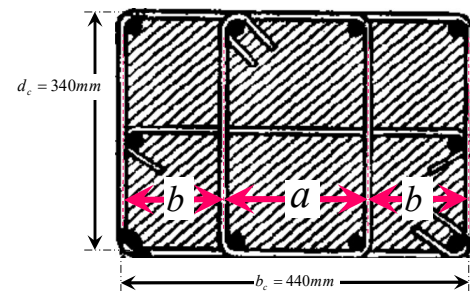
$$\sum f_y A_{sxi} = sd_c f_{lx} \Rightarrow f_{lx} = f_y \frac{\sum A_{sxi}}{sd_c}$$

$$\Rightarrow \rho_{sx} = \frac{\sum A_{sxi}}{sd_c}$$

Confined by 3 legsConfined by 5 legsConfined by 3 legs

$$\left(\sum A_{sxi} \right)_{average} = \frac{(b \times d_c) \times 3leg + (a \times d_c) \times 5leg + (b \times d_c) \times 3leg}{(b \times d_c) + (a \times d_c) + (b \times d_c)}$$

$$a = 170.67mm, b = 134.67mm \Rightarrow \sum A_{sxi} = 3.775leg$$

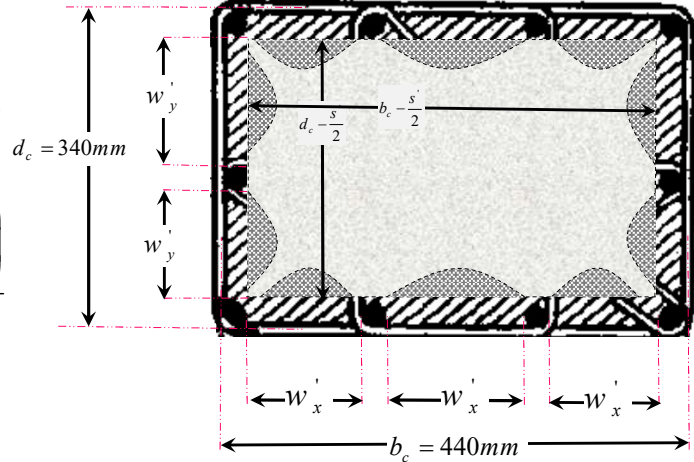


$$\rho_{sx} = \frac{3.775 \times 201}{90 \times 340} = 0.02480 \Rightarrow f_{lx} = \rho_{sx} f_y = 7.4425MPa$$

$$L.Bar : 10\phi 20 \quad , \quad s' = 90 - 2 \frac{16}{2} = 74mm$$

$$\rho_{cc} = 0.02099 \quad , \quad w'_x = 114.67mm \quad , \quad w'_y = 132mm$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}}$$



$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{6 \times 114.67^2 + 4 \times 132^2}{6 \times 340 \times 440}\right) \left(1 - \frac{74}{2 \times 440}\right) \left(1 - \frac{74}{2 \times 340}\right)}{1 - 0.02099} = 0.6957$$

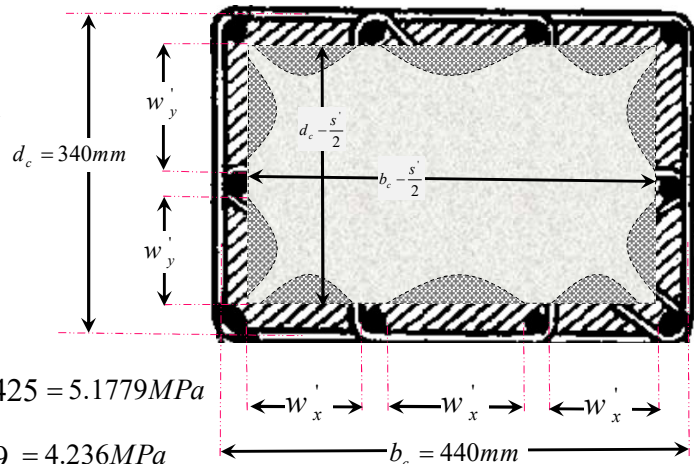
$$L.Bar : 10\phi 20 \quad , \quad s' = 90 - 2 \frac{16}{2} = 74mm$$

$$\rho_{cc} = 0.02099 \quad , \quad w'_x = 114.67mm \quad , \quad w'_y = 132mm$$

$$k_e = 0.6957$$

$$f_{lx} = 7.4425MPa$$

$$f_{ly} = 6.09MPa$$



$$\Rightarrow f'_{lx} = k_e f_{lx} = k_e \rho_{sx} f_y = 0.6957 \times 7.4425 = 5.1779MPa$$

$$\Rightarrow f'_{ly} = k_e f_{ly} = k_e \rho_{sy} f_y = 0.6957 \times 6.09 = 4.236MPa$$

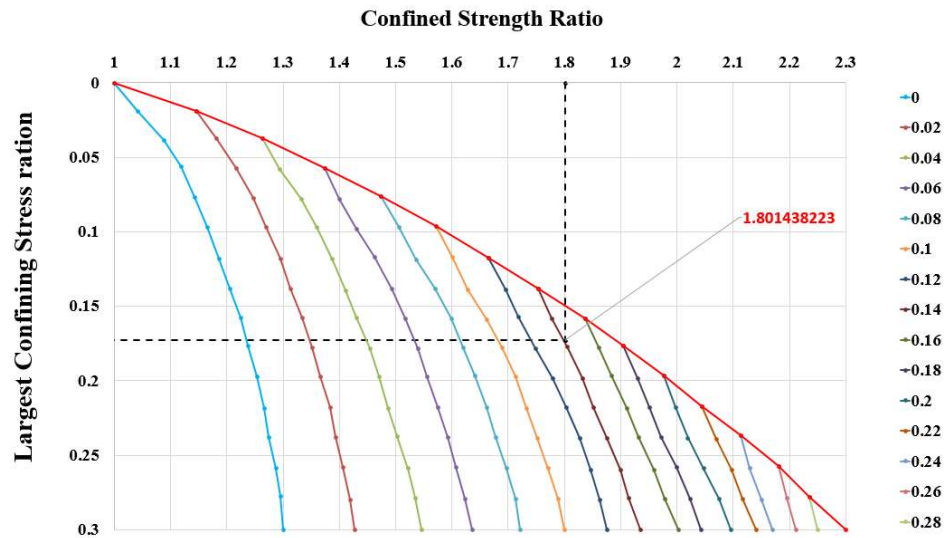
$$\Rightarrow \frac{f'_{lx}}{f'_{co}} = \frac{5.1779}{30} = 0.1725$$

$$\Rightarrow \frac{f'_{ly}}{f'_{co}} = \frac{4.236}{30} = 0.1412$$

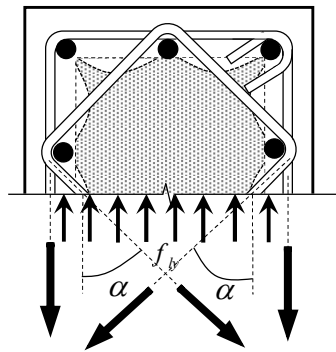
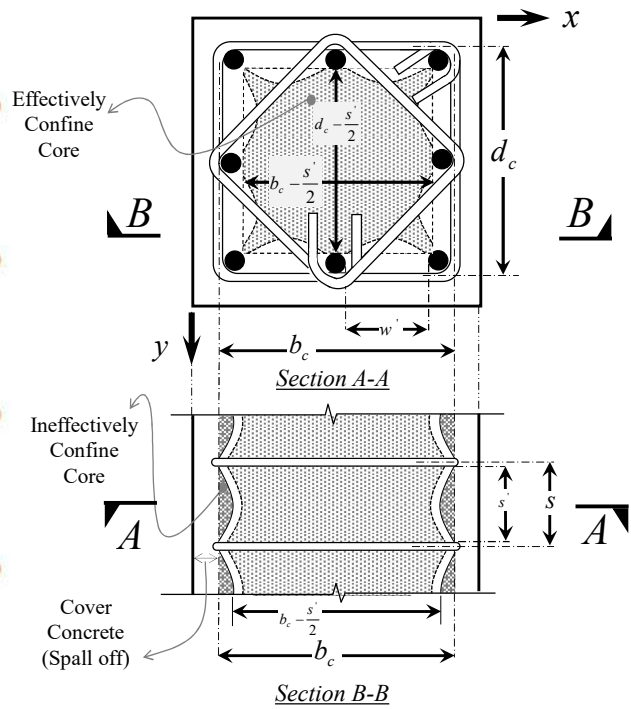
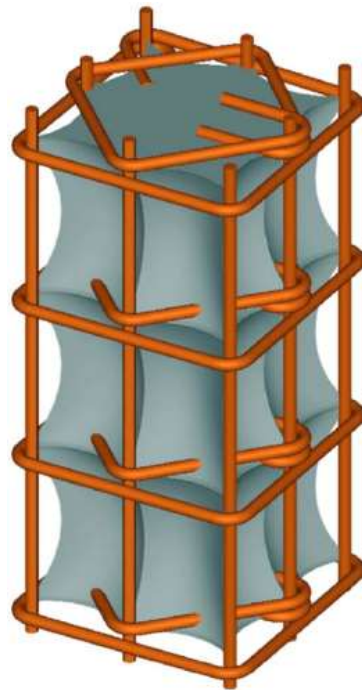
$$\Rightarrow \frac{f'_{lx}}{f'_{co}} = \frac{5.1779}{30} = 0.1725$$

$$\Rightarrow \frac{f'_{ly}}{f'_{co}} = \frac{4.236}{30} = 0.1412$$

$$\Rightarrow \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1.8014 \Rightarrow f'_{cc} = 1.8014 \times 30 = 54.043 \text{ MPa}$$

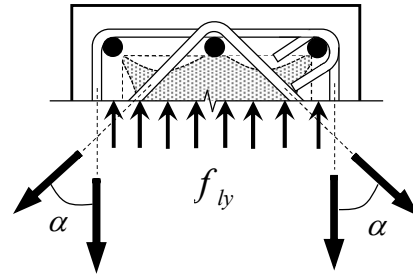


L.Bar	ρ_{cc}	$\sum A_{syt} / A_s$	ρ_{sx}	ρ_{sy}	f_{lx}	f_{ly}	k_e	f'_{lx}	f'_{ly}	f'_{cc} / f'_{co}	f'_{cc}
φ18	0.0170	3.769 leg	0.02476	0.0203	7.430	6.09	0.6865	5.1011	4.1807	1.7925	53.7759
φ20	0.0209	3.775 leg	0.02480	0.0203	7.442	6.09	0.6957	5.1779	4.236	1.8015	54.0458
φ22	0.0254	3.781 leg	0.02484	0.0203	7.454	6.09	0.7051	5.2567	4.2940	1.8106	54.3173
φ25	0.0328	3.790 leg	0.02490	0.0203	7.472	6.09	0.7198	5.3788	4.3835	1.8241	54.7235
φ28	0.0411	3.800 leg	0.02496	0.0203	7.490	6.09	0.7351	5.5061	4.4767	1.8379	55.1373



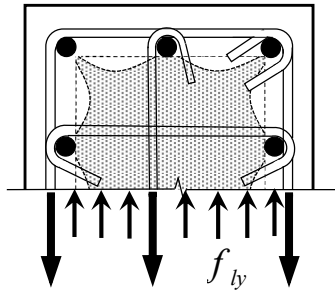
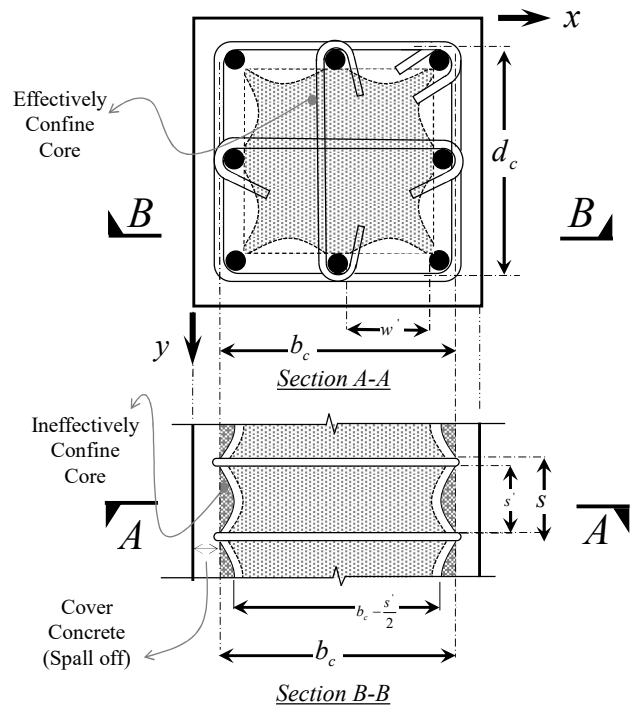
$$\sum f_y A_{syi} = sb_c f_{ly}$$

$$2f_y A_{sy} + 2f_y A_{sy} \cos \alpha = sb_c f_{ly}$$



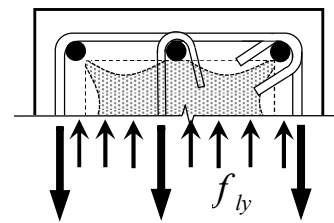
$$\sum f_y A_{syi} = sb_c f_{ly}$$

$$2f_y A_{sy} + 2f_y A_{sy} \cos \alpha = sb_c f_{ly}$$



$$\sum f_y A_{s yi} = s b_c f_{ly}$$

$$3 f_y A_{s y} = s b_c f_{ly}$$



$$\sum f_y A_{s yi} = s b_c f_{ly}$$

$$3 f_y A_{s y} = s b_c f_{ly}$$

Example4:

Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings Jack Moehle , 2014. McGraw-Hill Education, New York



Example 4.2. The rectangular cross section shown in Figure 4.13 has $f'_c = 5000$ psi (34 MPa) in companion cylinders and A706 Grade 60 (420) reinforcement. Calculate the strength f'_{cc} of the core concrete. Use expected material strengths. The solution is provided in tabular form.

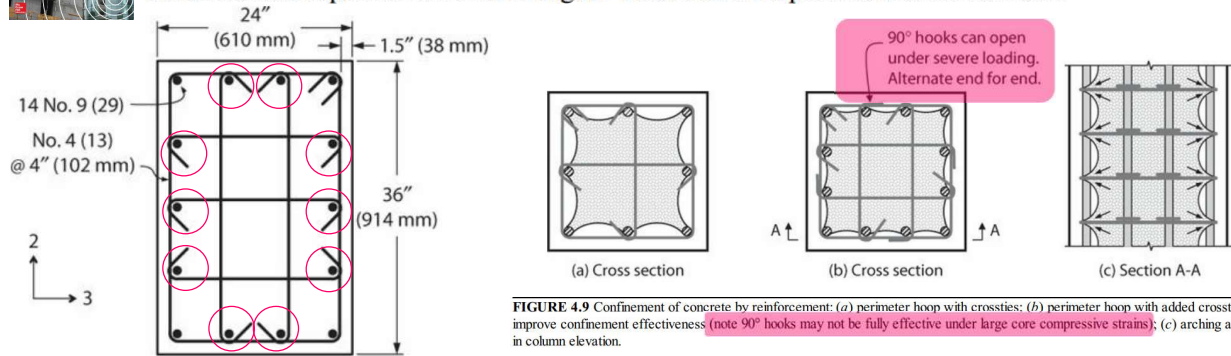
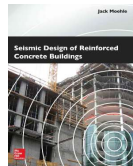
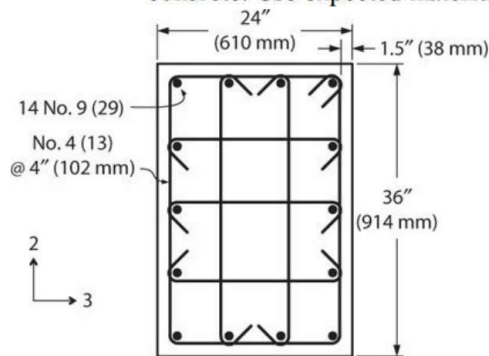


FIGURE 4.9 Confinement of concrete by reinforcement: (a) perimeter hoop with cross-ties; (b) perimeter hoop with added cross-ties to improve confinement effectiveness (note 90° hooks may not be fully effective under large core compressive strains); (c) arching action in column elevation.



Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings Jack Moehle , 2014. McGraw-Hill Education, New York

Example 4.2. The rectangular cross section shown in Figure 4.13 has $f'_c = 5000$ psi (34 MPa) in companion cylinders and A706 Grade 60 (420) reinforcement. Calculate the strength f'_{cc} of the core concrete. Use expected material strengths. The solution is provided in tabular form.



Type of Steel	ASTM Designation	Grade Designation	Minimum Yield Strength, psi (MPa)	Minimum Tensile Strength, psi (MPa)	Minimum Elongation in 8 in (200 mm)	
					Bar No.	Elongation, %
Low-alloy steel deformed bars	A706	60 (420)	60,000 (420)	80,000* (550)	3-6 (10-19)	14
			[78,000 (540) maximum]		7-11 (22-36)	12
		80 (550)	80,000 (550)	100,000* (690)	14, 18 (43, 57)	10
			[98,000 (675) maximum]		3-6 (10-19)	12
					7-11 (22-36)	12
					14, 18 (43, 57)	10

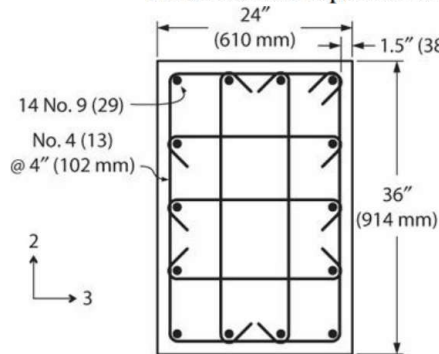
Designation	Yield Strength, $f_{y,actual}$		Tensile Strength, $f_{su,actual}$		$\frac{f_{y,actual}}{f_y}$	$\frac{f_{su,actual}}{f_{su}}$	No. 4 (No. 13) Bar Elongation in 8 in (200 mm)		No. 11 (No. 36) Bar Elongation in 8 in (200 mm)	
	Mean, ksi (MPa)	CoV	Mean, ksi (MPa)	CoV			Mean, %	CoV	Mean, %	CoV
A615, Grade 40	56.0 (386)	0.088	81.8 (564)	0.087	1.40	1.46	19.0	0.15	-	-
A615, Grade 60	69.6 (480)	0.072	106 (728)	0.063	1.16	1.52	13.0	0.15	12.3	0.23
A615, Grade 75	81.5 (562)	0.055	114 (786)	0.040	1.09	1.40	11.9	0.13	10.4	0.083
A706, Grade 60	69.1 (477)	0.053	95.2 (636)	0.052	1.15	1.33	15.4	0.088	14.9	0.13

TABLE 2.6 Mean and Coefficient of Variation (CoV) of Reinforcement Mechanical Properties (after Bournoville et al., 2004)



Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings Jack Moehle, 2014. McGraw-Hill Education, New York

Example 4.2. The rectangular cross section shown in Figure 4.13 has $f'_c = 5000$ psi (34 MPa) in companion cylinders and A706 Grade 60 (420) reinforcement. Calculate the strength f'_{cc} of the core concrete. Use expected material strengths. The solution is provided in tabular form.

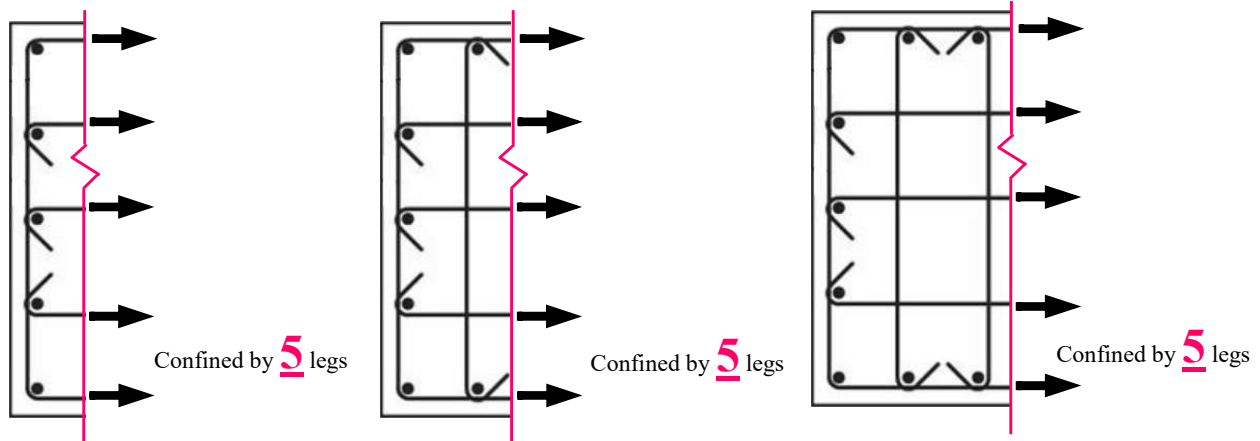


$$b_c = 610 - 2 \times 38 = 534 \text{ mm} \quad , \quad d_c = 914 - 2 \times 38 = 838 \text{ mm}$$

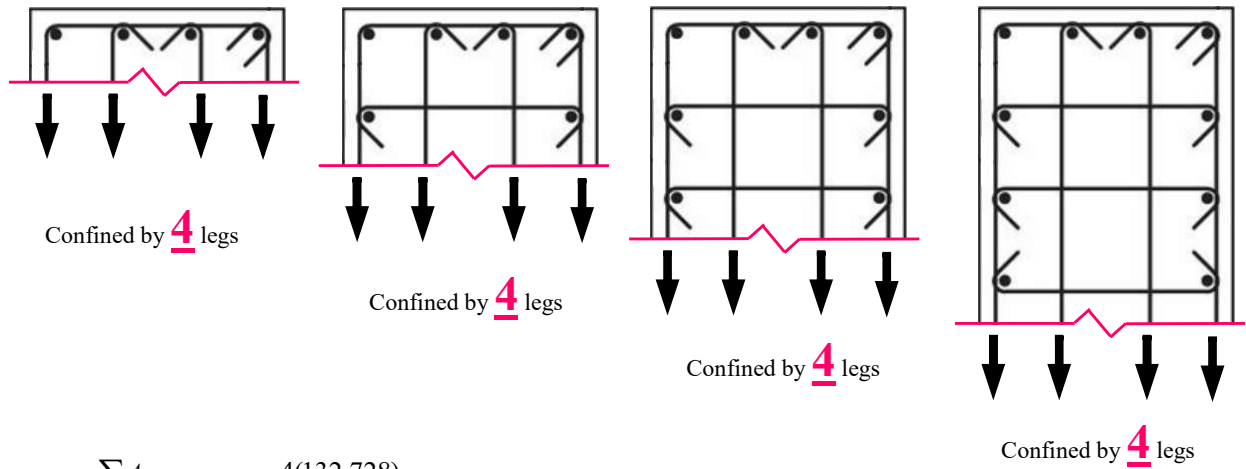
$$s = 102 \text{ mm} \Rightarrow s' = 102 - 2 \frac{13}{2} = 89 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow d_{bl} = 29 \text{ mm} \Rightarrow A_{st} = \frac{\pi}{4} 29^2 = 660.500 \text{ mm}^2$$

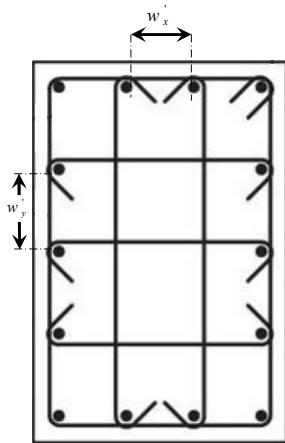
$$\Rightarrow d_{bt} = 13 \text{ mm} \Rightarrow A_{st} = \frac{\pi}{4} 13^2 = 132.728 \text{ mm}^2$$



$$\Rightarrow \rho_{sx} = \frac{\sum A_{sxi}}{s d_c} \Rightarrow \rho_{sx} = \frac{5(132.728)}{102 \times 838} = 0.007764 \Rightarrow f_{lx} = f_{ye} \rho_{sx} = 477 \times 0.007764 = 3.703 \text{ MPa}$$



$$\Rightarrow \rho_{sy} = \frac{\sum A_{syt}}{sb_c} \Rightarrow \rho_{sx} = \frac{4(132.728)}{102 \times 534} = 0.009747 \Rightarrow f_{lx} = f_{ye} \rho_{sx} = 477 \times 0.009747 = 4.649 \text{ MPa}$$



$$b_c = 534 \text{ mm}, d_c = 838 \text{ mm}, s' = 89 \text{ mm}$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_s}{A_c} = \frac{14 \times 660.500}{534 \times 838} = 0.02066$$

$$w'_x = \frac{b_c - d_{bt} - 4d_{bl}}{3} = \frac{534 - 13 - 4 \times 29}{3} = 135 \text{ mm}$$

$$w'_y = \frac{d_c - d_{bt} - 5d_{bl}}{4} = \frac{838 - 13 - 5 \times 29}{4} = 170 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow k_e = k_h k_v \Rightarrow k_e = \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) \frac{\left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}}$$

$$k_h = \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) = \left(1 - \frac{6(135)^2 + 8(170)^2}{6(534 \times 838)} \right) = 0.8731$$

$$\Rightarrow k_e = k_{eh} k_{ev} = 0.8731 \times 0.8863 = 0.7738$$

$$k_v = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}} = \frac{\left(1 - \frac{89}{2 \times 534} \right) \left(1 - \frac{89}{2 \times 838} \right)}{1 - 0.02066} = 0.8863$$

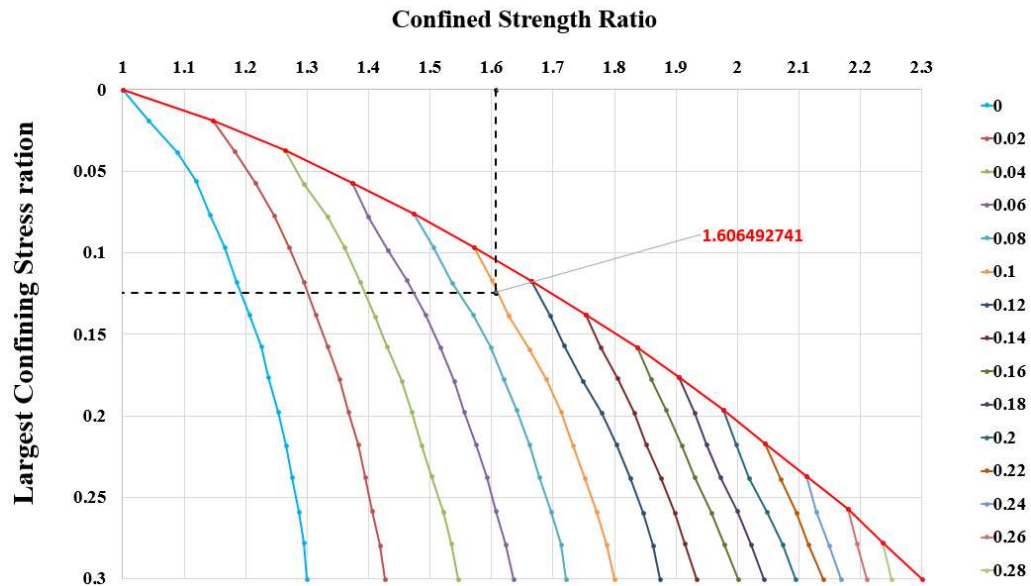
$$\Rightarrow f_{lx} = 3.703 \text{ MPa} \Rightarrow f'_{lx} = k_e f_{lx} = 0.7738 \times 3.703 = 2.8660 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{f'_{lx}}{C f'_c} = \frac{2.8660}{0.85 \times 34} = 0.0991$$

$$\Rightarrow f_{ly} = 4.649 \text{ MPa} \Rightarrow f'_{ly} = k_e f_{ly} = 0.7738 \times 4.649 = 3.5981 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{f'_{ly}}{C f'_c} = \frac{3.598}{0.85 \times 34} = 0.1245$$

$$\Rightarrow \frac{f'_{cc}}{C f'_c} = 1.6064 \Rightarrow f'_{cc} = 0.85 \times 34 \times 1.6064 = 46.418 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{f'_{cc}}{Cf'_c} = 1.6064 \Rightarrow f'_{cc} = 0.85 \times 34 \times 1.6064 = 46.418 \text{ MPa}$$

Confined Strength Determination from Lateral Confining Stresses for Rectangular Sections (Mander1988)



$$\Rightarrow k_e = k_{eh} k_{ev} = 0.8731 \times 0.8863 = 0.7738$$

Solution $\Rightarrow \frac{f'_{cc}}{Cf'_c} = 1.6064 \Rightarrow f'_{cc} = 0.85 \times 34 \times 1.6064 = 46.418 \text{ MPa}$

Quantity	Calculation	Reference
f_3	$5(0.20 \text{ in}^2)(69,000 \text{ psi}) / [(33 \text{ in})(4 \text{ in})] = 523 \text{ psi (3.61 MPa)}$	Eq. (4.11)
f_2	657 psi (4.53 MPa)	Eq. (4.12)
s/b_c average	$(4 \text{ in}/21 \text{ in} + 4 \text{ in}/33 \text{ in})/2 = 0.16$	
k_e	$[(14 - 2)/14] \times (1 - 0.16) = 0.72$	Eq. (4.13)
f_{3e}, f_{2e}	378 psi (2.6 MPa); 475 psi (3.3 MPa)	Eq. (4.14)
f_{3e}/Cf'_c	$475 \text{ psi} / [(0.85)(5000 \text{ psi})] = 0.11$	
f_{2e}/Cf'_c	$378 \text{ psi} / [(0.85)(5000 \text{ psi})] = 0.089$	
f'_{cc}/Cf'_c	1.57	Figure 4.6
f'_{cc}	$(1.57)(0.85)(5000 \text{ psi}) = 6700 \text{ psi (46 MPa)}$	

Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns

P. Paultre, M.ASCE¹; and F. Légeron, M.ASCE²



Patrick Paultre

Professor of Civil Engineering, University of Sherbrooke

Verified email at usherbrooke.ca

Seismic engineering dynamics of structures reinforced concrete structures

Abstract: This paper presents new equations for the design of confinement reinforcement for ductile earthquake-resistant rectangular and circular columns based on performance measured in terms of curvature demand. These equations are developed from a parametric study of a large number of columns to reach a certain level of sectional ductility and account for the influence of concrete strength, transverse reinforcement yield strength, axial load level, and transverse confinement reinforcement spatial distribution. Simplification of these equations, while retaining the main controlling parameters, leads to design equations appropriate for design codes. These equations are then validated against a large set of experimental results. Their implementation in the Canadian Standard for Design of Concrete Structures is explained.

DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:5(738)

CE Database subject headings: High-strength concretes; Confinement; Ductility; Concrete columns; Concrete, reinforced.

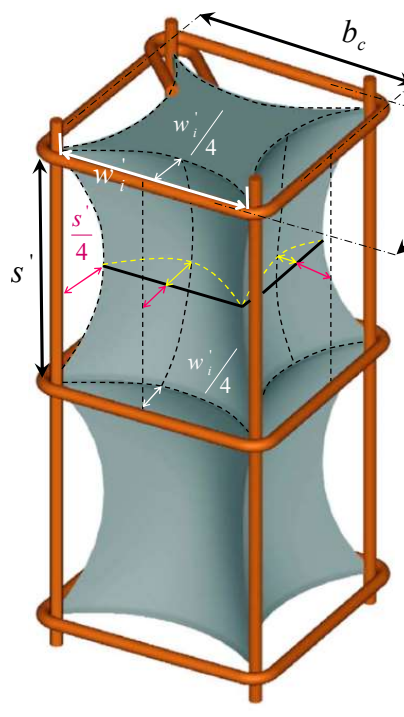
Confinement reinforcement design for reinforced concrete columns
P. Paultre, F. Légeron
Journal of structural engineering 134 (5), 738-749

143 2008

n_l = تعداد میلگردهای طولی است که با گوشه تنگ‌ها یا سنجاقی‌ها مهار شده‌اند.

$\frac{s}{b_c}$ = این مقدار برای مقاطع مستطیلی در دو جهت عمود بر هم متفاوت است. مقدار میانگین دو جهت را می‌توان برای محاسبات استفاده کرد. این مفهوم اولین بار توسط P. Paultre and F. Légeron (2008) ارائه شد.

$$k_e = \frac{n_l - 2}{n_l} \left(1 - \frac{s}{b_c}\right)$$



ضریب کاهش عرض مقطع به دلیل کنش قوسی مابین دو ردیف از آرماتورهای عرضی متوالی

$$= \frac{b_c - 2 \times \frac{s'}{4}}{b_c}$$

ضریب کاهش ارتفاع مقطع به دلیل کنش قوسی مابین دو ردیف از آرماتورهای عرضی متوالی

$$= \frac{d_c - 2 \times \frac{s'}{4}}{d_c}$$

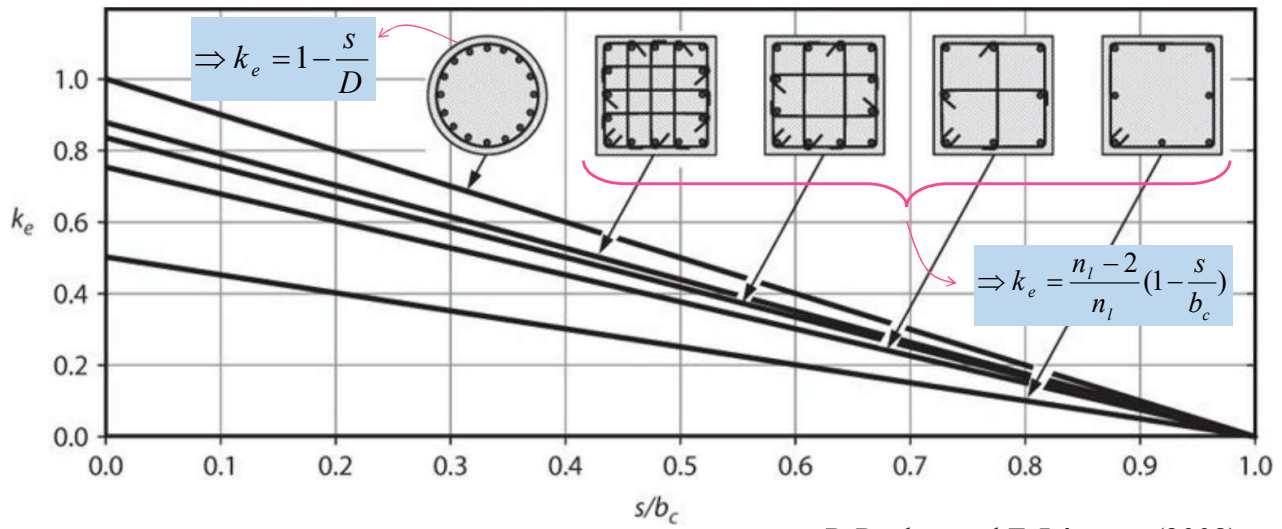
$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)$$

$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} =$ راندمان محصور کنندگی مقطع محصور شده به وسیله آرماتورهای عرضی مستطیلی با یا بدون سنجاقی

$$k_e = \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6b_c d_c} \right) \frac{\left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}}$$

$$k_h = \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6b_c d_c} \right)$$

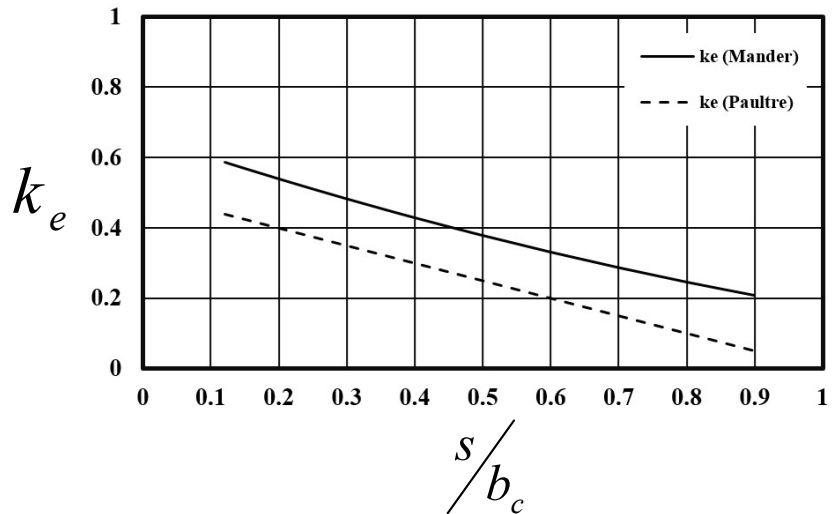
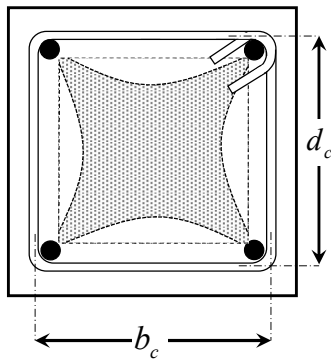
$$k_v = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}} \Rightarrow k_e = k_h k_v$$



P. Paultre and F. Légeron (2008)

$$k_e = \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6b_c d_c} \right) \frac{\left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}}$$

$$\Rightarrow k_e = \frac{n_l - 2}{n_l} \left(1 - \frac{s}{b_c} \right)$$

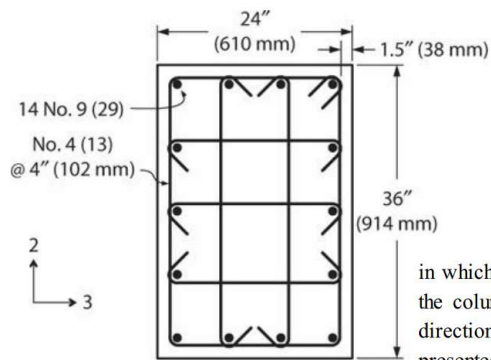


JB Mander et al (1988)

$$k_e = \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6b_c d_c} \right) \frac{\left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}}$$

P. Paultre and F. Légeron (2008)

$$k_e = \frac{n_l - 2}{n_l} \left(1 - \frac{s}{b_c} \right)$$



P. Paultre and F. Légeron (2008) $k_e = \frac{n_l - 2}{n_l} \left(1 - \frac{s}{b_c}\right)$

$$b_c = 534 \text{ mm} , d_c = 838 \text{ mm} , s = 102 \text{ mm}$$

$$n_l = 14 = \text{تعداد میلگردهای طولی است که با گوشه تنگ‌ها یا سنجاقی‌ها مهار شده‌اند.}$$

in which n_l = number of longitudinal bars restrained by corners of hoops or legs of crossties around the column perimeter. For rectangular sections, for which s/b_c is different in the two orthogonal directions, the average of the s/b_c values in the two directions can be used. The expression was first presented in Paultre and Légeron (2008).

$$\frac{s}{b_c} = \frac{\frac{102}{534} + \frac{102}{838}}{2} = 0.1563 \Rightarrow k_e = \frac{14-2}{14} (1-0.1563) = 0.7231$$

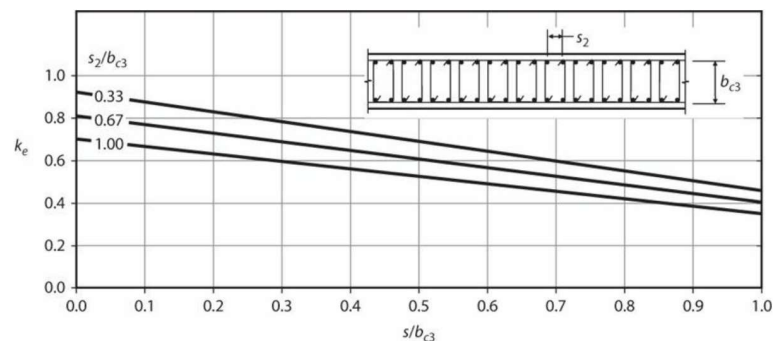
Solution

Quantity	Calculation	Reference
f_3	$5(0.20 \text{ in}^2)(69,000 \text{ psi})/[(33 \text{ in})(4 \text{ in})] = 523 \text{ psi} (3.61 \text{ MPa})$	Eq. (4.11)
f_2	$657 \text{ psi} (4.53 \text{ MPa})$	Eq. (4.12)
s/b_c average	$(4 \text{ in}/21 \text{ in} + 4 \text{ in}/33 \text{ in})/2 = 0.16$	
k_e	$[(14-2)/14] \times (1-0.16) = 0.72$	Eq. (4.13)
f_{3e}, f_{2e}	$378 \text{ psi} (2.6 \text{ MPa}); 475 \text{ psi} (3.3 \text{ MPa})$	Eq. (4.14)
f_{3e}/CF'_c	$475 \text{ psi}/[(0.85)(5000 \text{ psi})] = 0.11$	
f_{2e}/CF'_c	$378 \text{ psi}/[(0.85)(5000 \text{ psi})] = 0.089$	
f'_{cc}/CF'_c	1.57	Figure 4.6
f'_{cc}	$(1.57)(0.85)(5000 \text{ psi}) = 6700 \text{ psi} (46 \text{ MPa})$	

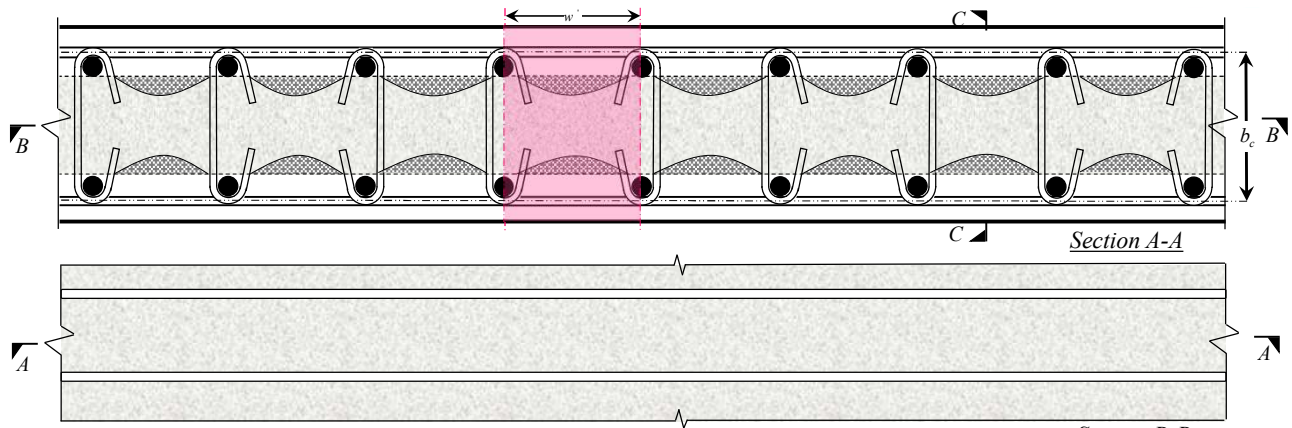
$$\Rightarrow k_e = k_{eh} k_{ev} = 0.8731 \times 0.8863 = 0.7738$$

Confinement effectiveness for long rectangular sections

Long rectangular sections, such as those that occur in structural walls, present a special case (Figure 4.12). In the long direction, the confinement stresses are nearly uniform for most of the wall length (only the end sections have arching action). Therefore, the effective confinement stress in that direction, f_{e2} , can be calculated assuming $k_e = 1.0$. In contrast, arching action in both the horizontal and vertical directions will affect confinement of the wall through its thickness. The model by Mander et al. (1988a) can be used to estimate the confinement effectiveness in the 3 direction (through the thickness). Figure 4.12 presents results for a range of variables.



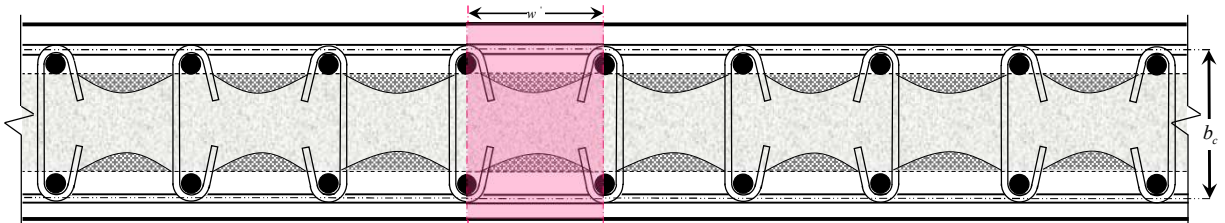
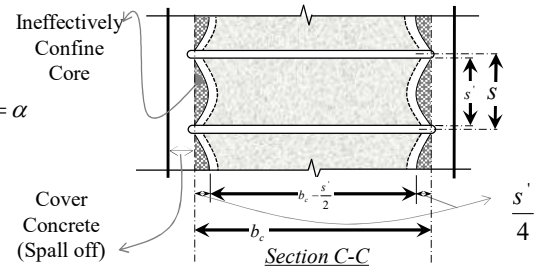
$$k_e = \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c}\right) \frac{\left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}}$$



$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)$$

$$A_e = \left(b_c w' - 2 \times \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right), \quad \frac{w'}{b_c} = \alpha$$

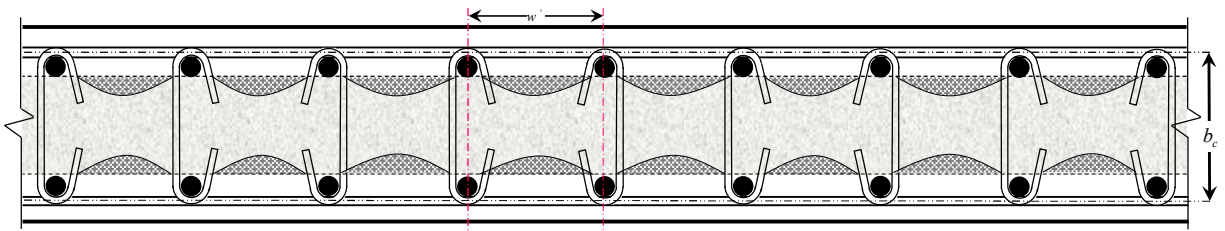
$$\Rightarrow A_e = b_c^2 \left(\alpha - \frac{\alpha^2}{3} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right)$$



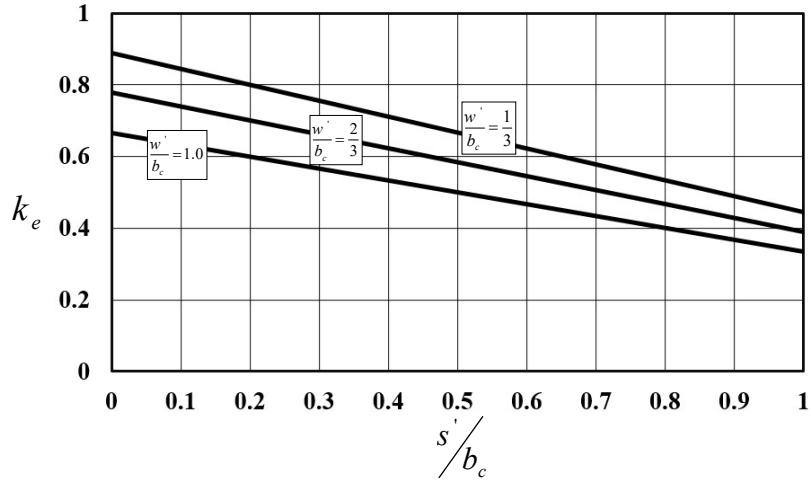
$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \Rightarrow A_e = \left(b_c w' - 2 \times \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right), \quad \frac{w'}{b_c} = \alpha$$

$$\Rightarrow A_e = b_c^2 \left(\alpha - \frac{\alpha^2}{3} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right), \quad A_{cc} = w' b_c = \alpha b_c^2$$

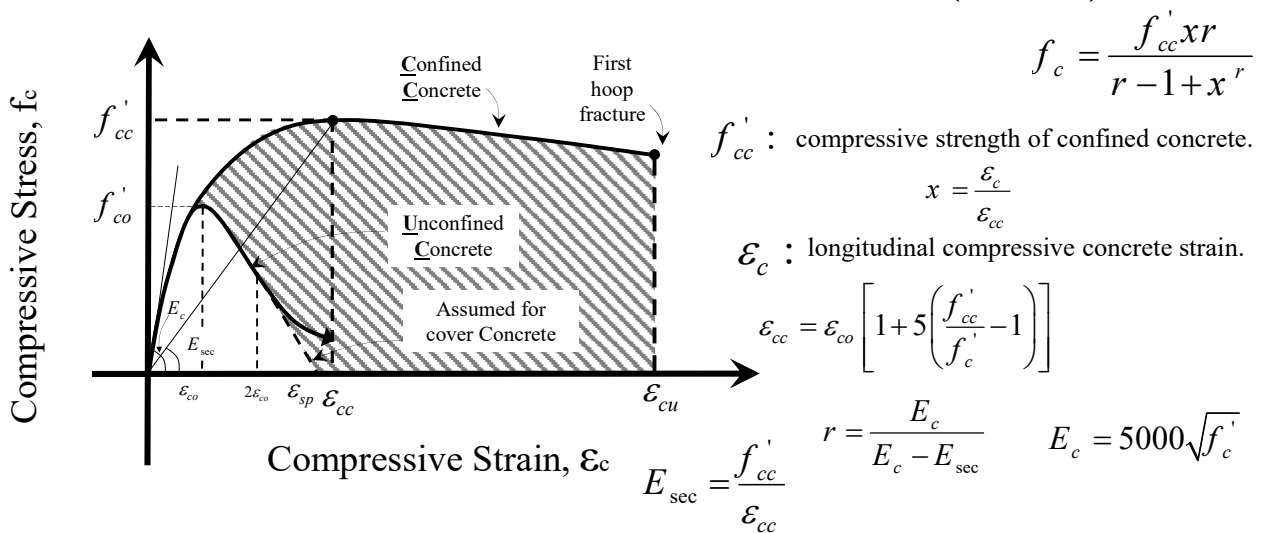
$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} = \frac{b_c^2 \left(\alpha - \frac{\alpha^2}{3} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right)}{\alpha b_c^2} \Rightarrow k_e = \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \times \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right)$$



$$\Rightarrow k_e = \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \times \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right)$$



Mander's Stress-Strain Model (1988)



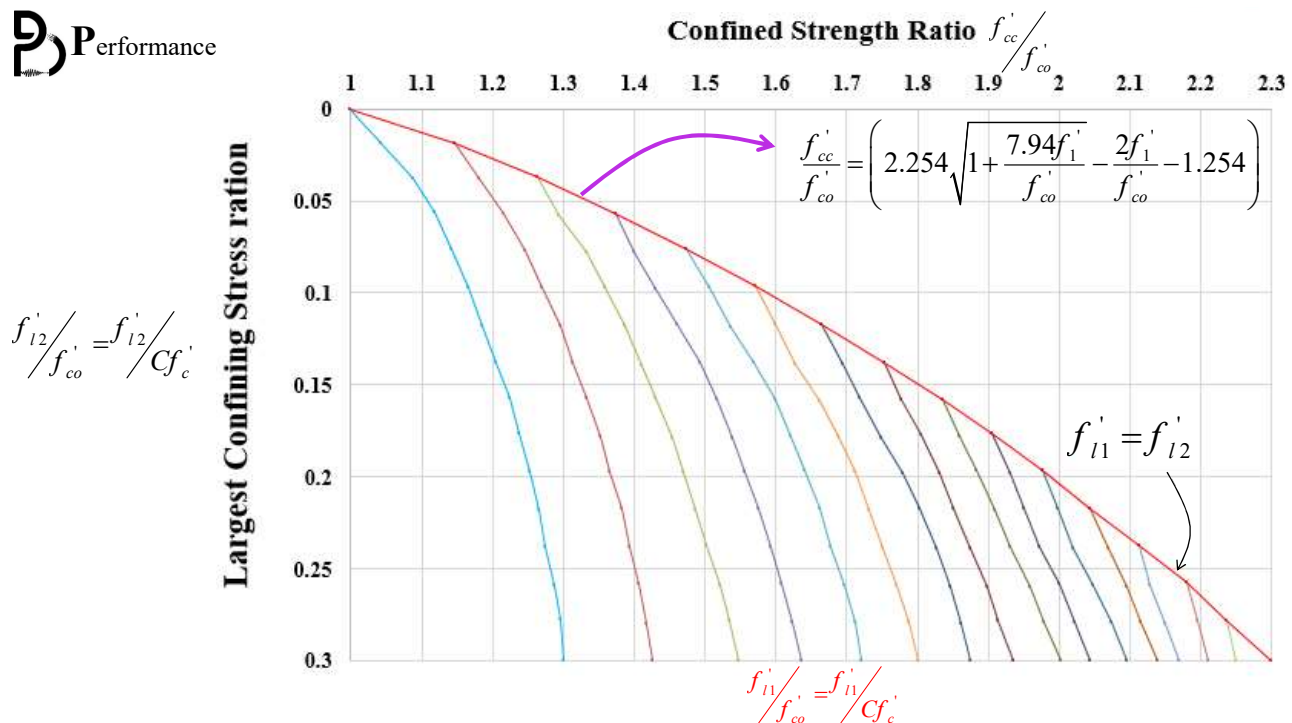
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

The compression strength f'_{cc} of confined circular sections, or rectangular sections with equal effective confining stress f'_i in the orthogonal x and y directions is related to the unconfined strength by the relationship [M5, M13]

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_i}{f'_c}} - \frac{2 f'_i}{f'_c} \right) \quad (3.10)$$

For a rectangular section with unequal effective confining stresses f'_{ix} and f'_{iy} , $K = f'_{cc}/f'_c$ may be found from Fig. 3.6, where $f'_{iy} > f'_{ix}$.

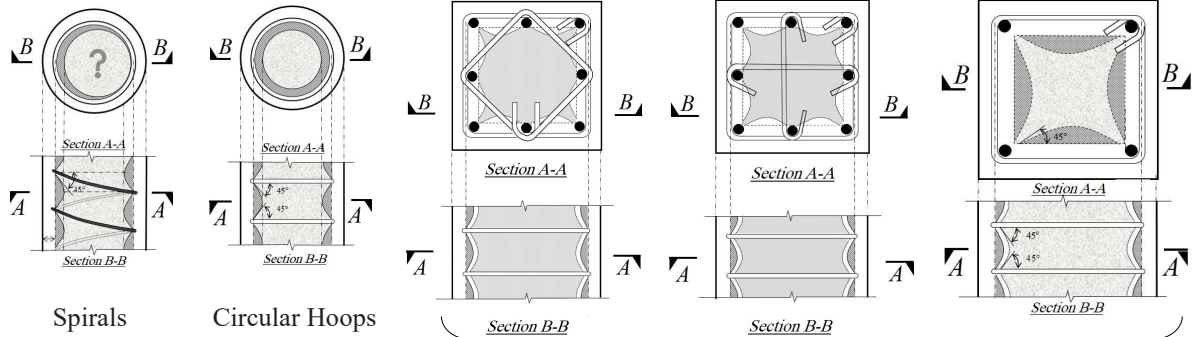
Performance



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

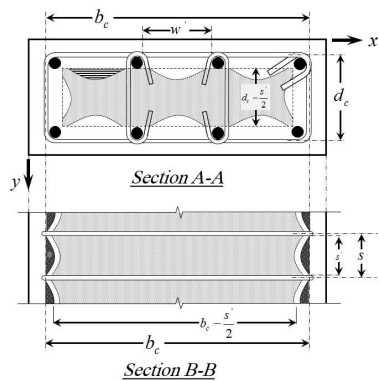
$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_1}{f'_{co}}} - \frac{2f'_1}{f'_{co}} - 1.254 \right)$$

برای محاسبه مقاومت فشاری محصور شده در مقاطع دایروی (Circular) و مقاطع مستطیلی با تنش های محصور شدگی (Hoops or Spirals) برابر در جهات ۲ و ۳، می توان از فرمول زیر یا از منحنی قرمز استفاده کرد.



Rectangular sections with equal effective confining stress f'_1 in the orthogonal x and y direction

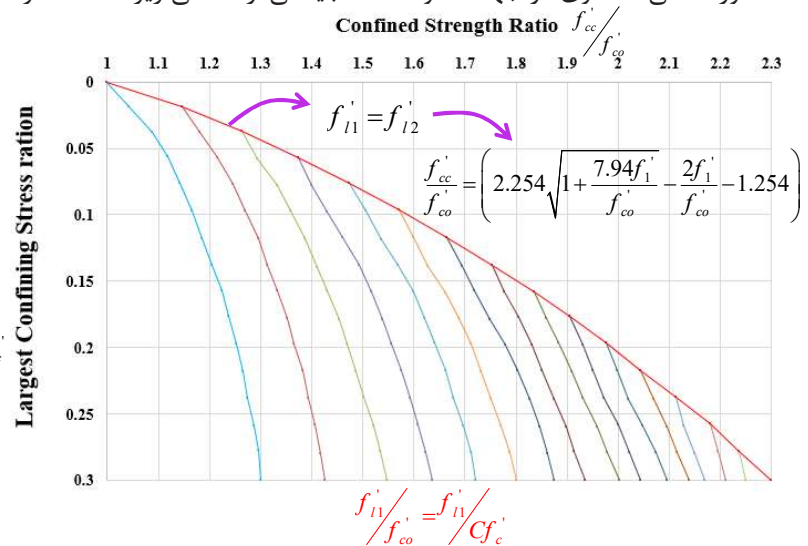
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 



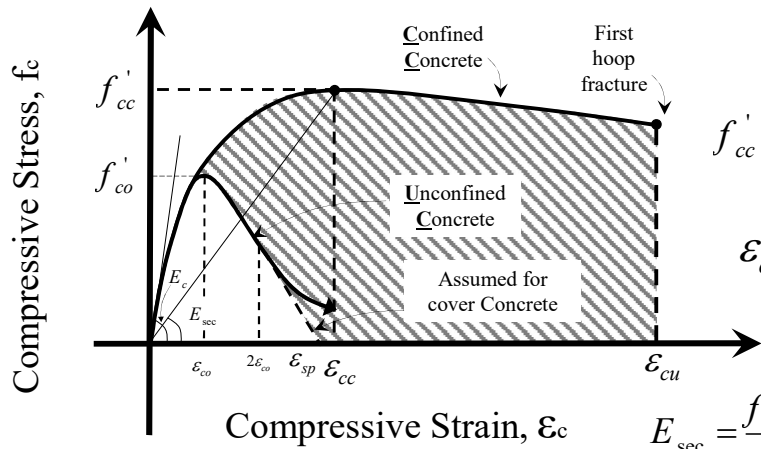
$$f'_{11} \neq f'_{12}$$

$$\frac{f'_{12}}{f'_{co}} = \frac{f'_{12}}{c f'_c}$$

برای محاسبه مقاومت فشاری محصور شده در مقاطع مستطیلی با تنش های محصور شدگی نامساوی در جهات ۲ و ۳، فقط بایستی از منحنی زیر استفاده کرد.



Mander's Stress-Strain Model (1988)



$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r}$$

f'_{cc} : compressive strength of confined concrete.

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

ϵ_c : longitudinal compressive concrete strain.

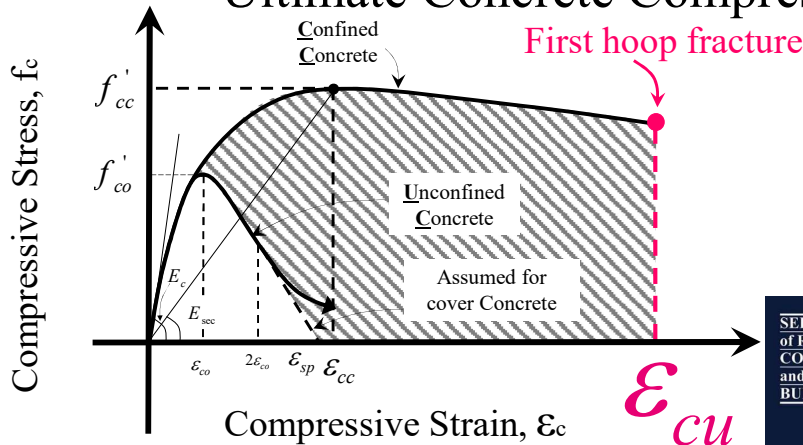
$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad E_c = 5000 \sqrt{f'_c}$$

as suggested by Richart et al. (1928), where f'_{co} and ϵ_{co} = the unconfined concrete strength and corresponding strain, respectively (generally $\epsilon_{co} = 0.002$ can be assumed)

$$\epsilon_{sp} = 0.005$$

Ultimate Concrete Compression Strain ϵ_{cu}



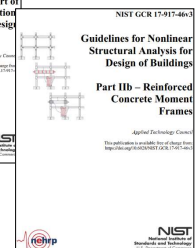
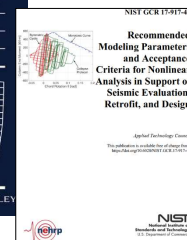
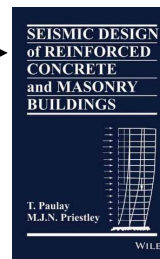
THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE
By J. B. Mander,¹ M. J. N. Priestley,² and R. Park,³ Fellow, ASCE

©COMPUTERS AND STRUCTURES, INC., JUNE 2008

TECHNICAL NOTE MATERIAL STRESS-STRAIN CURVES

Stress-Block Parameters for Unconfined and Confined Concrete Based on a Unified Stress-Strain Model

Madhu M. Karthik¹ and John B. Mander²



Ultimate Concrete Compression Strain ϵ_{cu}

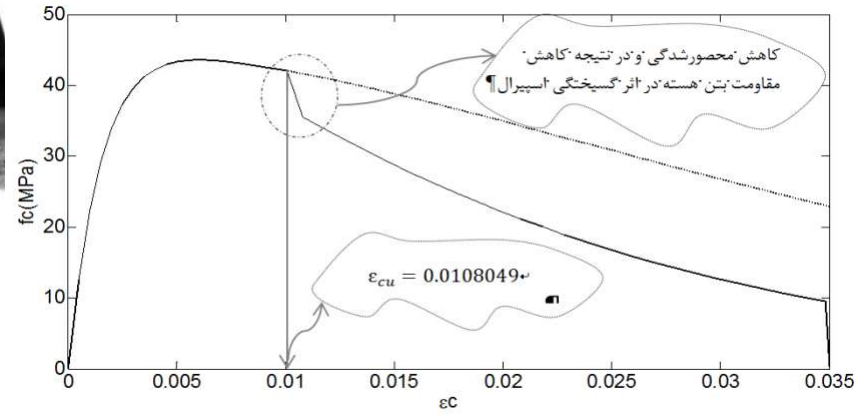
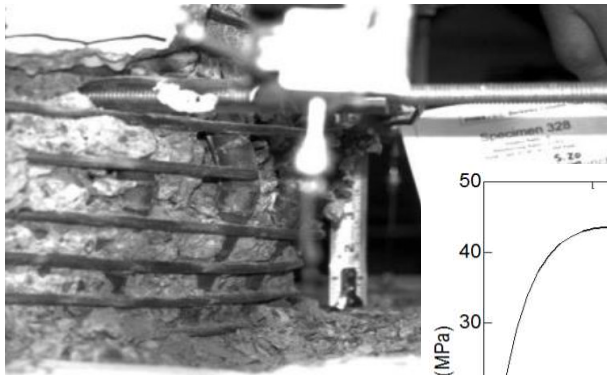
In order to calculate the available ultimate rotation capacity at a plastic hinge in a reinforced concrete flexural member, it is necessary to be able to predict the ultimate concrete compressive strain ϵ_{cu} . Early experimental work on the deformability of compressed concrete in reinforced concrete members by a number of investigators resulted in the development of several empirical equations for ϵ_{cu} . A summary of some of those early equations for ϵ_{cu} is given in Park and Paulay (1975).

Recently Scott et al. (1982) have proposed that the ultimate concrete compressive strain be defined as the longitudinal strain at which the first hoop fracture occurs, since that strain can be regarded as the end of the useful region of the stress-strain curve for the confined concrete core. After first hoop fracture there is a sudden drop in the compression load capacity of the core concrete due to reduction in confinement, and there is also a loss of buckling restraint for the compressed longitudinal bars.

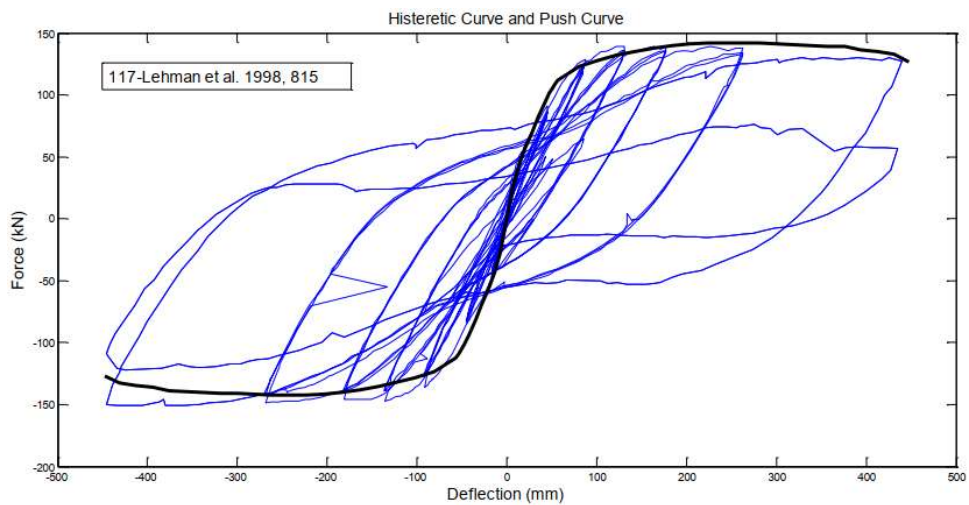
Ultimate Concrete Compression Strain ϵ_{cu}

Subsequently, Mander et al. (1984) proposed a rational method for predicting the longitudinal concrete compressive strain at first hoop fracture based on an energy balance approach. In this approach, the additional ductility available when concrete members are confined is considered to be due to the energy stored in the transverse reinforcement.

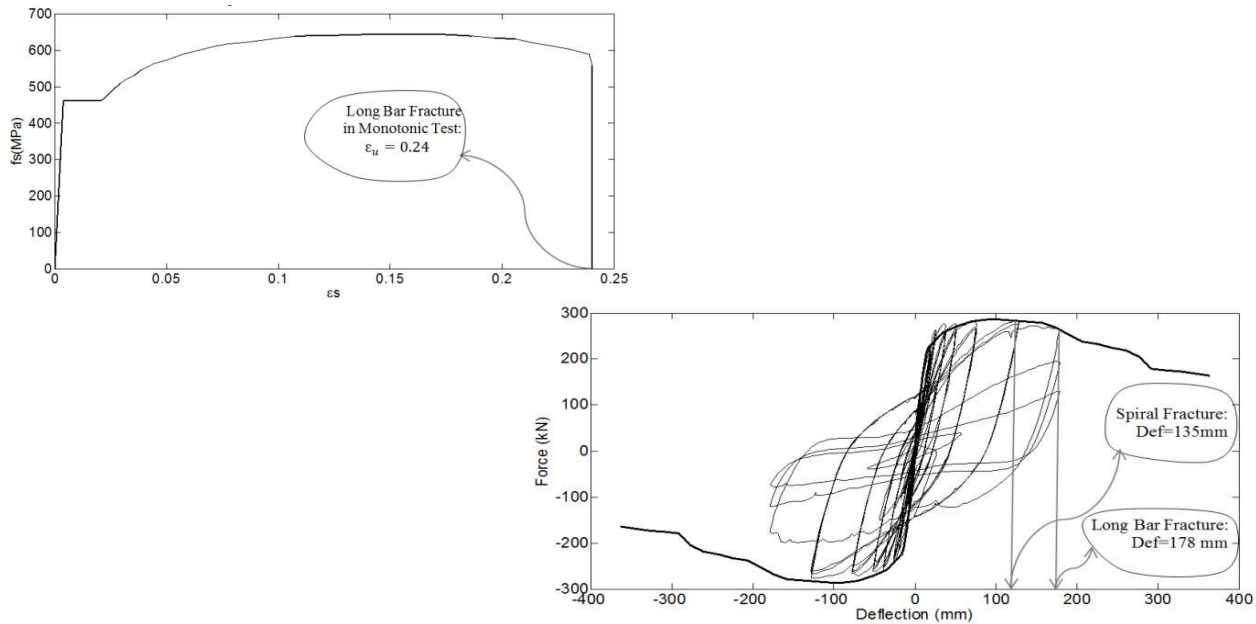
Ultimate Concrete Compression Strain ϵ_{cu}



Ultimate Concrete Compression Strain ϵ_{cu}



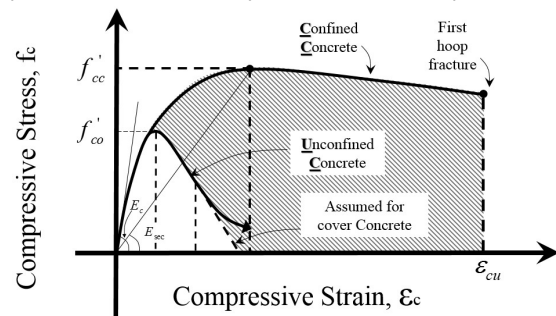
Ultimate Concrete Compression Strain ϵ_{cu}



Ultimate Concrete Compression Strain ϵ_{cu}

Consider the stress-strain curves for unconfined and confined concrete shown in Fig. 1. The area under each curve represents the total strain energy per unit volume required to "fail" the concrete. The increase in strain energy at failure resulting from confinement (shown shaded in Fig. 1) can only be provided by the strain energy capacity of the confining reinforcement as it yields in tension. By equating the ultimate strain energy capacity of the confining reinforcement per unit volume of concrete core (U_{sh}) to the difference in area between the confined (U_{cc}) and the unconfined (U_{co}) concrete stress-strain curves, plus additional energy required to maintain yield in the longitudinal steel in compression (U_{sc}), the longitudinal concrete compressive strain corresponding to hoop fracture can be calculated. Thus :

$$U_{sh} = U_{cc} + U_{sc} - U_{co} \quad \rho_s A_{cc} \cdot \int_0^{\epsilon_{sf}} f_s d\epsilon_s = A_{cc} \cdot \int_0^{\epsilon_{cu}} f_c d\epsilon_c + \rho_{cc} A_{cc} \cdot \int_0^{\epsilon_{cu}} f_{st} d\epsilon_s - A_{cc} \cdot \int_0^{\epsilon_{sp}} f_c d\epsilon_c$$



$$U_{sh} = U_{cc} + U_{sc} - U_{co} \quad \rho_s A_{cc} \cdot \int_0^{\varepsilon_{sf}} f_s d\varepsilon_s = A_{cc} \cdot \int_0^{\varepsilon_{cu}} f_c d\varepsilon_c + \rho_{cc} A_{cc} \cdot \int_0^{\varepsilon_{cu}} f_{sl} d\varepsilon_s - A_{cc} \cdot \int_0^{\varepsilon_{sp}} f_c d\varepsilon_c$$

ρ_s : ratio of volume of transverse reinforcement to volume of concrete core

A_{cc} : area of concrete core

f_s & ε_s : stress and strain in transverse reinforcement

ε_{sf} : fracture strain of transverse reinforcement

f_c & ε_c : longitudinal compressive stress and strain in concrete

ε_{cu} : ultimate longitudinal concrete compressive strain

ρ_{cc} : ratio of volume of longitudinal reinforcement to volume of concrete core

f_{sl} : stress in longitudinal reinforcement

ε_{sf} : spalling strain of unconfined concrete

$$U_{sh} = U_{cc} + U_{sc} - U_{co} \quad \rho_s A_{cc} \cdot \int_0^{\varepsilon_{sf}} f_s d\varepsilon_s = A_{cc} \cdot \int_0^{\varepsilon_{cu}} f_c d\varepsilon_c + \rho_{cc} A_{cc} \cdot \int_0^{\varepsilon_{cu}} f_{sl} d\varepsilon_s - A_{cc} \cdot \int_0^{\varepsilon_{sp}} f_c d\varepsilon_c$$

For the last term on the right-hand side of Eq., the area under the stress-strain curve for unconfined concrete is required. It was found from analyses of measured data from a range of plain concrete specimens that the area under the stress-strain curve for unconfined concrete may be approximated as:

$$\int_0^{\varepsilon_{sp}} f_c d\varepsilon_c = 0.017 \sqrt{f'_{co}} \frac{MJ}{m^3}$$

$$\rho_s \cdot \int_0^{\varepsilon_{sf}} f_s d\varepsilon_s = \int_0^{\varepsilon_{cu}} f_c d\varepsilon_c + \rho_{cc} \cdot \int_0^{\varepsilon_{cu}} f_{sl} d\varepsilon_s - 0.017 \sqrt{f'_{co}}$$

Ultimate Concrete Compression Strain ϵ_{cu}

©COMPUTERS AND STRUCTURES, INC., JUNE 2008

TECHNICAL NOTE MATERIAL STRESS-STRAIN CURVES

The Mander confined concrete ultimate strain capacity, ϵ_{cu} , is a function of the confinement steel. The following figure shows the Mander stress-strain curves for confined and unconfined concrete. The difference between the confined and unconfined curves is shown shaded. The shaded area shown in Figure 9 represents the additional capacity provided by the confinement steel for storing strain energy.

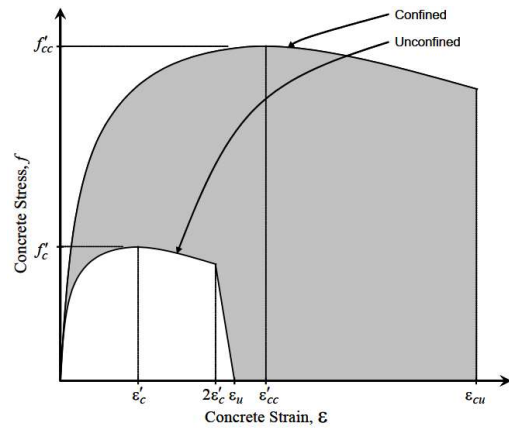


Figure 9 Mander Confined and Unconfined Stress-Strain Curves

This area is limited to the energy capacity available in the area under the confinement steel stress-strain curve up to the ultimate steel strain, ϵ_u .

Suppose A_1 is the shaded area between the Mander confined and unconfined curves and A_2 is the area under the confinement steel stress strain curve. Further suppose ρ_s is the volumetric ratio of confinement steel to the concrete core. Then, equating energies under the concrete and confinement steel stress-strain curves gives:

$$A_1 = \rho_s \times A_2$$

The program determines the appropriate value of the confined concrete ultimate straining, ϵ_{cu} , by trial and error, equating energies as described previously. When the $A_1 = \rho_s \times A_2$ relationship is satisfied, the correct value of ϵ_{cu} has been found.

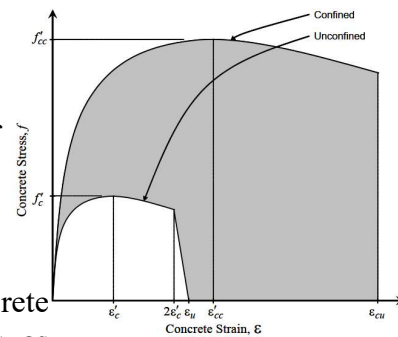
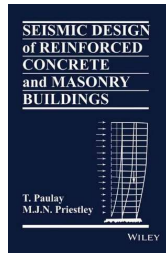


Figure 9 Mander Confined and Unconfined Stress-Strain Curves

$$\rho_s \cdot \int_0^{\epsilon_{sf}} f_s d\epsilon_s = \int_0^{\epsilon_{cu}} f_c d\epsilon_c + \rho_{cc} \cdot \int_0^{\epsilon_{cu}} f_{sl} d\epsilon_s - 0.017 \sqrt{f'_{co}}$$

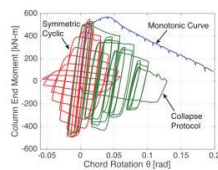


(ii) **Ultimate Compression Strain:** The strain at peak stress given by Eq. (3.11) does not represent the maximum useful strain for design purposes, as high compression stresses can be maintained at strains several times larger (Fig. 3.5). The useful limit occurs when transverse confining steel fractures, which may be estimated by equating the strain-energy capacity of the transverse steel at fracture to the increase in energy absorbed by the concrete, shown shaded in Fig. 3.5 [M5]. A conservative estimate for ultimate compression strain is given by

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{sm} / f'_{cc}$$

where ϵ_{sm} is the steel strain at maximum tensile stress and ρ_s is the volumetric ratio of confining steel. For rectangular sections $\rho_s = \rho_x + \rho_y$. Typical values for ϵ_{cu} range from 0.012 to 0.05, a 4- to 16-fold increase over the traditionally assumed value for unconfined concrete.

NIST GCR 17-917-45



Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design

Applied Technology Council

This publication is available free of charge from:
<https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-45>

Mander et al. propose a fairly complex method for computing ϵ_{cu} , which relies on solving an energy balance equation. In contrast, Paulay and Priestley (1992) propose the following equation as a simpler and conservative estimate of the ultimate confined concrete strain, where ϵ_{su} is the ultimate tensile strain of the transverse steel:

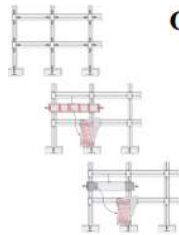
$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}}$$



NIST
 National Institute of
 Standards and Technology
 U.S. Department of Commerce

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

NIST GCR 17-917-46v3



Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings

Part IIb – Reinforced Concrete Moment Frames

Applied Technology Council

This publication is available free of charge from: <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v3>

Mander et al. propose a fairly complex method for computing ϵ_{cu} , which relies on solving an energy balance equation. In contrast, Paulay and Priestley (1992) propose the following equation as a simpler and conservative estimate of the ultimate confined concrete strain, where ϵ_{su} is the ultimate tensile strain of the transverse steel:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}}$$



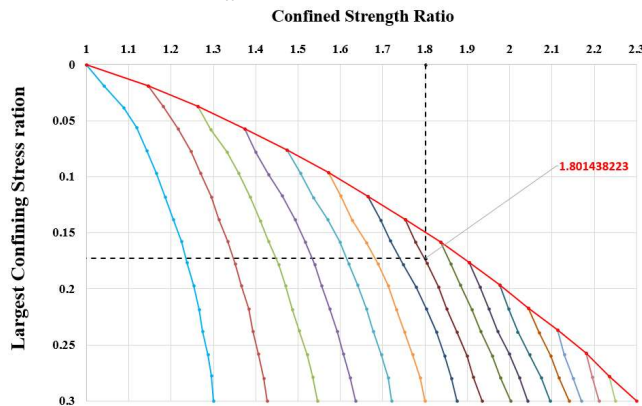
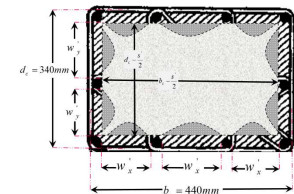
L.Bar : 10φ20

$k_e = 0.6957$

$$\rho_{sx} = \frac{3.775 \times 201}{90 \times 340} = 0.02480 \Rightarrow f_{lx} = \rho_{sx} f_y = 7.4425 \text{ MPa} \Rightarrow f'_{lx} = k_e f_{lx} = k_e \rho_{sx} f_y = 0.6957 \times 7.4425 = 5.1779 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{f'_{lx}}{f'_{co}} = \frac{5.1779}{30} = 0.1725$$

$$\rho_{sy} = \frac{4 \times 201}{90 \times 440} = 0.0203 \Rightarrow f_{ly} = \rho_{sy} f_y = 6.09 \text{ MPa} \Rightarrow f'_{ly} = k_e f_{ly} = k_e \rho_{sy} f_y = 0.6957 \times 6.09 = 4.236 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{f'_{ly}}{f'_{co}} = \frac{4.236}{30} = 0.1412$$

$$\Rightarrow \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1.8014 \Rightarrow f'_{cc} = 1.8014 \times 30 = 54.043 \text{ MPa}$$



$$f_{yh} = 300 \text{ MPa}, \epsilon_{sm} = 0.15, f'_c = 30 \text{ MPa}, f'_{cc} = 54.043 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{54.043}{30} - 1 \right) \right] = 0.010014$$

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{sm}}{f'_{cc}}$$

For rectangular confinement : $\Rightarrow \rho_s = \rho_{sx} + \rho_{sy}$

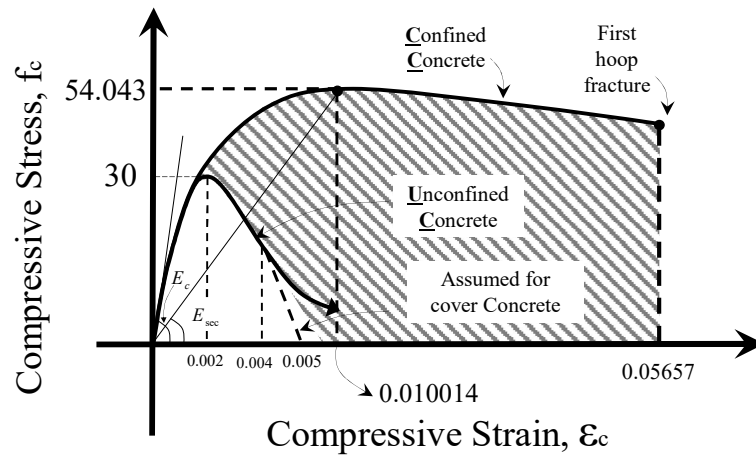
$$\rho_s = 0.02480 + 0.0203 = 0.0451$$

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \times 0.0451 \times 300 \times 0.15}{54.043} = 0.05657$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cc}} = \frac{0.05657}{0.010014} = 5.6495$$

Mander's Stress-Strain Model (1988)

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad \epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad E_c = 5000 \sqrt{f'_c}$$



Mander's Stress-Strain Model (1988)

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad \epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad E_c = 5000 \sqrt{f'_c}$$

$$f'_c = 54.043 \text{ MPa} \quad \epsilon_{cc} = 0.010014 \quad \epsilon_{cu} = 0.05657 \quad x = \frac{\epsilon_c}{0.010014}$$

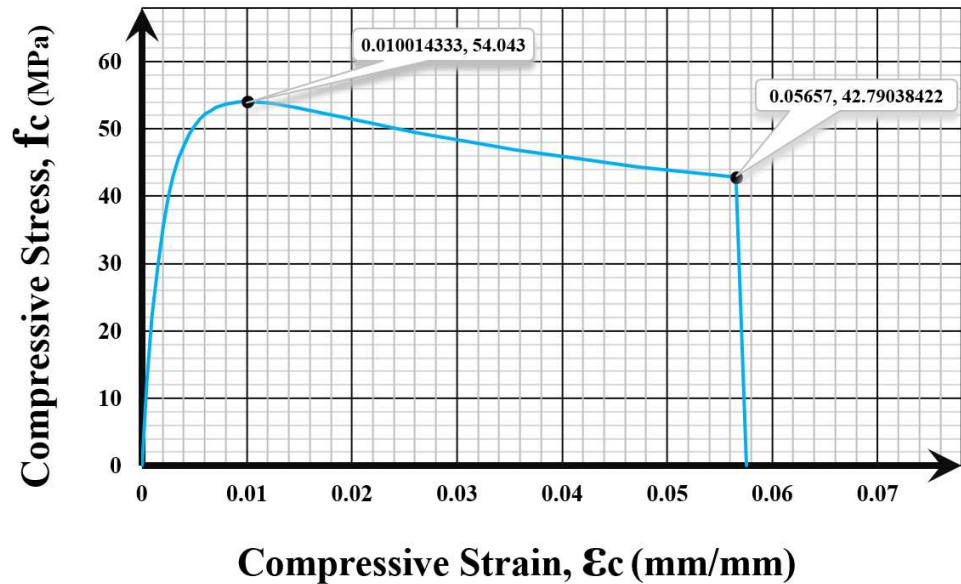
$$E_c = 5000 \sqrt{30} = 27386.1279 \text{ MPa} \quad E_{sec} = \frac{54.043}{0.010014} = 5396.5649 \text{ MPa}$$

$$r = \frac{27386.1279}{27386.1279 - 5396.5649} = 1.2454$$

$$f_c = \frac{54.043 \times \frac{\epsilon_c}{0.010014} \times 1.2454}{1.2454 - 1 + \left(\frac{\epsilon_c}{0.010014} \right)^{1.2454}} = \frac{21.74585 \epsilon_c}{0.000794046 + \epsilon_c^{1.2454}}$$

$$f_c = \frac{f'_c x r}{r - 1 + x^r} = \frac{21.74585 \varepsilon_c}{0.000794046 + \varepsilon_c^{1.2454}}$$

Concrete Stress-Strain Curve



Mander's Stress-Strain Model (1988)

$$f_c = \frac{f'_c x r}{r - 1 + x^r} \quad x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \quad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_c}{f_c} - 1 \right) \right] \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad E_{sec} = \frac{f'_c}{\varepsilon_{co}} \quad E_c = 5000 \sqrt{f'_c}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa} \quad \varepsilon_{co} = 0.002 \quad \varepsilon_{sp} = 0.005 \quad x = \frac{\varepsilon_c}{0.002}$$

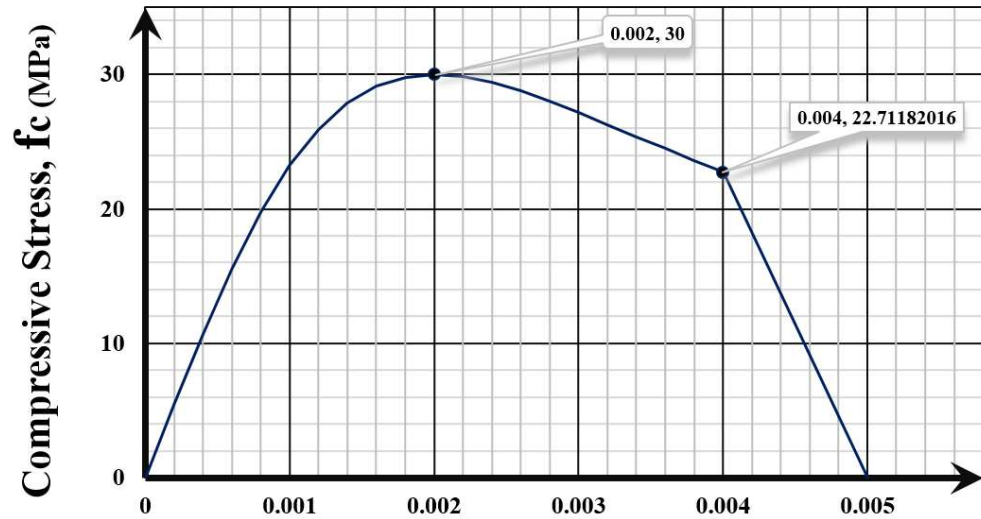
$$E_c = 5000 \sqrt{30} = 27386.1279 \text{ MPa} \quad E_{sec} = \frac{30}{0.002} = 15000 \text{ MPa}$$

$$r = \frac{27386.1279}{27386.1279 - 15000} = 2.2110$$

$$f_c = \frac{30 \times \frac{\varepsilon_c}{0.002} \times 2.2110}{2.2110 - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^{2.2110}} = \frac{0.03574 \varepsilon_c}{1.30511 \times 10^{-6} + \varepsilon_c^{2.2110}}$$

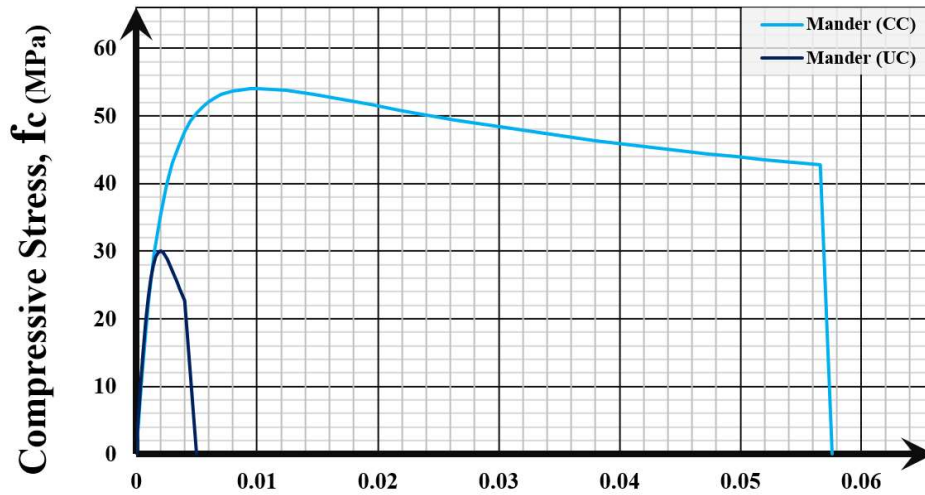
$$f_c = \frac{f'_c x r}{r - 1 + x^r} = \frac{0.03574 \epsilon_c}{1.30511 \times 10^{-6} + \epsilon_c^{2.2110}}$$

Concrete Stress-Strain Curve

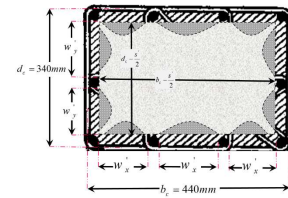


Compressive Strain, ϵ_c (mm/mm)

Concrete Stress-Strain Curve



Compressive Strain, ϵ_c (mm/mm)



Mander's Stress-Strain Model (2011)

Stress-Block Parameters for Unconfined and Confined Concrete Based on a Unified Stress-Strain Model

Madhu M. Karthik¹ and John B. Mander²

Abstract: Equations to obtain equivalent rectangular stress-block parameters for unconfined and confined concrete are derived for rapid (hand) analysis and design purposes. To overcome a shortcoming of existing commonly used stress-strain models that are not easy to integrate, a new stress-strain model is proposed and validated for a wide range of concrete strengths and confining stresses. The efficacy of the equivalent rectangular stress-block parameters is demonstrated for hand calculations in predicting key moment-curvature results for a confined concrete column. Results are compared with those obtained from a computational fiber-element analysis using the proposed stress-strain model and another widely used existing model; good agreement between the two is observed.

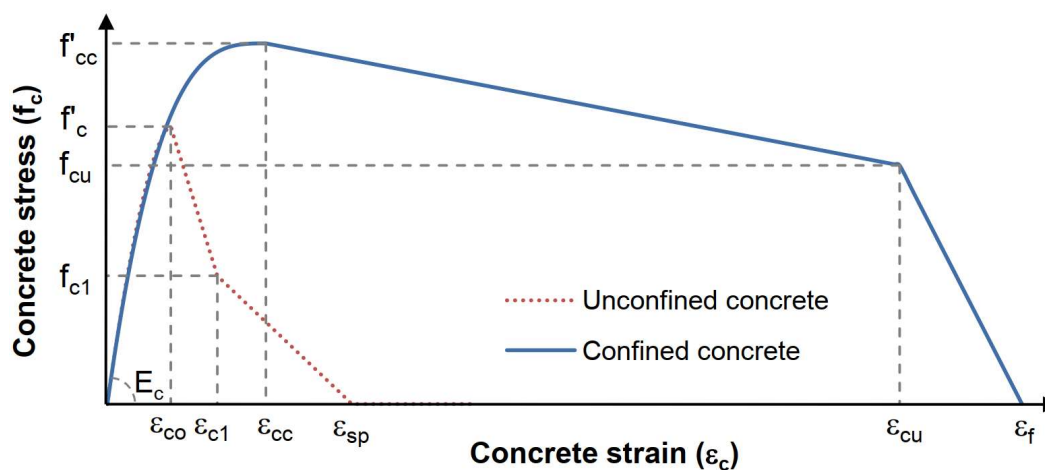
DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000294

CE Database subject headings: Concrete; Stress strain relations; Parameters.

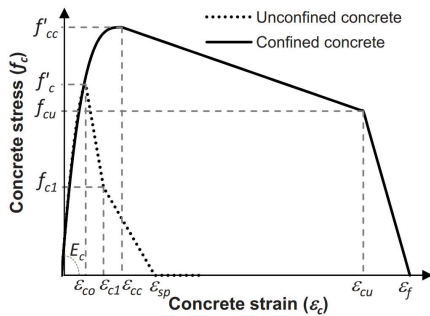
Author keywords: Concrete; Stress strain; Stress blocks; Confined concrete; Moment curvature.

Journal Of Structural Engineering © Asce / February 2011

Karthik and Mander proposed stress-strain model for unconfined and confined concrete (2011)



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

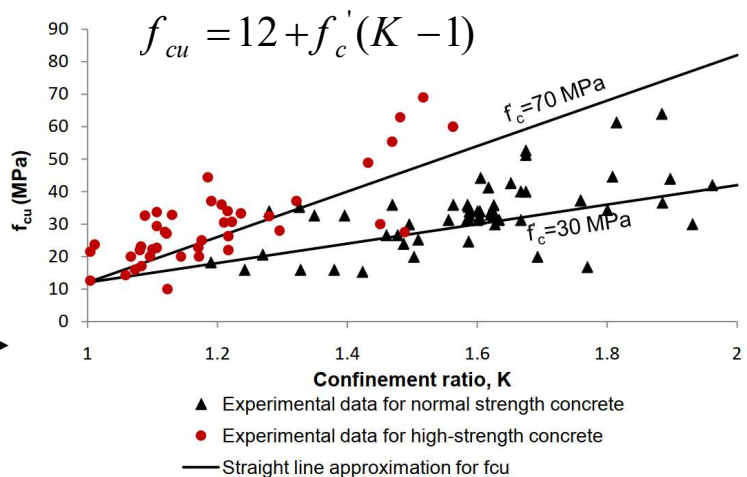
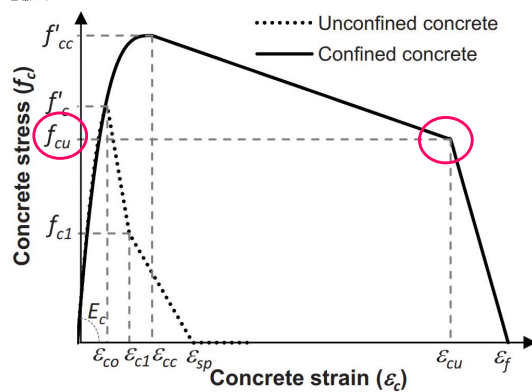


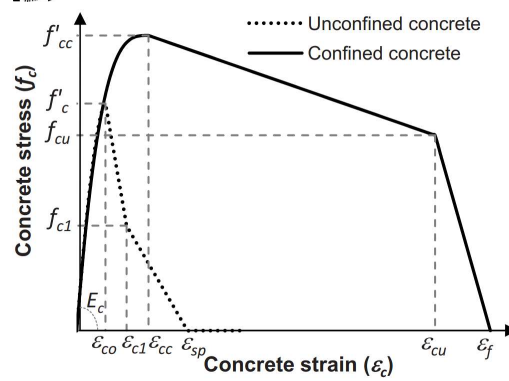
Parameter	Unconfined Concrete
Peak stress	f'_c
Peak strain	$\epsilon_{co} = 0.0015 + f'_c / 70000$ ①
Ultimate stress	$f_{c1} = 12 \text{ MPa}$ ①
Ultimate strain	$\epsilon_{c1} = 0.0036$ ①
Failure strain	$\epsilon_{sp} = 0.012 - 0.0001f'_c$

- 1-Based on predicted stress-strain relation of normal-weight concrete (Collins and Mitchell 1994)
- 2-Mander et al. (1988a,b)
- 3-Based on reevaluation of data from Mander et al. (1988a) and Li et al. (2000)
- 4-Failure stress=0 for all cases.

Parameter	Confined Concrete
Peak stress	$f'_{cc} = Kf'_c$
Peak strain	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} [1 + 5(K - 1)]$ ②
Ultimate stress	$f_{cu} = 12 + f'_c(K - 1)$ ③
Ultimate strain	$\epsilon_{cu} = 5\epsilon_{cc}$ ③
Failure strain	$\epsilon_f = 0.004 + \epsilon_{cu}$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



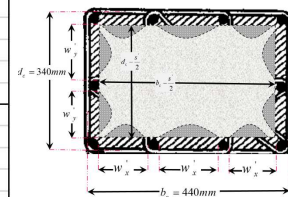
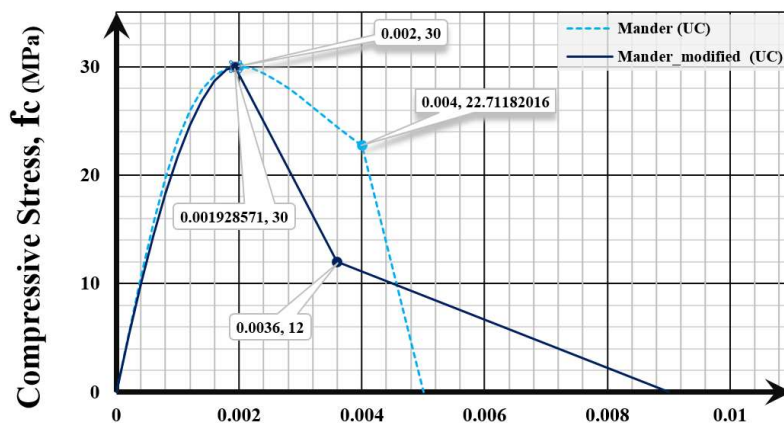


$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c}$$

UC	$0 \leq \epsilon_c < \epsilon_{co}$	$f_c = f'_c \left(1 - \left 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right ^n \right)$, $n = E_c \frac{\epsilon_{co}}{f'_c}$
	$\epsilon_{co} \leq \epsilon_c < \epsilon_{c1}$	$f_c = f'_c - \left(\frac{f'_c - f_{c1}}{\epsilon_{c1} - \epsilon_{co}} \right) (\epsilon_c - \epsilon_{co})$
	$\epsilon_{c1} \leq \epsilon_c < \epsilon_{sp}$	$f_c = f_{c1} \left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_{sp}}{\epsilon_{c1} - \epsilon_{sp}} \right)$
CC	$0 \leq \epsilon_c < \epsilon_{cc}$	$f_c = K f'_c \left(1 - \left 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right ^n \right)$, $n = E_c \frac{\epsilon_{cc}}{f'_c}$
	$\epsilon_{cc} \leq \epsilon_c < \epsilon_{cu}$	$f_c = K f'_c - \left(\frac{K f'_c - f_{cu}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_{cc}} \right) (\epsilon_c - \epsilon_{cc})$
	$\epsilon_{cu} \leq \epsilon_c < \epsilon_f$	$f_c = f_{cu} \left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_f}{\epsilon_{cu} - \epsilon_f} \right)$

Unconfined Concrete

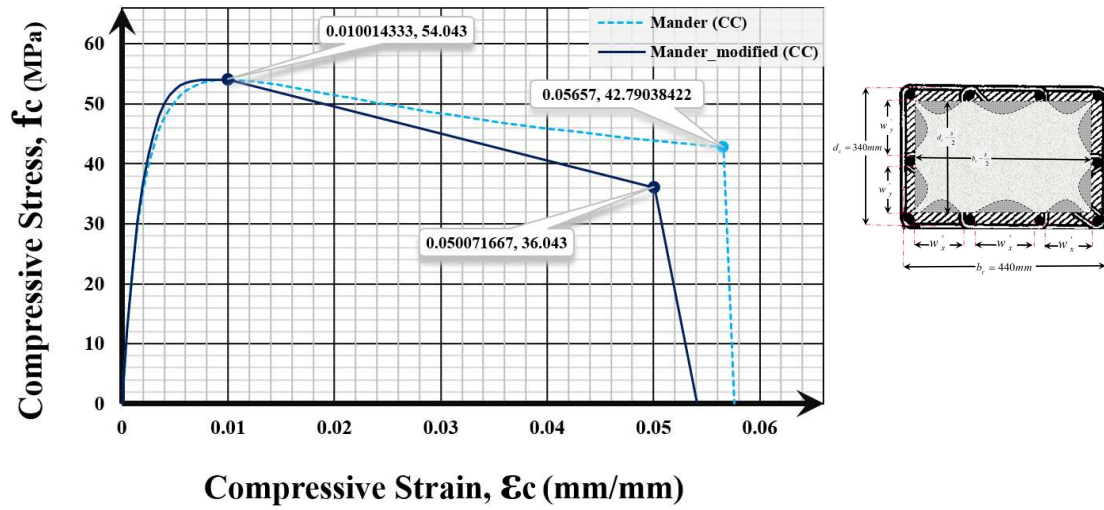
Concrete Stress-Strain Curve



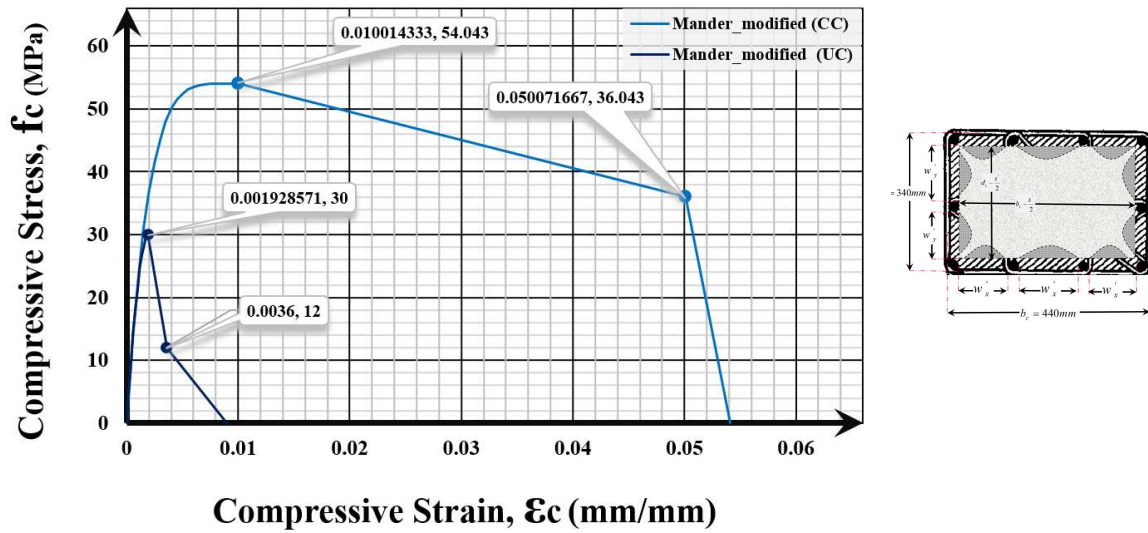
Compressive Strain, ε_c (mm/mm)

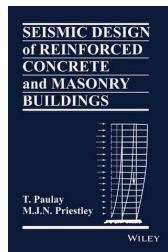
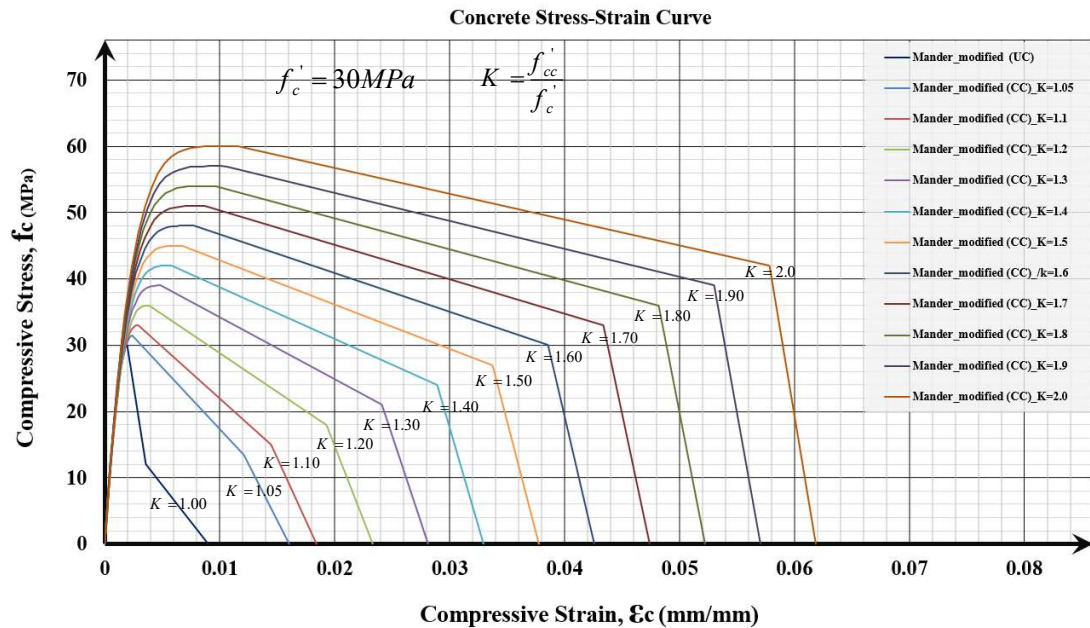
Confined Concrete

Concrete Stress-Strain Curve



Concrete Stress-Strain Curve





(ii) **Ultimate Compression Strain:** The strain at peak stress given by Eq. (3.11) does not represent the maximum useful strain for design purposes, as high compression stresses can be maintained at strains several times larger (Fig. 3.5). The useful limit occurs when transverse confining steel fractures, which may be estimated by equating the strain-energy capacity of the transverse steel at fracture to the increase in energy absorbed by the concrete, shown shaded in Fig. 3.5 [M5]. A conservative estimate for ultimate compression strain is given by

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{sm} / f'_{cc}$$

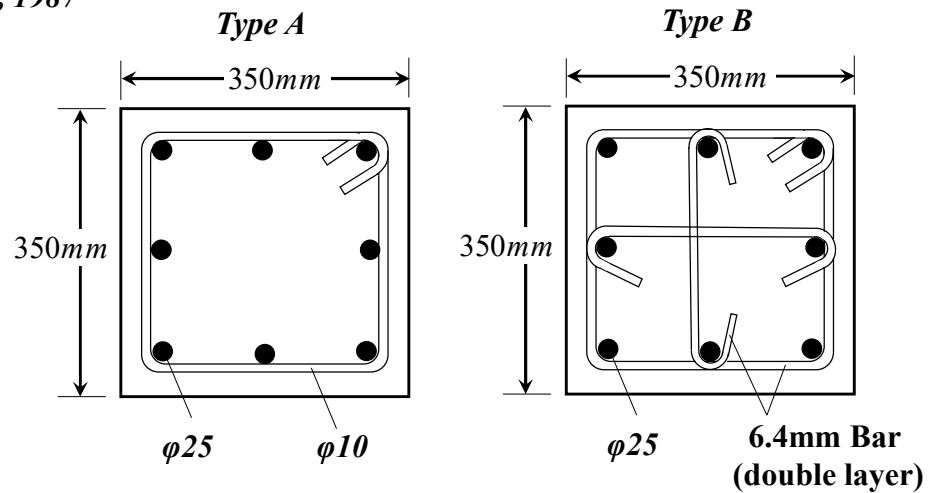
where ϵ_{sm} is the steel strain at maximum tensile stress and ρ_s is the volumetric ratio of confining steel. For rectangular sections $\rho_s = \rho_x + \rho_y$. Typical values for ϵ_{cu} range from 0.012 to 0.05, a 4- to 16-fold increase over the traditionally assumed value for unconfined concrete.

Flexural Strength & Confinement & Buckling & Ductility

Ozcebe and Saatcioglu, 1987

Clear Cover: 22.5mm

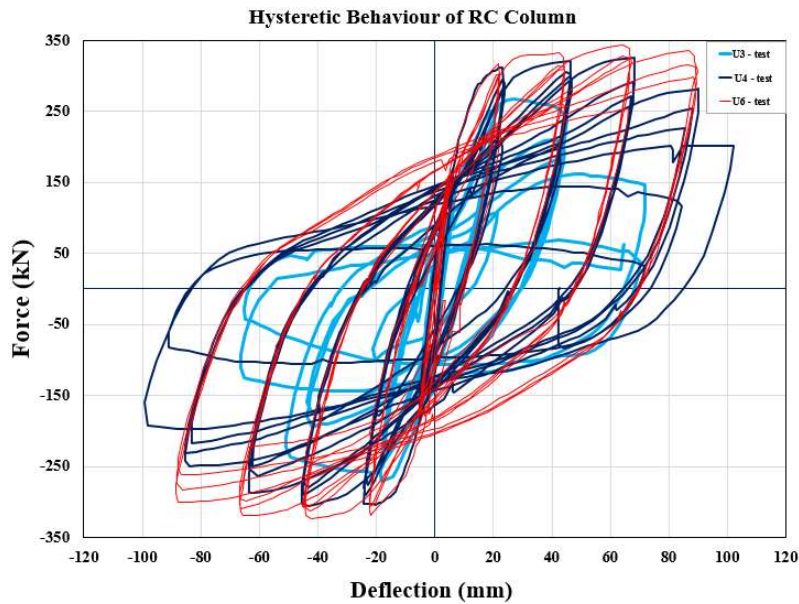
Axial Load: 600kN



Test Specimen	f'_c (MPa)	Longitudinal Steel				Transverse Steel				
		ϕ (mm)	No. of Bars	f_{yt} (MPa)	ρ_t (%)	ϕ (mm)	Configuration	s (mm)	f_{yt} (MPa)	$\rho_t = \frac{A_v}{b_s}$ (%)
U3	34.8	25	8	430	3.27	10	Type A	75	470	0.598
U4	32	25	8	438	3.27	10	Type A	50	470	0.898
U6	37.3	25	8	437	3.27	6.4	Type B	65	425	0.848

$$\begin{aligned}
 & \left[\text{Diagram of Type A} \right] U3) \rho_t = \frac{2\left(\frac{\pi}{4} 10^2\right)}{350 \times 75} = 0.00598 \quad \left[\text{Diagram of Type A} \right] U4) \rho_t = \frac{2\left(\frac{\pi}{4} 10^2\right)}{350 \times 50} = 0.00898
 \end{aligned}$$

$$\left[\text{Diagram of Type B} \right] U6) \rho_t = \frac{6\left(\frac{\pi}{4} 6.4^2\right)}{350 \times 65} = 0.00848$$



$$U3)\rho_t = \frac{2(\frac{\pi}{4}10^2)}{350 \times 75} = 0.00598$$

$$U4)\rho_t = \frac{2(\frac{\pi}{4}10^2)}{350 \times 50} = 0.00898$$

$$U6)\rho_t = \frac{6(\frac{\pi}{4}6.4^2)}{350 \times 65} = 0.00848$$

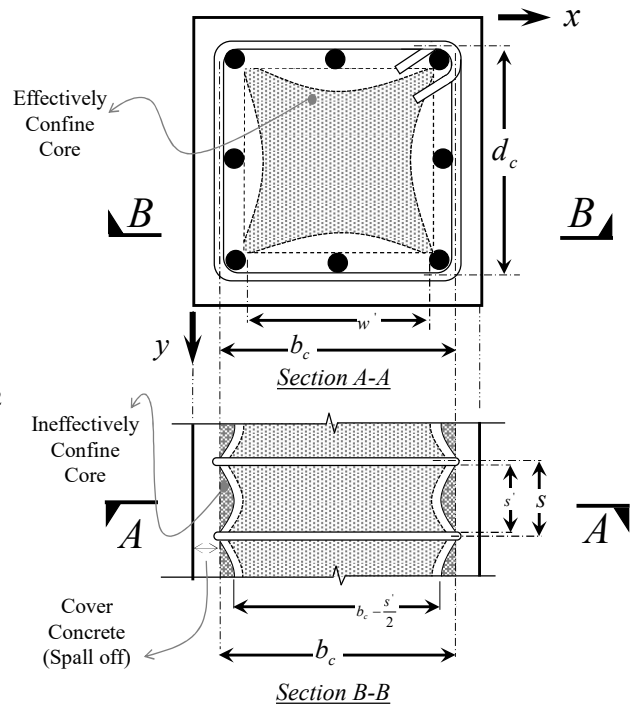
U3-Ozcebe and Saatcioglu, 1987

$$b_c = d_c = 350 - 2 \times 22.5 - 2 \frac{10}{2} = 295 \text{ mm}$$

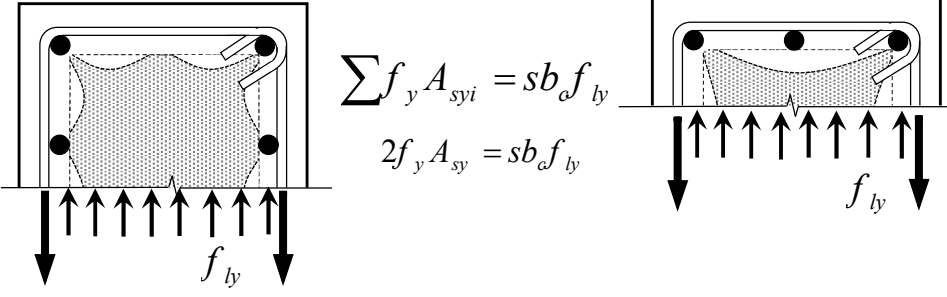
$$s = 75 \text{ mm} \Rightarrow s' = 75 - 2 \frac{10}{2} = 65 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow d_{bl} = 25 \text{ mm} \Rightarrow A_{st} = \frac{\pi}{4} 25^2 = 490.86 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow d_{bt} = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_{st} = \frac{\pi}{4} 10^2 = 78.537 \text{ mm}^2$$



U3-Ozcebe and Saatcioglu, 1987



$$\sum f_y A_{syi} = sb_c f_{ly}$$

$$2f_y A_{sy} = sb_c f_{ly}$$

$$\sum f_y A_{syi} = sb_c f_{ly}$$

$$2f_y A_{sy} = sb_c f_{ly}$$

$$\Rightarrow \rho_{sx} = \frac{\sum A_{sxi}}{sd_c}$$

$$\Rightarrow \rho_{sy} = \frac{\sum A_{syi}}{sb_c}$$

$$\Rightarrow \rho_{sx} = \rho_{sy} = \frac{2(78.537)}{75 \times 295} = 0.0071 \Rightarrow f_{lx} = f_{ly} \rho_{sx} = 470 \times 0.0071 = 3.336 \text{ MPa}$$

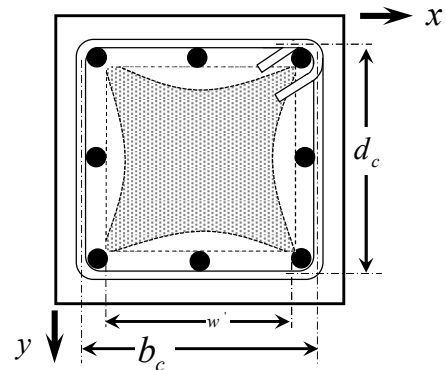
U3-Ozcebe and Saatcioglu, 1987

$$w'_x = \frac{b_c - d_{bt} - 2d_{bl}}{1.0} = 235 \quad w'_y = \frac{d_c - d_{bt} - 2d_{bl}}{1.0} = 235$$

$$\Rightarrow k_e = k_h k_v \Rightarrow k_e = \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c}\right) \frac{\left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}}$$

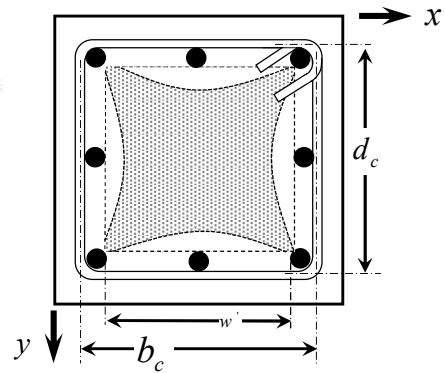
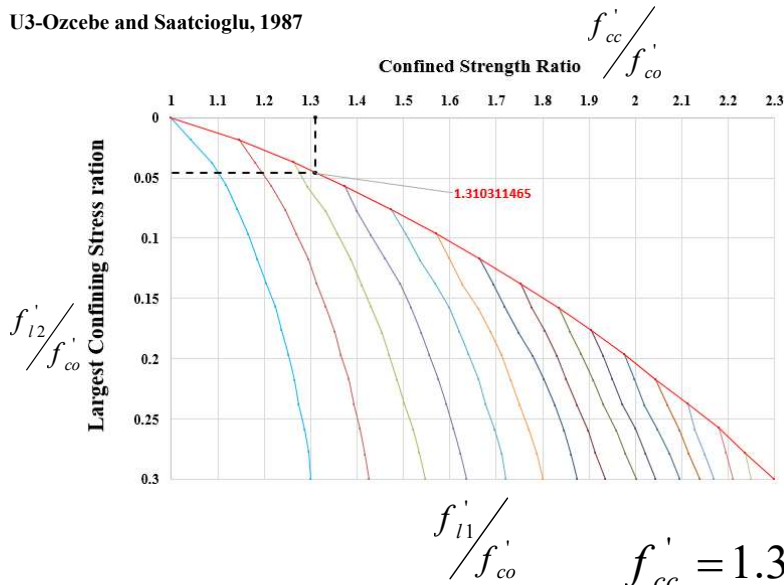
$$k_h = \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c}\right) = 0.5769 \quad k_v = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}} = 0.829$$

$$\Rightarrow k_e = k_h k_v = 0.478$$

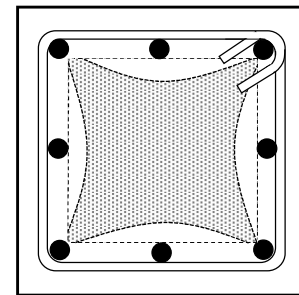
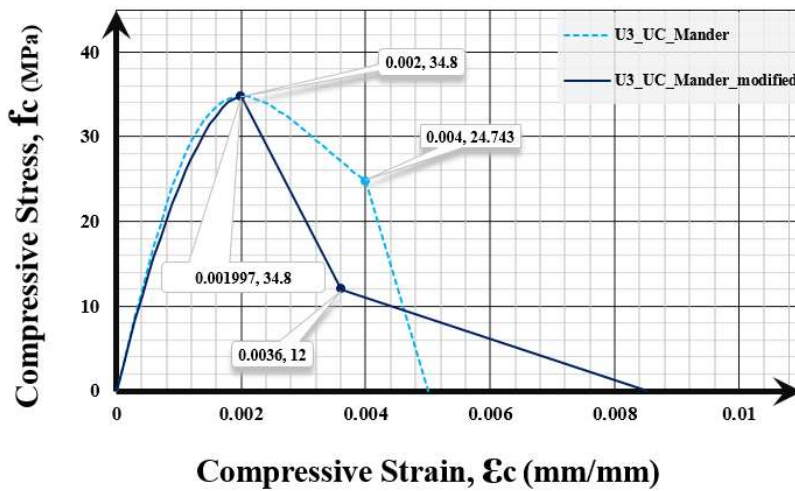


$$\Rightarrow f_{lx} = f_{ly} = 3.336 \text{ MPa} \Rightarrow f'_{lx} = k_e f_{lx} = 0.478 \times 3.336 = 1.596 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{f'_{lx}}{f'_c} = \frac{f'_{ly}}{f'_c} = \frac{1.596}{34.8} = 0.0458$$

U3-Ozcebe and Saatcioglu, 1987

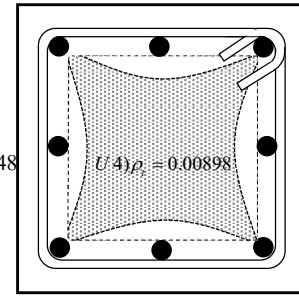
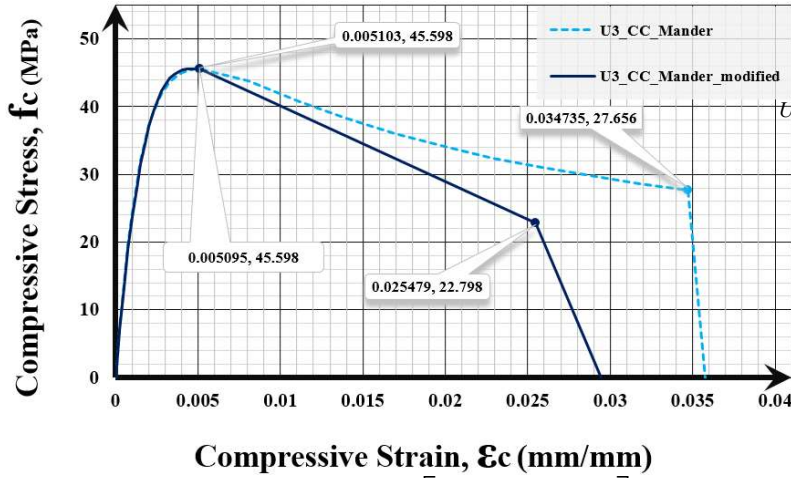


Unconfined Concrete-U3



$f'_c = 34.8 \text{ MPa}$
 $\phi 10 @ 75 \text{ mm}$
 $f_y = 470 \text{ MPa}$
 $k_e = 0.478$
 $f'_{lx} = f'_{ly} = 1.596 \text{ MPa}$
 $K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1.3103$

Confined Concrete-U3



$$f'_c = 34.8 \text{ MPa}$$

$$\phi 10 @ 75 \text{ mm} \Rightarrow \rho_t = 0.00598$$

$$f_y = 470 \text{ MPa}$$

$$k_e = 0.478$$

$$f'_{lx} = f'_{ly} = 1.596 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1.3103$$

Mander (2011) $\Rightarrow \epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \Rightarrow \epsilon_{cu} = 5 \epsilon_{cc}$

Paulay & Priestley (1992) $\Rightarrow \epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{sm}}{f'_{cc}}$

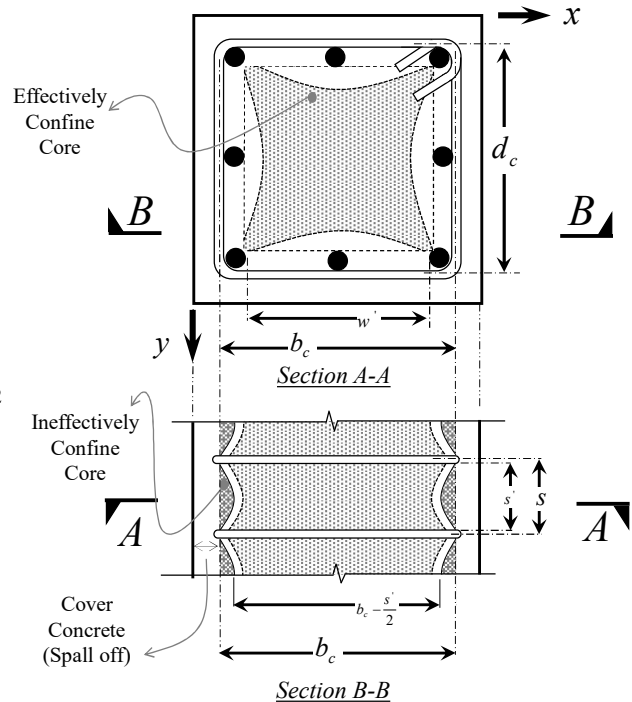
U4-Ozcebe and Saatcioglu, 1987

$$b_c = d_c = 350 - 2 \times 22.5 - 2 \frac{10}{2} = 295 \text{ mm}$$

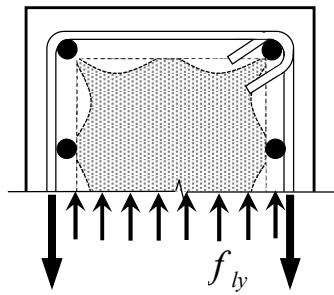
$$s = 50 \text{ mm} \Rightarrow s' = 50 - 2 \frac{10}{2} = 40 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow d_{bl} = 25 \text{ mm} \Rightarrow A_{st} = \frac{\pi}{4} 25^2 = 490.86 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow d_{bt} = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_{st} = \frac{\pi}{4} 10^2 = 78.537 \text{ mm}^2$$

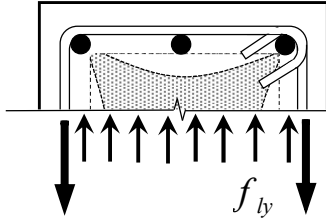


U4-Ozcebe and Saatcioglu, 1987



$$\sum f_y A_{syi} = sb_c f_{ly}$$

$$2f_y A_{sy} = sb_c f_{ly}$$



$$\sum f_y A_{syi} = sb_c f_{ly}$$

$$2f_y A_{sy} = sb_c f_{ly}$$

$$\Rightarrow \rho_{sx} = \frac{\sum A_{sxi}}{sd_c}$$

$$\Rightarrow \rho_{sx} = \rho_{sy} = \frac{2(78.537)}{50 \times 295} = 0.010649 \Rightarrow f_{lx} = f_{ly} \rho_{sx} = 470 \times 0.010649 = 5.005 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \rho_{sy} = \frac{\sum A_{syi}}{sb_c}$$

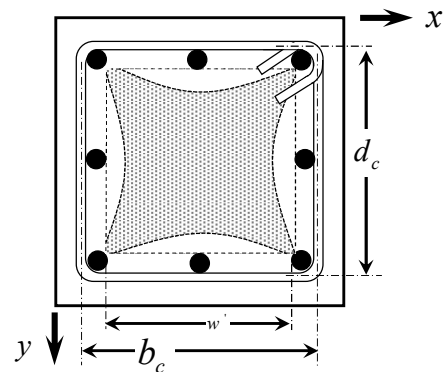
U4-Ozcebe and Saatcioglu, 1987

$$w'_x = \frac{b_c - d_{bt} - 2d_{bl}}{1.0} = 235 \quad w'_y = \frac{d_c - d_{bt} - 2d_{bl}}{1.0} = 235$$

$$\Rightarrow k_e = k_h k_v \Rightarrow k_e = \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) \frac{\left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}}$$

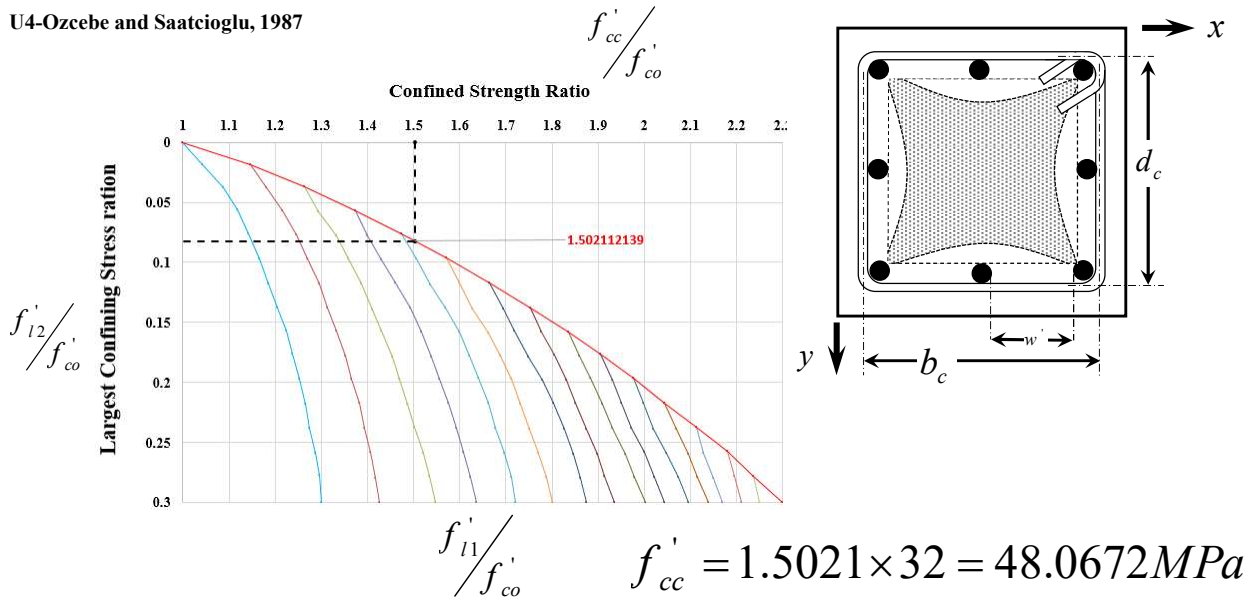
$$k_h = \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) = 0.5769 \quad k_v = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}} = 0.9100$$

$$\Rightarrow k_e = k_h k_v = 0.5250$$

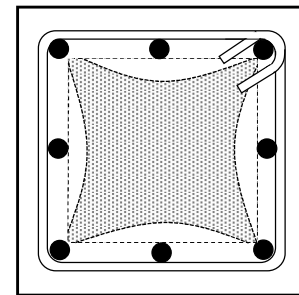
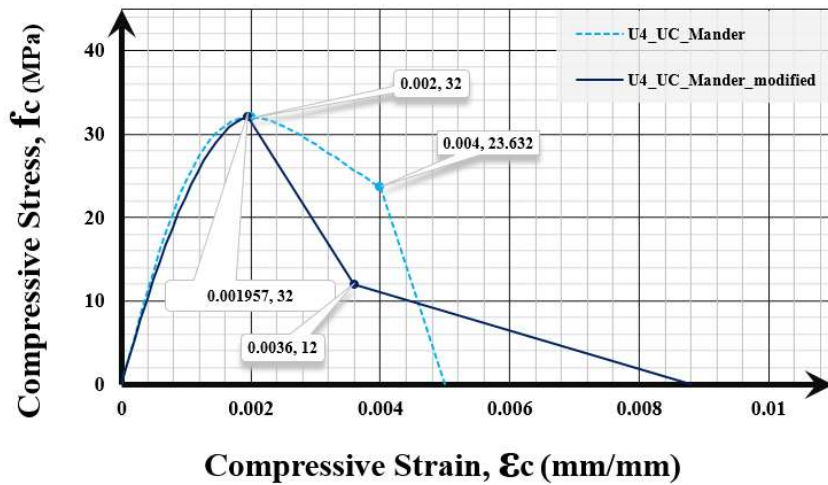


$$\Rightarrow f_{lx} = f_{ly} = 5.005 \text{ MPa} \Rightarrow f'_{lx} = k_e f_{lx} = 0.5250 \times 5.005 = 2.6280 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{f'_{lx}}{f'_c} = \frac{f'_{ly}}{f'_c} = \frac{2.628}{32} = 0.0821$$

U4-Ozcebe and Saatcioglu, 1987



Unconfined Concrete-U4



$$f'_c = 32 \text{ MPa}$$

$$\phi 10 @ 50 \text{ mm}$$

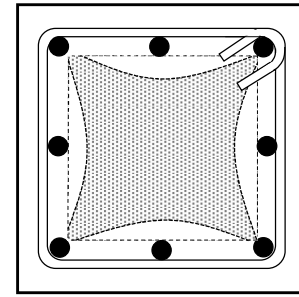
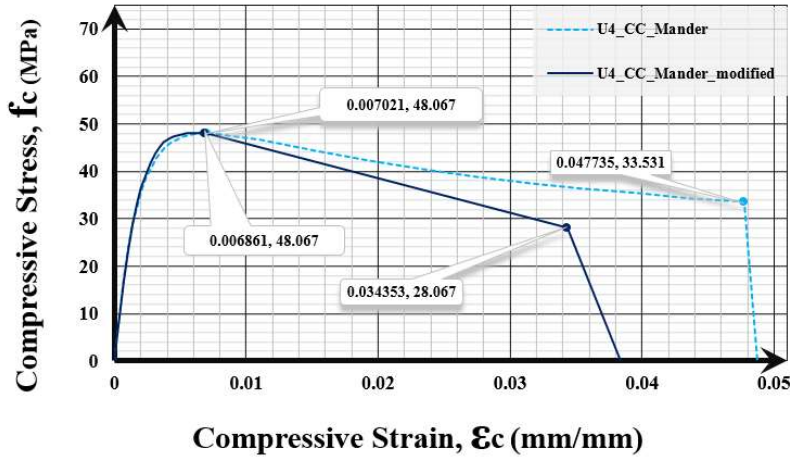
$$f_y = 470 \text{ MPa}$$

$$k_e = 0.5250$$

$$f'_{lx} = f'_{ly} = 2.6280 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1.5021$$

Confined Concrete-U4



$$f'_c = 32 \text{ MPa}$$

$$\phi 10 @ 50 \text{ mm}$$

$$f_y = 470 \text{ MPa}$$

$$k_e = 0.5250$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \Rightarrow \varepsilon_{cu} = 5 \varepsilon_{cc} \quad f'_{lx} = f'_{ly} = 2.6280 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} \quad K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1.5021$$

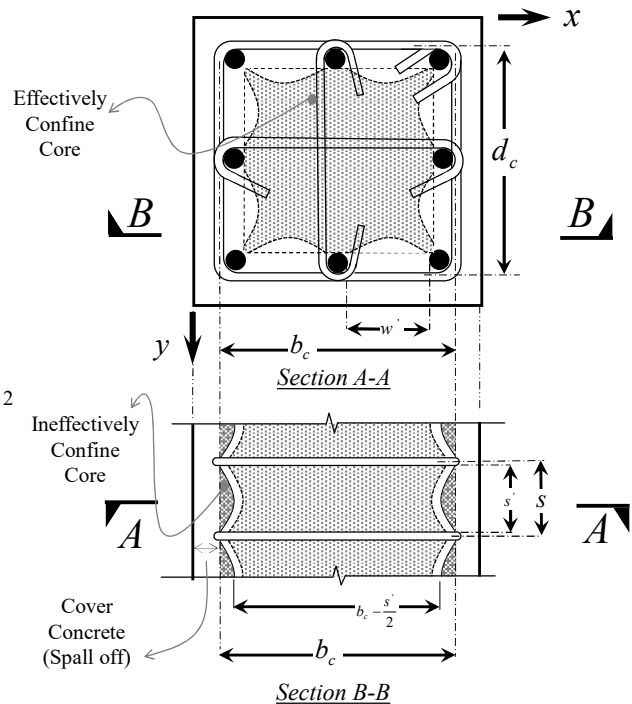
U6-Ozcebe and Saatcioglu, 1987

$$b_c = d_c = 350 - 2 \times 22.5 - 2 \frac{6.4}{2} = 298.6 \text{ mm}$$

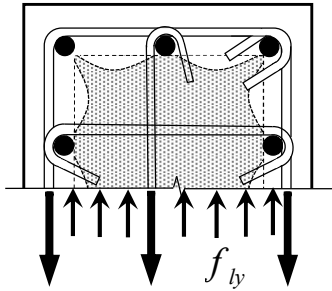
$$s = 65 \text{ mm} \Rightarrow s' = 65 - 2 \frac{6.4}{2} = 58.6 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow d_{bl} = 25 \text{ mm} \Rightarrow A_{st} = \frac{\pi}{4} 25^2 = 490.86 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow d_{bt} = 6.4 \text{ mm} \Rightarrow A_{st} = \frac{\pi}{4} 6.4^2 = 32.169 \text{ mm}^2$$

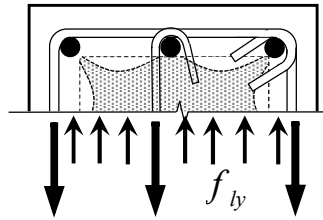


U6-Ozcebe and Saatcioglu, 1987



$$\sum f_y A_{syi} = sb_c f_{ly}$$

$$6f_y A_{sy} = sb_c f_{ly}$$



$$\sum f_y A_{syi} = sb_c f_{ly}$$

$$6f_y A_{sy} = sb_c f_{ly}$$

$$\Rightarrow \rho_{sx} = \frac{\sum A_{sxi}}{sd_c}$$

$$\Rightarrow \rho_{sy} = \frac{\sum A_{syi}}{sb_c}$$

$$\Rightarrow \rho_{sx} = \rho_{sy} = \frac{6(32.169)}{65 \times 298.6} = 0.009945 \Rightarrow f_{lx} = f_{lye} \rho_{sx} = 425 \times 0.009945 = 4.2265 \text{ MPa}$$

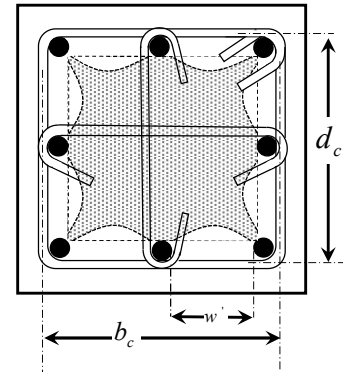
U6-Ozcebe and Saatcioglu, 1987

$$w'_x = \frac{b_c - d_{bt} - 3d_{bl}}{2.0} = 108.6 \quad w'_y = \frac{d_c - d_{bt} - 3d_{bl}}{2.0} = 108.6$$

$$\Rightarrow k_e = k_h k_v \Rightarrow k_e = \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) \frac{\left(1 - \frac{s'_i}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'_i}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}}$$

$$k_h = \left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) = 0.8236 \quad k_v = \frac{\left(1 - \frac{s'_i}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'_i}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}} = 0.8508$$

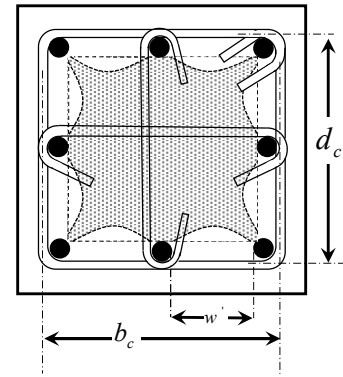
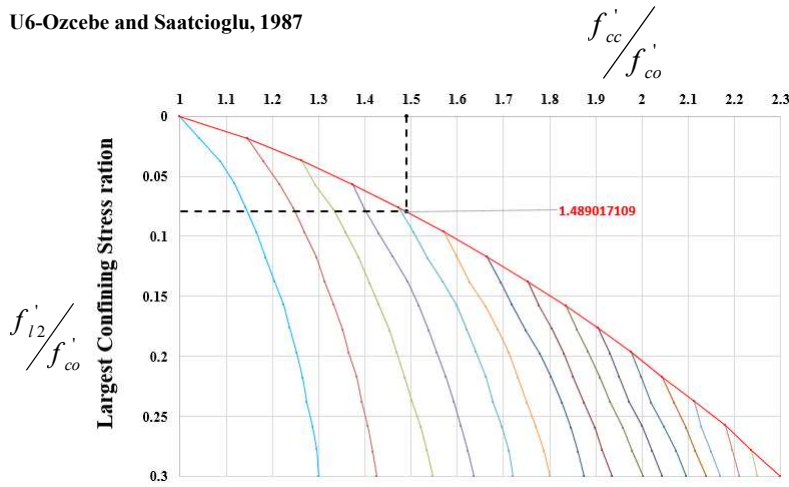
$$\Rightarrow k_e = k_h k_v = 0.7007$$



$$f_{lx} = f_{ly} = 4.2265 \text{ MPa} \quad \Rightarrow f'_{lx} = k_e f_{lx} = 0.7007 \times 4.2265 = 2.9619 \text{ MPa}$$

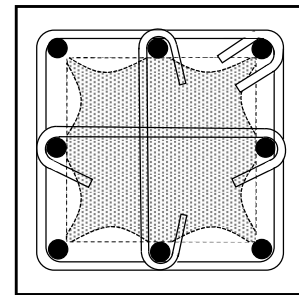
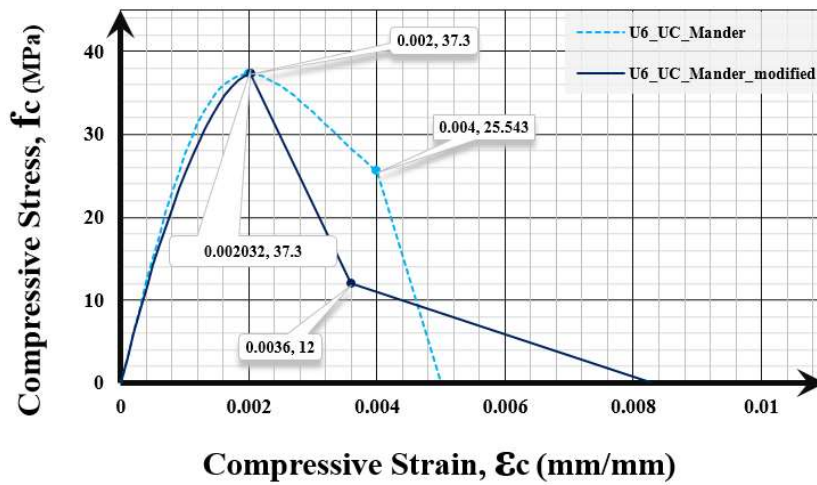
$$\Rightarrow \frac{f'_{lx}}{f'_c} = \frac{f'_{ly}}{f'_c} = \frac{2.9619}{37.3} = 0.07940$$

U6-Ozcebe and Saatcioglu, 1987



$$f'_{cc} = 1.4890 \times 37.3 = 55.539 \text{ MPa}$$

Unconfined Concrete-U6



$$f'_c = 37.3 \text{ MPa}$$

$$\Phi 6.4 @ 65 \text{ mm } 2 \text{ Layer}$$

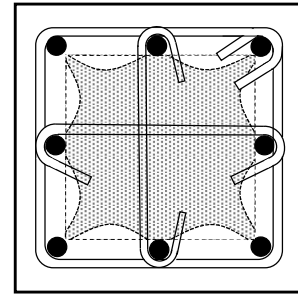
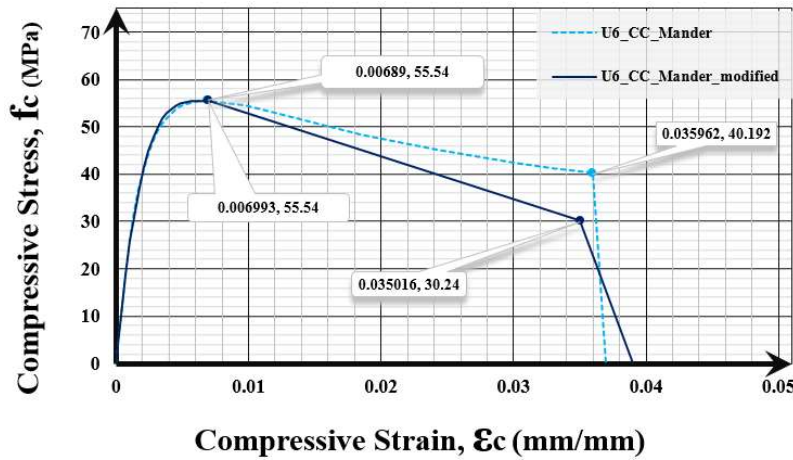
$$f_y = 425 \text{ MPa}$$

$$k_e = 0.7007$$

$$f'_{lx} = f'_{ly} = 2.9619 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1.489$$

Confined Concrete-U6



$f'_c = 37.3MPa$
 $\Phi 6.4@65mm_2Layer$

$f_y = 425MPa$

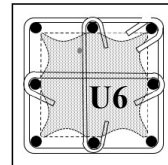
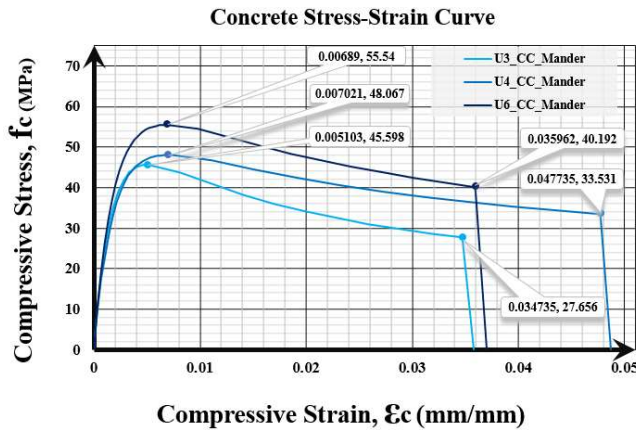
$k_e = 0.7007$

$f'_{lx} = f'_{ly} = 2.9619MPa$

$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1.489$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \Rightarrow \epsilon_{cu} = 5\epsilon_{cc}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{sm}}{f'_{cc}}$$



$f'_c = 37.3MPa$
 $\Phi 6.4@65mm_2Layer$

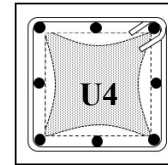
$f_y = 425MPa$

$k_e = 0.7007$

$f'_{lx} = f'_{ly} = 2.9619MPa$

$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1.489$

$U6)\rho_t = 0.00848$



$f'_c = 32MPa$

$\phi 10@50mm$

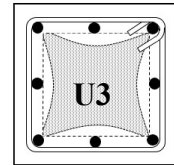
$f_y = 470MPa$

$k_e = 0.5250$

$f'_{lx} = f'_{ly} = 2.6280MPa$

$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1.5021$

$U4)\rho_t = 0.00898$



$f'_c = 34.8MPa$

$\phi 10@75mm$

$f_y = 470MPa$

$k_e = 0.478$

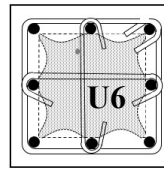
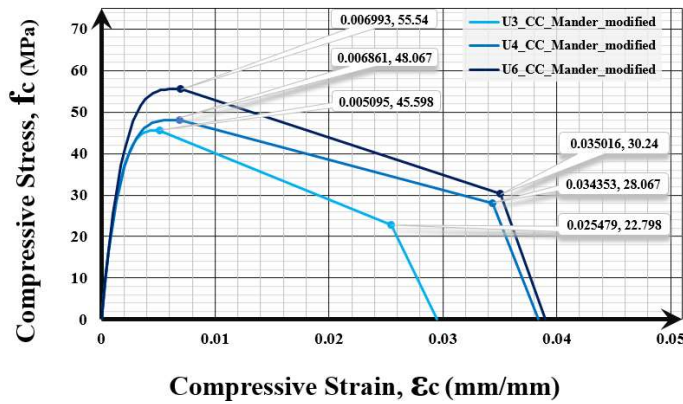
$f'_{lx} = f'_{ly} = 1.596MPa$

$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1.3103$

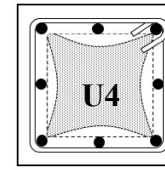
$U3)\rho_t = 0.00598$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \Rightarrow \epsilon_{cu} = 5\epsilon_{cc}$$

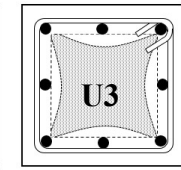
$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{sm}}{f'_{cc}}$$



$f'_c = 37.3MPa$
 $\Phi 6.4@65mm_2Layer$
 $f_y = 425MPa$
 $k_e = 0.7007$
 $f'_{bc} = f'_{by} = 2.9619MPa$
 $K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1.489$
 $U 6)\rho_t = 0.00848$



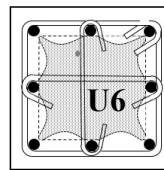
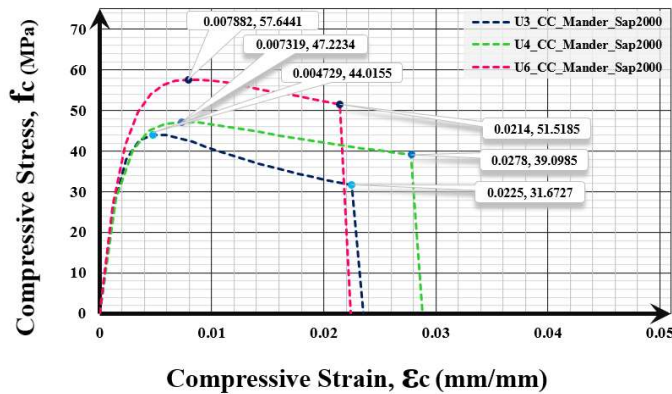
$f'_c = 32MPa$
 $\phi 10@50mm$
 $f_y = 470MPa$
 $k_e = 0.5250$
 $f'_{bc} = f'_{by} = 2.6280MPa$
 $K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1.5021$
 $U 4)\rho_t = 0.00898$



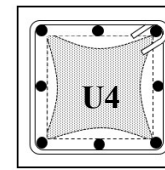
$f'_c = 34.8MPa$
 $\phi 10@75mm$
 $f_y = 470MPa$
 $k_e = 0.478$
 $f'_{bc} = f'_{by} = 1.596MPa$
 $K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1.3103$
 $U 3)\rho_t = 0.00598$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \Rightarrow \epsilon_{cu} = 5\epsilon_{cc}$$

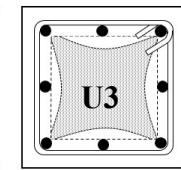
$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{sm}}{f'_{cc}}$$



$f'_c = 37.3MPa$
 $\Phi 6.4@65mm_2Layer$
 $f_y = 425MPa$
 $k_e = 0.7007$
 $f'_{bc} = f'_{by} = 2.9619MPa$
 $K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1.489$
 $U 6)\rho_t = 0.00848$



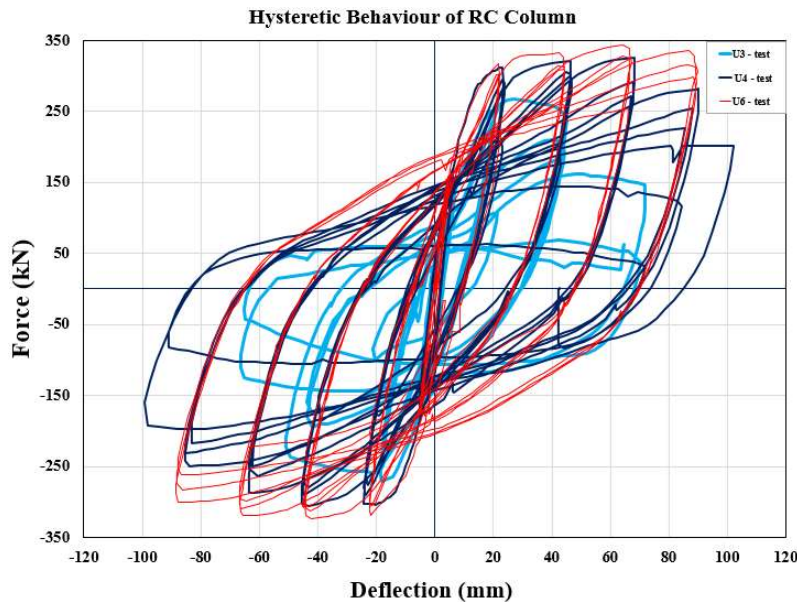
$f'_c = 32MPa$
 $\phi 10@50mm$
 $f_y = 470MPa$
 $k_e = 0.5250$
 $f'_{bc} = f'_{by} = 2.6280MPa$
 $K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1.5021$
 $U 4)\rho_t = 0.00898$



$f'_c = 34.8MPa$
 $\phi 10@75mm$
 $f_y = 470MPa$
 $k_e = 0.478$
 $f'_{bc} = f'_{by} = 1.596MPa$
 $K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1.3103$
 $U 3)\rho_t = 0.00598$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \Rightarrow \epsilon_{cu} = 5\epsilon_{cc}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{sm}}{f'_{cc}}$$



$$U3) \rho_t = \frac{2(\frac{\pi}{4} 10^2)}{350 \times 75} = 0.00598$$

$$U4) \rho_t = \frac{2(\frac{\pi}{4} 10^2)}{350 \times 50} = 0.00898$$

$$U6) \rho_t = \frac{6(\frac{\pi}{4} 6.4^2)}{350 \times 65} = 0.00848$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Fiber P-M2-M3 Hinge

- ✓ رفتار غیرخطی مصالح در نرم افزارهای SAP2000 و ETABS به چند روش انجام می شود؟
- ✓ الزام استفاده از مفصل فایبر چیست؟ مفصل فایبر نسبت به مفصل ایزوتروپیک و پارامتریک چه مزیتی دارد؟
- ✓ روش فایبر در نرم افزارهای SAP2000 و ETABS **رفتار کدام تلاش ها** را غیرخطی می کنند؟
- ✓ در تلاش مذکور کدام یک از **رفتار مصالح** باید داده شود؟
- ✓ آیا تلاش های مذکور در **مقطع المان** غیرخطی می شود؟ یا مفصل فایبر کل طول المان میله ای را غیرخطی می کند؟
- ✓ آیا مفصل فایبر به **یک مقطع از المان میله ای** اختصاص داده می شود؟ یا به **کل المان میله ای** بایستی داده شود؟
- ✓ در روش فایبر نیاز به اعمال **ضرائب کاهش سختی** است؟ یا خود فایبر به دقیق ترین شکل ممکن محاسبه می کند؟
- ✓ آیا مفصل فایبر **ترک خوردگی مقطع** را مدل می کند؟ آیا مفصل فایبر **ترک خوردگی کل طول المان** را مدل می کند؟
- ✓ مدل مفصل فایبر توانایی شبیه سازی اثرات **لغزش آرماتورهای طولی** دارد؟
- ✓ **دقت شبیه سازی** به روش مفصل فایبر به چه عواملی وابسته است؟

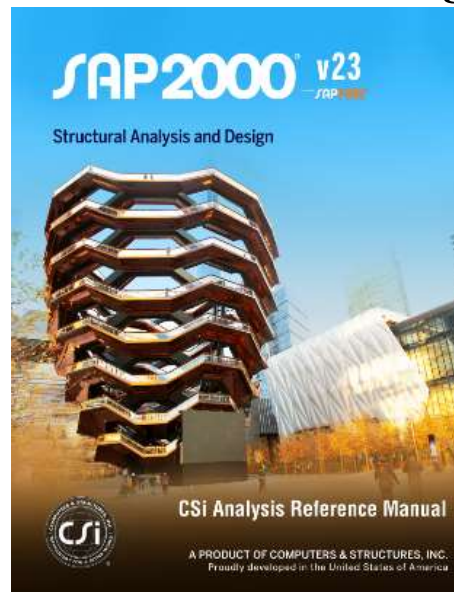
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

Fiber P-M2-M3 Hinge


✓ استفاده از مفصل فایبر در تحلیل پوش آور و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی مزیت‌های متفاوتی دارد؟

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

Fiber P-M2-M3 Hinge



Performance Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Types of P-M₂-M₃ Hinges

Normally the hinge properties for each of the six degrees of freedom are uncoupled from each other. However, you have the option to specify coupled axial-force/biaxial-moment behavior. This is called a P-M₂-M₃ or PMM hinge. Three types are available. In summary:

1-Isotropic P-M₂-M₃ hinge: This hinge can handle **complex and unsymmetrical** PMM surfaces and can interpolate between multiple moment-rotation curves. Two-dimensional subsets of the hinge are available. It is limited to **isotropic hysteresis**, which may not be suitable for some structures.

2-Parametric P-M₂-M₃ hinge: This hinge is limited to doubly symmetric section properties and uses a simple parametric definition of the PMM surface. Hysteretic energy degradation can be specified, making it more suitable than the isotropic hinge for extensive cyclic loading.

3-Fiber P-M₂-M₃ hinge: This is the most realistic hinge, but may require the most computational resources in terms of analysis time and memory usage. Various hysteresis models are available and they can be different for each material in the hinge.

Types of P-M₂-M₃ Hinges for RC Column _ Sap2000 v21



Hinge	Nonlinearity	Section	M-φ	M-θ
Isotropic P-M₂-M₃	مدل غیرخطی در سطح مقاطع انجام می شود و هیچ مدلی از رفتار غیرخطی مصالح وجود ندارد.	همه نوع مقطع (مقاطع پیچیده و نامتقارن و یا مقطعی که در SD مدل می شوند) را شامل می شود.	کاربر می تواند منفی ظرفیت را به فرم ممان-انحنای اعمال کند. در این صورت نیاز به طول مفصل پلاستیک می باشد.	کاربر می تواند منفی ظرفیت را به فرم ممان-دوران اعمال کند.
Parametric P-M₂-M₃	مدل غیرخطی در سطح مقاطع انجام می شود و هیچ مدلی از رفتار غیرخطی مصالح وجود ندارد.	فقط مقاطع متقارن (Doubly Symmetric) را شامل می شود.	کاربر می تواند منفی ظرفیت را به فرم ممان-انحنای اعمال کند. در این صورت نیاز به طول مفصل پلاستیک می باشد.	کاربر می تواند منفی ظرفیت را به فرم ممان-دوران اعمال کند.
Fiber P-M₂-M₃	مدل غیرخطی در سطح مصالح انجام می شود و براساس آن، مدل غیرخطی مقاطع مناسبه می شود.	همه نوع مقطع (مقاطع پیچیده و نامتقارن و یا مقطعی که در SD مدل می شوند) را شامل می شود.	مماسبات ممان-انحنای توسط فور نرم افزار انجام شده و توسط طول مفصل پلاستیک به ممان - دوران تبدیل می شود.	مماسبات ممان-انحنای توسط فور نرم افزار انجام شده و توسط طول مفصل پلاستیک به ممان - دوران تبدیل می شود.

Hinge	PMM Surface	Length	Location	Hysteresis Models
Isotropic P-M2-M3	منحنی اندرکنش در این حالت براساس استانداردهای AISC، ACI، ASCE41 و فور کاربرد قابل تعریف است.	در صورت استفاده از مدل ممان-انحنای، طول مفصل پلاستیک بایستی تعریف شود.	افتهام مفصل پلاستیک در محل تلاش‌های فمشی حرکت کفایت می‌کند.	فقط معروف به مدل هیستریزس ایزوتروپیک مقطع بوده که برای بیشتر سازه‌های مناسب نیست.
Parametric P-M2-M3	منحنی اندرکنش در این حالت براساس مدل پارامتریک مناسبه می‌شود.	در صورت استفاده از مدل ممان-انحنای، طول مفصل پلاستیک بایستی تعریف شود.	افتهام مفصل پلاستیک در محل تلاش‌های فمشی حرکت کفایت می‌کند.	مدل‌های مختلف هیستریزس مقطع به صورت عددی قابل تعریف است.
Fiber P-M2-M3	منحنی اندرکنش در این حالت براساس مدل رفتار تنش-کرنش مصالح مناسبه می‌شود.	برای تبدیل ممان-انحنای مناسبه شده توسط نرم افزار به ممان-دوران، بایستی طول مفصل پلاستیک تعریف شود.	برای شبیه سازی ترک خوردگی در طول المان، تا هر ممکن مفصل فایبر بایستی در تمامی طول المان تفهیس شود.	مدل‌های هیستریزس برای مصالح مختلف موجود در مقطع به صورت جداگانه قابل تفهیس است.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



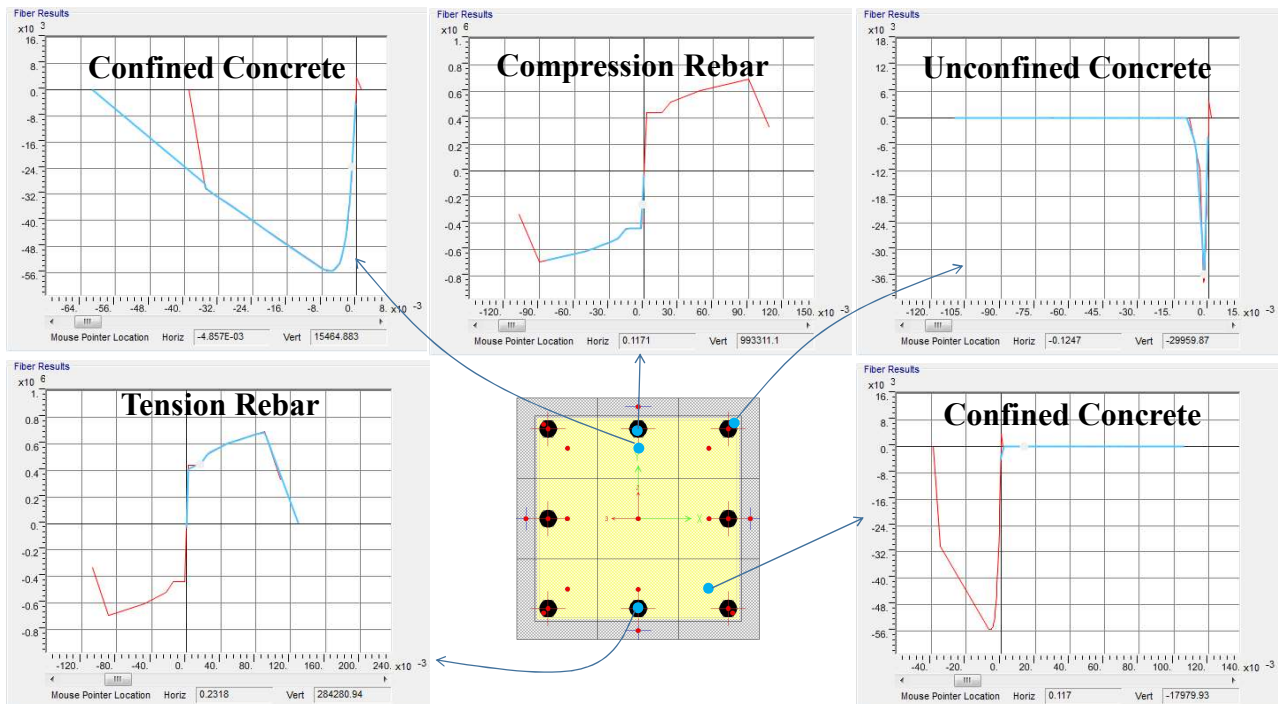
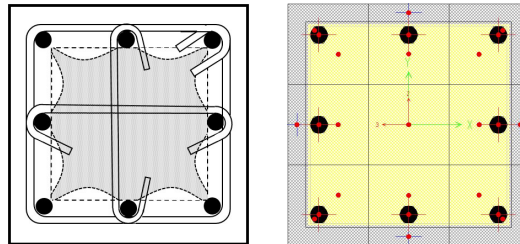
Fiber P-M2-M3 Hinge

- ✓ رفتار تنش-کرنش غیرخطی مصالح برای تعریف مفاصل فایبر المان‌های میله‌ای و رفتار شل‌های غیرخطی استفاده می‌شود.
- ✓ مفاصل فایبر برای تعریف اندرکنش بین بار محوری و خمش دو محوره در طول المان‌های میله‌ای استفاده می‌شود. این مفصل را می‌توان به مقاطع پیش فرض نرم افزار یا مقاطعی که از طریق SD تعریف شده‌اند اختصاص داد.
- ✓ برای هر کدام از فایبرهای موجود در مقطع المانی که مفصل فایبر به آن اختصاص داده شده است رفتار تنش-کرنش محوری مصالح ($\sigma_{11}-\epsilon_{11}$) اختصاص داده می‌شود. با آنالیز مقطع براساس رفتار تنش-کرنش تمامی فایبرها، رفتار ممان-انحنای به دست آمده و با ضرب انحنای مقطع در طول مفصل پلاستیک، رفتار ممان- دوران مقطع حاصل می‌شود.
- ✓ منحنی $\sigma_{11}-\epsilon_{11}$ برای رفتار مصالح Uniaxial, Isotropic, Orthotropic و یا Anisotropic یکسان خواهد بود. رفتار برشی در مفاصل فایبر محاسبه نمی‌شود. محاسبات برشی براساس رفتار خطی المان میله‌ای و براساس مدول برشی g_{12} محاسبه می‌شود.
- ✓ مفاصل پلاستیک (Plastic Hinge & Fiber Hinge) را می‌توان به هر تعداد دلخواه در طول خالص المان اختصاص داد.

Fiber P-M2-M3 Hinge

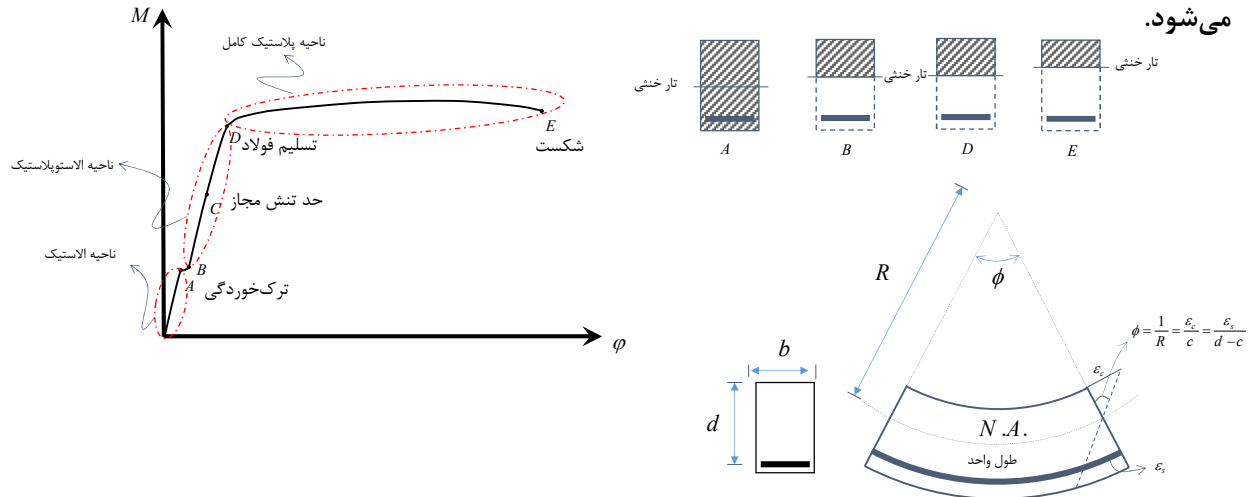
✓ مفصل فایبر P-M2-M3 (فایبر PMM) رفتار محوری فایبرهای موجود در مقطع المان را شبیه سازی می کند. هر فایبر در یک محل مشخصی بوده و دارای مساحت مشخصی است. براساس موقعیت فایبر، منحنی تنش کرنش متناظر به آن اختصاص می یابد.

3×3 Fibers



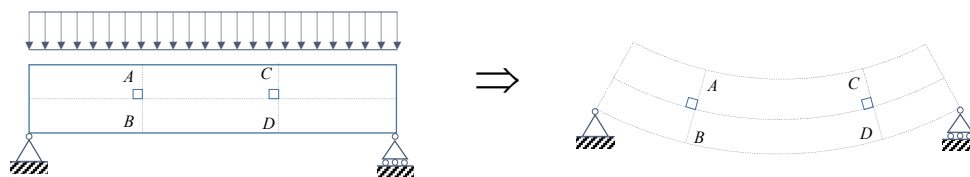
Fiber P-M2-M3 Hinge

✓ صفحات مقاطع بعد از تغییر شکل کماکان صفحه باقی می‌مانند. با استفاده از فرضیات تیر اویلر-برنولی و مقادیر محاسبه شده از نیروی محوری و لنگرهای خمشی مقادیر تغییر شکل‌های محوری و دوران‌های خمشی محاسبه می‌شود.

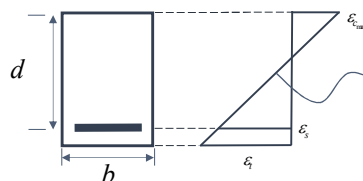


Fiber P-M2-M3 Hinge

بر اساس این اصل، صفحات مسطح و عمود بر محور طولی عضو، پس از تغییر شکل خمشی نیز مسطح و عمود بر محور طولی باقی می‌مانند. در شکل زیر صفحات AB و CD که عمود بر محوری طولی عضو می‌باشند، پس از تغییر شکل تیر نیز عمود بر محور طولی عضو باقی می‌مانند.



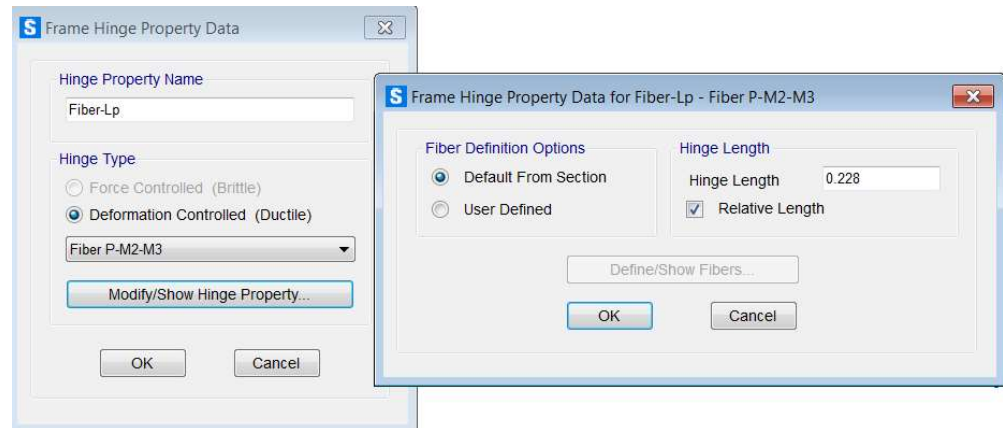
نتیجه‌گیری که از این اصل گرفته خواهد شد تغییرات خطی کرنش در ارتفاع مقطع می‌باشد (این تغییرات خطی کرنش در ارتفاع مقطع در تمامی روند بارگذاری می‌باشد)



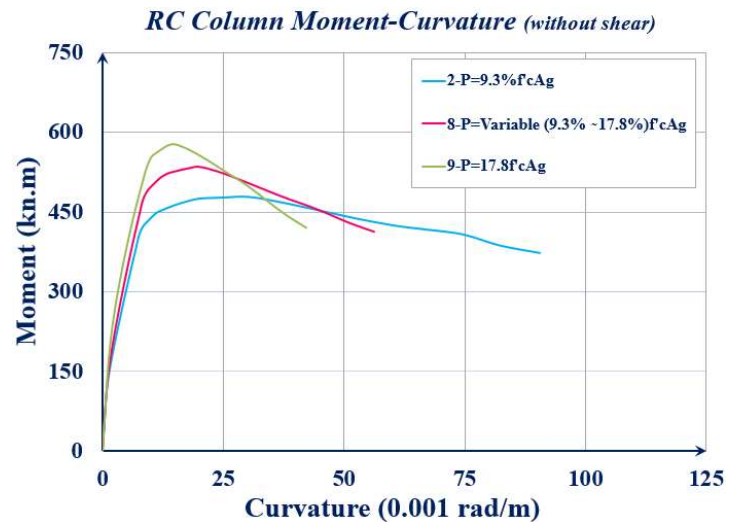
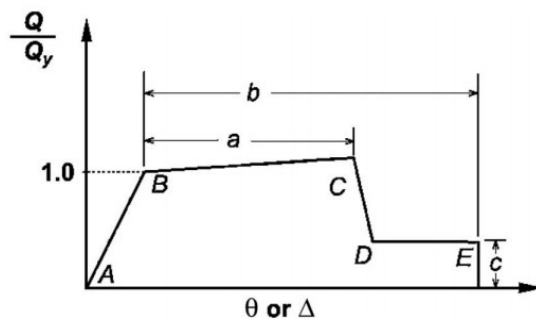
طبق اصل برنولی در محدوده رفتار خطی و غیر خطی مصالح تغییرات کرنش در ارتفاع مقطع خطی می‌باشد.

Fiber P-M2-M3 Hinge

✓ مفاصل فایبر را می‌توان به صورت دستی یا خودکار به مقاطع اختصاص داد. در هر صورت بایستی **طول مفصل** **پلاستیک** توسط کاربر تعیین گردد. این قابلیت وجود دارد که طول مفصل پلاستیک به صورت نسبی از طول کل المان یا مقدار مطلق مشخص، اختصاص داده شود.



✓ مفاصل فایبر PMM نسبت به مفاصل ایزوتروپیک یا مفاصل پارامتریک PMM به رفتار واقعی نزدیک‌تر می‌باشد. چون مفاصل ایزوتروپیک و پارامتریک براساس یک نسبت **بار محوری مشخص و ثابت** محاسبه شده در حالی که مفاصل فایبر، محاسبات ممان انحنا را به صورت اتوماتیک براساس **بار محوری متغییر** محاسبه می‌کند. محاسبات رفتار محوری در مدل فایبر به صورت پلاستیک و براساس تنش - کرنش مصالح انجام می‌شود. در حالی که در مدل ایزوتروپیک و پارامتریک به دو صورت الاستیک-پلاستیک کامل یا متناسب با رفتار ممان - انحنا محاسبه می‌شود.



✓ مفاصل فایبر PMM نسبت به مفاصل ایزوتروپیک یا مفاصل پارامتریک PMM به رفتار واقعی نزدیک تر می باشد. چون مفاصل ایزوتروپیک و پارامتریک براساس یک نسبت **بار محوری مشخص و ثابت** محاسبه شده در حالی که مفاصل فایبر، محاسبات ممان انحنای را به صورت اتوماتیک براساس **بار محوری متغییر** محاسبه می کند. محاسبات رفتار محوری در مدل فایبر به صورت پلاستیک و براساس تنش - کرنش مصالح انجام می شود. در حالی که در مدل ایزوتروپیک و پارامتریک به دو صورت الاستیک-پلاستیک کامل یا متناسب با رفتار ممان - انحنای محاسبه می شود.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a			
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)			
	a	b		Performance Level			
				IO	LS	CP	
Condition i, ^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_c s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005

^aWhere $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.

P Vertical load on footing, Eq. (8-8)
 Axial force in a member, Eqs. (9-2) and (9-4)
 Axial force in a concrete column, Eq. (C10-1)
 Axial load at failure of a masonry core or prism test sample, Eqs. (11-3) and (11-4)

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

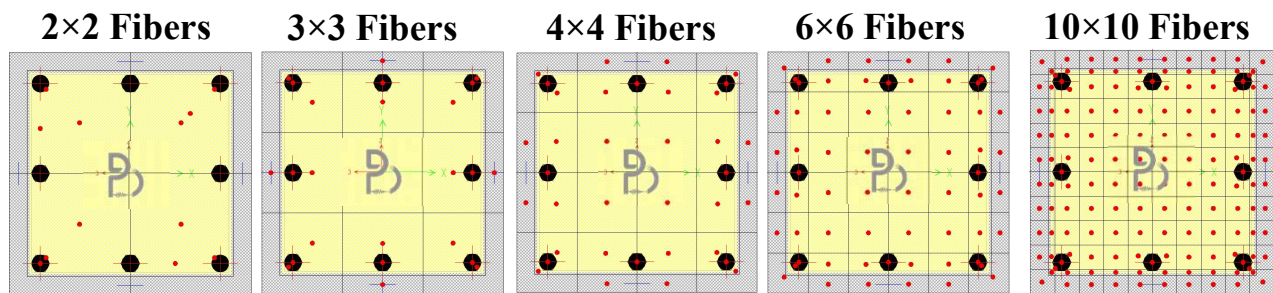
✓ به صورت تجربی می توان **حد بهینه تعداد فایبرها** را به دست آورد، تا با حفظ دقت قابل قبول برای محاسبات، مدت زمان آنالیز نیز به حداقل مقدار ممکن کاهش یابد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

The Optimal Number Of Fibers Used To Discretize The Section

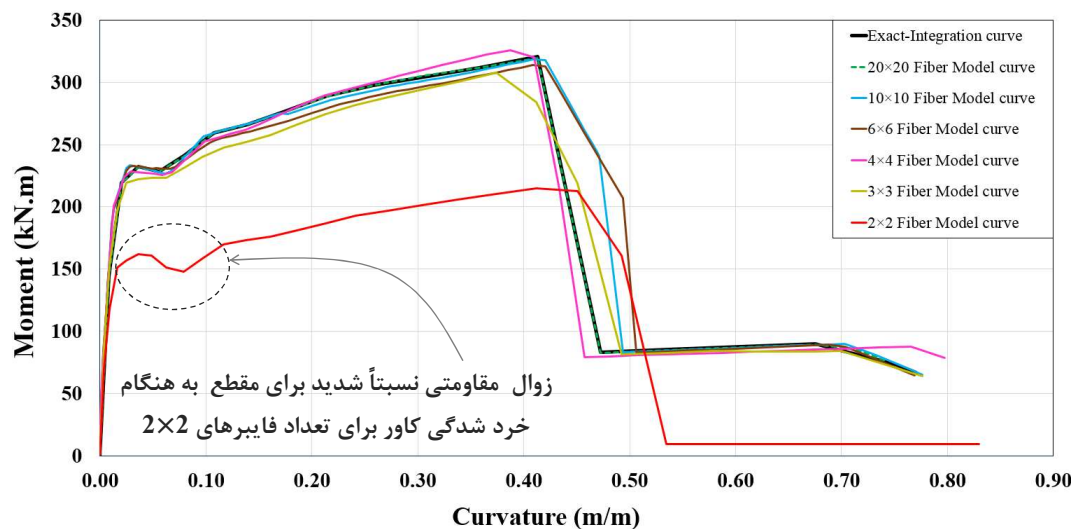
✓ دقت پاسخ‌های مقطع وابسته به تعداد فایبرها بوده بنابراین دقت پاسخ کلی سازه نیز وابسته به تعداد فایبرهای مقطع المان‌ها می‌باشد.

✓ **CSI Refer_Sap2000**: به صورت تجربی می‌توان حد بهینه تعداد فایبرها را به دست آورد، تا با حفظ دقت قابل قبول برای محاسبات، مدت زمان آنالیز نیز به حداقل مقدار ممکن کاهش یابد.



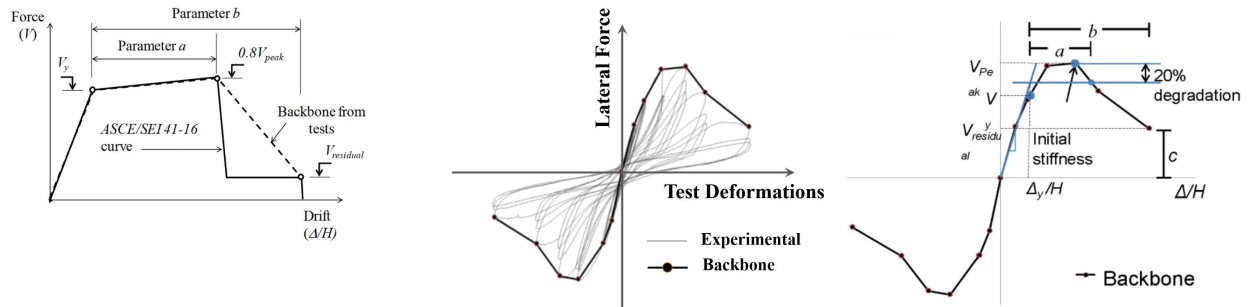
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Comparing Exact-Integration Curve with $n \times n$ Fiber Model Curve



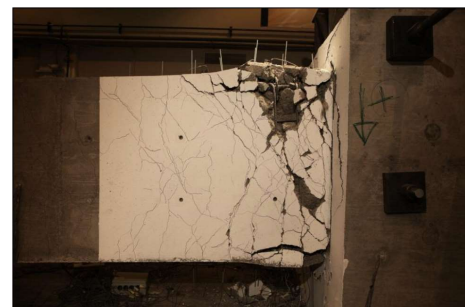
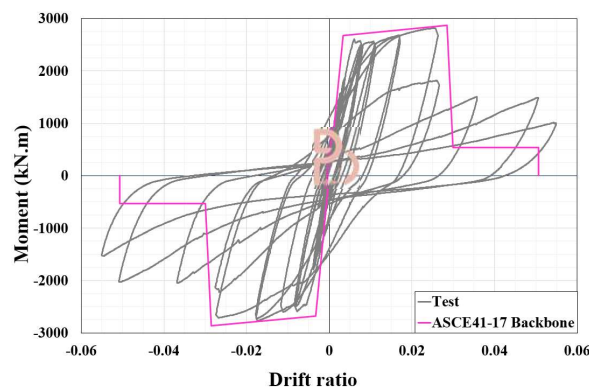
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

✓ زوال مقاومتی در مفصل فایبر براساس زوال مقاومتی در منحنی تنش- کرنش مصالح تعیین می‌شود. به دلیل اینکه زوال مقاومتی تمامی فایبرهای مقطع به صورت همزمان اتفاق نمی‌افتد بنابراین زوال مقاومتی مفصل فایبر "معمولاً" نسبت به روش مفصل پلاستیک ممان- دوران به صورت تدریجی تر خواهد بود. به ویژه زمانی که اگر طول مفصل پلاستیک منطقی به مفصل فایبر اختصاص داده شود. دقیقاً به همین دلیل برنامه به صورت اتوماتیک شیب منفی ناشی از افت مقاومت را برای مفاصل فایبر محدود نمی‌کند. در هر صورت ما هنوز پیشنهاد می‌کنیم که به دقت به شبیه سازی زوال مقاومتی توجه کنید و در صورت نیاز رفتار تنش- کرنش مصالح را اصلاح کنید.



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

✓ زوال مقاومتی در مفصل فایبر براساس زوال مقاومتی در منحنی تنش- کرنش مصالح تعیین می‌شود. به دلیل اینکه زوال مقاومتی تمامی فایبرهای مقطع به صورت همزمان اتفاق نمی‌افتد بنابراین زوال مقاومتی مفصل فایبر "معمولاً" نسبت به روش مفصل پلاستیک ممان- دوران به صورت تدریجی تر خواهد بود. به ویژه زمانی که اگر طول مفصل پلاستیک منطقی به مفصل فایبر اختصاص داده شود. دقیقاً به همین دلیل برنامه به صورت اتوماتیک شیب منفی ناشی از افت مقاومت را برای مفاصل فایبر محدود نمی‌کند. در هر صورت ما هنوز پیشنهاد می‌کنیم که به دقت به شبیه سازی زوال مقاومتی توجه کنید و در صورت نیاز رفتار تنش- کرنش مصالح را اصلاح کنید.



Beam 2: buckling of bottom longitudinal reinforcement (instantaneous drift ratio equal to peak cycle drift ratio of 5.3%).

ASCE 41-17

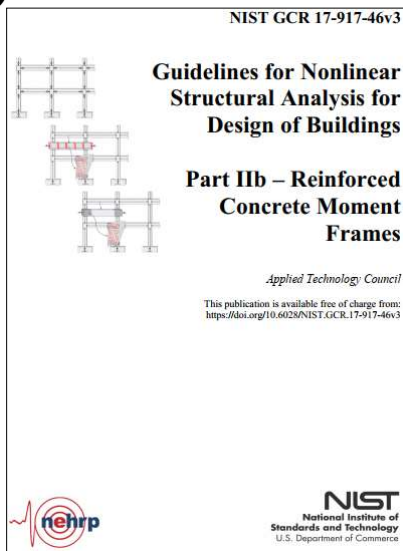
10.3.3 Flexure and Axial Loads. Flexural strength of members with and without axial loads shall be calculated according to ACI 318 or by other demonstrated rational methods, such as sectional analysis using appropriate concrete and steel constitutive models. Deformation capacity of members with and without axial loads shall be calculated **considering shear, flexure, and reinforcement slip deformations**, or based on acceptance criteria given in this standard. Strengths and deformation capacities of components with monolithic flanges shall be calculated considering concrete and developed longitudinal reinforcement within the effective flange width, as defined in Section 10.3.1.3.

ASCE 41-17

10.4.2.2.3 Nonlinear Dynamic Procedure. **For NDP, the complete hysteretic behavior of each component shall be modeled using properties verified by experimental evidence. The use of the generalized load–deformation relation described by Fig. 10-1 to represent the envelope relation for the analysis shall be permitted. Refer to Section 10.4.2.2.2 for the application of parameters for columns in Tables 10-8 and 10-9. Unloading and reloading properties shall represent significant stiffness and strength-degradation characteristics.**

ASCE 41-17

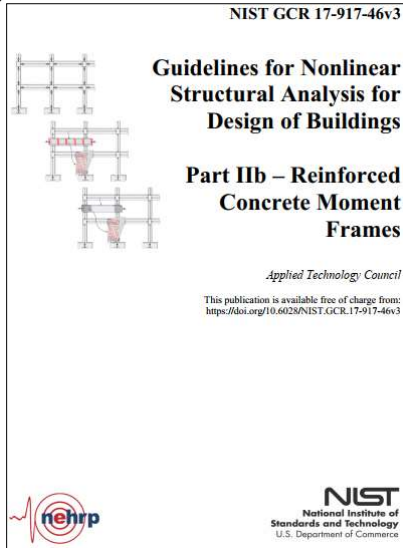
10.7.2.2.3 Nonlinear Dynamic Procedure. For the NDP, the complete hysteretic behavior of each component shall be modeled using properties verified by experimental evidence. Use of the generalized load–deformation relation shown in Fig. 10-1 to represent the envelope relation for the analysis shall be permitted. The unloading and reloading stiffnesses and strengths, and any pinching of the load-versus-rotation hysteresis loops, shall reflect the behavior experimentally observed for wall elements similar to the one under investigation.



NIST GCR 17-917-46v3

✓ با افزایش تعداد فایبرها، دقت محاسبات بهبود پیدا می‌کند. با افزایش تعداد فایبرهای هر راستا از ۵ الی ۱۰، دقت محاسبات به صورت محسوس افزایش پیدا کرده و برای فایبرهای بیش از ۱۰، عملاً تغییر محسوس در نتایج مشاهده نمی‌شود.

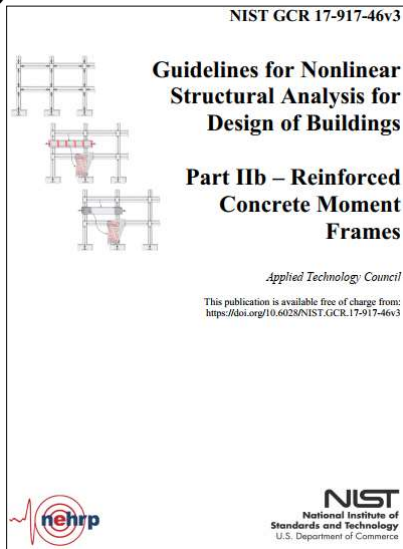
✓ مدت زمان آنالیز در تحلیل غیرخطی به روش فایبر بسیار وابسته به تعداد فایبرها می‌باشد، بنابراین افزایش بی‌رویه در تعداد فایبرها صرفاً مدت زمان آنالیز را افزایش داده و حجم محاسبات را بیشتر خواهد کرد.



NIST GCR 17-917-46v3

✓ پیشنهاد می‌شود کمترین تعداد فایبری که دقت قابل قبولی را ارائه می‌دهد استفاده شود. برای به دست آوردن این تعداد از فایبرها به مانند مثال قبلی می‌توان مدل‌های مختلفی از فایبر را با مدل Exact-Integration مقایسه کرد تا تعداد بهینه فایبرها محاسبه گردد.

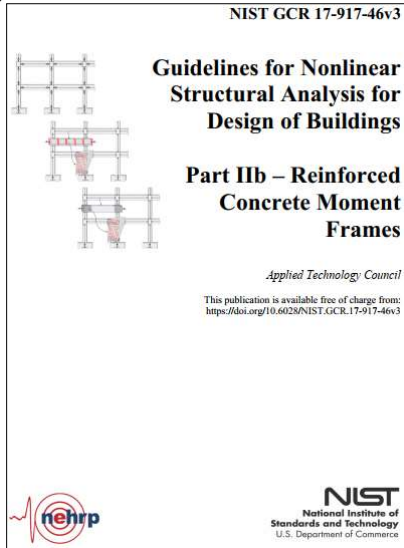
✓ در پروژه‌های حرفه‌ای طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد یا بهسازی لرزه‌ای که از تحلیل غیرخطی به روش فایبر استفاده می‌شود بهتر است از تعداد فایبر ۴ الی ۱۰ در هر راستای مقطع استفاده شود.



NIST GCR 17-917-46v3

✓ برای تیرهای بتن آرمه می‌توان از تعداد فایبر کمتر هم استفاده کرد (به عنوان مثال می‌توان از ۲۰ فایبر استفاده کرد، ۱۰ فایبر برای بتن کاور و ۱۰ فایبر برای بتن هسته در راستای عمق مقطع)

✓ برای یک ستون مربعی می‌توان از $6 \times 6 = 36$ فایبر برای بتن هسته و $4 \times 5 = 20$ فایبر برای بتن کاور استفاده کرد. در این حالت مجموع فایبرهای بتنی ۵۶ عدد خواهد شد.



NIST GCR 17-917-46v3

✓ برای بهبود دقت و کاهش تعداد فایبرها، می توان از فایبرهای با سایز متغییر استفاده کرد. به عنوان مثال برای بخش هایی بیرونی مقطع که دارای کرنش های بزرگتری هستند می توان از فایبرهای کوچکتر استفاده کرد و برای بخش های مرکزی مقطع که کرنش های کوچکتری دارد می توان از فایبرهای بزرگتری استفاده کرد. هرچند برای راحتی می توان از فایبرهای کمی بزرگتر برای کاور استفاده کرد لیکن در رفتار کلی تاثیر مهمی نخواهد داشت.

✓ تمامی نکات بالا برای بتن بوده و فایبرهای نظیر با آرماتورهای طولی مازاد بر فایبرهای مذکور اختصاص داده خواهد شد.

✓ برای گروه میلگردها یا میلگردهای نزدیک به هم، می توان از یک فایبر که معادل مساحت کل میلگردهای مذکور است استفاده کرد.

Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components

Three Frame Model Idealization:

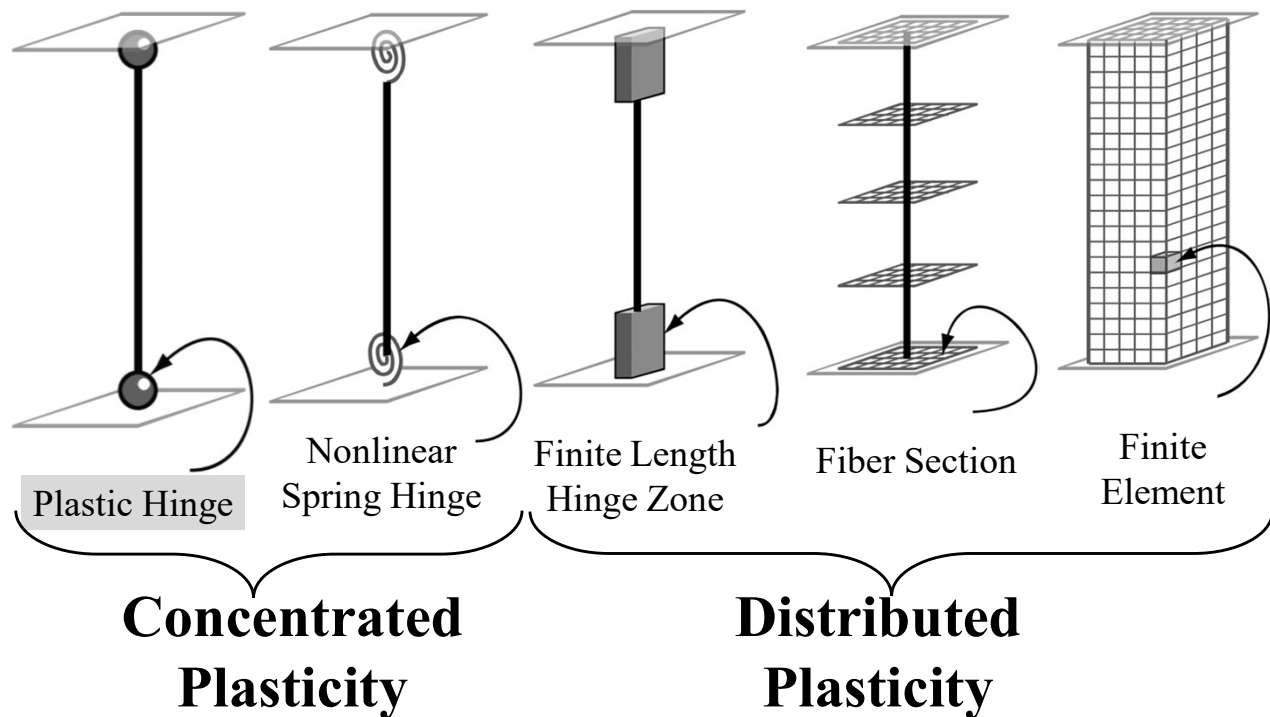
1-Concentrated Hinge Components Models

2-Fiber-Type Components Models

2-1-Concentrated (Lumped) Inelasticity Fiber Elements

2-2-Distributed Inelasticity Fiber Elements

3-Continuum Finite Element Components Models

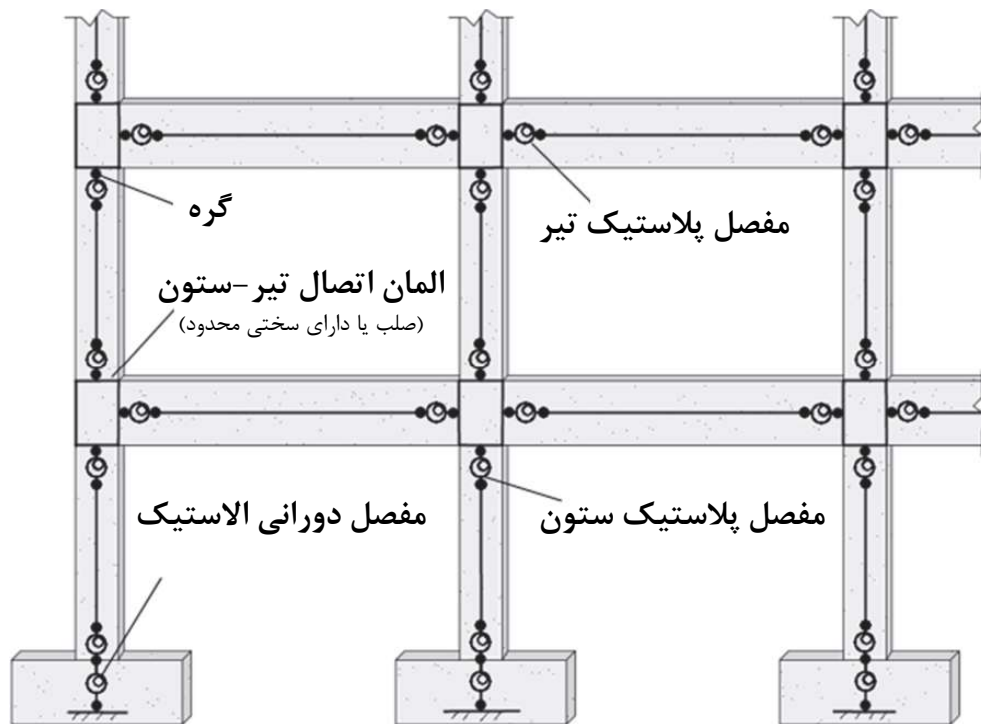


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

1-Concentrated Hinge Components Models

مدل مفصل پلاستیک متمرکز، یکی از رایج‌ترین روش‌های موجود برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه می‌باشد. به دلیل تقریب‌های موجود در این روش، محاسبات مربوط به اولین تسلیم، زوال مقاومتی و سختی، کماتش آرماتورهای طولی و ... به راحتی قابل انجام است. شکل زیر یک مدل ایده‌آل از قاب خمشی بتن‌آرمه است که مفاصل پلاستیک متمرکز در محل‌های مورد انتظار برای تسلیم، اختصاص داده شده است. مدل‌های غیرخطی ارائه شده در FEMA273، FEMA356، ASCE41-06، ASCE41-13، ASCE41-17 و نشریه ۳۶۰ براساس همین روش می‌باشد. چالش‌های مهم این عبارت‌اند از:

- ۱- شبیه‌سازی رفتار هیستریزیس مفصل پلاستیک در تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی
- ۲- شبیه‌سازی مفصل پلاستیک در دیوارهای برشی (دیوارهای T و C شکل و دیوارهای کوبله)



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

1-Concentrated Hinge Components Models

مولفه‌های مختلف قاب، که پتانسیل جاری شدن دارند به قرار زیر بوده و نکات ذکر شده بایستی شبیه‌سازی شود:

➤ **ستون‌ها:** کنترل حداقل ضابطه تیرضعیف-ستون قوی در قاب‌های خمشی ویژه به منزله عدم تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها نبوده و بایستی مفاصل پلاستیک ستون در دو انتهای آن شبیه‌سازی شود. NIST GCR 17-917-46v3 عنوان می‌کند که مفاصل پلاستیک ستون‌های بتنی دقیقاً در محل اتصال به گره اتصال تیر به ستون یا فونداسیون اختصاص داده شود. در صورتی که مفصل پلاستیک با فاصله از این سطح داده شود مقدار این فاصله وابسته به طول مفصل پلاستیک بوده و برای ستون‌های مختلف عدد متفاوتی خواهد داشت. لازم به ذکر است که پیشنهاد مذکور، اندکی خطا وارد محاسبات خواهد کرد لیکن به دلیل سادگی بسیار کارآمد می‌باشد. در صورتی که مود شکست خمشی حاکم بر طرح باشد منحنی ظرفیت ستون، بایستی با احتساب مقدار بارمحوری محاسبه شود (منحنی $P-M-M$).

شایان ذکر است که مقدار ضریب کاهش سختی، مقاومت خمشی تسلیم، شکل پذیری و وجود یا عدم وجود ناحیه پسماند مقاومتی در ستون‌های بتنی حساسیت بسیار زیادی به مقدار بار محوری ستون دارد. رفتار غیرخطی ستون علاوه بر مقدار بار محوری به مقدار برش طراحی و محورشدگی ستون نیز وابسته می‌باشد.

► **تیرها:** تیرهای بتن‌آرمه اغلب به صورت مرکب با دال‌های بتنی عمل می‌کنند. این عملکرد مرکب موجب تغییر در مقاومت (مقاومت خمشی مثبت)، سختی و مشخصات رفتار غیرخطی تیرهای بتن‌آرمه خواهد شد. در صورتی که مشارکت دال قابل ملاحظه باشد حتماً بایستی در شبیه‌سازی رفتار غیرخطی تیر لحاظ گردد. به مانند ستون‌های بتن‌آرمه پیشنهاد می‌شود مفاصل پلاستیک تیرهای بتنی نیز در دو انتهای تیر در محل اتصال به المان‌های قائم نظیر دیوار یا ستون اختصاص داده شود.

► **اثرات لغزش آرماتور:** لغزش آرماتورهای طولی المان‌های ستون و تیر (از تکیه‌گاهشان) باعث دوران صلب این المان‌ها می‌شود. بنابراین برای لحاظ کردن اثرات لغزش آرماتورهای طولی، می‌توان سختی خمشی الاستیک تیر و ستون **یا** سختی گره اتصال نظیر با آن المان‌ها را کاهش داد. شایان ذکر است که در صورت کاهش سختی المان تیر و ستون و المان گره اتصال، اثرات لغزش **دو** بار وارد محاسبات شده که صحیح نمی‌باشد. علاوه بر این روش ساده، می‌توان اثرات لغزش آرماتورهای طولی را با تعریف یک فنر دوارنی ارتجاعی با طول صفر در محل تکیه‌گاه المان‌های تیر و ستون (که آرماتورهای طولی این المان‌ها در آن تکیه‌گاه مهار شده است مانند گره اتصال، دیوار یا فونداسیون) شبیه‌سازی کرد. در این روش به دلیل اینکه اثرات کاهش سختی خمشی ناشی از لغزش به صورت مستقل وارد محاسبات می‌شود بنابراین شبیه‌سازی ترک خوردگی بتن از طریق روش فایبر انجام شده و روش مفصل پلاستیک کاری نخواهد داشت.

► **وصله‌ها:** در طراحی لرزه‌ای مدرن، شکست ناشی از ضعف وصله پوششی پیش بینی نمی‌شود.

بنابراین در صورتی که شکست ناشی از وصله پوششی محتمل باشد بایستی در ابتدا نیاز نیروی المان کنترل شده و در صورت کفایت آن، رفتار غیرخطی عضو متناسب با آن اعمال شود. در غیر این صورت رفتار الاستیک بایستی ملاک کار قرار گیرد.

➤ **گیرداری پای ستون:** میزان گیرداری پای ستون وابسته به نوع تکیه‌گاه پای ستون می‌باشد. در صورتی که ستون متکی به دیوار زیر زمین باشد فیکس کردن پای ستون فرض مناسبی خواهد بود. اگر پای ستون متکی به شالوده باشد در این صورت سختی دورانی شالوده را می‌توان از طریق یک فنر دورانی ارتجاعی با طول صفر شبیه سازی کرد. در تمامی مواردی که آرماتورهای طولی ستون توسط المان‌های همجوار مهار می‌شوند (مهار مستقیم، مهار با قلاب یا مهار سردار) اثرات لغزش آرماتورهای طولی بایستی مطابق روش‌های اشاره شده شبیه‌سازی گردد.

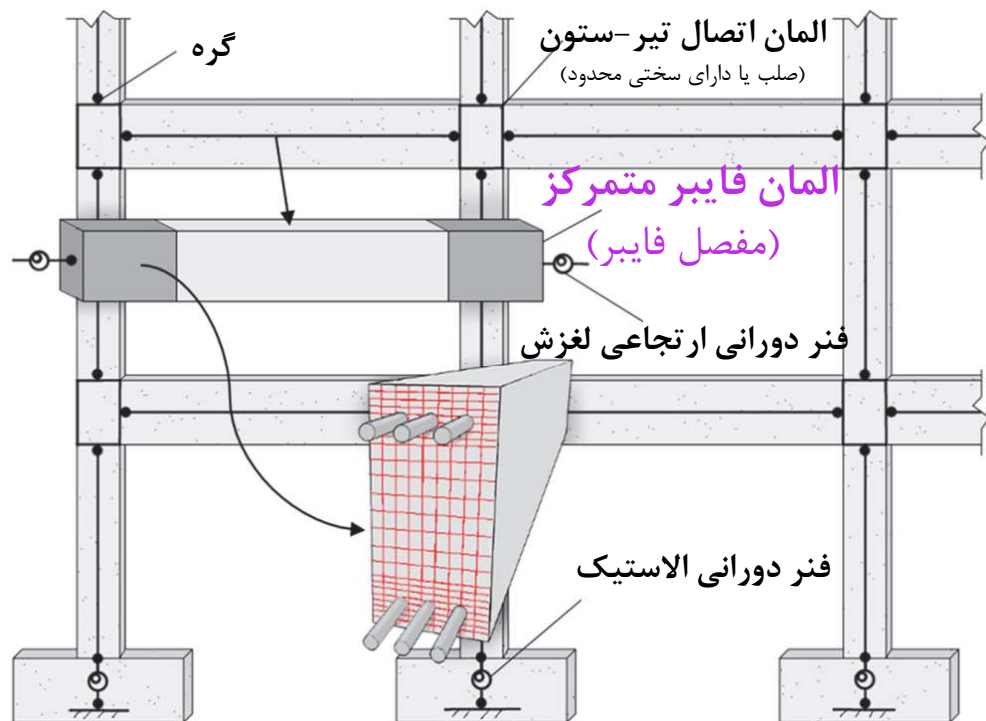
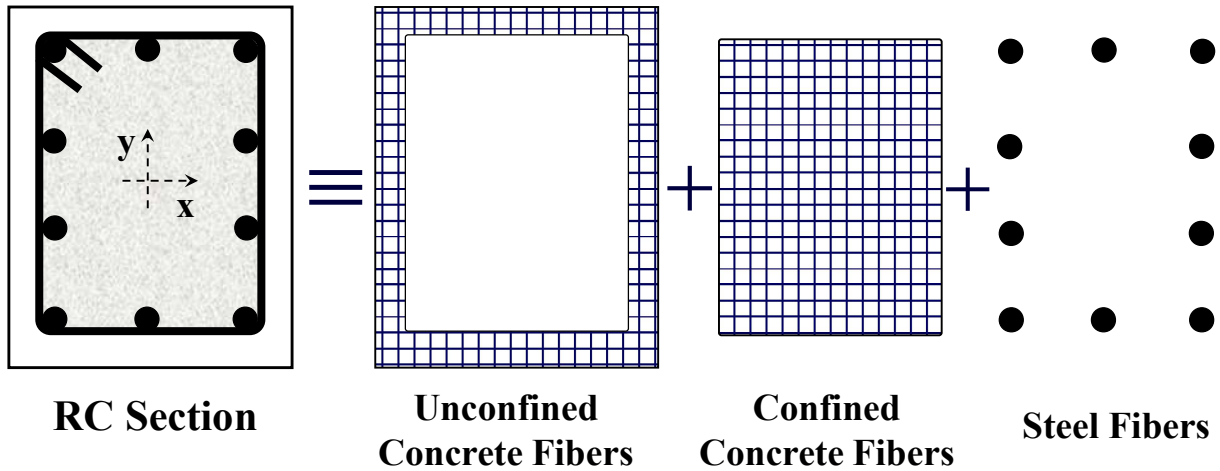
2-Fiber-Type Components Models

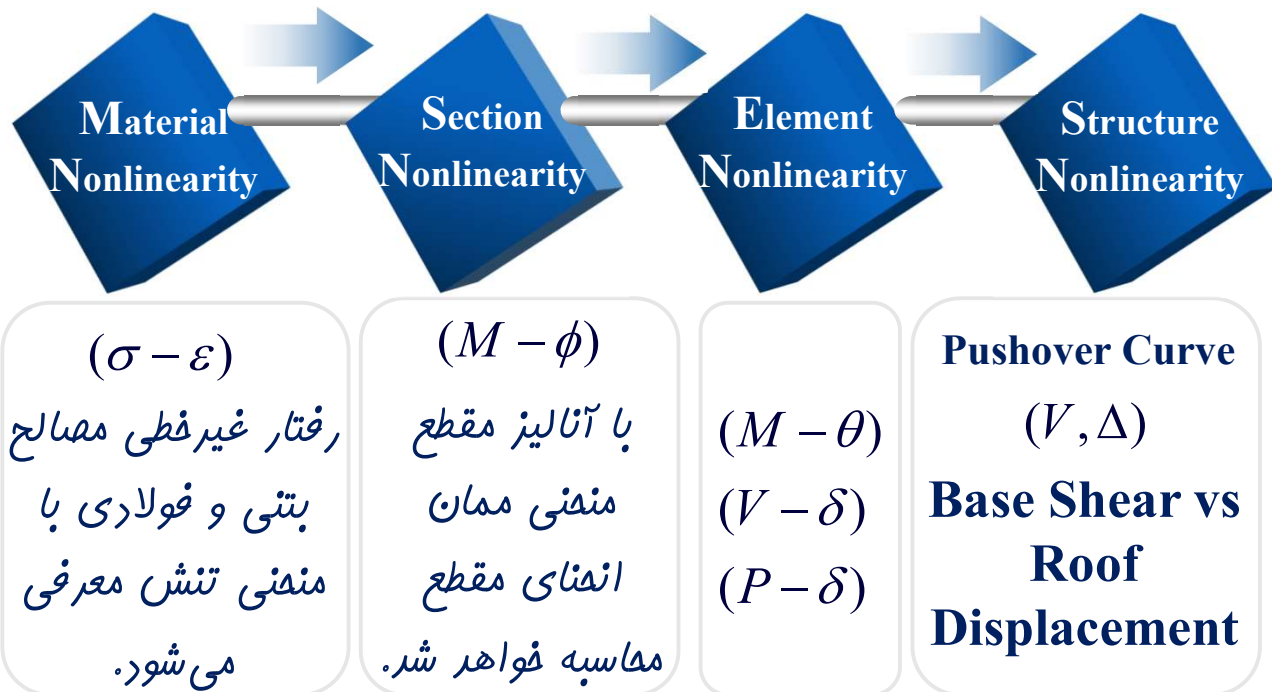
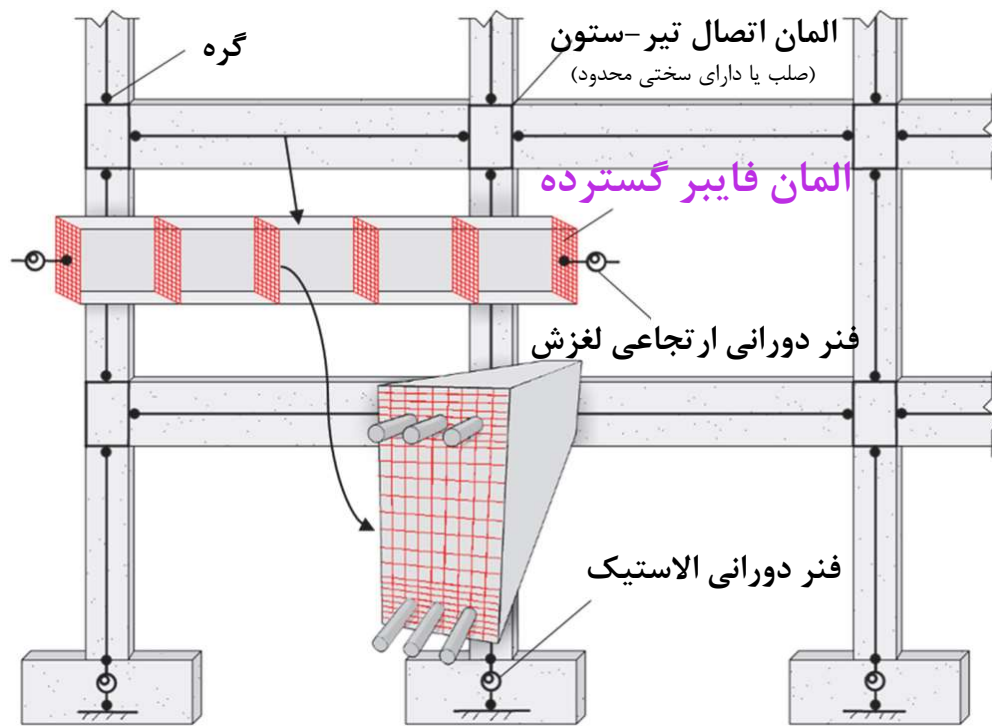
برای شبیه‌سازی رفتار خمشی المان‌های خطی به همراه دال، می‌توان از روش فایبر استفاده کرد. نکات مربوط به مدل سازی المان‌های تیر و ستون، گره اتصال، اتصال دال-ستون و اثرات لغزش آرماتورهای طولی به همان روند تشریح شده برای روش مفاصل پلاستیک متمرکز می‌باشد.

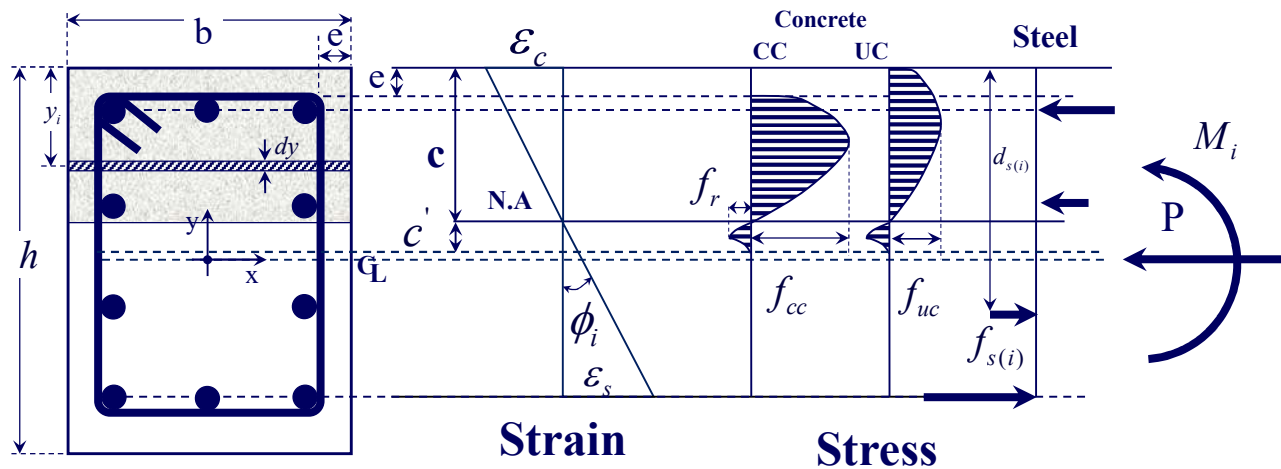
شبیه سازی به روش فایبر توانایی محاسبه **توزیع تسلیم مقطع در طول المان** را دارد. از طریق دو روش زیر می‌توان نفوذ تسلیم در طول المان را انجام داد:

- ۱- روش فایبر متمرکز
- ۲- روش فایبر گسترده

Fiber Model For a Reinforced Concrete Section







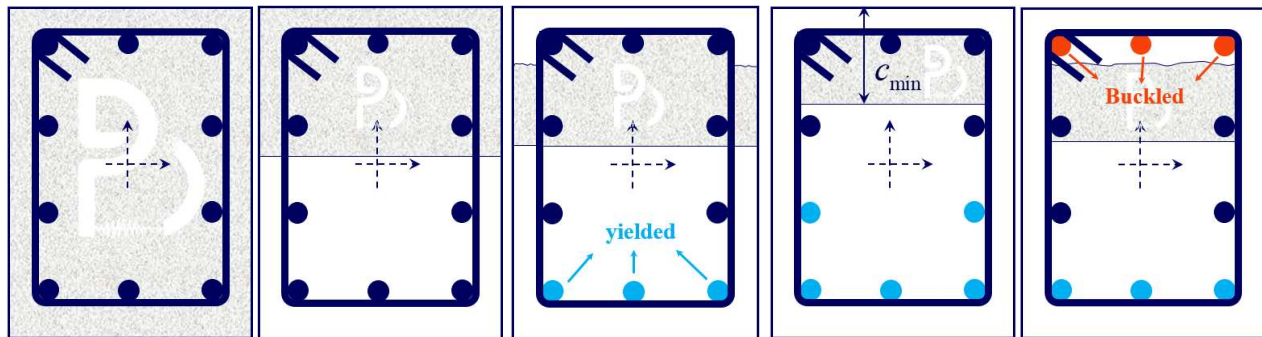
for $\phi = \phi_i$

if $P = \int_{0.5h-c}^{0.5h-e} f_{cc(i)}(b-2e)dy + \int_{0.5h-c}^{0.5h} f_{uc(i)}(2e)dy + \int_{0.5h-c}^{0.5h-e} f_{r(i)}(b)dy + \sum A_{s(i)}f_{s(i)} \Rightarrow c \checkmark$

$$\Rightarrow M_i = \int_{0.5h-c}^{0.5h-e} f_{cc(i)}(b-2e)(0.5h-y_i)dy + \int_{0.5h-c}^{0.5h} f_{uc(i)}(2e)(0.5h-y_i)dy + \int_{0.5h-c}^{0.5h-e} f_{r(i)}(b)(0.5h-y_i)dy + \sum A_{s(i)}f_{s(i)}(d_{si}-0.5h)$$

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

Section Nonlinearity



- A → B**

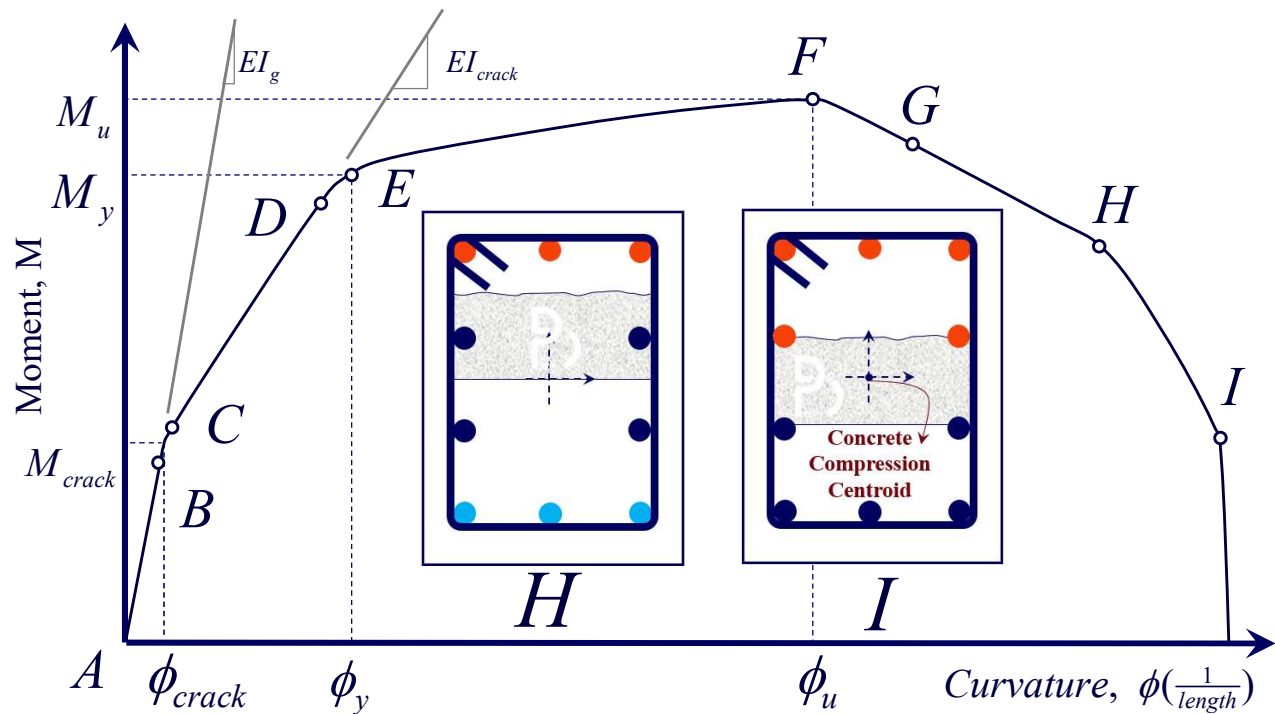
Gross Section
- C → D**

Cracking
- E**

Spalling and Yielding
- F**

Max. Ductility
- G**

Buckling

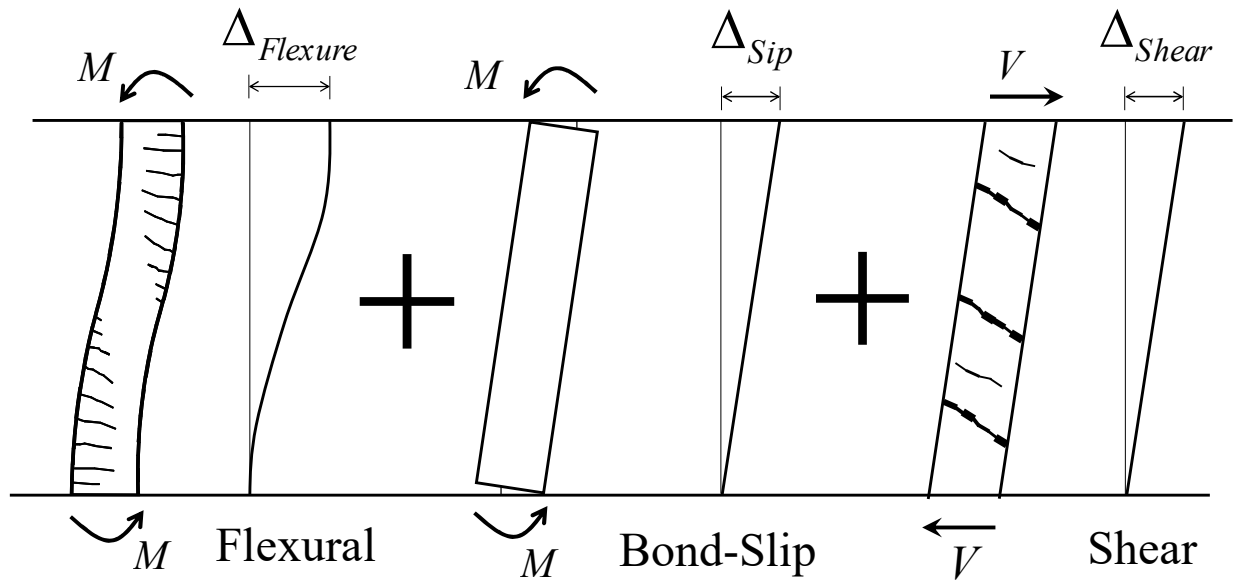


P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

Effective stiffness in Fiber-Type Component Models

Total Deformations = Flexural Deformations + Bond-Slip Deformations + Shear Deformations

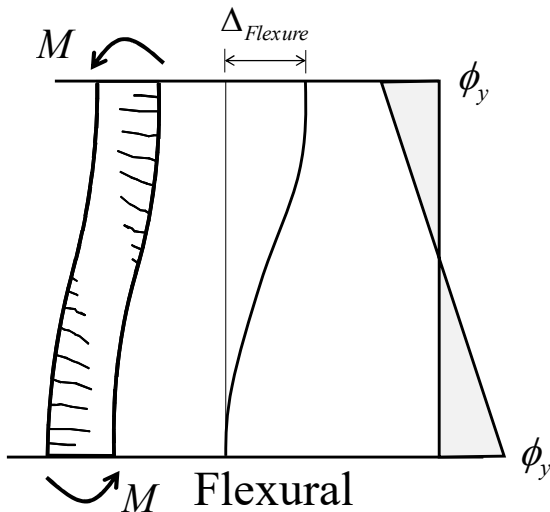
$$\Delta_T = \Delta_{Flexure} + \Delta_{Sip} + \Delta_{Shear}$$



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Effective stiffness in Fiber-Type Component Models

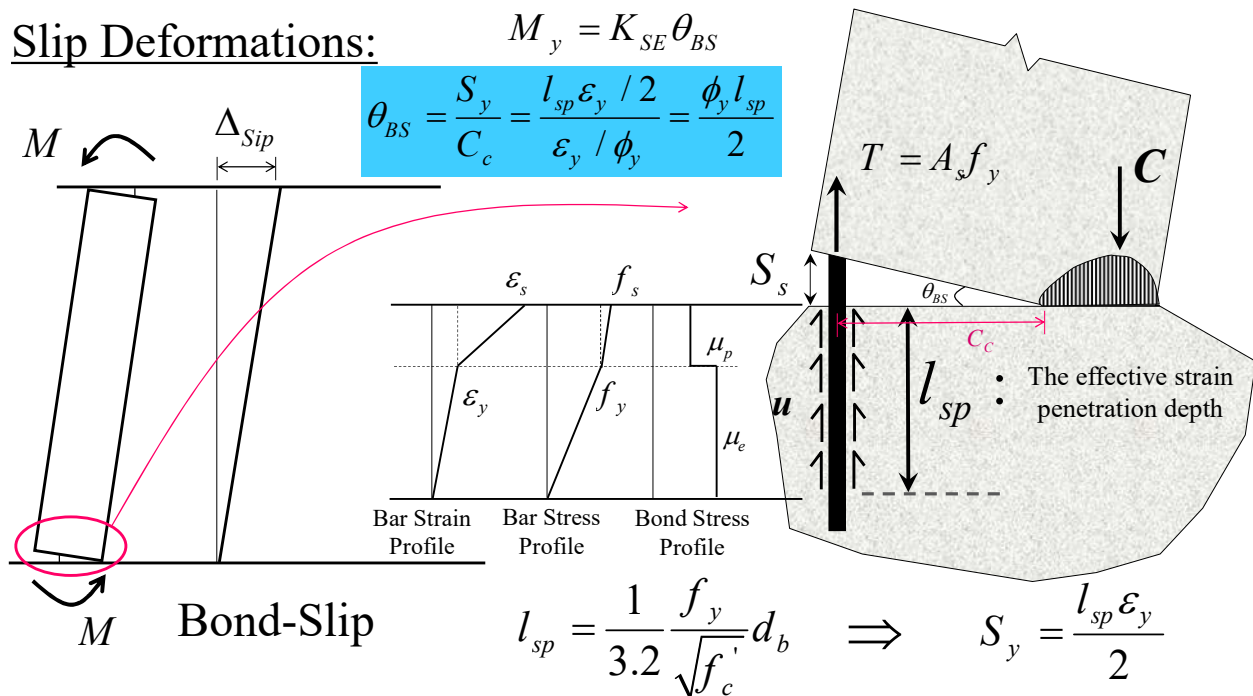
Flexural Deformations:



$$\Delta_{flex} = \frac{L^2}{6} \phi_y$$

**Does not account
for end rotations
due to bar slip!**

Slip Deformations:

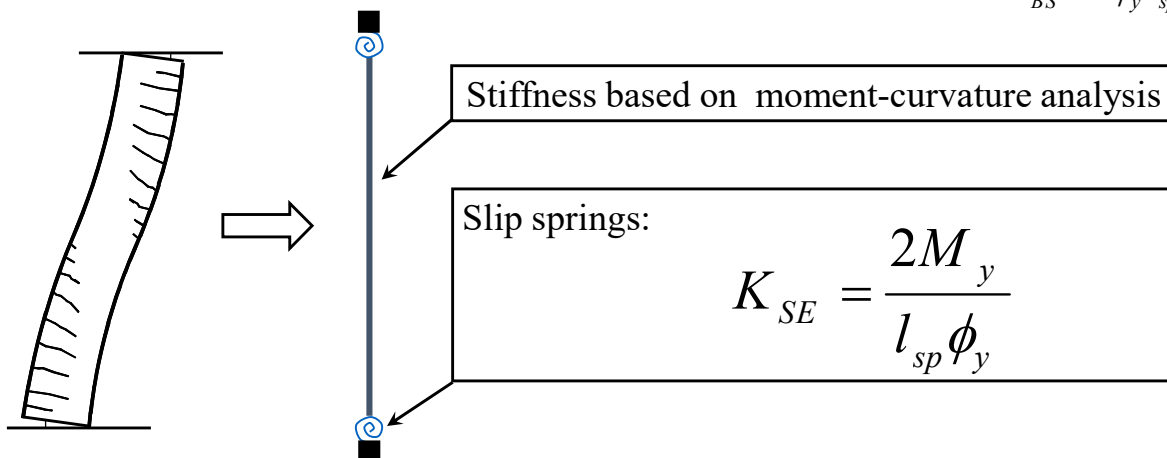


P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

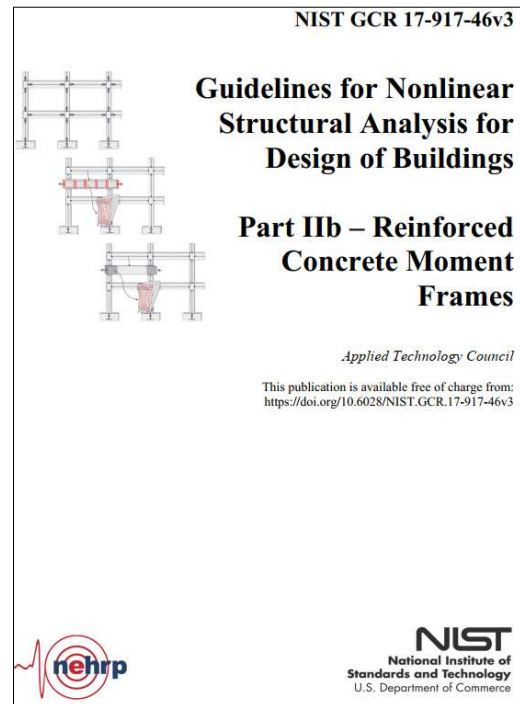
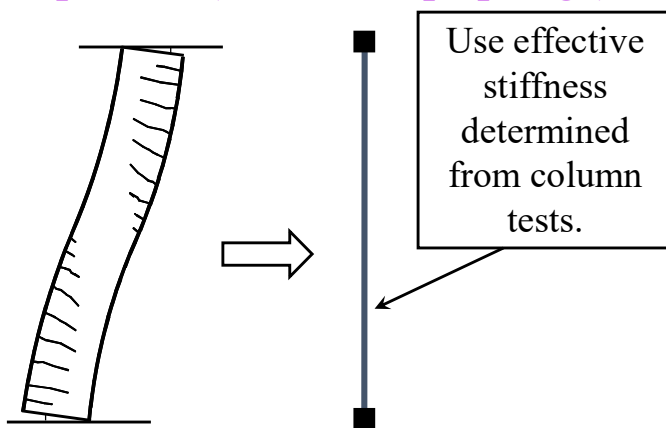
Effective stiffness in Fiber-Type Component Models

Modeling options:

Option 1 (with slip springs) $M_y = K_{SE} \theta_{BS} \Rightarrow K_{SE} = \frac{M_y}{\theta_{BS}} = \frac{2M_y}{\phi_y l_{sp}}$



Option 2 (without slip springs)



P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Effective stiffness in Fiber-Type Component Models

Integrating sectional moment-curvature relations over member length and introducing bar-slip rotational flexibility provides reasonably accurate estimates of overall member lateral stiffness.

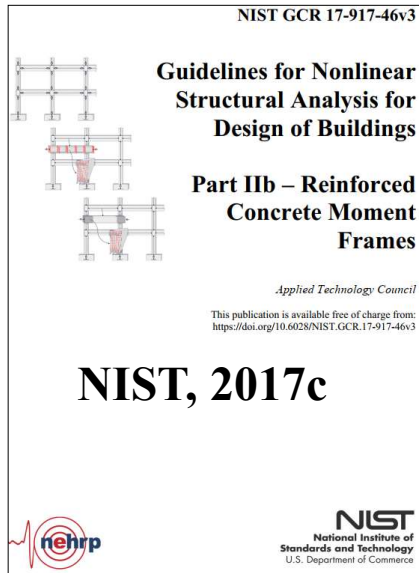
The added flexibility resulting from bar-slip rotations can be added to fiber section beam and column elements through:

1-Zero-length fiber-sections

or

2-Elastic rotational springs at element ends.

Effective stiffness in Fiber-Type Component Models

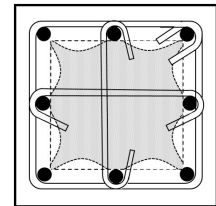
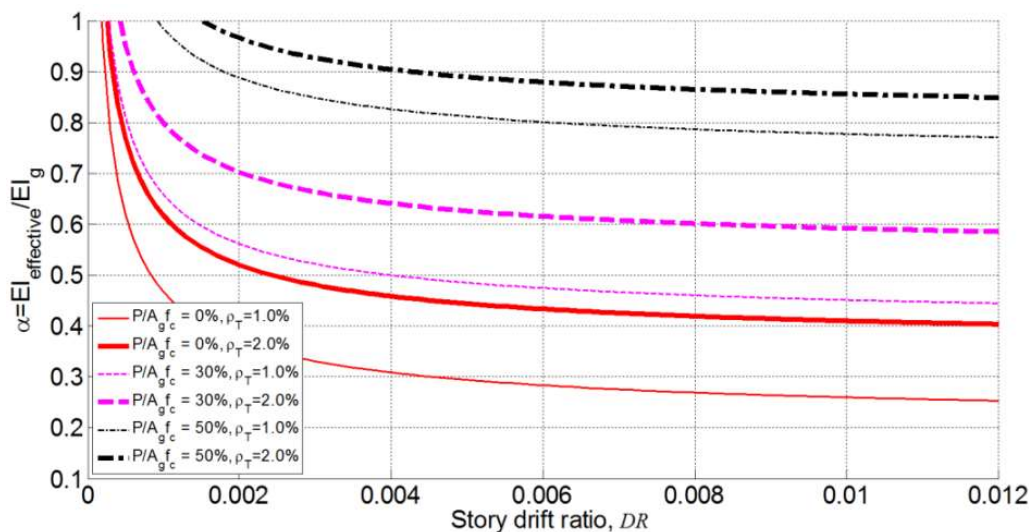


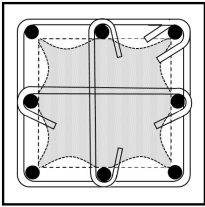
NIST GCR 17-917-46v3 در رابطه کاهش سختی ستون‌های بتن‌آرمه که در معرفی شده است، براساس تحقیقات انجام شده توسط Kwon (2016) بوده و علاوه بر نسبت بارمحوری ستون‌ها، به میزان تغییرشکل نسبی و نسبت آرماتورهای کششی نیز وابسته می‌باشد. این رابطه به احتمال بسیار زیاد وارد [ASCE41-23](#) خواهد شد.

$$\frac{E_c I_{eff}}{E_c I_g} = 0.003DR^{-0.65} + \gamma \leq 0.8$$

$$\gamma = (-50\rho_T + 2.5)\left(\frac{P}{A_g f'_c}\right)^{(-20\rho_T + 2.15)} + (15\rho_T + 0.05)$$

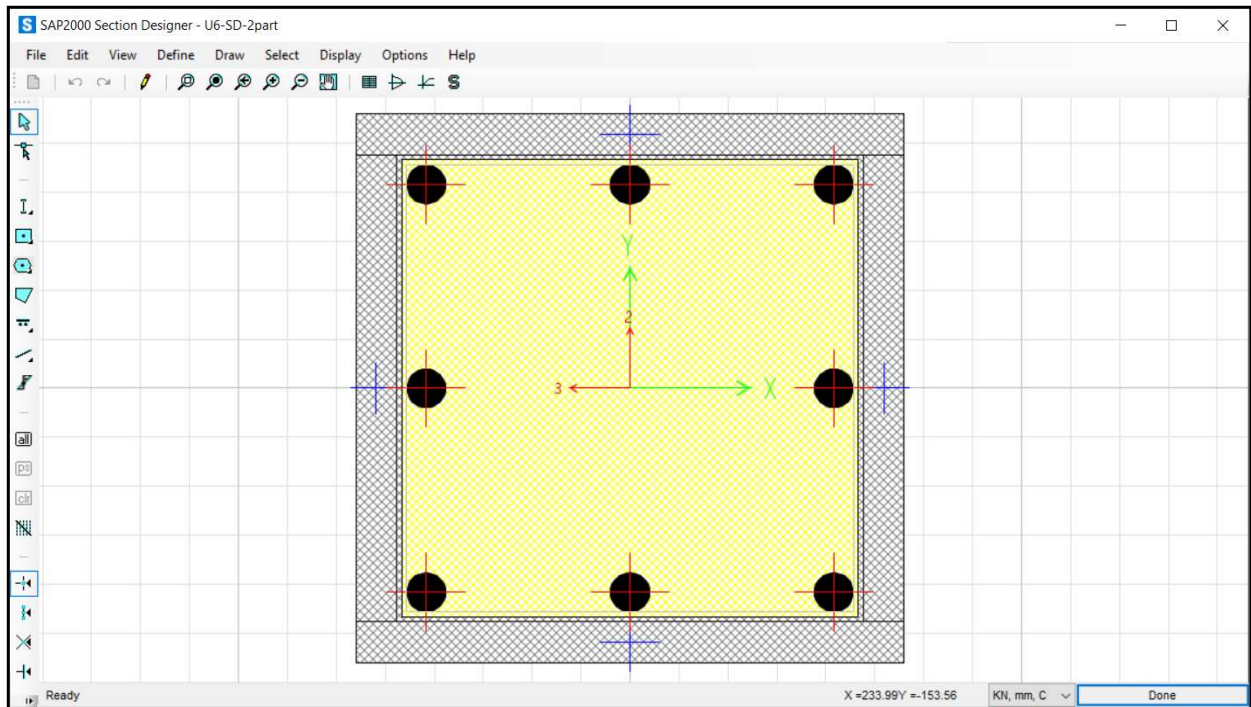
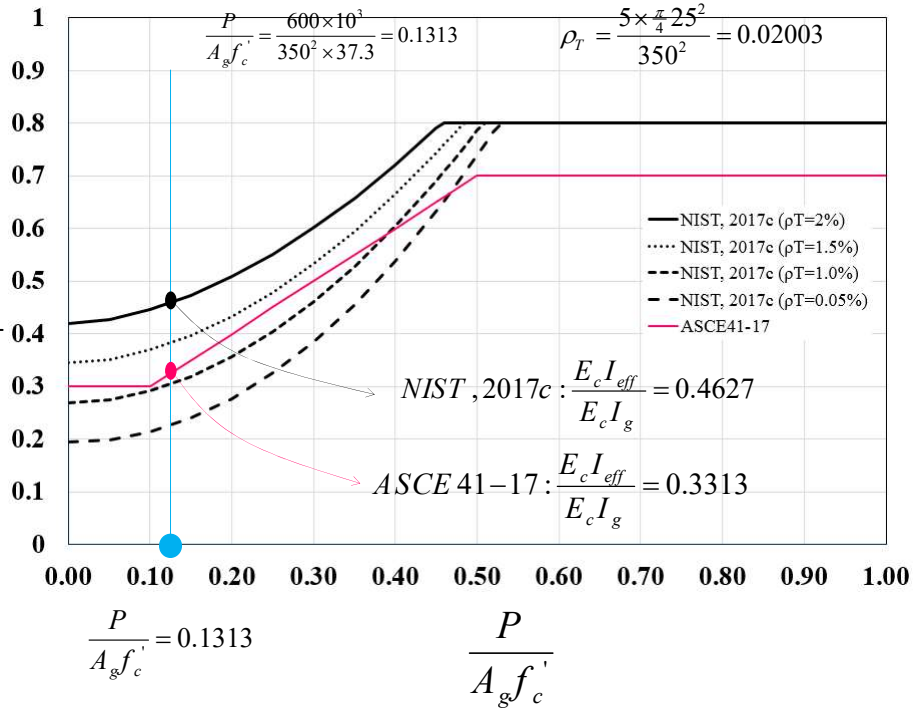
ρ_T : longitudinal tension reinforcement ratio defined as the area of longitudinal bars in tension divided by the gross section area, which can be taken as the section overall height multiplied by the section web width

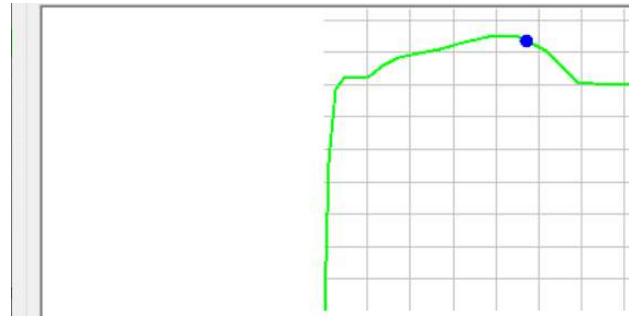
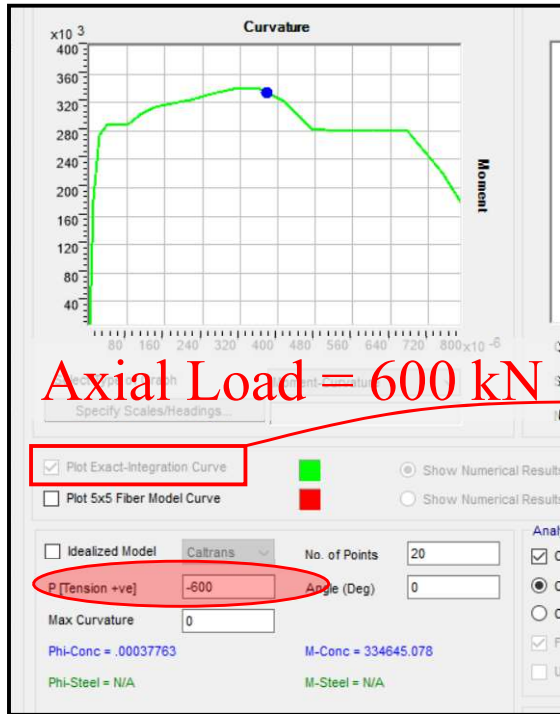




DR = 0.008

$$\frac{E_c I_{eff}}{E_c I_g}$$



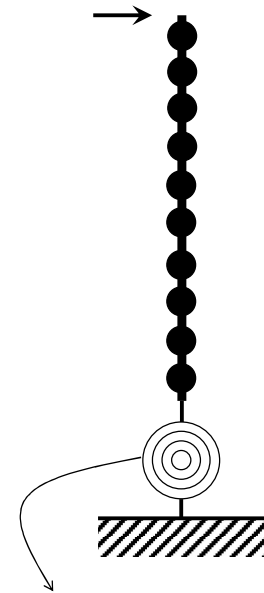
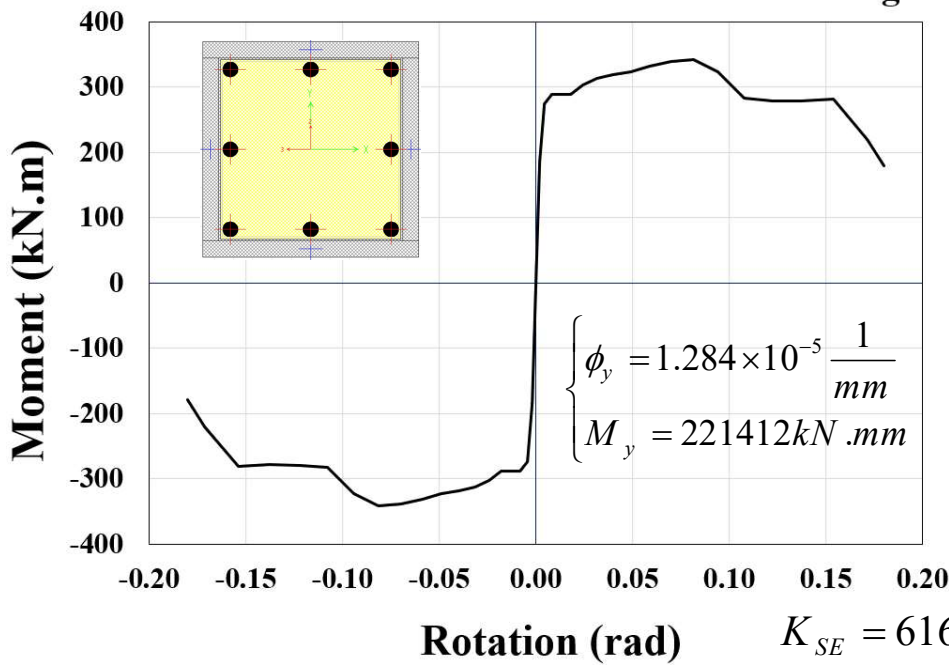


Results For Exact-Integration

$\phi_y(Initial) = 1.284E-05$
 $M_y = 221412$
 $\phi_{max} = 7.904E-04$
 $M_{max} = 179012$
 $\phi_{concrete} = 3.776E-04$

$$\begin{cases} \phi_y = 1.284 \times 10^{-5} \frac{1}{mm} \\ M_y = 221412 kN .mm \end{cases}$$

Moment-Rotation of RC Column Plastic Hinge



$K_{SE} = 61694873.12 kN .mm$

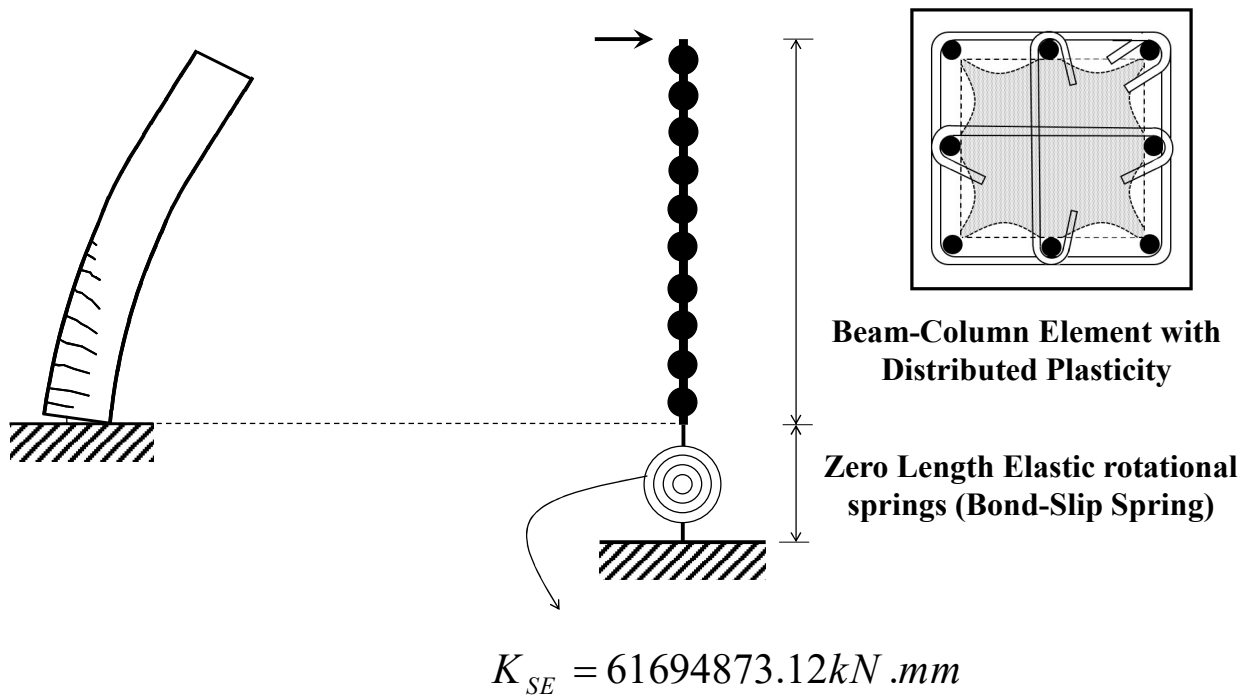
NIST GCR 17-917-46v3

$$l_p = 0.05l + 0.1 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \leq \frac{L}{4}$$

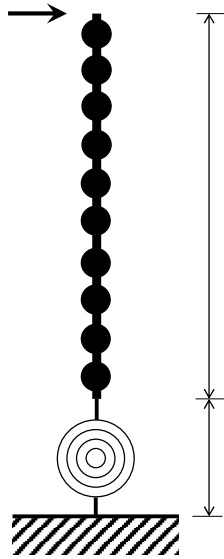
$$\Rightarrow l_p = 0.05 \times 1000 + 0.1 \frac{437}{\sqrt{37.3}} 25 = 228.88 \text{ mm} \leq \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \phi_y = 1.284 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{mm}} \\ M_y = 221412 \text{ kN} \cdot \text{mm} \end{cases} \quad l_{sp} = \frac{1}{3.2} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{1}{3.2} \frac{437}{\sqrt{37.3}} 25 = 559 \text{ mm}$$

$$K_{SE} = \frac{2M_y}{l_{sp} \phi_y} = \frac{2 \times 221412}{559 \times 1.284 \times 10^{-5}} = 61694873.12 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$



P Performance-Based Se



**Beam-Column
Element with
Distributed Plasticity**

**Zero Length Elastic
rotational springs
(Bond-Slip Spring)**

Frame Hinge Property Data for 3H1 - Fiber P-M2-M3

Fiber Definition Options
 Default From Section
 User Defined

Hinge Length
 Hinge Length: 0.228
 Relative Length

$$l_p = 0.05l + 0.1 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b = 228mm$$

25
 S-SD-2part
 Delete Incomplete Rows
 Clean Fiber Data

Fiber	Area	Coord3	Coord2	Material
1	4.910E-04	0.1301	0.1301	U6-Longitudinal-9%
2	4.910E-04	0.1301	-0.1301	U6-Longitudinal-9%
3	4.910E-04	-0.1301	-0.1301	U6-Longitudinal-9%
4	4.910E-04	-0.1301	0.1301	U6-Longitudinal-9%
5	4.910E-04	0.1301	-7.966E-18	U6-Longitudinal-9%
6	4.910E-04	-7.966E-18	-0.1301	U6-Longitudinal-9%
7	4.910E-04	-0.1301	7.966E-18	U6-Longitudinal-9%
8	4.910E-04	7.966E-18	0.1301	U6-Longitudinal-9%
9	7.729E-03	0.102	-0.102	U6-CC-Mander-Modified
10	5.391E-03	0.1365	-0.1365	U6-UC-Mander-Modified
11	0.0101	0.1024	3.136E-18	U6-CC-Mander-Modified
12	3.033E-03	0.162	-3.218E-18	U6-UC-Mander-Modified
13	7.729E-03	0.102	0.102	U6-CC-Mander-Modified
14	5.391E-03	0.1365	0.1365	U6-UC-Mander-Modified
15	0.0101	-3.582E-18	-0.1024	U6-CC-Mander-Modified

Show Properties...
 OK Cancel

Linear Link/Support Directional Properties

Link/Support Name: _____

Stiffness Values Used For All Load Cases
 Stiffness Is Uncoupled Stiffness Is Coupled

U1: Fixed U2: Fixed U3: Fixed R1: Fixed R2: Fixed R3: 61694873.

Damping Values Used For All Load Cases
 Damping Is Uncoupled Damping Is Coupled

U1: Fixed U2: Fixed U3: Fixed R1: Fixed R2: Fixed R3: 0.

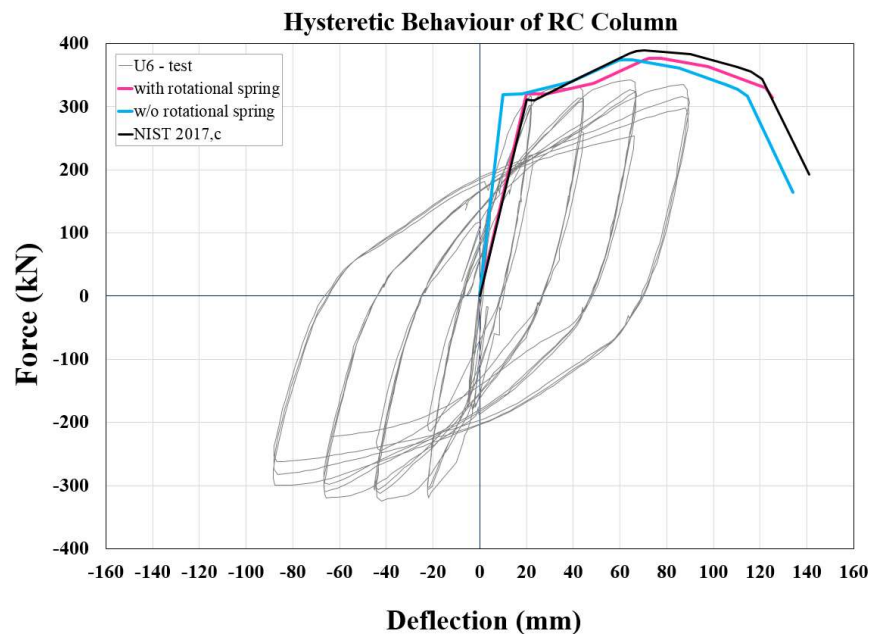
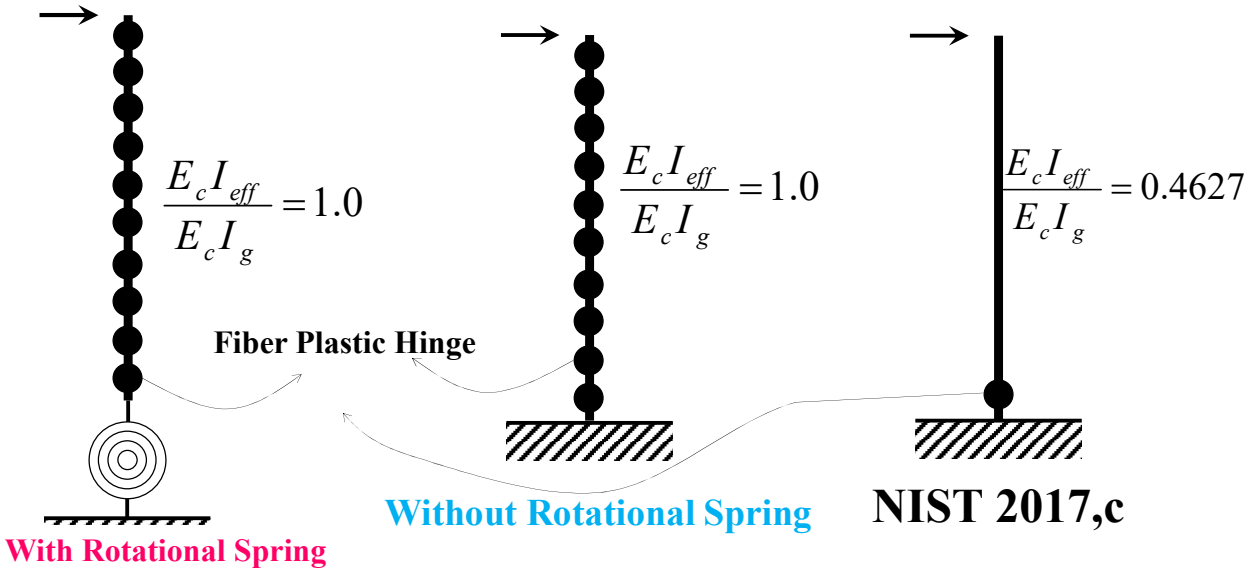
Shear Distance from End J: _____

$$K_{SE} = \frac{2M_y}{l_{sp} \phi_y} = \frac{2 \times 221412}{559 \times 1.284 \times 10^{-5}} = 61694873.12 kN \cdot mm$$

KN, mm, C

OK Cancel

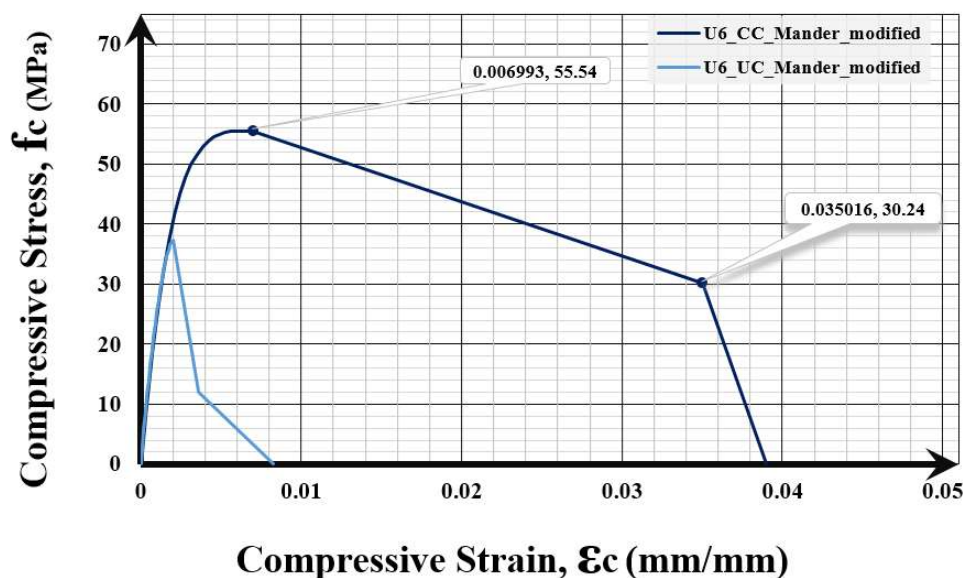
Effective stiffness in Fiber-Type Component Models

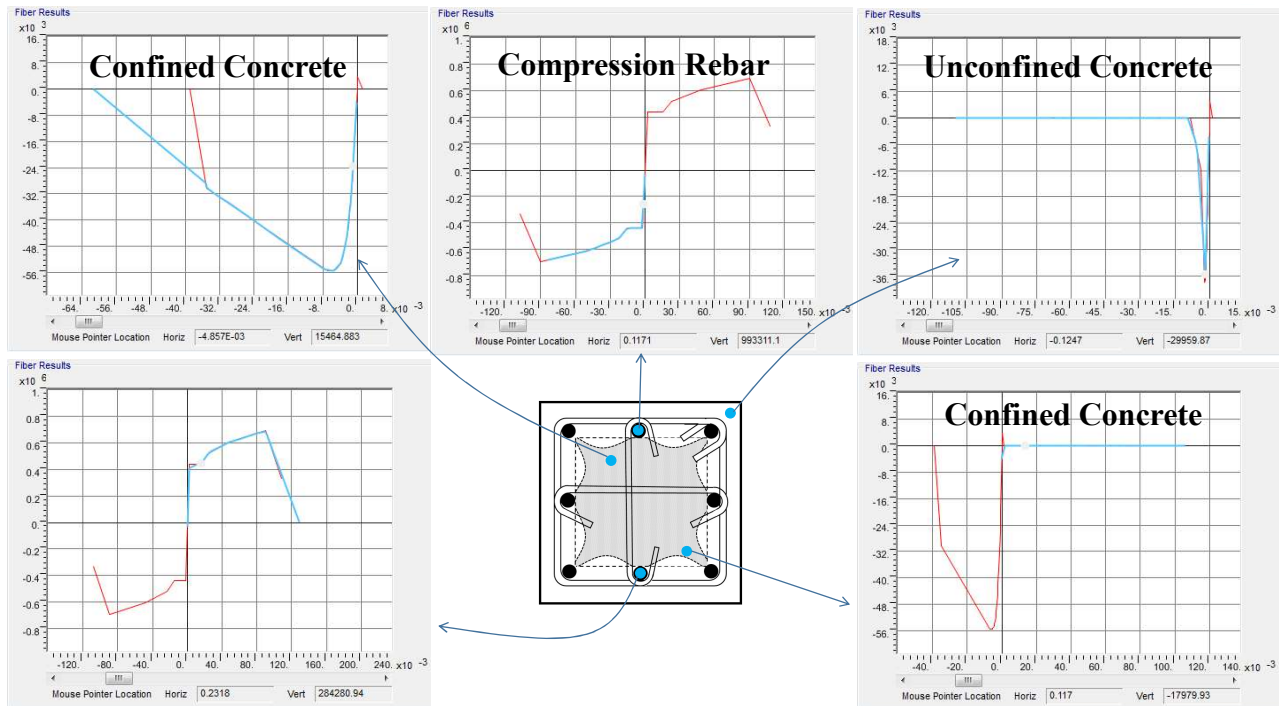


اصولاً به دلیل زوال مقاومتی درون سیکلی المان‌ها در بارگذاری سایکلک، نمودار حاصل از بارگذاری مونوتونیک بالاتر از منحنی هسیتیزیس خواهد بود. در این المان به دلیل محصور شدگی بالا اختلاف بین منحنی حاصل از تحلیل مونوتونیک با رفتار حاصل از بارگذاری سایکلک کم می‌باشد.

مطابق با روش‌های پیشنهادی در NIST GCR 17-917-46v3 برای شبیه‌سازی اثرات لغزش آرماتورهای طولی، می‌توان سختی حاصل از دوران به دلیل لغزش آرماتورهای طولی را به عنوان یک فنر دورانی الاستیک در انتهای عضو شبیه‌سازی کرد. منحنی صورتی رنگ حاصل از مدلی است که در آن فنر دورانی در انتهای المان مدل شده است و مفاصل پلاستیک فایبر در طول المان اختصاص داده شده است. منحنی آبی برای مدلی است که در آن هیچ شبیه‌سازی برای مدل لغزش انجام نشده و مفاصل فایبر در طول عضو اختصاص داده شده است. مطابق شکل مشخص است که در صورت شبیه‌سازی لغزش، سختی ارتجاعی مدل بسیار کاهش یافته و شباهت مناسبی با نتایج تست دارد. در هر دو منحنی آبی و صورتی، هیچ ضریب کاهش سختی به المان اختصاص داده نشده است. در NIST GCR 17-917-46v3 پیشنهاد می‌شود که در صورت عدم استفاده از مدل فنر دورانی می‌توان از ضرائب کاهش سختی معرفی شده توسط Kwon (2016) استفاده کرد و مدل مفصل پلاستیک فایبر را در انتهای عضو اختصاص داد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود ضرائب کاهش سختی این مدل دقت بسیار بالایی داشته و نتایج آن با نتایج حاصل از مدل سازی فنر دورانی لغزش، بسیار نزدیک به هم می‌باشد.

Concrete Stress-Strain Curve





Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components

Three Frame Model Idealization:

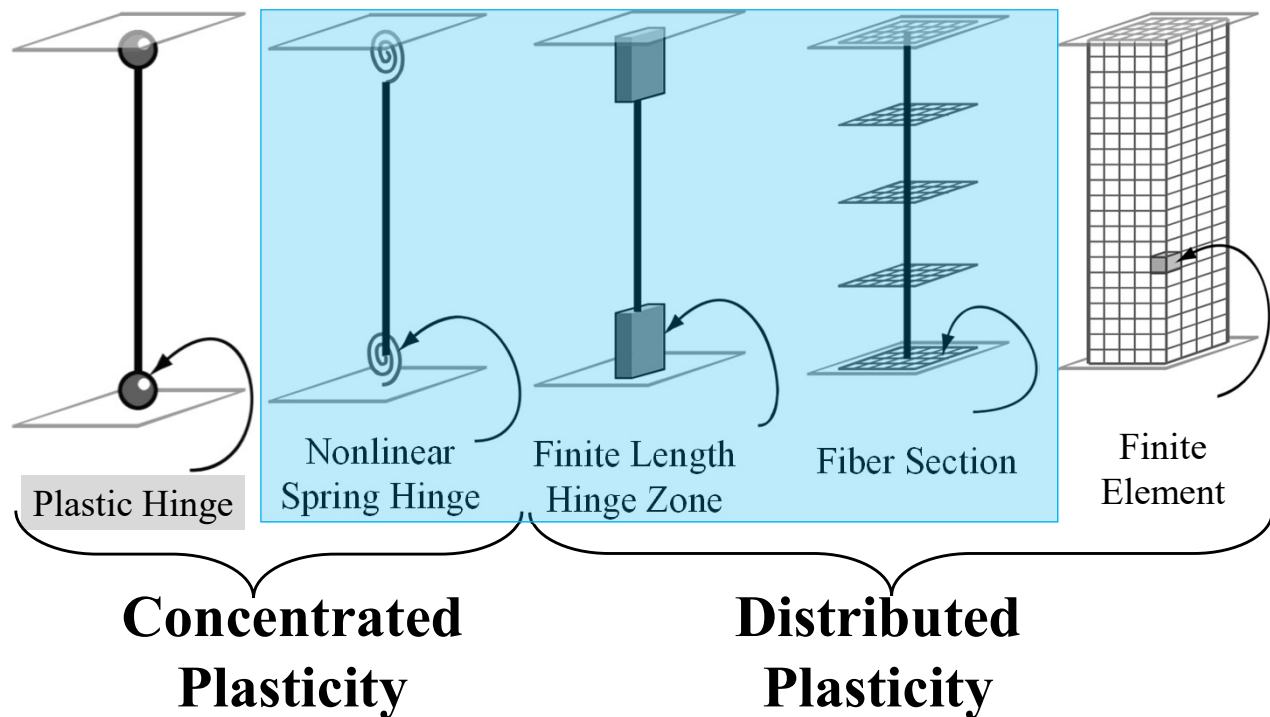
1-Concentrated Hinge Components Models

2-Fiber-Type Components Models

2-1-Concentrated (Lumped) Inelasticity Fiber Elements

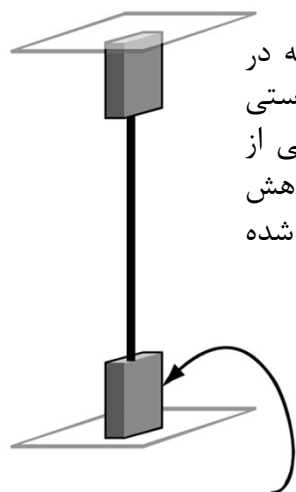
2-2-Distributed Inelasticity Fiber Elements

3-Continuum Finite Element Components Models



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components 1-Concentrated Inelasticity Fiber Elements

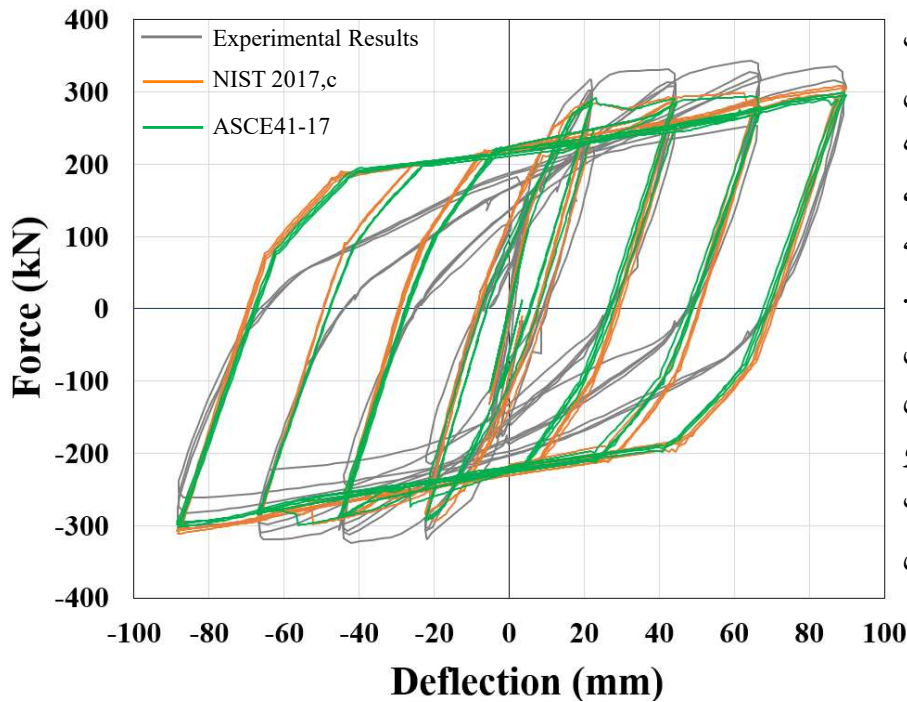


Finite Length Hinge Zone

در این بخش ستون U6 از طریق **فایبر متمرکز** شبیه‌سازی شده است. می‌دانیم که در مدل فایبر متمرکز بایستی اثرات ترک‌خوردگی بتن و لغزش آرماتورهای به درستی شبیه‌سازی گردد. چون هدف شبیه‌سازی مدل متمرکز می‌باشد بنابراین ناچاراً بایستی از ضرائب کاهش سختی استفاده کرد. برای این مدل از دو روش به محاسبه ضریب کاهش سختی پرداخته شده است. مدل مربوط به استاندارد ASCE41-17 و مدل ارائه شده در NIST 2017,c استفاده شده است.

$$\text{NIST 2017,c: } \frac{E_c I_{eff}}{E_c I_g} = 0.4627$$

$$\text{ASCE41-17: } \frac{E_c I_{eff}}{E_c I_g} = 0.3313$$

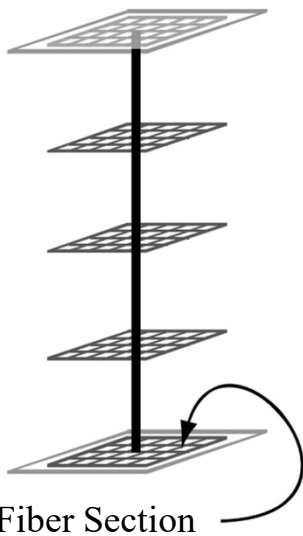


با وجود شبیه‌سازی اثرات ترک خوردگی بتن و لغزش آرماتورهای طولی و استفاده از مدل فایبر متمرکز، پینچینگ المان ستون به درستی مدل نشده است. دلیل اتفاق عدم توانایی مدل فایبر در شبیه‌سازی اندرکنش برش و خمش و عدم شبیه‌سازی اثرات باوشینگر آرماتورهای طولی در مدل هیستریزیس می‌باشد.

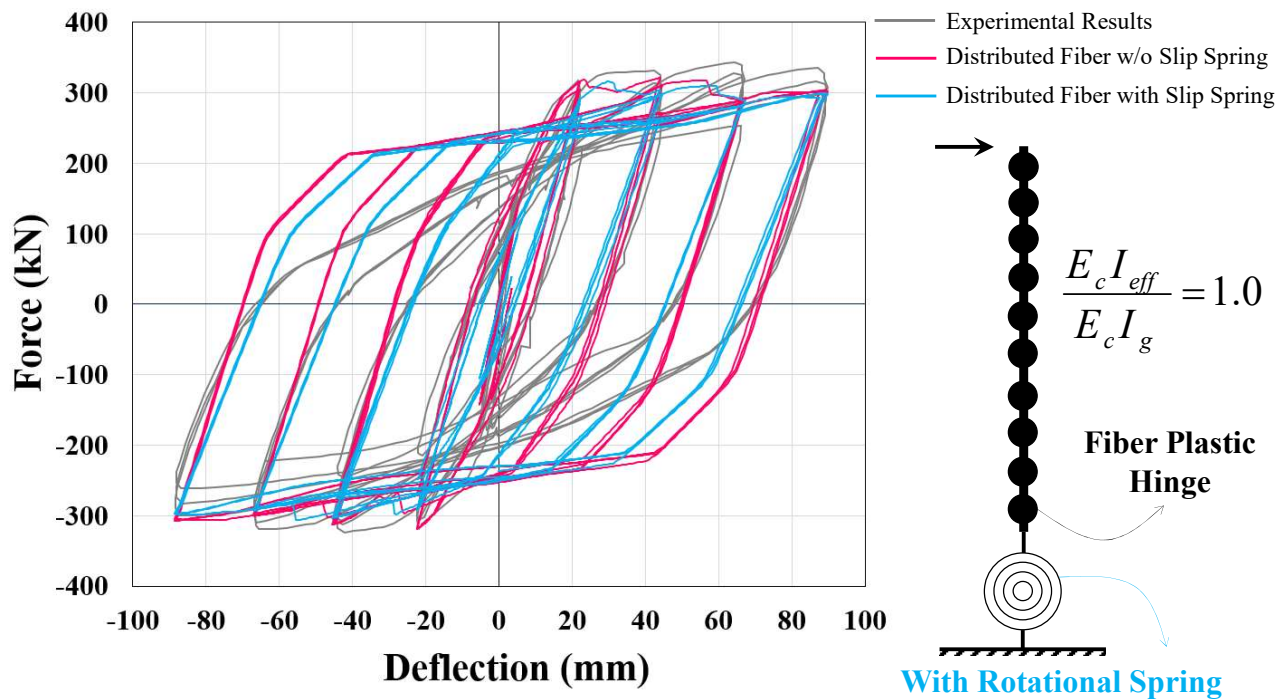
P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components 2-Distributed Inelasticity Fiber Elements



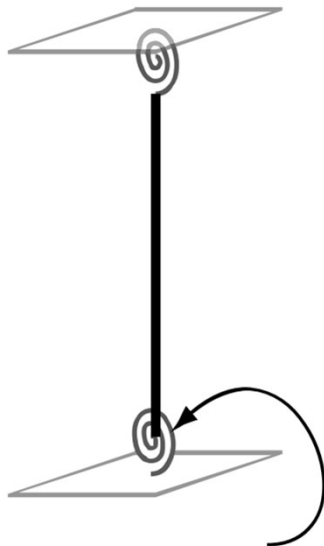
در این بخش ستون U6 از طریق **فایبر گسترده** شبیه‌سازی شده است. می‌دانیم که در مدل فایبر گسترده بایستی اثرات لغزش آرماتورهای طولی به نحو درستی شبیه‌سازی گردد. منحنی آبی رنگ حالتی را نشان می‌دهد که اثرات لغزش توسط فنر دورانی ارتجاعی شبیه‌سازی شده و منحنی صورتی رنگ حالتی می‌باشد که هیچ فنری شبیه‌سازی نشده است. همان طور که مشخص است سختی بخشی ارتجاعی برای منحنی آبی بسیار کاهش یافته و اثرات لغزش در پینچینگ منحنی نیز واضح می‌باشد. با توجه به نمودار مشخص است که سختی فنر دورانی نیز تقریباً قابل قبول است، چون نقطه جاری شدن مدل و با نتایج آزمایشگاهی تناسب دارد.



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components

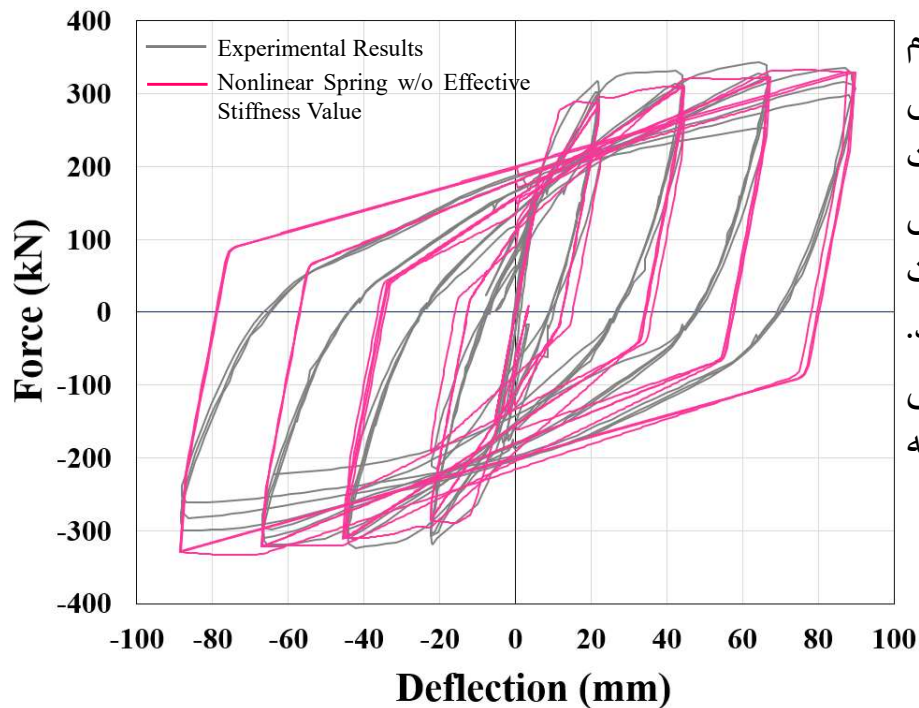
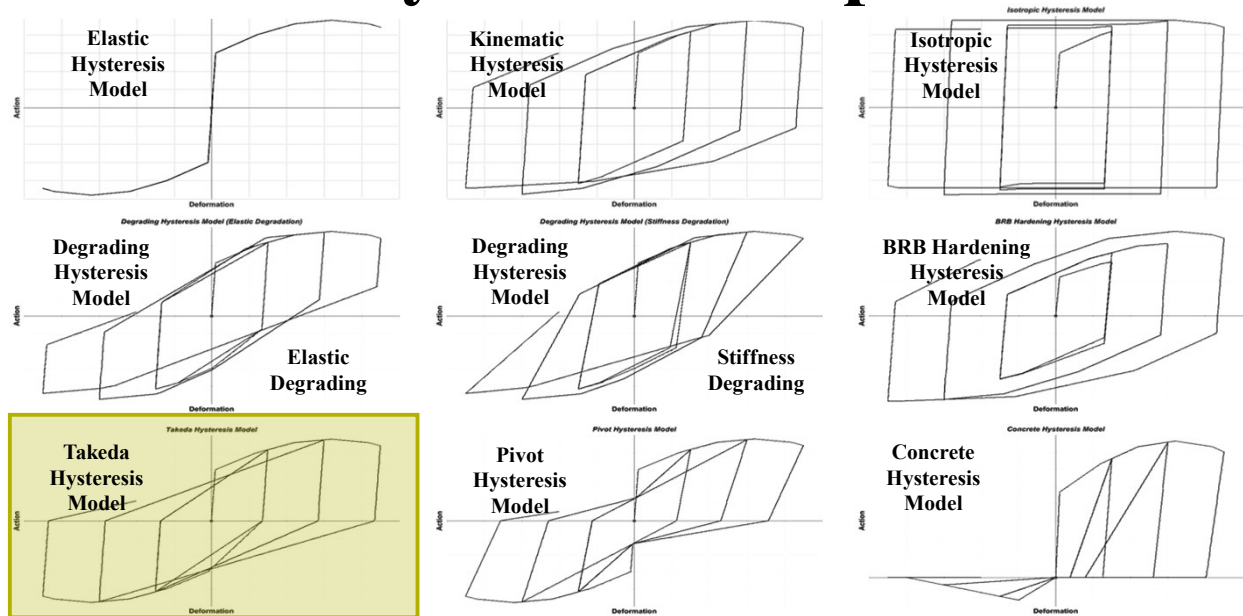
3-Nonlinear Spring Hinge



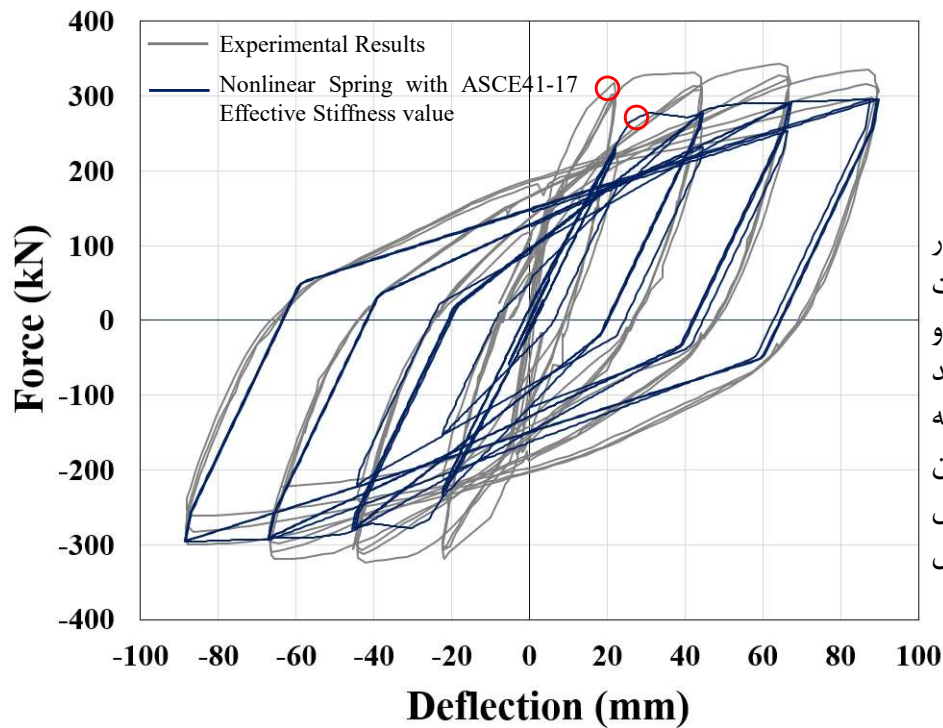
Nonlinear Spring Hinge

فهرهای غیرخطی این قابلیت را دارند تا براساس رفتار مقطع، مدل هیستریزیس را اعمال کنند. در این روش از مدل Takeda برای شبیه سازی لینک غیرخطی استفاده شده است. برای شبیه سازی اثرات ترک خوردگی و لغزش سه حالت در نظر گرفته شده است. حالت اول بدون هیچ ضریب کاهش سختی، حالت دوم با ضریب کاهش سختی استاندارد ASCE41-17 و حالت سوم با ضریب کاهش سختی NIST 2017,c انجام شده است. در ادامه نتایج با یکدیگر مقایسه می شود.

Hysteresis Loops



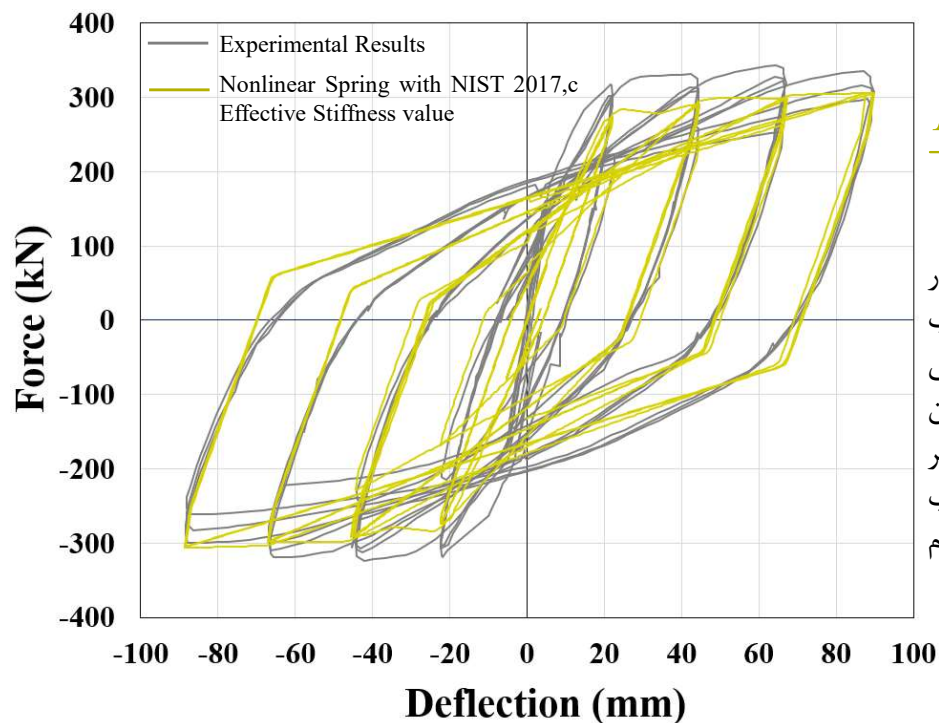
پر واضح است که عدم اعمال ضرائب کاهش سختی به مدل باعث می شود تا مدل هیستریزیس با نتایج تست اختلاف داشته باشد. بنابراین حتما بایستی ضرائب کاهش سختی به درستی اعمال گردد.



ASCE41-17 :

$$\frac{E_c I_{eff}}{E_c I_g} = 0.3313$$

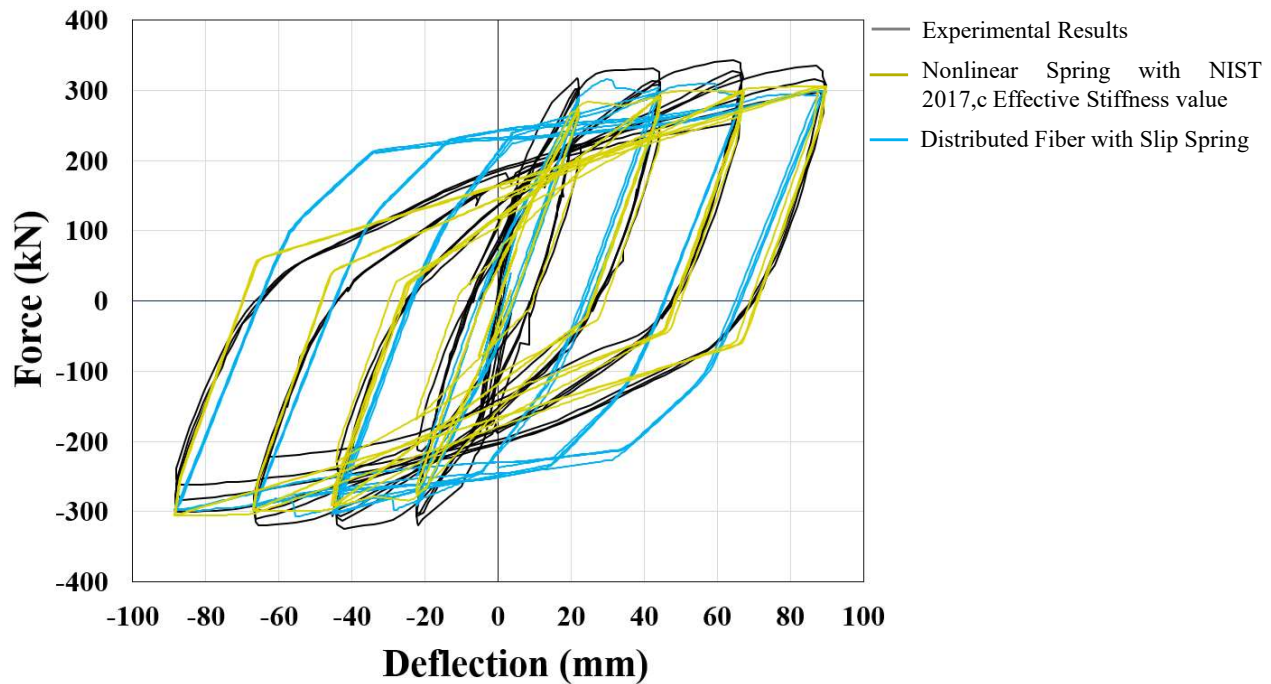
ضرائب کاهش سختی در اثرات ASCE41-17 آرماتورهای طولی کششی و دررفت ستون را لحاظ نمی‌کند بنابراین در برخی نمونه‌ها به مانند این نمونه جاری شدن مدل تحلیلی با مدل آزمایشگاهی اختلاف قابل مقایسه دارد.



NIST 2017,c :

$$\frac{E_c I_{eff}}{E_c I_g} = 0.4627$$

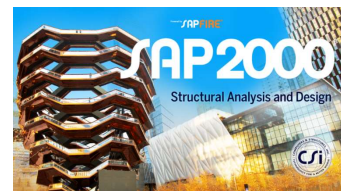
ضرائب کاهش سختی در اثرات NIST 2017,c آرماتورهای طولی کششی و دررفت ستون محاسبه می‌شود. به نظر می‌رسد این جواب مناسب جوابی باشد که بتوان از نرم افزار SAP2000 گرفت.



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components

در تحلیل‌های غیرخطی، تمامی سوالات و ابهامات را می‌توان در یک روند سیستماتیک به راحتی جواب داد. این روند سیستماتیک **ابتکاری**، به صورت ۳ سوال کلیدی در اسلاید بعدی معرفی می‌شود.



Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components

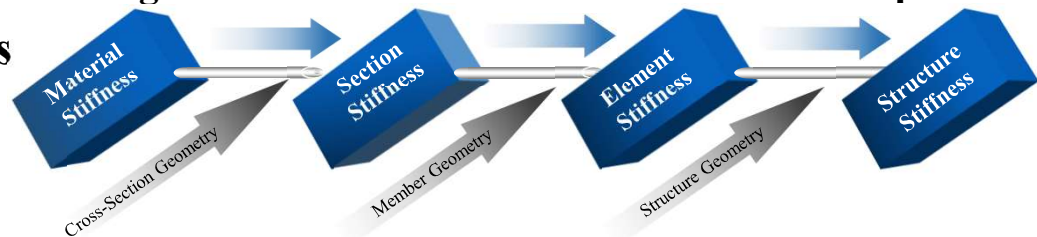
برای تعریف تک تک پارامترهای زیر (یا هر پارامتر دیگری که مربوط به المان‌های لرزه‌بر باشد) در روند تحلیل‌های غیرخطی، سه سوال کلیدی وجود دارد:

- | | | |
|---|-------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|
| } | 1-Stiffness (E_{cE} or E_{cL}, E_{steel}) ? | |
| | 2-Strength (Lower Bound or Expected) ? | 1- پارامتر مذکور در سلسله مراتب مصالح، مقطع، المان و کل سازه در چه موقعیتی قرار دارد؟ |
| | 3-Nonlinearity (Monotonic or Cyclic) ? | |
| | 4-Ductility (Monotonic or Cyclic) ? | |
| | 5-Deterioration (in-cycle or out-cycle (cyclic)) ? | 2- کدام یک از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) یا دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی انجام خواهد شد؟ |
| | 6-Hysteresis Behavior ? | |
| | 7-Acceptance Criteria (Robustness (progressive collapse)) ? | 3- کدام یک از مدل‌های غیرخطی مفصل پلاستیک یا فایبر استفاده می‌شود؟ |

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components

1-Stiffness

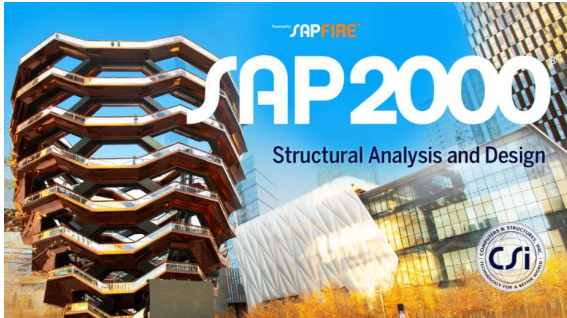


- سختی مقاطع وابسته به سختی مصالح و وابسته به هندسه کلی مقطع می‌باشد.
- سختی المان‌ها وابسته به سختی مقطع و هندسه کلی المان می‌باشد.
- سختی کلی سازه، وابسته به سختی المان‌ها، هندسه کلی سازه و نحوه اتصال المان‌ها به یکدیگر است.
- تمامی این سختی‌ها می‌توانند در محدوده خطی یا غیرخطی مصالح باشند.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Nonlinear Modeling of RC Elements with Fiber Approach

➤ برای معرفی رفتار مصالح بتنی (محصور شده و محصور نشده) و مصالح فولادی ابتدا مرور کلی به آپشن‌های نرم افزار Sap2000 و Etabs خواهیم داشت و در ادامه با دید بازتری مشخصات مصالح را تعریف خواهیم کرد.



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Nonlinear Modeling of RC Elements with Fiber Approach

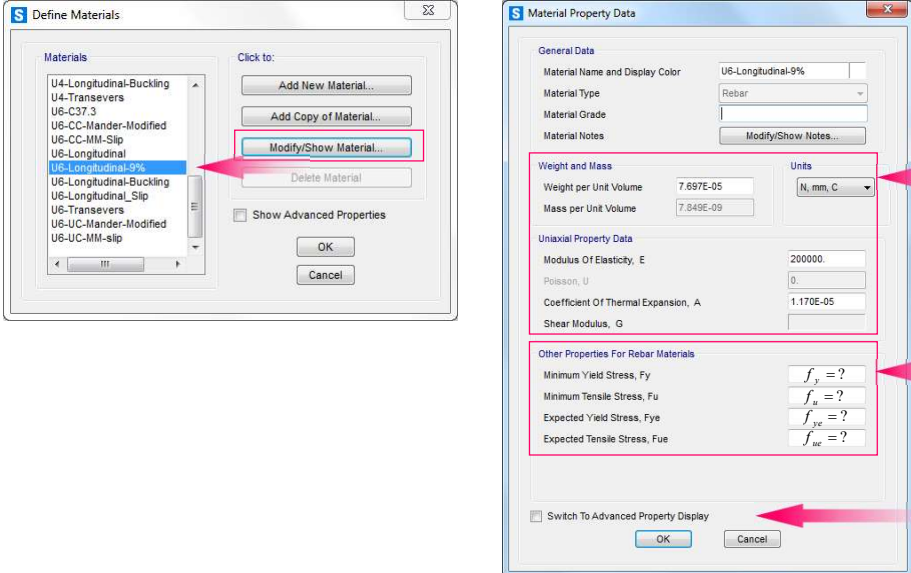
مشخصات مکانیکی مصالح بتنی برای تحلیل‌های ارتجاعي

مقاومت کرانه پایین مصالح بتنی

مقاومت مورد انتظار مصالح بتنی

تعریف منحنی تنش-کرنش و مدل هیستریزیس مصالح بتنی

Nonlinear Modeling of RC Elements with Fiber Approach



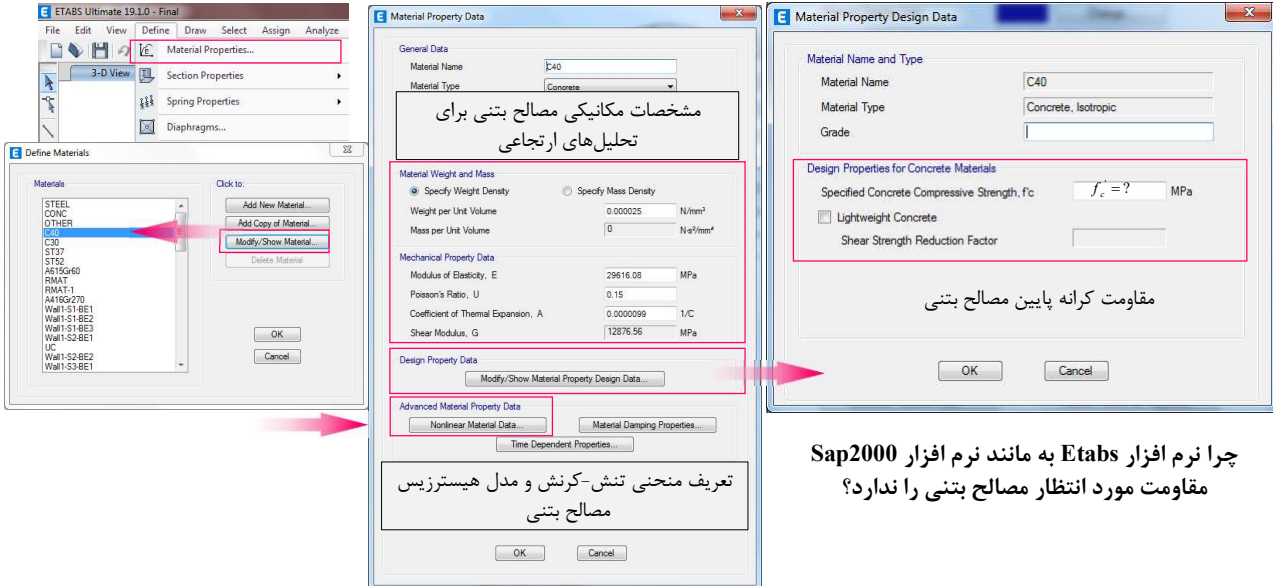
The image shows two dialog boxes from ETABS. The 'Define Materials' dialog on the left has a list of materials with 'U6-Longitudinal-9%' selected. The 'Material Property Data' dialog on the right is for 'U6-Longitudinal-9%' and shows various material properties. Red arrows point from Persian text annotations to specific fields in the dialog boxes.

مشخصات مکانیکی مصالح آرماتورهای طولی برای تحلیل های ارتجاعي

مقاومت تسلیم و مقاومت نهائی آرماتورهای طولی در دو حالت مقاومت کرانه پایین مصالح و مقاومت مورد انتظار مصالح

تعریف منحنی تنش-کرنش و مدل هیستریزس مصالح آرماتورهای طولی

Nonlinear Modeling of RC Elements with Fiber Approach



The image shows three dialog boxes from ETABS. The 'Define Materials' dialog on the left has 'C40' selected. The 'Material Property Data' dialog in the middle is for 'C40' concrete, showing mechanical and design properties. The 'Material Property Design Data' dialog on the right is for 'C40' concrete, showing design properties. Red arrows point from Persian text annotations to specific fields in the dialog boxes.

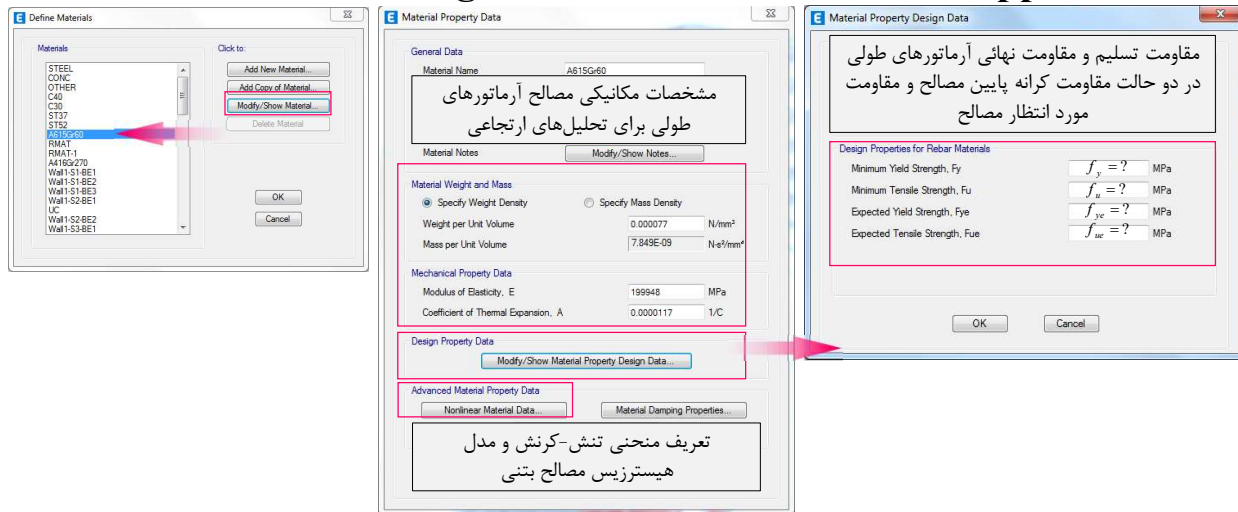
مشخصات مکانیکی مصالح بتنی برای تحلیل های ارتجاعي

مقاومت کرانه پایین مصالح بتنی

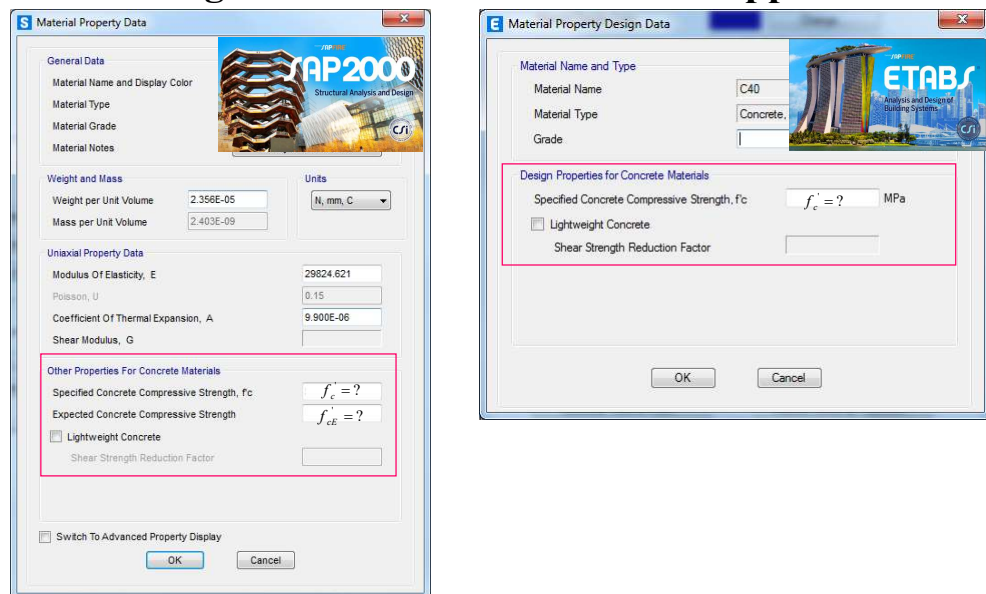
تعریف منحنی تنش-کرنش و مدل هیستریزس مصالح بتنی

چرا نرم افزار Etabs به مانند نرم افزار Sap2000 مقاومت مورد انتظار مصالح بتنی را ندارد؟

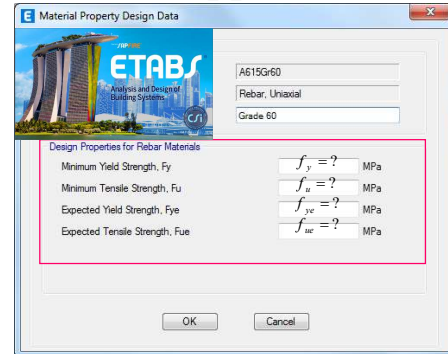
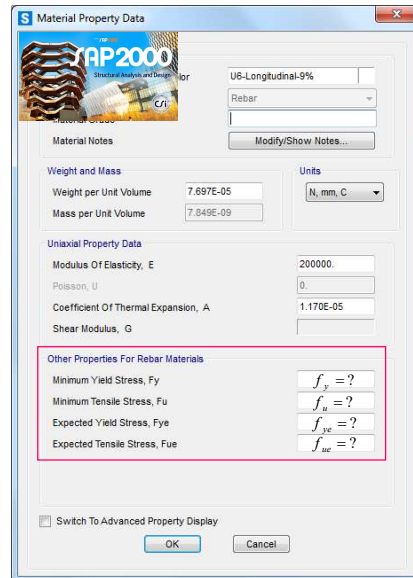
Nonlinear Modeling of RC Elements with Fiber Approach



Nonlinear Modeling of RC Elements with Fiber Approach



Nonlinear Modeling of RC Elements with Fiber Approach

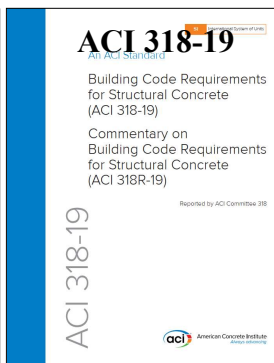
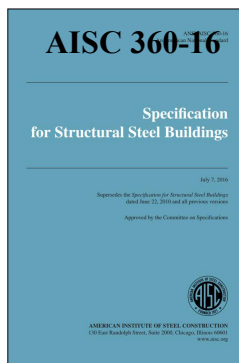


Nonlinear Modeling of RC Elements with Fiber Approach

Design Strength & Required Strength

1-Lower Bound Material Strength 2-Expected Material Strength

کاربرد **مقاومت مصالح کرانه پایین** و **مقاومت مصالح مورد انتظار در موارد زیر** چه تفاوتی با یکدیگر دارد؟

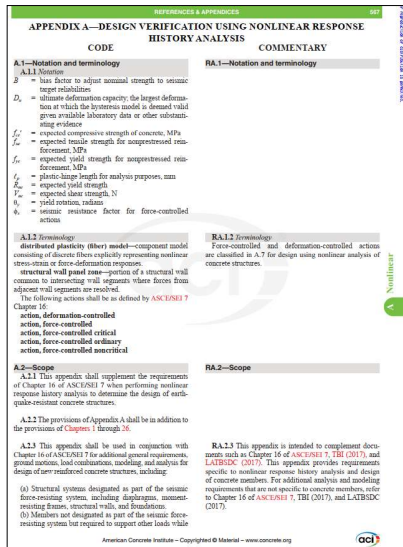


➤ تحلیل خطی استاتیکی معادل و تحلیل خطی دینامیکی
طیفی

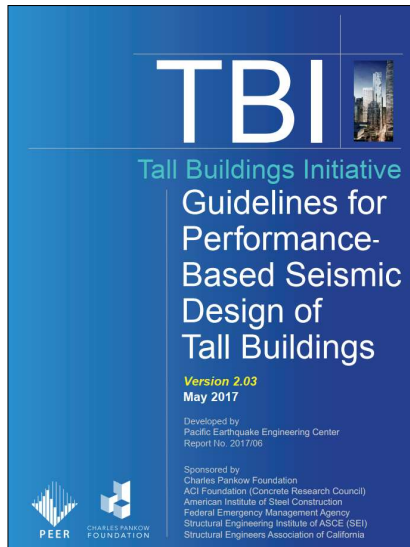
➤ طراحی عادی براساس ACI 318-19 و AISC 360-16

➤ طراحی لرزه‌ای براساس ACI 318-19 و AISC 341-16

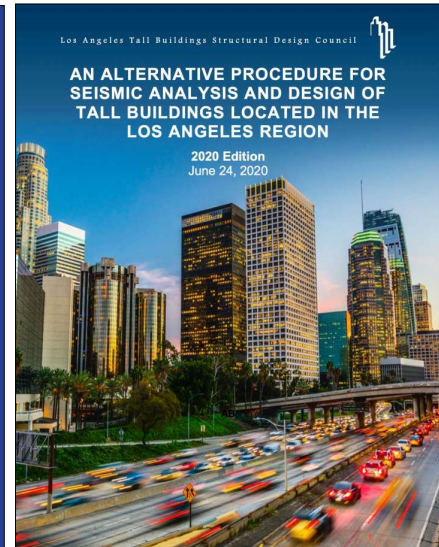
طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد براساس TBI (2017)، ACI 318-19 (Appendix A)، LATBSDC (2020)



ACI 318-19 (Appendix A)



TBI 2017



LATBSDC 2020

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Nonlinear Modeling of RC Elements with Fiber Approach Design Strength & Required Strength

1-Lower Bound Material Strength 2-Expected Material Strength

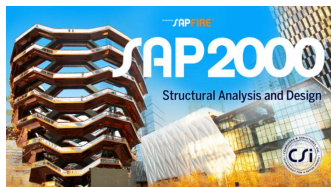
کاربرد مقاومت مصالح کرانه پایین و مقاومت مصالح مورد انتظار در موارد زیر چه تفاوتی با یکدیگر دارد؟

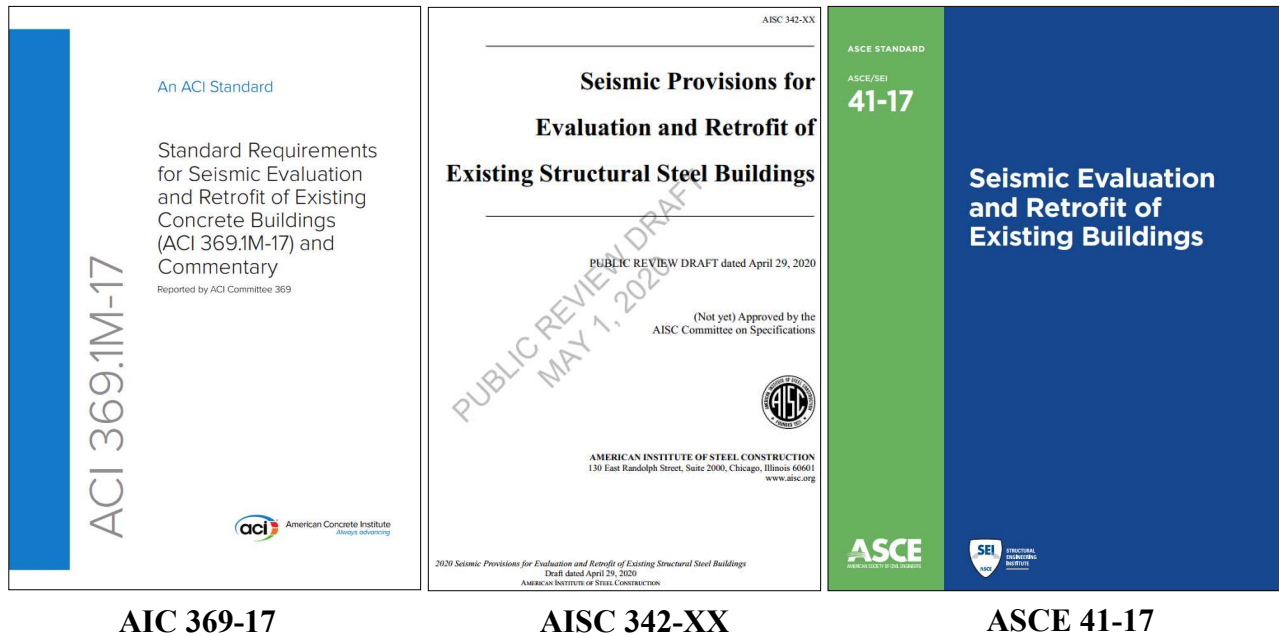
➤ بهسازی لرزه‌ای براساس ACI 369.1-17 و AISC 342-22 و ASCE 41-17

➤ تحلیل غیرخطی به روش مفصل پلاستیک و تحلیل غیرخطی به روش فایبر

➤ تلاش‌های Force Control و تلاش‌های Deformation Control

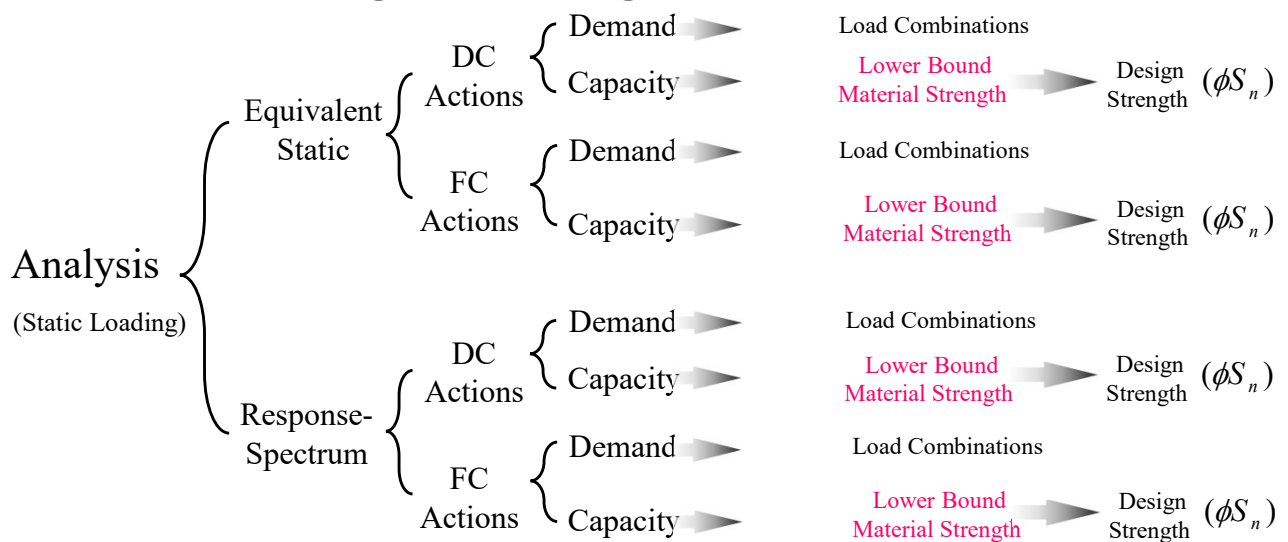
➤ نرم افزارهای Etabs و Sap2000



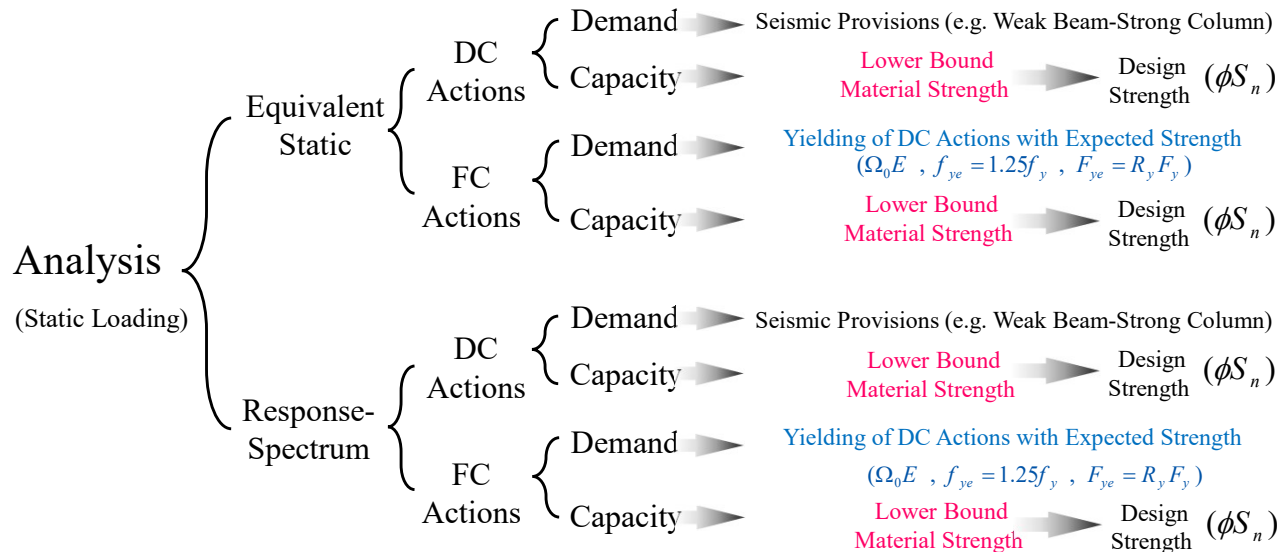


P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

Non-seismic Design According to ACI 318-19 & AISC 360-16



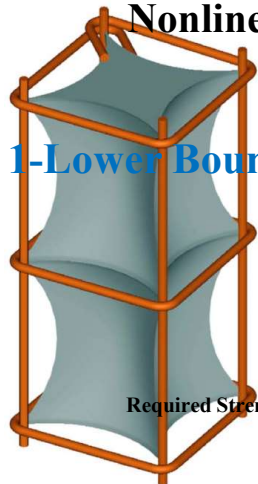
Seismic Design According to ACI 318-19 & AISC 360-16



Nonlinear Modeling of RC Elements with Fiber Approach

Design Strength & Required Strength

1-Lower Bound Material Strength 2-Expected Material Strength



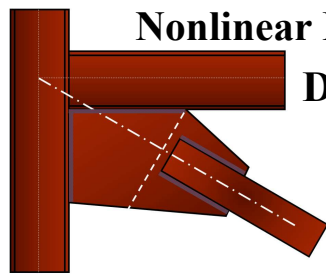
تمامی مفروضات محتمل در واقعیت (اجرای ساختمان)، که منجر به افزایش نیاز لرزه‌ای می‌گردد، بایستی به نحو مناسبی در طراحی لرزه‌ای وارد شود.

- برای محاسبه مقاومت خمشی مقطع از مقاومت کران پایین آرماتورهای طولی استفاده می‌شود. **Design Strength**
- برای محاسبه مقاومت برشی مقطع از مقاومت کران پایین مصالح استفاده می‌شود. **Design Strength**
- برای محاسبه نیاز برشی لرزه‌ای مقطع، فرض می‌شود آرماتورهای طولی با مقاومت تسلیم مورد انتظار، در خمش جاری می‌شوند. **Required Strength**
- بنابراین در روند طراحی تجویزی، برای طراحی خمشی مقطع، **مقاومت کرانه پایین آرماتورهای طولی**، و برای طراحی برشی، **مقاومت مورد انتظار آرماتورهای طولی** ملاک محاسبات خواهد بود. لذا در روند طراحی براساس ACI 318-19، یک آرماتور طولی مشخص هم با مقاومت کرانه پایین وارد محاسبات شده و هم با مورد انتظار! ...

$$\text{Longitudinal Reinforcement Yield Stress} \begin{cases} P - M_2 - M_3 (DC) \Rightarrow \text{Capacity} \Rightarrow f_s = f_{yL} \\ V_2 \text{ or } V_3 (FC) \Rightarrow \text{Demand} \Rightarrow f_s = f_{yE} \end{cases}$$

Nonlinear Modeling of RC Elements with Fiber Approach

Design Strength & Required Strength



تمامی مفروضات محتمل در واقعیت (اجرای ساختمان)، که منجر به افزایش نیاز لرزه‌ای می‌گردد، بایستی به نحو مناسبی در طراحی لرزه‌ای وارد شود.

1-Lower Bound Material Strength

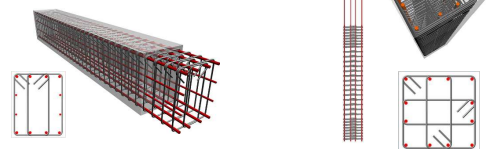
2-Expected Material Strength

- Design Strength** برای محاسبه مقاومت تسلیم کششی مقطع مهاربند، از مقاومت کران پایین مصالح پروفیل فولادی استفاده می‌شود.
- Required Strength** برای محاسبه مقاومت محوری فشاری ستون کنار مهاربند از مقاومت کران پایین مصالح پروفیل فولادی استفاده می‌شود.
- برای محاسبه نیاز لرزه‌ای ستون کنار مهاربند (نیروی محوری فشاری لرزه‌ای)، فرض می‌شود مهاربندها با مقاومت تسلیم مورد انتظار، در کشش جاری می‌شوند.
- بنابراین در روند طراحی تجویزی، برای طراحی کششی مهاربند، مقاومت کرانه پایین تسلیم کششی مهاربند و برای محوری فشاری ستون، مقاومت مورد انتظار تسلیم کششی مهاربند ملاک محاسبات خواهد بود. لذا در روند طراحی براساس AISC 360-16 و AISC 341-16، یک مهاربند مشخص هم با مقاومت کرانه پایین وارد محاسبات شده و هم با مورد انتظار! ...

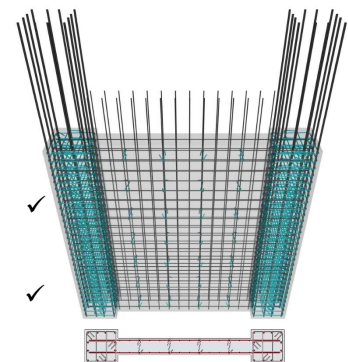
$$\text{CBF Elements Yield Stress} \begin{cases} \text{Brace: Axial P (DC)} \Rightarrow \text{Capacity} \Rightarrow F_s = F_{yL} \\ \text{Column: Axial P_Compression_FC} \Rightarrow \text{Demand} \Rightarrow F_s = F_{yE} = R_y F_y \end{cases}$$

Expected Strength for DC Actions (Capacity)

DC Actions { Demand Load combination & Seismic Provisions
Capacity Lower Bound Material Strength



FC Actions { Demand Yielding of DC Actions with Expected Strength
($\Omega_0 E$, $f_{ye} = 1.25 f_y$, $F_{ye} = R_y F_y$)
Capacity Lower Bound Material Strength

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u$$


✓ در آنالیز خطی و طراحی تجویزی اثرات مقاومت مورد انتظار تلاش‌های DC برای محاسبه Demand این تلاش‌ها مغفول مانده است.

✓ برای لحاظ کردن مقاومت مورد انتظار تلاش‌های DC در روند تحلیل و طراحی چیست؟

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

چرا استاندارد ۲۸۰۰ و استاندارد ۷ ASCE در طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد، تحلیل‌های خطی تجویزی را اساس حداقل مقاومت سازه لحاظ می‌کنند؟



۳-۲-۳ روش‌های تحلیل غیرخطی

روش‌های تحلیل غیرخطی را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به کاربرد، ولی برای استفاده از آنها ضروری است سازه علاوه بر اقصاع الزامات آنها، ضوابط تحلیل و طراحی یکی از روش‌های خطی عنوان شده در بند (۳-۲-۳) را نیز اقصاع نماید. الزامات مربوط به روش‌های تحلیل غیرخطی در پیوست شماره (۲) ارائه شده است.

۲-۲-۳ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایه و یا ساختمان‌های زیر به کار گرفت:

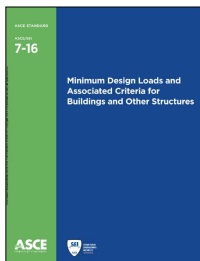
الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

- نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
- نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

چرا استاندارد ۲۸۰۰ و استاندارد ۷ ASCE در طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد، تحلیل‌های خطی تجویزی را اساس حداقل مقاومت سازه لحاظ می‌کنند؟



16.1.2 Linear Analysis. In addition to nonlinear response history analysis, a linear analysis in accordance with one of the applicable procedures of Chapter 12 shall also be performed. The structure's design shall meet all applicable criteria of Chapter 12. Where soil-structure interaction in accordance with Chapter 19 is used in the nonlinear analysis, it shall be permitted to also use the corresponding spectral adjustment in the linear analysis.

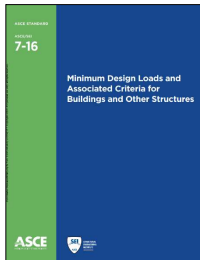
EXCEPTIONS:

1. For Risk Category I, II, and III structures, Sections 12.12.1 and 12.12.5 do not apply to the linear analysis. Where mean computed drifts from the nonlinear analyses exceed 150% of the permissible story drifts per Section 12.12.1, deformation-sensitive nonstructural components shall be designed for 2/3 of these mean drifts.
2. The overstrength factor, Ω_0 , is permitted to be taken as 1.0 for the seismic load effects of Section 12.4.3.
3. The redundancy factor, ρ , is permitted to be taken as 1.0.
4. Where accidental torsion is explicitly modeled in the nonlinear analysis, it shall be permitted to take the value of A_x as unity in the Chapter 12 analysis.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

چرا استاندارد ۲۸۰۰ و استاندارد ASCE 7 در طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد، تحلیل‌های

خطی تجویزی را اساس حداقل مقاومت سازه لحاظ می‌کنند؟



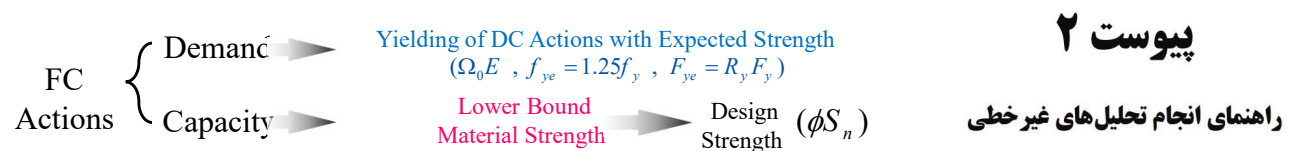
C16.1.2. Linear Analysis. As a precondition to performing nonlinear response history analysis, a linear analysis in accordance with the requirements of Chapter 12 is required. Any of the linear procedures allowed in Chapter 12 may be used. The purpose of this requirement is to ensure that structures designed using nonlinear response history analyses meet the minimum strength and other criteria of Chapter 12, with a few exceptions.

strength and other criteria of Chapter 12, with a few exceptions. In particular, when performing the Chapter 12 evaluations it is permitted to take the value of Ω_0 as 1.0 because it is felt that values of demand obtained from the nonlinear procedure is a more accurate representation of the maximum forces that will be delivered to critical elements, considering structural over-strength, than does the application of the judgmentally derived factors specified in Chapter 12.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

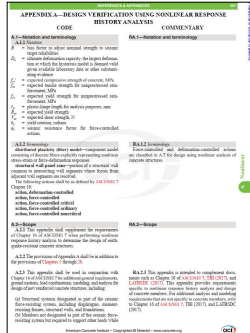
چرا استاندارد ۲۸۰۰ و استاندارد ASCE 7 در طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد، تحلیل‌های

خطی تجویزی را اساس حداقل مقاومت سازه لحاظ می‌کنند؟



۳-۱۲-۳ کنترل مقاومت اعضا در خصوص تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییر شکل، با توجه به بازتاب‌های حاصل از تحلیل ضروری نیست. در مورد آن دسته از تلاش‌ها که کنترل آنها با توجه به ضرایب اضافه‌مقاومت در روش‌های تحلیل خطی ضروری است، مقادیر تلاش‌های حاصل از تحلیل غیرخطی در تغییرمکان هدف را باید بدون ضرب کردن در ضریب اضافه مقاومت مورد استفاده قرار داد. در صورتی‌که این تلاش‌ها از ظرفیت کرانه پایین آنها بیشتر نباشد، قابل قبول تلقی می‌گردد.

Performance Based Seismic Design According to ACI 318-19



ACI 318-19 (Appendix A)

A.9—Expected material strength

A.9.1 Expected material strength shall be defined based on applicable project-specific data or data from projects using similar materials and construction. If applicable data are not available, the expected material strengths in Table A.9.1 shall be permitted.

Table A.9.1—Expected material strengths

Material		Expected strength	
Concrete		$f_{cc}' = 1.3f_c^{(1)}$	
Reinforcing steel		Expected yield strength, f_{ye} , psi	Expected tensile strength, f_{ue} , psi
A615	Grade 60	70,000	106,000
A706	Grade 60	69,000	95,000
	Grade 80	85,000	112,000

⁽¹⁾Expected strength f_{cc}' is strength expected at approximately 1 year or longer.

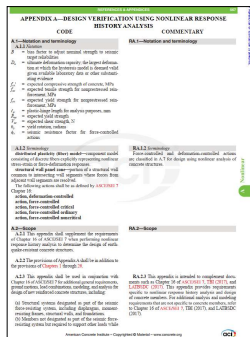
$$f_y = 60 \text{ ksi} = 413.7 \text{ MPa}$$

$$f_{ye} = 69 \text{ ksi} = 475.75 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_{ye}}{f_y} = \frac{69}{60} = 1.15$$

- f_{cc}' = expected compressive strength of concrete, psi
- f_{ue} = expected tensile strength for nonprestressed reinforcement, psi
- f_{ye} = expected yield strength for nonprestressed reinforcement, psi

Performance Based Seismic Design According to ACI 318-19



ACI 318-19 (Appendix A)

Table A.9.1—Expected material strengths

Material		Expected strength	
Concrete		$f_{cc}' = 1.3f_c^{(1)}$	
Reinforcing steel		Expected yield strength, f_{ye} , psi	Expected tensile strength, f_{ue} , psi
A615	Grade 60	70,000	106,000
A706	Grade 60	69,000	95,000
	Grade 80	85,000	112,000

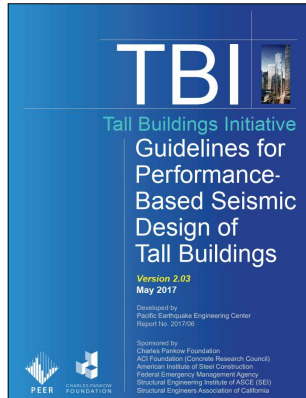
⁽¹⁾Expected strength f_{cc}' is strength expected at approximately 1 year or longer.

Type of Steel	ASTM Designation	Grade Designation	Minimum Yield Strength, psi (MPa)	Minimum Tensile Strength, psi (MPa)	Minimum Elongation in 8 in (200 mm)	
					Bar No.	Elongation, %
Low-alloy steel deformed bars	A706	60 (420)	60,000 (420) [78,000 (540) maximum]	80,000* (550)	3-6 (10-19)	14
		80 (550)	80,000 (550) [98,000 (675) maximum]	100,000* (690)	7-11 (22-36)	12
					3-6 (10-19)	12
					14, 18 (43, 57)	10

Designation	Yield Strength, $f_{y,actual}$		Tensile Strength, $f_{ts,actual}$		$\frac{f_{y,actual}}{f_y}$	$\frac{f_{ts,actual}}{f_{ye}}$	No. 4 (No. 13) Bar Elongation in 8 in (200 mm)		No. 11 (No. 36) Bar Elongation in 8 in (200 mm)	
	Mean, ksi (MPa)	CoV	Mean, ksi (MPa)	CoV			Mean, %	CoV	Mean, %	CoV
A615, Grade 40	56.0 (386)	0.088	81.8 (564)	0.087	1.40	1.46	19.0	0.15	-	-
A615, Grade 60	69.6 (480)	0.072	106 (728)	0.063	1.16	1.52	13.0	0.15	12.3	0.23
A615, Grade 75	81.5 (562)	0.055	114 (786)	0.040	1.09	1.40	11.9	0.13	10.4	0.083
A706, Grade 60	69.1 (477)	0.053	95.2 (636)	0.052	1.15	1.33	15.4	0.088	14.9	0.13

TABLE 2.6 Mean and Coefficient of Variation (CoV) of Reinforcement Mechanical Properties (after Bournoville et al., 2004)

Performance Based Seismic Design According to TBI 2017



TBI 2017

Table 4-2 Expected material strengths.

Material	Expected strength	
	Expected Yield Strength, f_y , psi	Expected Ultimate Strength, f_u , psi
Reinforcing Steel		
A615 Grade 60	70,000	106,000
A615 Grade 75	82,000	114,000
A706 Grade 60	69,000	95,000
A706 Grade 80	85,000	112,000
Structural Steel***		
Hot-rolled structural shapes and bars		
ASTM A36/A36M	$1.5 f_y$	$1.2 f_u$
ASTM A572/A572M Grade 50	$1.1 f_y$	$1.1 f_u$
ASTM A913/A913M Grade 50, 60, 65 or 70	$1.1 f_y$	$1.1 f_u$
ASTM A992/A992M	$1.1 f_y$	$1.1 f_u$
Plates		
ASTM A36/A36M	$1.3 f_y$	$1.2 f_u$
ASTM A572/A572M Grade 50, 55	$1.1 f_y$	$1.2 f_u$
Concrete	$f_c = 1.3 f_y^{\dagger}$	

$$f_y = 60 \text{ ksi} = 413.7 \text{ MPa}$$

$$f_{ye} = 69 \text{ ksi} = 475.75 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_{ye}}{f_y} = \frac{69}{60} = 1.15$$

Performance Based Seismic Design According to 2800 (Appendix 2)

پیوست ۲

راهنمای انجام تحلیل‌های غیر خطی

۴-۲ مقاومت اعضا براساس مقادیر مورد انتظار (میانگین) مشخصات مصالح محاسبه می‌شود. مشخصات میانگین مصالح با ضرب عدد ۱/۱۵ در مقادیر مقاومت مشخصه مصالح (کرانه پایین) به دست می‌آیند.

Design Strength & Required Strength

ACI 318-19

4.6—Strength

4.6.1 Design strength of a member and its joints and connections, in terms of moment, shear, torsional, axial, and bearing strength, shall be taken as the nominal strength S_n multiplied by the applicable strength reduction factor ϕ .

4.6.2 Structures and structural members shall have design strength at all sections, ϕS_n , greater than or equal to the required strength U calculated for the factored loads and forces in such combinations as required by this Code or the general building code.

design strength \geq required strength

$$\phi S_n \geq U$$

AISC 360-16

1. Design for Strength Using Load and Resistance Factor Design (LRFD)

Design according to the provisions for load and resistance factor design (LRFD) satisfies the requirements of this Specification when the design strength of each structural component equals or exceeds the required strength determined on the basis of the LRFD load combinations. All provisions of this Specification, except for those in Section B3.2, shall apply.

Design shall be performed in accordance with Equation B3-1:

$$R_u \leq \phi R_n \tag{B3-1}$$

where

R_u = required strength using LRFD load combinations

R_n = nominal strength

ϕ = resistance factor

ϕR_n = design strength

ASCE 41-17 (Chapter 7: Analysis Procedures And Acceptance Criteria)

7.5.1.3 Expected and Lower-Bound Strengths. In Fig. 7-4, Q_y represents the yield strength of the component. Where evaluating the behavior of **deformation-controlled** actions, the expected strength, Q_{CE} , shall be used. Q_{CE} is defined as the mean value of resistance of a component at the deformation level anticipated for a population of similar components, including consideration of the variability in material strength and strain hardening and plastic section development. Where evaluating the behavior of **force-controlled actions**, a lower-bound estimate of the component strength, Q_{CL} , shall be used. Q_{CL} is defined as the mean minus one standard deviation of the yield strengths, Q_y , for a population of similar components.

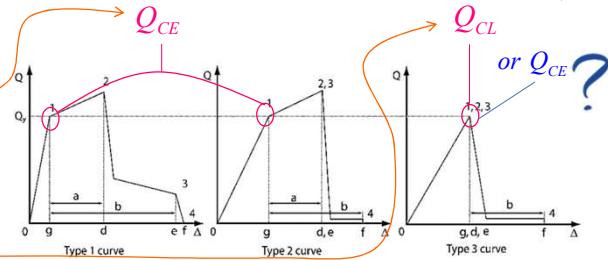


Figure 7-4. Component Force Versus Deformation Curves

Table 7-7. Calculation of Component Action Capacity: Nonlinear Procedures

Parameter	Deformation Controlled	Force Controlled
Deformation capacity (existing component)	$\kappa \times$ Deformation limit	N/A
Deformation capacity (new component)	Deformation limit	N/A
Strength capacity (existing component)	N/A	$\kappa \times Q_{CL}$
Strength capacity (new component)	N/A	Q_{CL}

ASCE 41-17 (Chapter 7: Analysis Procedures And Acceptance Criteria)

7.5.1.2 Deformation-Controlled and Force-Controlled Actions

The Type 3 curve depicted in Fig. 7-4 is representative of a brittle or nonductile behavior where there is an elastic range (points 0 to 1 on the curve) followed by loss of seismic-force-resisting capacity at point 3 and loss of gravity-load-resisting capacity at the deformation associated with point 4. **Primary component actions exhibiting this behavior shall be classified as force controlled. Secondary component actions exhibiting this behavior shall be classified as deformation controlled if $f \geq 2g$; otherwise, they shall be classified as force controlled.**

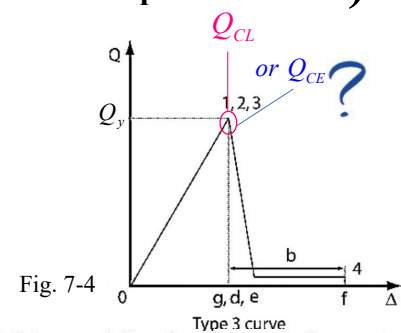


Fig. 7-4

Type 3 curve

7.5.1.1 Primary and Secondary Components. Components that affect the lateral stiffness or distribution of forces in a structure, or are loaded as a result of lateral deformation of the structure, shall be classified as primary or secondary, even if they are not intended to be part of the seismic-force-resisting system.

A structural component that is required to resist seismic forces and accommodate deformations for the structure to achieve the selected Performance Level shall be classified as primary.

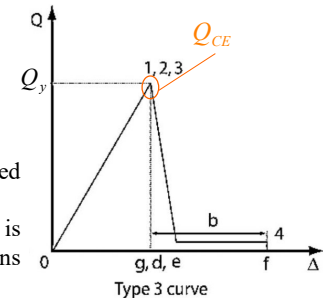
A structural component that accommodates seismic deformations and is not required to resist seismic forces for the structure to achieve the selected Performance Level shall be permitted to be classified as secondary.

ASCE 41-17 (Chapter 7: Analysis Procedures And Acceptance Criteria)

7.5.1.2 Deformation-Controlled and Force-Controlled Actions

For nonlinear procedures, force-controlled components defined in Chapters 8 through 12 may be **reclassified** as Type 3 **deformation-controlled** components, provided the following criteria are met:

1. The component action being reclassified exhibits the Type 3 deformation-controlled performance defined in this section;
2. The gravity-load-resisting load path is not altered, or if it is altered, an alternate load path is provided to ensure that local stability is maintained in accordance with the load combinations of Section 7.2.2 at the anticipated maximum displacements predicted by the analysis;
3. The total gravity load supported by all components that are reclassified from force controlled to deformation controlled does not exceed 5% of the total gravity load being supported at that story; and
4. All remaining deformation-controlled components meet the acceptance criteria to achieve the target performance level and all remaining force-controlled components are not overstressed.

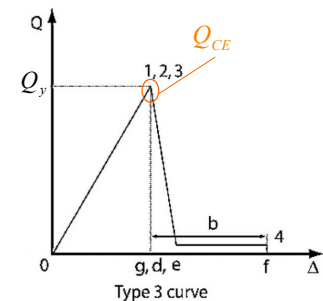


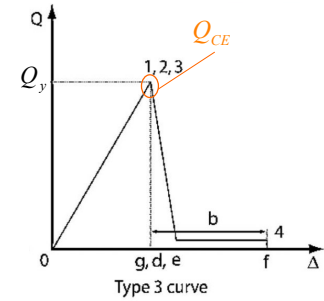
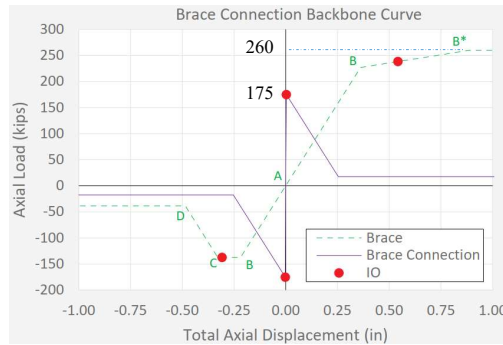
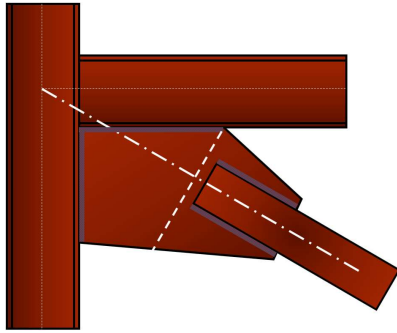
Where **over strength of Type 3 components alters the expected mechanism in the building**, the analysis shall be **repeated with the affected Type 3 component strengths increased by the ratio Q_{CE}/Q_y** , and all components shall be rechecked.

ASCE 41-17 (Chapter 7: Analysis Procedures And Acceptance Criteria)

C7.5.1.2 Deformation-Controlled and Force-Controlled Actions

For **nonlinear procedures**, it is **permitted to allow** some **components that are force controlled to be reclassified as Type 3 deformation controlled**. An example of this reclassification is failure of **the welds that connect the brace to the gusset plate in a steel braced frame system**. In this case, acceptable performance may still be achieved provided that no gravity load collapse occurs and the remaining seismic-force-resisting system is adequate for the building to meet the selected performance level.





Brace Tension: $T_y = T_{CE} = T_B = 227 \text{ kips}$

$$T_{B^*} = F_{ue,br} \times A_g = 65.27 \text{ ksi} (3.98 \text{ in}^2) = 260 \text{ kips}$$

Brace Connection Tension: $T_{y,connection} = 175 \text{ kips}$

Brace Compression: $P_y = P_{CE} = 137 \text{ kips}$

Brace Connection Compression $P_{y,connection} = 175 \text{ kips}$

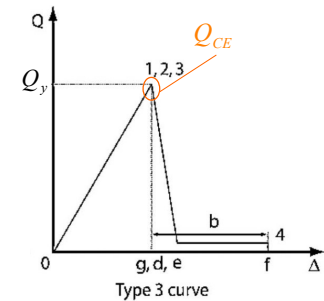
Where **over strength** of Type 3 components alters the expected mechanism in the building, the analysis shall be repeated with the affected Type 3 component strengths increased by the ratio Q_{CE}/Q_y , and all components shall be rechecked.

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

ASCE 41-17 (Chapter 7: Analysis Procedures And Acceptance Criteria)

C7.5.1.2 Deformation-Controlled and Force-Controlled Actions

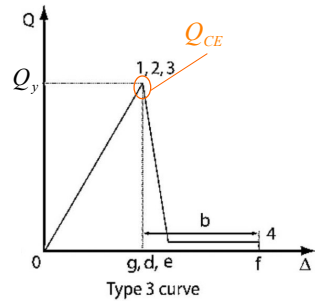
Eventually some critical portion of the gravity-load-resisting system governs the collapse limit for the building (e.g., column rotations, or gravity framing connection CP rotation limits). Nonlinear provisions are intended to make sure that when components fail, they are able to redistribute the forces to other structural elements in the building. In many buildings, almost all elements participate in the structure's seismic-force-resisting system. As the structure is subjected to increasing demands, some of these elements may begin to fail and lose strength much sooner than others. If a structure has sufficient redundancy, it may be permissible to allow failure of some of these elements, as long as this failure does not result in loss of gravity-load carrying capacity or overall stability.



ASCE 41-17 (Chapter 7: Analysis Procedures And Acceptance Criteria)

C7.5.1.2 Deformation-Controlled and Force-Controlled Actions

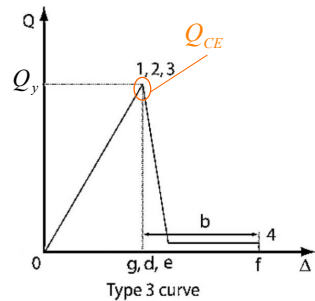
It is also important to ensure that **this type of reclassification** is done to elements of the structure that **do not support significant gravity loads** because their failure could lead to **loss of gravity load support** and **localized collapse**. However, elements that support gravity load can be reclassified if it can be demonstrated that **an alternate load path for the gravity load support is present** and **can be maintained at the maximum anticipated seismic displacement**.



ASCE 41-17 (Chapter 7: Analysis Procedures And Acceptance Criteria)

C7.5.1.2 Deformation-Controlled and Force-Controlled Actions

In these cases, it is important to consider the **potential effect of overstrength** on the system. **For the braced frame example**, a **completely different mechanism** may result if the brace welds are stronger than assumed. To capture this potential outcome, it is required that the **analysis be repeated** with **stronger “yield” strength** and **all components be rechecked**. The quantity Q_{CE}/Q_y is used as an approximate means to establish the **upper-bound strength**.



ASCE 41-17 (Chapter 9: Steel and Iron)

9.3.2 Strength and Acceptance Criteria

9.3.2.1 General. Actions in a structure shall be classified as being either deformation controlled or force controlled, as defined in Section 7.5.1. Design strengths for deformation-controlled and force-controlled actions shall be calculated in accordance with Sections 9.3.2.2 and Sections 9.3.2.3, respectively.

9.3.2.2 Deformation-Controlled Actions. The requirements for deformation-controlled actions shall be in accordance with Section 9.3.2.2.1 for structural steel components and with Section 9.3.2.2.2 for CFS light-frame construction.

9.3.2.2.1 Structural Steel. Strengths for deformation-controlled actions, Q_{CE} , on structural steel components shall be taken as expected strengths obtained experimentally or calculated using accepted principles of mechanics. Expected strength shall be defined as the mean maximum resistance expected over the range of deformations to which the component is likely to be subjected. Where calculations are used to determine mean expected strength, expected material properties including strain hardening shall be used. Unless other procedures are specified in this standard, procedures contained in AISC 360 to calculate design strength shall be permitted, except that the strength reduction factor, ϕ , shall be taken as 1.0. Deformation capacities for acceptance of deformation-controlled actions shall be as specified in Sections 9.4 through 9.6 and 9.10 to 9.12.

ASCE 41-17 (Chapter 9: Steel and Iron)

$$\text{Beams: } M_{CE} = M_{pe} \quad (9-6)$$

$$\text{Columns: } M_{CE} = M_{pce} = \begin{cases} \text{for } \frac{|P|}{P_{ye}} < 0.2 & M_{pe} \left(1 - \frac{|P|}{2P_{ye}}\right) \\ \text{for } \frac{|P|}{P_{ye}} \geq 0.2 & M_{pe} \frac{9}{8} \left(1 - \frac{|P|}{P_{ye}}\right) \end{cases} \quad (9-7)$$

where M_{pe} = expected plastic moment capacity of the section about the bending axis, defined in AISC 360, Chapter F2.1, substituting F_{ye} for F_y .

For shear actions in panel zones, the expected shear strength, $Q_{CE} = Q_y = V_{CE}$ refers to the plastic shear capacity of the panel zone, which shall be calculated using Eq. (9-8):

$$\text{Panel Zones: } V_{CE} = V_{ye} = \begin{cases} \text{for } \frac{|P|}{P_{ye}} \leq 0.4 & 0.55F_{ye}d_c t_p \\ \text{for } \frac{|P|}{P_{ye}} > 0.4 & 0.55F_{ye}d_c t_p \left(1.4 - \frac{|P|}{P_{ye}}\right) \end{cases} \quad (9-8)$$

9.3.2.3 Force-Controlled Actions. The requirements for force-controlled actions shall be in accordance with Section 9.3.2.3.1 for structural steel components and with Section 9.3.2.3.2 for CFS light-frame construction.

9.3.2.3.1 Structural Steel. Strengths for force-controlled actions, Q_{CL} , on structural steel components shall be taken as lower-bound strengths obtained experimentally or calculated using established principles of mechanics. Lower-bound strength shall be defined as mean strength minus one standard deviation. Where calculations are used to determine lower-bound strength, lower-bound material properties shall be used. Unless other procedures are specified in this standard, procedures contained in AISC 360 to calculate design strength shall be permitted, except that the strength reduction factor, ϕ , shall be taken as 1.0. Where alternative definitions of design strength are used, they shall be justified by experimental evidence.

ASCE 41-17 (Chapter 10: Concrete)

10.3.2 Strength and Deformability

10.3.2.1 General. Actions in a structure shall be classified as being either deformation controlled or force controlled. Deformation-controlled actions are defined by the designation of linear and nonlinear acceptance criteria in Tables 10-7 through 10-10 and 10-13 through 10-22. Where linear and nonlinear acceptance criteria are not specified in the tables, actions shall be taken as force controlled unless component testing is performed in accordance with Section 7.6. Strengths for deformation-controlled and force-controlled actions shall be calculated in accordance with Sections 10.3.2.2 and 10.3.2.3, respectively.

ASCE 41-17 (Chapter 10: Concrete)

C10.3.2 Strength and Deformability

C10.3.2.1 General. In this standard, actions are classified as either deformation controlled or force controlled. Actions are considered to be deformation controlled where the component behavior is well documented by test results. Where linear or nonlinear acceptance criteria are tabulated in this chapter, the committee has judged the action to be deformation controlled and expected material properties should be used. Where such acceptance criteria are not specified, the action should be assumed to be force controlled, thereby requiring the use of lower-bound material properties, or the registered design professional can opt to perform testing to validate the classification of deformation controlled. Section 7.6 provides guidance on procedures to be followed during testing, and Section 7.5.1.2 provides a methodology based on the test data to distinguish force-controlled from deformation-controlled actions. Further guidance on the testing of moment-frame components can be found in ACI 374.1 (2014).

In some cases, including short-period buildings and those subjected to a long-duration design earthquake, a building can be expected to be subjected to additional cycles to the design deformation levels beyond the three cycles recommended in Section 10.3.2.1. The increased number of cycles can lead to reductions in resistance and deformation capacity. The effects on strength and deformation capacity of additional deformation cycles should be considered in design.

10.3.2.2 Deformation-Controlled Actions. Strengths used for deformation-controlled actions shall be taken as equal to expected strengths Q_{CE} obtained experimentally or calculated using accepted principles of mechanics. Unless specified in this standard, other procedures specified in ACI 318 to calculate strengths shall be permitted, except that the strength reduction factor ϕ shall be taken as equal to unity. Deformation capacities for acceptance of deformation-controlled actions calculated by nonlinear procedures shall be as specified in Sections 10.4 through 10.12. For components constructed of lightweight concrete, Q_{CE} shall be modified in accordance with ACI 318 procedures for lightweight concrete.

C10.3.2.2 Deformation-Controlled Actions. Expected yield strength of reinforcing steel, as specified in Section 10.2.2.1.2, includes material overstrength considerations.

10.2.2.1.2 Nominal or Specified Properties. Nominal material properties, or properties specified in construction documents, shall be taken as lower-bound material properties. Corresponding expected material properties shall be calculated by multiplying lower-bound values by a factor taken from Table 10-1 to translate from lower-bound to expected values. Alternative factors shall be permitted where justified by test data.

Table 10-1. Factors to Translate Lower-Bound Material Properties to Expected Strength Material Properties

Material Property	Factor
Concrete compressive strength	1.50
Reinforcing steel tensile and yield strength	1.25
Connector steel yield strength	1.50

10.3.2.3 Force-Controlled Actions. Strengths used for force-controlled actions shall be taken as lower-bound strengths Q_{CL} , obtained experimentally or calculated using established principles of mechanics. Lower-bound strength is defined as the mean less one standard deviation of resistance expected over the range of deformations and loading cycles to which the concrete component is likely to be subjected. Where calculations are used to define lower-bound strengths, lower-bound estimates of material properties shall be used. Unless other procedures are specified in this standard, procedures specified in ACI 318 to calculate strengths shall be permitted, except that the strength reduction factor ϕ shall be taken as equal to unity. For components constructed of lightweight concrete, Q_{CL} shall be modified in accordance with ACI 318 procedures for lightweight concrete.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

FEMA P-2006 (Chapter 10)

Material properties for existing elements are obtained from original design drawings. Per ASCE 41-17 § 10.2.2.1.2, the material properties specified on the construction documents are considered lower bound material properties. Corresponding expected material properties are calculated by multiplying lower bound properties by a factor taken from ASCE 41-17 Table 10-1. In this case, the factors are 1.5 for concrete compressive strength and 1.25 for reinforcing yield strength.

ASCE 41-17

Table 10-1. Factors to Translate Lower-Bound Material Properties to Expected Strength Material Properties

Material Property	Factor
Concrete compressive strength	1.50
Reinforcing steel tensile and yield strength	1.25
Connector steel yield strength	1.50

Existing Materials:

Concrete:

$$\left\{ \begin{array}{l} f'_{cl} = 17.50 \text{ MPa} \text{ (lower bound)} \\ f'_{ce} = 1.5 \times 17.50 = 26.25 \text{ MPa} \text{ (expected)} \end{array} \right.$$

Reinforcing Steel:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{yl} = 275 \text{ MPa} \text{ (lower bound)} \\ f_{ye} = 1.25 \times 275 = 343.75 \text{ MPa} \text{ (expected)} \end{array} \right.$$



Example Application Guide for ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

with Additional Commentary for ASCE/SEI 41-17

FEMA P-2006 / Jan 2018



Useful Tip

For force-controlled actions, lower bound material strengths are used. For deformation-controlled actions, expected strengths are used.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

FEMA P-2006 (Chapter 10)

Material properties for existing elements are obtained from original design drawings. Per ASCE 41-17 § 10.2.2.1.2, the material properties specified on the construction documents are considered lower bound material properties. Corresponding expected material properties are calculated by multiplying lower bound properties by a factor taken from ASCE 41-17 Table 10-1. In this case, the factors are 1.5 for concrete compressive strength and 1.25 for reinforcing yield strength.

ASCE 41-17

Table 10-1. Factors to Translate Lower-Bound Material Properties to Expected Strength Material Properties

Material Property	Factor
Concrete compressive strength	1.50
Reinforcing steel tensile and yield strength	1.25
Connector steel yield strength	1.50

New Materials:

Concrete:

$$\left\{ \begin{array}{l} f'_{cl} = 35 \text{ MPa} \quad (\text{lower bound}) \\ f'_{ce} = 1.3 \times 35 = 45.5 \text{ MPa} \quad (\text{expected}) \end{array} \right.$$

Reinforcing Steel:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{yl} = 415 \text{ MPa} \quad (\text{lower bound}) \\ f_{ye} = 1.25 \times 415 = 518.75 \text{ MPa} \quad (\text{expected}) \end{array} \right.$$



Example Application Guide for ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

with Additional Commentary for ASCE/SEI 41-17



Commentary

A factor to translate lower-bound or design concrete strength to expected compressive strength for concrete is not specifically addressed in ASCE 41-13 for new concrete. A factor of 1.3 is commonly used. ASCE 41-13 Table 10-1 applies to existing materials.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

FEMA P-2006 (Chapter 9)



Example Application Guide for ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

with Additional Commentary for ASCE/SEI 41-17

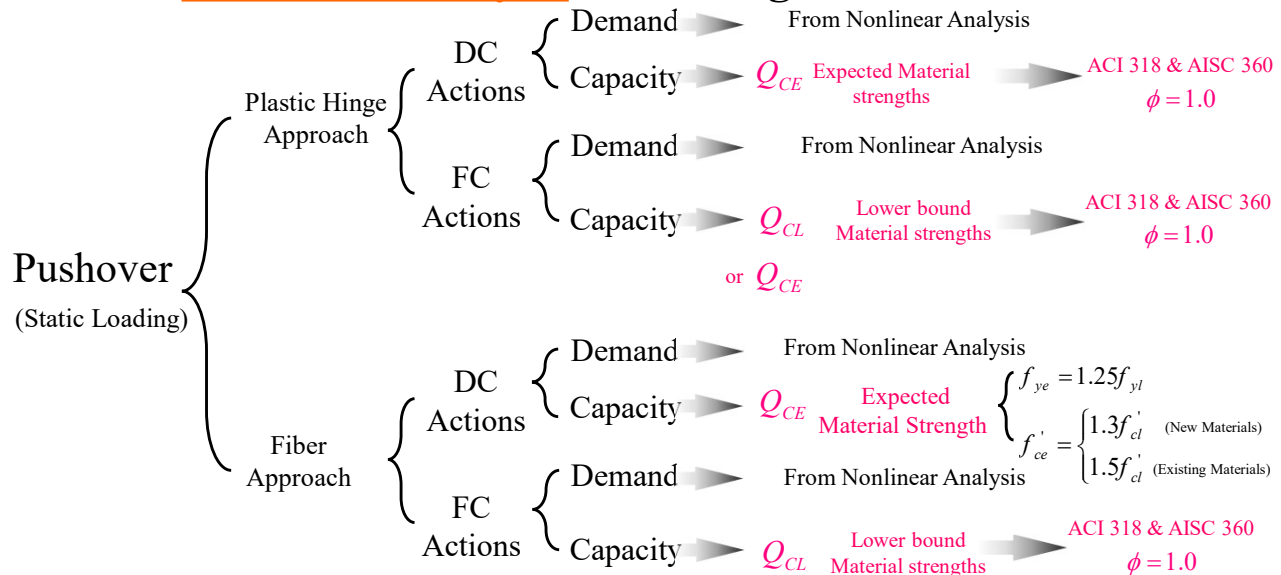
FEMA P-2006 / June 2018



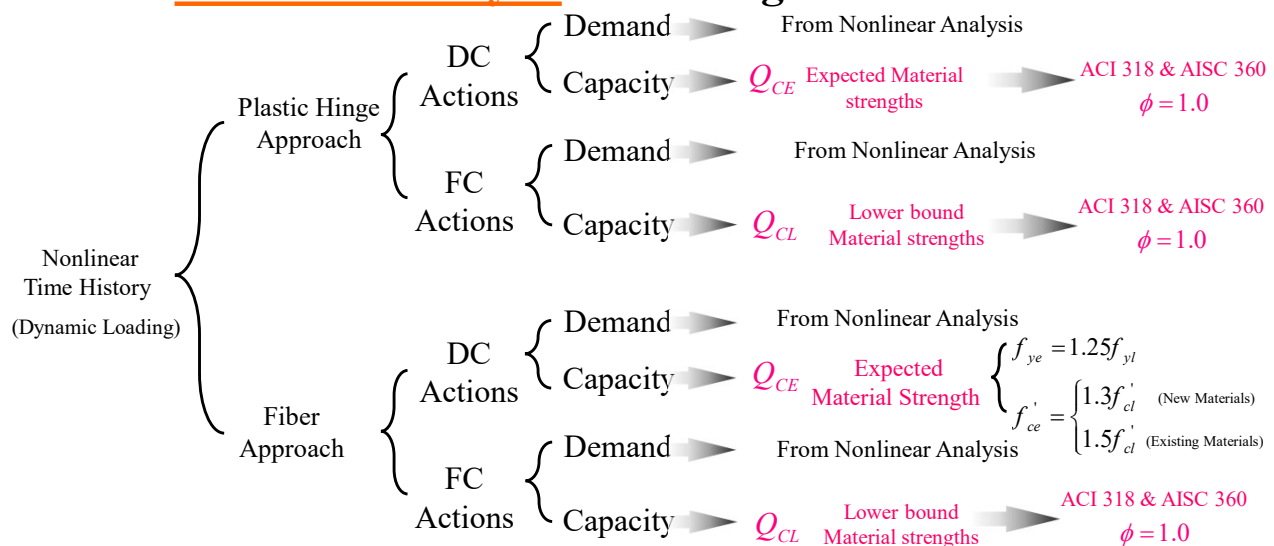
Table 9-7 Material Properties

Component (ASTM)	Property	Based on Specified Properties			Based on Test Results	
		Lower-Bound (Specified)	Expected Lower-Bound	Expected	Lower-Bound ($\mu - \sigma$)	Expected (μ)
Braces (A500 Grade B)	F_y	46	1.10	50.6	55.90	57.00
	F_u	58	1.10	63.8	63.44	65.27
Beams, Plates (A36 Group 1)	F_y	44	1.10	48.4	52.21	54.95
	F_u	62	1.10	68.2	72.11	73.26
Columns (A36 Group 2)	F_y	41	1.10	45.1	51.16	53.10
	F_u	59	1.10	64.9	71.53	73.80
Welds	F_{EXX}	70	NA	NA	71.8	NA
Bolts (A325)	F_u	120	1.10	132	120.1	120.2
Rebar (A615)	f_y	60	1.25	75	68.65	70.50
Concrete	f'_c	4	1.50	6	5.185	5.940

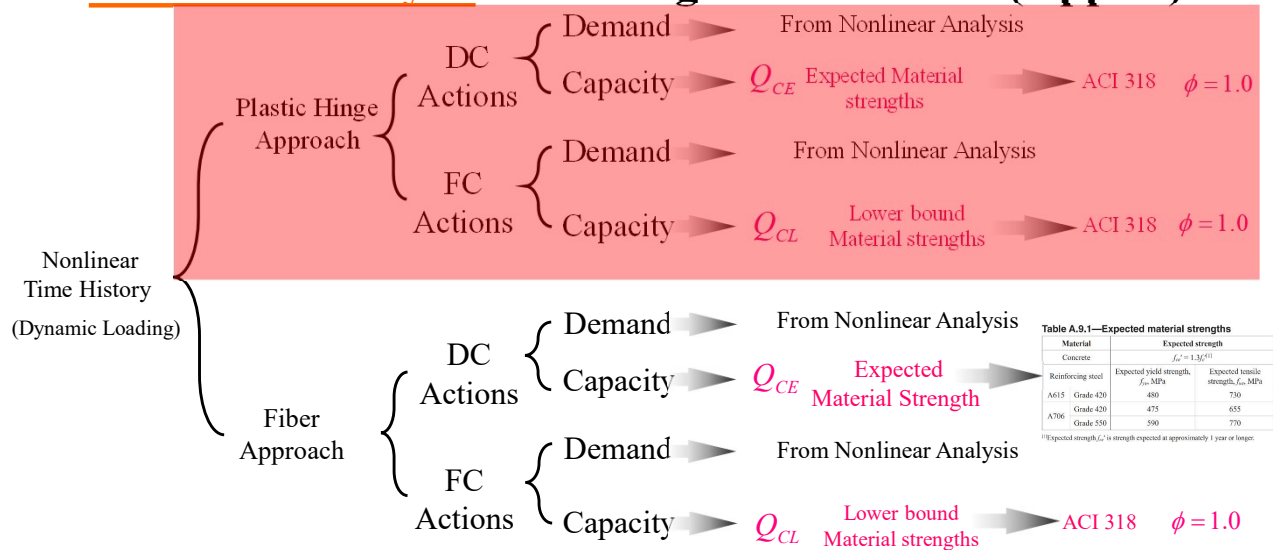
Nonlinear Analysis According to ASCE 41-17



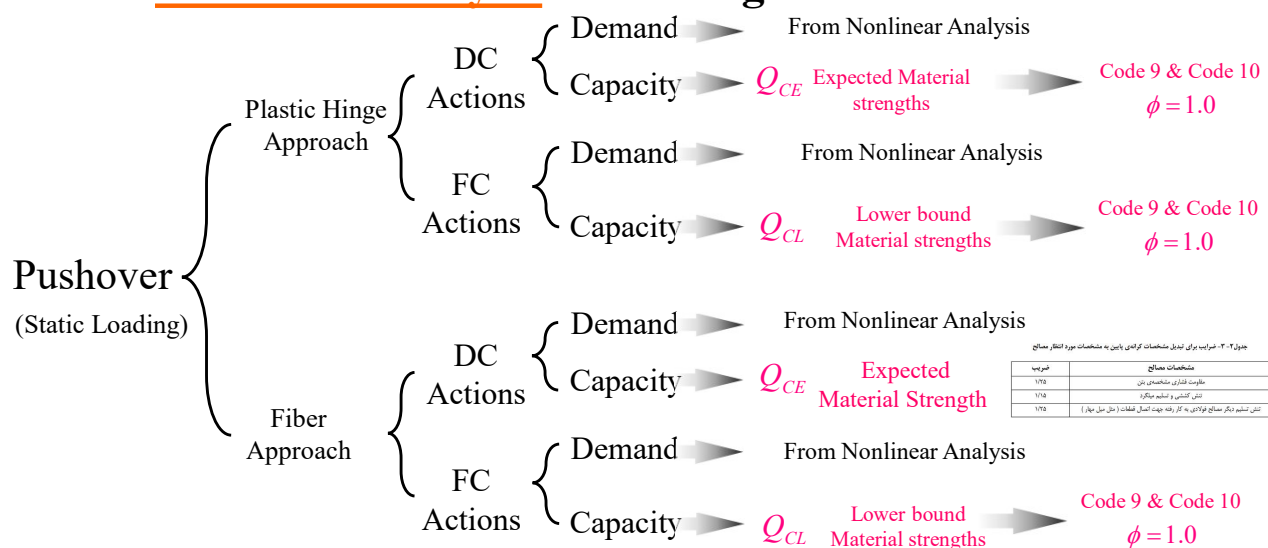
Nonlinear Analysis According to ASCE 41-17



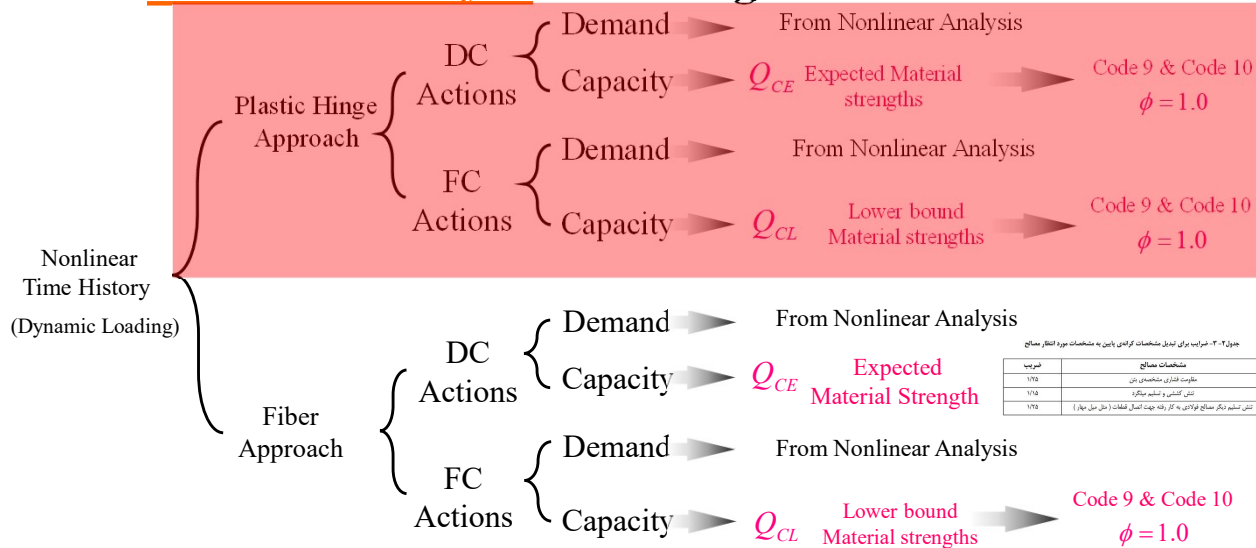
Nonlinear Analysis According to ACI 318-19 (App. A)



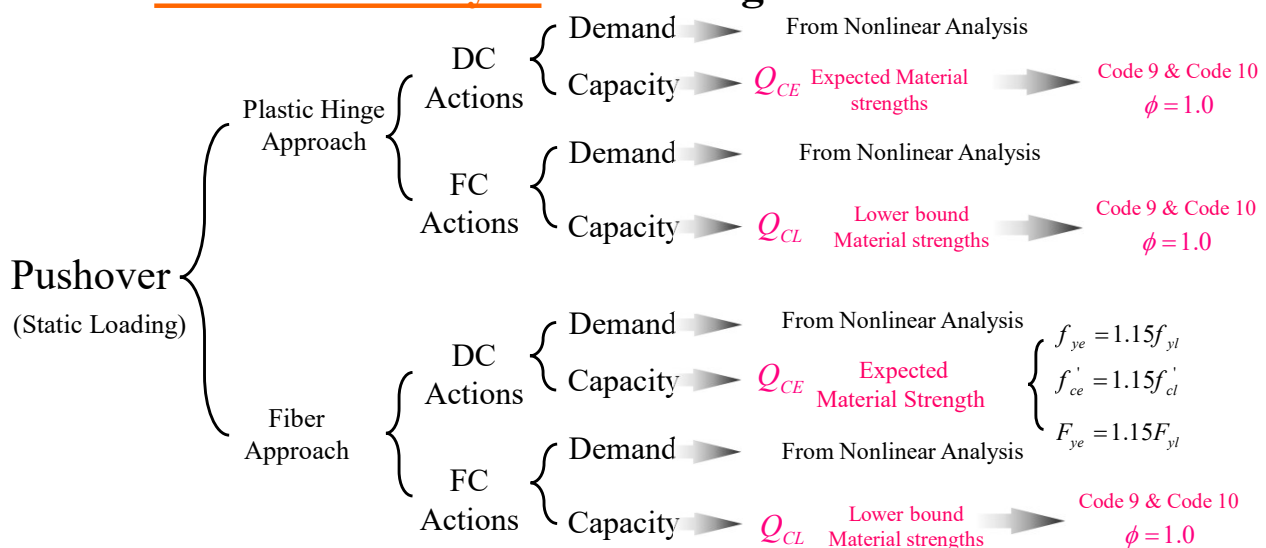
Nonlinear Analysis According to Code 360-1392



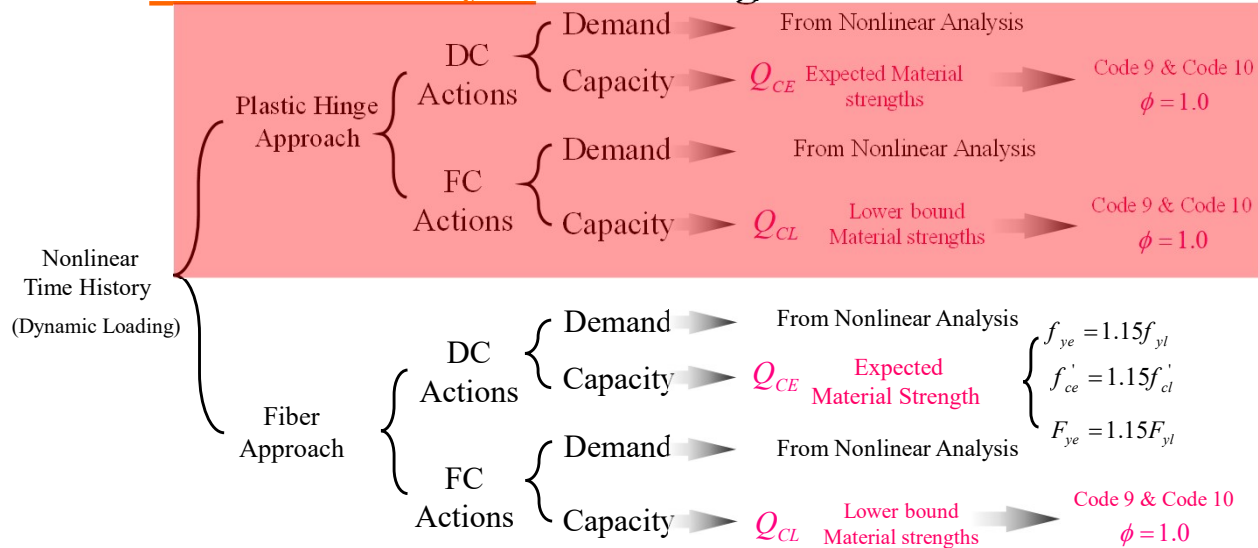
Nonlinear Analysis According to Code 360-1392



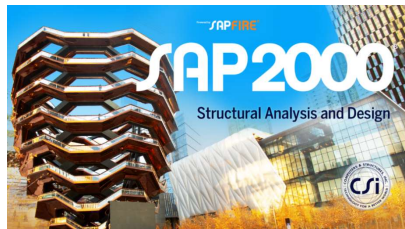
Nonlinear Analysis According to Standard 2800



Nonlinear Analysis According to Standard 2800



Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800



در محاسبه **مقاومت** برای تلاش‌های Deformation-Controlled و تلاش‌های Force-Controlled هر کدام از نرم‌افزارهای SAP2000 و ETABS چگونه عمل می‌کند؟

آیا برای روش **مفصل پلاستیک** مقاومت **مورد انتظار** مصالح و مقاومت **کرانه پایین** مصالح به درستی اعمال می‌شود؟

آیا برای روش **فایبر** مقاومت **مورد انتظار** مصالح و مقاومت **کرانه پایین** مصالح به درستی اعمال می‌شود؟

Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

در تیر بتن آرمه زیر مقاومت تلاش M3-DC در نرم افزارهای ETABS و SAP2000 با محاسبات دستی اکسل مقایسه می گردد.

$$f_y = 400MPa$$

$$f'_c = 25MPa$$

$$f_{ye} = 1.15f_y = 460MPa$$

$$f'_{ce} = 1.15f'_c = 28.75MPa$$

$$f_u = 600MPa$$

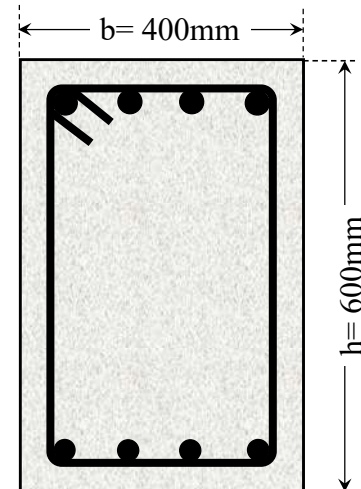
Top Reinforcement: $4\phi 22$

$$f_{ue} = 1.15f_u = 690MPa$$

$$A_s = 4 \times 379.94 = 1519.76mm^2$$

Bottom Reinforcement: $4\phi 20$

$$A_s = 4 \times 314.15 = 1256.6mm^2$$



Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

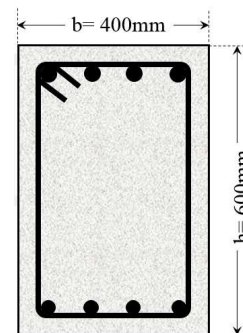
RC Column	End i			End j			RC Column
	Mn (Negative)	35.2374	ton.m	Mn (Negative)	35.2374	ton.m	
As(top)=	1520.53	mm ²	As(top)=	1520.5296	mm ²		
RC Beam							
As(Bottom)=	1256.636	mm ²	As(Bottom)=	1256.636	mm ²		
Mn (Positive)	29.4979	ton.m	Mn (Positive)	29.4979	ton.m		

Hand Calculation

$$Q^+_{CE} = M^+_{CE} = 29.4979ton.m$$

$$Q^-_{CE} = M^-_{CE} = 35.2374ton.m$$

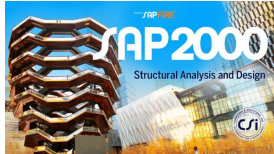
Materia	f'c (Mpa)	28.75
	f _{yl} (Mpa)	460
	Es (Mpa)	200000
Beam Dimensions	b (mm)	400
	h (mm)	600
	Beam Length (m)	6.3
Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center	Top (mm)	70
	Bottom (mm)	70
Expected Strength Ratio	R _c	1.15
	R _y	1.15



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

برای مقطع تیر بتن آرمه اسلاید قبل، تلاش M3 به صورت DC بوده مدل مفصل پلاستیک این تیر براساس ASCE 41-13 در نرم افزارهای ETABS , SAP2000 مورد بررسی قرار می گیرد:



□ براساس ASCE 41-13 بایستی مقاومت خمشی در مفصل پلاستیک M3 مطابق با مقاومت های مورد انتظار مصالح محاسبه شود.

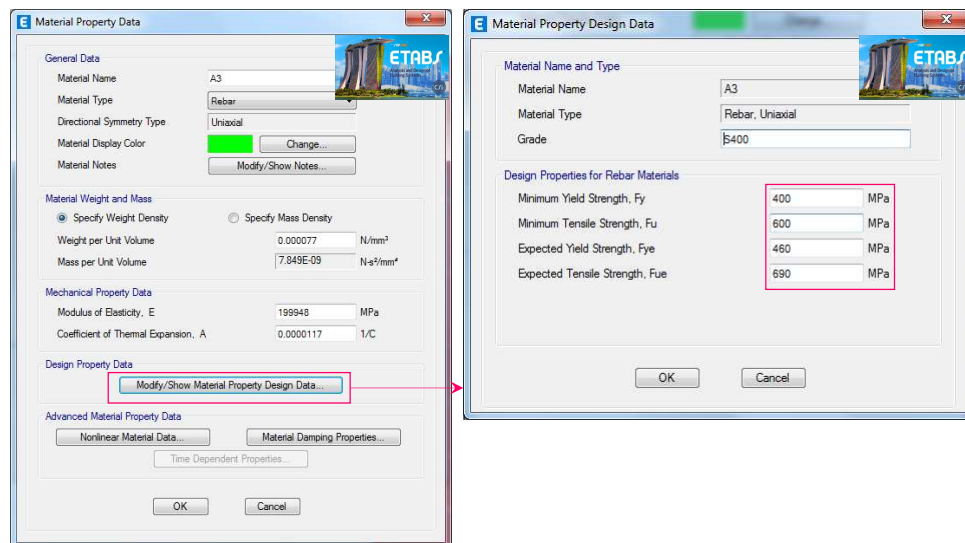


□ در نرم افزار ETABS قابلیت اعمال مقاومت کرانه پایین و مورد انتظار به صورت جداگانه برای مصالح بتنی وجود نداشته و صرفاً مقاومت مورد انتظار تعریف می شود.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

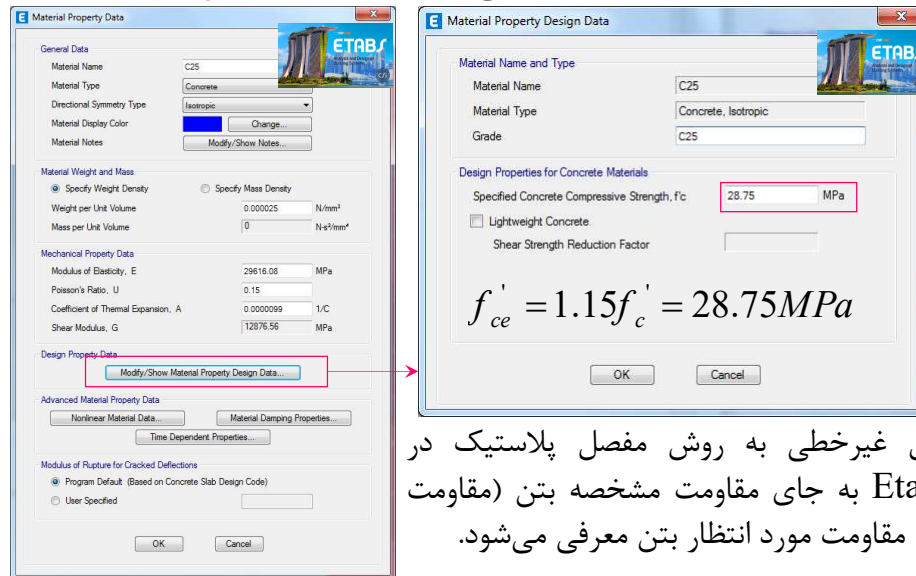
Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

ETABS 19.1.0



Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

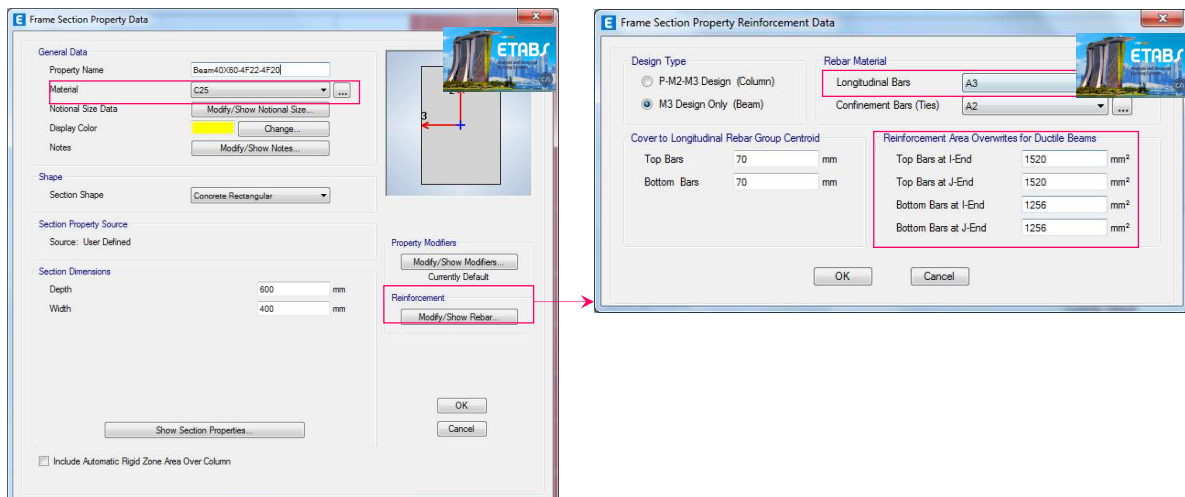
ETABS 19.1.0



برای تحلیل غیرخطی به روش مفصل پلاستیک در نرم‌افزار Etabs به جای مقاومت مشخصه بتن (مقاومت کرانه پایین) مقاومت مورد انتظار بتن معرفی می‌شود.

Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

ETABS 19.1.0



Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

ETABS 19.1.0

نرم افزار ETABS برای محاسبه مقاومت تلاش های DC در مدل مفصل پلاستیک، به درستی از مقاومت تسلیم مورد انتظار مصالح آرماتورهای طولی استفاده می کند.

البته لازم به ذکر است که مقاومت فشاری مورد انتظار مصالح بتنی به صورت دستی در قسمت "مقاومت مشخصه بتن" اعمال شده است.

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-0.2	-0.048033
D	-0.2	-0.024753
F	-1.1	-0.024508
B	-1	0
A	0	0
B	1	0
F	1.1	0.025
D	0.2	0.02525
E	0.2	0.05

Scaling for Moment and Rotation

	Positive	Negative
Use Yield Moment	Moment SF 29.4839	35.2331 tonf-m
Use Yield Rotation (Steel Objects Only)	Rotation SF 1	1

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	0.01	-0.009508
Life Safety	0.025	-0.024508
Collapse Prevention	0.05	-0.048033

Hand Calculation

$$Q_{CE}^+ = M_{CE}^+ = 29.4979 \text{ ton.m}$$

$$Q_{CE}^- = M_{CE}^- = 35.2374 \text{ ton.m}$$

ETABS 19.1.0

$$Q_{CE}^+ = M_{CE}^+ = 29.4839 \text{ ton.m}$$

$$Q_{CE}^- = M_{CE}^- = 35.2331 \text{ ton.m}$$

Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

SAP 2000 v23.2.0 (Basic)

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: A3

Material Type: Rebar

Material Grade: S400

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7.697E-05 N, mm, C

Mass per Unit Volume: 7.849E-09

Uniaxial Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 200000

Poisson, U: 0

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G:

Other Properties For Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 400

Minimum Tensile Stress, Fu: 600

Expected Yield Stress, Fye: 460

Expected Tensile Stress, Fue: 690

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C25

Material Type: Concrete

Material Grade: C25

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2.356E-05 N, mm, C

Mass per Unit Volume: 2.403E-09

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 22609.982

Poisson, U: 0.15

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 9830.4271

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 25

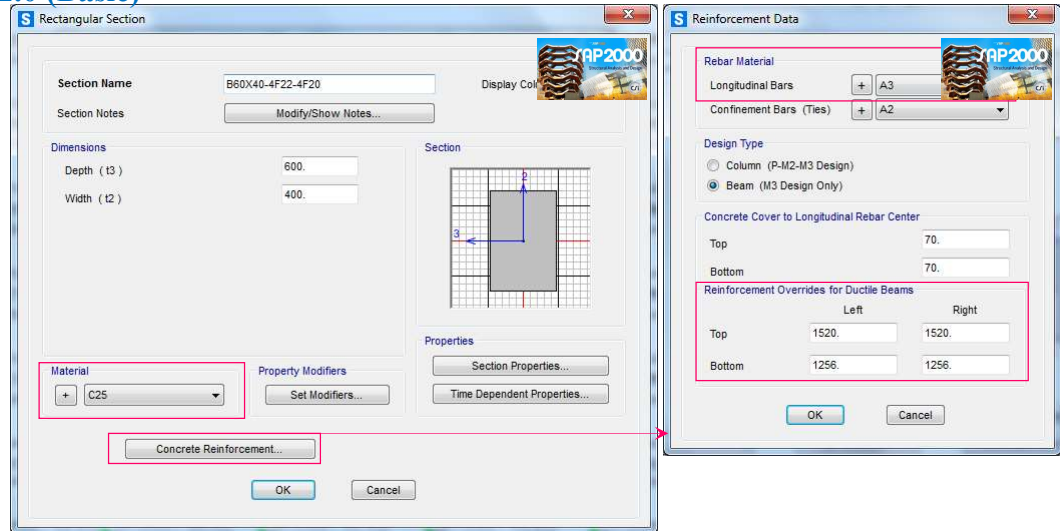
Expected Concrete Compressive Strength: 28.75

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

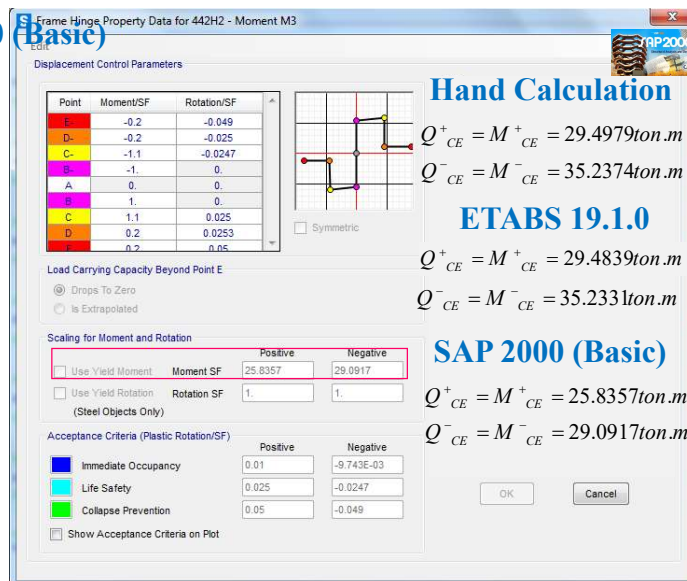
Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

SAP 2000 v23.2.0 (Basic)



Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

SAP 2000 v23.2.0 (Basic)



The screenshot shows the 'Frame Hinge Property Data for 442H2 - Moment M3' dialog box. It includes a table of displacement control parameters, a graph of the moment-rotation curve, and various scaling and acceptance criteria options.

Point	Moment/SF	Rotation/SF
F	-0.2	-0.049
D	-0.2	-0.025
C	-1.1	-0.0247
B	-1.	0.
A	0.	0.
S	1.	0.
C	1.1	0.025
D	0.2	0.0253
F	0.2	0.05

Hand Calculation

$$Q_{CE}^+ = M_{CE}^+ = 29.4979 \text{ ton.m}$$

$$Q_{CE}^- = M_{CE}^- = 35.2374 \text{ ton.m}$$

ETABS 19.1.0

$$Q_{CE}^+ = M_{CE}^+ = 29.4839 \text{ ton.m}$$

$$Q_{CE}^- = M_{CE}^- = 35.2331 \text{ ton.m}$$

SAP 2000 (Basic)

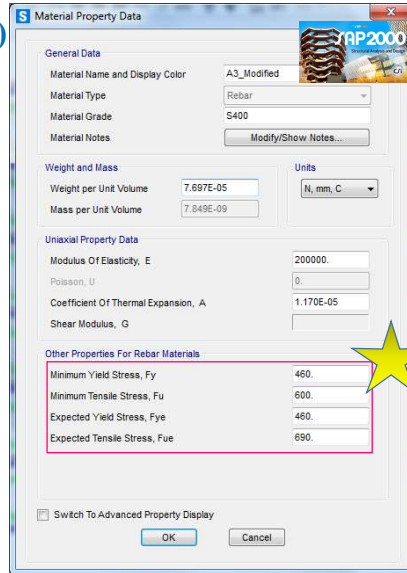
$$Q_{CE}^+ = M_{CE}^+ = 25.8357 \text{ ton.m}$$

$$Q_{CE}^- = M_{CE}^- = 29.0917 \text{ ton.m}$$

نرم افزار SAP 2000 برای محاسبه مقاومت تلاش های DC در مدل مفصل پلاستیک، اشتباهاً از مقاومت تسلیم کرانه پایین مصالح آرماتورهای طولی استفاده می کند. البته لازم به ذکر است که نرم افزار SAP 2000 در محاسبات خود به درستی از مقاومت فشاری مورد انتظار مصالح بتنی استفاده می کند.

Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

SAP 2000 v23.2.0 (Modified)

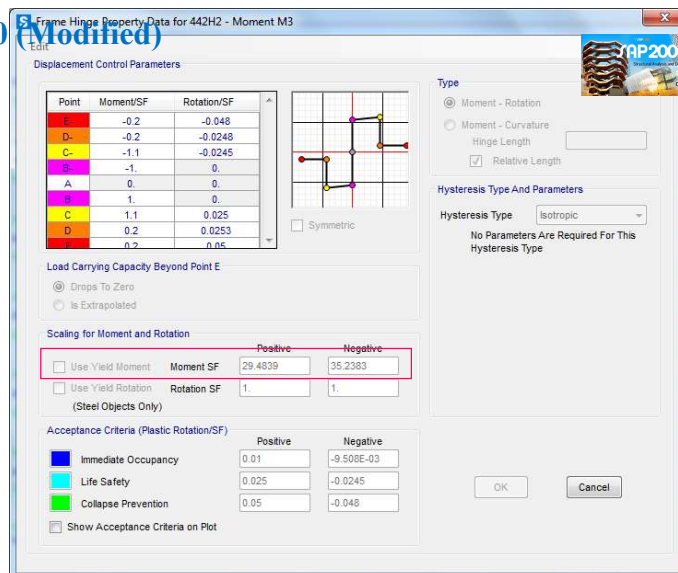


Other Properties For Rebar Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	460.
Minimum Tensile Stress, Fu	600.
Expected Yield Stress, Fye	480.
Expected Tensile Stress, Fue	690.

برای مرتفع کردن مشکل مذکور، یک مدل اصلاح شده برای مصالح آرماتورهای طولی در نرم افزار SAP 2000 به صورت مقابل تعریف می شود. به جای مقاومت تسلیم کرانه پایین در آرماتورهای طولی، مقاومت مورد انتظار تسلیم آرماتورهای طولی معرفی می شود.

Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

SAP 2000 v23.2.0 (Modified)



Point	Moment/SF	Rotation/SF
D+	-0.2	-0.048
D-	-0.2	-0.0248
C-	-1.1	-0.0245
S+	-1.	0.
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.1	0.025
D	0.2	0.0253
S-	0.2	0.06

	Positive	Negative
Use Yield Moment	Moment SF 29.4839	35.2383
Use Yield Rotation (Steel Objects Only)	Rotation SF 1.	1.

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	0.01	-9.508E-03
Life Safety	0.025	-0.0245
Collapse Prevention	0.05	-0.048

Hand Calculation

$$Q_{CE}^+ = M_{CE}^+ = 29.4979 \text{ ton.m}$$

$$Q_{CE}^- = M_{CE}^- = 35.2374 \text{ ton.m}$$

ETABS 19.1.0

$$Q_{CE}^+ = M_{CE}^+ = 29.4839 \text{ ton.m}$$

$$Q_{CE}^- = M_{CE}^- = 35.233 \text{ ton.m}$$

SAP 2000 (Basic)

$$Q_{CE}^+ = M_{CE}^+ = 25.8357 \text{ ton.m}$$

$$Q_{CE}^- = M_{CE}^- = 29.0917 \text{ ton.m}$$

SAP 2000 (Modified)

$$Q_{CE}^+ = M_{CE}^+ = 29.4839 \text{ ton.m}$$

$$Q_{CE}^- = M_{CE}^- = 35.2383 \text{ ton.m}$$

Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

در ستون بتن آرمه زیر مقاومت فشاری تلاش Axial P-FC در نرم افزارهای ETABS و SAP2000 با محاسبات دستی مقایسه می گردد.

$$f_y = 400MPa$$

$$f'_c = 25MPa$$

$$f_{ye} = 1.15f_y = 460MPa$$

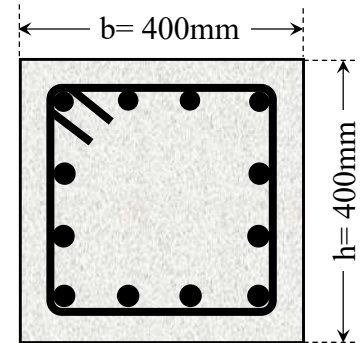
$$f'_{ce} = 1.15f'_c = 28.75MPa$$

$$f_u = 600MPa$$

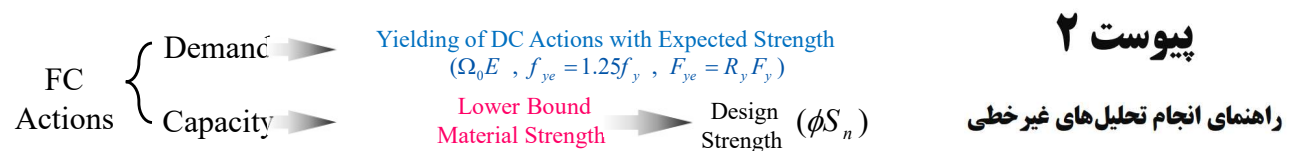
$$\text{Reinforcement: } 12\phi 20$$

$$f_{ue} = 1.15f_u = 690MPa$$

$$A_s = 12 \times 314.15 = 3769.8mm^2$$



Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800



۳-۱۲-۳ کنترل مقاومت اعضا در خصوص تلاش های کنترل شونده توسط تغییر شکل، با توجه به بازتاب های حاصل از تحلیل ضروری نیست. در مورد آن دسته از تلاش ها که کنترل آنها با توجه به ضرایب اضافه مقاومت در روش های تحلیل خطی ضروری است، مقادیر تلاش های حاصل از تحلیل غیرخطی در تغییر مکان هدف را باید بدون ضرب کردن در ضریب اضافه مقاومت مورد استفاده قرار داد. در صورتی که این تلاش ها از ظرفیت کرانه پایین آنها بیشتر نباشد، قابل قبول تلقی می گردد.

ACI318-19

$$\Rightarrow f'_{co} = C f'_c = 0.85 f'_c$$

$$\phi P_0 = 1.0 P_0 = P_0$$

$$P_0 = 0.85 \times 25(400^2 - 3769.8) + 400 \times 3769.8$$

$$P_0 = 492.3 \text{ ton}$$

22.4—Axial strength or combined flexural and axial strength

22.4.1 General

Table 22.4.2.1—Maximum axial strength

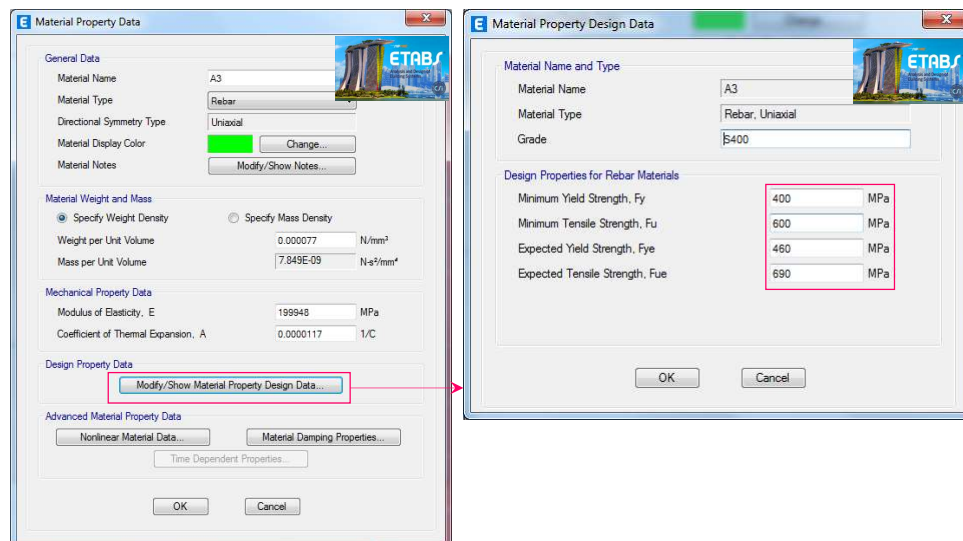
Member	Transverse reinforcement	$P_{n,max}$	
Nonprestressed	Ties conforming to 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Spirals conforming to 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Prestressed	Ties	$0.80P_o$	(c)
	Spirals	$0.85P_o$	(d)
Deep foundation member	Ties conforming to Ch. 13	$0.80P_o$	(e)

22.4.2.2 For nonprestressed members, P_o shall be calculated by:

$$P_o = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (22.4.2.2)$$

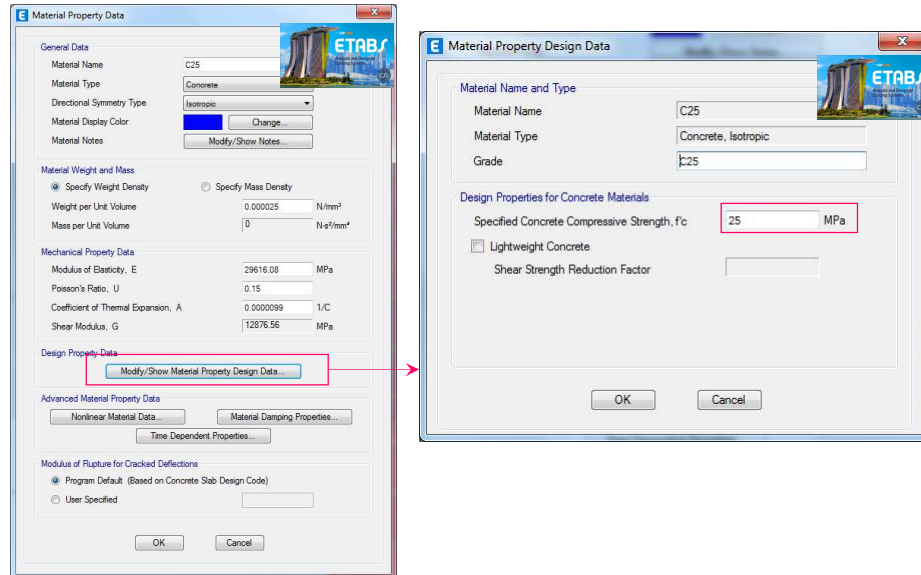
Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

ETABS 19.1.0



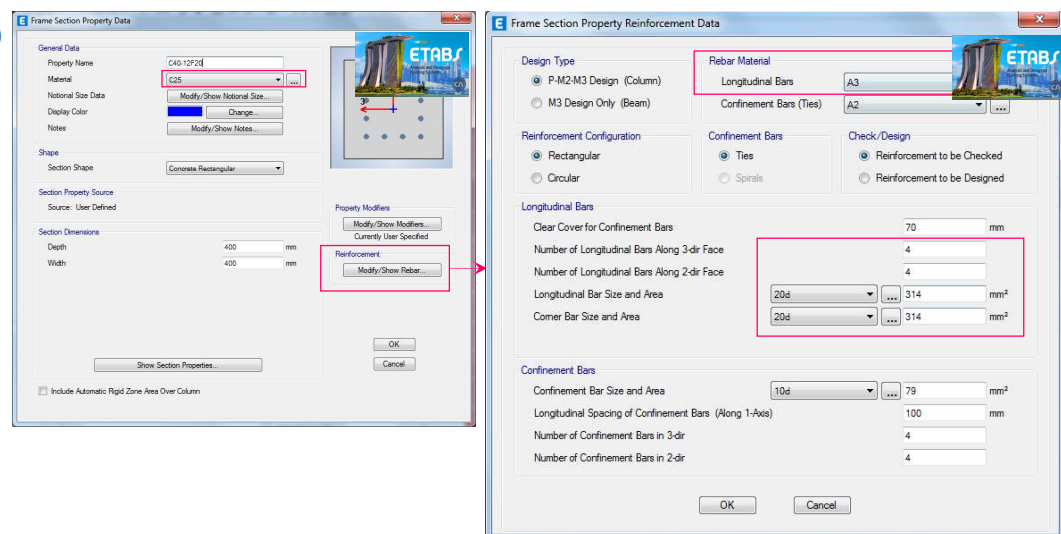
Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

ETABS 19.1.0



Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

ETABS 19.1.0



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Hand Calculation $\phi P_0 = 1.0 P_0 = P_0$

$$P_0 = 0.85 \times 25(400^2 - 3769.8) + 400 \times 3769.8$$

$$P_0 = 492.3 \text{ ton}$$

ETABS 19.1.0

$$\phi P_0 = 1.0 P_0 = P_0$$

$$P_0 = 0.85 \times 25(400^2 - 3769.8) + 460 \times 3769.8$$

$$P_0 = 515.3 \text{ ton}$$

$$T_0 = 460 \times 3769.8 = 176.82 \text{ ton}$$

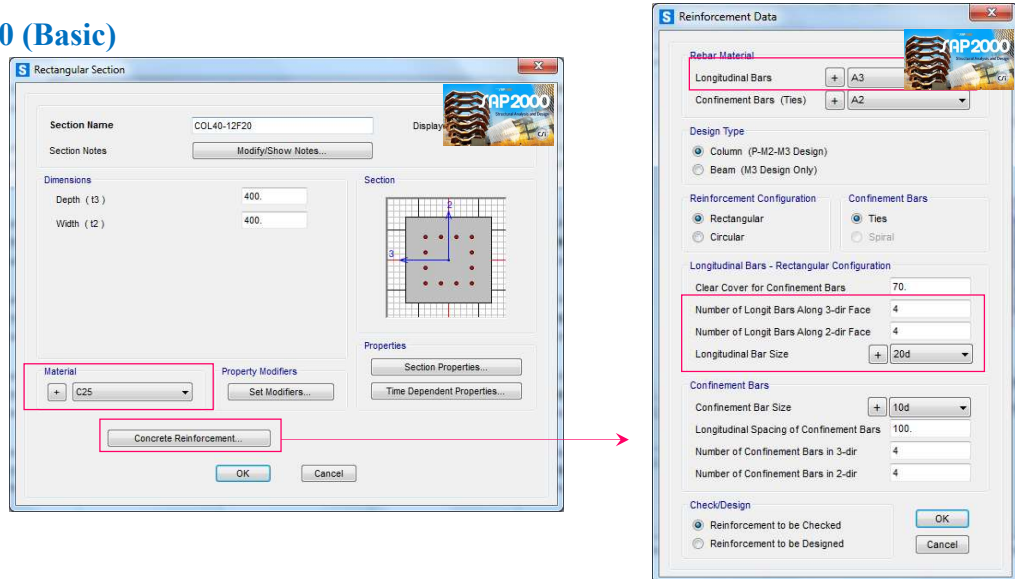
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

SAP 2000 v23.2.0 (Basic)

Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

SAP 2000 v23.2.0 (Basic)



Hand Calculation $\phi P_0 = 1.0P_0 = P_0$

$$P_0 = 0.85 \times 25(400^2 - 3769.8) + 400 \times 3769.8$$

$$P_0 = 492.3 \text{ ton}$$

ETABS 19.1.0 $\phi P_0 = 1.0P_0 = P_0$

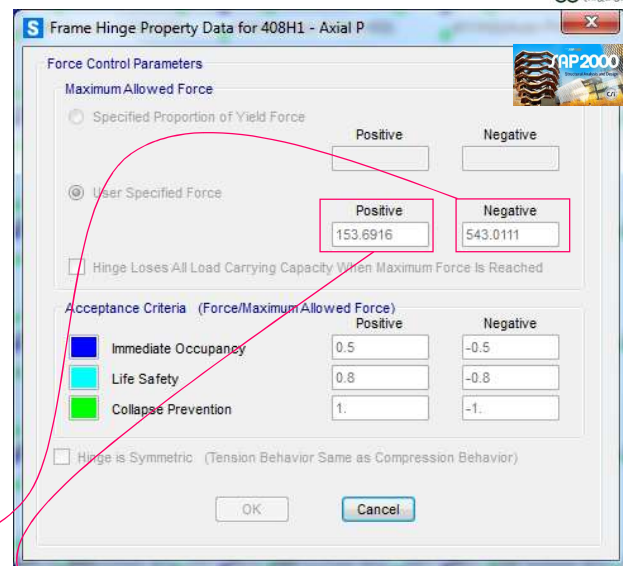
$$P_0 = 0.85 \times 25(400^2 - 3769.8) + 460 \times 3769.8$$

$$P_0 = 515.3 \text{ ton}$$

SAP 2000 v23.2.0 (Basic) $\phi P_0 = 1.0P_0 = P_0$

$$P_0 = 0.85 \times 28.75(400^2 - 3769.8) + 400 \times 3769.8$$

$$P_0 = 543.08 \text{ ton}$$



$$T_0 = 400 \times 3769.8 = 153.76 \text{ ton}$$

Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

در ستون بتن آرمه زیر تلاش P-M2-M3 در نرم افزارهای ETABS و SAP2000 با محاسبات دستی مقایسه می گردد.

$$f_y = 400MPa$$

$$f_c' = 25MPa$$

$$f_{ye} = 1.15f_y = 460MPa$$

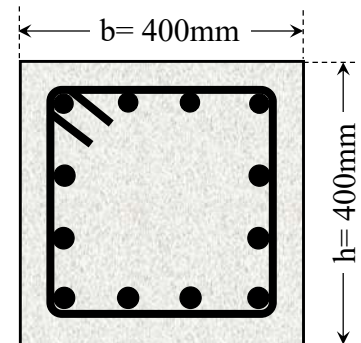
$$f_{ce}' = 1.15f_c' = 28.75MPa$$

$$f_u = 600MPa$$

$$\text{Reinforcement: } 12\phi 20$$

$$f_{ue} = 1.15f_u = 690MPa$$

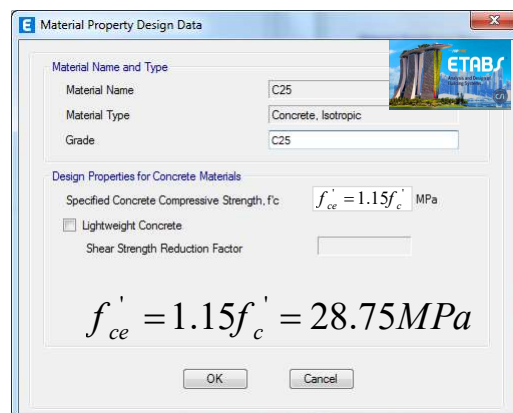
$$A_s = 12 \times 314.15 = 3769.8mm^2$$



Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

به این نتیجه رسیدیم که برای تعریف تلاش‌های DC بایستی مطابق با شکل زیر بتن با مقاومت فشاری مورد انتظار در محل مقاومت مشخصه بتن تعریف شود:

ETABS 19.1.0



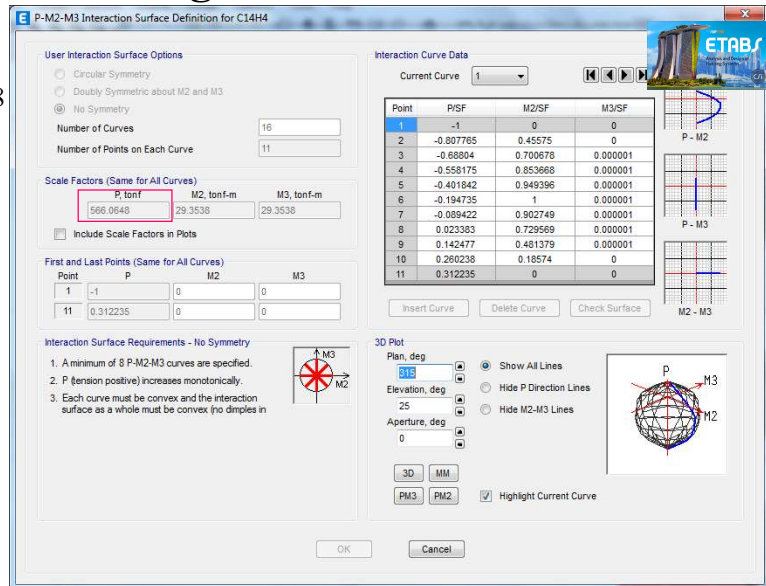
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

ETABS 19.1.0 $\phi P_0 = 1.0P_0 = P_0$

$$P_0 = 0.85 \times 28.75(400^2 - 3769.8) + 460 \times 3769.8$$

$$P_0 = 566.14 \text{ ton}$$



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

ETABS 19.1.0 $\phi P_0 = 1.0P_0 = P_0$

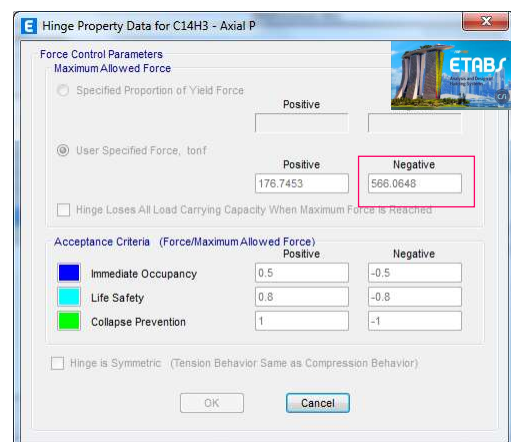
$$P_0 = 0.85 \times 28.75(400^2 - 3769.8) + 460 \times 3769.8$$

$$P_0 = 566.14 \text{ ton}$$

Hand Calculation $\phi P_0 = 1.0P_0 = P_0$

$$P_0 = 0.85 \times 25(400^2 - 3769.8) + 400 \times 3769.8$$

$$P_0 = 492.3 \text{ ton}$$



با توجه به این که نرم افزار ETABS در محاسبه مقاومت محوری کرانه پایین دچار خطا می‌شود، علاوه بر آن با توجه به ارائه مقاومت فشاری مورد انتظار بتن برای محاسبه مقاومت تلاش‌های DC، مقاومت در تلاش Axial-P بایستی به صورت دستی تعریف شود.

Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

SAP 2000 v23.2.0 (Modified)

Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

SAP 2000 v23.2.0 (Modified)

$$\phi P_0 = 1.0 P_0 = P_0$$

$$P_0 = 0.85 \times 28.75(400^2 - 3769.8) + 460 \times 3769.8$$

$$P_0 = 566.14 \text{ ton}$$

Point	P	M2	M3
1	-1	0	0
2	-0.3078	0.4558	0
3	-0.688	0.7007	1.119E-06
4	-0.5582	0.8537	1.185E-06
5	-0.4018	0.9494	1.266E-06
6	-0.1947	1	1.455E-06
7	-0.0894	0.9027	1.403E-06
8	0.0234	0.7296	1.344E-06
9	0.1425	0.4814	1.228E-06
10	0.2602	0.1857	0
11	0.3122	0	0

Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

SAP 2000 v23.2.0 (Modified)

$$\phi P_0 = 1.0 P_0 = P_0$$

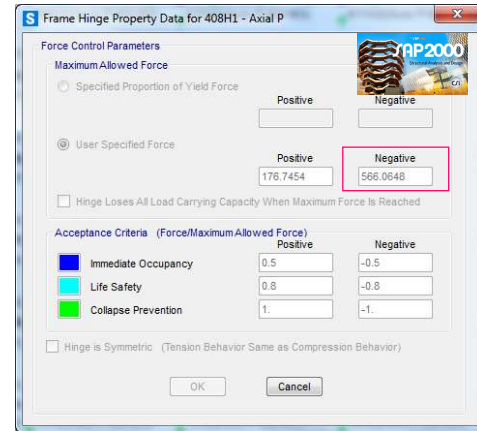
$$P_0 = 0.85 \times 28.75(400^2 - 3769.8) + 460 \times 3769.8$$

$$P_0 = 566.14 \text{ ton}$$

Hand Calculation $\phi P_0 = 1.0 P_0 = P_0$

$$P_0 = 0.85 \times 25(400^2 - 3769.8) + 400 \times 3769.8$$

$$P_0 = 492.3 \text{ ton}$$

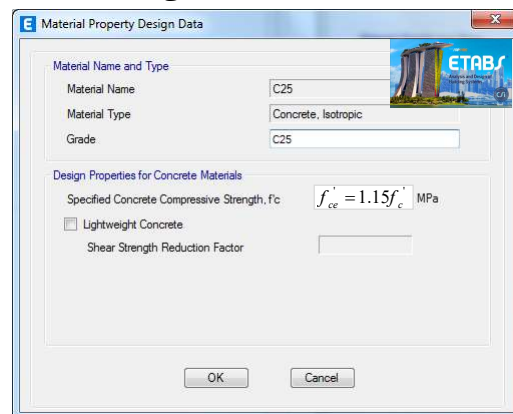


با توجه به این که نرم افزار SAP 2000 در محاسبه مقاومت تلاش‌های DC دچار خطا می‌شود بنابراین مطابق با مثال‌های ذکر شده مقاومت تسلیم مورد انتظار آرماتورهای طولی در قسمت مقاومت کرانه پایین تعریف می‌شود لذا برای تلاش Axial-P بایستی تلاش FC متناظر به صورت دستی تعریف شود.

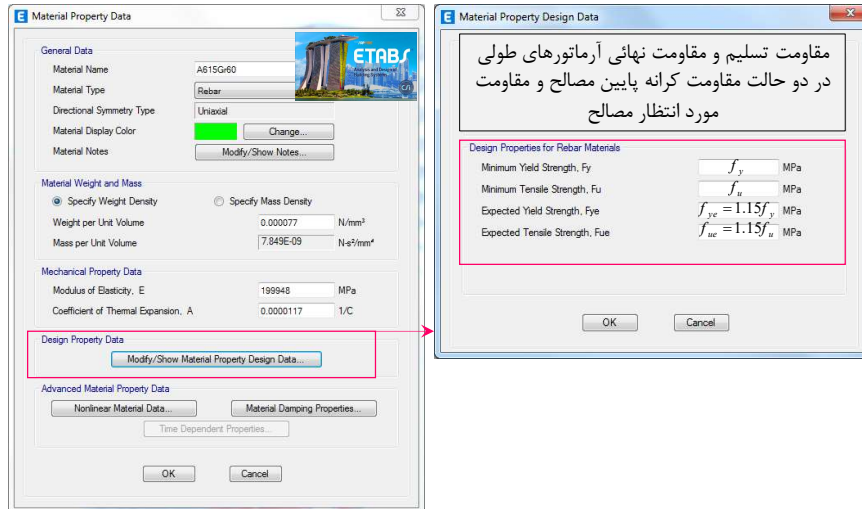
Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

نتیجه‌گیری و ارائه راهکار

□ به دلیل اینکه نرم‌افزار Etabs فقط یک مقاومت فشاری بتن دریافت می‌کند بنابراین برای تحلیل غیرخطی به روش "مفصل پلاستیک" در این نرم‌افزار، مقاومت فشاری مورد انتظار بتن در بخش مذکور معرفی خواهد شد.



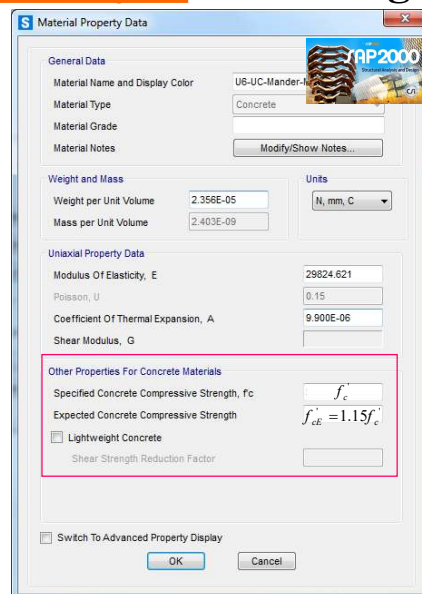
Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800



نتیجه گیری و ارائه راهکار

□ نرم افزار ETABS برای محاسبه مقاومت تلاش‌های DC در تحلیل غیرخطی به روش "مفصل پلاستیک" در سازه‌های بتن‌آرمه به درستی از مقاومت تسلیم مورد انتظار آرماتورهای طولی استفاده می‌کند.

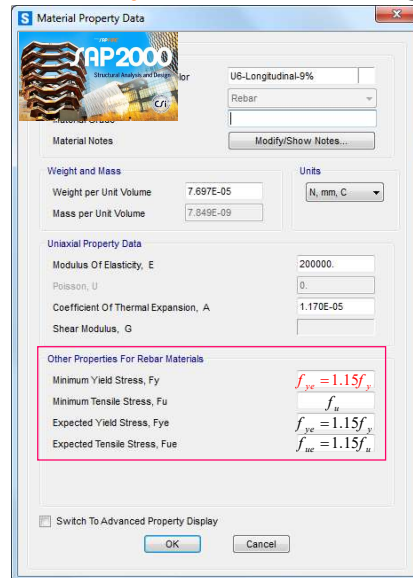
Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800



نتیجه گیری و ارائه راهکار

□ نرم افزار SAP2000 برای محاسبه مقاومت تلاش‌های DC در تحلیل غیرخطی به روش "مفصل پلاستیک" در سازه‌های بتن‌آرمه به درستی از مقاومت فشاری مورد انتظار مصالح بتنی استفاده می‌کند.

Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800



نتیجه گیری و ارائه راهکار

□ نرم افزار SAP2000 برای محاسبه مقاومت تلاش‌های DC در تحلیل غیرخطی به روش "مفصل پلاستیک" در سازه‌های بتن‌آرمه به اشتباه از مقاومت تسلیم کرانه پایین مصالح آرماتورهای طولی استفاده می‌کند. برای مرتفع کردن این مشکل پیشنهاد می‌شود مطابق شکل، به جای مقاومت تسلیم کرانه پایین، مقاومت تسلیم کششی مورد انتظار آرماتورهای طولی وارد گردد.

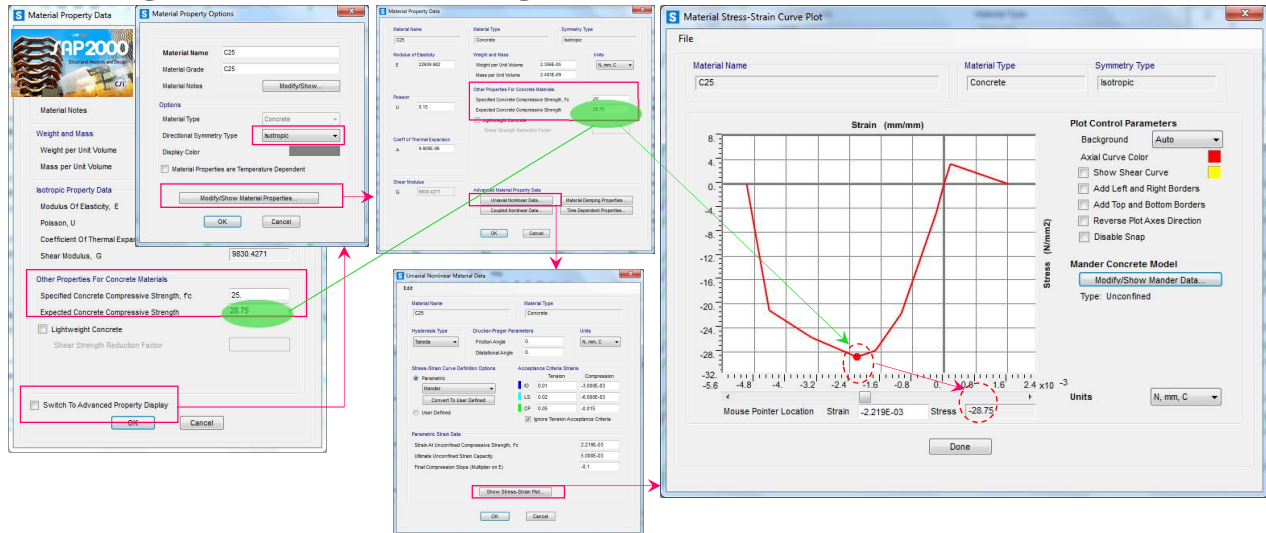
Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

نتیجه گیری و ارائه راهکار

□ با توجه نکات ذکر شده، تعریف تلاش‌های FC در نرم‌افزارهای SAP2000 و ETABS بایستی به صورت دستی تعریف شود.

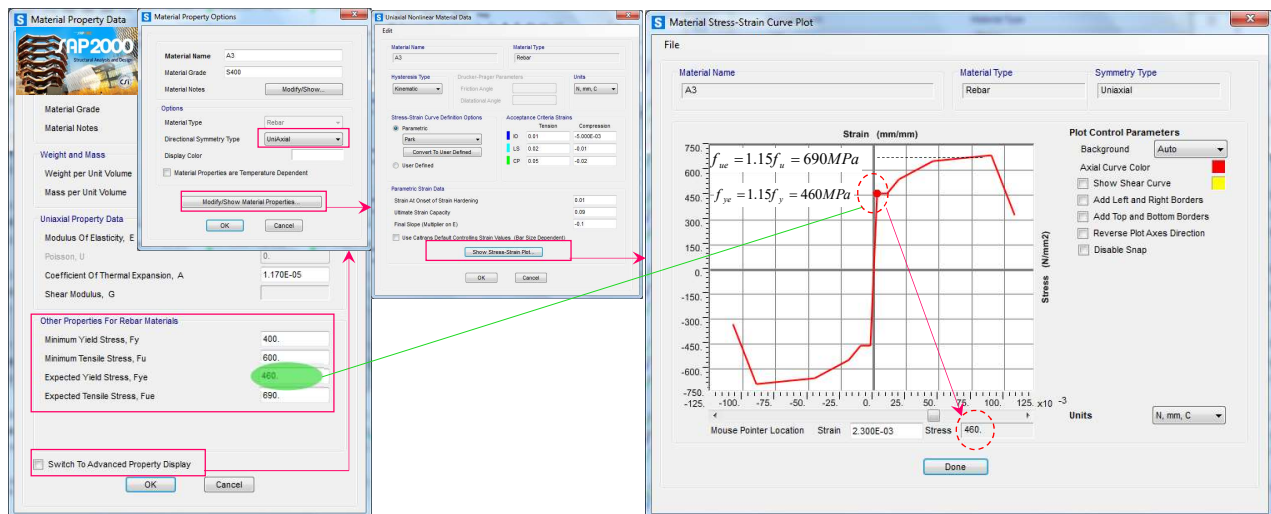
Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

نرم افزارهای SAP 2000 و ETABS در محاسبات غیرخطی به روش فایبر چگونه عمل می کنند؟



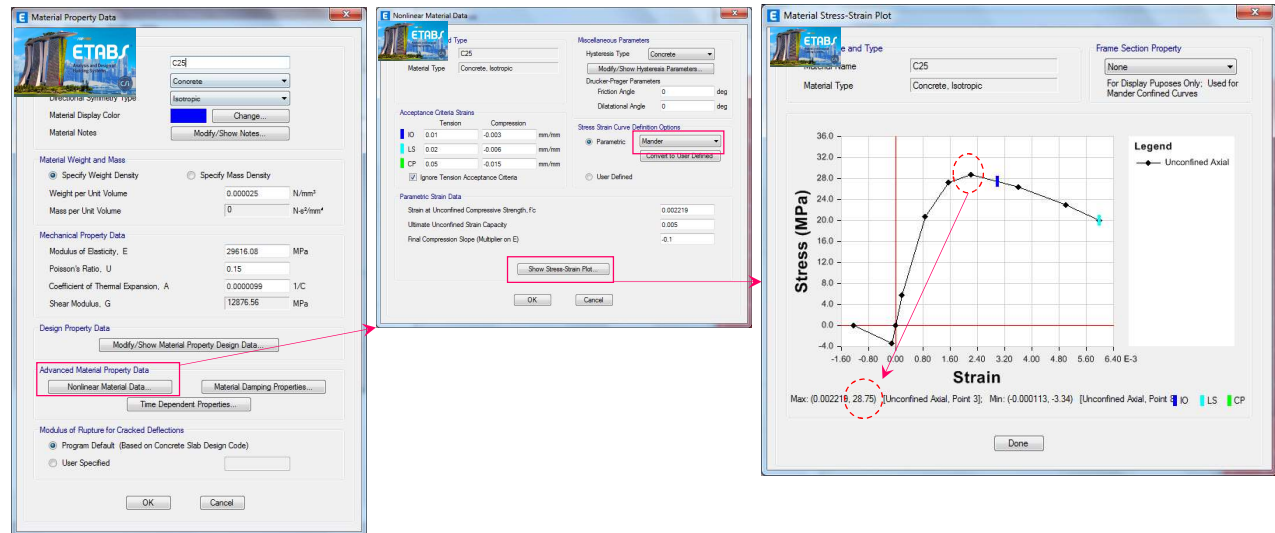
Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

نرم افزارهای SAP 2000 و ETABS در محاسبات غیرخطی به روش فایبر چگونه عمل می کنند؟



Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

نرم افزارهای SAP 2000 و ETABS در محاسبات غیرخطی به روش فایبر چگونه عمل می کنند؟



Nonlinear Analysis According to Standard No. 2800

نرم افزارهای SAP 2000 و ETABS در محاسبات غیرخطی به روش فایبر چگونه عمل می کنند؟

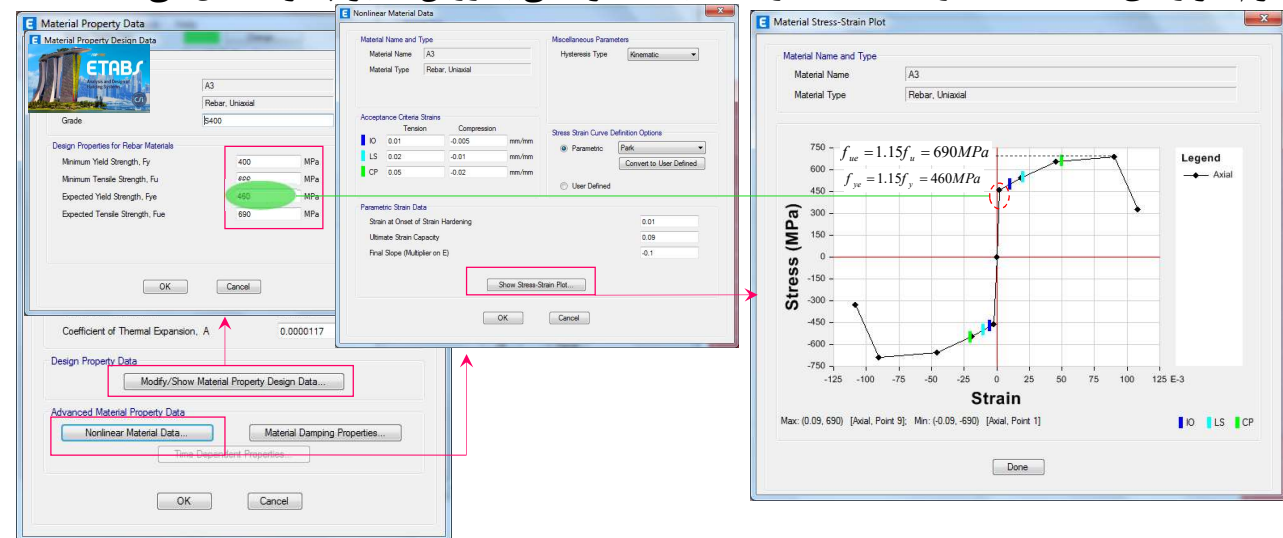
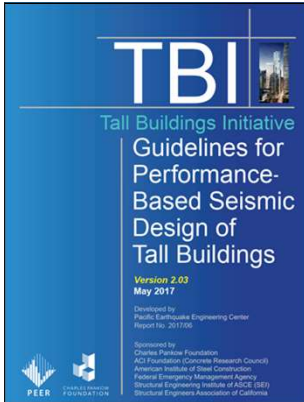
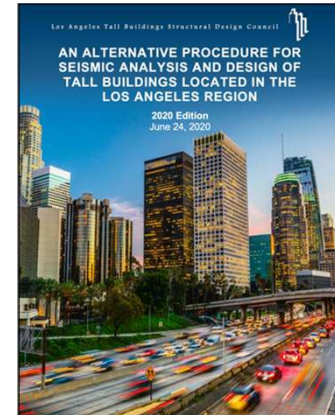


Illustration Of Four Options For Analytical Component Modeling



TBI 2017
(FEMA P-1092)



LATBSDC 2020

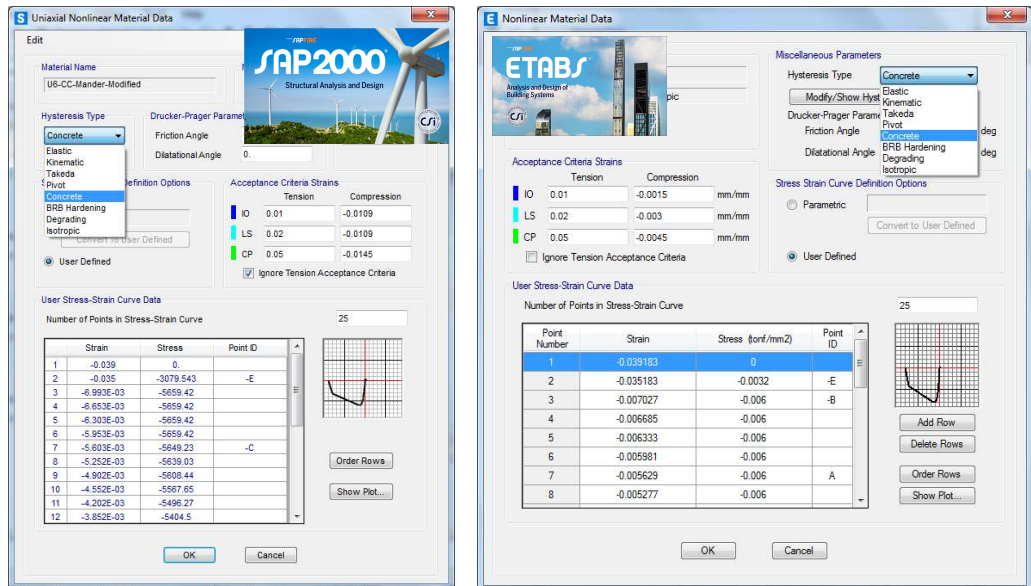
Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components

برای تعریف تک تک پارامترهای زیر (یا هر پارامتر دیگری که مربوط به المان‌های لرزه‌بر باشد) در روند تحلیل‌های غیرخطی، سه سوال کلیدی وجود دارد:

- | | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>1-Stiffness (E_{ce} or E_{cl}, E_{steel}) ?</p> <p>2-Strength (Lower Bound or Expected) ?</p> <p>3-Nonlinearity (Monotonic or Cyclic) ?</p> <p>4-Ductility (Monotonic or Cyclic) ?</p> <p>5-Deterioration (in-cycle or out-cycle (cyclic)) ?</p> <p>6-Hysteresis Behavior ?</p> <p>7-Acceptance Criteria (Robustness (progressive collapse)) ?</p> | <p>۱- پارامتر مذکور در سلسله مراتب مصالح، مقطع، المان و کل سازه در چه موقعیتی قرار دارد؟</p> <p>۲- کدام یک از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) یا دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی انجام خواهد شد؟</p> <p>۳- کدام یک از مدل‌های غیرخطی مفصل پلاستیک یا فایبر استفاده می‌شود؟</p> |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Material Hysteresis Models



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Material Hysteresis Models

Hysteresis

Several hysteresis models are available to define the nonlinear stress-strain behavior when load is **reversed** or **cycled**. For the most part, these models differ in the amount of energy they dissipate in a given cycle of deformation, and how the energy dissipation behavior changes with an increasing amount of deformation.

- 1-Load is **Reversed** or **Cycled**.
- 2- These models **differ in the amount of energy they dissipate** in a **given cycle of deformation**.
- 3- How the **energy dissipation behavior changes with an increasing amount of deformation**.

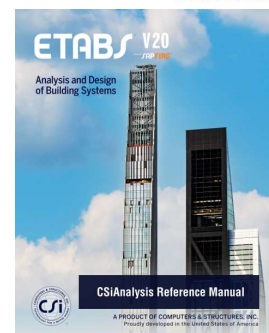
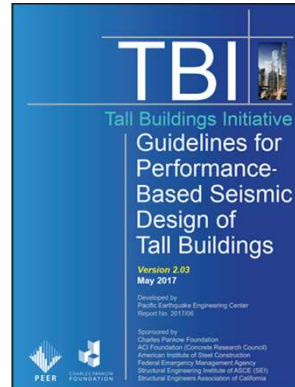


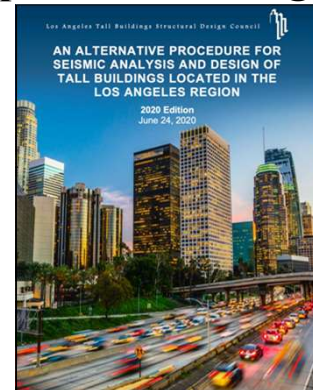
Illustration Of Four Options For Analytical Component Modeling



PEER/ATC 72-1

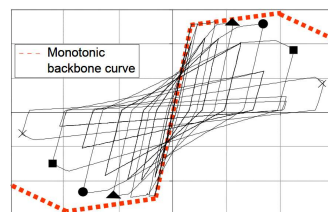


TBI 2017
(FEMA P-1092)

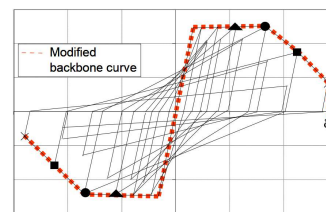


LATBSDC 2020

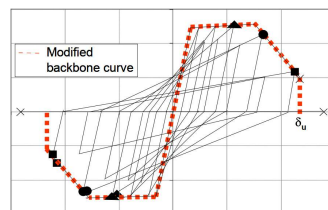
Illustration Of Four Options For Analytical Component Modeling



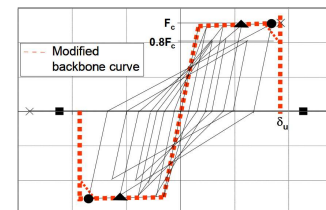
Option 1: cyclic deterioration in analytical model



Option 2: cyclic envelope (skeleton) curve



Option 3: factored initial backbone curve



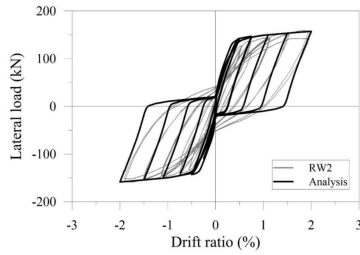
Option 4 – no strength deterioration

Illustration Of Four Options For Analytical Component Modeling

Seismic performance evaluation of a tall building: Practical modeling of surrounding basement structures

Seung Yong Jeong^a, Thomas H.-K. Kang^{a,c}, Jang Keun Yoon^b, Ron Klemencic^c

^a Seoul National Univ., Seoul, 08826, Korea
^b DAEJIM, Seoul, 03152, Korea
^c Magnuson Klemencic Associates, Seattle, WA, 98101, USA



Prof. Thomas Kang
Seoul National University, Korea



Ronald Klemencic

ACI 318-19 VOTING MEMBERS

Neal S. Anderson
 Roger J. Becker
 John F. Bonacci
 Dean A. Browning
 JoAnn P. Browning
 James R. Cagley
 Ned M. Cleland
 Charles W. Dolan
 Catherine E. French
 Robert J. Froesch

Luis E. Garcia
 Satyendra Ghosh
 James R. Harris
 Terence C. Holland
 James O. Jirsa
 Dominic J. Kelly
 Gary J. Klein
Ronald Klemencic
 William M. Klorman
 Michael E. Kregger

Colin L. Lobo
 Raymond Lui
 Paul F. Mlakar
 Michael C. Mota
 Lawrence C. Novak
 Carlos E. Ospina
 Gustavo J. Parra-Montesinos
 Randall W. Poston
 Carin L. Roberts-Wollmann
 Mario E. Rodriguez

David H. Sanders
 Thomas C. Schaeffer
 Stephen J. Seguirant
 Andrew W. Taylor
 John W. Wallace
 James K. Wight
 Sharon L. Wood
 Loring A. Wyllie Jr.
 Fernando Yanez

Illustration Of Four Options For Analytical Component Modeling



16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017
 Santiago Chile, January 9th to 13th 2017
 Paper N° 1861
 Registration Code: S-A1463140391

PERFORMANCE BASED SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE TALL BUILDINGS

E. Budak⁽¹⁾, H. Sucuoğlu⁽²⁾

⁽¹⁾ Research Assistant, Middle East Technical University Ankara-Turkey, budak@metu.edu.tr
⁽²⁾ Professor, Middle East Technical University Ankara-Turkey, sucuoglu@metu.edu.tr

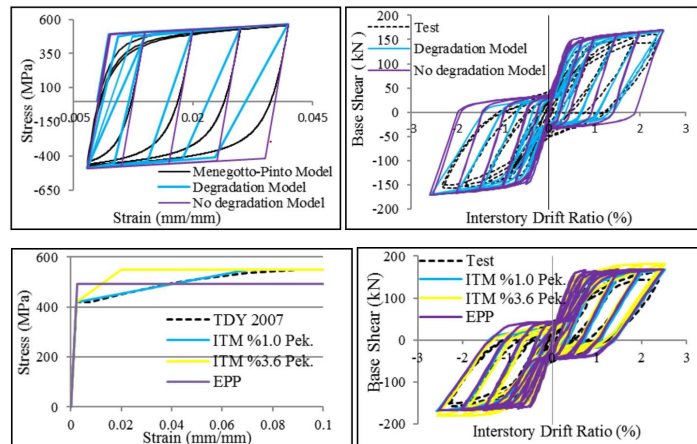
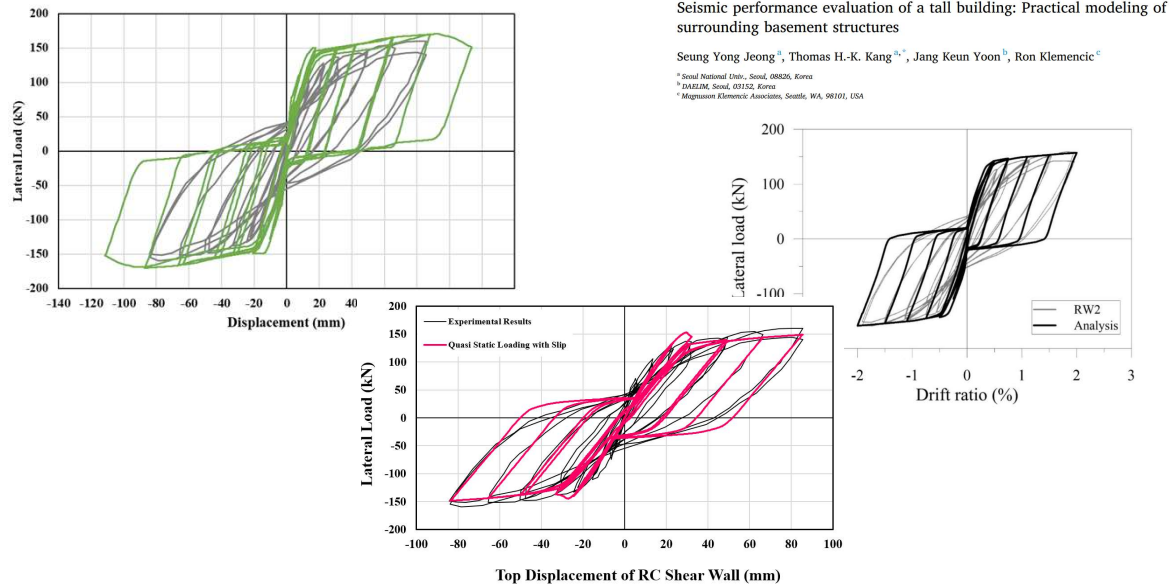
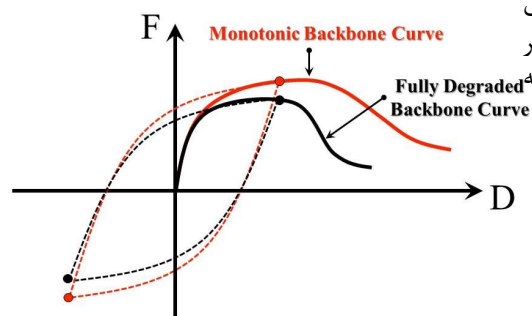
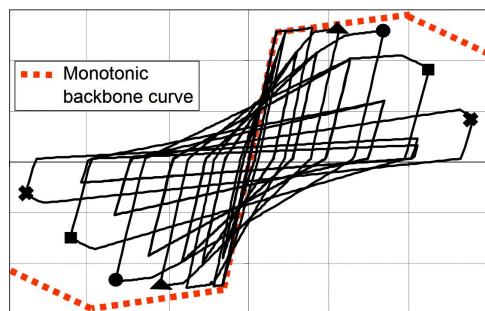


Illustration Of Four Options For Analytical Component Modeling

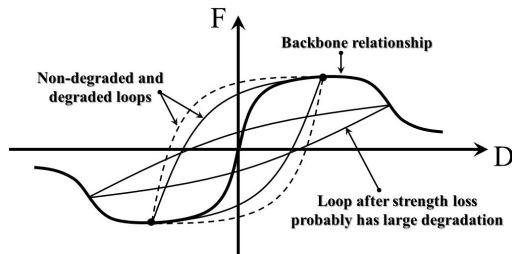
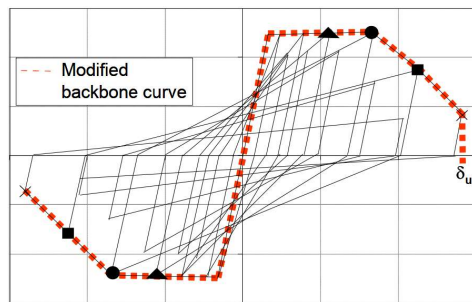


مدل ۱: شبیه سازی صریح رفتار هیستریزیس (زوال سیکلیک در روند آنالیز)



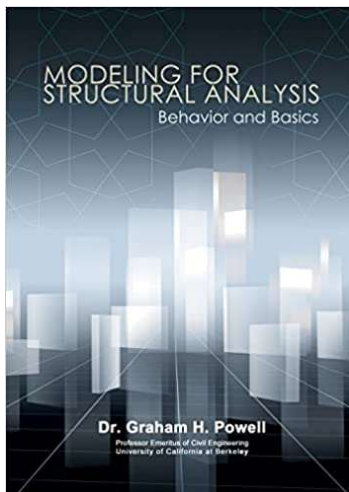
- منحنی Monotonic Backbone توسط کاربر تعریف شده زوال درون سیکلی و برون سیکلی به صورت صریح در روند آنالیز شبیه سازی می شود.
- سخت شوندگی و نرم شوندگی در منحنی Backbone تابعی از میزان خسارت می باشد.
- مدل زوال و پارامترهای لازم برای تعریف رفتار هیستریزیس بایستی به درستی تعریف شوند.
- این مدل رفتاری دقیقاً روند محاسباتی در تحلیل غیرخطی به روش "فایبر" می باشد. توضیح آنکه منحنی Monotonic Backbone توسط کاربر تعریف شده و زوال درون سیکلی و برون سیکلی توسط نرم افزار محاسبه می شود.
- این مدل رفتاری در حال حاضر در نرم افزارهای تجاری نظیر SAP 2000 و ETABS وجود ندارد، لیکن نرم افزارهای تحقیقاتی مانند Opensees این قابلیت را دارد تا مدل هیستریزیس را به صورت صریح، براساس منحنی Monotonic Backbone لحاظ کنند.

مدل ۲: شبیه سازی منحنی Backbone زوال (منحنی پوش نتایج آزمایشگاهی)



- در این مدل از منحنی Monotonic Backbone استفاده نمی‌شود. منحنی استفاده شده در این مدل، منحنی Backbone زوال می‌باشد، این منحنی همان پوش به نتایج آزمایشگاهی می‌باشد.
- در این مدل کاهش شکل‌پذیری (به دلیل بارگذاری سیکلیک) و زوال مقاومتی سیکلیک هر دو در منحنی Backbone زوال گنجانده شده است.
- در مدل ۱ که سیکل‌های رفتار می‌توانستند به منحنی Monotonic Backbone متصل نباشند لیکن در این مدل سیکل‌های رفتاری به منحنی Backbone زوال، متصل می‌باشند.
- این مدل رفتاری دقیقاً روند محاسباتی در تحلیل غیرخطی به روش "مفصل پلاستیک" می‌باشد. توضیح آنکه منحنی Backbone زوال توسط کاربر تعریف خواهد شد.
- این مدل رفتاری در حال حاضر در نرم‌افزارهای تجاری نظیر SAP 2000 و ETABS وجود دارد، این برنامه‌ها مدل رفتار براساس ASCE 41-17 را پشتیبانی می‌کنند.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings Material Hysteresis Models



*Dr. Graham H. Powell,
Professor Emeritus,
UC Berkeley*

Material Hysteresis Models



Dr. Graham H. Powell,
Professor Emeritus,
UC Berkeley

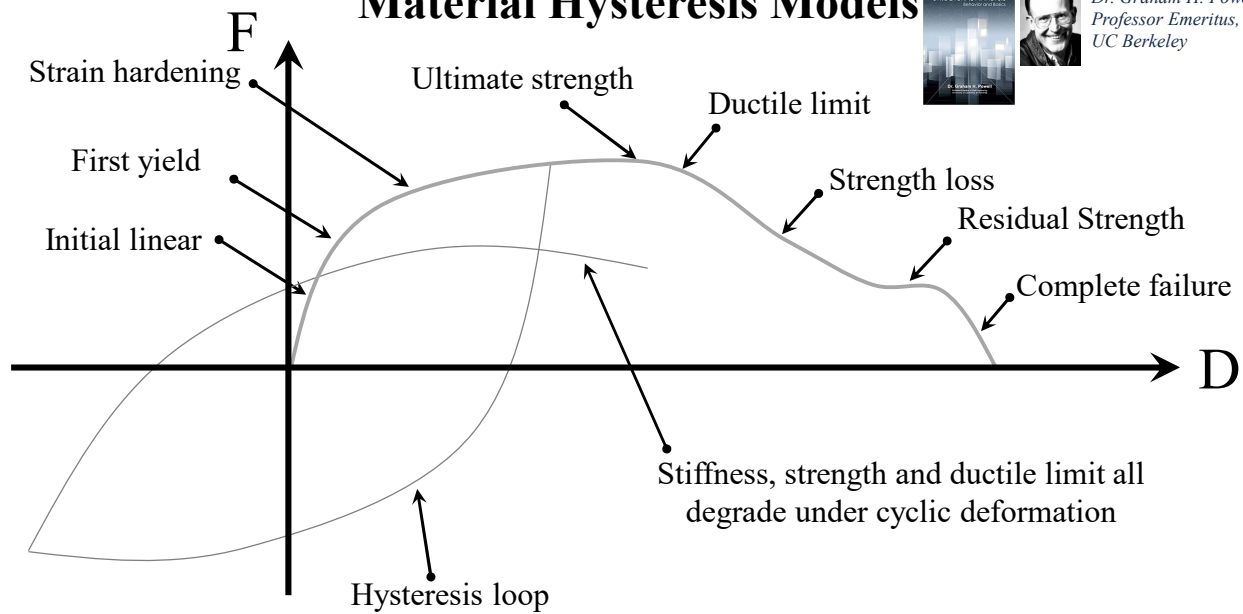
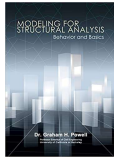


Illustration Of Four Options For Analytical Component Modeling



Dr. Graham H. Powell,
Professor Emeritus,
UC Berkeley

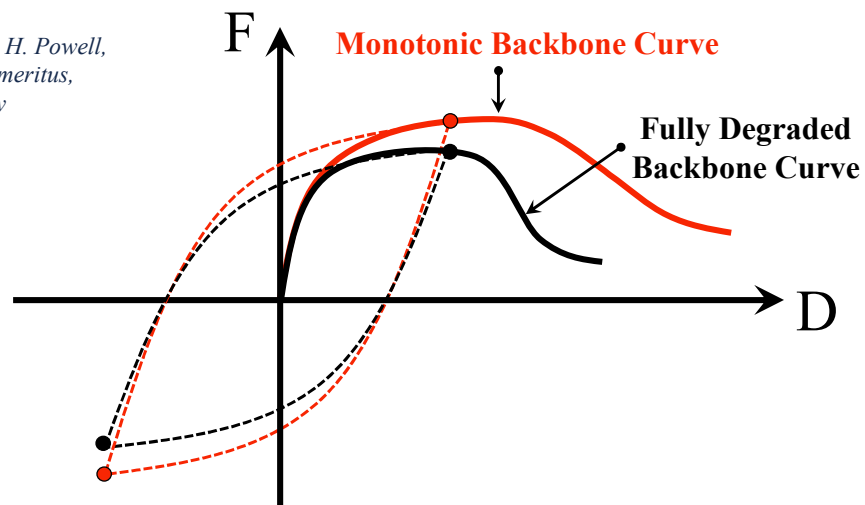
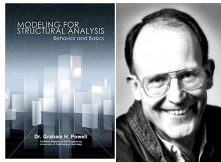
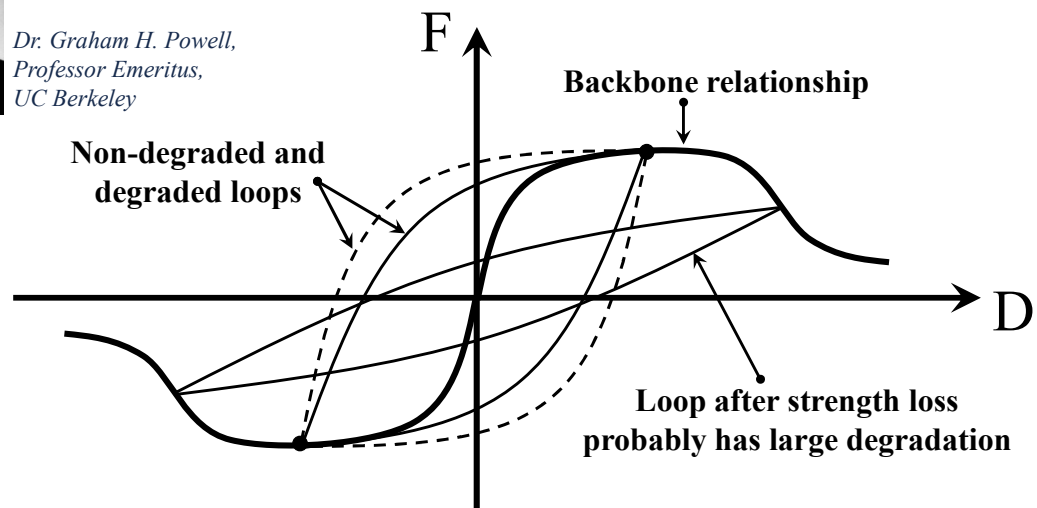


Illustration Of Four Options For Analytical Component Modeling



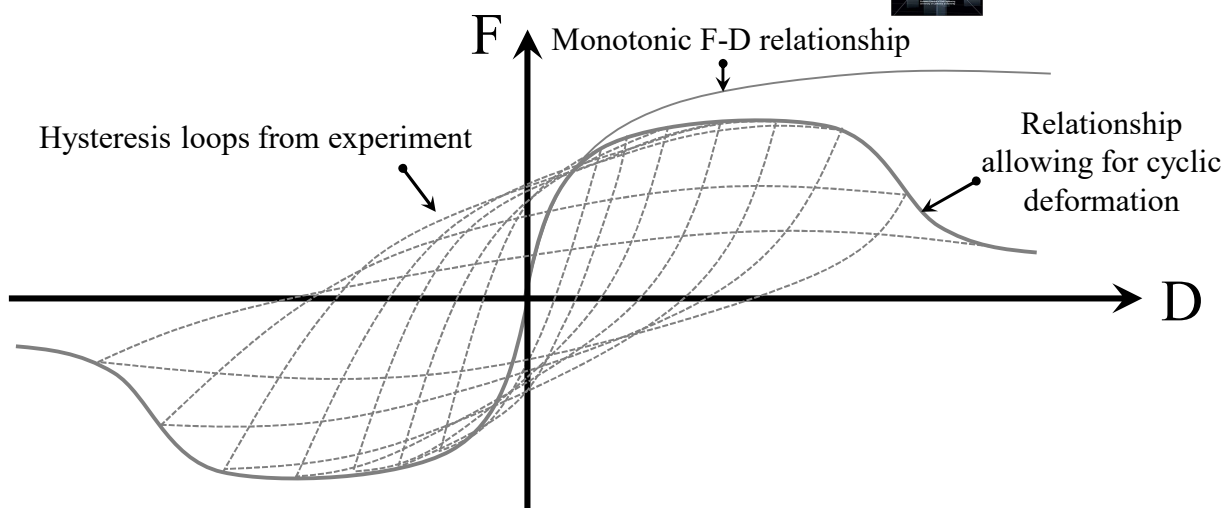
Dr. Graham H. Powell,
Professor Emeritus,
UC Berkeley

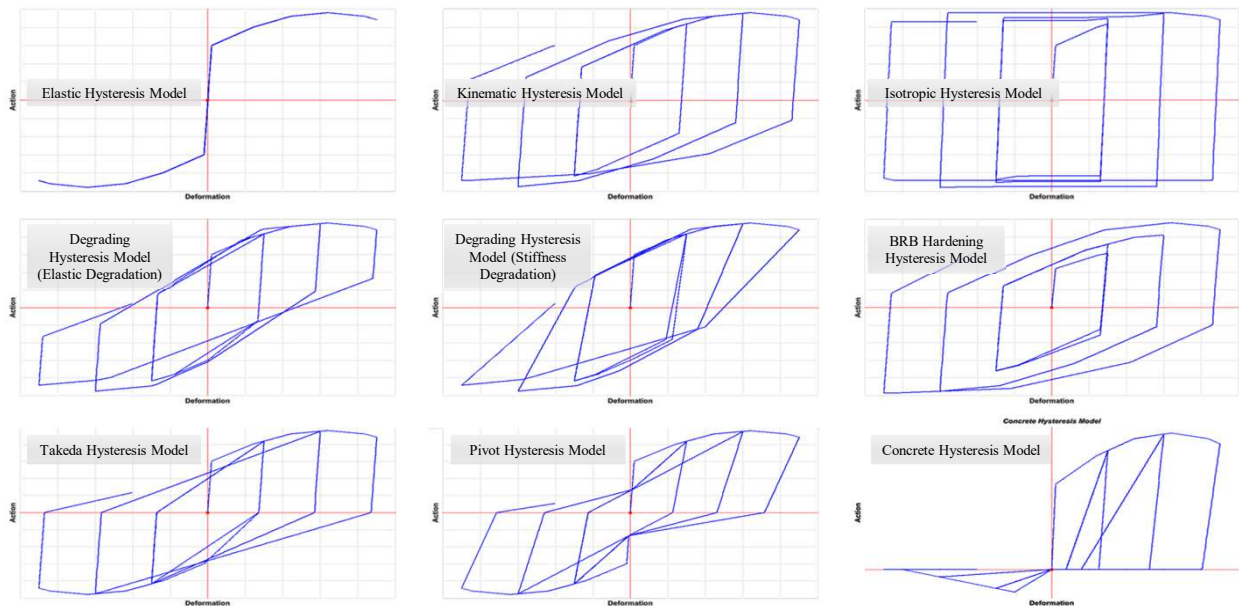


Material Hysteresis Models



Dr. Graham H. Powell,
Professor Emeritus,
UC Berkeley





CSI Hysteresis Model References:

Kinematic model:

L.E. Malvern, 1969. *Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium*. Prentice-Hall.

Takeda model:

T. Takeda, M.A. Sozen, N.N. Nielsen, "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes," J. Struct. Engrg. Div., ASCE, V. 96, No. 12, 1970, pp. 2257-2573

Pivot model:

R.K. Dowell, F. Seible, E.L. Wilson, "Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members," ACI Struct. J., ACI, V. 95, No. 5, 1998, pp. 607-617

Title no. 95-S53

Pivot hysteresis model for reinforced concrete members

By Robert K. Dowell, Frieder Seible, and Edward L. Wilson



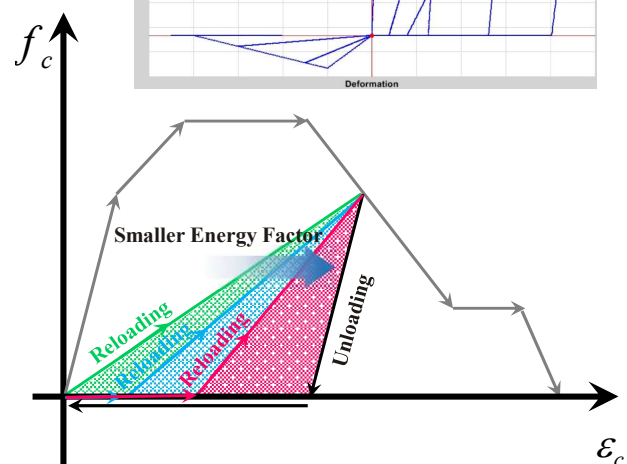
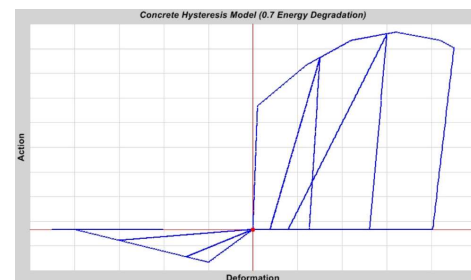
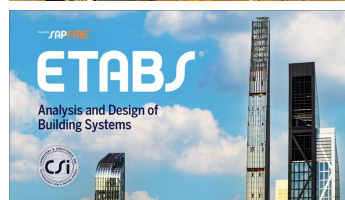
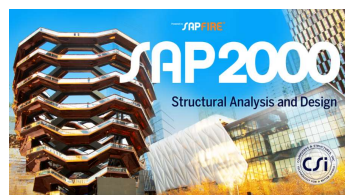
Robert Keith Dowell
Associate Professor,
San Diego State University



Frieder Seible Professor
Emeritus,
UC San Diego



Edward L. Wilson
Professor Emeritus,
UC Berkeley



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components

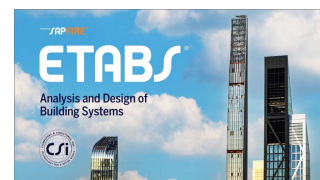
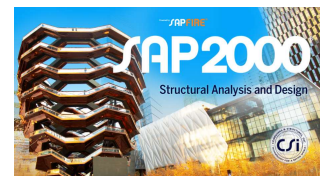
مدل رفتار هیستریزیس مصالح بتنی در سه نرم افزار

Perform3D V8.0.0

Etabs 20.0.0

Sap2000 v23.2.0

مقایسه می شود.



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

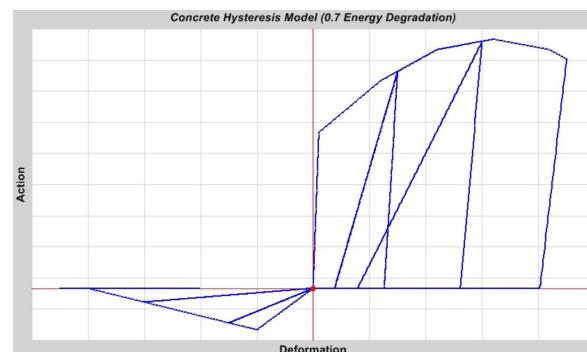
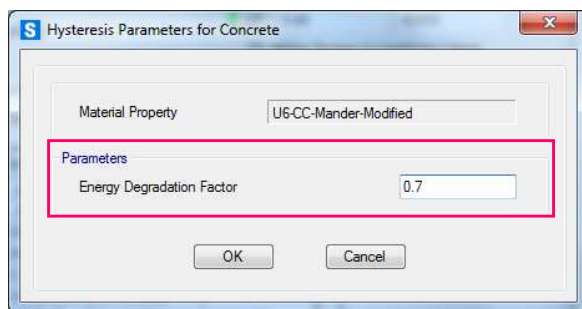


Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components

Deterioration & Hysteresis Behavior

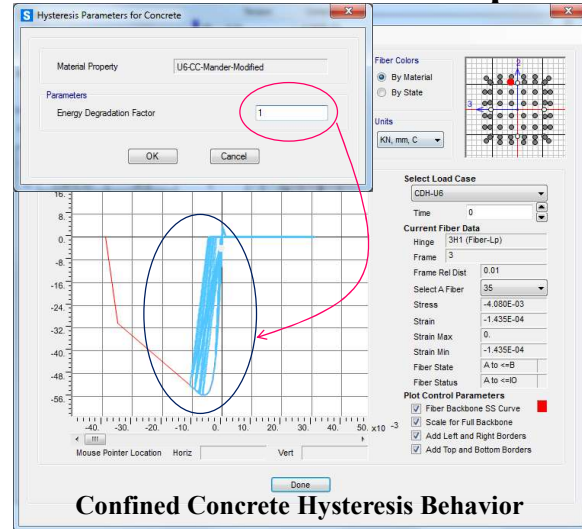
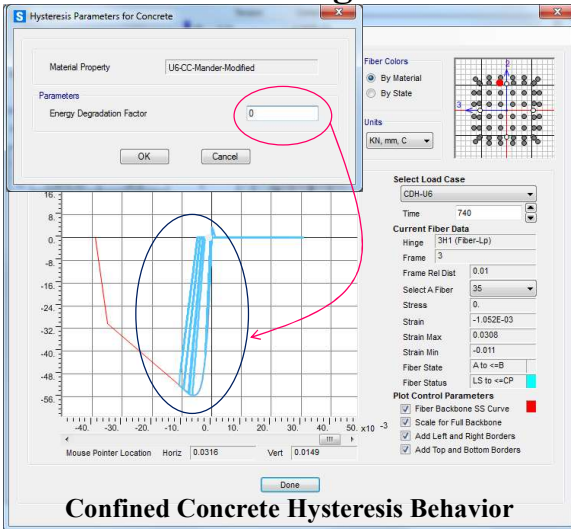
Concrete Hysteresis Model under Increasing Cyclic Load with Compression as Positive and Energy Factor $f = 0.7$

Concrete Hysteresis Model



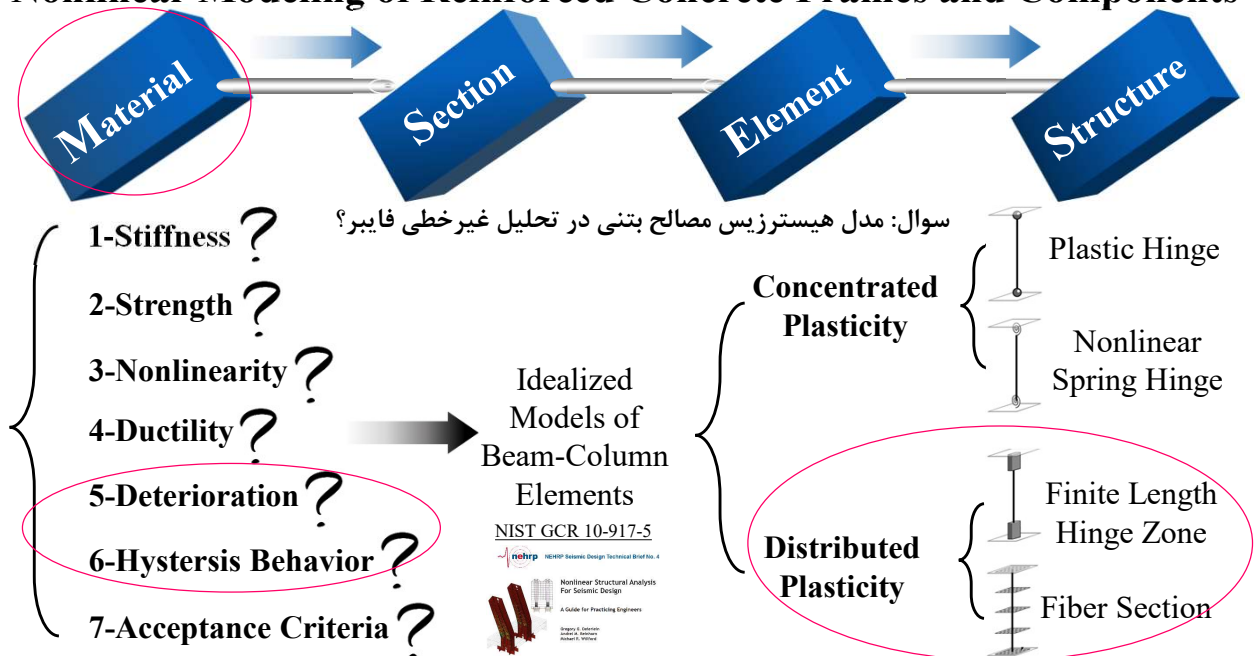
برای تحلیل غیرخطی فایبر (استاتیکی سایکلک یا تاریخچه زمانی)، در بخش تعریف مدل تنش-کرنش مصالح بتنی، نرم افزار Sap2000 یک پارامتر تحت عنوان Energy Degradation Factor را نیاز دارد. این پارامتر چیست؟ چگونه محاسبه می شود؟

Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components



تحلیل غیرخطی استاتیکی سایکلیک به روش فایبر و منحنی هیستریزس بتن
محصول شده براساس مقادیر مختلف در Energy Dissipation Factor

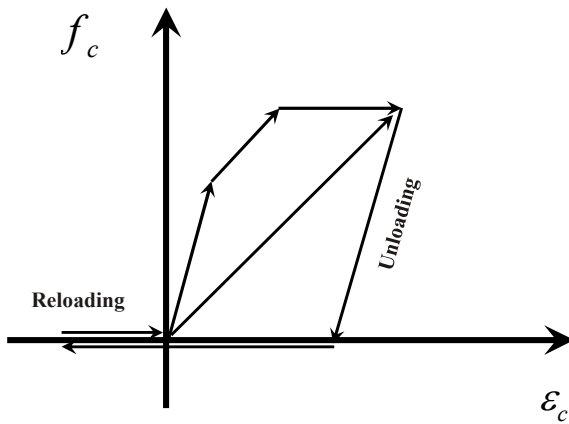
Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components



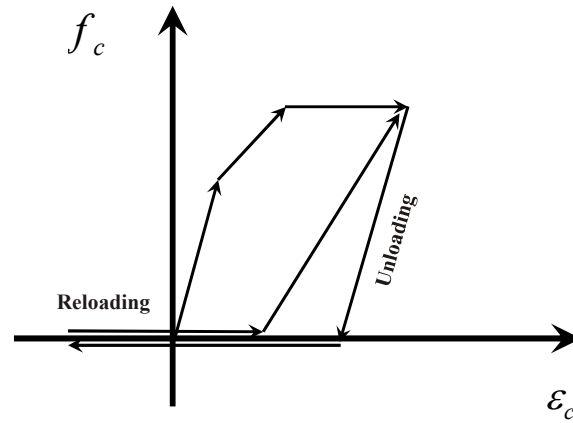
Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components

Deterioration & Hysteresis Behavior

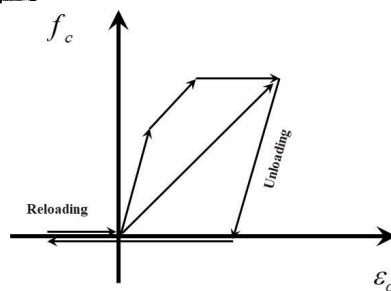
Concrete Hysteresis Model



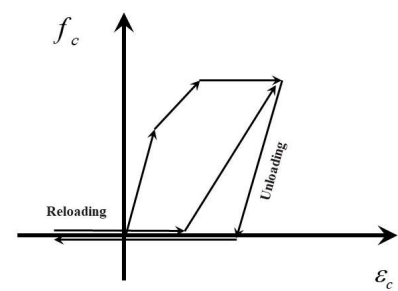
Energy Dissipation Factor = 1.0



Energy Dissipation Factor = 0.5

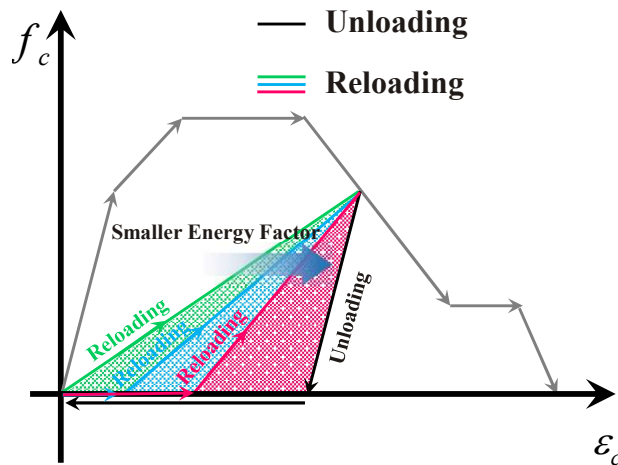


Energy Dissipation Factor = 1.0



Energy Dissipation Factor = 0.5

Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components



Energy Dissipation Factor = 1.0

The green regions in this figure represent energy dissipated during the unload-reload cycle = $Area_{f=1.0}$

Energy Dissipation Factor = 0.75

The blue regions in this figure represent energy dissipated during the unload-reload cycle = $Area_{f=0.75}$

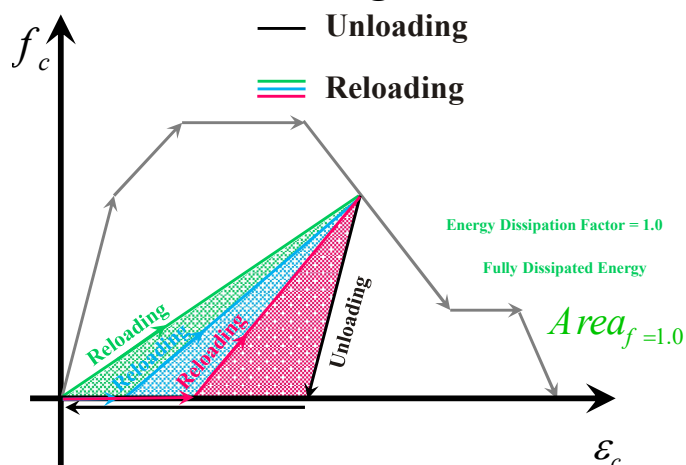
Energy Dissipation Factor = 0.5

The pink regions in this figure represent energy dissipated during the unload-reload cycle = $Area_{f=0.5}$

$$Area_{f=1.0} > Area_{f=0.75} > Area_{f=0.5}$$

Dissipated Energy > Dissipated Energy > Dissipated Energy

Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components



Energy Dissipation Factor = 0.75

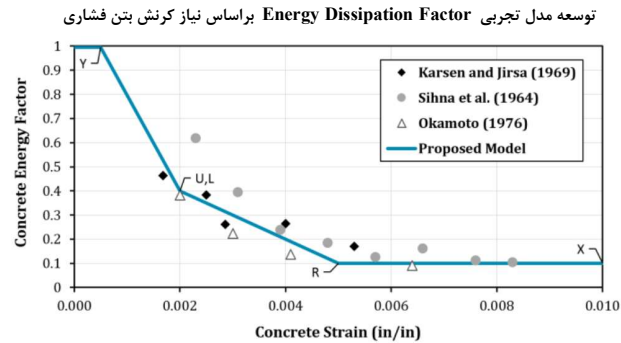
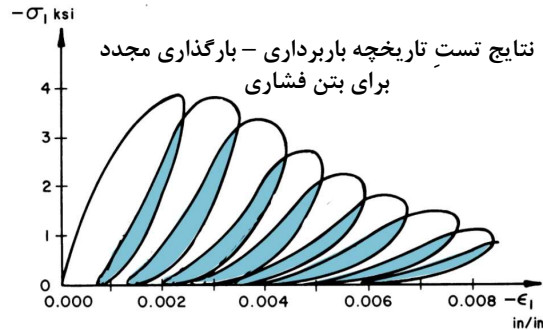
Energy Dissipation Factor = 0.5

$$Area_{f=0.75} = 0.75 \times Area_{f=1.0}$$

$$Area_{f=0.5} = 0.5 \times Area_{f=1.0}$$

□ در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به روش فایبر، کدام یک از اعداد Energy Dissipation Factor بایستی به نرم افزار معرفی گردد؟

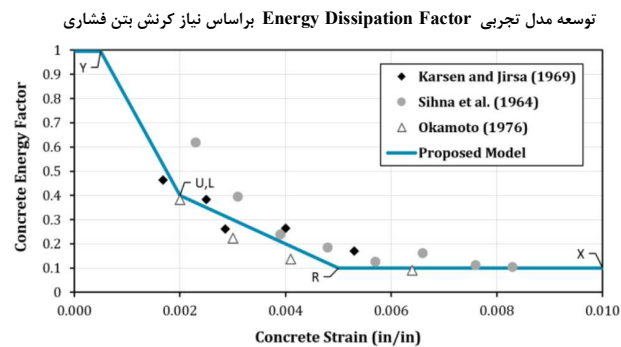
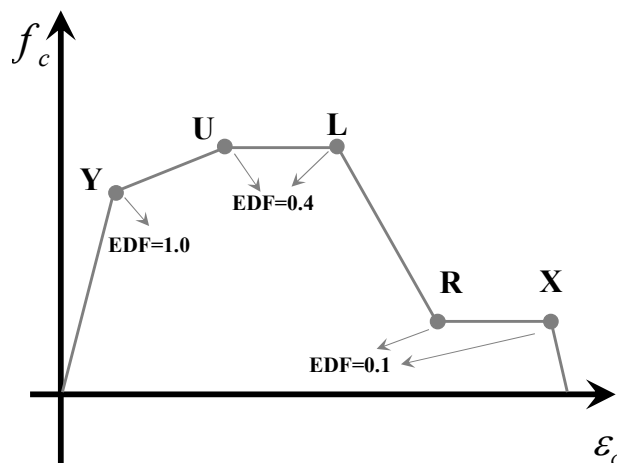
Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components



✓ با توجه به نتایج تست، پر واضح است که با افزایش نیاز کرنش فشاری بتن، شیب نمودار برای بخش باربرداری و بخش بارگذاری مجدد، کاهش قابل ملاحظه‌ای دارد.

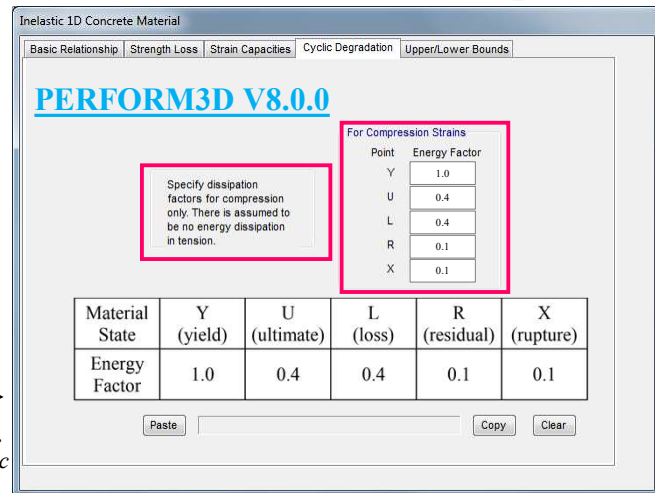
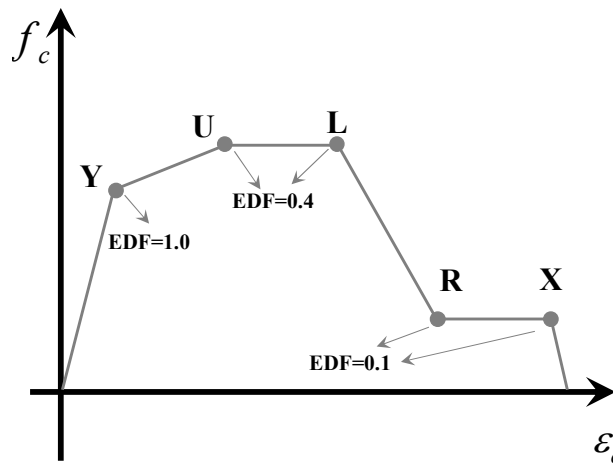
✓ لاوز و همکاران در سال ۲۰۱۸ براساس نتایج تست‌های انجام شده در سالیان گذشته، یک مدل سه خطی مطابق شکل را برای Energy Factor بتن، براساس کرنش فشاری توسعه دادند (این مدل براساس منحنی بتن فشاری نرم‌افزار Perform 3D توسعه داده شده است). بنابراین در طی یک آنالیز مقدار این ضریب متغییر خواهد بود.

Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components



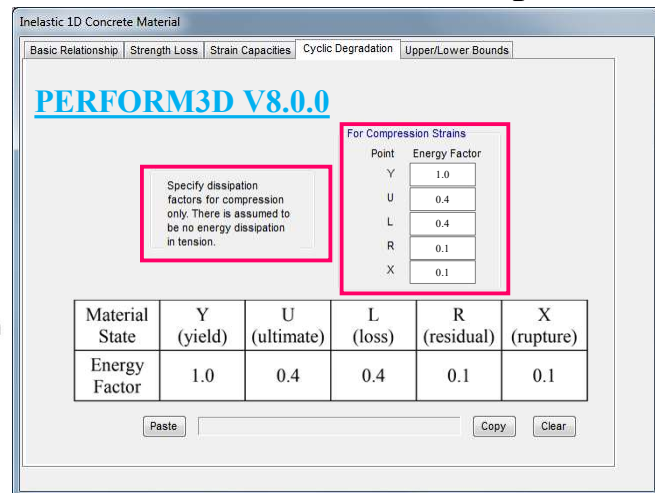
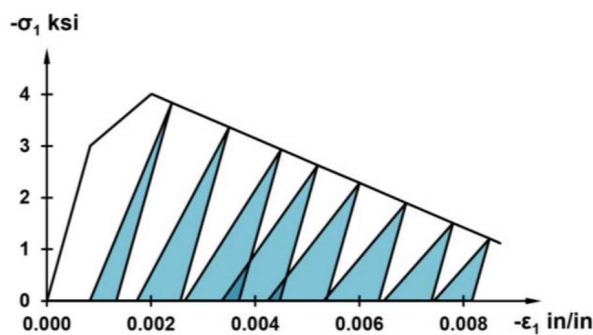
Material State	Y (yield)	U (ultimate)	L (loss)	R (residual)	X (rupture)
Energy Factor	1.0	0.4	0.4	0.1	0.1

Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components



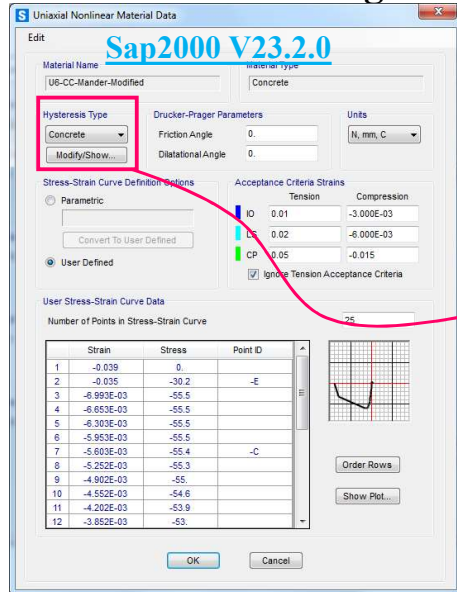
✓ نرم افزار Perform3D این قابلیت را دارد تا برای نقاط YULRX بروی منحنی ظرفیت بتن فشاری، به صورت جداگانه مقادیر Energy Dissipation Factor را دریافت کند.

Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components



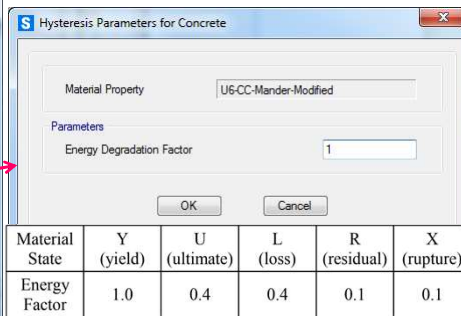
✓ نرم افزار Perform3D این قابلیت را دارد تا برای نقاط YULRX بروی منحنی ظرفیت بتن فشاری، به صورت جداگانه مقادیر Energy Dissipation Factor را دریافت کند.

Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components



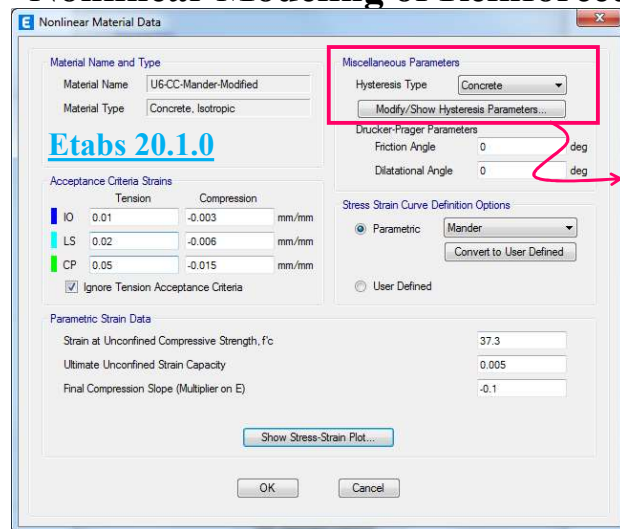
✓ نرم افزار Sap2000 فقط قابلیت دریافت یک رقم ثابت برای Energy Degrading Factor را دارند.

✓ سوال مهم: این پارامتر، در Sap2000 چه مقداری باید داده شود؟



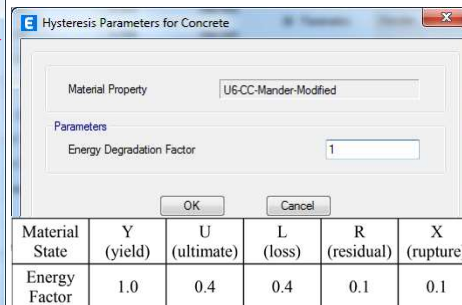
✓ در نرم افزار Perform این پارامتر تحت عنوان Energy Dissipation Factor معرفی شده، در حالی که نرم افزار Sap2000 تحت عنوان Energy Degrading Factor معرفی می شود.

Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components



✓ نرم افزار Etabs فقط قابلیت دریافت یک رقم ثابت برای Energy Degrading Factor را دارند.


✓ سوال مهم: این پارامتر، در Etabs چه مقداری باید داده شود؟




✓ در نرم افزار Perform این پارامتر تحت عنوان Energy Dissipation Factor معرفی شده، در حالی که نرم افزار Etabs تحت عنوان Energy Degrading Factor معرفی می شود.

Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components

Recommendations for Modeling the Nonlinear Response of Slender Reinforced Concrete Walls Using PERFORM-3D



Laura N. Lowes



Dawn E. Lehman

Laura N Lowes, Professor
Dawn E Lehman, Professor
University of Washington
Seattle, WA

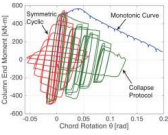
Carson Baker, Structural Staff Engineer
Coughlin Porter Lundeen
Seattle, WA

✓ مرجع اصلی ویدئو ارائه شده، این مقاله است. این مقاله یکی از مراجع مهم در ATC 114 بوده و به نظر می‌رسد نتایج تشریح شده در استاندارد ASCE41-23 وارد خواهد شد.

ATC 114 Project, Funded by NIST

Objective: provide recommendations for updating ASCE 41



NIST GCR 17-917-45



Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design


Applied Technology Council

This publication is available free of charge from: <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-45>





تحلیل غیرخطی دیوارهای برشی با رفتار خمشی و با رفتار برشی در این گزارش براساس نرم‌افزارهای **OpenSees** و **Perform3D** انجام شده است. مدل‌های پیشنهادی برای دیوارهای برشی با رفتار خمشی در NIST GCR 17-917-45 براساس تحقیقات لاوز و همکاران می‌باشد که براساس نرم افزار **Perform3D** است.

Recommendations for Modeling the Nonlinear Response of Slender Reinforced Concrete Walls Using PERFORM-3D



Laura N. Lowes

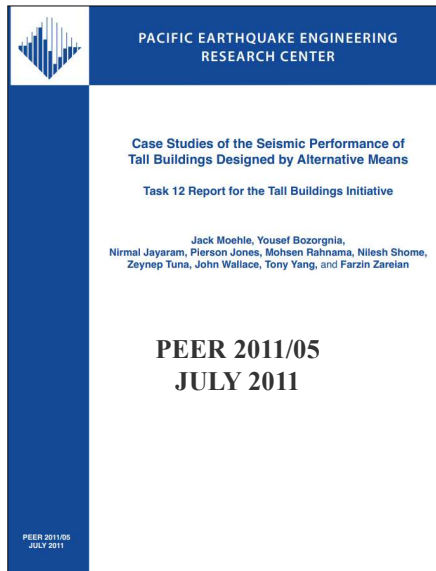


Dawn E. Lehman

Laura N Lowes, Professor
Dawn E Lehman, Professor
University of Washington
Seattle, WA

Carson Baker, Structural Staff Engineer
Coughlin Porter Lundeen
Seattle, WA

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 



Jack P. Moehle



Yousef Bozorgnia



Mohsen Rahnama



John W. Wallace



Farzin Zareian

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

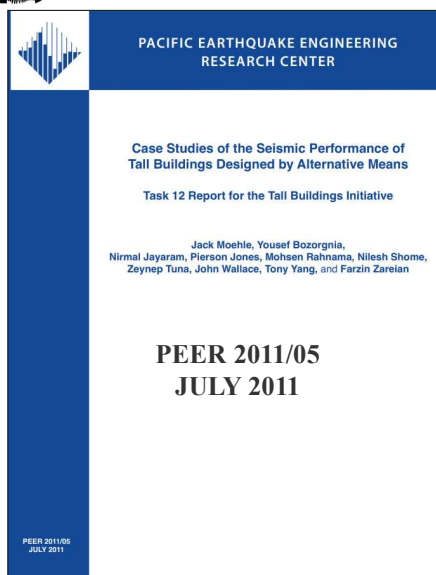
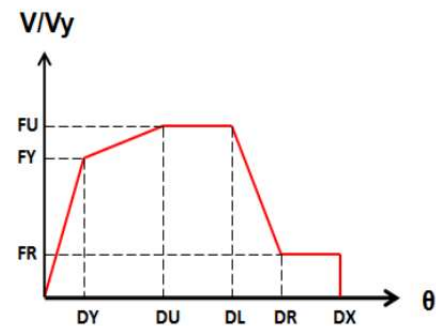
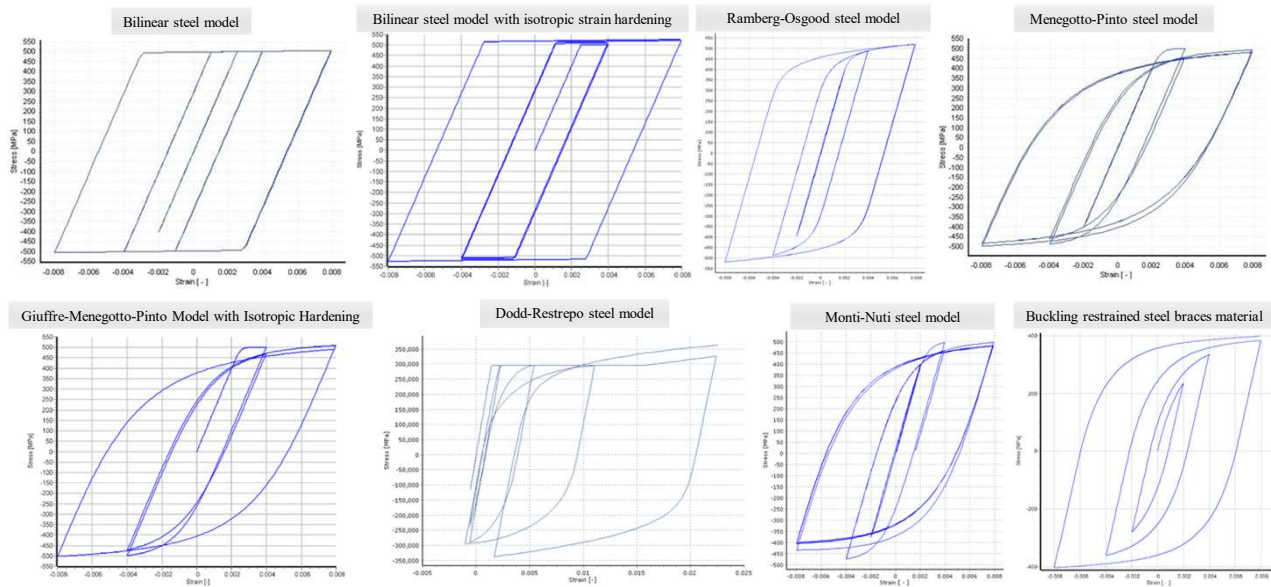


Table 4.3 Cyclic degradation parameters.

DY	0.5
DU	0.45
DL	0.4
DR	0.35
DX	0.35

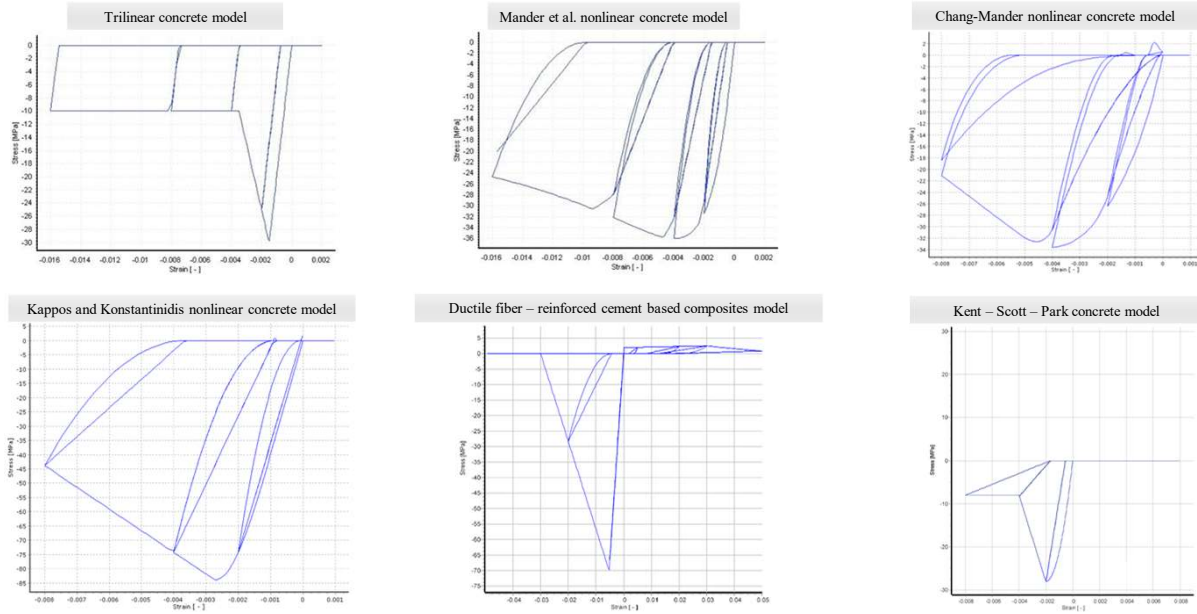


Material State	Y (yield)	U (ultimate)	L (loss)	R (residual)	X (rupture)
Energy Factor	1.0	0.4	0.4	0.1	0.1



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Material Hysteresis Models in SeismoBuild 2022 (Concrete Materials)

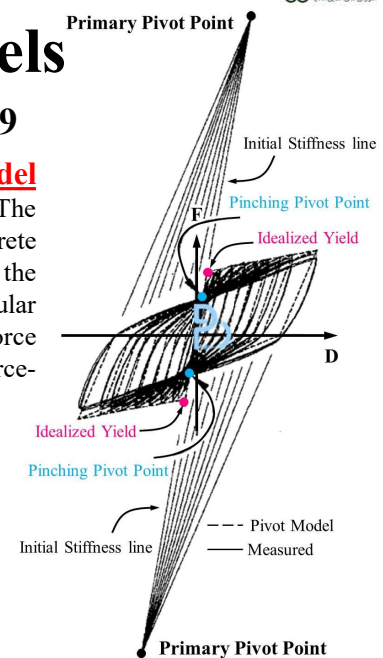


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Pivot Hysteresis Models

Pivot Hysteresis Model by Robert Keith Dowell et al (199)

In 1998, Dowell et al (1998) **Proposed A So-called Pivot Hysteresis Model** for nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete circular bridge columns. The model was shown to accurately capture the hysteretic behavior of reinforced concrete circular columns following a simple set of hysteretic rules. The model is based on the observations made on several experimental data on reinforced concrete circular columns. These observations show (Figure 5.1) that the unloading, back to zero force from any displacement level is generally guided towards a single point in the force-displacement plane, on the idealized stiffness line (Dowell et al, 1998).



Pivot Hysteresis Models

H Hysteresis Type

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1 : 10

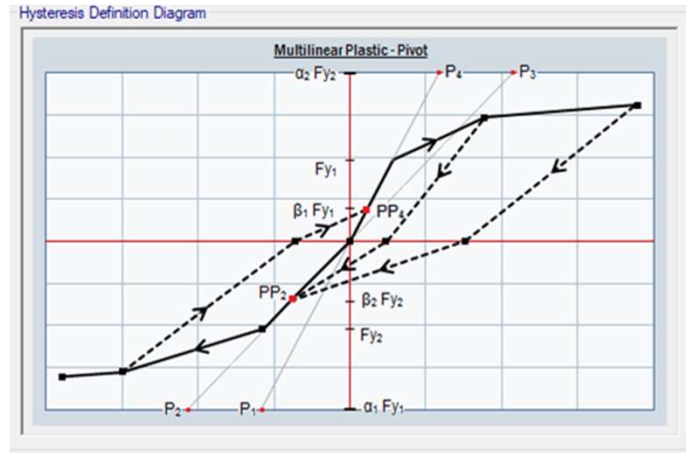
α_2 : 10

β_1 : 0.7

β_2 : 0.7

η : 0

OK Cancel



S Link/Support Directional Properties

SAP 2000 V23.2.0

Edit

Identification

Property Name: Takeda

Direction: R3

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1 : β_1 : η :

α_2 : β_2 :

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 0.

Effective Damping: 0.

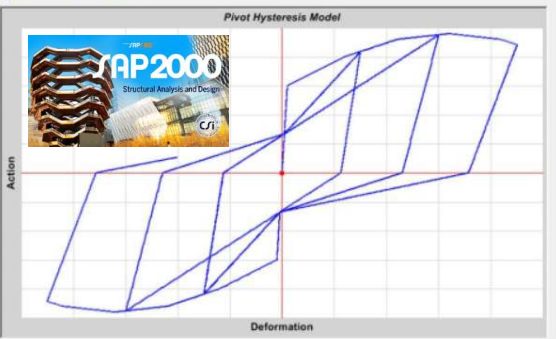
Multi-Linear Force-Deformation Definition

	Rotation	Moment
1	-0.1802	-18.2542
2	-0.1712	-22.4584
3	-0.1539	-28.6576
4	-0.1376	-28.4429

Order Rows Delete Row Add Row 39

Hysteresis Definition Sketch

Pivot Hysteresis Model



OK Cancel

$$\alpha_1 = ?$$

$$\alpha_2 = ?$$

$$\beta_1 = ?$$

$$\beta_2 = ?$$

$$\eta = ?$$

ETAB Ultimate 20.0.0

Identification

Property Name: Pivot-Lehman 815-Modiefied

Direction: R3

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1 β_1 η

α_2 β_2

$\alpha_1 = ?$

$\alpha_2 = ?$

$\beta_1 = ?$

$\beta_2 = ?$

$\eta = ?$

Linear Properties

Effective Stiffness: 0 tonf-m/rad

Effective Damping: 0 tonf-m-s/rad

Shear Deformation Location

Distance from End-J: m

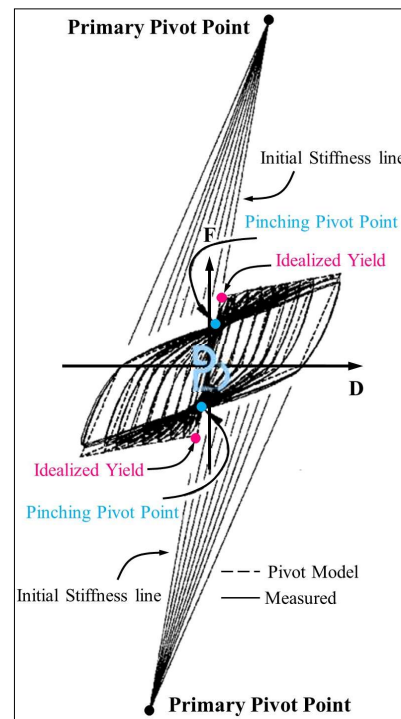
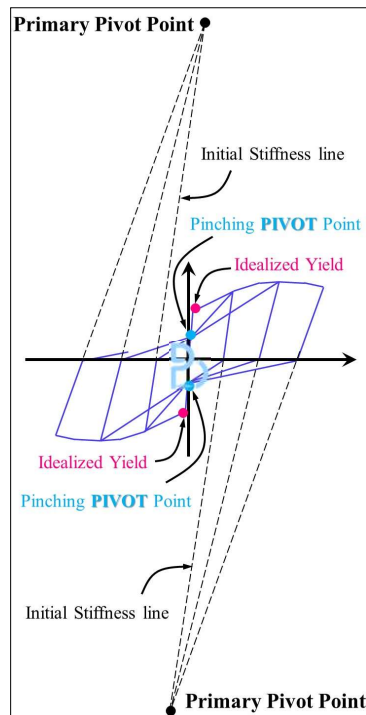
Multilinear Moment-Rotation Relation

Pt	Rotation (rad)	Moment (tonf-m)
1	-0.1802	-18.2542
2	-0.1712	-22.4584
3	-0.1539	-28.6576
4	-0.1376	-28.4429
5	-0.1223	-28.4668

Max: (0.0815, 34.8248); Min:

Hysteresis Definition Diagram

OK Cancel



Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Frames and Components

در ادامه تصاویری از آخرین ارائه دکتر **Wassim Gannoum** (سرکمیته فصل ۱۰ از استاندارد **ASCE 41-17**) در آگوست ۲۰۲۱، در راستای تدوین ویرایش جدید استاندارد **ACI 369.1-21** ارائه می‌شود. در این تصاویر دیده می‌شود که مدل‌های هیستریزیس مصالح و مقاطع با جزئیات بسیار زیادی وارد **ASCE 41-23** خواهد شد.

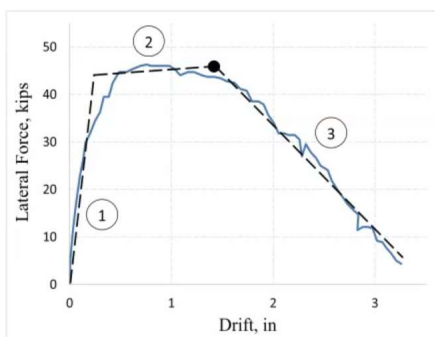


Wassim Ghannoum

❖ Uniaxial material model; Lateral modes

(1) Backbone

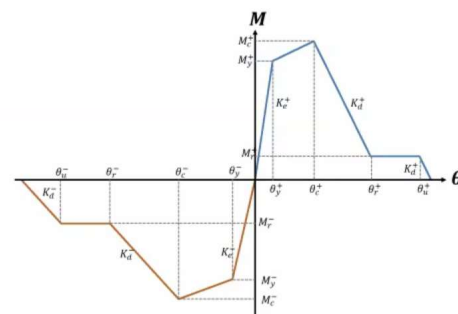
Column test data



(Yoshimura and Yamanaka 2000)

Yielding Strength: M_y
Elastic Stiffness: K_e
Capping Strength: M_c
Capping deformation: θ_c
Degrading Stiffness: K_d
Residual Strength: M_r
Ultimate deformation: θ_u

Material model



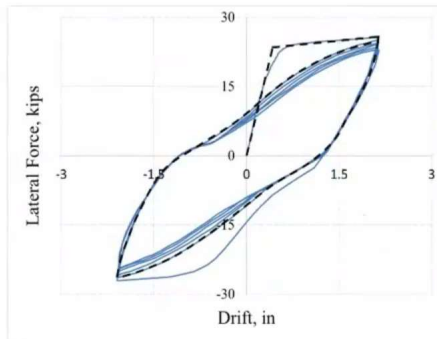


Wassim Ghannoum

❖ Uniaxial material model; Lateral modes

(2) Cyclic

Column test data

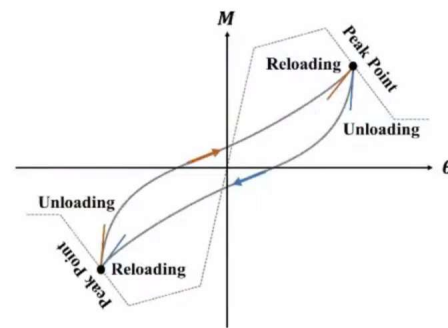


(Wight and Sozen 1973)

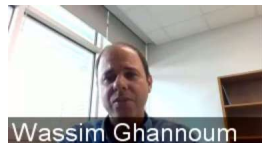
- Cubic spline shape
- Only three inputs
~ Physically meaningful

- i. Unloading stiffness
- ii. Reloading stiffness
- iii. Energy ratio

Material model



9

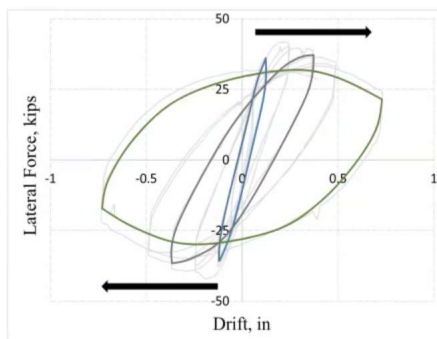


Wassim Ghannoum

❖ Uniaxial material model; Lateral modes

(2) Cyclic

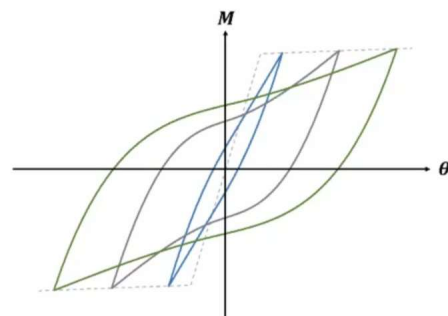
Column test data



(Kono, S. W., Fumio 2000)

- Material model adjusts the energy ratio during the analysis

Material model

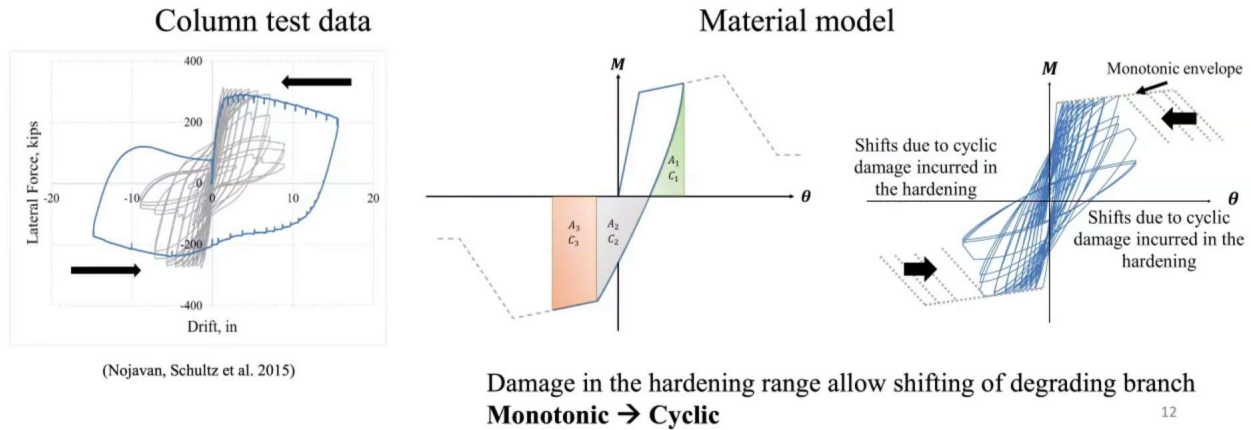


11



❖ Uniaxial material model; Lateral modes

(3) Damage (Strength, hardening range):

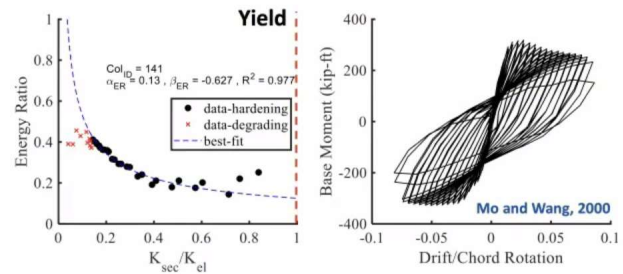
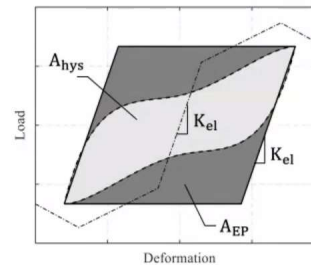


Cyclic Parameters
Energy Ratio

Extracted hysteresis parameters from tests

K_{secant} was also found to correlate with Energy Ratio, defined as the ratio of hysteresis area (A_{hys}) to elastic-plastic area (A_{EP})

- The dissipated energy increases with increasing deformation in hardening range and relatively constant at degrading range
- Functional form: $ER = \alpha_{ER} \left(\frac{K_{sec}}{K_{el}}\right)^{\beta_{ER}} \leq ER_{max}$
- Parameters α_{ER} , β_{ER} , ER_{max} were calibrated for each degradation mode



Ghannoum et al. (2020), Decision-oriented Column Simulation Capabilities for Enhancing Disaster Resilience of RC Buildings, 17th World Conference on Earthquake Engineering in Sendai Japan
Suselo et al. (2021), Nonlinear Behavioral Parameters for Simulating Lateral-Strength Degradation Modes of RC Columns Subjected to Earthquakes, ACI Concrete Convention (Spring 2021)



Wassim Ghannoum

Codification

- ACI 361.1 and ASCE 41 implementing provisions to define the amount of pinching in response and cyclic parameters
- However currently stuck at descriptive terms and figures
- The new simplified cyclic parameters provide the necessary quantification in a simple codifiable format

3.1.2.2.8 The following general hysteresis shapes shall be used for analyses with the nonlinear dynamic procedure (NDP):

- Type A: Hysteresis shape representing the behavior of the components with low pinching
- Type B: Hysteresis shape representing the behavior of the components with moderate pinching
- Type C: Hysteresis shape representing the behavior of the components with significant pinching

Pinching Level	Hysteresis Plots (Columns)	Hysteresis Plots (Walls)
Low: Type A	Sokoli and Ghannoum, 2016	Daeti et al., 2017
Moderate: Type B	Kim et al., 2011	Christidis and Trezos, 2017
Significant: Type C	Woods and Matamoros, 2010	Anoda, 2014

ACI 369.1-21 (not published yet, work in progress)



Wassim Ghannoum
red denotes coupled DOF parameters

Behavioral Models Flexure controlled

Triggers

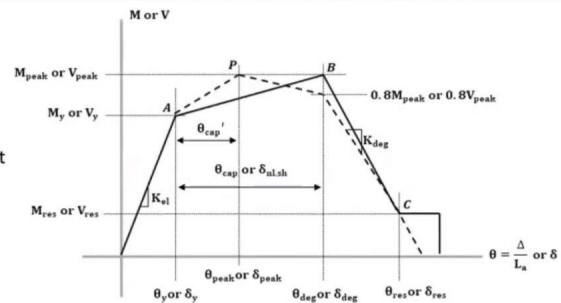
- Serves as "basic" ductile behavior without any other failure mode preceding it

Strength

- Yield: ACI 318-19 procedures considering N_{UJ} using f_y
- Peak: 1.2 times the moment strength at yield
- Residual: $c = 0.24 - 0.4 \left(\frac{N_U}{A_g f'_c} \geq 0.1 \right) \geq 0$

Deformation backbone

- $\theta_{cap}' = 0.0425 \frac{(\rho_t f_{yt} / f'_c)}{\left(0.2 + \frac{8}{7} \frac{N_U}{A_g f'_c}\right)} \geq 0$
 - $\theta_{cap} = -0.02 + 0.054 \frac{(\rho_t f_{yt} / f'_c)}{\left(0.2 + \frac{8}{7} \frac{N_U}{A_g f'_c}\right)} + \frac{0.053}{\sqrt{s_t / s_{t,min}}} \geq 0$
 - $K_{deg} / K_{el} = -0.105 + 0.15 \frac{(\rho_t f_{yt} / f'_c)}{\left(0.2 + \frac{8}{7} \frac{N_U}{A_g f'_c}\right)} + \frac{0.06}{\sqrt{s_t / s_{t,min}}} \leq -0.005$
- Where $s_{t,min} = 0.125 \min(h, b)$



Cyclic (hardening)

- $\alpha_{ER} = 0.27, \beta_{ER} = -0.175 - 0.33 \frac{N_U}{A_g f'_c}$
- $\beta_{Krel} = 1.6, \alpha_{Kun} = 3.1 - 3.26 \frac{N_U}{A_g f'_c} - 14.33 \rho_t \geq 1$

Cyclic (degrading)

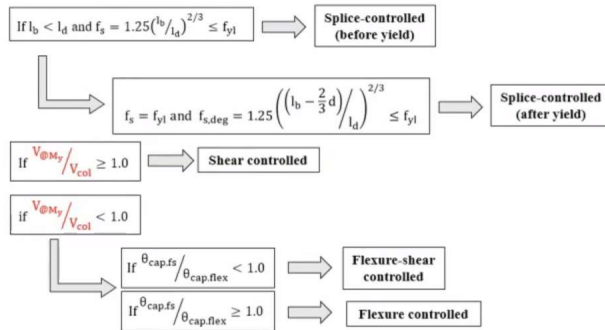
- $\alpha_{Kun} = 3.5, \beta_{Krel} = 1.4$
- $0 \leq ER_{max} = 0.23 + 0.3 \frac{N_U}{A_g f'_c} + 11.4 \rho_t \leq 0.6$

Damage (applicable for post-capping)

- $\alpha = 0.13$



Framework for Degradation Mode Classification



Better distinction between flexure and flexure shear can be achieved with additional strength criteria, however, for implementation efficiency, this simpler deformation based approach is used

		Classification using Framework				
		Flexure	Flexure shear	Splice	Shear	Total
Experiment	Flexure	100 (42%)	118	0	19	237
	Flexure Shear	14	21 (21%)	0	66	101
	Splice	2	0	28 (93%)	0	30
	Splice Other*	4	2	2	1	9
	Shear	0	3	0	91 (97%)	94
	Total	118	144	8	201	471

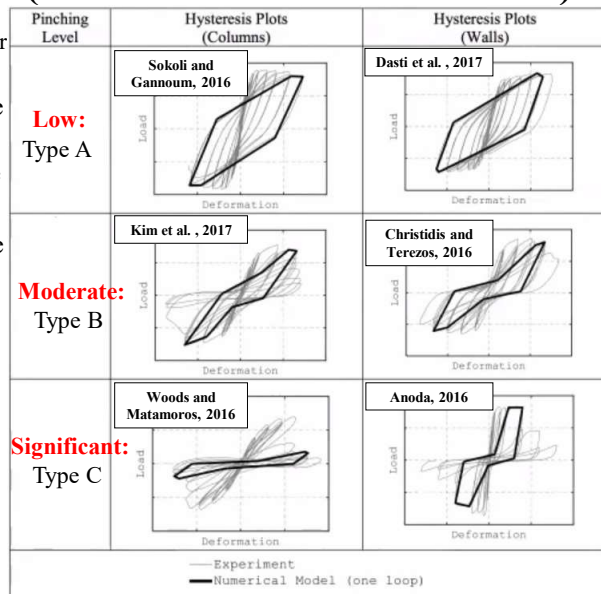
* tests with splices but without reported splice degradation that sustained a flexure mode of strength

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings Disaster Resilience of RC Buildings (ACI 369.1-23 & ASCE 41-23)

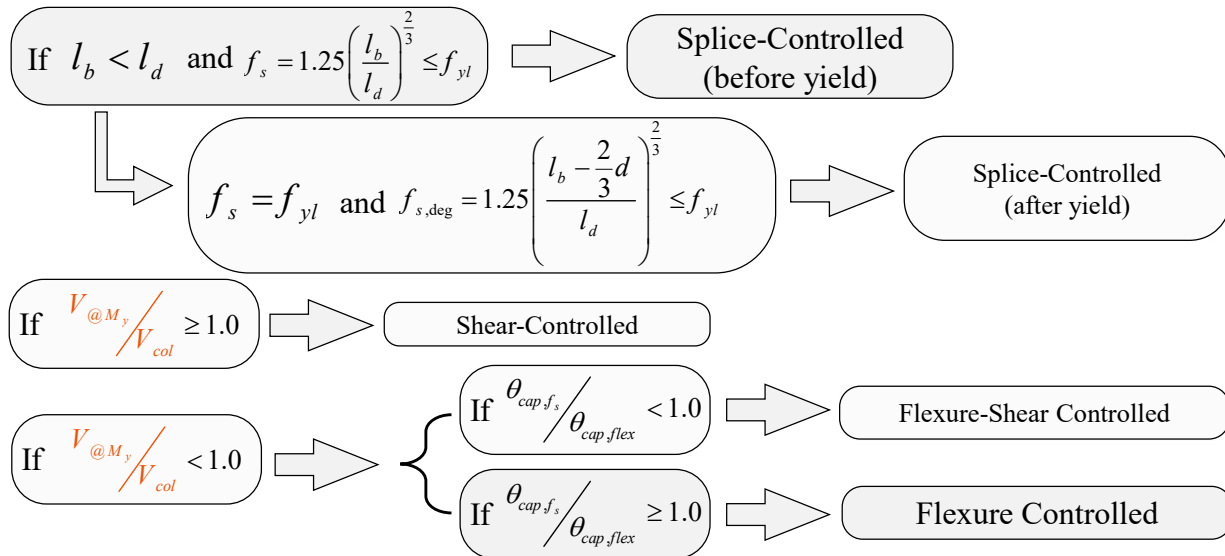
3.1.2.2.8 The following general hysteresis shapes shall be used for analysis with the nonlinear dynamic procedure (NDP):

- A) Type A: Hysteresis shape representing the behavior of the components with **low** pinching
- B) Type A: Hysteresis shape representing the behavior of the components with **moderate** pinching
- C) Type A: Hysteresis shape representing the behavior of the components with **significant** pinching

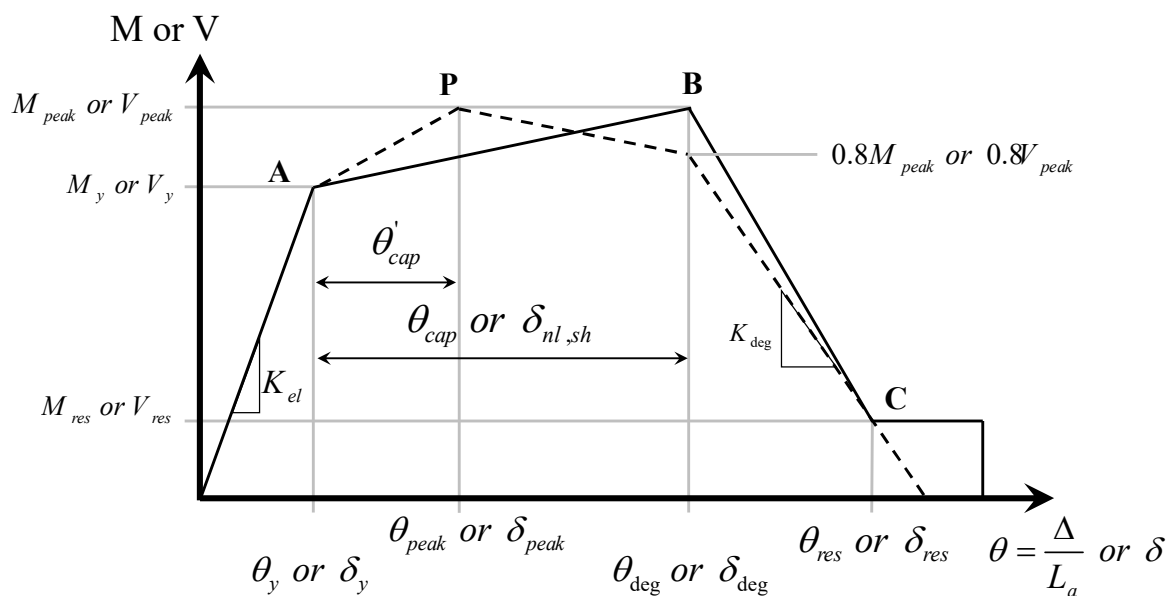
- ACI 361.1 and ASCE 41 implementing provisions to define the amount of pinching in response and cyclic parameters
- However currently stuck at descriptive terms and figures
- The new simplified cyclic parameters provide the necessary quantification in a simple codifiable format



Failure Mode of RC Columns (ASCE 41-23 new method)



Disaster Resilience of RC Buildings (ACI 369.1-23 & ASCE 41-23)



Triggers

1- Serves as “basis” ductile behavior without any other failure mode preceding in

Strength

1. **Yield:** ACI 318-19 procedures considering N_u using f_y

2. **Peak:** 1.2 times the moment strength at yield

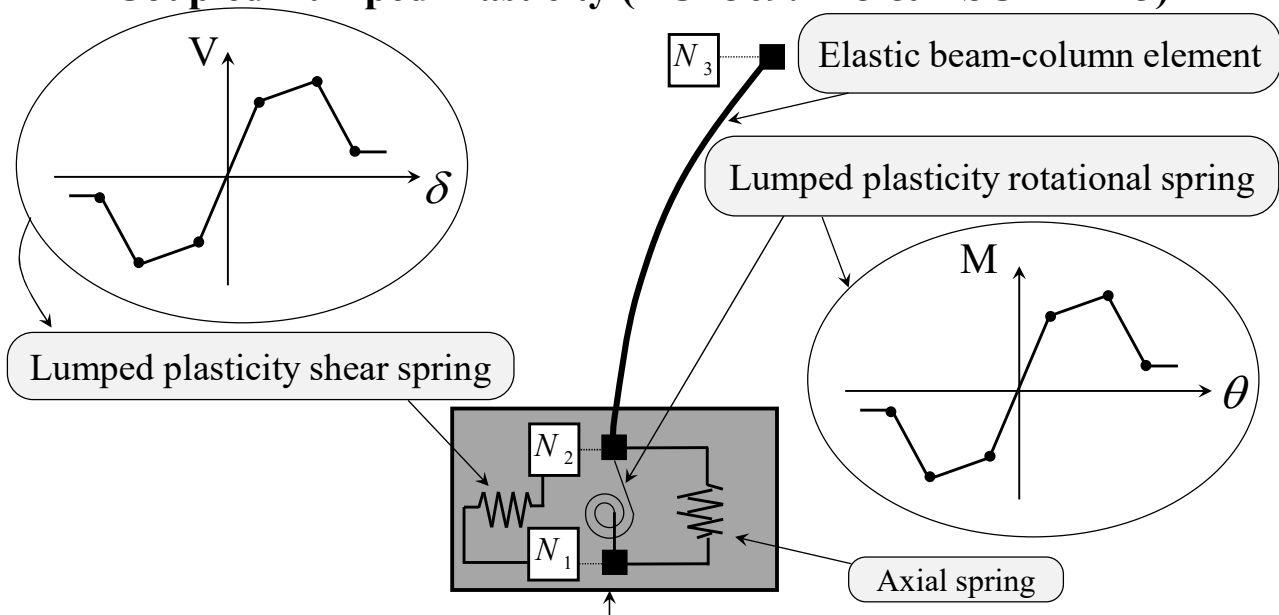
3. **Residual:** $c = 0.24 - 0.4 \left(\frac{N_u}{A_g f_c'} \geq 0.1 \right) \geq 0$

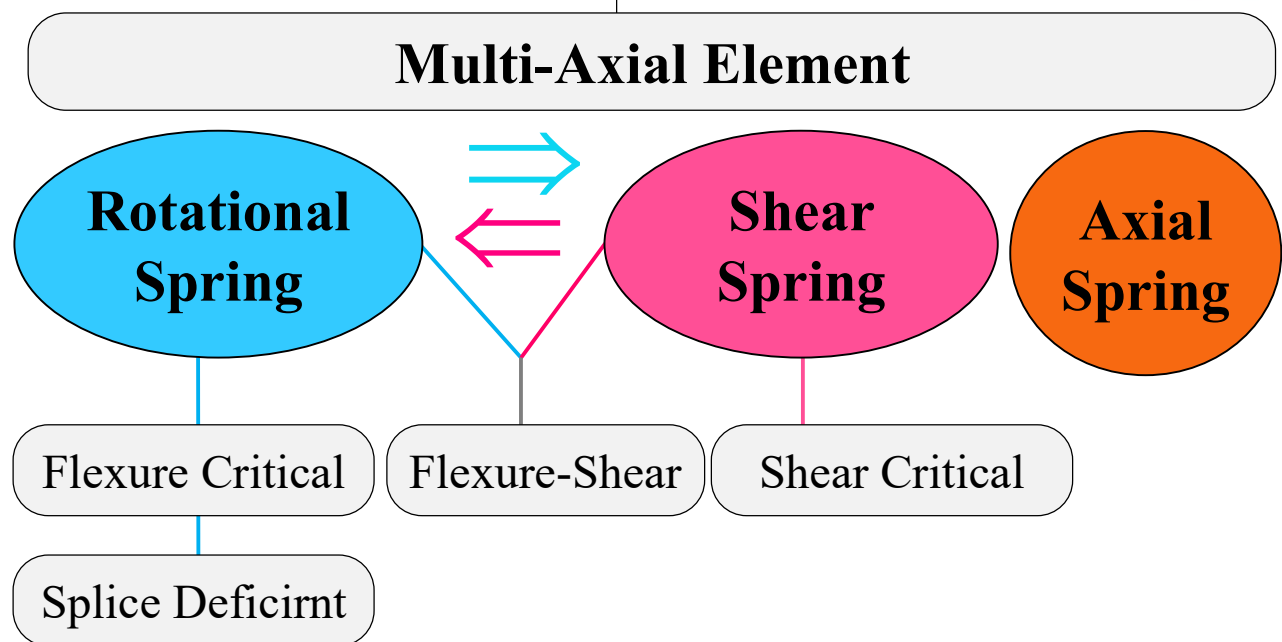
Deformation backbone

$$\left. \begin{array}{l} 1. \theta'_{cap} = 0.0425 \frac{(\rho_s f_{yt} / f_c')}{\left(0.2 + \frac{8}{7} \left(\frac{N_u}{A_g f_c'} \right)\right)} \geq 0 \\ 2. \theta_{cap} = -0.02 + 0.054 \frac{(\rho_s f_{yt} / f_c')}{\left(0.2 + \frac{8}{7} \left(\frac{N_u}{A_g f_c'} \right)\right)} + \frac{0.053}{\sqrt{s_t / s_{t,min}}} \geq 0 \\ 3. \frac{K_{deg}}{K_{el}} = -0.105 + 0.15 \frac{(\rho_s f_{yt} / f_c')}{\left(0.2 + \frac{8}{7} \left(\frac{N_u}{A_g f_c'} \right)\right)} + \frac{0.06}{\sqrt{s_t / s_{t,min}}} \leq -0.005 \end{array} \right\}$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

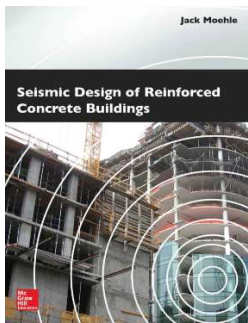
Coupled Lumped Plasticity (ACI 369.1-23 & ASCE 41-23)





P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

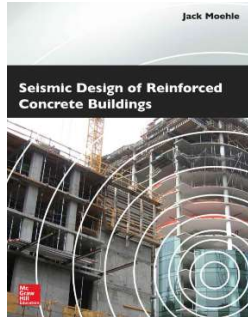
7-Acceptance Criteria (Material Level)



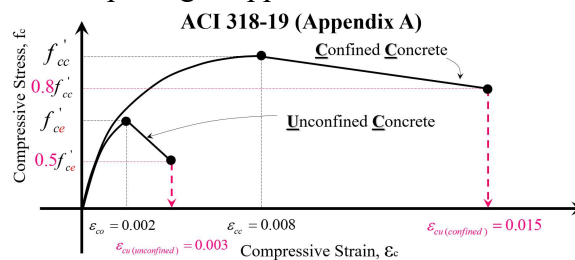
- Spalling of cover concrete is a key performance point for structural concrete.
- For unconfined sections, spalling reduces the effective cross section and signals the onset of section failure.
- For confined sections, the confined core acting together with compression reinforcement may be capable of stabilizing the compression zone, in which case ductile response beyond initial spalling is possible.
- **Regardless, spalling may require costly repairs and in some cases may trigger decisions about continued occupancy and function.**

P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

7-Acceptance Criteria (Material Level)

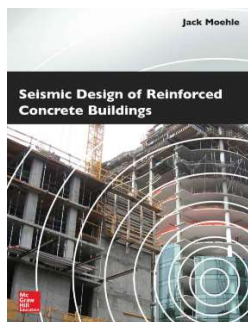


- In an axial compression member, all of the fibers of the cross section reach the critical strain at the same instant in time, such that local spalling becomes apparent shortly after the section reaches the strain ϵ_0 .
- In a flexural member, however, strains vary through the depth such that fibers with lower strain stabilize the cross section, in essence providing support for the extreme compression fibers.
- This strain gradient effect enables the extreme compression fibers to reach larger strain before spalling is apparent.



P Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

7-Acceptance Criteria (Material Level)



- A similar effect occurs for flexural members with moment gradient. In such members, only one cross section along the length is subjected to the maximum effect, and adjacent, less strained sections may help stabilize the compression zone. A similar effect occurs in members framing into stiff adjacent supports such as walls or foundations. The adjacent support provides confinement to the member end, and in extreme cases may move the critical section away from the section of maximum moment (Lehman et al., 2004)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

برای بررسی ادامه مباحث مربوط به معیارهای پذیرش در المان‌های بتن آرمه (معیار پذیرش مفاصل پلاستیک و معیارهای پذیرش برای آنالیز فایبر) درک عمیق از مفهوم "احتمال شکست" نیاز می‌باشد. بنابراین در این قسمت احتمال شکست برای محاسبه پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش در ASCE 41-13، ASCE 41-17 و ASCE 41-23 ارائه می‌شود و بعد از آن درسنامه معیارهای پذیرش پیگیری می‌شود. برای بررسی بنیادین "احتمال شکست"، بحث با چند سوال مفهومی شروع می‌شود.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

- ✓ آیا الگوی محاسبات پارامترهای مدلسازی و معیارهای پذیرش برای تیرها، ستون‌ها، گره اتصال تیر-ستون و دیوارهای برشی در ASCE 41-17 از یک اصول تبعیت می‌کند؟
- ✓ چرا پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش ستون‌ها در استاندارد ASCE 41-13 براساس مودهای شکست ارائه می‌شود در حالی که در استاندارد ASCE 41-17 پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش مستقل از مود شکست ستون می‌باشند؟
- ✓ براساس توزیع احتمالاتی مقاومت فشاری بتن و مقاومت کششی فولاد (برداشت اطلاعات از ساختمان وضع موجود برای بهسازی) محاسبه مقدار "میانگین" و "میانگین منهای انحراف معیار" چه مفهومی را می‌رساند؟
- ✓ منحنی شکنندگی چیست؟ ترسیم منحنی‌های شکنندگی تیرها، ستون‌ها و دیوارهای برشی در ASCE 41-13، ASCE 41-17 و ASCE 41-23 چگونه انجام می‌شود؟

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

ASCE 41-17

Modeling Parameter	Multiplier to Achieve Probability of Exceedance		
	40%	25%	10%
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height			
Reinforced concrete columns other than circular with spiral reinforcement or seismic hoops as defined in ACI 318	a	0.80	0.62
	b	0.80	0.70
Reinforced concrete circular columns with spiral reinforcement or seismic hoops as defined in ACI 318	a	0.70	0.57
	b	NA*	NA*
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height			
All columns	a	0.62	0.5
	b	NA*	NA*

* Multipliers not available due to limited test data.

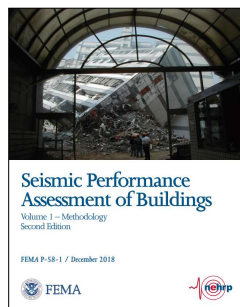
Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Residual Strength Ratio, c	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a			
$a = \begin{cases} (0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{YE}}{V_{C01OE}}) \geq 0.0 & 0.15 a \\ \leq 0.005 & 0.5 b^b \end{cases}$			0.7 b ^b
For $\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \leq 0.5$ $b = \begin{cases} \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f_{cE}}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^a \\ c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \geq 0.0 \end{cases}$			

Acceptance criteria in Tables 10-8 and 10-9 were selected as **15% of the a values for Immediate Occupancy**, **50% of the b values for Life Safety**, and **70% of the b values for Collapse Prevention**. The fractions of b values were selected based on Table C10-2 to achieve low probabilities of axial failure for columns satisfying the acceptance criteria. These probabilities were **10% and 25% for Life Safety and Collapse Prevention**, respectively.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

FEMA P-58-1



Appendix A

Probability, Statistics, and Distributions

- چرا تسلط به مبانی **آمار**، **احتمال** و **توزیع‌های آماری** در طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد ضروری است؟
- ✓ توزیع احتمالاتی مقاومت فشاری بتن و مقاومت کششی فولاد (برداشت اطلاعات از ساختمان وضع موجود برای بهسازی)
 - ✓ توزیع احتمالاتی ظرفیت تغییرشکل غیرخطی المان‌های تیر، ستون، گره اتصال تیر-ستون و دیوارهای برشی و ...
 - ✓ احتمال شکست در پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش در ASCE 41-13، ASCE 41-17 و ASCE 41-23
 - ✓ ترسیم منحنی‌های شکنندگی تیرها، ستون‌ها و دیوارهای برشی در ASCE 41-13، ASCE 41-17 و ASCE 41-23
 - ✓ تفسیر نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی براساس ASCE 41-17، پیوست A از ACI 318-19 و ..
 - ✓ کاربرد در نسل بعدی طراحی عملکردی براساس FEMA P-58 (محاسبات میزان خسارت مالی و جانی، بازیابی کاربری و ...)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

ACI 369.1-23 (Draft)

چرا تسلط به مبانی آمار، احتمال و توزیع‌های آماری در طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد ضروری است؟

ACI 369.1	369M03-CD100a – Shear Controlled Walls	2021-03
1	ACI 369 Change Submittal	
2	Submittal #: 369M03-CD100a – Shear controlled walls	
3	Subject: Revision of stiffness, modeling parameters, and acceptance criteria for walls controlled by shear	
4	Prepared by ATC 140 Working Group 3 and Project Technical Committee (PTC)	
5	Working Group 3: Saman Abdullah, Wassim Ghannoum, Garrett Hagen, Laura Lowes, Mohamed Talat,	
6	John Wallace	
7	PTC: Terry Lundeen, Russell Berkowitz, Wassim Ghannoum, Bret Lizundia, Roy Lobo, Mark Moore,	
8	James Parker, Robert Pekelnicky, Peter Somers, Bill Tremayne	
1800	Authored references	
1801	Abdullah, S.A., 2019, "Reinforced Concrete Structural Walls: Test Database and Modeling Parameters," PhD	
1802	Dissertation, University of California Los Angeles, CA.	
1803	Abdullah, S.A., and Wallace, J.W., 2019, "Drift capacity of RC structural walls with special boundary elements," <i>ACI</i>	
1804	<i>Structural Journal</i> , Vol. 116, No. 1, pp. 183–194.	
1805	Abdullah, S. A., and Wallace, J. W., 2020, "Reliability-Based Design Methodology for Reinforced Concrete	
1806	Structural Walls with Special Boundary Elements," <i>ACI Structural Journal</i> , Vol. 117, No. 3.	



Saman A. Abdullah



John W. Wallace

ACI STRUCTURAL JOURNAL TECHNICAL PAPER

Title No. 116-S17

Drift Capacity of Reinforced Concrete Structural Walls with Special Boundary Elements

2019

by Saman A. Abdullah and John W. Wallace

ACI STRUCTURAL JOURNAL TECHNICAL PAPER

Title No. 117-S49

Reliability-Based Design Methodology for Reinforced Concrete Structural Walls with Special Boundary Elements

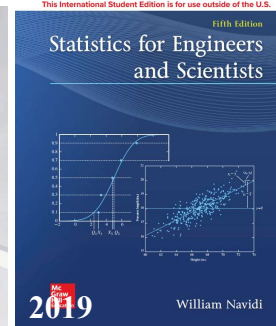
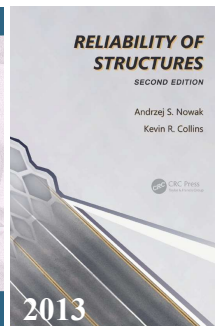
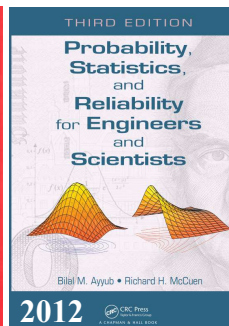
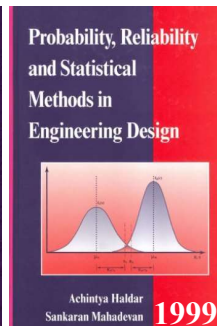
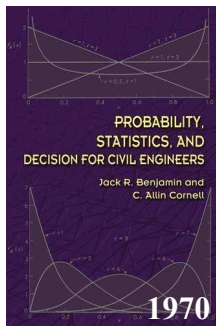
2020

by Saman A. Abdullah and John W. Wallace

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

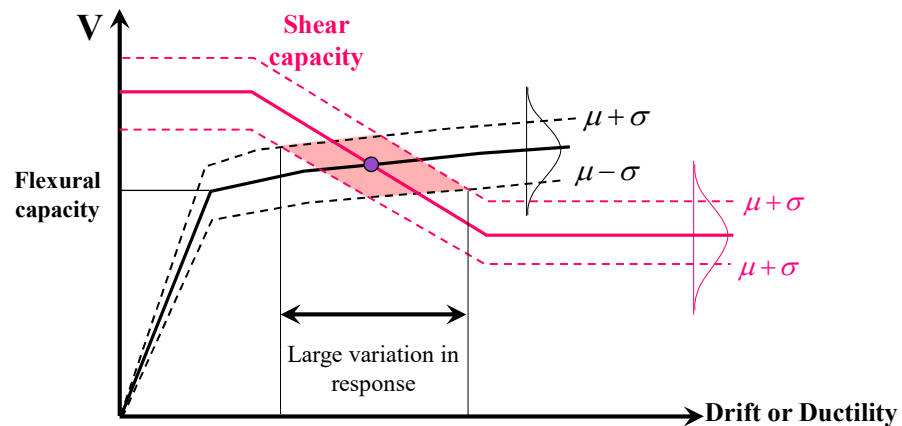
Textbooks



Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

در روند تحلیل و طراحی ساختمان، طراح برای شبیه‌سازی پارامترهای مختلف، با یک جامعه آماری روبه‌رو می‌باشد. به عنوان مثال: مقاومت فشاری بتن، مقاومت کششی آرماتورهای طولی، سختی موثر خمشی در المان‌های بتن‌آرمه، مقاومت خمشی، برشی و محوری در المان‌های بتن‌آرمه، ظرفیت تغییرشکل غیرخطی در تیرها، ستون‌ها، گره اتصال و دیوارهای سازه‌ای، معیارهای پذیرش LS، IO و CP در تلاش‌های DC و

Elwood and Mochle, 2005a

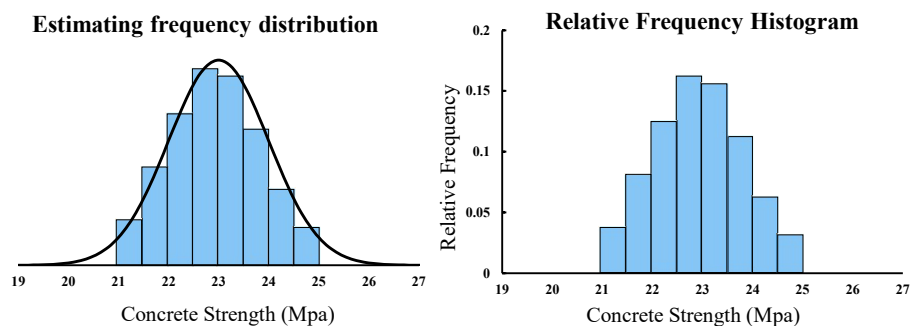


Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

Histogram

هیستوگرام

با تقسیم فراوانی هر کلاس بر تعداد کل مشاهدات، نسبت سهم هر کلاس از کل مشاهدات به دست می‌آید. جدولی که فراوانی‌های نسبی در آن لیست می‌شود "توزیع فراوانی نسبی" نامیده می‌شود. توزیع فراوانی نسبی در جدولی که معرفی خواهد شد، نشان دهنده فراوانی نسبی مقدار میانی در بازه هر کلاس می‌باشد. توزیع فراوانی را می‌توان علاوه بر فرم جدولی، به صورت گرافیکی در نمودار نیز نشان داد، "برداشت اطلاعات" و "درک عمیق از توزیع فراوانی نسبی" در فرم گرافیکی به مراتب بیشتر از فرم جدولی می‌باشد. با استفاده از مقدار میانی هر بازه و توزیع فراوانی نسبی نظیر با آن می‌توان هیستوگرام توزیع فراوانی را ترسیم کرد. بسیاری از توزیع‌های فراوانی پیوسته را می‌توان به صورت گرافیکی با استفاده از منحنی به شکل زنگوله مطابق با شکل زیر نمایش داد. ابزارهای گرافیکی مانند آنچه در شکل زیر مشاهده می‌شود به توصیف ماهیت جامعه‌ها کمک می‌کند. در ادامه در مورد توزیع‌های نرمال و لوگ نرمال بیشتر بحث خواهد شد...



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

نتایج آزمایشگاهی بارگذاری فشاری ۱۰۰ نمونه بتنی به صورت زیر می‌باشد.

10 11.85 12.22 12.51 12.58 13.39 13.5 13.62 14.14 14.23 14.25 14.36 14.62 14.65 14.75 14.85 15.02 15.08 15.13 15.18 15.22
15.29 15.48 15.59 15.62 15.78 15.85 15.95 16.02 16.08 16.19 16.28 16.38 16.54 16.56 16.66 16.8 16.92 16.98 17.13 17.27 17.31
17.39 17.44 17.6 17.71 17.88 17.92 17.95 18.02 18.06 18.08 18.12 18.29 18.36 18.45 18.49 18.52 18.66 18.77 18.78 18.9 19.1
19.21 19.22 19.41 19.56 19.58 19.66 19.68 19.71 20.11 20.17 20.22 20.23 20.28 20.31 20.35 20.45 21.16 21.25 21.38 21.75
21.88 21.95 22.42 22.51 22.66 23.62 23.75 23.86 23.9 24.21 24.25 24.51 24.63 25.2 25.93 26.33 27.91

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i = \frac{1}{n} (x_1 + x_2 + \dots + x_N) = \frac{1}{100} (10 + 11.85 + 12.22 + \dots + 26.33 + 29.91) = 18.2953 \text{ MPa}$$

میانگین مشاهدات یکی از مهمترین پارامترهای آماری است که می‌تواند اطلاعات مفیدی از متوسط مقاومت فشاری نمونه مورد بررسی ارائه کند. برای محاسبه میانگین، می‌توان مقادیر مقاومت فشاری کل مشاهدات را باهم جمع کرده و تقسیم بر تعداد مشاهدات کرد. این روش در محاسبات آماری متداول نیست. روش مرسوم به ترتیبی است که در ابتدا داده‌ها در بازه‌های مشخص دسته بندی شده و فراوانی موجود در هر بازه محاسبه می‌شود، در ادامه مرکز هر بازه به عنوان شاخصی برای تعداد فراوانی مذکور لحاظ می‌شود.

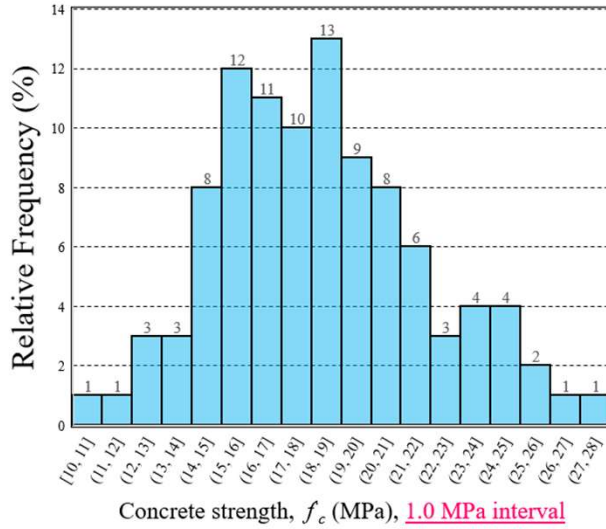
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

Concrete strength f'_c	Center of interval	Number of observations in interval	Frequency of occurrence	Cumulative frequency
10	11	10.5	1	0.01
11	12	11.5	1	0.02
12	13	12.5	3	0.05
13	14	13.5	3	0.08
14	15	14.5	8	0.16
15	16	15.5	12	0.28
16	17	16.5	11	0.39
17	18	17.5	10	0.49
18	19	18.5	13	0.62
19	20	19.5	9	0.71
20	21	20.5	8	0.79
21	22	21.5	6	0.85
22	23	22.5	3	0.88
23	24	23.5	4	0.92
24	25	24.5	4	0.96
25	26	25.5	2	0.98
26	27	26.5	1	0.99
27	28	27.5	1	1
28	29	28.5	0	1
29	30	29.5	0	1

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

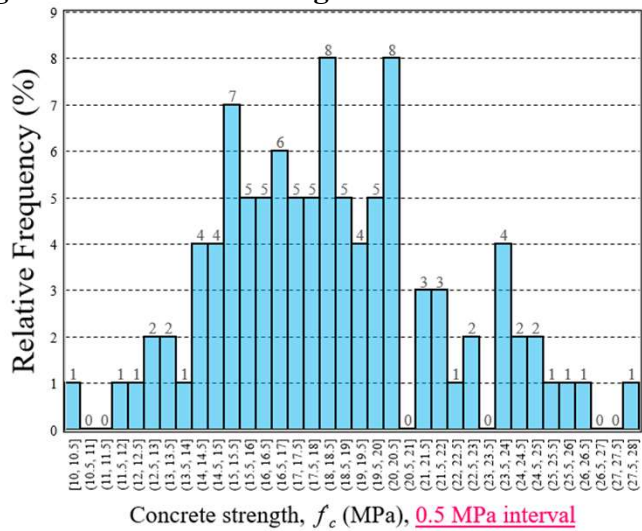
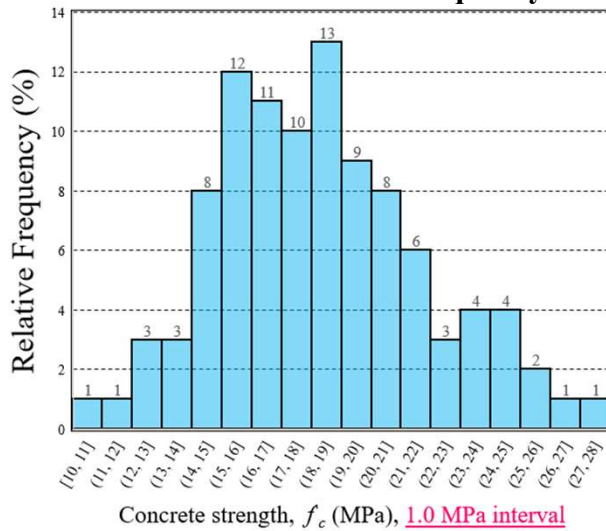
Relative frequency histogram for concrete strength



Concrete strength f_c interval	Center of interval	Number of observations in interval	Frequency of occurrence	Cumulative frequency
10	11	10.5	1	0.01
11	12	11.5	1	0.01
12	13	12.5	3	0.05
13	14	13.5	3	0.08
14	15	14.5	8	0.08
15	16	15.5	12	0.28
16	17	16.5	11	0.39
17	18	17.5	10	0.49
18	19	18.5	13	0.62
19	20	19.5	9	0.71
20	21	20.5	8	0.79
21	22	21.5	6	0.85
22	23	22.5	3	0.88
23	24	23.5	4	0.92
24	25	24.5	4	0.96
25	26	25.5	2	0.98
26	27	26.5	1	0.99
27	28	27.5	1	1
28	29	28.5	0	1
29	30	29.5	0	1

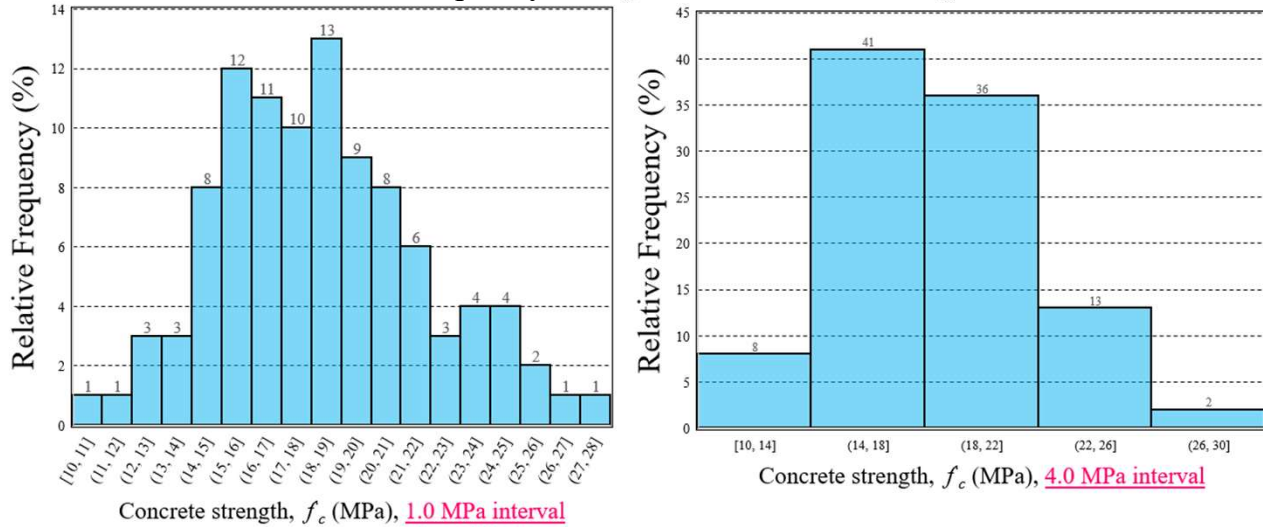
Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

Relative frequency histogram for concrete strength



Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

Relative frequency histogram for concrete strength



Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

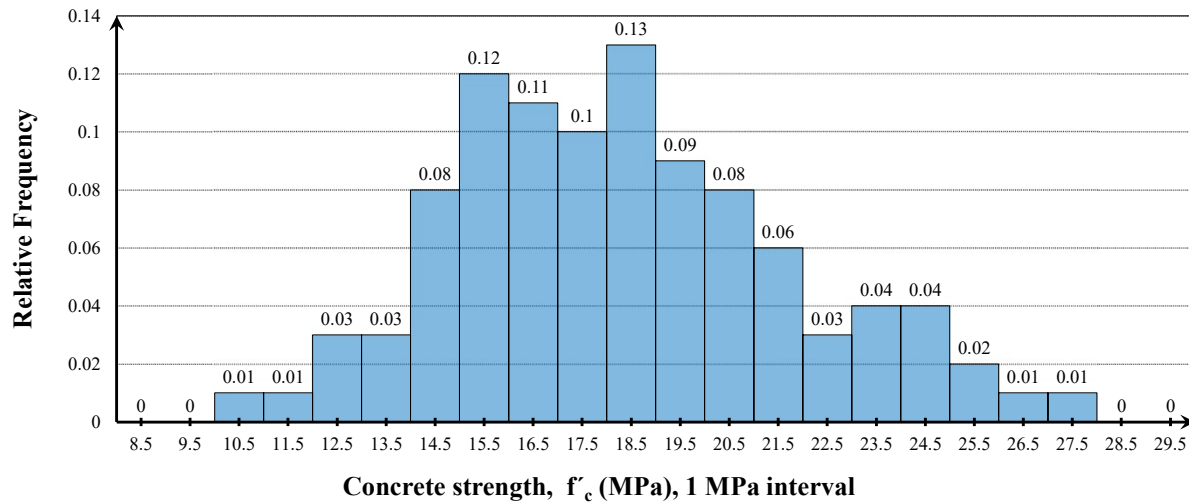
$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} = \frac{1 \times 10.5 + 1 \times 11.5 + 3 \times 12.5 + \dots + 1 \times 26.5 + 1 \times 27.5}{100} = \frac{1832}{100} = 18.32 \text{ MPa}$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{1212.76}{100-1}} = 3.500 \text{ MPa}$$

Concrete strength f_c interval	Center of interval (x_i)	Number of observations in interval (f_i)	$f_i \times x_i$	$(x_i - \bar{x})$	$f_i(x_i - \bar{x})^2$
10	11	1	10.5	-7.82	61.1524
11	12	1	11.5	-6.82	46.5124
12	13	3	37.5	-5.82	101.6172
13	14	3	40.5	-4.82	69.6972
14	15	8	116	-3.82	116.7392
15	16	12	186	-2.82	95.4288
16	17	11	181.5	-1.82	36.4364
17	18	17.5	175	-0.82	6.724
18	19	13	240.5	0.18	0.4212
19	20	9	175.5	1.18	12.5316
20	21	8	164	2.18	38.0192
21	22	6	129	3.18	60.6744
22	23	3	67.5	4.18	52.4172
23	24	4	94	5.18	107.3296
24	25	4	98	6.18	152.7696
25	26	2	51	7.18	103.1048
26	27	1	26.5	8.18	66.9124
27	28	1	27.5	9.18	84.2724
28	29	0	0	10.18	0
29	30	0	0	11.18	0
Sum.	-	100	1832	-	1212.76

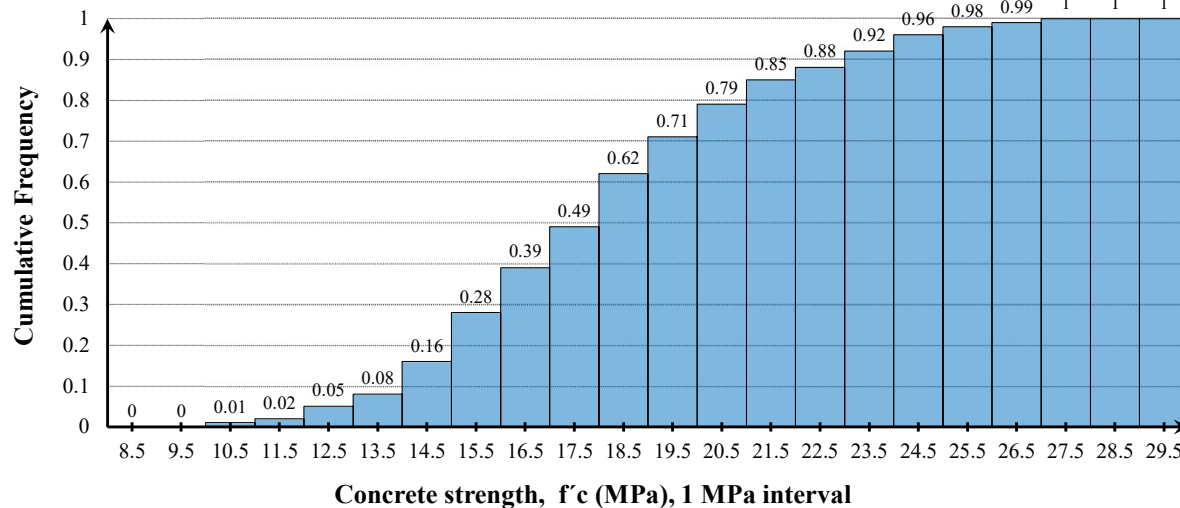
Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

Relative frequency histogram for concrete strength



Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

Cumulative frequency histogram for concrete strength

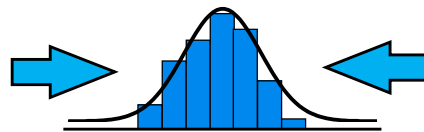


Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

شاخص‌های آماری

مشخصات سازه‌ای ذکر شده از یک نمونه به نمونه دیگر ممکن است تغییر کند و دارای پراکندگی باشد. برای مقایسه جامعه‌های مختلف آماری و همچنین برای افزایش دقت، نیاز به **شاخص‌های عددی** برای توصیف خصوصیات هر جامعه است. شاخص‌های توصیفی که از داده‌های یک **جامعه** محاسبه می‌شود **پارامتر** نامیده می‌شود و شاخص‌های توصیفی که از داده‌های یک **نمونه** محاسبه می‌شود **شاخص‌های آماری** نامیده می‌شود. در این قسمت به بررسی "شاخص‌های گرایش مرکزی" و "شاخص‌های پراکندگی" پرداخته می‌شود.

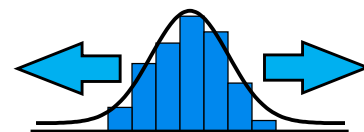
شاخص‌های گرایش مرکزی



Central tendency Measures

Mean (average)	میانگین یا متوسط
Median	میانه
Mode	مُد یا نما

شاخص‌های پراکندگی



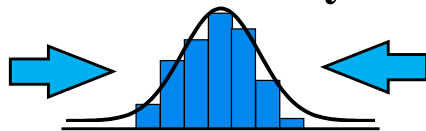
Dispersion Measures

Range	رنج یا دامنه
Variance	واریانس
Standard Deviation	انحراف معیار
Coefficient of Variation	ضریب تغییرات

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

شاخص‌های آماری (شاخص‌های گرایش مرکزی)

میانگین حسابی



Central tendency Measures

Mean (average)
Median
Mode

میانگین یکی از متداول‌ترین و با اهمیت‌ترین شاخص‌های گرایش مرکزی است که می‌تواند برای جامعه و نمونه مورد بحث قرار گیرد.

فرض کنید جامعه مورد بررسی دارای N عضو X_1, X_2, \dots, X_N می‌باشد. میانگین جامعه به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\mu = \bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i = \frac{1}{N} (X_1 + X_2 + \dots + X_N)$$

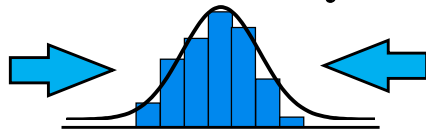
برای محاسبه μ از تمامی اعضای جامعه استفاده شده است بنابراین μ یک پارامتر است.

فرض کنید X_1, X_2, \dots, X_n یک نمونه از جامعه مورد بررسی باشد. میانگین نمونه به صورت زیر

محاسبه می‌شود:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i = \frac{1}{n} (x_1 + x_2 + \dots + x_n)$$

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



Central tendency Measures

Mean (average)

Median

Mode

شاخص‌های آماری (شاخص‌های گرایش مرکزی)

ویژگی‌های میانگین نمونه

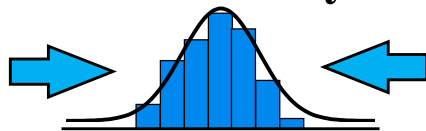
الف) میانگین نمونه متغیر است، چون از یک نمونه به نمونه دیگر تغییر خواهد کرد.

ب) در محاسبه آن از تمام داده‌های نمونه استفاده می‌شود.

ج) اگر به تک تک داده‌ها مقدار ثابت a اضافه یا کم شود، میانگین جدید از اضافه یا کم کردن مقدار a از میانگین قدیمی به دست می‌آید.

د) اگر تک تک داده‌های نمونه در عدد ثابت b ضرب یا بر آن تقسیم شود، میانگین جدید از ضرب کردن میانگین قدیمی در b یا تقسیم کردن بر b به دست می‌آید.

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



Central tendency Measures

Mean (average)

Median

Mode

شاخص‌های آماری (شاخص‌های گرایش مرکزی)

میانه

میانه یک مجموعه مورد بررسی، عبارتست از مقداری که مجموعه را به دو بخش مساوی تقسیم می‌کند، به طوری که تعداد مقادیر مساوی یا بزرگتر از آن با تعداد مقادیر کوچکتر یا مساوی با آن برابر است. برای محاسبه میانه ابتدا بایستی داده‌ها به ترتیب صعودی یا نزولی مرتب گردد:

الف) اگر حجم مشاهدات فرد باشد عدد میانی میانه مشاهدات خواهد بود. $x_1, x_2, x_3, x_4, x_5 \Rightarrow x_{median} = x_3$

ب) اگر حجم مشاهدات زوج باشد میانه، میانگین دو عدد میانی خواهد بود. $x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6 \Rightarrow x_{median} = \frac{x_3 + x_4}{2}$

ویژگی‌های میانه نمونه

الف) میانه مشاهدات را به دو بخش مساوی تقسیم می‌کند.

ب) میانه مقداری منحصر به فرد است.

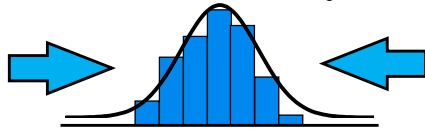
پ) میانه تحت تاثیر داده‌های پرت قرار نمی‌گیرد.

ت) محاسبه میانه بسیار ساده است.

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

شاخص‌های آماری (شاخص‌های گرایش مرکزی)

نما



Central tendency Measures

Mean (average)

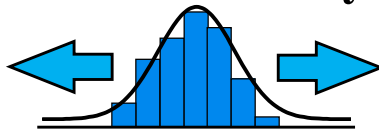
Median

Mode

نمای یک مجموعه عددی است که در آن مجموعه بیش از بقیه تکرار شده باشد. یک مجموعه‌ای از مشاهدات ممکن است یک یا چند نما داشته باشد و ممکن است فاقد نما باشد.

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

شاخص‌های آماری (شاخص‌های پراکندگی)



Dispersion Measures

Range

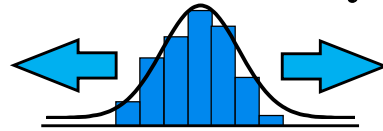
Variance

Standard Deviation

Coefficients of Variation

پراکندگی یک مجموعه از نتایج آزمایشگاهی یا نتایج شبیه‌سازی وابسته به تنوع مقادیر خروجی از دو مورد مذکور می‌باشد. اگر X_1, X_2, \dots, X_n مشاهدات به حجم n باشد معیارهای پراکندگی شامل دامنه، واریانس، انحراف معیار، ضریب تغییر، چولگی و ... می‌باشد.

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



Dispersion Measures

Range
Variance
Standard Deviation
Coefficients of Variation

شاخص‌های آماری (شاخص‌های پراکندگی)

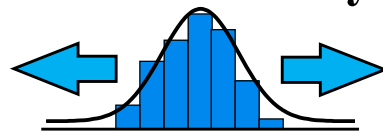
رنج یا دامنه

برای محاسبه دامنه ابتدا بایستی داده‌ها به صورت نزولی یا صعودی مرتب شود و در محله بعدی رنج یا دامنه از بین بزرگترین داده و کوچکترین داده به دست می‌آید.

$$Range = x_{\max} - x_{\min}$$

دامنه فقط بازه پراکندگی را تعیین می‌کند و محاسبه آن بسیار ساده می‌باشد.

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



Dispersion Measures

Range
Variance
Standard Deviation
Coefficients of Variation

شاخص‌های آماری (شاخص‌های پراکندگی)

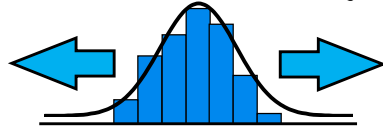
واریانس و انحراف معیار

اگر x_1, x_2, \dots, x_n یک نمونه به حجم n و دارای میانگین \bar{x} باشد واریانس و انحراف معیار از رابطه زیر به دست می‌آید:

اگر X_1, X_2, \dots, X_n یک جامعه به حجم N و دارای میانگین μ باشد واریانس و انحراف معیار از رابطه زیر به دست می‌آید:

	Population Parameter	Sample Statistic
Variance	$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \mu)^2}{N}$	$s^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}$
Standard Deviation	$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \mu)^2}{N}}$	$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}$

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



Dispersion Measures

Range
Variance
Standard Deviation
Coefficients of Variation

شاخص‌های آماری (شاخص‌های پراکندگی)

ویژگی‌های واریانس و انحراف معیار

الف) واریانس و انحراف معیار عدد ثابت c برابر با صفر است.

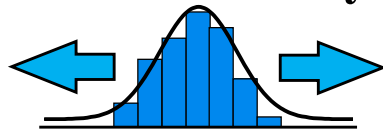
ب) اگر مقدار ثابت a را به مشاهدات اضافه کنیم یا از آنها کم کنیم واریانس و انحراف معیار تغییری نمی‌کند.

پ) اگر مشاهدات در مقدار ثابت b ضرب یا بر آن تقسیم شود واریانس جدید از ضرب یا تقسیم واریانس

قدیم در b^2 و انحراف معیار جدید از ضرب یا تقسیم انحراف معیار قدیم در b به دست می‌آید.

	Population Parameter	Sample Statistic
Variance	$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \mu)^2}{N}$	$s^2 = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2}{n-1}$
Standard Deviation	$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \mu)^2}{N}}$	$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}$

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



Dispersion Measures

Range
Variance
Standard Deviation
Coefficients of Variation

شاخص‌های آماری (شاخص‌های پراکندگی)

ضریب تغییر یا ضریب تعیین

ضریب تغییر یک مجموعه مشاهدات برابر است با نسبت انحراف معیار بر میانگین مشاهدات و

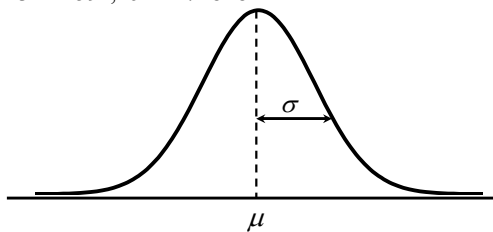
معمولاً آنرا یا $C.V$ یا $C.O.V$ نشان می‌دهند.

	Population Parameter	Sample Statistic
Coefficients of Variation	$C.V = \frac{\sigma}{\mu}$	$C.V = \frac{s}{x}$

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

$$n(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(x-\mu)^2}, \quad -\infty < x < \infty$$

$$\pi = 3.14159, \quad e = 2.71828$$



تابع چگالی احتمال

Probability Density Functions (PDF)

توزیع نرمال

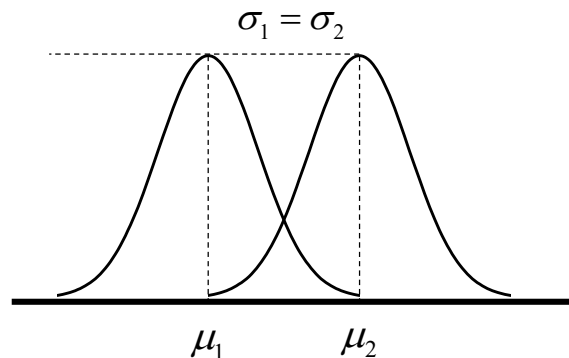
مهمترین توزیع احتمال پیوسته در کل حوزه علوم آمار، توزیع نرمال می‌باشد. نمودار این توزیع "منحنی نرمال" نامیده می‌شود. این منحنی بسیاری از پدیده‌هایی را که در طبیعت، صنعت و تحقیقات رخ می‌دهند، توصیف می‌کند. به عنوان مثال، اندازه‌گیری‌های فیزیکی در حوزه‌هایی نظیر **هواشناسی**، **مطالعات بارندگی**، **اندازه‌گیری قطعات ساخته شده** و ... اغلب توسط توزیع نرمال تشریح می‌شوند. علاوه بر این، خطاها در اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی را می‌توان به خوبی با توزیع نرمال تقریب زد. در سال ۱۷۳۳ Abraham de Moivre معادله ریاضی منحنی نرمال را توسعه داد. این فرمول ریاضی پایه توسعه بسیاری از نظریه‌های آماری می‌باشد. توزیع نرمال معمولاً به افتخار کارل فردریش گاوس، "توزیع گاوسی" نامیده می‌شود. ایشان همچنین معادله خود را از مطالعه خطاها در اندازه‌گیری‌های مکرر با همان کمیت به دست آورده است. متغیر تصادفی پیوسته X دارای توزیع نرمال به شکل زیر می‌باشد این توزیع شکلی شبیه به زنگوله دارد. معادله ریاضی تابع چگالی احتمال نرمال با دو پارامتر میانگین (μ) و انحراف معیار (σ) تعیین می‌شود:

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

براساس اطلاعات موجود، مقادیر میانگین (μ) و انحراف معیار (σ) محاسبه شده و در مرحله بعدی منحنی نرمال به صورت کامل ترسیم می‌گردد. در تصویر زیر مشخص است که مقدار میانگین در منحنی شماره ۲ بزرگتر از مقدار میانگین در منحنی ۱ بوده لیکن مقدار انحراف معیار برای هر دو منحنی با یکدیگر برابر است.

$$n(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(x-\mu)^2}$$

$$n(x = \mu; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_1} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_2}$$

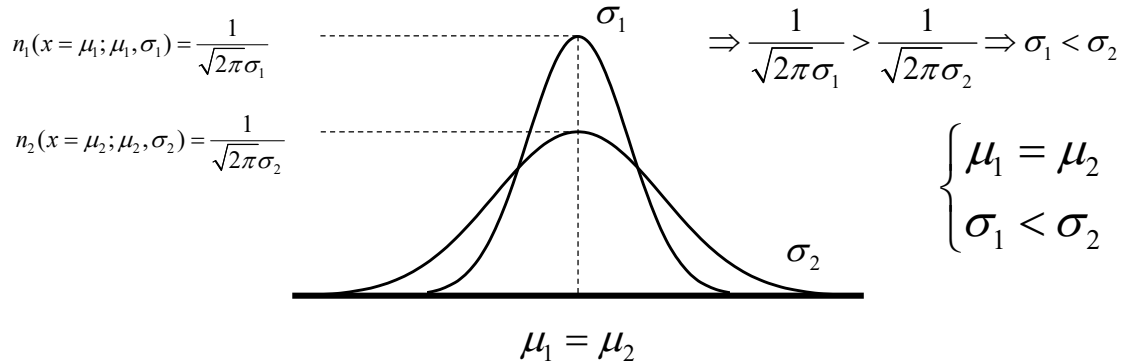


$$\begin{cases} \mu_1 < \mu_2 \\ \sigma_1 = \sigma_2 \end{cases}$$

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

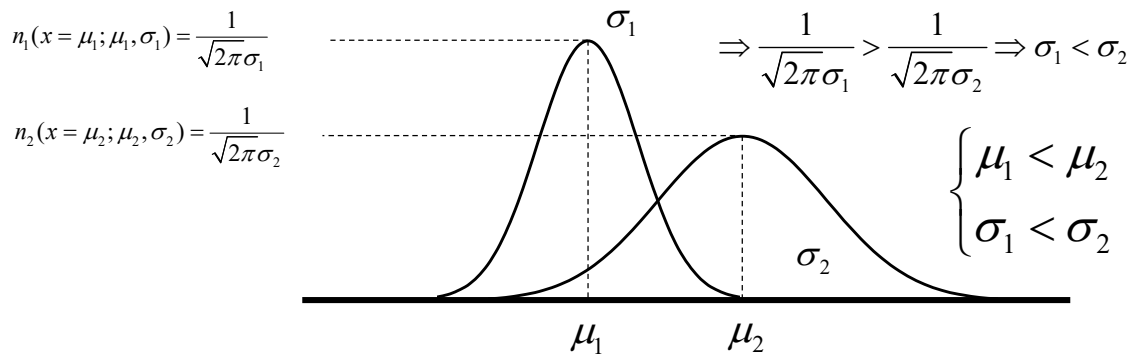
پر واضح است که قله منحنی ۱ بزرگتر از قله منحنی ۲ است، لیکن مقدار انحراف معیار برای منحنی شماره ۱ کمتر از مقدار انحراف معیار برای منحنی شماره ۲ می‌باشد. چون در نهایت مقدار کل مساحت سطح زیر منحنی بایستی برابر با یک شود لذا منحنی که دارای قله پایین‌تری باشد پهن‌تر از سایر منحنی‌ها نیز خواهد بود.

$$n(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(x-\mu)^2}$$



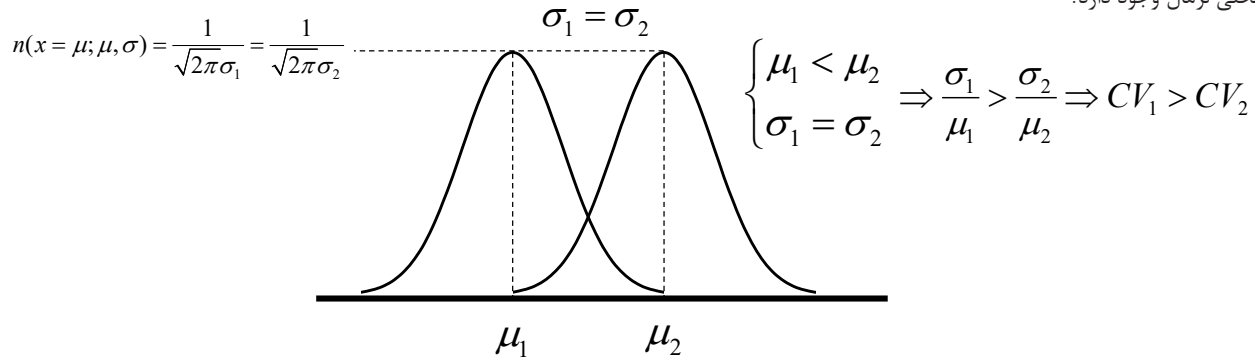
Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

بر اساس اطلاعات موجود، مقادیر میانگین (μ) و انحراف معیار (σ) محاسبه شده و در مرحله بعدی منحنی نرمال به صورت کامل ترسیم می‌گردد. در تصویر زیر مشخص است که مقدار میانگین برای دو منحنی بایگدیگر متفاوت و توزیع متفاوت برای دو منحنی نشان از اختلاف در مقدار انحراف معیار آنها دارد.



Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

دو منحنی نرمال در شکل زیر دارای انحراف از معیار یکسان می‌باشند به عبارت بهتر شکل منحنی در هر دو حالت کاملاً مشابه بوده و فقط موقعیت منحنی‌ها با یکدیگر متفاوت می‌باشد (مقدار میانگین). این دو منحنی به لحاظ ریاضی کاملاً شبیه به هم هستند آیا به لحاظ فیزیکی تفاوتی بین این دو منحنی نرمال وجود دارد؟



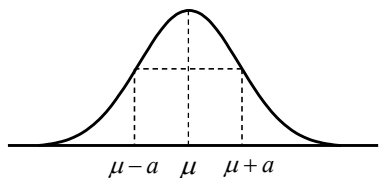
$$\text{Coefficient of Variation} = CV = \frac{\text{Standard Deviation}}{\text{Mean}} = \frac{\sigma}{\mu}$$

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

براساس اطلاعات به دست آمده از اسلایدهای قبلی، مشخصات توزیع نرمال به صورت زیر می‌باشد:

$$f_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(x-\mu)^2} \quad -\infty < x < \infty$$

✓ منحنی توزیع نرمال نسبت به خط قائم عبوری از مقدار میانگین ($x=\mu$)، متقارن می‌باشد. لذا مقدار تابع احتمال برای متغیرهای متقارن حول مقدار میانگین ($x=\mu$) با یکدیگر برابر می‌باشد $f_X(\mu-a) = f_X(\mu+a)$.



✓ مقدار چگالی احتمال (یا $f_X(x)$) در $x = \pm\infty$ به صفر میل می‌کند.

✓ کل مساحت سطح زیر منحنی توزیع نرمال برابر با 1.0 می‌باشد.

✓ نما یا مود مقداری روی محور x می‌باشد که مقدار منحنی توزیع نرمال متناظر آن بیشترین مقدار ممکن

است این مقدار برابر با مقدار میانگین مشاهدات می‌باشد ($x=\mu$).

✓ نقاط عطف منحنی توزیع نرمال نقاط $x = \mu \pm \sigma$ می‌باشد، به عبارت دیگر تقعر منحنی در بازه $\mu - \sigma < X < \mu + \sigma$ به سمت پایین بوده و در خارج از این بازه به سمت بالا می‌باشد.

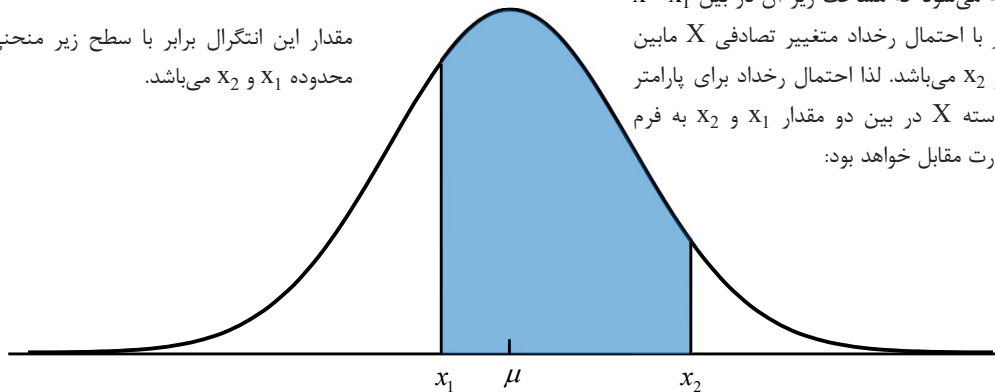
✓ با فاصله گرفتن از مقدار میانگین در توزیع نرمال، منحنی به صورت مجانبی به محور افقی نزدیک می‌شود.

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

Probability density function of a normal random variable with mean μ and standard deviation σ

$$P(x_1 < X < x_2) = \int_{x_1}^{x_2} n(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \int_{x_1}^{x_2} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(x-\mu)^2} dx$$

مقدار این انتگرال برابر با سطح زیر منحنی توزیع نرمال در محدوده X_1 و X_2 می‌باشد.



منحنی توزیع احتمال پیوسته یا تابع چگالی احتمال $X = X_1$ در بین آن در مساحت زیر آن در $X = X_2$ و برابر با احتمال رخداد متغیر تصادفی X مابین دو مقدار X_1 و X_2 می‌باشد. لذا احتمال رخداد برای پارامتر تصادفی و پیوسته X در بین دو مقدار X_1 و X_2 به فرم انتگرالی به صورت مقابل خواهد بود:

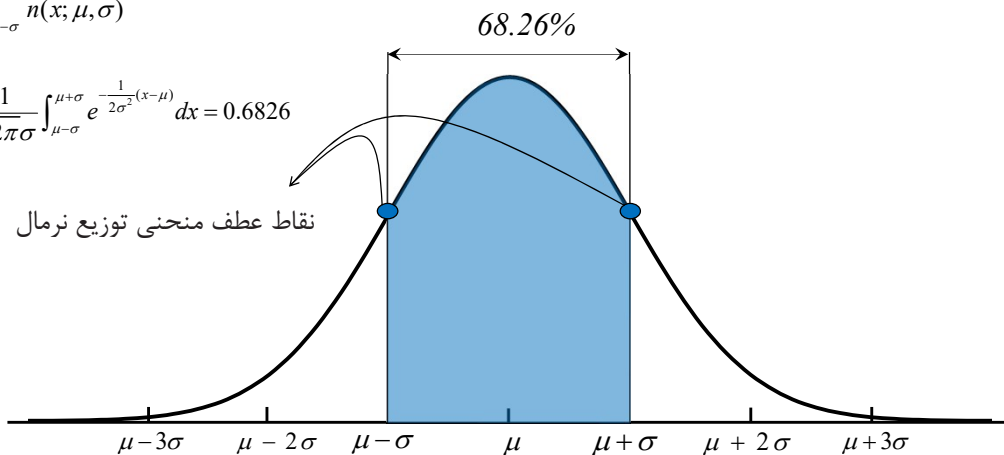
$P(x_1 < X < x_2) = \text{area of the shaded region}$

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

Probability density function of a normal random variable with mean μ and standard deviation σ

$$P(\mu - \sigma < X < \mu + \sigma) = \int_{\mu - \sigma}^{\mu + \sigma} n(x; \mu, \sigma)$$

$$P(\mu - \sigma < X < \mu + \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \int_{\mu - \sigma}^{\mu + \sigma} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(x-\mu)^2} dx = 0.6826$$



احتمال رخداد مشاهدات در بازه $\mu - \sigma < X < \mu + \sigma$ برابر با 68.26% می‌باشد.

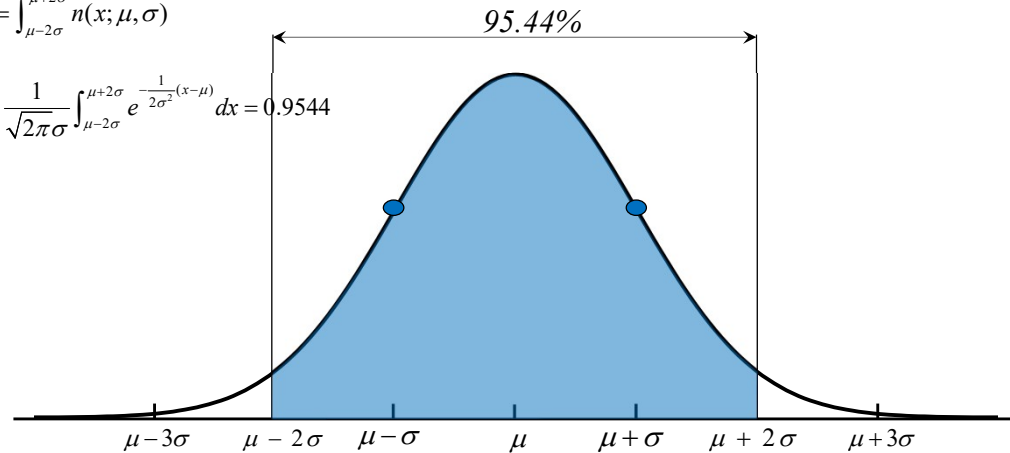
68.26% از کل مشاهدات در بازه $\mu - \sigma < X < \mu + \sigma$ قرار دارند.

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

Probability density function of a normal random variable with mean μ and standard deviation σ

$$P(\mu - 2\sigma < X < \mu + 2\sigma) = \int_{\mu - 2\sigma}^{\mu + 2\sigma} n(x; \mu, \sigma)$$

$$P(\mu - 2\sigma < X < \mu + 2\sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \int_{\mu - 2\sigma}^{\mu + 2\sigma} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(x-\mu)^2} dx = 0.9544$$



احتمال رخداد مشاهدات در بازه $\mu - 2\sigma < X < \mu + 2\sigma$ برابر با 95.44% می‌باشد.

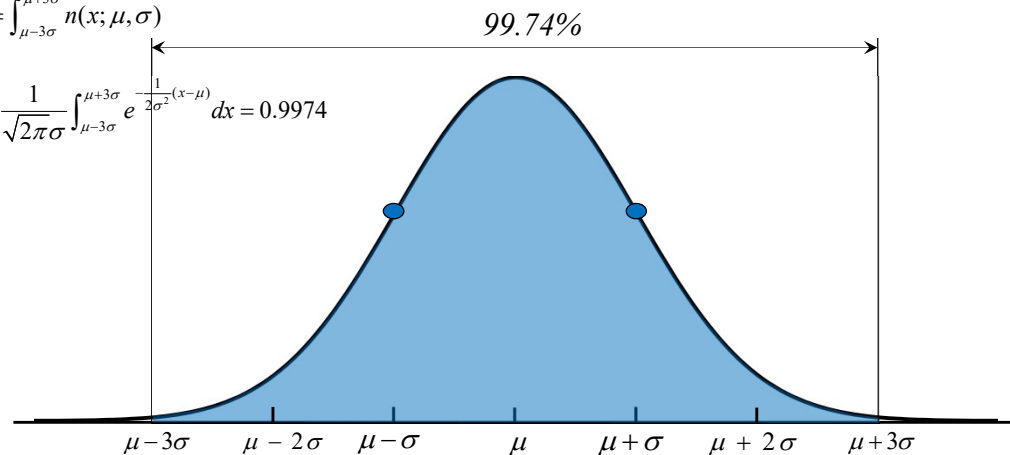
95.44% از کل مشاهدات در بازه $\mu - 2\sigma < X < \mu + 2\sigma$ قرار دارند.

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

Probability density function of a normal random variable with mean μ and standard deviation σ

$$P(\mu - 3\sigma < X < \mu + 3\sigma) = \int_{\mu - 3\sigma}^{\mu + 3\sigma} n(x; \mu, \sigma)$$

$$P(\mu - 3\sigma < X < \mu + 3\sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \int_{\mu - 3\sigma}^{\mu + 3\sigma} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(x-\mu)^2} dx = 0.9974$$



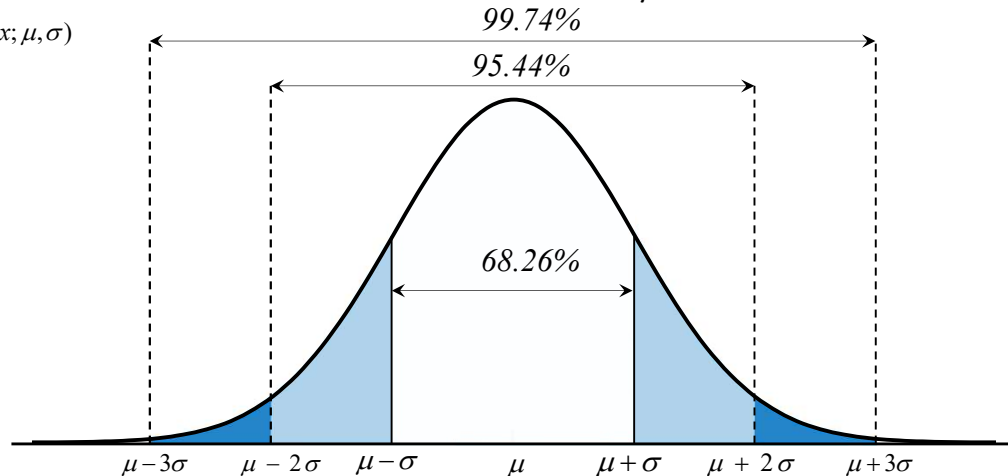
احتمال رخداد مشاهدات در بازه $\mu - 3\sigma < X < \mu + 3\sigma$ برابر با 99.74% می‌باشد.

99.74% از کل مشاهدات در بازه $\mu - 3\sigma < X < \mu + 3\sigma$ قرار دارند.

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

Probability density function of a normal random variable with mean μ and standard deviation σ

$$P(b < X < a) = \int_b^a n(x; \mu, \sigma)$$



Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

Percentiles, Percentile Value

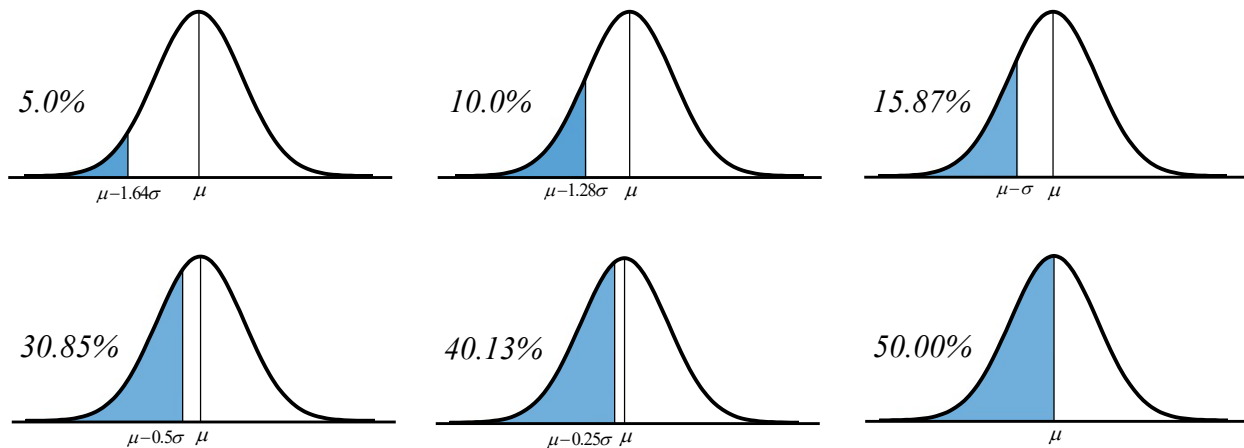
صدک‌ها، مقدار صدک

مقدار صدک p (x_p) برای یک پارامتر یا متغییر بر مبنای یک نمونه، معادل با مقدار پارامتر یا متغییری است که $p\%$ از داده‌ها کوچکتر مساوی با x_p باشند. بر مبنای همین تعریف، مقدار **میانه** (و نه الزاماً میانگین) برابر با مقدار صدک ۵۰ است. در کارهای مهندسی استفاده از مقادیر نظیر با صدک‌های ۱۰، ۲۵، ۵۰، ۷۵ و ۹۰ رایج می‌باشد.

انتخاب یک "**مقدار طراحی**" برای "**متغییرهای تصادفی**" مختلف در طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد با احتساب "**عدم قطعیت‌های موجود**"، جزو کارهای مهم و تاثیر گذار مهندسی است (پارامترهای تصادفی نظیر مقاومت فشاری بتن، مقاومت کششی آرماتورها، مقاومت برشی در تیرها، ستون‌ها و دیوارهای برشی، ظرفیت تغییرشکل غیرخطی تیرها (خمشی و همبند)، ستون‌ها و دیوارهای برشی، معیار پذیرش در سطوح عملکردی مختلف و ...). انتخاب مقادیر طراحی مذکور را می‌توان با استفاده از مفهوم "مقدار صدک" انجام داد. به عبارت دیگر احتمال اینکه **مقدار واقعی** کمتر از **مقدار طراحی** باشد به صورت درصد معینی بیان می‌شود. در طرح‌های تعینی یا قطعی، عدم قطعیت در متغییر تصادفی به صورت غیرمستقیم و با فرض مقدار مقدار طرح به عنوان یک صدک در نظر گرفته می‌شود. به صورت کلی، برای متغییرهای تصادفی مرتبط با مقاومت، مقدار طراحی کمتر از صدک ۵۰ (صدک پنجاه برای مقاومت فشاری بتن و مقاومت کششی آرماتورهای طولی برابر با میانه (در توزیع نرمال همان میانگین خواهد بود) مشاهدات بوده و همان مقاومت مورد انتظار است) لحاظ می‌شود. برای متغییرهای تصادفی مرتبط با بار، مقدار طراحی بزرگتر از میانه انتخاب می‌شود لذا مقدار بار طراحی بزرگتر از صدک ۵۰ می‌باشد.

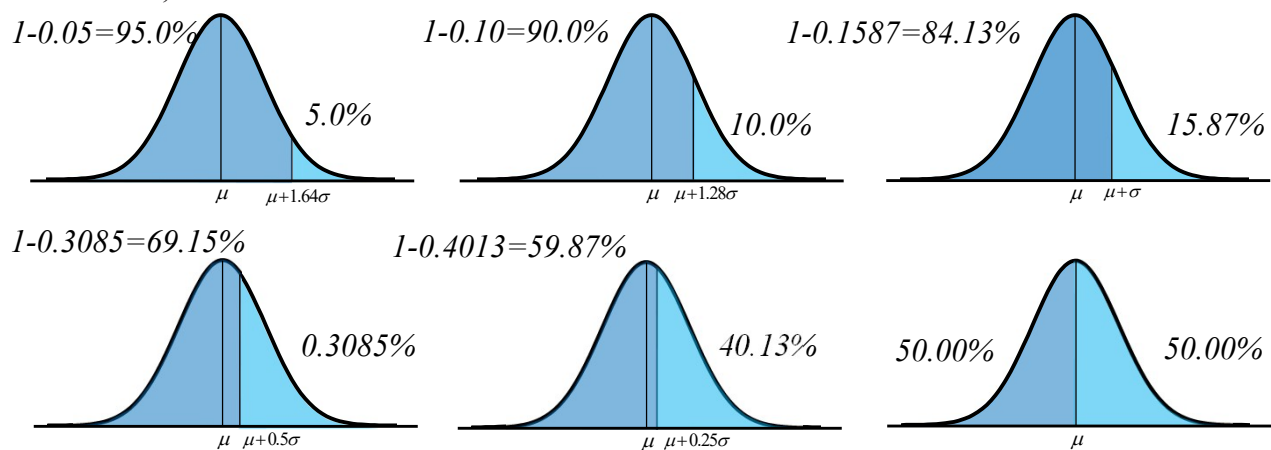
Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

Percentiles, Percentile Value

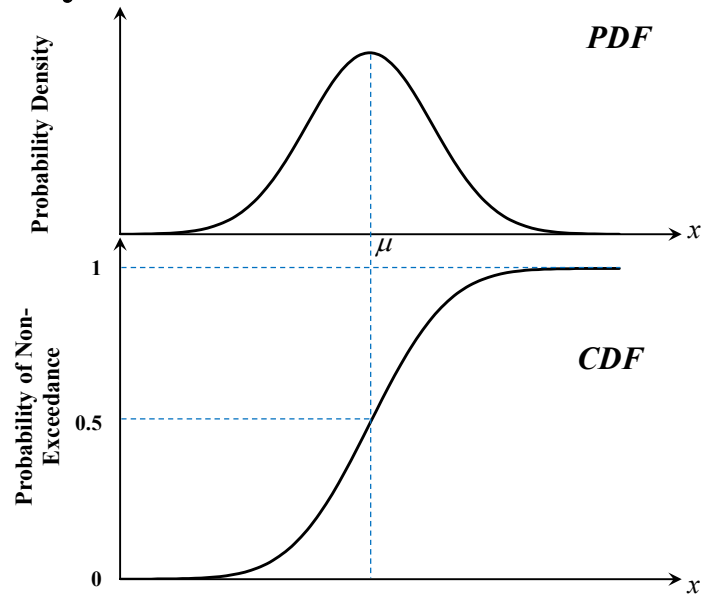


Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

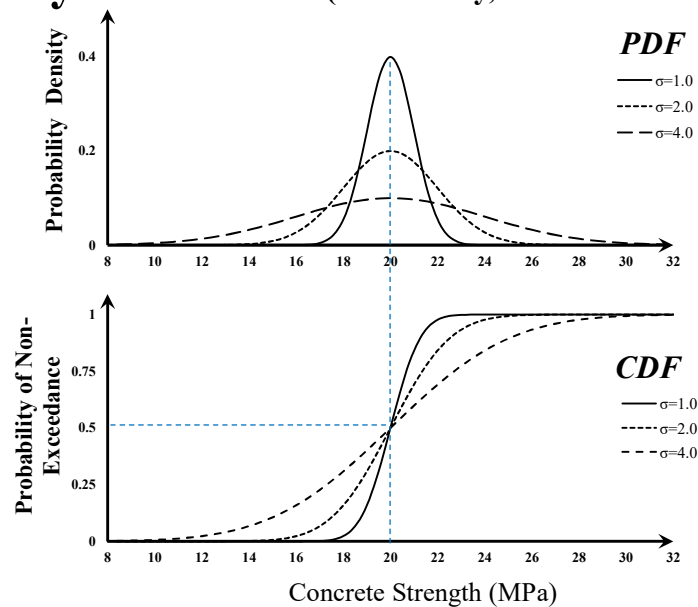
Percentiles, Percentile Value



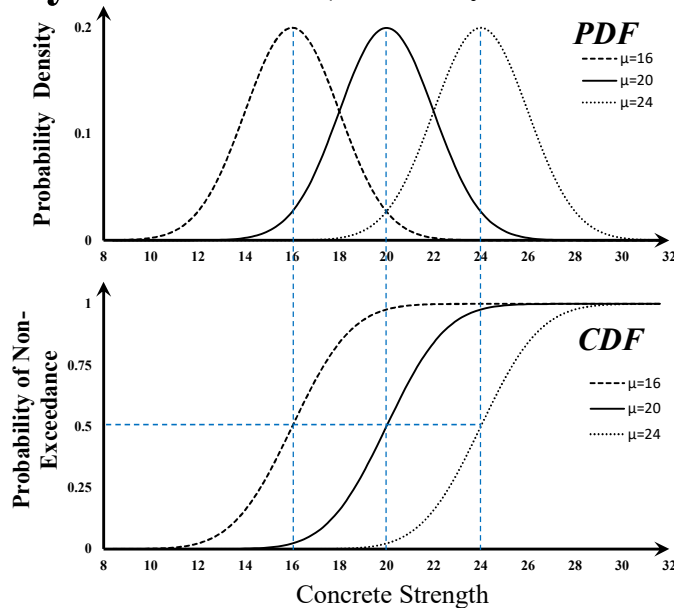
Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



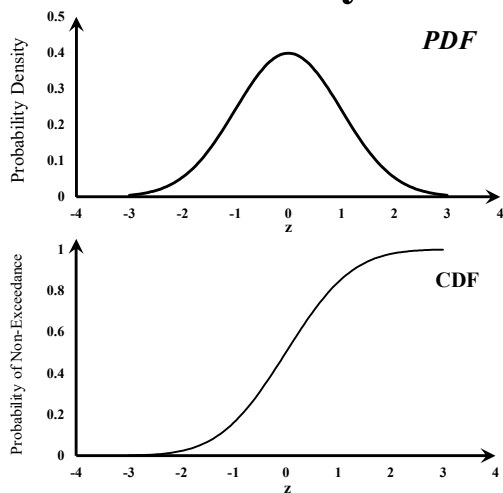
Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



منحنی توزیع نرمال استاندارد

حل انتگرال برای محاسبه احتمال عدم فراگذشت در توزیع نرمال نسبتاً پیچیده و زمانبر است و برای حل این مشکل با یک تغییر متغیر ساده، منحنی توزیع نرمال به منحنی توزیع نرمال استاندارد تبدیل می‌شود.

در منحنی توزیع نرمال مقدار میانگین برابر با صفر بوده و مقدار انحراف معیار برابر با یک می‌باشد.

$$f_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \Rightarrow P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx$$

$$\begin{cases} \mu = 0 \\ \sigma = 1.0 \end{cases} \Rightarrow \phi(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}(z)^2} \Rightarrow \Phi(Z \leq z) = \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}(z)^2} dz$$

با تبدیل متغیر زیر می‌توانیم به راحتی از منحنی توزیع نرمال استفاده کرد:

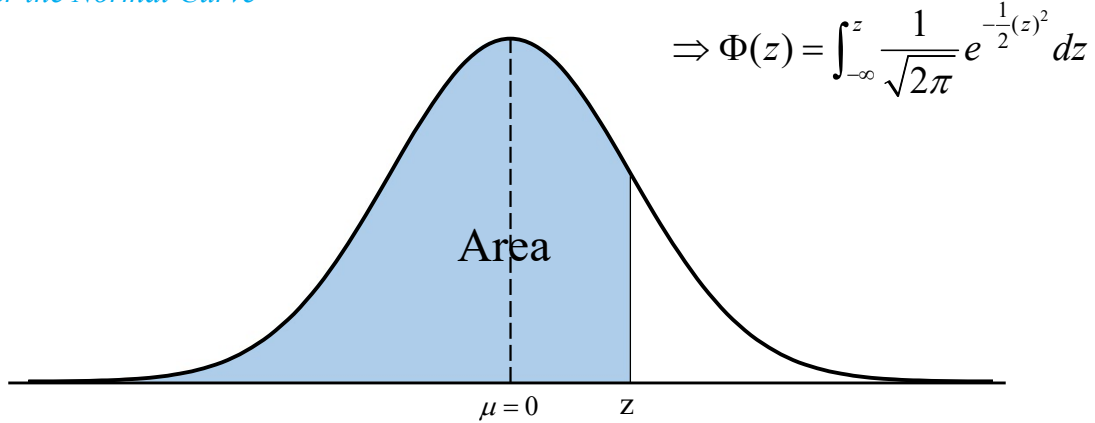
$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma} \Rightarrow dZ = \frac{dX}{\sigma}$$

$$\Rightarrow \Phi\left(Z \leq \frac{x - \mu}{\sigma}\right) = \int_{-\infty}^{\frac{x - \mu}{\sigma}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x - \mu}{\sigma}\right)^2} \left(\frac{dx}{\sigma}\right) = \int_{-\infty}^{\frac{x - \mu}{\sigma}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x - \mu}{\sigma}\right)^2} dx$$

$$\Rightarrow P(X \leq x) = \Phi\left(Z \leq \frac{x - \mu}{\sigma}\right)$$

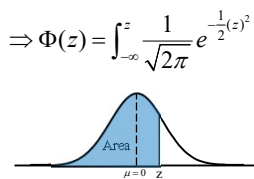
Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

Areas under the Normal Curve



Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

Areas under the Normal Curve



z	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
-3.4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002
-3.3	0.0005	0.0005	0.0005	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0003
-3.2	0.0007	0.0007	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005
-3.1	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007
-3.0	0.0013	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010
-2.9	0.0019	0.0018	0.0018	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
-2.8	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0023	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019
-2.7	0.0035	0.0034	0.0033	0.0032	0.0031	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
-2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0041	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
-2.5	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
-2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
-2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
-2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
-2.1	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
-2.0	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
-1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0239	0.0233
-1.8	0.0359	0.0351	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
-1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
-1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
-1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
-1.4	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0721	0.0708	0.0694	0.0681
-1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
-1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
-1.1	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
-1.0	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1379
-0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
-0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922	0.1894	0.1867
-0.7	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2296	0.2266	0.2236	0.2206	0.2177	0.2148
-0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2546	0.2514	0.2483	0.2451
-0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2776
-0.4	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
-0.3	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
-0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936	0.3897	0.3859
-0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4247
-0.0	0.5000	0.4960	0.4920	0.4880	0.4840	0.4801	0.4761	0.4721	0.4681	0.4641

z	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9725	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

$$\Rightarrow \Phi(z = -1.64) = \int_{-\infty}^{-1.64} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}(z)^2} dz = 0.0505$$

$$\Rightarrow \Phi(z = 3.38) = \int_{-\infty}^{3.38} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}(z)^2} dz = 0.9996$$

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

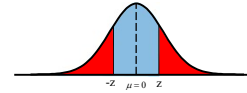
$$f_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \Rightarrow F_X(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx$$

$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma}$$

منحنی توزیع نرمال استاندارد

$$\begin{cases} \mu = 0 \\ \sigma = 1.0 \end{cases} \Rightarrow \phi(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}(z)^2} \Rightarrow \Phi(z) = \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}(z)^2} dz$$

$$\Rightarrow \Phi(-z) = 1 - \Phi(z)$$



$$\Rightarrow p = \Phi(z) \Rightarrow z = \Phi^{-1}(p)$$

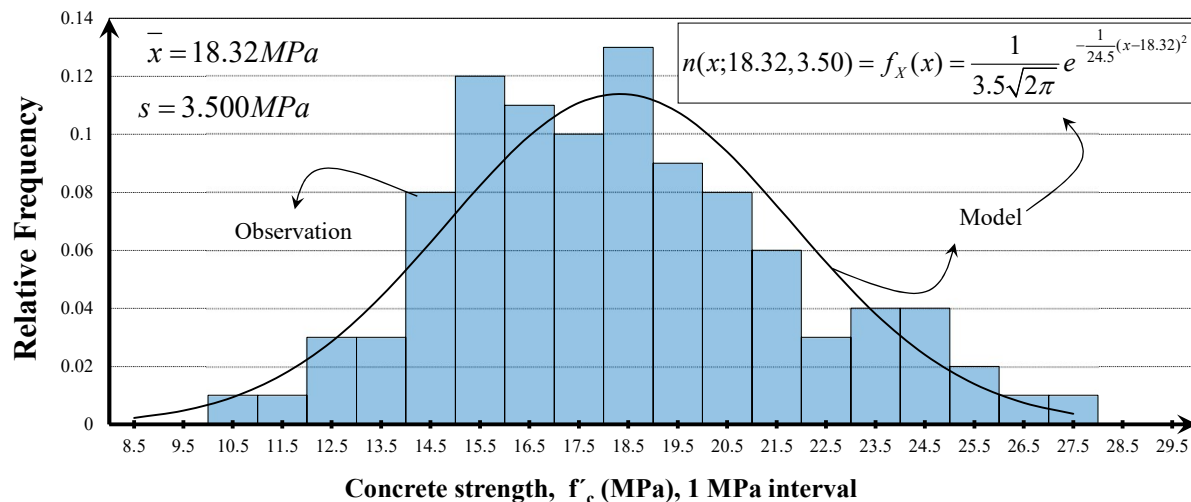
$$\Rightarrow P(X > x) = 1 - P(X \leq x)$$

$$\Rightarrow P(X \leq x) = \Phi\left(Z \leq \frac{x - \mu}{\sigma}\right)$$

$$\Rightarrow P(a < X \leq b) = \Phi\left(\frac{b - \mu}{\sigma}\right) - \Phi\left(\frac{a - \mu}{\sigma}\right)$$

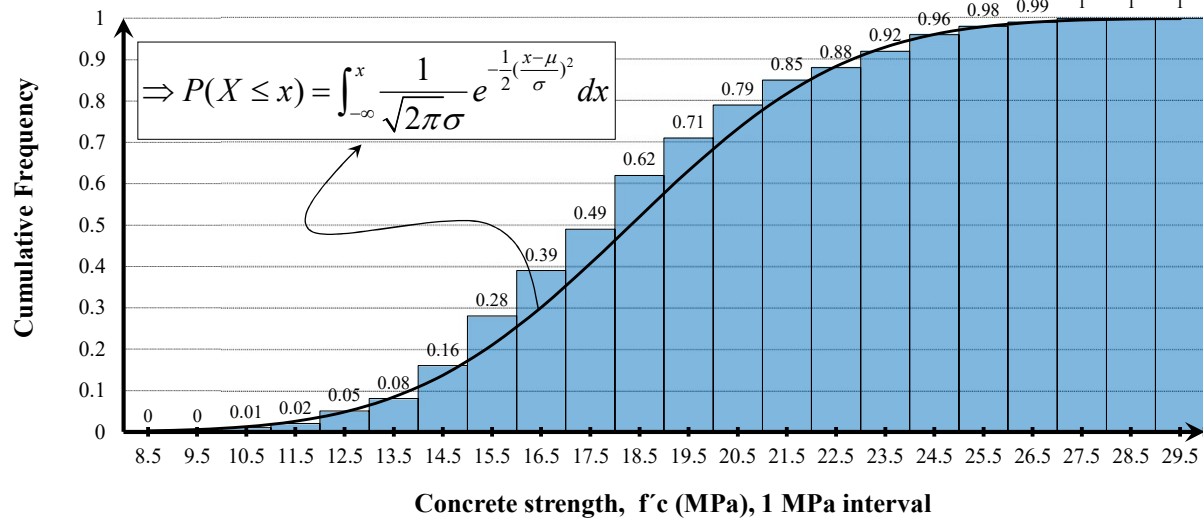
Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

Histograms for material properties with fitted normal distribution

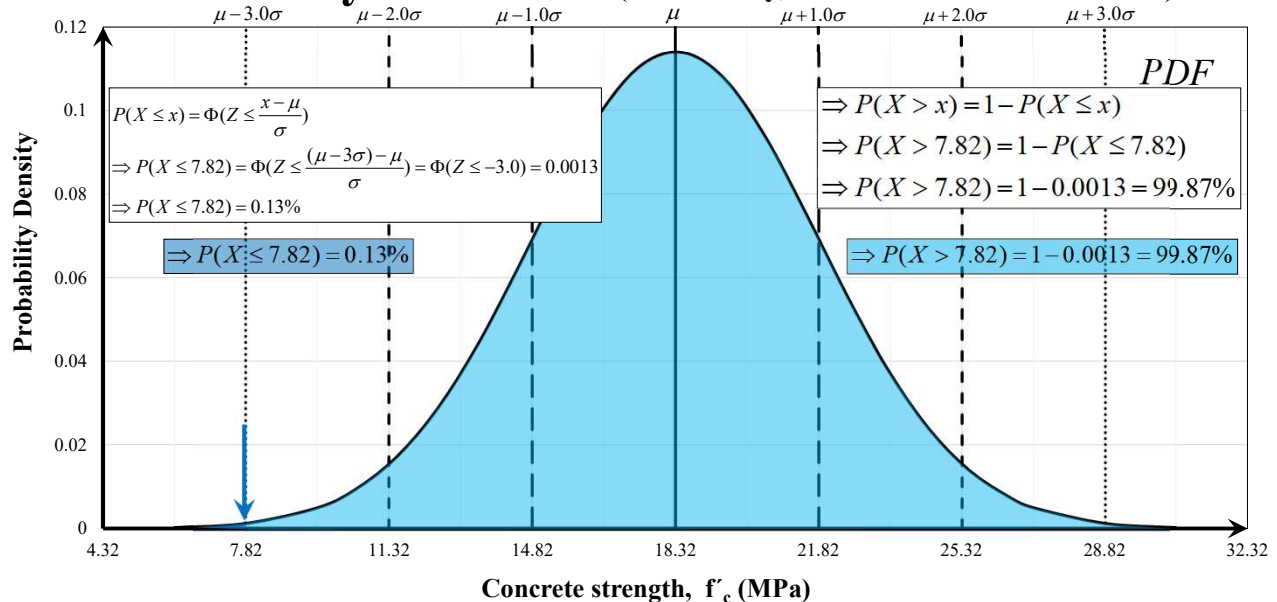


Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

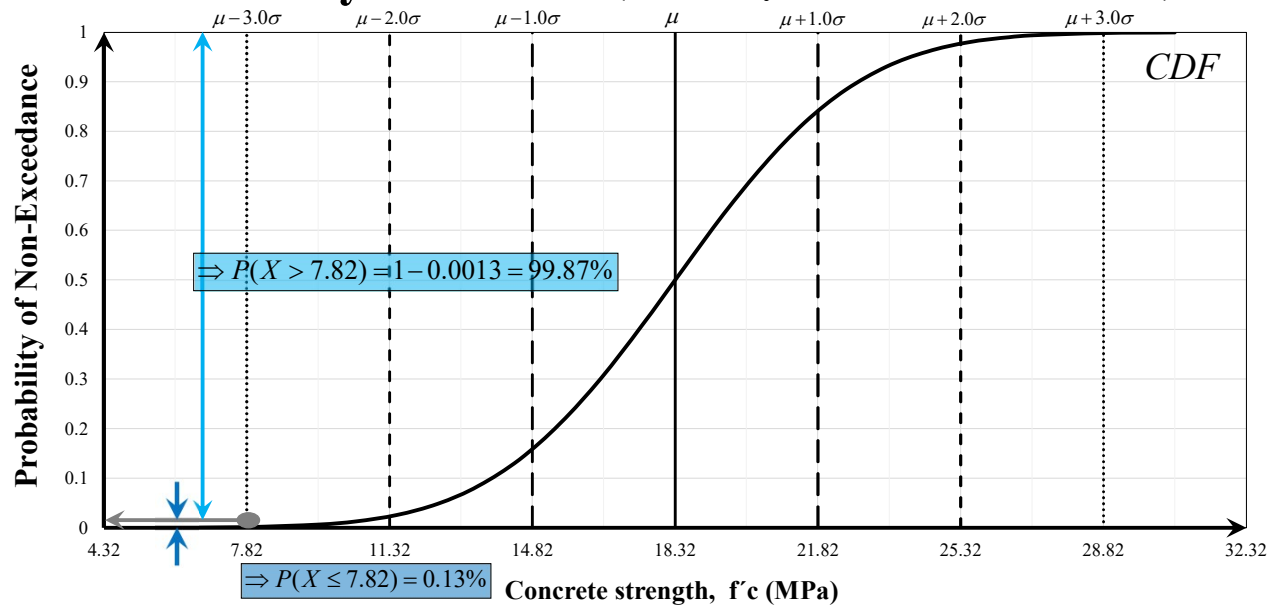
Cumulative frequency histogram for concrete strength



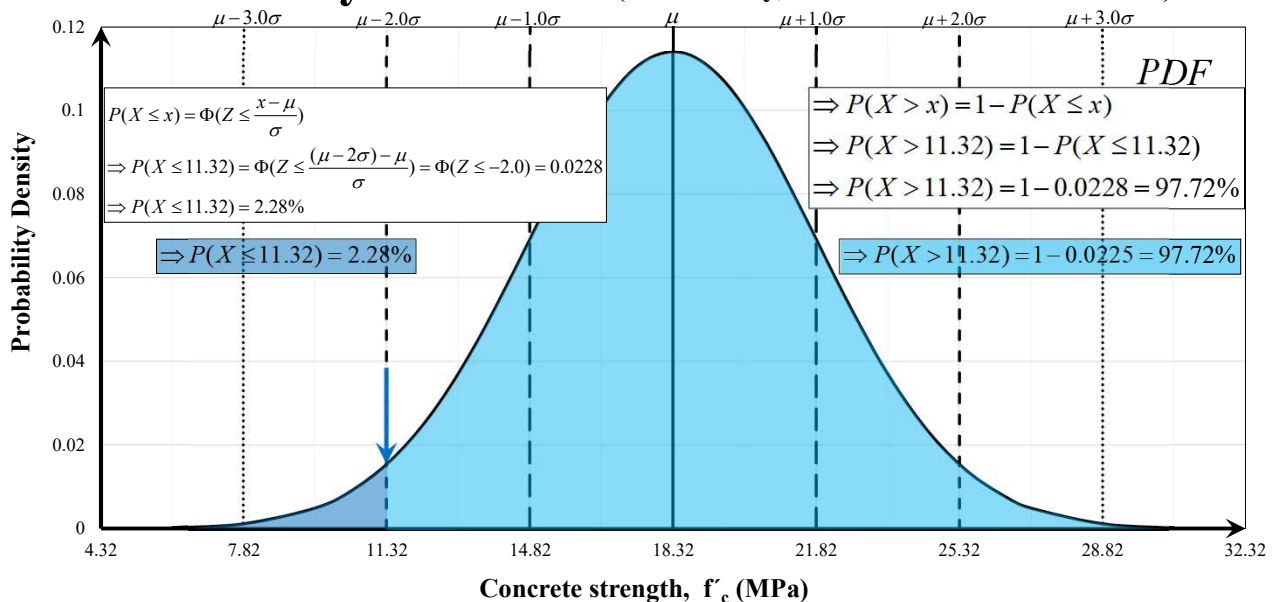
Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



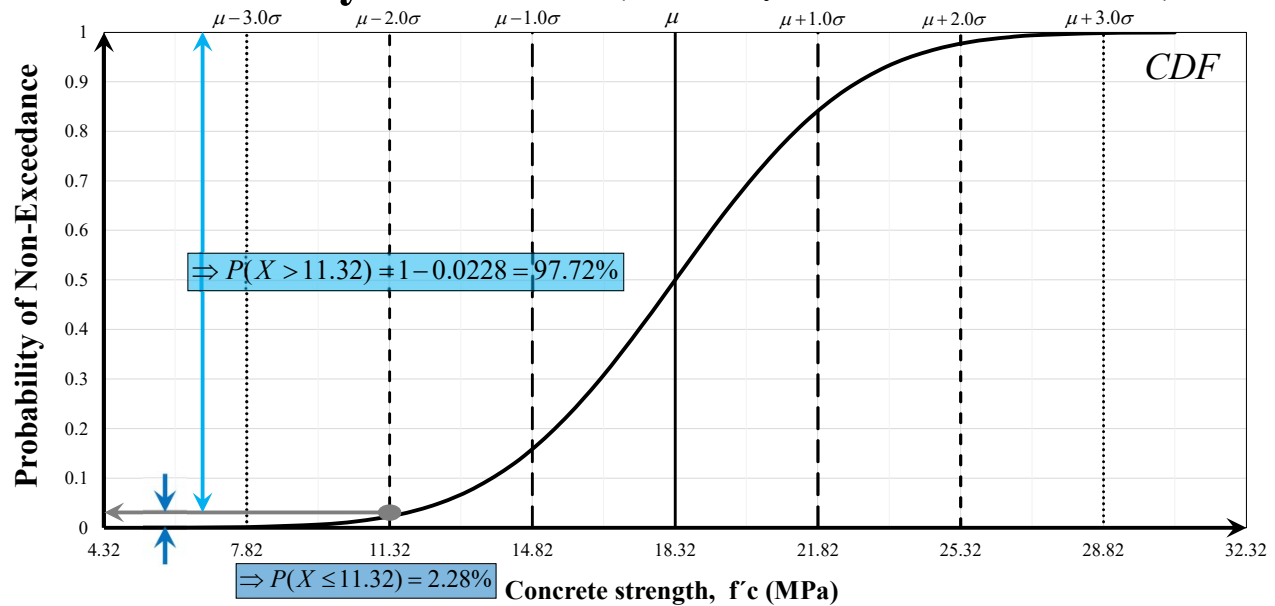
Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



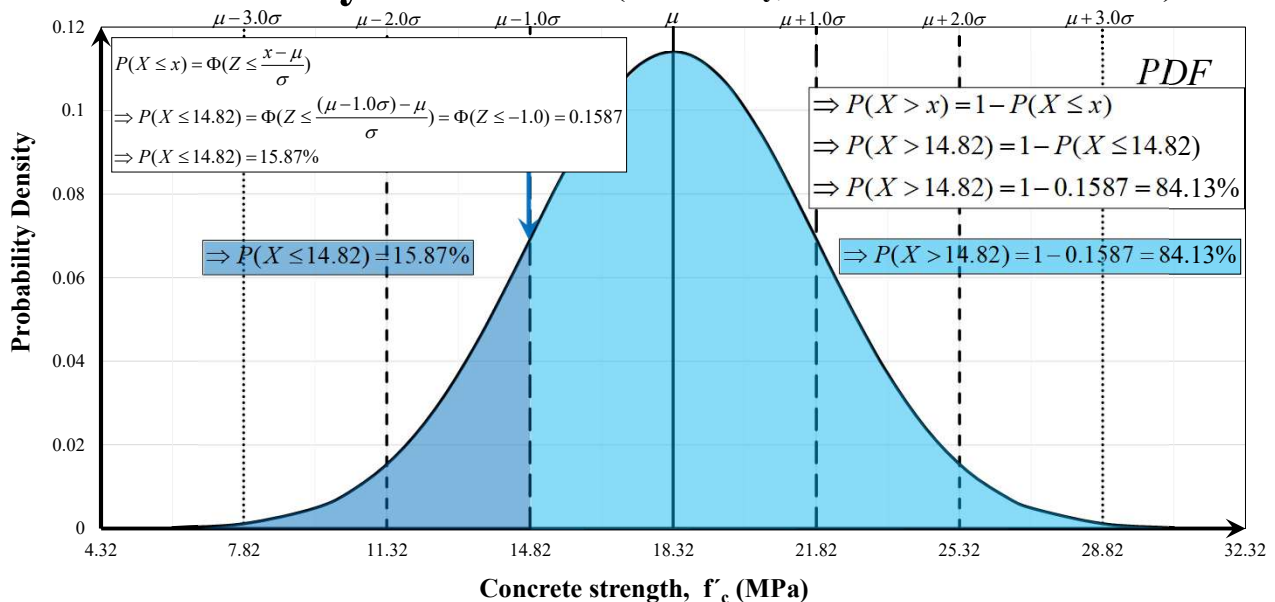
Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



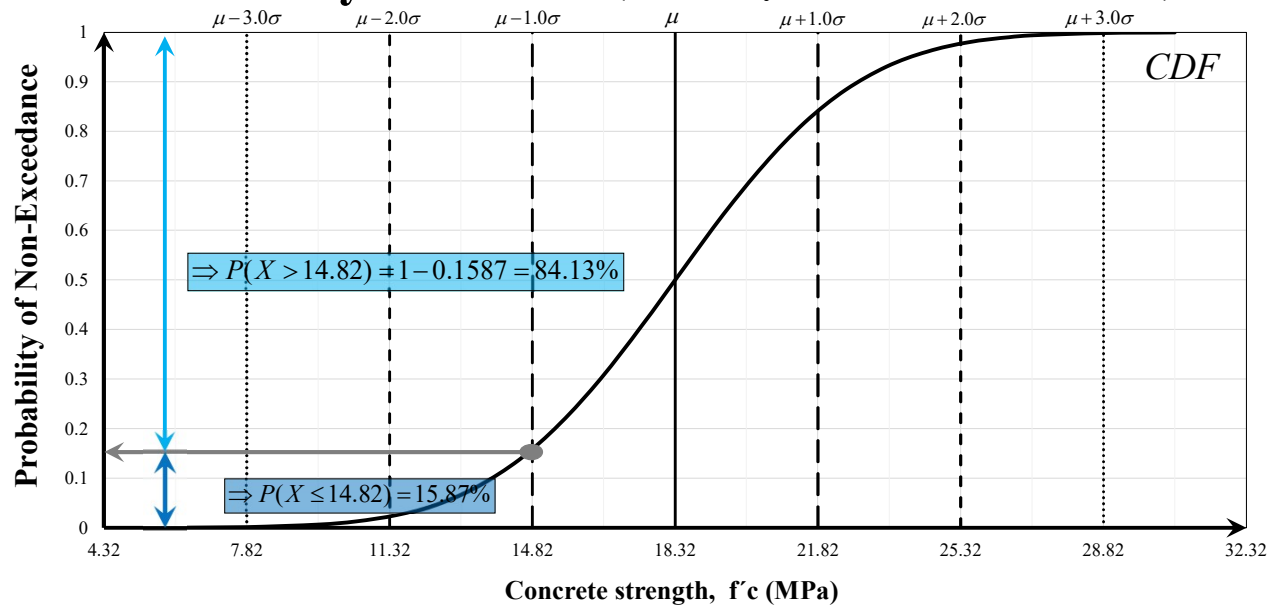
Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



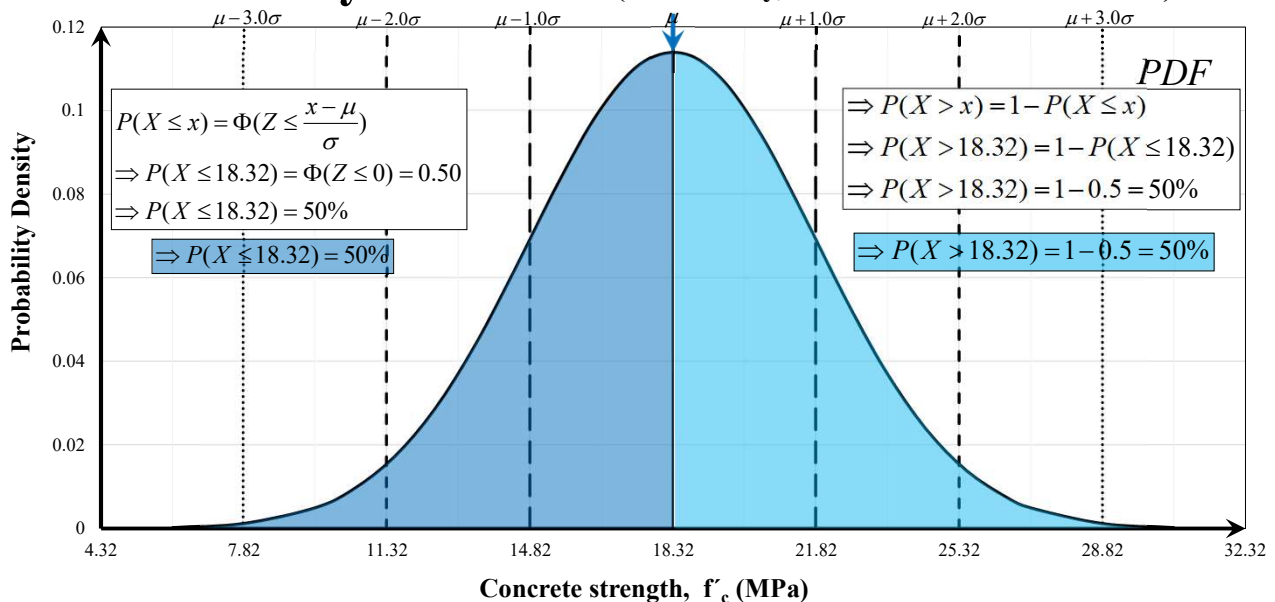
Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



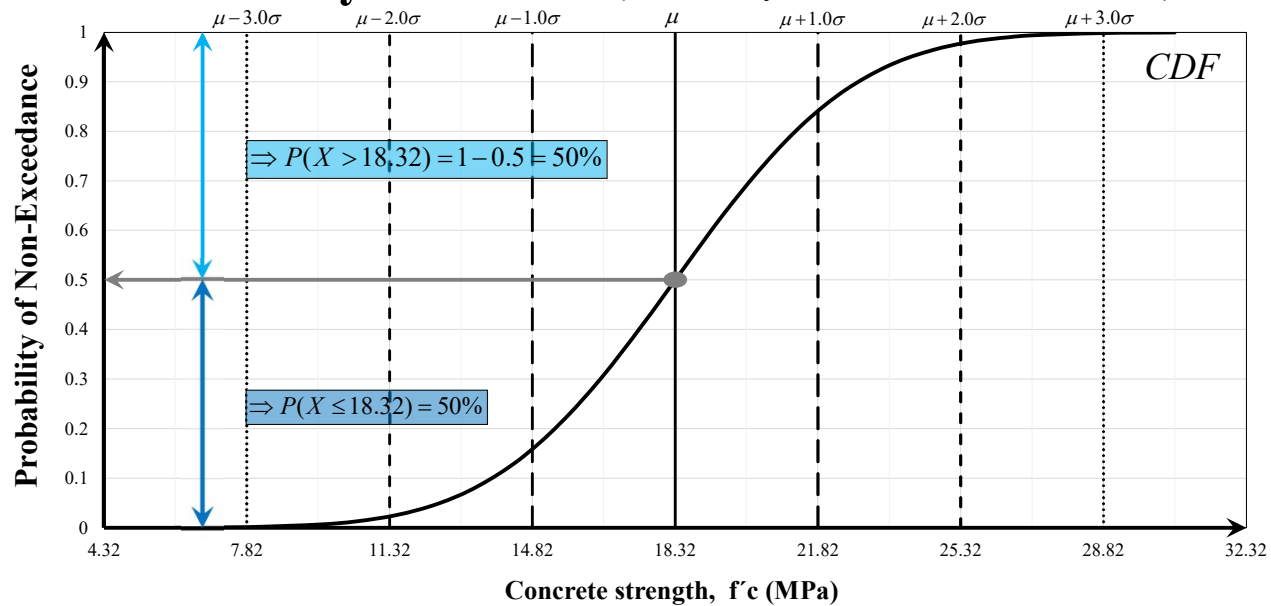
Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

توزیع لوگ نرمال

اگر متغیر تصادفی Y دارای توزیع $Y \sim N(\mu_y, \sigma_y)$ باشد، در این صورت $X = e^Y$ دارای توزیع لوگ نرمال خواهد بود. تابع چگالی احتمال برای تغییر تصادفی

X به صورت زیر می باشد:

$$f_X(x) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2}, \quad 0 < x < \infty$$

متغیر تصادفی X دارای توزیع لوگ نرمال با پارامترهای (μ_y, σ_y) می باشد، دقت بفرمایید این دو عبارت، پارامتر برای معرفی تابع چگالی احتمال می باشند که متناظر با میانگین و انحراف معیار متغیر تصادفی Y هستند. بنابراین مقدار میانگین و انحراف معیار برای متغیر تصادفی X به صورت زیر محاسبه

$$\mu_x = e^{(\mu_y + 0.5\sigma_y^2)}$$

$$\mu_x^2 = \left(e^{(\mu_y + 0.5\sigma_y^2)} \right)^2 = e^{2(\mu_y + 0.5\sigma_y^2)}$$

$$\sigma_x = \sqrt{e^{2\mu_y + 2\sigma_y^2} - e^{2\mu_y + \sigma_y^2}} \quad \text{می شود:}$$

$$\sigma_x^2 = e^{2(\mu_y + \sigma_y^2) + \sigma_y^2} - e^{2(\mu_y + 0.5\sigma_y^2)}$$

$$\sigma_x^2 = e^{2(\mu_y + 0.5\sigma_y^2)} (e^{\sigma_y^2} - 1)$$

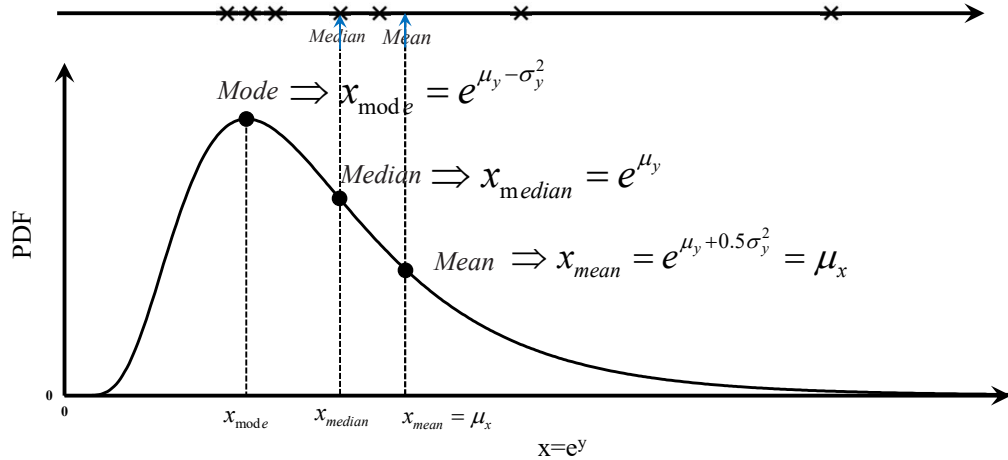
$$\sigma_x^2 = \mu_x^2 (e^{\sigma_y^2} - 1)$$

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

توزيع لوگ نرمال

$$f_X(x) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2}, \quad 0 < x < \infty \quad \mu_y = \ln(\mu_x) - 0.5\sigma_y^2 \quad \sigma_y^2 = \ln\left(1 + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x}\right)^2\right) \quad \mu_x = e^{(\mu_y + 0.5\sigma_y^2)} \quad \sigma_x^2 = \mu_x^2(e^{\sigma_y^2} - 1)$$

When a sample contains outliers, it is reasonable to think that the **median** is more representative of the sample than the **mean**.



Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

توزيع لوگ نرمال

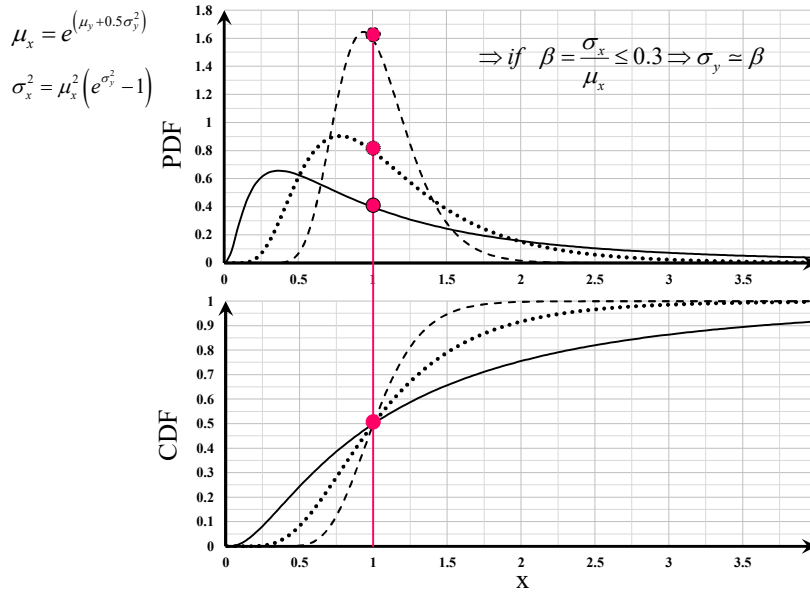
$$f_X(x) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2}, \quad 0 < x < \infty \quad \mu_y = \ln(\mu_x) - 0.5\sigma_y^2 \quad \sigma_y^2 = \ln\left(1 + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x}\right)^2\right) \quad \mu_x = e^{(\mu_y + 0.5\sigma_y^2)} \quad \sigma_x^2 = \mu_x^2(e^{\sigma_y^2} - 1)$$

$$f_X(x) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2} \Rightarrow P(X \leq x) = \int_0^x \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2} dx \quad Z = \frac{\ln(x) - \mu_y}{\sigma_y} \Rightarrow dZ = \frac{dX}{x\sigma_y}$$

$$\Rightarrow P(X \leq x) = \int_{-\infty}^{\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}} \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}(z)^2} dx \Rightarrow dX = x\sigma_y dZ \Rightarrow P(X \leq x) = \int_{-\infty}^{\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}(z)^2} dz = \Phi\left(Z \leq \frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right)$$

$$\Rightarrow P(a < X \leq b) = F_X(b) - F_X(a) = \Phi\left(\frac{\ln b - \mu_y}{\sigma_y}\right) - \Phi\left(\frac{\ln a - \mu_y}{\sigma_y}\right)$$

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)



$\mu_y = 0.0 \Rightarrow \mu_x = e^{(0+0.5 \cdot 0.25^2)} = 1.0317$	$\Rightarrow \beta = \frac{\sigma_x}{\mu_x} = 0.254$
$\sigma_y = 0.25 \Rightarrow \sigma_x = \sqrt{1.0317^2 (e^{0.25^2} - 1)} = 0.2621$	
$\mu_y = 0.0 \Rightarrow \mu_x = e^{(0+0.5 \cdot 0.5^2)} = 1.1332$	$\Rightarrow \beta = \frac{\sigma_x}{\mu_x} = 0.533$
$\sigma_y = 0.50 \Rightarrow \sigma_x = \sqrt{1.1332^2 (e^{0.5^2} - 1)} = 0.6039$	
$\mu_y = 0.0 \Rightarrow \mu_x = e^{(0+0.5 \cdot 1.0^2)} = 1.6488$	$\Rightarrow \beta = \frac{\sigma_x}{\mu_x} = 1.311$
$\sigma_y = 1.0 \Rightarrow \sigma_x = \sqrt{1.6488^2 (e^{1.0^2} - 1)} = 2.1612$	

Median $\Rightarrow x_{median} = e^{\mu_y} = e^0 = 1.0$

$$\Rightarrow P(X \leq x) = F_X(x) = \Phi\left(Z \leq \frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right)$$

$$\Rightarrow P(X \leq x_{median}) = F_X(x_{median})$$

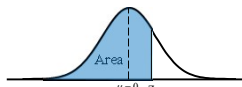
$$= \Phi\left(Z \leq \frac{\ln x_{median} - \mu_y}{\sigma_y}\right)$$

$$\ln x_{median} = \ln e^{\mu_y} = \mu_y \ln e = \mu_y$$

$$\Rightarrow \Phi\left(Z \leq \frac{\ln x_{median} - \mu_y}{\sigma_y}\right) = \Phi(Z \leq 0) = \Phi(0)$$

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

$$\Rightarrow \Phi(z) = \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}(z')^2} dz'$$



$$\Rightarrow P(X \leq x) = F_X(x) = \Phi\left(Z \leq \frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right) \Rightarrow P(X \leq x_{median}) = F_X(x_{median})$$

$$= \Phi\left(Z \leq \frac{\ln x_{median} - \mu_y}{\sigma_y}\right) \quad \ln x_{median} = \ln e^{\mu_y} = \mu_y \ln e = \mu_y$$

$$\Rightarrow \Phi\left(Z \leq \frac{\ln x_{median} - \mu_y}{\sigma_y}\right) = \Phi(Z \leq 0) \equiv \Phi(0)$$

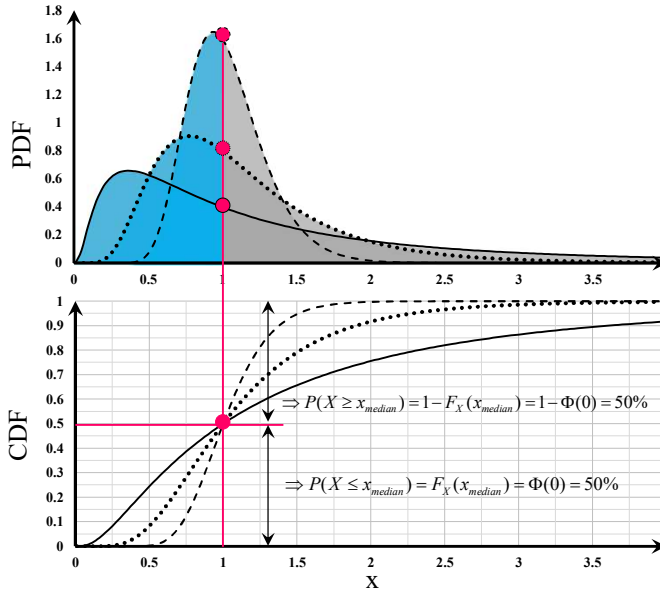
$$\Rightarrow \Phi(z=0) = \int_{-\infty}^0 \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}(z')^2} dz' = 0.50$$

z	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

$$\mu_x = e^{(\mu_y + 0.5\sigma_y^2)}$$

$$\sigma_x^2 = \mu_x^2 (e^{\sigma_y^2} - 1)$$



$$\mu_y = 0.0 \Rightarrow \mu_x = e^{(0+0.5 \cdot 0.25^2)} = 1.0317$$

$$\sigma_y = 0.25 \Rightarrow \sigma_x = \sqrt{1.0317^2 (e^{0.25^2} - 1)} = 0.2621$$

$$\mu_y = 0.0 \Rightarrow \mu_x = e^{(0+0.5 \cdot 0.5^2)} = 1.1332$$

$$\sigma_y = 0.50 \Rightarrow \sigma_x = \sqrt{1.1332^2 (e^{0.5^2} - 1)} = 0.6039$$

$$\mu_y = 0.0 \Rightarrow \mu_x = e^{(0+0.5 \cdot 1.0^2)} = 1.6488$$

$$\sigma_y = 1.0 \Rightarrow \sigma_x = \sqrt{1.6488^2 (e^{1.0^2} - 1)} = 2.1612$$

Median $\Rightarrow x_{median} = e^{\mu_y} = e^0 = 1.0$

$$\Rightarrow P(X \leq x) = F_X(x) = \Phi\left(Z \leq \frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right)$$

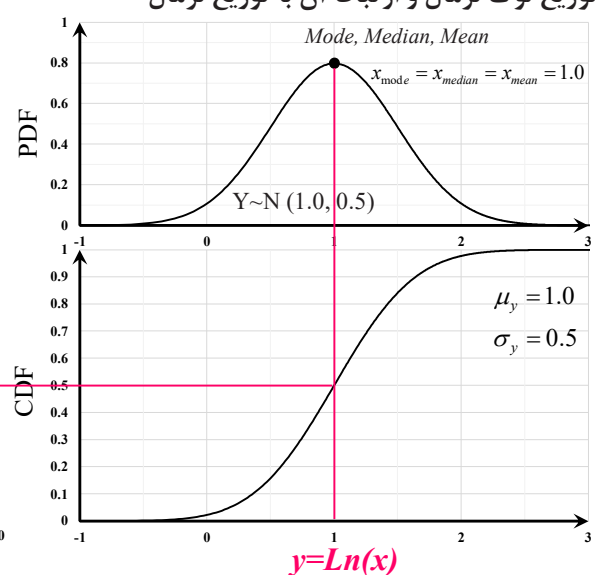
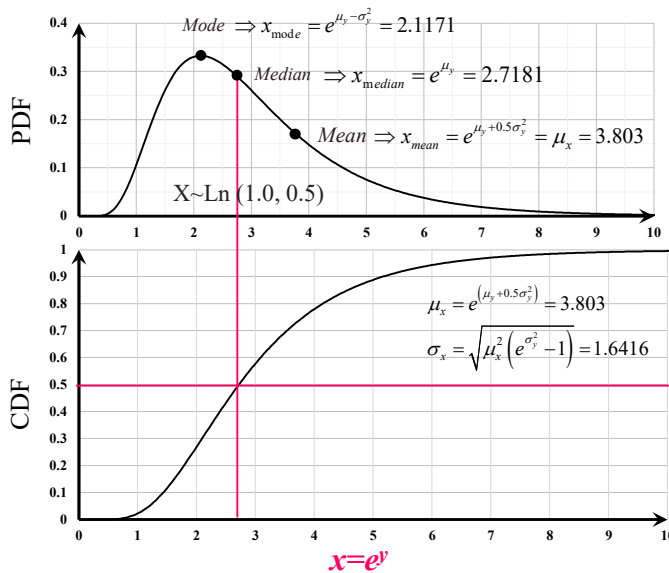
$$\Rightarrow P(X \leq x_{median}) = F_X(x_{median}) = \Phi\left(Z \leq \frac{\ln x_{median} - \mu_y}{\sigma_y}\right)$$

$$\ln x_{median} = \ln e^{\mu_y} = \mu_y \quad \ln e = 1 \Rightarrow \mu_y$$

$$\Rightarrow \Phi\left(Z \leq \frac{\ln x_{median} - \mu_y}{\sigma_y}\right) = \Phi\left(Z \leq \frac{\mu_y - \mu_y}{\sigma_y}\right) = \Phi(0) = 50\%$$

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

توزیع لوگ نرمال و ارتباط آن با توزیع نرمال



Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

$$f_X(x) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2}, \quad 0 < x < \infty \quad \sigma_y^2 = \ln\left(1 + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x}\right)^2\right) \quad \sigma_x^2 = \mu_x^2(e^{\sigma_y^2} - 1) \quad \text{توزيع لوگ نرمال}$$

$$\beta = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \Rightarrow \sigma_y = \sqrt{\ln\left(1 + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x}\right)^2\right)} = \sqrt{\ln(1 + \beta^2)} = \zeta \quad \mu_y = \ln(\mu_x) - 0.5\sigma_y^2 \quad \mu_x = e^{(\mu_y + 0.5\sigma_y^2)}$$

$$\Rightarrow P(X \leq x_1) = F_X(x_1) = \Phi\left(\frac{\ln x_1 - \mu_y}{\sigma_y}\right) = \Phi\left(\frac{\ln x_1 - \mu_y}{\sqrt{\ln(1 + \beta^2)}}\right) = \Phi\left(\frac{\ln x_1 - \mu_y}{\zeta}\right) \Rightarrow P_{f(x_1)} = \Phi\left(\frac{\ln x_1 - \mu_y}{\zeta}\right) \Rightarrow \Phi^{-1}(P_{f(x_1)}) = \frac{\ln x_1 - \mu_y}{\zeta}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \Phi^{-1}(P_{f(x_1)}) = \frac{\ln x_1 - \mu_y}{\zeta} \quad \checkmark \\ \Phi^{-1}(P_{f(x_2)}) = \frac{\ln x_2 - \mu_y}{\zeta} \quad ? \end{cases} \Rightarrow \Phi^{-1}(P_{f(x_2)}) - \Phi^{-1}(P_{f(x_1)}) = \frac{\ln x_2 - \mu_y}{\zeta} - \frac{\ln x_1 - \mu_y}{\zeta} = \frac{\ln x_2 - \ln x_1}{\zeta} = \frac{1}{\zeta} \ln \frac{x_2}{x_1}$$

$$\Rightarrow \ln \frac{x_2}{x_1} = \zeta (\Phi^{-1}(P_{f(x_2)}) - \Phi^{-1}(P_{f(x_1)})) \quad , \quad \ln j = i \Rightarrow j = \exp(i) = e^i \Rightarrow \frac{x_2}{x_1} = \exp\left(\zeta (\Phi^{-1}(P_{f(x_2)}) - \Phi^{-1}(P_{f(x_1)}))\right)$$

$$\Rightarrow x_2 = x_1 \times \exp\left(\zeta (\Phi^{-1}(P_{f(x_2)}) - \Phi^{-1}(P_{f(x_1)}))\right)$$

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

ASCE 41-13

The probabilities of failure in Table C10-1 were determined by considering $(\theta_{pmeas}/\theta_{p,table})$ as a random variable with a lognormal distribution. Eq. (C10-2) allows for the determination of the expected plastic rotation for a higher probability of failure, P_{fnew} .

$$\theta_p(P_{fnew}) = \theta_{p,table} \exp\left\{\zeta \left[\Phi^{-1}(P_{fnew}) - \Phi^{-1}(P_{f,table})\right]\right\} \quad (C10-2)$$

Table C10-1. Database Results for Modeling Parameters in Table 10-8

Modeling Parameter	No. of Tests	Mean($\theta_{pmeas}/\theta_{p,table}$)	$\beta(\theta_{pmeas}/\theta_{p,table})$	Probability of Failure ^a
a for condition i	141	1.44	0.50	30%
a for condition ii	31	2.23	0.47	6%
a for condition iii	34	4.66	0.48	0.1%
b for condition ii	28	1.97	0.50	13%

^aAssuming a lognormal distribution for $(\theta_{pmeas}/\theta_{p,calc})$.

$$\Rightarrow x_2 = x_1 \times \exp\left(\zeta (\Phi^{-1}(P_{f(x_2)}) - \Phi^{-1}(P_{f(x_1)}))\right)$$

$$\Rightarrow x_1 \equiv \theta_{p,table} \quad \Rightarrow x_2 \equiv \theta_p(P_{fnew})$$

Where $\zeta = \sqrt{\ln(1 + \beta^2)}$, β is the coefficient of variation based on test data given in Table C10-1, $P_{f,table}$ is the probability of failure given in Table C10-1, and Φ^{-1} is the inverse standard normal cumulative distribution function, with a zero mean and unit standard deviation. The inverse standard normal cumulative distribution function Φ^{-1} is found in basic statistics textbooks and is available as a function in most spreadsheet programs.

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

ASCE 41-13 $\theta_p(P_{fnew}) = \theta_{p,table} \exp\left\{\zeta \left[\Phi^{-1}(P_{fnew}) - \Phi^{-1}(P_{f,table}) \right]\right\}$ (C10-2)

Eq. (C10-2) can be used to establish the fragility curve (Fig.C10-1) of the column, which provides the **probability of failure** for a given normalized plastic rotation demand, $\theta_p/\theta_{p,table}$. Note that P_f is the probability of failure for a column given a plastic rotation demand equal to θ_p . The probability of failure considering the uncertainty in the ground motion is much lower than P_f .

Table C10-1. Database Results for Modeling Parameters in Table 10-8

Modeling Parameter	No. of Tests	Mean($\theta_{pmeas}/\theta_{p,table}$)	$\beta(\theta_{pmeas}/\theta_{p,table})$	Probability of Failure ^a
a for condition i	141	1.44	0.50	30%
a for condition ii	31	2.23	0.47	6%
a for condition iii	34	4.66	0.48	0.1%
b for condition ii	28	1.97	0.50	13%

^aAssuming a lognormal distribution for ($\theta_{pmeas}/\theta_{p,table}$).

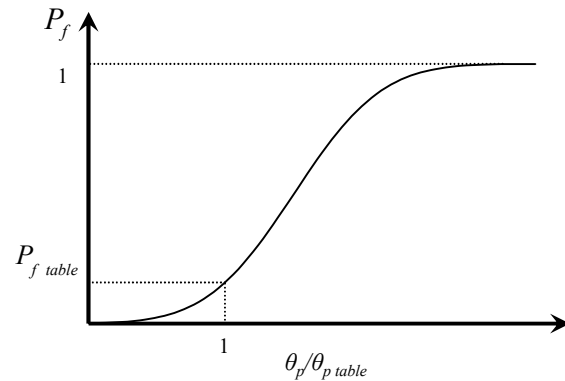


FIG. C10-1. Fragility Curve

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

ASCE 41-13

$$\mu_x = e^{(\mu_y + 0.5\sigma_y^2)} = 1.44$$

$$\beta = \frac{\sigma_x}{\mu_x} = 0.50$$

Table C10-1. Database Results for Modeling Parameters in Table 10-8

Modeling Parameter	No. of Tests	Mean($\theta_{pmeas}/\theta_{p,table}$)	$\beta(\theta_{pmeas}/\theta_{p,table})$	Probability of Failure ^a
a for condition i	141	1.44	0.50	30%
a for condition ii	31	2.23	0.47	6%
a for condition iii	34	4.66	0.48	0.1%
b for condition ii	28	1.97	0.50	13%

^aAssuming a lognormal distribution for ($\theta_{pmeas}/\theta_{p,table}$).

$$\sigma_y^2 = \ln\left(1 + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x}\right)^2\right) \Rightarrow \sigma_y = \sqrt{\ln(1 + (0.50)^2)} = 0.4723 \quad \mu_y = \ln(\mu_x) - 0.5\sigma_y^2 = \ln(1.44) - 0.5(0.4723)^2 = 0.2530$$

$$f_X(x) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2}, \quad 0 < x < \infty \quad \Rightarrow \sigma_y = 0.4723$$

$$\Rightarrow \mu_y = 0.2530$$

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

ASCE 41-13

Table C10-1. Database Results for Modeling Parameters in Table 10-8

Modeling Parameter	No. of Tests	Mean($\theta_{pmeas}/\theta_{ptable}$)	$\beta(\theta_{pmeas}/\theta_{ptable})$	Probability of Failure ^a
a for condition i	141	1.44	0.50	30%

$$\theta_p / \theta_{p\ table} = 1.0$$

مفهوم آن است که:

براساس توزیع لوگ نرمال در پارامتر مدل سازی a برای ستون‌های با مود شکست خمشی، مقدار a به ترتیبی محاسبه شده است که 30٪ نتایج آزمایشگاهی از مقدار آیین نامه کمتر می‌باشند. به عبارت دیگر اگر مقدار پارامتر a در یک ستون با مود شکست خمشی مطابق با ASCE 41-13 برابر با 2/18 باشد، محاسبه شده، احتمال آنکه ظرفیت واقعی دوران پلاستیک در این ستون کمتر از 2/18 باشد برابر با 30٪ است. لذا احتمال اینکه مقدار ظرفیت دوران پلاستیک بیش از مقدار مذکور باشد 70٪ می‌باشد.

$$P_{fnew} = 50\% \Rightarrow \theta_p / \theta_{p\ table} = 1.281$$

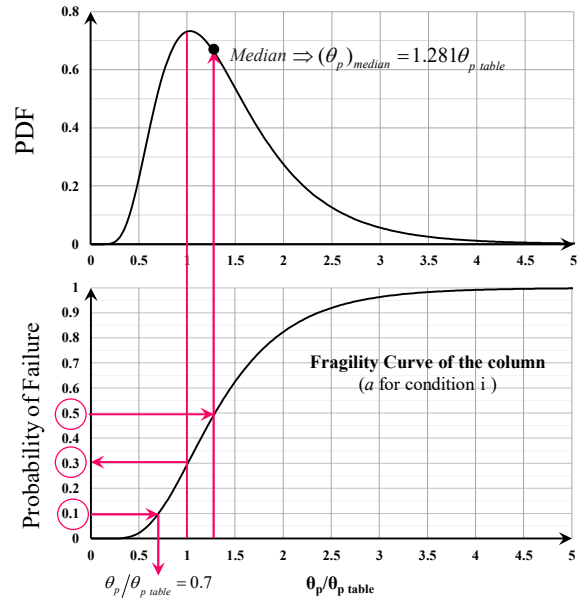
مفهوم آن است که:

اگر پارامتر a محاسبه شده برای ستون‌های با مود شکست خمشی در عدد 1/281 ضرب شود احتمال شکست ستون از 30٪ به 50٪ افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر مقدار میانه پارامتر a در نتایج آزمایشگاهی ستون‌های با مود شکست خمشی به اندازه 1/281 برابر مقداری است که استاندارد ASCE 41-13 ارائه می‌کند.

$$P_{fnew} = 10\% \Rightarrow \theta_p / \theta_{p\ table} = 0.7$$

مفهوم آن است که:

اگر نیاز دوران پلاستیک ستون با مود شکست خمشی، 0/7 برابر مقدار پارامتر a مطابق با استاندارد ASCE 41-13 باشد در این صورت مقدار احتمال شکست برابر با 10٪ خواهد بود.



Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

ASCE 41-13

Table C10-1. Database Results for Modeling Parameters in Table 10-8

Modeling Parameter	No. of Tests	Mean($\theta_{pmeas}/\theta_{ptable}$)	$\beta(\theta_{pmeas}/\theta_{ptable})$	Probability of Failure ^a
a for condition i	141	1.44	0.50	30%
a for condition ii	31	2.23	0.47	6%
a for condition iii	34	4.66	0.48	0.1%
b for condition ii	28	1.97	0.50	13%

^aAssuming a lognormal distribution for ($\theta_{pmeas}/\theta_{pcalc}$).

a for condition i

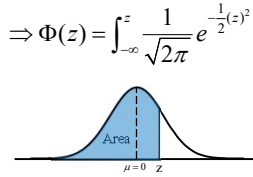
$$\theta_p (P_{fnew}) = \theta_{p,table} \exp \left\{ \zeta \left[\Phi^{-1}(P_{fnew}) - \Phi^{-1}(P_{fable}) \right] \right\}$$

$$\zeta = \sqrt{\ln(1 + \beta^2)} = \sqrt{\ln(1 + 0.50^2)} = 0.4723$$

$$\begin{cases} P_{fable} = 30\% \\ P_{fnew} = 50\% \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi^{-1}(0.30) \\ \Phi^{-1}(0.50) \end{cases}$$

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

Areas under the Normal Curve



z	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
-3.4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002
-3.3	0.0005	0.0005	0.0005	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0003
-3.2	0.0007	0.0007	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005
-3.1	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007	0.0007
-3.0	0.0013	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010
-2.9	0.0019	0.0018	0.0018	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
-2.8	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0023	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0020
-2.7	0.0035	0.0034	0.0033	0.0032	0.0031	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
-2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0041	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
-2.5	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
-2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
-2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
-2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
-2.1	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
-2.0	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
-1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0239	0.0233
-1.8	0.0359	0.0351	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
-1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
-1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
-1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
-1.4	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0721	0.0708	0.0694	0.0681
-1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
-1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
-1.1	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
-1.0	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1379
-0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
-0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922	0.1894	0.1867
-0.7	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2296	0.2266	0.2236	0.2206	0.2177	0.2148
-0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2546	0.2514	0.2483	0.2451
-0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2774
-0.4	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
-0.3	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
-0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936	0.3897	0.3859
-0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4247
-0.0	0.5000	0.4960	0.4920	0.4880	0.4840	0.4801	0.4761	0.4721	0.4681	0.4641

$\Rightarrow \Phi^{-1}(0.30) = -0.5244$

z	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9907	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

$\Rightarrow \Phi^{-1}(0.50) = 0.00$

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

ASCE 41-13

Table C10-1. Database Results for Modeling Parameters in Table 10-8

Modeling Parameter	No. of Tests	Mean($\theta_{pmcas}/\theta_{ptable}$)	$\beta(\theta_{pmcas}/\theta_{ptable})$	Probability of Failure ^a
a for condition i	141	1.44	0.50	30%
a for condition ii	31	2.23	0.47	6%
a for condition iii	34	4.66	0.48	0.1%
b for condition ii	28	1.97	0.50	13%

^aAssuming a lognormal distribution for ($\theta_{pmcas}/\theta_{pcalc}$).

$$\frac{\theta_p(P_{fnew} = 50\%)}{\theta_{p,table}} = \exp\{0.4723[-0.5244 - 0.00]\} = 1.281$$

$$\theta_p(P_{fnew}) = \theta_{p,table} \exp\{\zeta[\Phi^{-1}(P_{fnew}) - \Phi^{-1}(P_{fable})]\}$$

$$\sigma_y = \zeta = \sqrt{\ln(1 + \beta^2)} = \sqrt{\ln(1 + 0.50^2)} = 0.4723$$

$$\begin{cases} P_{fable} = 30\% \\ P_{fnew} = 50\% \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi^{-1}(0.30) = -0.5244 \\ \Phi^{-1}(0.50) = 0.00 \end{cases}$$

برای ترسیم منحنی شکنندگی ستون‌ها براساس ASCE 41-13 می‌توان همین روند را برای سایر احتمال‌های شکست نیز انجام داد. لذا به دو روش می‌توان منحنی شکنندگی ستون‌ها را ترسیم کرد.

روش اول: با استفاده از پارامترهای توزیع لوگ نرمال مطابق با جدول C10-1

روش دوم: مطابق با فرمول C10-2

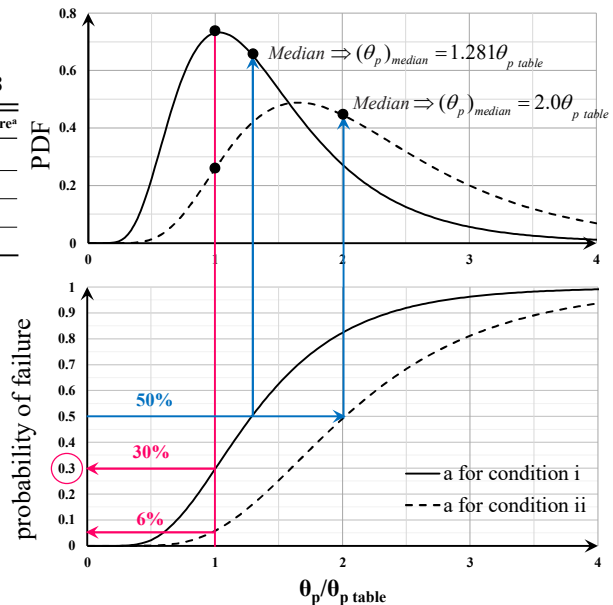
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Probability of Failure (Probability, Statistics and Distributions)

Table C10-1. Database Results for Modeling Parameters in Table 10-8

Modeling Parameter	No. of Tests	Mean($\theta_{pmeas}/\theta_{p table}$)	$\beta(\theta_{pmeas}/\theta_{p table})$	Probability of Failure ^a
a for condition i	141	1.44	0.50	30%
a for condition ii	31	2.23	0.47	6%
a for condition iii	34	4.66	0.48	0.1%
b for condition ii	28	1.97	0.50	13%

^aAssuming a lognormal distribution for $(\theta_{pmeas}/\theta_{p calc})$.

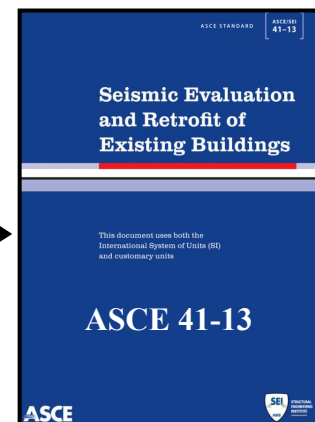


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13

مبنای محاسبات پارامترهای مدل سازی معیارهای پذیرش ستون‌های بتنی در ASCE 41-13 و ASCE 41-17 بر چه اساسی است؟

Update to ASCE/SEI 41 Concrete Provisions	
Kenneth J. Elwood Department of Civil Engineering University of British Columbia	<p>2007 Outstanding Spectra Paper Award</p> <p>The Earthquake Spectra Editorial Board and the EERI Honors Committee selected the following paper, from the August issue of volume 23 (pp. 493- 523), to receive the 2007 Earthquake Spectra Outstanding Paper Award: "Update to ASCE/SEI 41 Concrete Provisions," by Kenneth Elwood, Adolfo Matamoros, John Wallace, Dawn Lehman, Jon Heintz, Andrew Mitchell, Mark Moore, Michael Valley, Laura Lowes, Craig Comartin, and Jack Moehle.</p> <p>On behalf of the Editorial Board, Editor Polat Gulkan wrote, "The authors did an outstanding job of improving the very important ASCE 41 document, given recent knowledge, testing, and experience. This paper has made a big impact on practice and is already well known to the profession. We judge it to be an outstanding contribution to seismic hazard mitigation because the document that it describes blends the latest experimental data and empirical models for the performance assessment of reinforced concrete structural components. Its technical quality and succinct narrative make it possible to understand the justifications for the recent changes introduced for performance criteria beyond FEMA 356. It addresses a broad audience. The paper had been marked by all of its reviewers as a possible candidate for this award."</p>
Adolfo Matamoros Department of Civil and Environmental Engineering University of Kansas	
John W. Wallace Department of Civil and Environmental Engineering University of California Los Angeles	
Dawn Lehman Department of Civil and Environmental Engineering University of Washington	
Jon Heintz Applied Technology Council	
Andrew Mitchell Degenkolb Engineers	
Mark Moore Forell/Eisesser	
Michael Valley Magnusson Klemencic Associates	
Laura N. Lowes Department of Civil and Environmental Engineering University of Washington	
Craig Comartin CDComartin Inc.	
Jack P. Moehle Department of Civil and Environmental Engineering University of California Berkeley	



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13

مبنای محاسبات پارامترهای مدل سازی معیارهای پذیرش ستون‌های بتنی در ASCE 41-13 و ASCE 41-17 بر چه اساسی است؟



Four Outstanding Paper authors accepted their awards at the 2009 Annual Meeting in Salt Lake City: John Wallace, Jack Moehle, Adolfo Matamoros, and Craig Comartin. Behind them is EERI President Farzad Naeim (photo: M. Lew).

Kenneth Elwood

Update to ASCE/SEI 41 Concrete Provisions	
Kenneth J. Elwood	Department of Civil Engineering University of British Columbia
Adolfo Matamoros	Department of Civil and Environmental Engineering University of Kansas
John W. Wallace	Department of Civil and Environmental Engineering University of California Los Angeles
Dawn Lehman	Department of Civil and Environmental Engineering University of Washington
Jon Heintz	Applied Technology Council
Andrew Mitchell	Degenkolb Engineers
Mark Moore	Forell/Eisesser
Michael Valley	Magnusson Klemencic Associates
Laura N. Lowes	Department of Civil and Environmental Engineering University of Washington
Craig Comartin	CDCComartin Inc.
Jack P. Moehle	Department of Civil and Environmental Engineering University of California Berkeley

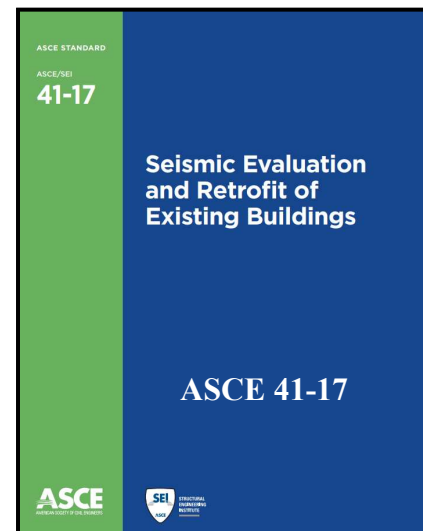
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13

مبنای محاسبات پارامترهای مدل سازی معیارهای پذیرش ستون‌های بتنی در ASCE 41-13 و ASCE 41-17 بر چه اساسی است؟

Nonlinear modeling parameters and acceptance criteria for concrete columns
Ghannoun, W. M., Matamoros, A. B.

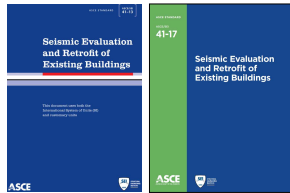
Abstract
A database of 490 pseudo-static tests of reinforced concrete columns subjected to load reversals was used to evaluate nonlinear modeling parameters that define the lateral force versus lateral deformation envelope relation of columns under seismic excitations. Based on the modeling parameters, criteria that identify acceptable deformation levels at various performance objectives are proposed. The effects of bi-directional loading and number-of-cycles of the displacement history on the drift ratio at axial failure are discussed, and recommendations are given to account for such effects. Modeling parameters and acceptance criteria are provided in a format that is consistent with provisions of the ASCE 41-06 Standard entitled "Seismic Rehabilitation of Existing Structures".



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13

ASCE 41-13 ASCE 41-17



مبنای محاسبات پارامترهای مدل سازی معیارهای پذیرش ستون‌های بتنی در ASCE 41-13 و ASCE 41-17 بر چه اساسی است؟

References



ACI Special Publication 297 (SP-297—1)

Nonlinear modeling parameters and acceptance criteria for concrete columns

Ghannoum, W. M., Matamoros, A. B.
2014

Presentations

1) ACI Convention Spring 2014

Ghannoum, W. M., Matamoros, A. B.

2) 2015 EERI Technical Seminar Series

Wassim M. Ghannoum

Master's Thesis, University of Texas at Austin

Non-Linear Modeling Parameters for Reinforced Concrete Columns Subjected to Seismic Loads

by

Balaji Sivaramakrishnan, B.E.

Supervisor:

Wassim M. Ghannoum

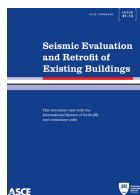


December 2010

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

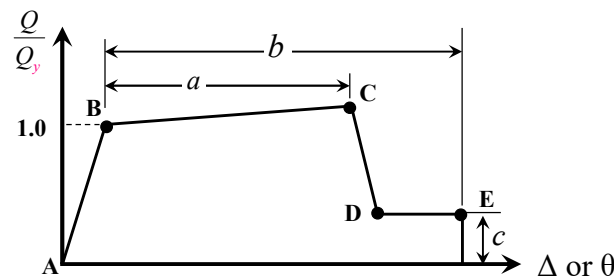
تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13

ASCE 41-13



مبنای محاسبات پارامترهای مدل سازی در ASCE 41-13 و ASCE 41-17 بر چه اساسی است؟

- ✓ ASCE/SEI 41-13 prescribes nonlinear Modeling Parameters (MP) and Acceptance Criteria (AC) for **various structural components**
- ✓ For columns MP and AC are given as **limiting plastic rotations**
- ✓ MP are used to **build analytical models** of structures for **seismic evaluation**
- ✓ AC provide deformation limits below which member **performance is deemed acceptable**
- ✓ MP and AC are given in tables for various column conditions (depending on **behavior**) and **key parameters**



Wassim M. Ghannoum (2014 and 2015)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

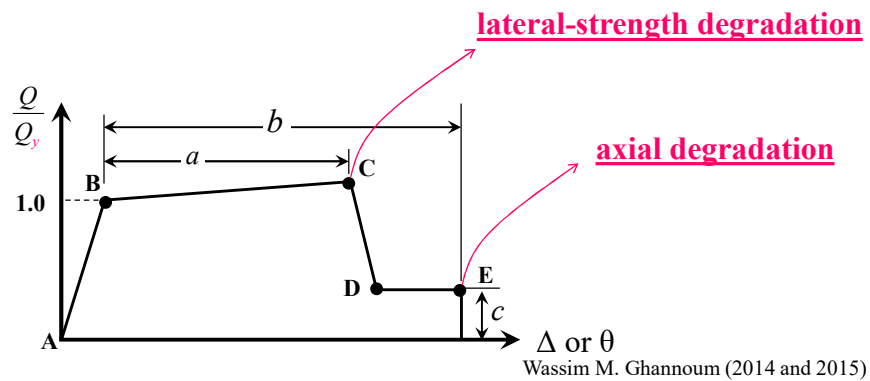
تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13

ASCE 41-13



مبنای محاسبات پارامترهای مدل سازی در ASCE 41-17 و ASCE 41-13 برچه اساسی است؟

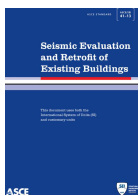
- ✓ The plastic rotation at incipient **lateral-strength degradation** is given through the Modeling Parameter (MP) a .
- ✓ The plastic rotation in a concrete column at incipient **axial degradation** is given through the MP b .
- ✓ The **residual lateral strength** of a column is given by the MP c .



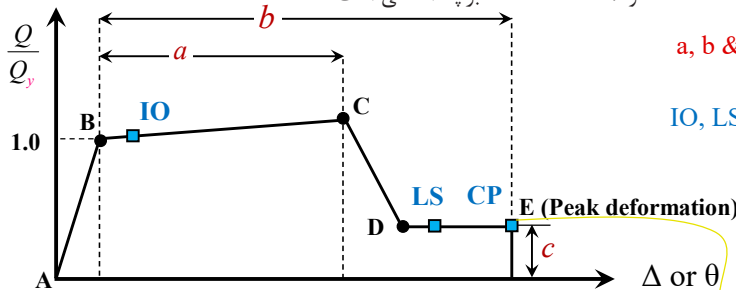
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13

ASCE 41-13



مبنای محاسبات پارامترهای مدل سازی در ASCE 41-17 و ASCE 41-13 برچه اساسی است؟



a, b & c : **Modeling Parameters (MP)**

IO, LS & CP: **Acceptance Criteria (AC)**

- IO: Immediate Occupancy
- LS: Life Safety
- CP: Collapse Prevention

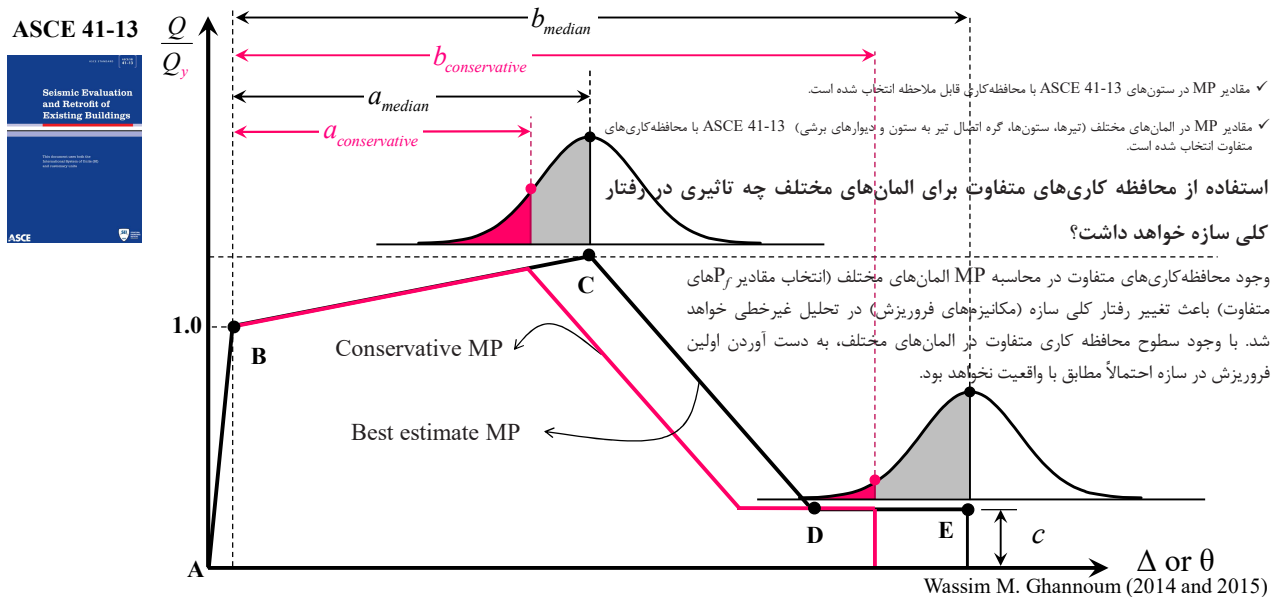
Conditions	Modeling Parameters*			Acceptance Criteria*				
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotations Angle (radians)				
				IO	LS	CP		
Condition 1 ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$							
≥ 0.6	≥ 0.006	1	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	2	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$	3	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$	4	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005

برای هر ردیف از جدول، AC به عنوان یک نسبت مشخص از MP ارائه شده است.

- 1) $IO = 0.143a$, $LS = 0.75b$, $CP = 1.0b$
- 2) $IO = 0.30a$, $LS = 0.90b$, $CP = 1.0b$
- 3) $IO = 0.186a$, $LS = 0.795b$, $CP = 1.0b$
- 4) $IO = 0.40a$, $LS = 0.80b$, $CP = 1.0b$

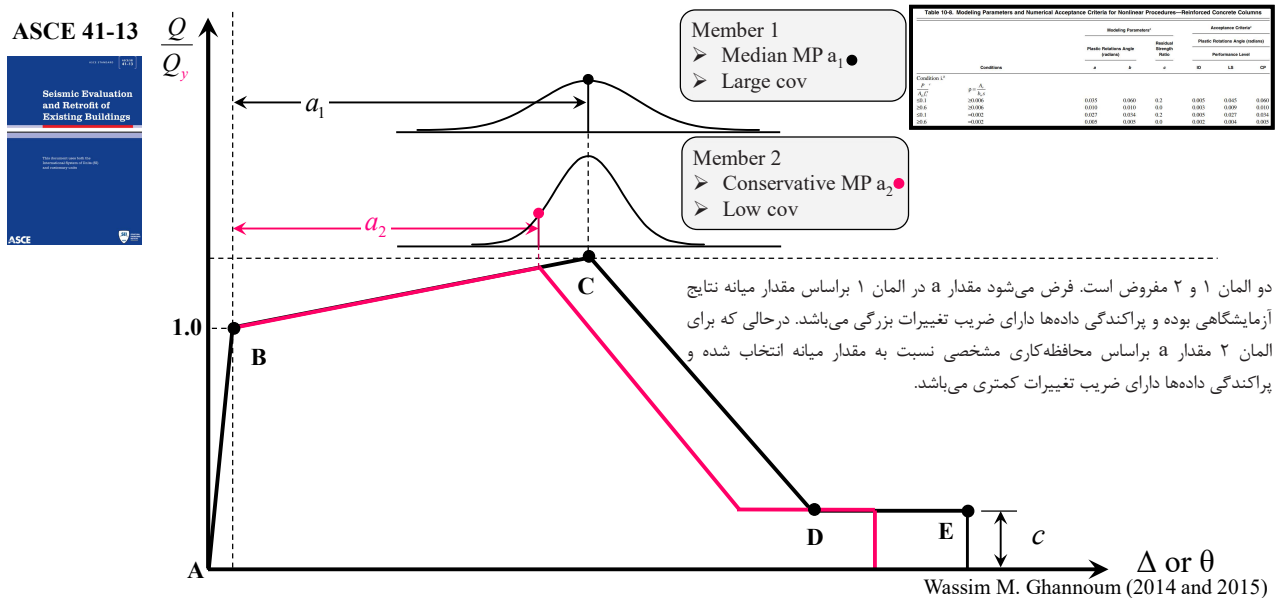
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13



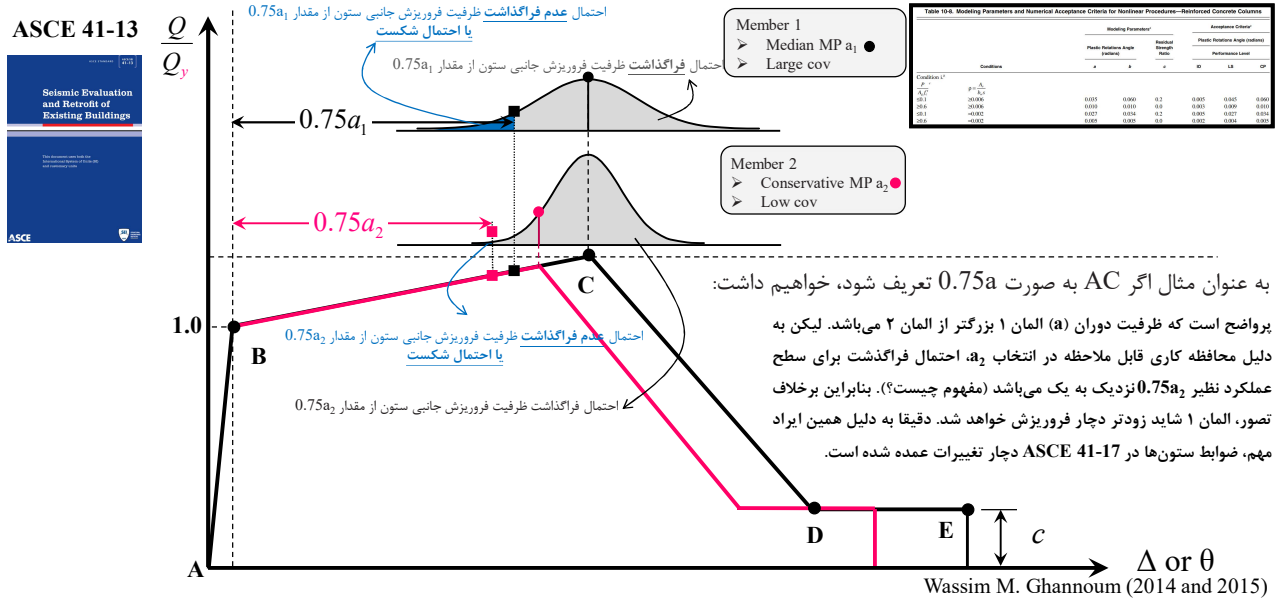
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13



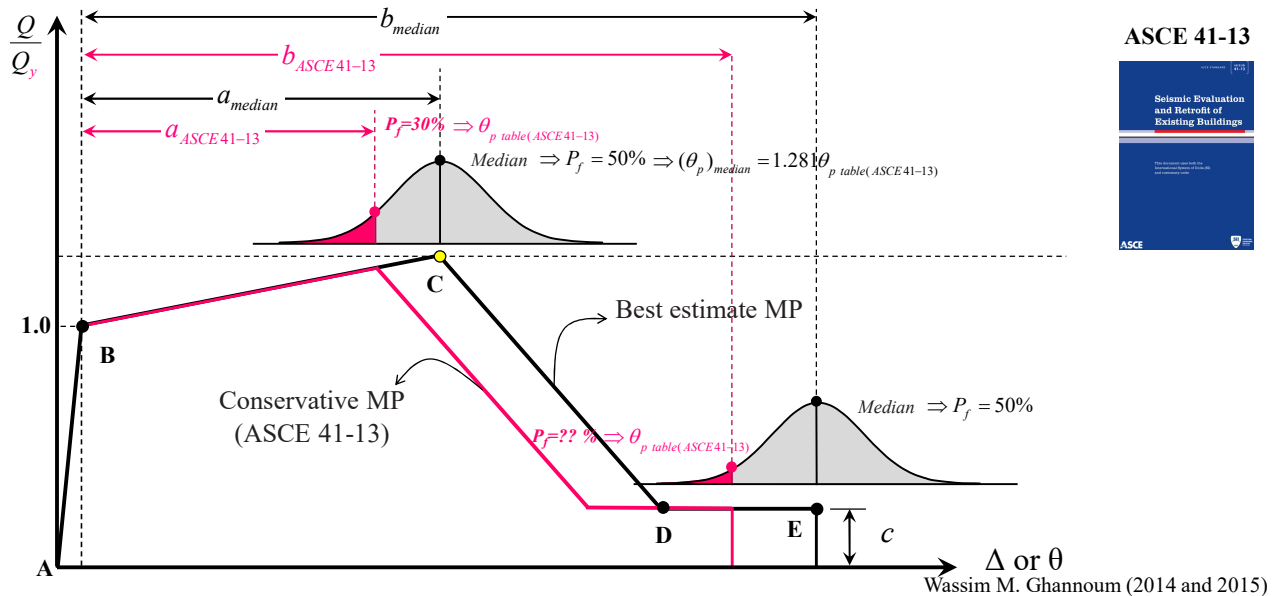
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13



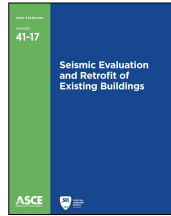
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings
 RC Column Modeling Parameters and Acceptance Criteria in ASCE 41-17

ASCE 41-17 Table C10-2. Multipliers for Concrete Column Modeling Parameters to Achieve Specific Probabilities of Exceedance

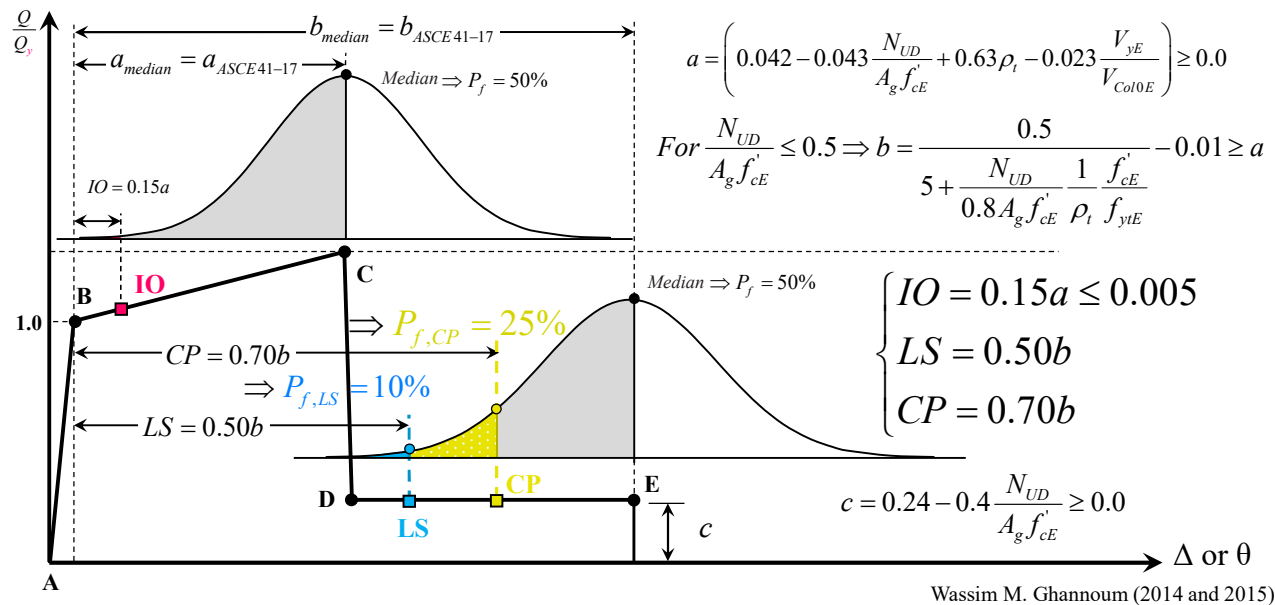


Modeling Parameter	Multiplier to Achieve Probability of Exceedance		
	40%	25%	10%
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height			
Reinforced concrete columns other than circular with spiral reinforcement or seismic hoops as defined in ACI 318	a: 0.80 b: 0.80	0.62 0.70	0.47 0.5
Reinforced concrete circular columns with spiral reinforcement or seismic hoops as defined in ACI 318	a: 0.70 b: NA ^a	0.57 NA ^a	0.42 NA ^a
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height			
All columns	a: 0.62 b: NA ^a	0.5 NA ^a	0.33 NA ^a

^a Multipliers not available due to limited test data.

The tabulated relations for modeling parameters were evaluated using the data from laboratory tests (Ghannoum and Matamoros 2014). An error ratio was defined as the modeling parameters evaluated from tables divided by the experimental modeling parameter values for the column tests. The error ratios were found to follow lognormal probability distributions for all modeling parameters (Ghannoum and Matamoros 2014). Fitted lognormal distributions were used to produce multipliers for the tabulated modeling parameter relations to achieve specific probabilities of exceedance (Table C10-2). Acceptance criteria in Tables 10-8 and 10-9 were selected as 15% of the a values for Immediate Occupancy, 50% of the b values for Life Safety, and 70% of the b values for Collapse Prevention. The fractions of b values were selected based on Table C10-2 to achieve low probabilities of axial failure for columns satisfying the acceptance criteria. These probabilities were 10% and 25% for Life Safety and Collapse Prevention, respectively.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings
 RC Column Modeling Parameters and Acceptance Criteria in ASCE 41-17



Wassim M. Ghannoum (2014 and 2015)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

RC Column Modeling Parameters and Acceptance Criteria in ASCE 41-17

ASCE 41-17

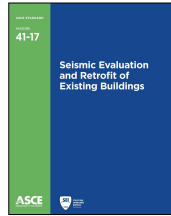


Table C10-2. Multipliers for Concrete Column Modeling Parameters to Achieve Specific Probabilities of Exceedance

Modeling Parameter	Multiplier to Achieve Probability of Exceedance			
	40%	25%	10%	
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height				
Reinforced concrete columns other than circular with spiral reinforcement or seismic hoops as defined in ACI 318	a	0.80	0.62	0.47
Reinforced concrete circular columns with spiral reinforcement or seismic hoops as defined in ACI 318	b	0.80	0.70	0.5
Reinforced concrete circular columns with spiral reinforcement or seismic hoops as defined in ACI 318	a	0.70	0.57	0.42
Reinforced concrete circular columns with spiral reinforcement or seismic hoops as defined in ACI 318	b	NA ^a	NA ^a	NA ^a
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height				
All columns	a	0.62	0.5	0.33
All columns	b	NA ^a	NA ^a	NA ^a

^a Multipliers not available due to limited test data.

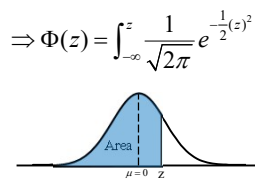
$$\theta_p(P_{fnew}) = \theta_{p,table} \exp \left\{ \zeta \left[\Phi^{-1}(P_{fnew}) - \Phi^{-1}(P_{ftable}) \right] \right\} \Rightarrow \sigma_y = \zeta = \sqrt{\ln(1 + \beta^2)} = ?$$

$$\begin{cases} P_{ftable} = 50\% \\ P_{f,40\%} = 40\% \\ P_{f,CP} = 25\% \\ P_{f,LS} = 10\% \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi^{-1}(0.50) = ? \\ \Phi^{-1}(0.40) = ? \\ \Phi^{-1}(0.25) = ? \\ \Phi^{-1}(0.10) = ? \end{cases}$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

RC Column Modeling Parameters and Acceptance Criteria in ASCE 41-17

Areas under the Normal Curve



- $\Rightarrow \Phi^{-1}(0.50) = 0.00$
- $\Rightarrow \Phi^{-1}(0.40) = -0.2533$
- $\Rightarrow \Phi^{-1}(0.25) = -0.6744$
- $\Rightarrow \Phi^{-1}(0.10) = -1.2815$

z	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
-3.4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002
-3.3	0.0005	0.0005	0.0005	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004
-3.2	0.0007	0.0007	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005
-3.1	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007
-3.0	0.0013	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010
-2.9	0.0019	0.0018	0.0018	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0014	0.0014	0.0013
-2.8	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0020	0.0019
-2.7	0.0035	0.0034	0.0033	0.0032	0.0031	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
-2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0041	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
-2.5	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
-2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
-2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
-2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
-2.1	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
-2.0	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
-1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0251	0.0244	0.0239	0.0233
-1.8	0.0359	0.0351	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
-1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
-1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
-1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
-1.4	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0721	0.0708	0.0694	0.0681
-1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0824
-1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
-1.1	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
-1.0	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1377
-0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
-0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922	0.1894	0.1867
-0.7	0.2420	0.2389	0.2356	0.2322	0.2286	0.2260	0.2234	0.2206	0.2177	0.2148
-0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2544	0.2511	0.2483	0.2455
-0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2776
-0.4	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
-0.3	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
-0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936	0.3897	0.3858
-0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4247
-0.0	0.5000	0.4960	0.4920	0.4880	0.4840	0.4801	0.4761	0.4721	0.4681	0.4641

z	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9725	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

RC Column Modeling Parameters and Acceptance Criteria in ASCE 41-17

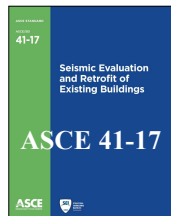


Table C10-2. Multipliers for Concrete Column Modeling Parameters to Achieve Specific Probabilities of Exceedance

Modeling Parameter	Multiplier to Achieve Probability of Exceedance		
	40%	25%	10%
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height			
Reinforced concrete columns other than circular with spiral reinforcement or seismic hoops as defined in ACI 318	a	0.80	0.47
	b	0.70	0.5
Reinforced concrete circular columns with spiral reinforcement or seismic hoops as defined in ACI 318	a	0.70	0.57
	b	NA ^a	NA ^a
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height	a	0.62	0.5
All columns	a	0.62	0.33
	b	NA ^a	NA ^a

^a Multipliers not available due to limited test data.

$$\theta_p(P_{f, new}) = \theta_{p, table} \exp\left\{\zeta\left[\Phi^{-1}(P_{f, new}) - \Phi^{-1}(P_{f, table})\right]\right\}$$

$$\sigma_y = \zeta = \sqrt{\ln(1 + \beta^2)} = ?$$

$$\begin{cases} P_{f, table} = 50\% \\ P_{f, 40\%} = 40\% \\ P_{f, CP} = 25\% \\ P_{f, LS} = 10\% \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi^{-1}(0.50) = 0.00 \\ \Phi^{-1}(0.40) = -0.2533 \\ \Phi^{-1}(0.25) = -0.6744 \\ \Phi^{-1}(0.10) = -1.2815 \end{cases}$$

$$\frac{\theta_p(P_{f, CP} = 25\%)}{\theta_{p, table}(P_{f, table} = 50\%)} = 0.70 \Rightarrow \theta_p(P_{f, CP} = 25\%) = 0.70b \Rightarrow \exp\left\{\zeta\left[-0.6744 - 0.00\right]\right\} = 0.70 \Rightarrow \sigma_y = \zeta = \frac{\ln 0.7}{-0.6744} = 0.5288$$

$$\theta_p(P_{f, new}) = \theta_{p, table} \exp\left\{\zeta\left[\Phi^{-1}(P_{f, new}) - \Phi^{-1}(P_{f, table})\right]\right\}$$

$$\begin{cases} \Rightarrow \frac{\theta_p(P_{f, LS})}{\theta_{p, table}} = \exp\left\{\zeta\left[\Phi^{-1}(P_{f, LS}) - \Phi^{-1}(P_{f, table})\right]\right\} \Rightarrow \frac{\theta_p(P_{f, LS})}{\theta_{p, table}} = \exp\left\{\zeta\left[\Phi^{-1}(0.10) - \Phi^{-1}(0.50)\right]\right\} \\ = \exp\left\{0.5288\left[-1.2815 - 0\right]\right\} = e^{-0.6778} = 0.5078 \\ \Rightarrow \frac{\theta_p(P_{f, 40\%})}{\theta_{p, table}} = \exp\left\{\zeta\left[\Phi^{-1}(P_{f, 40\%}) - \Phi^{-1}(P_{f, table})\right]\right\} \Rightarrow \frac{\theta_p(P_{f, 40\%})}{\theta_{p, table}} = \exp\left\{\zeta\left[\Phi^{-1}(0.40) - \Phi^{-1}(0.50)\right]\right\} \\ = \exp\left\{0.5288\left[-0.2533 - 0\right]\right\} = e^{-0.1340} = 0.8747 \end{cases}$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

RC Column Modeling Parameters and Acceptance Criteria in ASCE 41-17

۱- ارزیابی مجدد پارامترهای مدل سازی (MP) ستون های بتن آرمه برای تخمین مقدار میانه نتایج آزمایشگاهی $\Rightarrow P_f = 50\%$

The new updates for RC elements were based on 50% probability of exceedance instead of the lower-bound parameters that were adopted by FEMA 356, ASCE 41-06, ASCE 41-13 and ASCE 41-17.

۲- ارزیابی مذکور، از طریق پایگاه داده ستون های بتن آرمه که در سال ۲۰۱۲ توسعه داده شده بود انجام شد (حدود ۵۰۰ ستون بتن آرمه)

[Ghannoum, W. M., and Sivaramakrishnan, B. \(2012\). "ACI 369 Rectangular Column Database."](#)

[Ghannoum, W. M., and Sivaramakrishnan, B. \(2012\). "ACI 369 Circular Column Database."](#)

۳- ارائه منحنی Backbone برای ستون های دارای آرماتورگذاری عرضی اسپیرال و دورگیرها

۴- ارائه AC ها بر مبنای MP های جدید

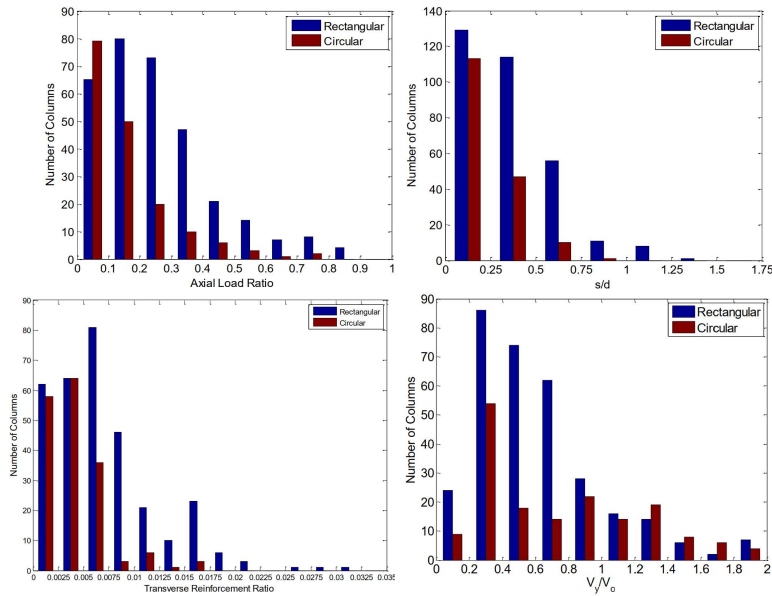
- محافظه کارهای لازم بایستی از طریق معیارهای پذیرش اعمال گردد و نه از طریق پارامترهای مدل سازی
- انتخاب AC به عنوان یک صدک مشخص براساس MP برای رسیدن به احتمال فراگذشت یکسان در تمامی المان ها

با همین فلسفه برای تغییر ستون های بتن آرمه در ASCE 41-17، MP و AC برای تیرها، گره های اتصال تیر-ستون، دیوارهای برشی و تیرهای همبند نیز در ASCE 41-23 تغییر خواهند کرد.

(Ghannoum and Matamoros 2014)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13

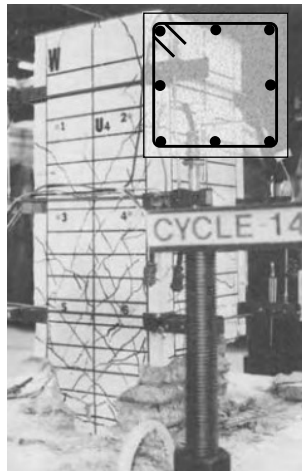


نسبت بارمحوری، فواصل خاموت‌ها، نسبت آرماتورهای عرضی و نسبت نیاز برشی به مقاومت برشی در پایگاه داده ستون‌های مستطیلی و دایره‌ای

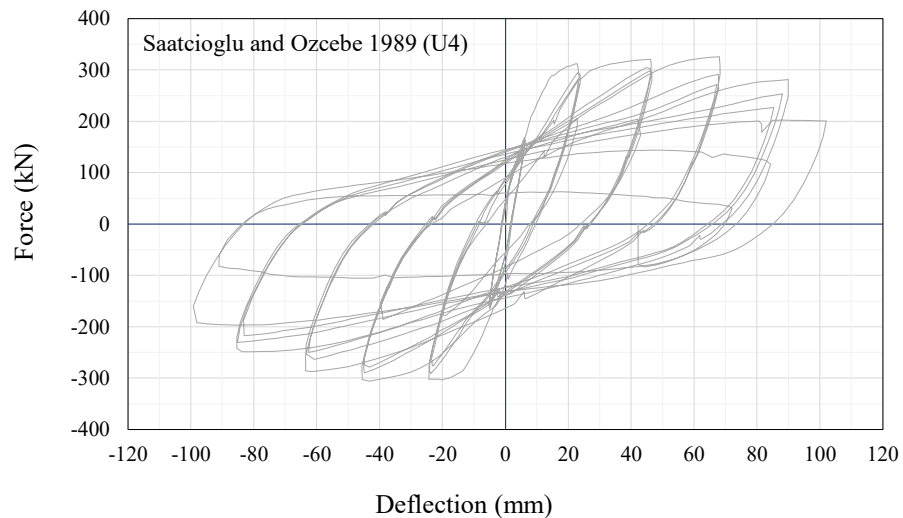
(Ghannoum and Matamoros 2014)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13

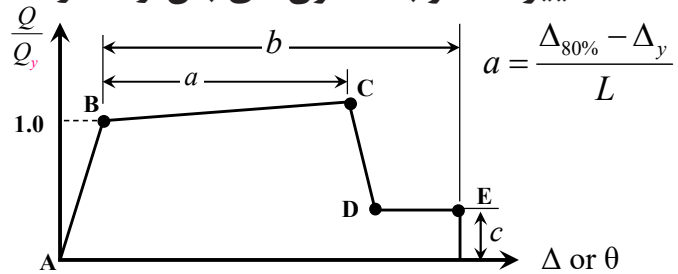
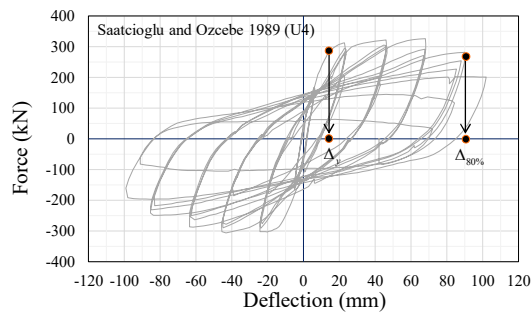


محاسبه مقادیر پارامترهای مدل‌سازی از طریق منحنی هیستریس ستون‌های بتن‌آرمه به دست می‌آید.



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13



$\Delta_{80\%}$ = lateral drift at which the lateral strength of an element degrades by 20% from peak

Δ_y = lateral drift at onset of significant inelastic deformations

L = column clear length

مقادیر a و b برای تمامی منحنی‌های هیستریزس ستون‌ها استخراج شده است. دریفت در اولین تغییر شکل‌های غیر خطی Δ_y براساس پیشنهاد Sezen and Moehle (2004) محاسبه شده است.

۱- ترسیم خط افقی نظیر V_{max}

۲- ترسیم خط افقی نظیر $0.7V_{max}$

۳- به دست آوردن محل تلاقی منحنی هیستریزس با خط افقی نظیر با $0.7V_{max}$

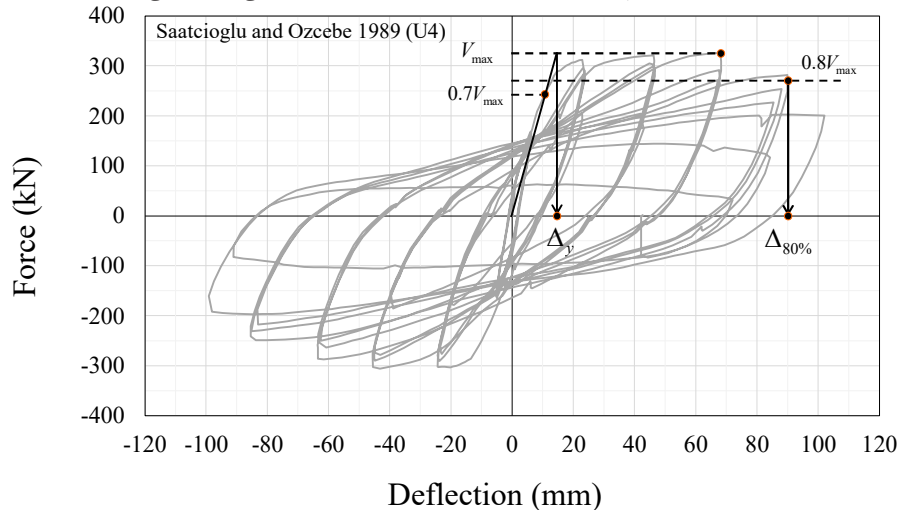
۴- ترسیم یک خط از مبدا مختصات به نقطه به دست آمده در مرحله ۳

۵- جابجایی نظیر با محل تلاقی خط ترسیم شده در مرحله ۴ با خط V_{max} برابر با جابجایی تسلیم می‌باشد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13

توجه: جابجایی نظیر تسلیم از روش مذکور، متفاوت از جابجایی تسلیمی خواهد بود که از طریق روش سختی موثر ASCE 41 به دست می‌آید. روش محاسبه سختی موثر در استاندارد ASCE 41 دارای تقریب بوده و برای جلوگیری از ورود این تقریب در محاسبه پارامترهای مدل‌سازی، در محاسبه a و b از آن سختی استفاده نمی‌شود.



$$a = \frac{\Delta_{80\%} - \Delta_y}{L}$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13

DEEDS Datasets Community About Support

NEES Database: ACI 369 Rectangular Columns https://datacenterhub.org/dataviewer/view/neesdatabases/db/ac/369_rectangular_column_database/

ID	References	First Author	Col.Name	Data File	Section depth (h) [in.]	Section width (b) [in.]	d1 [in.]	d2 [in.]	Clear Cover cc [in.]	lc [in.]	a [in.]	a/d1	Longi. bars along first face (perp.)	Bar dia. [in.]	Longi. bars along second face (perp.)	Bar dia. [in.]	Longi. bars in middle layers(perp.)	Lo
1	Nagasaki T. (1952). 'Effectiv...	Nagasaki	HPRC10-63	1.csv	7.87	7.87	6.94	6.94	0.47	23.62	11.81	1.70	2	0.50	2	0.50	0	0
10	Bett B. J. K. Richard E. J. Jir...	Bett	UNIT_1_1	10.csv	12.01	12.01	10.41	10.41	0.98	35.93	17.91	1.72	3	0.75	3	0.75	2	1
100	Kokusho S. Reported by Hir...	Kokusho	KO_373	100.csv	7.87	7.87	6.69	6.69	0.61	19.68	19.68	2.94	2	0.62	2	0.62	0	0
101	Kokusho S., Fukuhara M. Re...	Kokusho & Fukuhara	KO_452	101.csv	7.87	7.87	6.69	6.69	0.55	19.68	19.68	2.94	2	0.75	2	0.63	0	0
102	Kokusho S., Fukuhara M. Re...	Kokusho & Fukuhara	KO_454	102.csv	7.87	7.87	6.69	6.69	0.49	19.68	19.68	2.94	2	0.87	2	0.63	0	0
103	Yalcin C. (1973). Seismic Eva...	Yalcin	BA-S1	103.csv	21.65	21.65	18.75	18.75	1.97	58.66	58.66	3.12	4	0.99	4	0.99	2	2
104	Elwood J. J. & M. Jack P. (20...	Elwood	Specimen1	104.csv	9.00	9.00	7.76	7.76	0.80	57.99	29.00	3.74	3	0.50	3	0.50	2	1
105	Elwood J. J. & M. Jack P. (20...	Elwood	Specimen2	105.csv	9.00	9.00	7.76	7.76	0.80	57.99	29.00	3.74	3	0.50	3	0.50	2	1
106	Priestley M. J. N. S. F., Xiao...	Verme	UnivRLA	106.csv	24.00	16.00	22.50	14.50	0.87	96.00	48.00	2.13	5	0.75	5	0.75	2	6
107	Saatoglu M. O. Guney (198...	Saatoglu	U2	107.csv	13.78	13.78	12.01	12.01	0.89	39.37	39.37	3.28	3	0.98	3	0.98	2	1
108	Esaki F. (1996). Reinforcing ...	Esaki	H-2-1_3	108.csv	7.87	7.87	6.89	6.89	0.49	31.50	15.75	2.29	3	0.51	3	0.51	2	1
109	Esaki F. (1996). Reinforcing ...	Esaki	H-2-1_5	109.csv	7.87	7.87	6.89	6.89	0.49	31.50	15.75	2.29	3	0.51	3	0.51	2	1
11	Aboutaha R. S. E. M. D., Jira...	Aboutaha	SC3	11.csv	18.00	36.00	15.64	33.64	1.50	48.00	48.00	3.07	8	0.98	8	0.98	0	0
110	Esaki F. (1996). Reinforcing ...	Esaki	HT-2-1_3	110.csv	7.87	7.87	6.89	6.89	0.49	31.50	15.75	2.29	3	0.51	3	0.51	2	1
111	Esaki F. (1996). Reinforcing ...	Esaki	HT-2-1_5	111.csv	7.87	7.87	6.89	6.89	0.49	31.50	15.75	2.29	3	0.51	3	0.51	2	1
112	Lynn A. (1999). Seismic Eval...	Lynn A.		112.csv														


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13

DEEDS Datasets Community About Support

NEES Database: ACI 369 Circular Columns https://datacenterhub.org/dataviewer/view/neesdatabases/db/ac/369_circular_column_database/

ID	References	Authors	Col.Name	Data File	Section diameter D [in.]	d [in.]	Clear Cover cc [in.]	lc [in.]	a [in.]	a/d	No. of bars	Angle [degrees]	Bar dia. [in.]	fy (longi. reinf.) [ksi]	pl (longi. reinf.)	Trans. reinf. legs perp. to load	Trans. reinf. legs part. to load	Trans. bar dia. [in.]	Spacing [in.]
1	Ang Beng Ghee; Priestley M. J. N.	Ang, Beng Ghee	UNIT4	1.csv	15.75	12.60	0.59	31.50	31.50	2.50	20	0	0.63	43220	0.0320	2	2	0.39	6.50
10	Arakawa T. H. Ming Xuan A. ...	Arakawa	UNIT1	10.csv	10.83	8.66	0.67	23.62	11.81	1.36	12	0	0.63	53070	0.0385	2	2	0.24	3.94
100	Stone W. C. & C. Geraldine ...	Stone	NIST-Model-N2	100.csv	9.84	7.87	0.33	29.53	29.53	3.75	25	0	0.28	64670	0.0196	2	2	0.12	0.35
101	Stone W. C. & C. Geraldine ...	Stone	NIST-Model-N3	101.csv	9.84	7.87	0.33	59.06	59.06	7.50	25	0	0.28	64670	0.0196	2	2	0.11	0.55
102	Stone W. C. & C. Geraldine ...	Stone	NIST-Model-N4	102.csv	9.84	7.87	0.33	29.53	29.53	3.75	25	0	0.28	64670	0.0196	2	2	0.12	0.35
103	Stone W. C. & C. Geraldine ...	Stone	NIST-Model-N5	103.csv	9.84	7.87	0.33	29.53	29.53	3.75	25	0	0.28	64670	0.0196	2	2	0.12	0.35
104	Stone W. C. & C. Geraldine ...	Stone	NIST-Model-N6	104.csv	9.84	7.87	0.33	59.06	59.06	7.50	25	0	0.28	64670	0.0196	2	2	0.11	0.55
105	Siryok K. (1975). Aseismic ...	Kenchiku Siryok	BR1-No.2	105.csv	9.84	7.87	1.40	29.53	14.76	1.88	4	0	0.38	57855	0.0046	2	2	0.35	1.97
106	Siryok K. (1975). Aseismic ...	Kenchiku Siryok	BR1-No.3-w1220s	106.csv	9.84	7.87	1.38	39.37	19.69	2.50	8	0	0.37	54375	0.0091	2	2	0.23	2.48
107	Siryok K. (1975). Aseismic ...	Kenchiku Siryok	BR1-No.3-w1270s	107.csv	9.84	7.87	1.40	39.37	19.69	2.50	8	0	0.63	50025	0.0254	2	2	0.35	1.65
108	Arakawa T. H. Ming Xuan A. ...	Arakawa	No.16	108.csv	10.83	8.66	0.67	35.43	17.72	2.05	12	0	0.63	52635	0.0385	2	2	0.24	1.38
109	Arakawa T. H. Ming Xuan A. ...	Arakawa	No.20	109.csv	10.83	8.66	0.67	35.43	17.72	2.05	12	0	0.63	52635	0.0385	2	2	0.24	1.38
11	Arakawa T. H. Ming Xuan A. ...	Arakawa	UNIT2	11.csv	10.83	8.66	0.67	23.62	11.81	1.36	12	0	0.63	53070	0.0385	2	2	0.24	1.97
110	Arakawa T. H. Ming Xuan A. ...	Arakawa	No.21	110.csv	10.83	8.66	0.67	47.24	23.62	2.73	12	0	0.63	52635	0.0385	2	2	0.24	2.95
111	Arakawa T. H. Ming Xuan A. ...	Arakawa	No.26	111.csv	10.83	8.66	0.67	47.24	23.62	2.73	12	0	0.63	52635	0.0385	2	2	0.24	2.95
112	Kunath S. K. B. Bathy Ashv...			112.csv															

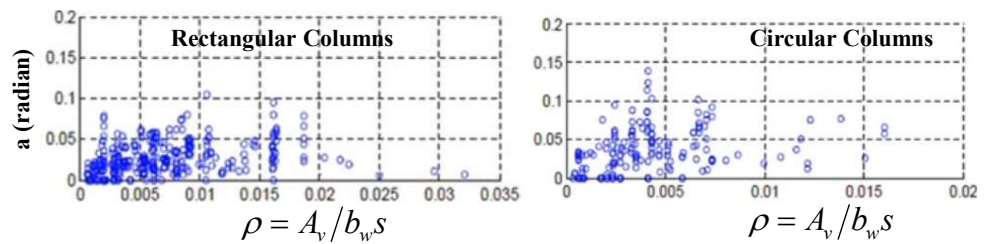
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 


تغییرات ضوابط ستون‌های بتن آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

ASCE 41-13 :
 $0.002 \leq \rho_t \leq 0.006$

Conditions	Modeling Parameters*			Acceptance Criteria*			
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)			
	a	b		Performance Level			
			IO	LS	CP		
Condition i. ^b							
$\frac{P}{A_g f'_c} \leq 0.1$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$ ≥ 0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005



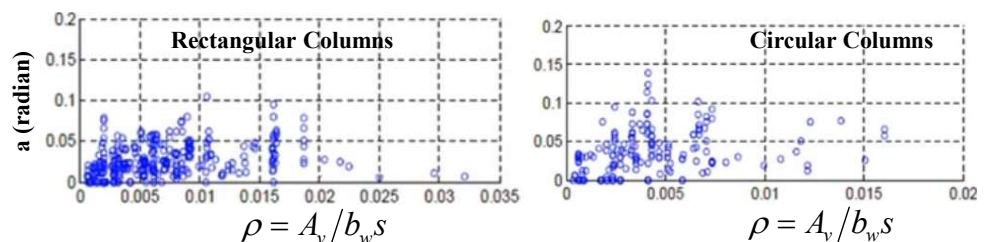
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 


تغییرات ضوابط ستون‌های بتن آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

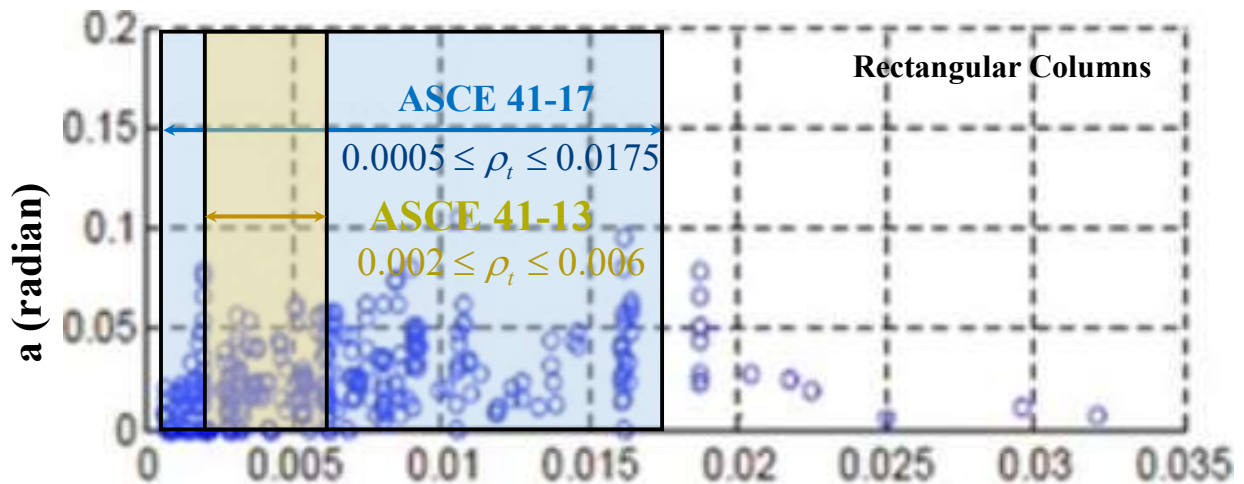
ASCE 41-17

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
Plastic Rotation Angles, a and b (radians) Residual Strength Ratio, c	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a	$0.15 a$	$0.5 b^b$	$0.7 b^b$
$a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_c E} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{Cw(OE)}} \right) \geq 0.0$			
For $\frac{N_{UD}}{A_g f'_c E} \leq 0.5$ $b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_c E} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_c E}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^a$			
$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_c E} \geq 0.0$			
	$0.0005 \leq \rho_t \leq 0.0175$		




Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13

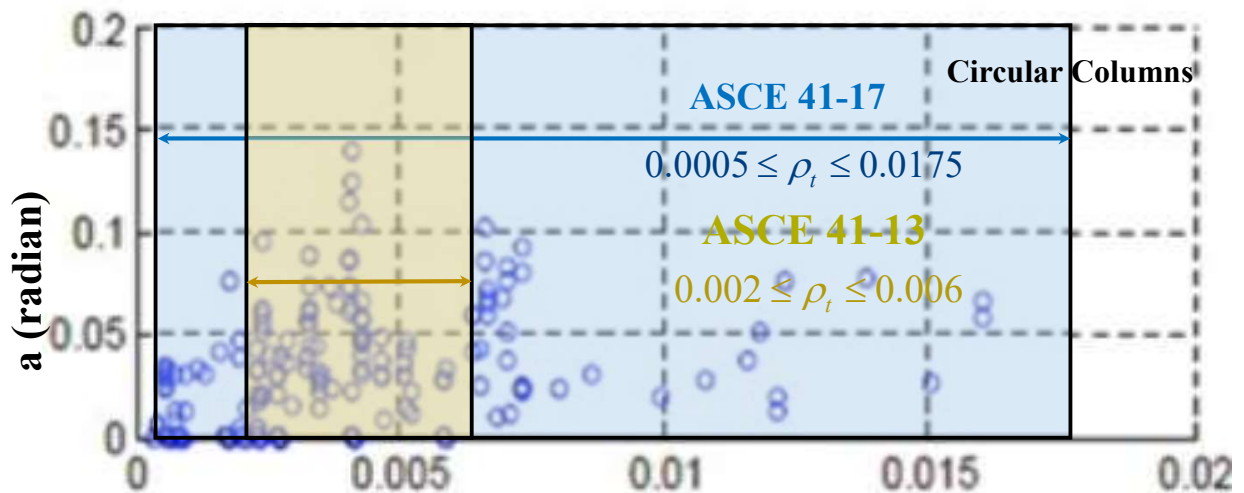


$$\rho_t = A_v / b_w s$$

(Ghannoum and Matamoros 2014)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13



$$\rho_t = A_v / b_w s$$

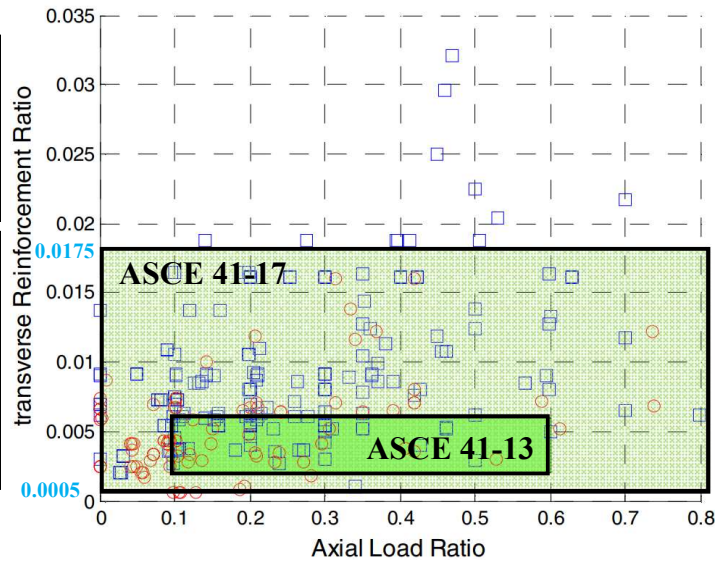
(Ghannoum and Matamoros 2014)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns						
ASCE 41-13			Modeling Parameters ^a		Acceptance Criteria ^a	
$0.002 \leq \rho_t \leq 0.006$			Plastic Rotation Angle (radians)		Plastic Rotations Angle (radians)	
			a	b	c	IO LS CP
Condition 1 ^b						
$\rho = \frac{A_s}{A_g}$						
≥ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003 0.009 0.010
≥ 0.1	≥ 0.002		0.027	0.034	0.2	0.005 0.027 0.034
≥ 0.6	≥ 0.002		0.005	0.005	0.0	0.002 0.004 0.005

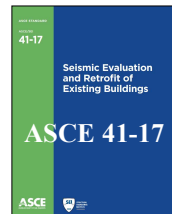
Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318						
ASCE 41-17			Modeling Parameters		Acceptance Criteria	
Plastic Rotation Angles, a and b (radians)			Plastic Rotation Angle (radians)		Plastic Rotations Angle (radians)	
Residual Strength Ratio, c					Performance Level	
			IO	LS	CP	
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a						
$a = \begin{cases} 0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 0.63 \eta - 0.023 \frac{V_{cE}}{V_{cOE}} \geq 0.0 \\ \leq 0.005 \end{cases}$			$0.15 a$		$0.5 b^c$	
For $\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \leq 0.5$			$b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f_{cE}} - \eta} - 0.01 \geq a^d$		$0.7 b^c$	
$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \geq 0.0$			$0.0005 \leq \rho_t \leq 0.0175$			



(Ghannoum and Matamoros 2014)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

RC Column Modeling Parameters and Acceptance Criteria in ASCE 41-17

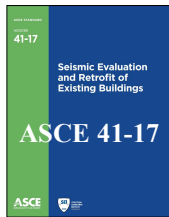


C10.4.2.2.2 Nonlinear Static Procedure.

پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش (ستون‌های بتن‌آرمه) مشخص شده در جداول ۸-۱۰ و ۹-۱۰ از استاندارد ASCE 41-17 براساس نتایج آزمایشگاهی ۵۲۹ ستون بتن‌آرمه به دست آمده است. این پایگاه داده که به ستون‌های بتن‌آرمه ACI 369 معروف است، شامل ۳۱۹ ستون مستطیلی و ۱۷۱ ستون دایره‌ای بدون وصله پوششی بوده (Ghannoum and Sivaramakrishnan 2012 a, b) و ۳۹ ستون مستطیلی آن دارای وصله پوششی می‌باشد (Ghannoum 2017). اغلب ستون‌های دایره‌ای مذکور، دارای آرماتور عرضی اسپیرال می‌باشند. پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش ستون‌ها مستطیلی در جدول ۸-۱۰ و برای ستون‌های دایره‌ای با آرماتورهای عرضی اسپیرال و دورگیرها (آرماتورهای عرضی دایروی) در جدول ۹-۱۰ ارائه شده است. برای ستون‌های دایره‌ای تسلیح شده توسط تنگ‌ها (ties) که ضوابط دورگیرهای لرزه‌ای (seismic hoops) از ACI 318 را اغنا نمی‌کنند بایستی از جدول ۸-۱۰ استفاده کرد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13



C10.4.2.2.2 Nonlinear Static Procedure.

مطابق با جداول ۸-۱۰ و ۹-۱۰ برای ستون‌هایی که رفتار آنها به وسیله "طول مهاری ناکافی" و "طول وصله پوششی ناکافی" کنترل نمی‌شود، پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش به ۳ پارامتر وابسته می‌باشد. این پارامترها عبارتند از:

1.2.2 Notations

N_{UD} = Member design axial force evaluated based on Eq. (7-34) of ASCE 41, Chapter 10

۱- نسبت بار محوری ($N_{UD}/A_g f'_{cE}$)

۲- نسبت آرماتورهای عرضی ($\rho_t = A_v/b_w s$)

ratio of shear demand at flexural yielding to shear capacity (V_{yE}/V_{Co10E}).

۳- نسبت نیاز برشی در تسلیم خمشی به ظرفیت برشی (V_{yE}/V_{Co10E})

Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

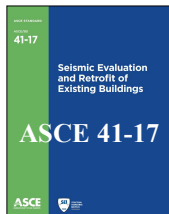
$$a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{Co10E}} \right) \geq 0.0$$

Reinforced Concrete Circular Columns with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

$$a = \left(0.06 - 0.06 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 1.3 \rho_t - 0.037 \frac{V_{yE}}{V_{Co10E}} \right) \geq 0.0$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13



C10.4.2.2.2 Nonlinear Static Procedure.

مطابق با جداول ۸-۱۰ و ۹-۱۰ برای ستون‌هایی که رفتار آنها به وسیله "طول مهاری ناکافی" و "طول وصله پوششی ناکافی" کنترل نمی‌شود، پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش به ۳ پارامتر وابسته می‌باشد. این پارامترها عبارتند از:

۱- نسبت بار محوری ($N_{UD}/A_g f'_{cE}$)

۲- نسبت آرماتورهای عرضی ($\rho_t = A_v/b_w s$)


۳- نسبت نیاز برشی در تسلیم خمشی به ظرفیت برشی (V_{yE}/V_{Co10E})

Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

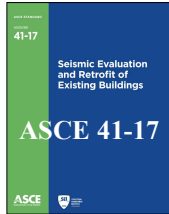
$$\text{For } \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5 \Rightarrow b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{y1E}}} - 0.01 \geq a$$

Reinforced Concrete Circular Columns with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

$$\text{For } \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5 \Rightarrow b = \frac{0.65}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{y1E}}} - 0.01 \geq a$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13



C10.4.2.2.2 Nonlinear Static Procedure.

مطابق با جداول ۸-۱۰ و ۹-۱۰ برای ستون‌هایی که رفتار آنها به وسیله "طول مهاری ناکافی" و "طول وصله پوششی ناکافی" کنترل نمی‌شود، پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش به ۳ پارامتر وابسته می‌باشد. این پارامترها عبارتند از:

$$۱- \text{نسبت بار محوری } (N_{UD}/A_g f'_{cE})$$

$$۲- \text{نسبت آرماتورهای عرضی } (\rho_t = A_v/b_w s)$$


$$۳- \text{نسبت نیاز برشی در تسلیم خمشی به ظرفیت برشی } (V_{yE}/V_{CoIE})$$

Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

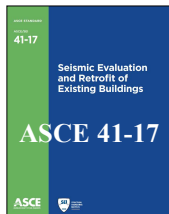
$$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$$

Reinforced Concrete Circular Columns with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

$$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13



C10.4.2.2.2 Nonlinear Static Procedure.

مطابق با جداول ۸-۱۰ و ۹-۱۰ برای ستون‌هایی که رفتار آنها به وسیله "طول مهاری ناکافی" و "طول وصله پوششی ناکافی" کنترل نمی‌شود، پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش به ۳ پارامتر وابسته می‌باشد. این پارامترها عبارتند از:

$$۱- \text{نسبت بار محوری } (N_{UD}/A_g f'_{cE})$$

$$۲- \text{نسبت آرماتورهای عرضی } (\rho_t = A_v/b_w s)$$

$$۳- \text{نسبت نیاز برشی در تسلیم خمشی به ظرفیت برشی } (V_{yE}/V_{CoIE})$$

Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

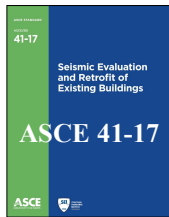
$$IO = 0.15a \leq 0.005, \quad LS = 0.50b, \quad CP = 0.70b$$

Reinforced Concrete Circular Columns with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

$$IO = 0.15a \leq 0.005, \quad LS = 0.50b, \quad CP = 0.70b$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13



C10.4.2.2.2 Nonlinear Static Procedure.

مطابق با جداول ۸-۱۰ و ۹-۱۰ برای ستون‌هایی که رفتار آنها به وسیله "طول مهاری ناکافی" و "طول وصله پوششی ناکافی" کنترل نمی‌شود، پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش به ۳ پارامتر وابسته می‌باشد. این پارامترها عبارتند از:

Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

1- Design Axial Load Ratio $\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}}$

$$a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{Col0E}} \right) \geq 0.0$$

1.2.2 Notations

N_{UD} = Member design axial force evaluated based on Eq. (7-34) of ASCE 41, Chapter 10

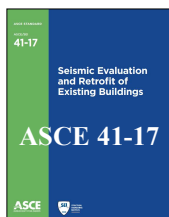
- N_{UD} shall be the maximum compressive axial load accounting for the effects of lateral forces as described in Eq. (7-34).
- Alternatively, it shall be permitted to evaluate N_{UD} based on a limit-state analysis

استاندارد ASCE 41-17، روش اصلی محاسبه نسبت نیروی محوری طراحی را به فرمول ۷-۳۴ ارجاع می‌دهد. مبنای محاسباتی این فرمول براساس روش استاتیکی خطی یا روش دینامیکی طیفی خطی می‌باشد.

در بخش پایین جدول ۸-۱۰ و ۹-۱۰ از استاندارد ASCE 41-17، استفاده از تحلیل حالت حدی برای محاسبه "نیروی محوری طراحی" ستون‌ها به عنوان یک روش جایگزین معرفی می‌شود.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13



۱- نسبت بار محوری ($N_{UD}/A_g f_{cE}$)

7.5.2.1.1 Deformation-Controlled Actions for LSP or LDP. Deformation-controlled actions, Q_{UD} , shall be calculated in accordance with Eq. (7-34):

$$Q_{UD} = Q_G + Q_S \quad (7-34)$$

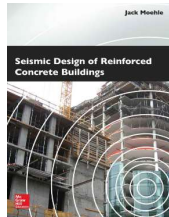
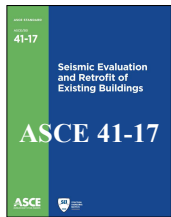
Q_{UD} = Deformation-controlled action caused by gravity loads and earthquake forces.

Q_G = Action caused by gravity loads as defined in Section 7.2.2

Q_E = Action caused by the response to the selected Seismic Hazard Level calculated using either Section 7.4.1 or Section 7.4.2;

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13



1- Design Axial Load Ratio $\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}}$

Alternatively, it shall be permitted to evaluate N_{UD} based on a limit-state analysis.

Chapter 12 Special Moment Frames

12.4.3 Member Forces

Column Axial Load

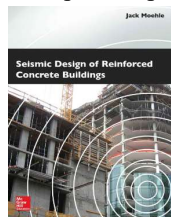
Column axial loads can be determined based on analysis of the building frame under appropriate load combinations. Where a nonlinear analysis model is subjected to multiple ground motions, the axial loads can be extracted directly from the analysis results and used without further modification. Linear structural analysis models using seismic forces reduced by response modification factor R will generally underestimate the variation of axial forces due to earthquake shaking, mainly because of overstrength built into the yielding members (mainly beams).

بارهای محوری ستون‌ها را می‌توان براساس تحلیل ساختمان تحت ترکیب بارهای مناسب به دست آورد. در صورت استفاده از تحلیلی تاریخیچه زمانی غیرخطی براساس چندین رکورد زلزله، می‌توان بارهای محوری ستون را بدون اصلاح خاصی مستقیماً از نتایج تحلیل استخراج کرد. در تحلیل‌های خطی نیروهای زلزله به وسیله ضریب رفتار (R) کاهش می‌یابد. این کاهش باعث می‌شود تحلیل‌های خطی تخمین بسیار پایینی از نیروی‌های محوری ستون ارائه دهند. این موضوع عمدتاً به دلیل اضافه مقاومت اعضای تسلیم شونده (عمدتاً تیرها) می‌باشد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13

We can establish an upper bound to the column axial forces using limit analysis and the assumption that the frame has developed the intended beam-yielding mechanism (Figure 12.27). The beam probable shear forces, V_{pr} , known from equilibrium of the yielding beam are applied to the joint faces of the column over the building height. The sum of these shear forces plus the weight of the column and any other loads supported by the column (including beams framing in the transverse direction and cladding) are summed from the roof level to the level of interest to obtain the upper-bound column axial force. (Note that a somewhat higher force would be obtained if we considered vertical earthquake input motion, but that is not done in typical design-office practice.)



Chapter 12 Special Moment Frames

کران بالای نیروی محوری ستون‌ها را می‌توان از طریق تحلیل حدی و با فرض مکانیزم تسلیم در تیرها به دست آورد (شکل ۱۲-۲۷). نیروی‌های برشی محتمل تیر، V_{pr} ، که از طریق تعادل در تیر تسلیم شده به دست آمده است در سراسر ارتفاع ساختمان به وجوه اتصال ستون اعمال می‌شود. مجموع نیروی‌های برشی مذکور به همراه وزن ستون و سایر نیروهای که توسط ستون تحمل می‌شود (نظیر نیروهای برشی محتمل تیرهای متصل به ستون در قاب‌های عرضی و پوشش نما) از تراز بام تا تراز ستون مورد نظر جمع شده و حد بالای نیروی محوری ستون مورد نظر را ارائه می‌کند (اگر مولفه قائم زلزله وارد محاسبات شود کران بالای نیروی محوری ستون بزرگتر هم خواهد شد ولی این روند دفاتر طراحی مرسوم نمی‌باشد).

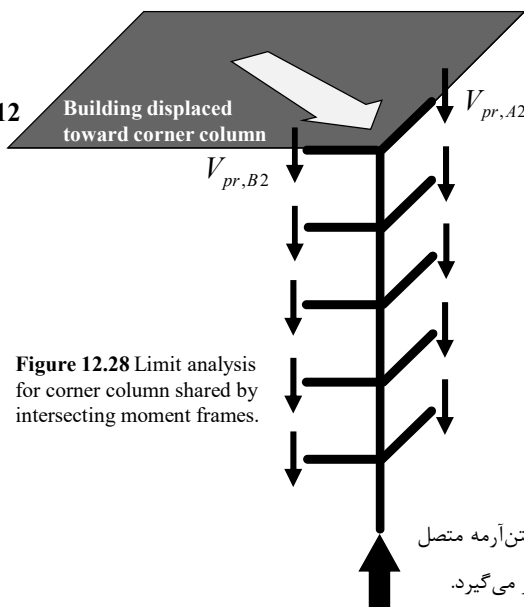
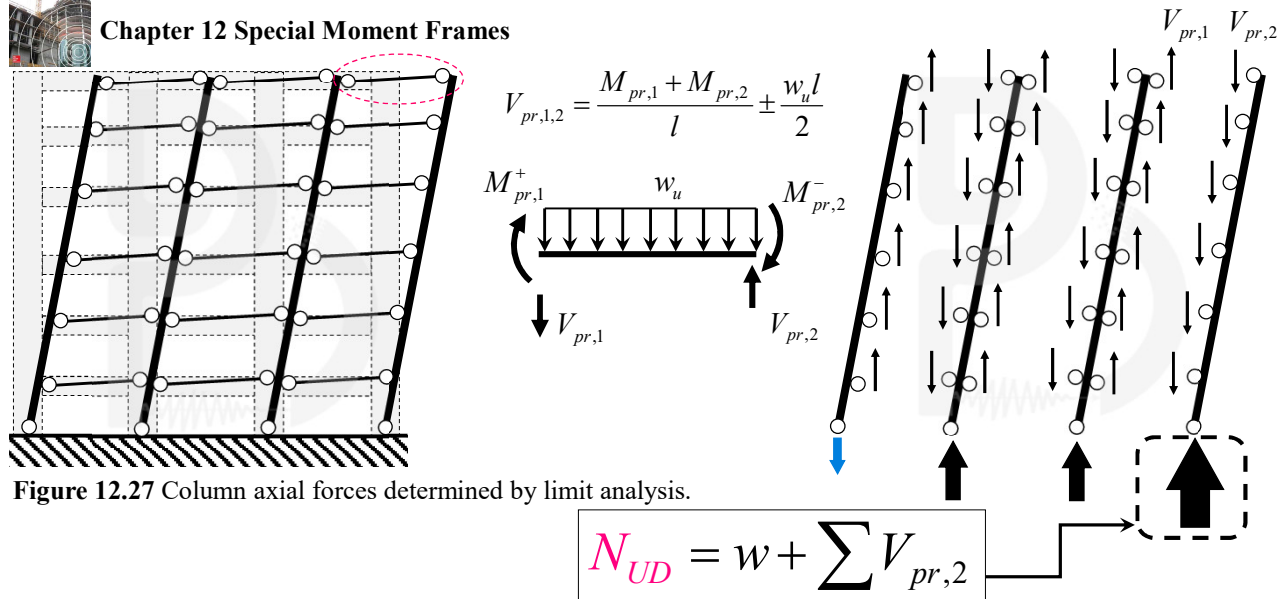


Figure 12.28 Limit analysis for corner column shared by intersecting moment frames.

We can follow the same limit analysis procedure, but with beam yielding in two directions, to calculate upper-bound axial forces in corner columns (Figure 12.28). The relatively high vulnerability of corner columns, observed from damage in some past earthquakes, is partly due to this bi-directional loading effect.

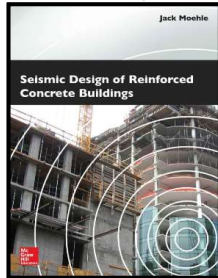
برای محاسبه کران بالای نیروی محوری ستون‌های گوشه، می‌توان روند تحلیل حدی مذکور را برای تسلیم تیرها در دو راستا بکار گرفت (شکل ۱۲-۲۸). آسیب‌پذیری بالای ستون‌های گوشه تا حد زیادی ناشی از بارگذاری دو جهته است، این آسیب‌پذیری در زلزله‌های گذشته مشاهده شده است.

$$N_{UD} = w + \sum V_{pr,A2} + \sum V_{pr,B2}$$

نیروی محوری نهائی در ستون‌های بتن‌آرمه وابسته به مکانیزم تسلیم در تیرهای بتن‌آرمه متصل به ستون می‌باشد. در ادامه مکانیزم‌های تسلیم در تیرهای بتن‌آرمه مورد بررسی قرار می‌گیرد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Beam-yielding mechanisms (reversing & non-reversing beam plastic hinges)



RC Beam-Yielding Mechanisms

مکانیزم‌های تسلیم در تیرهای بتن آرمه

Reversing Beam Plastic Hinges

مفاصل پلاستیک معکوس شونده در تیرهای بتن آرمه

Non-Reversing Beam Plastic Hinges

مفاصل پلاستیک غیر معکوس شونده در تیرهای بتن آرمه



Location of Plastic Hinges in Beams

Reversing Plastic Hinges

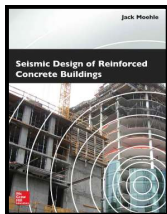
مفاصل پلاستیک معکوس شونده در تیرهای بتن آرمه

Uni-Directional Plastic Hinges

مفاصل پلاستیک یکطرفه در تیرهای بتن آرمه

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Beam-yielding mechanisms (reversing & non-reversing beam plastic hinges)

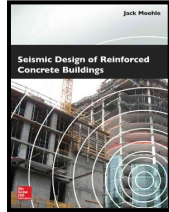


Beam-Yielding Mechanisms

We have assumed that beam yielding occurs at the face of the beam-column joint, but this is not necessarily the case. For long beam spans or heavy gravity loads, yielding might occur away from the face of the beam-column joint. **This is an undesirable behavior that should be avoided through design.** Ideally, beam yielding in a special moment frame will occur within the specially detailed lengths of the beams adjacent to the joint faces (Figure 12.18a). This type of yielding will occur if the beam is relatively short and the gravity loads are relatively low compared with seismic design effects. Where this occurs, the beam plastic hinges undergo yielding reversals as the building sways back and forth. This is the intended behavior.

در روند طراحی لرزه‌ای فرض می‌شود که مفاصل پلاستیک تیرهای بتنی در وجه اتصال تیر-ستون تشکیل خواهند شد، لیکن الزاماً همواره چنین حالتی رخ نمی‌دهد. برای تیرهای با دهانه‌های بلند و دارای بارهای ثقلی سنگین، تسلیم تیرها ممکن است دور از بر اتصال تیر-ستون رخ دهد. چنین مکانیزمی نامطلوب بوده و بایستی در روند طراحی از آن جلوگیری شود. به طور ایده‌آل، تسلیم تیر در قاب خمشی ویژه در محدوده‌ای از تیر که با جزئیات ویژه آرماتور گذاری شده است رخ خواهد داد. این نوع از تسلیم در تیرهایی رخ می‌دهد که طول نسبتاً کوتاهی دارند و بارهای ثقلی آنها در مقایسه با اثرات ناشی از زلزله نسبتاً کم می‌باشد. هرچایی که چنین مکانیزم تسلیمی رخ دهد، در روند بارگذاری چرخه‌ای ناشی از زلزله مفاصل پلاستیک تیر تسلیم‌های معکوس شونده‌ای را تجربه خواهند کرد. به عبارت بهتر محل تسلیم لنگر مثبت و لنگر منفی تیر در یک محل خواهد بود و با تغییر جهت بارگذاری تغییری نمی‌کند. این مکانیزم تسلیم در تیرهای بتنی مکانیزم مطلوب در طراحی لرزه‌ای است.

Beam-yielding mechanisms (reversing & non-reversing beam plastic hinges)

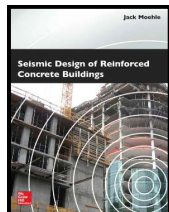


Beam-Yielding Mechanisms

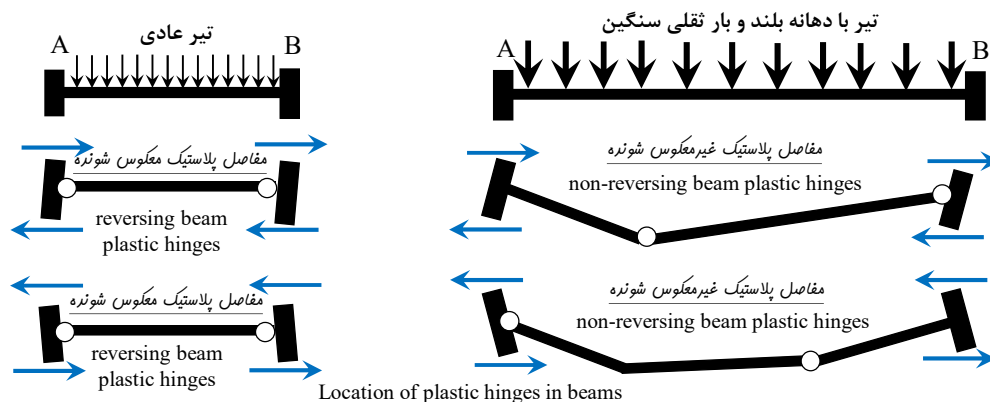
In contrast, if gravity moments are relatively large compared with earthquake-induced moments, then a less desirable behavior can occur (Figure 12.18b). As the beam is deformed by the earthquake, the moments reach the plastic moment strengths in negative moment at the column face and in positive moment away from the column face. The deformed shape is shown. Upon reversal, the same situation occurs, but on opposite ends of the beam. Thus, beam plastic hinges do not reverse when the loading direction reverses. Under multiple yielding cycles, the plastic hinge rotations increase progressively. For long earthquake ground motions with multiple yielding cycles, the accumulated rotations can exceed rotation capacities and vertical movement of the floor can exceed serviceable values.

در مقابل اگر لنگرهای خمشی ناشی از ثقل، نسبتاً بزرگتر از لنگرهای ناشی از زلزله باشند مکانیزم تسلیم در تیرهای خمشی شبیه شکل سمت راست خواهد بود. مکانیزم مطلوب لرزه‌ای شبیه به شکل چپ می‌باشد، مکانیزم تسلیم سمت راست **مطلوبیت کمتری** دارد. ممان منفی همواره در بر اتصال ماکزیمم بوده لذا مفاصل پلاستیک در ممان منفی در براتصال تشکیل می‌شود. ممان مثبت برای تیرهای سمت چپ در بر اتصال بوده ولی مفاصل پلاستیک نظیر با ممان مثبت در تیرهای سمت راست در محدوده‌ای دور از بر اتصال تشکیل خواهد شد. در تیرهای سمت راست، پس تغییر جهت بارگذاری وضعیت مشابه برای ممان مثبت در سمت دیگر نیز به وجود خواهد آمد، به عبارت بهتر با معکوس شدن جهت بارگذاری لرزه‌ای مفصل پلاستیک نظیر معکوس نخواهد شد. تحت چندین سیکل تسلیم شونده ناشی از زلزله مقدار دوران پلاستیک در مفصل پلاستیک به صورت پیشرونده افزایش می‌یابد. در زلزله‌های با مدت زمان طولانی با چندین سیکل تسلیم شونده، دوران‌های تجمعی می‌توانند از ظرفیت دورانی تجاوز کرده و باعث تغییرشکل قائم در سقف شوند. تغییرشکل تیرهای با مفاصل غیرمعکوس شونده در تصاویر قابل ملاحظه است.

Beam-yielding mechanisms (reversing & non-reversing beam plastic hinges)

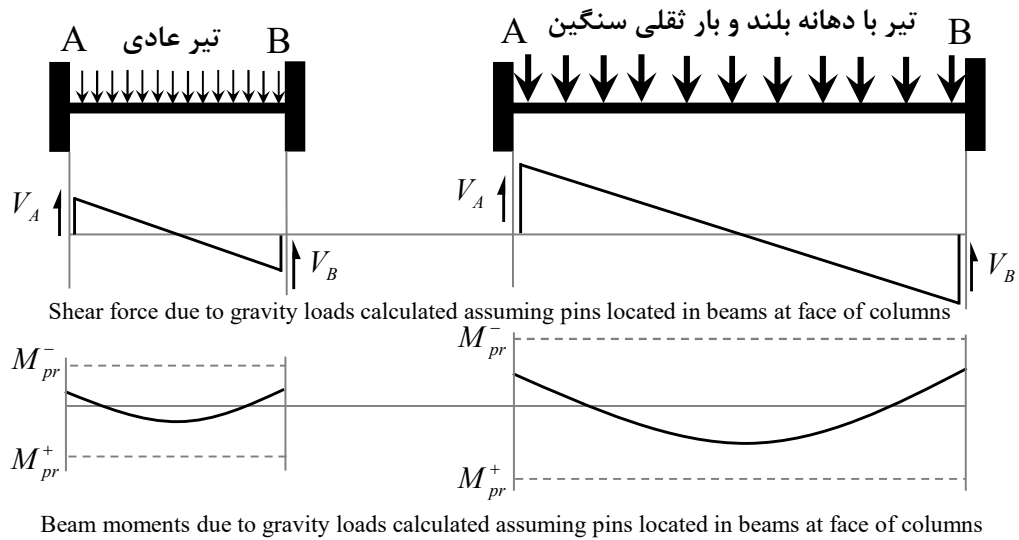
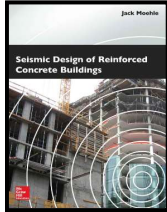


در مقابل اگر لنگرهای خمشی ناشی از ثقل، نسبتاً بزرگتر از لنگرهای ناشی از زلزله باشد مکانیزم تسلیم در تیرهای خمشی شبیه شکل سمت راست خواهد بود. مکانیزم **مطلوب لرزه‌ای** شبیه به شکل چپ می‌باشد، مکانیزم تسلیم سمت راست **مطلوبیت کمتری** دارد. ممان منفی همواره در بر اتصال ماکزیمم بوده لذا مفاصل پلاستیک در ممان منفی در براتصال تشکیل می‌شود. ممان مثبت برای تیرهای سمت چپ در بر اتصال بوده ولی مفاصل پلاستیک نظیر با ممان مثبت در تیرهای سمت راست در محدوده‌ای دور از بر اتصال تشکیل خواهد شد. در تیرهای سمت راست، پس تغییر جهت بارگذاری وضعیت مشابه برای ممان مثبت در سمت دیگر نیز به وجود خواهد آمد، به عبارت بهتر با معکوس شدن جهت بارگذاری لرزه‌ای مفصل پلاستیک نظی معکوس نخواهد شد. تحت چندین سیکل تسلیم شونده ناشی از زلزله مقدار دوران پلاستیک در مفصل پلاستیک به صورت پیشرونده افزایش می‌یابد. در زلزله‌های با مدت زمان طولانی با چندین سیکل تسلیم شونده، دوران‌های تجمعی می‌توانند از ظرفیت دورانی تجاوز کرده و باعث تغییرشکل قائم در سقف شوند. تغییرشکل تیرهای با مفاصل غیرمعکوس شونده در تصاویر قابل ملاحظه است.



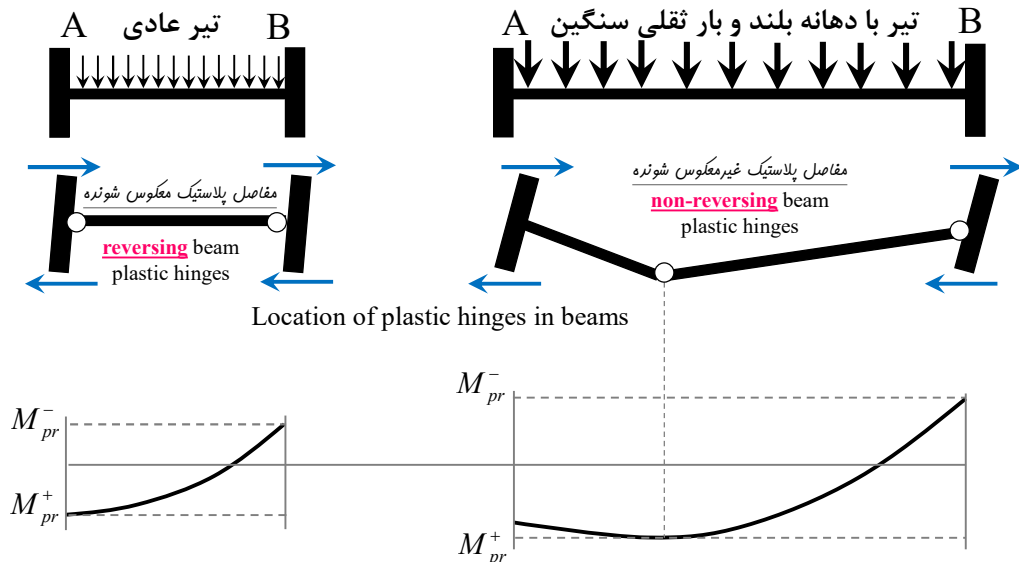
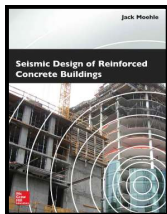
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Beam-yielding mechanisms (reversing & non-reversing beam plastic hinges)



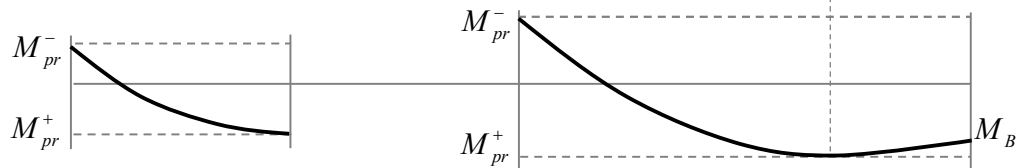
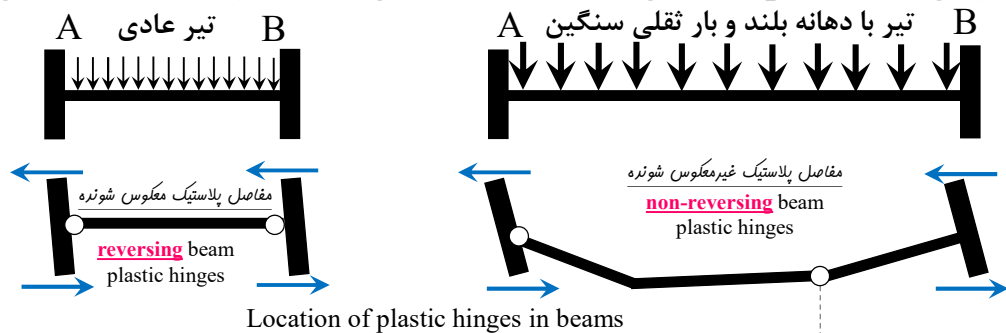
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Beam-yielding mechanisms (reversing & non-reversing beam plastic hinges)



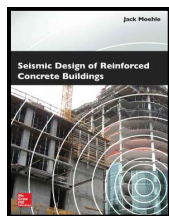
لنگر خمشی نهائی تیر تحت بار ثقلی و زلزله (انتقال به راست)

Beam-yielding mechanisms (reversing & non-reversing beam plastic hinges)



لنگر خمشی نهائی تیر تحت بار ثقیل و زلزله (انتقال به چپ)

Beam-yielding mechanisms (reversing & non-reversing beam plastic hinges)



To determine whether reversing or non-reversing plastic hinges occur, consider a free-body diagram of the beam (Figure 12.19). The left-hand plastic hinge (positive moment) will be located at the column face if the slope of the moment diagram is negative or zero, and will move from the column face if the slope is positive. Thus, the condition for the hinge located at the column face is that the shear $V_{pr,1}$ be in the direction shown, or zero. Thus, non-reversing plastic hinges can be avoided if This expression is valid for uniformly distributed load on beams for which moment strength does not change along the span. Requirements for other conditions can be derived using a similar approach.

برای تشخیص اینکه آیا مفاصل پلاستیک معکوس شونده رخ می‌دهد یا خیر مطابق با شکل ۱۲-۱۹ (شکل صفحه بعدی) دیاگرام جسم آزاد تیر را در نظر بگیرید. اگر شیب دیاگرام لنگر (در سمت چپ تیر) صفر یا منفی باشد مفصل پلاستیک سمت چپ (لنگر مثبت) در بر اتصال ستون تشکیل می‌شود. در صورتی که شیب مذکور مثبت باشد مفصل پلاستیک تیر از بر اتصال فاصله گرفته و به سمت مرکز تیر حرکت خواهد کرد. بنابراین شرط لازم برای تشکیل مفصل پلاستیک تیر در محل بر ستون آن است که برش $V_{pr,1}$ دارای مقدار صفر یا در جهت نشان داده شده، باشد. برای تیرهای که دارای بارگذاری ثقیل یکنواخت گسترده می‌باشند و مقاومت خمشی آنها در طولشان تغییر نمی‌کند، در صورتی که نامساوی زیر برقرار باشد از تشکیل مفاصل پلاستیک غیر معکوس شونده جلوگیری خواهد شد.

$$M_{pr,1} + M_{pr,2} \geq \frac{w_u l^2}{2}$$

Beam-yielding mechanisms (reversing & non-reversing beam plastic hinges)

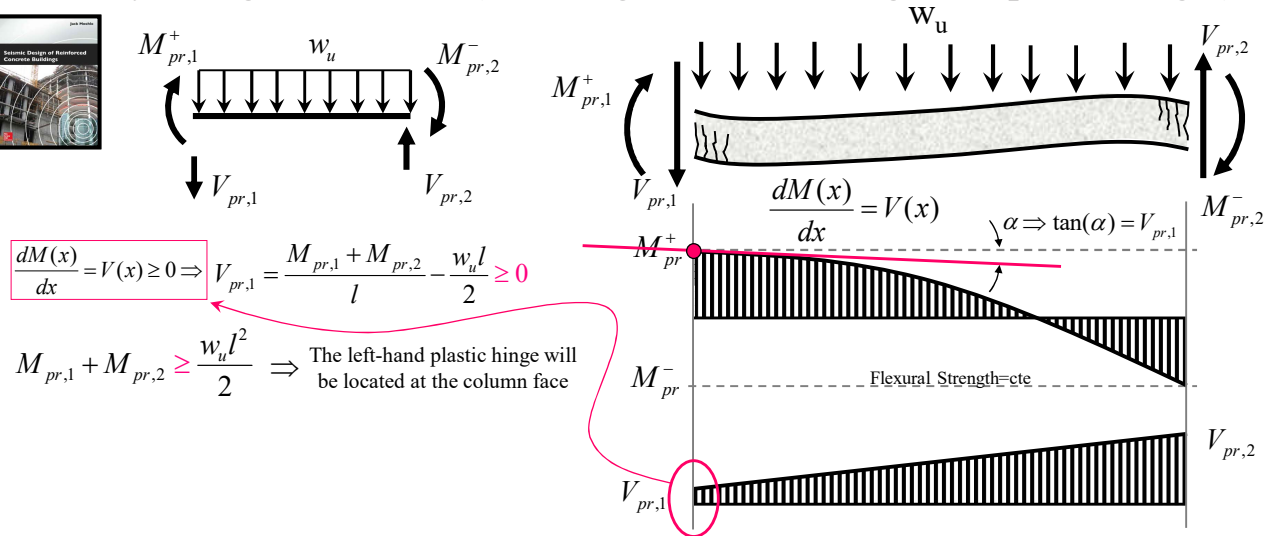
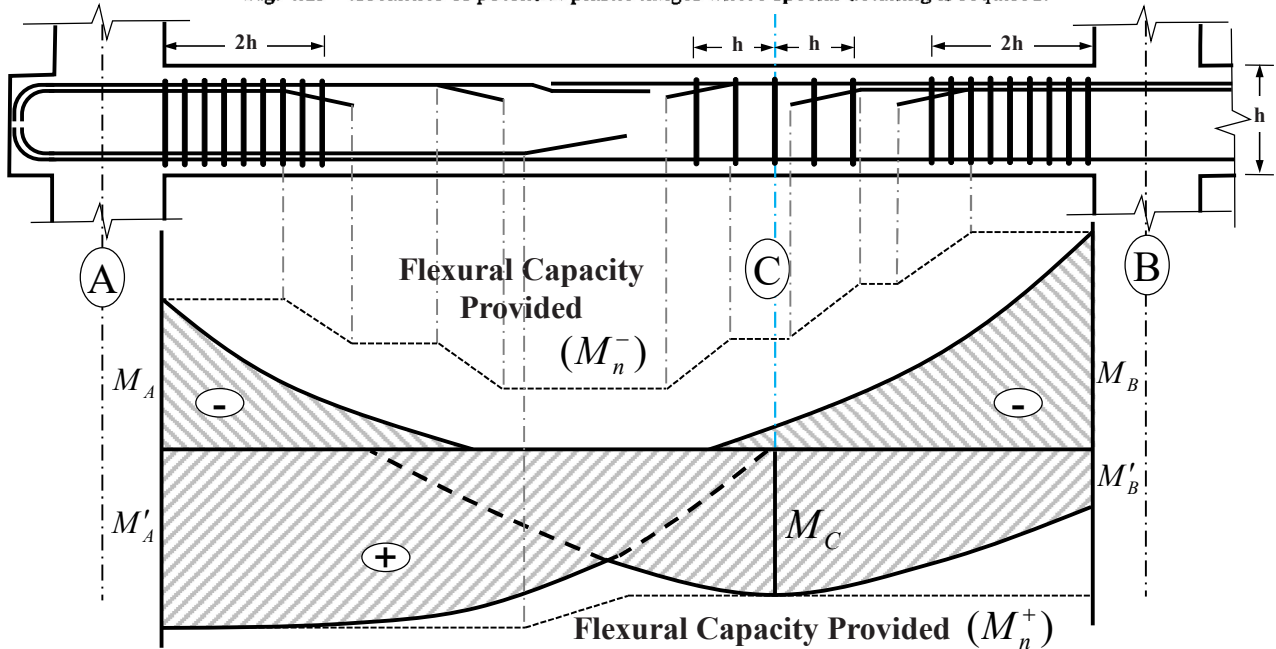


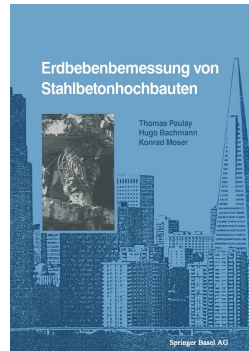
FIGURE 12.19 Free-body diagram of beam with plastic hinges at the face of the columns and corresponding moment and shear diagrams.

Fig. 4.15 Localities of potential plastic hinges where special detailing is required.



T. Paulay, M. J. N. Priestly (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, Inc.

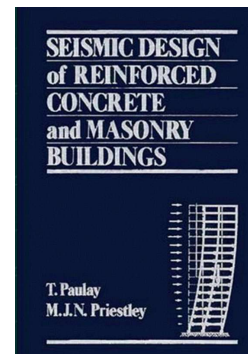
Bild 4.17: Bereiche der Gelenkzonen mit spezieller konstruktiver Durchbildung



Seismic design of reinforced concrete buildings
 © Springer Basel AG 1990 Ursprünglich erschienen bei Birkhäuser Verlag Basel 1990
 Softcover reprint of the hardcover 1st edition 1990

https://t.me/PBD_ir/2576

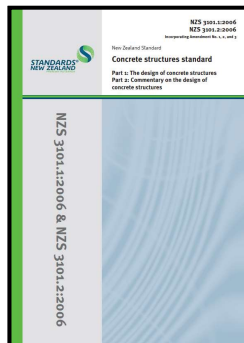
Fig. 4.15 Localities of potential plastic hinges where special detailing is required.



T. Paulay, M. J. N. Priestly (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, Inc.

Portions of Chapters 4, 5, 6, 8, and 9 were originally published in the German language in "Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten," by Thomas Paulay, Hugo Bachmann, and Konrad Moser. © 1990 Birkhaeuser Verlag Basel."

New Zealand concrete design code NZS3101



APPENDIX D – METHODS FOR THE EVALUATION OF ACTIONS IN DUCTILE AND LIMITED DUCTILE MULTI STOREY FRAMES AND WALLS (Normative)

D3.4 Capacity design axial forces for Methods A and B

The design axial forces in the columns shall be based on the assumption that the structure sustains dead load and long-term live load and that overstrength actions are sustained in all the primary plastic regions in the structure.

The component of axial force in a column, N_{oe} , which is due to the shear induced in the beams from the end moments (ΣV_{oe}) when overstrength moments act, may be reduced such that:

$$N_{oe} = R_v \sum V_{oe} \dots\dots\dots (Eq. D-7)$$

where R_v is a coefficient given by the expression:

$$R_v = 1 - 0.015n \geq 0.7 \dots\dots\dots (Eq. D-7)$$

n is the number of storeys above the level being considered,

ΣV_{oe} is the sum of the component of the shears in the beams due to the end moments, which are sustained when **overstrength** actions act in the beams.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

New Zealand concrete design code NZS3101



CD3.4 Capacity design axial forces for Methods A and B

The capacity design axial load applies when the structure is sustaining extensive inelastic deformation. Consequently linear elastic theory does not apply and the axial forces cannot be obtained from an elastic based analysis.

طراحی براساس ظرفیت برای محاسبه بار محوری ستون‌ها زمانی استفاده می‌شود که سازه تحت زلزله بتواند تغییرشکل‌های غیرخطی قابل ملاحظه در بخش اعظمی از ساختمان را متحمل شود. به عبارت دیگر بایستی توانایی تشکیل نیروی برشی محتمل در تیرها وجود داشته باشد (تیرها با مود شکست خمشی، کنترل صحیح تیر ضعیف-ستون قوی و ظرفیت تغییرشکل زیاد در تیرها). بنابراین نیروی محوری طراحی مذکور برای ستون‌ها را نمی‌توان از تحلیل ارتجاعی به دست آورد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

New Zealand concrete design code NZS3101



CD3.4 Capacity design axial forces for Methods A and B

The design axial forces in the columns are calculated from the assumption that all the primary plastic regions sustain their overstrength actions. The simplest way of achieving this objective is to calculate the axial force as three separate components, namely:

- The dead of the column and any element attached to it;
- The shear force transferred to the column due to gravity loads acting on the beam, but neglecting any shear force arising from end moments. These values are found by assuming that pins are located in the beams at the face of the columns as illustrated in Figure CD.6(b) and (c);
- The shear force in each beam due to the end moments that are sustained when overstrength moments act at the critical sections of the potential plastic regions in the beams as illustrated in Figure CD.6(c).

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

New Zealand concrete design code NZS3101



CD3.4 Capacity design axial forces for Methods A and B

نیروی محوری طراحی ستون‌ها با این فرض محاسبه می‌شود که تمامی مفاصل پلاستیک اولیه تشکیل شده اضافه مقاومت خمشی خود را حفظ می‌کنند (مفاصل پلاستیک تیر دچار فروریزش نمی‌شوند). ساده‌ترین راه برای رسیدن به این هدف، محاسبه نیروی محوری در سه مرحله مجزای زیر است:

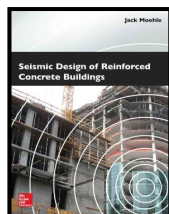
الف) محاسبه بار مرده المان ستون و هر المان متصل به آن

ب) نیروی برشی تیرها که به دلیل بارهای ثقلی تیر تشکیل می‌شود، این نیروی برشی بدون افزایش در لنگرهای انتهایی تیر لحاظ می‌شود (این نیروی برشی به صورت محوری در ستون‌های اطراف تیر منتقل خواهد شد). مطابق با اشکال CD.6(b) و CD.6(c).

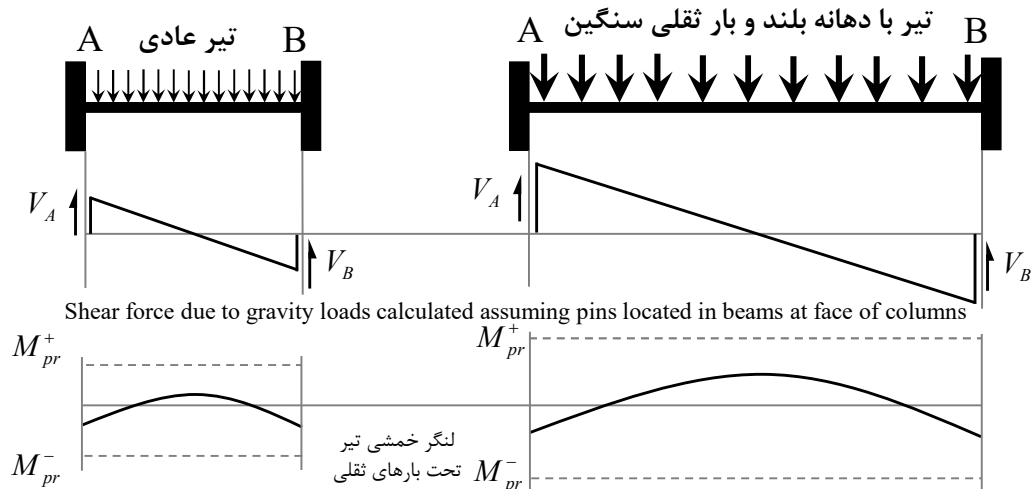
پ) نیروی برشی در هر تیر به دلیل تشکیل لنگر نظیر با اضافه مقاومت‌های موجود در تیر در محل مقاطع بحرانی که پتانسیل تشکیل مفاصل پلاستیک را دارند (مطابق با شکل CD.6(c)).

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

New Zealand concrete design code NZS3101

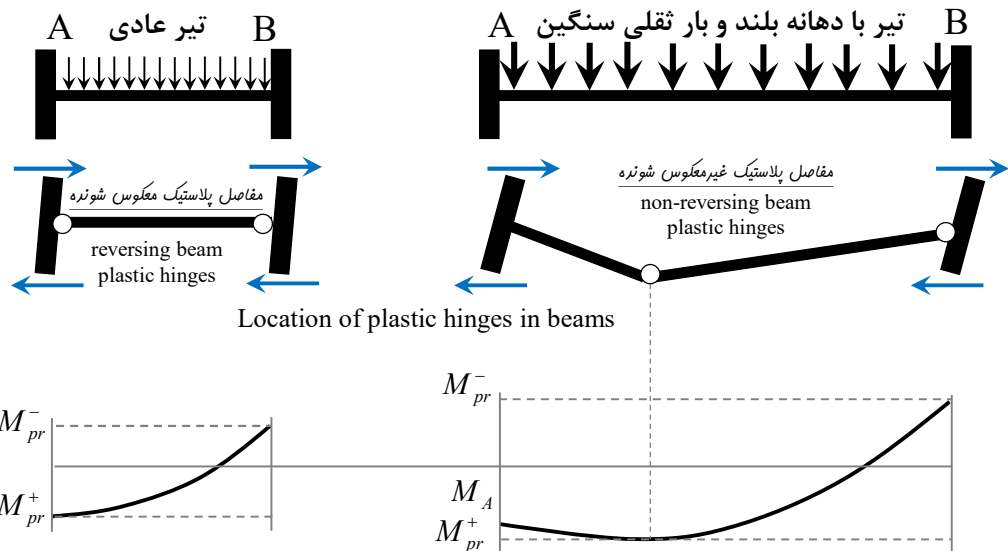
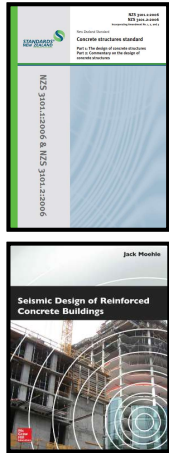


برای تیرهای با دهانه‌های بلند یا تیرهای تحت بارهای ثقلی سنگین، ممکن است تسلیم در نواحی دورتر از بر اتصال تیر-ستون رخ دهد. این رویداد مطلوب نمی‌باشد (چرا؟!!) و بایستی با طرح مناسبی از بروز آن جلوگیری گردد. برای مطالعه بیشتر به فصل ۱۲ از کتاب "طراحی لرزهای ساختمان‌های بتن‌آرمه" جک میلی مراجعه شود.



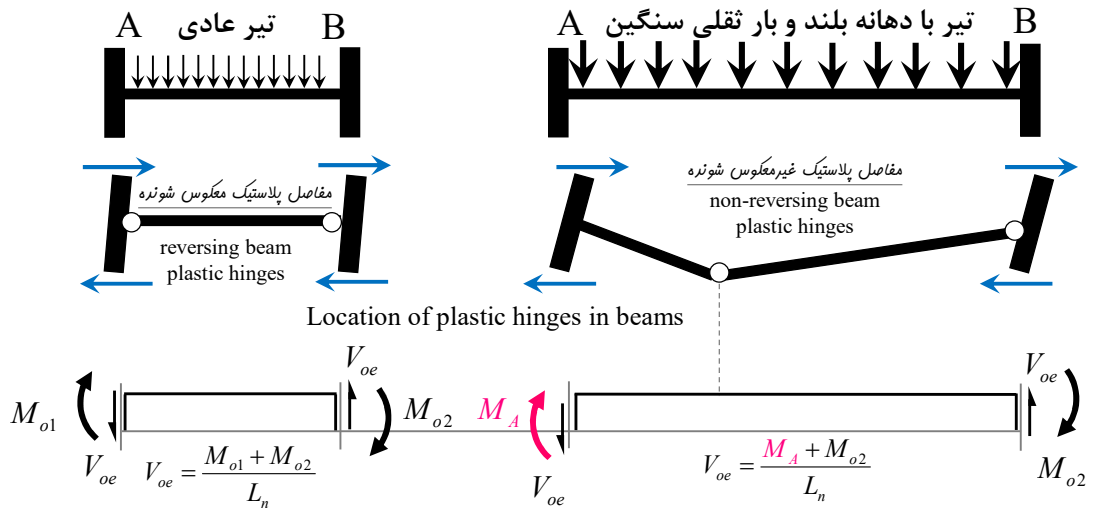
Beam moments due to gravity loads calculated assuming pins located in beams at face of columns

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings  **New Zealand concrete design code NZS3101**



لنگر خمشی نهائی تیر تحت بار ثقیلی و زلزله (انتقال به راست)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings  **New Zealand concrete design code NZS3101**



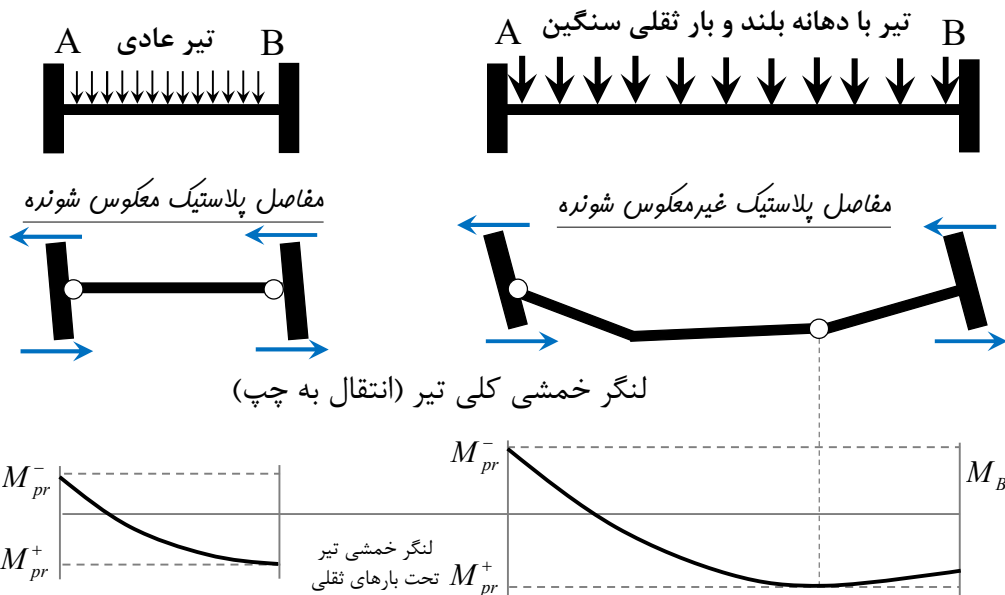
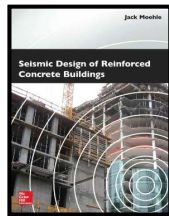
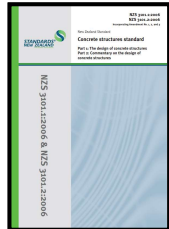
M_{o1} and M_{o2} overstrength moment at ends of beams

M_A is moment at face of column when overstrength moments act

Calculation of shear force due to end moments when overstrength actions are sustained

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

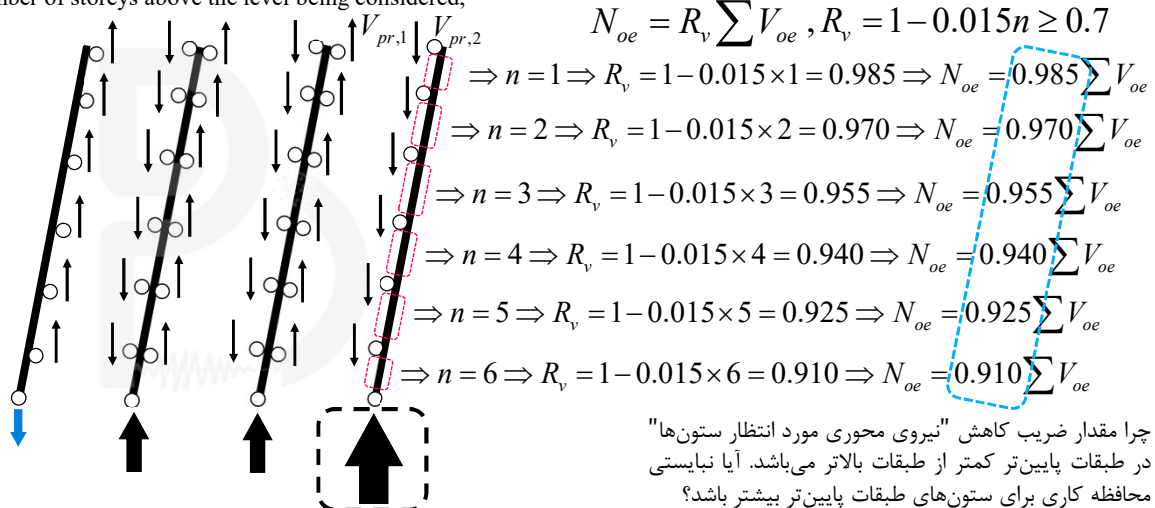
New Zealand concrete design code NZS3101



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

New Zealand concrete design code NZS3101

n is the number of storeys above the level being considered,



$$N_{UD} = w + \sum V_{pr,2}$$



$$N_{UD} = w + R_v \sum V_{pr,2}$$

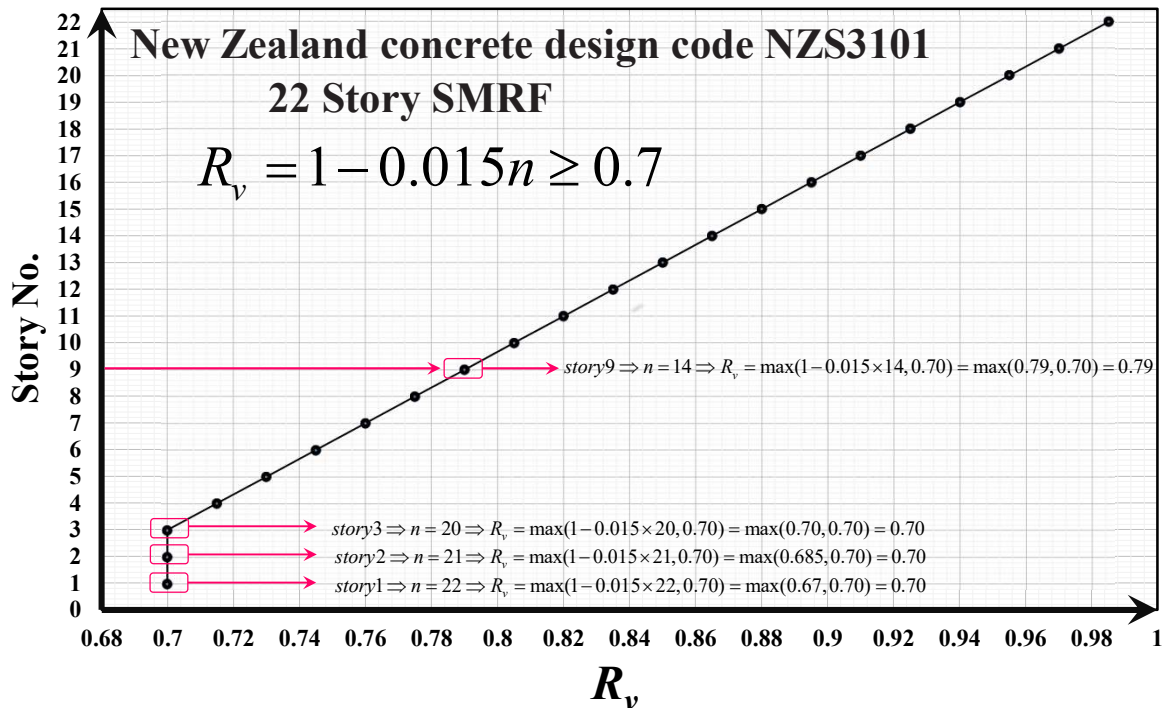
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

New Zealand concrete design code NZS3101

$$R_v = 1 - 0.015n \geq 0.7 \Rightarrow 1 - 0.015n \geq 0.7 \Rightarrow \frac{0.3}{0.015} \geq n \Rightarrow n \leq 20$$

$$\Rightarrow n = 20 \Rightarrow R_v = 1 - 0.015 \times 20 = 0.7$$

مفهوم آن است که اگر تعداد سقف‌های بالاتر از ستون مورد بررسی، 20 سقف یا کمتر باشد در این صورت ضریب R_v برابر با 0.7 یا بزرگتر از آن خواهد بود. در صورتی که تعداد سقف‌های بالاتر از ستون مورد بررسی بیش از 20 باشد در این صورت مقدار ضریب مذکور کمتر از 0.7 شده و متناسب با ضابطه، حداقل مقدار 0.7 بایستی اتخاذ گردد.



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column



**CHARLES PANKOW
FOUNDATION**
Building Innovation through Research

روند محاسبات ASCE 7-10 و ACI 318-14 برای نیروی محوری طراحی ستون‌های بتن‌آرمه به صورت قابل ملاحظه **کمتر** از نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی است. علاوه بر آن، وابسته به روش ارائه شده در ACI 318-14 برای محاسبه نیروی برشی طراحی ستون‌های بتنی، مقدار برش مذکور می‌تواند **بسیار بیشتر** یا **بسیار کمتر** از نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باشد. ضعف‌های مدل‌های موجود برای تخمین نیروی محوری و نیروی برشی طراحی ستون‌های بتنی در قاب‌های خمشی ویژه محققین دانشگاه کالیفرنیا برکلی را بر آن داشت تا در یک تحقیق جامع به بررسی این موضوع پرداخته و یک مدل با جزئیات کامل برای پوشش ضعف مذکور ارائه دهند. این تحقیق در دو بخش آزمایشگاهی و عددی انجام شده است. بخش آزمایشگاهی مربوط به رفتار لرزه‌ای تیرهای بزرگ مقیاس برای ساختمان‌های بلند بوده و بخش عددی مربوط تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ساختمان‌های بلند با سیستم قاب خمشی ویژه می‌باشد. تامین مالی این تحقیق توسط CHARLES PANKOW FOUNDATION (CPF) انجام شده است. در صفحات بعدی جزئیات تامین مالی این تحقیق ارائه شده است. در ادامه با معرفی مراجع مربوطه به بررسی مدل‌های پیشنهادی پرداخته می‌شود.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

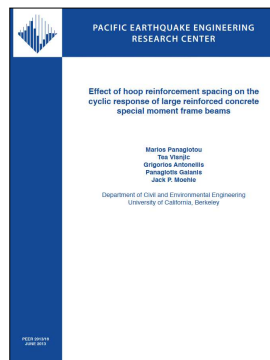
Proposed modifications for estimation of design forces in RC column



Berkeley
UNIVERSITY OF CALIFORNIA

GRANT DETAILS

PROJECT	Beam Hoop Reinforcement for Large Beams in Special Moment Resisting Frames
GRANTEE	University of California, Berkeley
CATEGORY	Concrete
SUBCATEGORY	Seismic
GRANT #	02-10
AWARD AMOUNT	\$93,455
GRANT PERIOD	September 2010 - June 2013
GRANT STATUS	Complete
PRINCIPLE INVESTIGATORS	Jack Moehle, Ph.D.; Marios Panagiotou, Ph.D
INDUSTRY CHAMPIONS	Ron Klemencic; Robert Englekirk
CPF ALLIES	American Concrete Institute Concrete Research Council; Concrete Reinforcing Steel Institute



Design Considerations for Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Special Moment Frames

By
Tea Višnjic

A dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree of
Doctor of Philosophy
in
Engineering – Civil and Environmental Engineering
in the
Graduate Division
of the
University of California, Berkeley

Committee in charge:
Professor Marios Panagiotou, Chair
Professor Jack Moehle
Professor Per-Olef Persson

Fall 2014



*Tea
Višnjic*

*Marios
Panagiotou*

*Jack
P. Moehle*

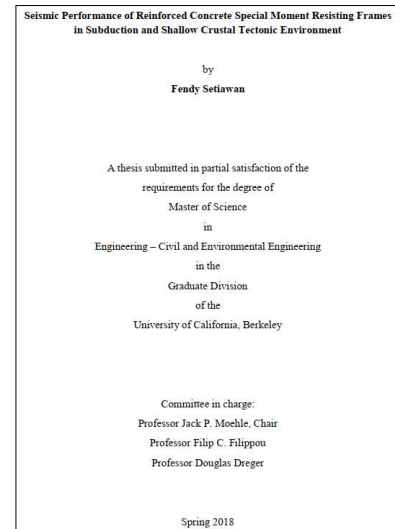
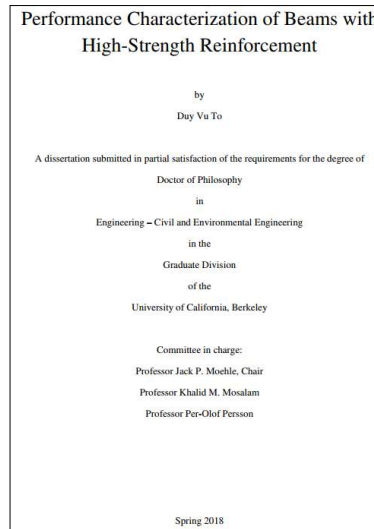
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Proposed modifications for estimation of design forces in RC column



Berkeley
UNIVERSITY OF CALIFORNIA



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Tea Višnjić (2014)

The **four buildings** considered in this study **have the same plan and elevation view** (Figure 5.1.1). They have **two reinforced concrete special moment resisting frames (SMRFs) as the seismic force resisting system in each of the two principal directions of the buildings**. Each SMRF is located **at the perimeter** and has four bays (each 21 ft long) and 20 stories (each 12 ft tall). Total building height is $H = 144$ ft. In this study, reference will be made to various column lines in the SMRFs. Column lines A and E (1 and 5) are designated "**exterior columns**," column lines B and D (2 and 4) are designated "**interior columns**," and column line C (3) is designated the "**middle column**" (see Figure 5.1.1).

Two frame types are considered. **Type A has column size and longitudinal reinforcement ratio that decrease along height**, while **Type B has uniform column size and reinforcement ratio over building height**. The beams are **identical in both frame types**, with smaller beams in levels 11-20 than in levels 1-10. One Type A building is considered, designated A20-1. Three Type B buildings are considered, designated B20-1, B20-2, and B20-3. Table 5.1 lists beam and column dimensions as well as the longitudinal and transverse steel ratios of the studied buildings.

In building A20-1, column dimensions are constant from levels 1-10, with reduced dimensions in levels 11-20. Column longitudinal reinforcement is curtailed at levels 6, 11, and 16, as listed in Table 5.1. In building B20-1, column size and longitudinal reinforcement in every story are the same as those used in the first story of building A20-1. Buildings B20-2 and B20-3 are identical to B20-1 except the size and longitudinal steel ratio are different for the exterior columns (see Table 5.1).

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Tea Višnjić (2014)

- ۱- برای این مطالعه ۴ تیپ ساختمان ۲۰ طبقه با ۴ دهانه لحاظ شده است. که در پلان و ارتفاع یکسان می‌باشند.
- ۲- در هر راستا اصلی ساختمان دو قاب خمشی ویژه به عنوان سیستم لرزه‌بر در پیرامون ساختمان لحاظ شده و قاب‌های داخلی به صورت ثقلی می‌باشند.
- ۳- قاب‌های لرزه‌بر دارای ۴ دهانه هر کدام به طول ۲۱ فوت و ۲۰ طبقه هر کدام به ارتفاع ۱۲ فوت می‌باشند. ارتفاع کل ساختمان ۲۴۰ فوت است.
- ۴- آکس‌های A و E تحت عنوان ستون‌های بیرونی، آکس‌های B و D ستون‌های داخلی و آکس C تحت عنوان ستون میانی (وسط) نام‌گذاری شده است.
- ۵- در ساختمان تیپ A سایز و آرماتورهای طولی ستون‌ها در ارتفاع ساختمان کاهش می‌باشد.
- ۶- در ساختمان‌های تیپ B سایز و آرماتورهای طولی ستون در ارتفاع ثابت می‌باشد.
- ۷- تیرها در هر دو تیپ یکسان می‌باشند.
- ۸- تیرها در تراز طبقات ۱۱ الی ۲۰ نسبت به طبقات ۱ الی ۱۰ کاهش می‌یابد.
- ۹- ساختمان تیپ A یک عدد بوده و تحت عنوان A20-1 نام‌گذاری شده است.
- ۱۰- ساختمان‌های تیپ B سه عدد بوده و تحت عناوین B20-1، B20-2 و B20-3 نام‌گذاری شده است.
- ۱۱- در ساختمان A20-1 ابعاد ستون‌ها در طبقات ۱ الی ۱۰ ثابت بوده و در طبقات ۱۱ الی ۲۰ نسبت به طبقات پایین کاهش می‌یابد.
- ۱۲- آرماتورهای طولی ستون‌های در تیپ A در طبقات ۶، ۱۱ و ۱۶ محدود می‌شود.
- ۱۳- در تیپ B20-1 ابعاد و آرماتورهای طولی ستون‌ها در تمامی طبقات یکسان بوده و برابر با مشخصات ستون‌های طبقه اول A20-1 است.
- ۱۴- ساختمان‌های B20-2 و B20-3 شبیه به ساختمان B20-1 بوده به غیر از سایز و آرماتورهای طولی در ستون‌های بیرونی.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Tea Višnjić (2014)

Table 5.1. Frame element sizes and steel ratios (b = width, h = height, ρ_l = longitudinal reinforcement ratio, ρ_t = transverse reinforcement ratio). Note: * = ρ_t in first-story column only.

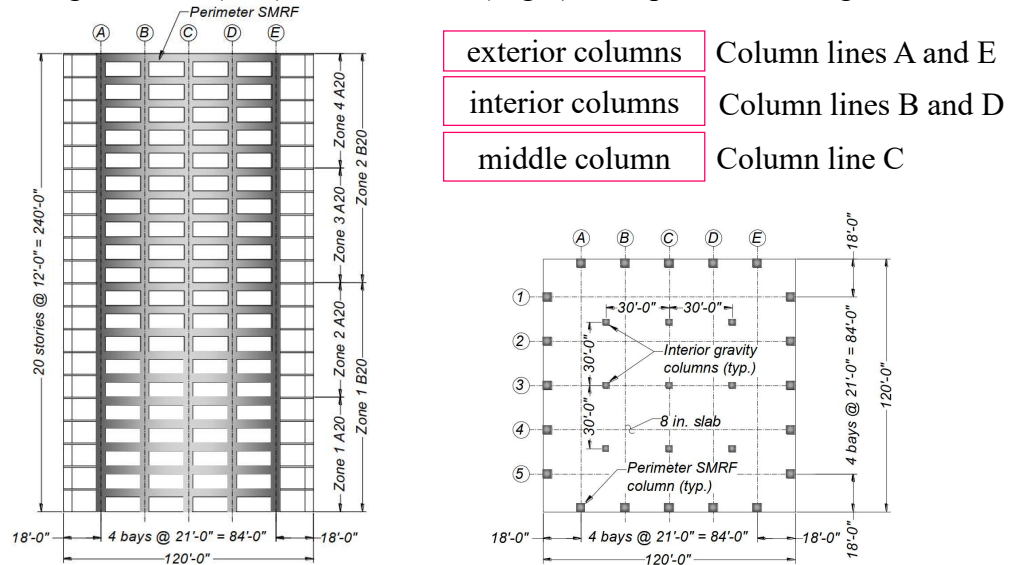
		A20-1				B20-1		B20-2		B20-3	
zone		1	2	3	4	1	2	1	2	1	2
stories		1-5	6-10	11-15	16-20	1-10	11-20	1-10	11-20	1-10	11-20
beam	b (in.)	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
	h (in.)	42	42	36	36	42	36	42	36	42	36
	ρ_l (%)	2.2	2.2	1.8	1.8	2.2	1.8	2.2	1.8	2.2	1.8
	ρ_t (%)	1.0	1.0	0.9	0.9	1.0	0.9	1.0	0.9	1.0	0.9
exterior column	b (in.)	48	48	42	42	48	48	60	60	72	72
	h (in.)	48	48	42	42	48	48	60	60	72	72
	ρ_l (%)	2.8	1.1	1.1	1.0	2.8	2.8	2.0	2.0	1.7	1.7
	ρ_t (%)	2.1* 1.2	1.2	1.2	1.2	2.1* 1.2	1.2	1.9* 1.2	1.2	1.9* 1.2	1.2
interior/ middle column	b (in.)	48	48	42	42	48	48	48	48	48	48
	h (in.)	48	48	42	42	48	48	48	48	48	48
	ρ_l (%)	1.5	1.0	1.1	1.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	ρ_t (%)	1.9* 1.6	1.6	1.6	1.6	1.9* 1.6	1.6	1.9* 1.6	1.6	1.9* 1.6	1.6

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Tea Višnjić (2014)

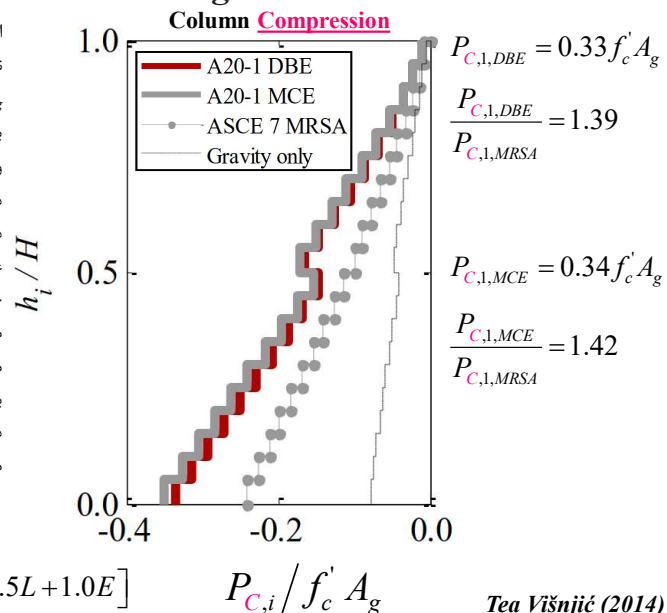
Figure 5.1.1. (Left) Elevation and (Right) floor plan of buildings considered.



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

این نمودار نسبت بار محوری $P/f_c A_g$ (فشاری) را برای ستون بیرونی نشان می‌دهد. مقدار نیروی محوری میانگین برای ستون‌های بیرونی برابر $0.33f_c A_g$ در سطح DBE و $0.34f_c A_g$ برای سطح MCE محاسبه شده است (نیروی محوری ستون در MCE نسبت به DBE به مقدار 1/4 افزایش نشان داده است). این مقدار نیروی محوری محاسبه شده به وسیله تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی از مقدار نظیر ارائه شده توسط کد براساس تحلیل دینامیکی طیفی خطی (MRSA) به صورت قابل ملاحظه بزرگتر می‌باشد. دو مورد مهمی که در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی باعث افزایش نیروی محوری ستون‌ها می‌شود عبارتند از: ۱- اضافه مقاومت خمشی در تیرها ۲- سخت شوندهگی مقطع تیر با افزایش جابجایی جانبی در ارتفاع ساختمان. تحلیل دینامیکی طیفی خطی توانایی شبیه‌سازی دو مورد مذکور را نداشته بنابراین مقدار نیروی محوری محاسبه شده از طریق این تحلیل به مراتب کمتر از مقدار محاسبه شده از طریق تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی است. بنابراین میانگین نیروی محوری فشاری محاسبه شده برای ستون بیرونی طبقه اول به ترتیب در سطوح DBE و MCE به اندازه 1.39 و 1.42 برابر بزرگتر از مقدار نیروی محوری محاسبه شده از طریق ترکیب بار زیر در تحلیل دینامیکی طیفی خطی است.

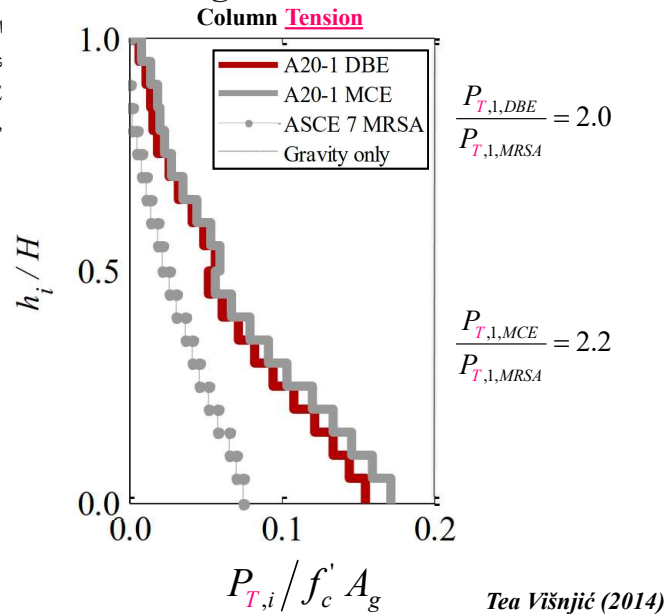


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

این نمودار نسبت بار محوری $P/f_c A_g$ (کششی) را برای ستون بیرونی نشان می‌دهد. میانگین نیروی محوری کششی محاسبه شده برای ستون خارجی طبقه اول به ترتیب در سطوح DBE و MCE به اندازه 2.0 و 2.2 برابر بزرگتر از مقدار نیروی محوری محاسبه شده از طریق ترکیب بار زیر در تحلیل دینامیکی طیفی خطی است.

$$[(0.9 - 0.2S_{DS})D + 1.0E]$$



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Tea Višnjic (2014)

روند محاسبات نیروی محوری طراحی ستون‌های بتن‌آرمه براساس ASCE 7 و ACI 318 به صورت قابل ملاحظه کمتر از مقادیر محاسبه شده از طریق تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی است. در این تحقیق روش‌های جایگزینی برای محاسبه بارمحوری فشاری و کششی ستون‌ها ارائه می‌شود که تخمین بهتری نسبت به واقعیت دارند. نیروهای محوری در ستون‌های بیرونی SMRFs که تحت زلزله قرار می‌گیرند از نیروهای برشی منتقل شده از تیرهای قاب به ستون، بارهای ثقلی خود ستون و در صورت وجود مولفه قائم زلزله از نیروهای اینرسی مربوطه ناشی می‌شوند. با نادیده گرفتن مورد آخر، نیروی محوری طراحی کششی و فشاری در ستون‌های بیرونی را می‌توان با استفاده از معادلات زیر محاسبه کرد. این معادلات نیروی محوری ناشی از بارهای ثقلی را با نیروی محوری ناشی از تشکیل لنگرهای محتمل در تیرها، ترکیب می‌کنند. در معادلات زیر بار ثقلی P_g برابر حاصل جمع تمامی بارهای ثقلی در بالای ستون مورد نظر می‌باشد که از ترکیب بار ثقلی در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی $(1.0D+0.25L)$ محاسبه می‌شود. V_{pr} برش نظیر با تشکیل مقاومت خمشی محتمل M_{pr} در تیرهای بالاتر از ستون مورد بررسی است. توجه شود که مقدار V_{pr} بایستی با فرض بارثقلی صفر محاسبه گردد. ضرائب γ_c و γ_t میانگین درصد نیروی برشی احتمالی ایجاد شده توسط تمامی تیرهای بالای سطح i می‌باشد. این رویکرد برای محاسبه بارمحوری طراحی ستون‌های بتن‌آرمه بیرونی شبیه به روش ارائه شده در استاندارد سازه‌های بتنی نیوزیلند (NZS3101) است. اگرچه در NZS3101، ضریب مذکور وابسته به تعداد طبقات فوقانی در تراز مورد بررسی است، لیکن در این تحقیق مقدار مذکور به صورت یک مقدار واحد اتخاذ شده است.

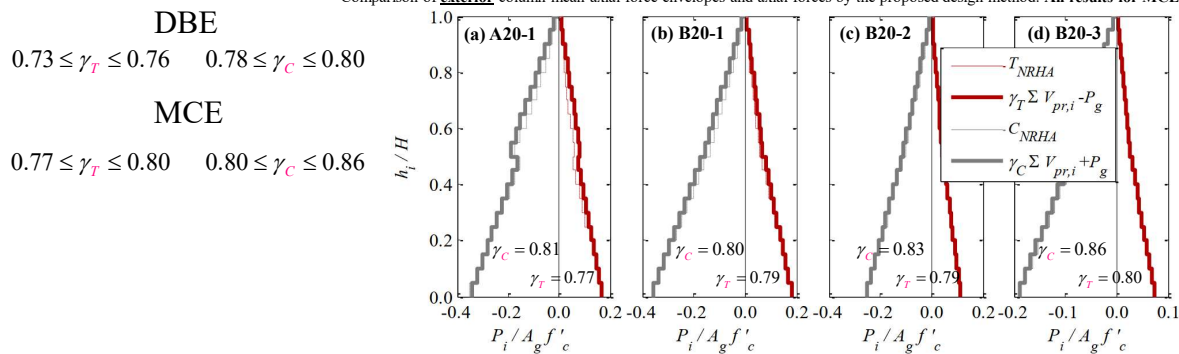
$$P_{U,T,i} = \gamma_T \sum_{j=i}^N V_{pr,j} - P_{g,i} \quad 5.1$$

$$P_{U,C,i} = \gamma_C \sum_{j=i}^N V_{pr,j} + P_{g,i} \quad 5.2$$

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

ضرائب γ_T و γ_C به ترتیبی کالیبره شده‌اند که معادلات 5.1 و 5.2 نیروی محوری ستون‌های بیرونی را برابر با میانگین نیروی محوری حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ارائه کنند. برای سطح DBE، مقدار γ_T بین 0.73 و 0.76 متغیر می‌باشد در حالی که مقدار γ_C بین 0.78 و 0.80 تغییر می‌کند. جزئیات این مقادیر در جدول 5.7 ارائه شده است. مطابق با مثال‌های حل شده برای مدل ارائه شده توسط استاندارد NZS 3101، برای ستون‌هایی که تعداد سقف‌های بالاتر از آن 20 یا بیشتر می‌باشد مقدار ضریب مذکور 0.7 ارائه می‌شود. مقادیر معرفی شده در این تحقیق با اینکه نزدیک به 0.70 است لیکن از این مقدار بزرگتر می‌باشند. برای سطح MCE، مقدار γ_T بین 0.77 و 0.80 متغیر می‌باشد در حالی که مقدار γ_C بین 0.80 و 0.86 تغییر می‌کند. شکل زیر پوش نیروی محوری کششی و فشاری حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در سطح MCE را برای ستون‌های بیرونی هر 4 مدل نشان می‌دهد. همچنین منحنی بار محوری ستون‌ها براساس روش محاسبه با فرمول ارائه شده نشان داده شده است. مقدار ضرائب γ_T و γ_C برای هر 4 مدل براساس ستون‌های طبقه اول به دست آمده و به روی نمودارها نشان داده شده است. همان طور که ملاحظه می‌شود تطابق مناسبی بین پاسخ‌های میانگین با مقدار ضریب γ یکنواخت کالیبره شده با ستون‌های طبقه اول وجود دارد. مهندس طراح می‌تواند به صورت محافظه کارانه از ضرائب $\gamma_C = \gamma_T = 0.86$ استفاده کند.

Comparison of exterior column mean axial force envelopes and axial forces by the proposed design method. All results for MCE level.



Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Tea Višnjić (2014)

Table 5.7. Design factors at mean response.

		A20-1	B20-1	B20-2	B20-3
κ		1.1	1.08	1.05	1.02
Ω		2.35	2.29	2.39	2.35
γ_T	DBE	0.73	0.74	0.75	0.76
	MCE	0.77	0.79	0.79	0.80
γ_C	DBE	0.78	0.78	0.79	0.80
	MCE	0.81	0.80	0.83	0.86

DBE

$$0.73 \leq \gamma_T \leq 0.76 \quad 0.78 \leq \gamma_C \leq 0.80$$

MCE

$$0.77 \leq \gamma_T \leq 0.80 \quad 0.80 \leq \gamma_C \leq 0.86$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Design Considerations for Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Special Moment Frames

By
Tea Vitanjić

A dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree of
Doctor of Philosophy
in
Engineering – Civil and Environmental Engineering
in the
Graduate Division
of the
University of California, Berkeley

Committee in charge:
Professor Marios Panagiotou, Chair
Professor Jack Moehle
Professor Per-Olof Persson

Fall 2014

Figure 5.7.1 plots the exterior column axial force envelopes calculated for the NRHA for the MCE hazard level and also by the design method considered previously. Very good agreement is observed at mean response with uniform γ factors calibrated based on the first story axial load. A designer may conservatively use an upper bound value $\gamma_T = \gamma_C = 0.86$.

$P_{U,C,i}$ & $P_{U,T,i}$ = design axial forces at level i ,

$P_{g,i}$ = design axial force at level i due to gravity loads (1.0D + 0.25L)

$V_{pr,j}$ = shear due to M_{pr} at both levels of the beam at level j under zero gravity

γ_C & γ_T = reduction factor to recognize that not all beams develop M_{pr} simultaneously

$$P_{U,T,i} = \gamma_T \sum_{j=i}^N V_{pr,j} - P_{g,i}$$

$$P_{U,C,i} = \gamma_C \sum_{j=i}^N V_{pr,j} + P_{g,i}$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Earthquake Spectra


Impact Factor: 4.330 / 5-Year Impact Factor: 3.735
JOURNAL HOMEPAGE
SUBMIT PAPER

Restricted access | Research article | First published online May 1, 2015

Seismic Response of 20-Story-Tall Reinforced-Concrete Special Moment-Resisting Frames Designed with Current Code Provisions

[Tea Vitanjić, M. EERI, Marios Panagiotou, M. EERI, and Jack P. Moehle, M. EERI](#) [View all authors and affiliations](#)

Volume 31, Issue 2 | <https://doi.org/10.1193/082112EQS267M>

Figure 8 plots the exterior column axial force envelopes calculated for the NRHA for the MCE hazard level and also by the design method considered previously. Very good agreement is observed at mean response with uniform γ factors calibrated based on the first story axial load. A designer may conservatively use an upper bound value $\gamma_T = \gamma_C = 0.86$.

[Visnjic, T., M. Panagiotou, and J.P. Moehle \(2014\). "Seismic Response of 20-Story Tall Reinforced Concrete Special Moment Resisting Frames Designed with Current Code Provisions," *Earthquake Spectra*, doi: <http://dx.doi.org/10.1193/082112EQS267M>](#)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13

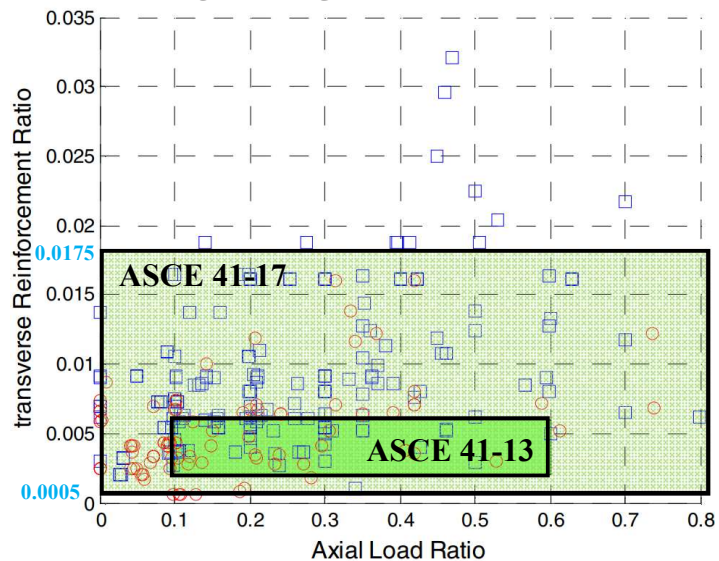
ASCE 41-17

$$0.0005 \leq \rho_t \leq 0.0175$$

ASCE 41-13

$$0.002 \leq \rho_t \leq 0.006$$

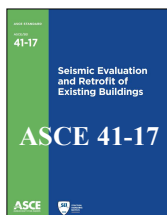
برای کسب اطلاعات بیشتر در ارتباط با ρ_t به بخش بتن محصور شده و مدل مندر مراجعه کنید.



(Ghannoum and Matamoros 2014)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن‌آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13



C10.4.2.2.2 Nonlinear Static Procedure.

مطابق با جداول ۸-۱۰ و ۹-۱۰ برای ستون‌هایی که رفتار آنها به وسیله "طول مهاری ناکافی" و "طول وصله پوششی ناکافی" کنترل نمی‌شود، پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش به ۳ پارامتر وابسته می‌باشد. این پارامترها عبارتند از:

- ۱- نسبت بار محوری ($N_{UD}/A_g f_{cE}$)
- ۲- نسبت آرماتورهای عرضی ($\rho_t = A_v/b_w s$)

۳- نسبت نیاز برشی در تسلیم خمشی به ظرفیت برشی (V_{yE}/V_{Col0E})

1.2.2 Notations

N_{UD} = Member design axial force evaluated based on Eq. (7-34) of ASCE 41, Chapter 10

ratio of shear demand at flexural yielding to shear capacity (V_{yE}/V_{Col0E}).

Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

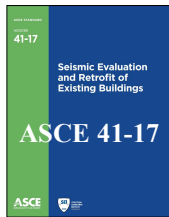
$$a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{Col0E}} \right) \geq 0.0$$

Reinforced Concrete Circular Columns with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

$$a = \left(0.06 - 0.06 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 1.3 \rho_t - 0.037 \frac{V_{yE}}{V_{Col0E}} \right) \geq 0.0$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

تغییرات ضوابط ستون‌های بتن آرمه در ASCE 41-17 نسبت به ASCE 41-13



C10.4.2.2.2 Nonlinear Static Procedure.

مطابق با جداول ۸-۱۰ و ۹-۱۰ برای ستون‌هایی که رفتار آنها به وسیله "طول مهاری ناکافی" و "طول وصله پوششی ناکافی" کنترل نمی‌شود، پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش به ۳ پارامتر وابسته می‌باشد. این پارامترها عبارتند از:

Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

3-ratio of shear demand at flexural yielding to shear capacity

$$\frac{V_{yE}}{V_{Co10E}}$$

$$a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{Co10E}} \right) \geq 0.0$$

به مانند محاسبه نیاز بار محوری فشاری و کششی طراحی برای ستون‌های بتن آرمه در قاب‌های خمشی، محاسبات نیاز برشی نیز با ایرادات عمده‌ای مواجه بوده و بسیار کمتر از واقعیت برآورد می‌شود. در ادامه به صورت گسترده به این ابهام در استاندارد ACI 318-19 و سایر داکيومنت‌های مرجع پرداخته می‌شود.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Available Methods for Estimating Seismic Design Shear, V_e


برش طراحی ستون‌ها در قاب‌های خمشی ویژه براساس ACI 318-19 مطابق با تصویر اسلاید بعدی محاسبه می‌شود. استاندارد ACI 318-19 حداقل مقدار برش طراحی ستون‌ها را مقدار نیروی برشی حاصل از تحلیل ارتجاعی براساس ASCE 7 تجویز می‌کند (V_{code}). این استاندارد در ادامه دو رویکرد مختلف از مکانیزم برای محاسبه برش لرزه‌ای ارائه می‌دهد. برش نظیر با مکانیزم ستون و برش نظیر با مکانیزم تیرهای متصل شده به گره اتصال، بایستی محاسبه شده و حداقل مقدار حاصل از این دو روش انتخاب شود، لذا در نهایت برش طراحی توسط این استاندارد به صورت مقابل خواهد بود:

$$V_{Design} = \max \left(V_{code}, \min \left(V_{ACI318(A)}, V_{ACI318(B)} \right) \right)$$

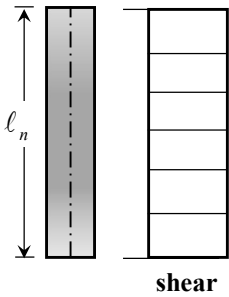
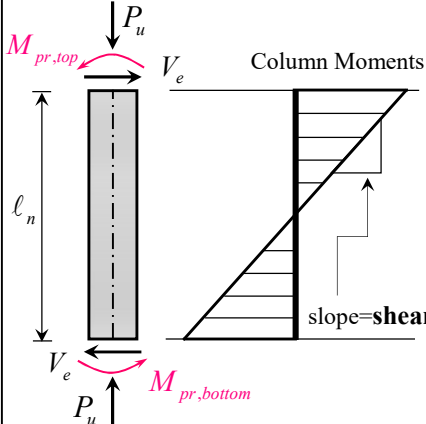
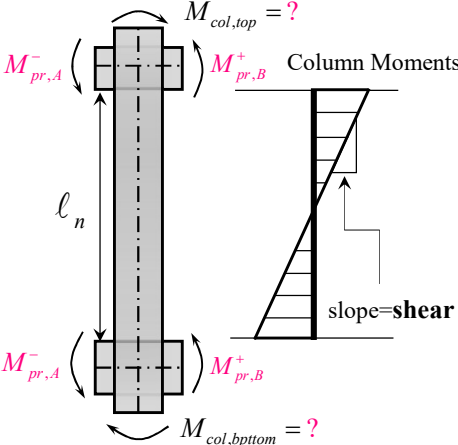
مقدار غالب براساس این مدل معمولاً برش نظیر با مکانیزم تیرهای متصل شده به گره اتصال می‌باشد. لیکن ACI 318-19 ضابطه‌ای در مورد توزیع لنگر بین ستون‌های متصل شده به گره اتصال ارائه نکرده و روند محاسبات را به قضاوت مهندسی واگذار کرده است. نتایج مطالعات آزمایشگاهی و عددی در سیستم قاب‌های خمشی ویژه نشان می‌دهد که برش طراحی ستون‌ها که از مکانیزم شدن تیرها محاسبه می‌شود **کاملاً اشتباه بوده و بایستی اجتناب شود (مستقل**

از روش انتخابی برای توزیع لنگر خمشی تیرها بین ستون‌های متصل به گره اتصال).

لیکن روش‌های پیشنهادی برای برش طراحی ستون‌های مذکور تقریباً شبیه به روند محاسبه برش طراحی دیوارهای برشی بوده که شامل ضریب تشدید اضافه مقاومت، ضریب تشدید دینامیکی به علاوه اثرات موقعیت ستون است.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

Available Methods for Estimating Seismic Design Shear, V_e

RC Column Design Shear in SMRF, According to ACI 318-19		
From Analysis (V_{code})	Column Hinging ($V_{ACI 318(A)}$)	Beam Hinging ($V_{ACI 318(B)}$)
 <p>shear</p>	 <p>Column Moments</p> <p>slope=shear</p>	 <p>Column Moments</p> <p>slope=shear</p>

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

اثرات پارامترهای مختلف در تسلیم خمشی ستون‌ها

مهمترین پارامترهای موثر در تسلیم خمشی ستون‌های بتن‌آرمه در قاب‌های خمشی عبارتند از:

- اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی ستون‌ها
- اثرات مودهای بالاتر در تسلیم خمشی ستون‌ها
- اثرات سایر موارد در تسلیم خمشی ستون‌ها

اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی ستونها

معمولاً مقاومت واقعی المان‌ها و سیستم‌های سازه‌ای، بیش از مقادیری است که استانداردها به صورت اسمی تجویز می‌کنند. اضافه مقاومت مازاد بر طراحی الزاماً به نفع سازه نبوده و می‌تواند مکانیزم‌های عملکردی فرضی در ابتدای طراحی را به صورت قابل ملاحظه تغییر دهد. به صورت کلی اضافه مقاومت را می‌توان به سه بخش زیر تقسیم کرد:

۱- اضافه مقاومت‌های طراحی

مدل‌های طراحی استانداردها معمولاً دارای حاشیه ایمنی قابل ملاحظه می‌باشد. همچنین استانداردها از ضرائب کاهش مقاومت و ضرائب افزایش بار استفاده می‌کنند. این موارد باعث می‌شود "مقاومت واقعی" در برابر "بارهای واقعی" وارده بیشتر باشد.

۲- اضافه مقاومت مصالح

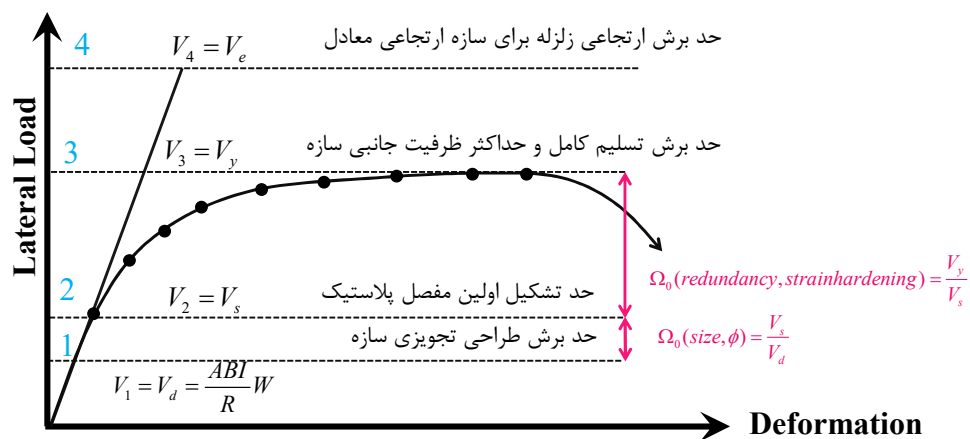
معمولاً مقاومت واقعی مصالح، می‌تواند نسبت به مقاومت اسمی فرض طراحی مقادیر بیشتری داشته باشد. مصالح آرماتورهای طولی به دلیل سخت شوندگی مجدد می‌توانند تنش‌های بسیار بزرگتر از حد تسلیم را تحمل کنند. این موارد باعث می‌شود "مقاومت واقعی" بیش از مقدار فرض طراحی باشد.

۳- اضافه مقاومت سازه‌ای

معمولاً در روند طراحی نرم‌افزاری، مقادیر DCRها (ریزشوها) به مقدار ۱/۰ بسته نمی‌شوند لذا ممکن مقدار این ضریب در یک المان در حدود ۰/۷ باشد. برای اجرایی شدن طرح، مقادیر آرماتورها و ابعاد المان‌ها تیپ‌بندی می‌شوند. آرماتورهای دال می‌توانند در مقاومت خمشی منفی تیرهای بتنی مشارکت داشته و باعث افزایش مقاومت خمشی تیرها شوند (تشکیل تیرهای T شکل یا تیرهای L شکل) که این مورد معمولاً در روند طراحی لرزه‌ای شبیه‌سازی نمی‌شود. موارد ذکر شده باعث می‌شود مقدار "مقاومت واقعی" بیش از مقدار فرض طراحی شود.

اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی ستونها

بخش کوچکی از این اضافه مقاومت‌ها در محدوده رفتار ارتجاعی مصالح بوده و بخش اعظمی از آن‌ها در محدوده رفتار غیرارتجاعی خودش را نشان می‌دهد. با توجه به این که تحلیل‌های تجویزی توانایی شبیه‌سازی بخش غیرخطی مصالح را ندارند بنابراین اضافه مقاومت‌های بخش غیرخطی بایستی به نحو مناسبی در روند طراحی لرزه‌ای وارد شوند. در غیر این صورت می‌توانند تبعات جبران ناپذیری داشته باشند.



اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی ستونها

در سال ۱۹۸۷ یک تحقیق آزمایشگاهی توسط بهرام شهروز و جک میلی در دانشگاه کالیفرنیا برکلی بر روی سیستم قاب خمشی ویژه انجام شده است. ساختمان ۶ طبقه با مقیاس یک چهارم که در طبقه چهارم عقب روی دارد ضوابط UBC-1983 و ACI 318-83 (1983) را اغنا می‌کند. برای طراحی تیرهای خمشی از مشارکت دال در وجه کششی تیر صرفه نظر شده است.



Bahram M. Shahrooz
Professor at the University of Cincinnati, Cincinnati, Ohio, United States

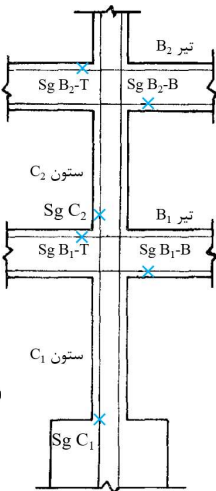
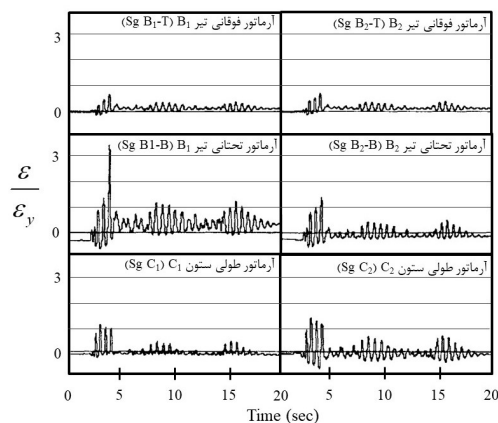


Jack P. Moehle
Professor at the University of California, Berkeley

Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)		
An ACI Standard		
Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19)		
Reported by ACI Committee 318		
Jack P. Moehle, Chair	Gregory M. Zeisler, Secretary (Non-voting)	
SUBCOMMITTEE MEMBERS		
Theresa M. Althorn	Anthony E. Fiorato	Daniel A. Kachma
F. Michael Bartlett	Rudolph P. Frizzi	James M. LaFave
Amit N. Baxi	Wassim M. Ghannoum	Andres Lepage
Abdeljalil Belarbi	Harry A. Gleich	Remy D. Lequeune
Allan P. Bonner	Zeh Huda	Ricardo R. Lopez
Sergio F. Brena	R. Brett Holland	Laura N. Lowes
Jared E. Brews	R. Doug Hooton	Frank Stephen Malis
Nicholas J. Carrino	Kenneth C. Hover	Leonardo M. Massone
Min Yuan Cheng	I-chi Huang	Steven L. McCabe
Ronald A. Cook	Matias Hube	Jan S. McFurlane
David Darwin	Mary Beth D. Huette	Robert R. McGlothin
Carrie L. Decker	Jose M. Iguaedo-Encarnacion	Donald F. Meinheit
Jeffrey J. Dragovich	Maria G. Jaeger	Fred Meyer
Jason L. Draper	Keith E. Kesner	Daniel T. Mullins
Lisa R. Feldman	Issung Kim	Cay J. Naito
Damon R. Fick	Donald P. Kline	William H. Oliver
David C. Fields	Jason J. Krohn	Vital B. Patel
		Conrad Paulson
		Jose A. Pincheira
		Mehran Pourzamani
		Santiago Pujol
		Jose I. Restrepo
		Nicolas Rodrigues
		Ahmed J. Schekler
		Bahram M. Shahrooz
		John F. Silva
		Lesley H. Sneed
		John F. Stanton
		Bruce A. Stuprenut
		Miroslav Vojvoda
		W. Jason Wiese
		Christopher D. White

Shahrooz, B. and Moehle, J. (1987). "Experimental Study of Seismic Response of RC Setback Buildings." Report No. UCB/EERC-87/16. 360 pp.

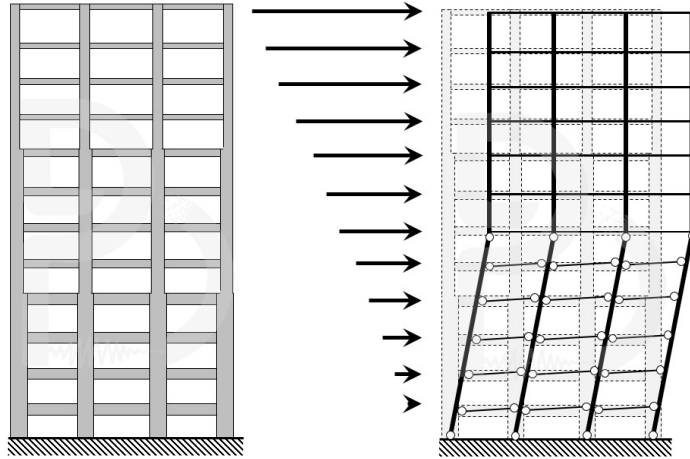
اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی ستونها



شکل زیر تاریخچه کرنش سنج‌های آرمانورهای طولی تیرها و ستونها را در محل‌های مشخص شده نشان می‌دهد (شهروز و میلی ۱۹۸۷). با وجود رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی، تسلیم خمشی در ستونها مشاهده می‌شود (براساس نتایج کرنش سنج‌های شماره ۹ و ۱۰ که به ترتیب حدود ۱/۱۰ و ۱/۳ کرنش تسلیم را نشان می‌دهند). بنابراین رعایت ضابطه تیر-ضعیف ستون قوی الزاماً به معنی عدم تسلیم خمشی ستونها در روند باربری لرزه‌ای نمی‌باشد. کرنش آرمانورهای تحتانی تیر B1، کرنش‌های بیش از ۳ برابر تسلیم تجربه می‌کند، همچنین کرنش آرمانورهای تحتانی تیر B2، از کرنش تسلیم فراتر می‌روند. این در حالی است که آرمانورهای فوقانی دو تیر B1 و B2 تسلیم نشده و کرنشی به مراتب پایین‌تر از حد تسلیم را تجربه می‌کنند. به عبارت بهتر، هر دو تیر مقاومت خمشی تسلیم مثبت را تجربه کرده و به مقاومت خمشی منفی خود نمی‌رسند. **دلیل این اتفاق، مشارکت میلگردهای دال در افزایش مقاومت خمشی منفی تیر می‌باشد.** **افزایش مقاومت خمشی تیر، موجب افزایش لنگر خمشی ستون شده و در نهایت تسلیم ستون را نتیجه می‌دهد.** نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که الزاماً تیرهای خمشی بر اتصال، تسلیم خمشی مثبت و منفی به صورت همزمان تجربه نخواهند کرد.

Shahrooz, B. and Moehle, J. (1987). "Experimental Study of Seismic Response of RC Setback Buildings." Report No. UCB/EERC-87/16. 360 pp.

اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی ستون‌ها



مطابق با تحقیقات قبلی، رعایت ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در قاب‌های خمشی ویژه الزاماً به معنی عدم تسلیم ستون‌ها نمی‌باشد. یکی از دلایل تسلیم خمشی ستون‌ها در قاب‌های خمشی ویژه، اضافه مقاومت خمشی در تیرهای بتن‌آرمه می‌باشد. مطابق با توضیحات قبلی اضافه مقاومت خمشی تیرها از ۱- افزایش ابعاد تیر مازاد بر نیاز مقاومتی ۲- مشارکت میلگردهای مهار شده دال در مقاومت خمشی تیر ۳- اضافه مقاومت مصالح و سخت شوندگی کرنشی، ناشی می‌شود. لازم به ذکر است اضافه مقاومت مصالح در ستون نیز وجود دارد بنابراین گزینه ۳ توسط اضافه مقاومت مصالح ستون جبران خواهد شد. در هر صورت گزینه ۱ و ۲ می‌توانند باعث تسلیم جزئی در ستون شوند. اضافه مقاومت تیرها علاوه بر اینکه منجر به تسلیم ستون خواهند شد، میزان نیروی برشی ستون‌ها را نیز افزایش می‌دهند. **حتی اگر اضافه مقاومت خمشی در تیرها ناچیز باشد (که معمولاً چنین نیست) به دلیل تغییرات لحظه‌ای در الگوی بار جانبی ساختمان در روند بارگذاری واقعی زلزله، تسلیم خمشی ستون‌ها در ارتفاع ساختمان گریز ناپذیر می‌باشد (مگر اینکه ستون‌ها به صورت قابل ملاحظه قوی‌تر از تیرها باشند).** نمونه‌ای از مکانیزم ترکیبی تیر-ستون در قاب خمشی ویژه در شکل مقابل نشان داده شده است (بر گرفته از کتاب "طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه"، جک میلی، ۲۰۱۴)

[Moehle, J. P.\(2014\). Seismic design of reinforced concrete buildings, McGraw-Hill Education, New York, NY, pp. 760.](#)

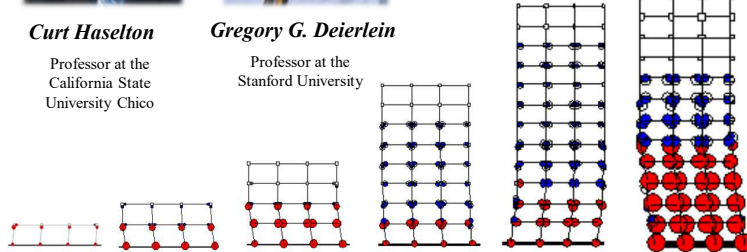
اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی ستون‌ها



Curt Haselton
Professor at the
California State
University Chico



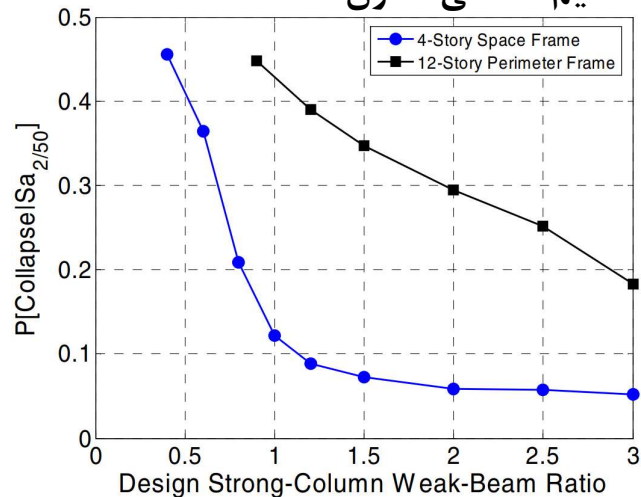
Gregory G. Deierlein
Professor at the
Stanford University



مکانیزم‌های مختلف در قاب‌های خمشی، وابستگی شدیدی به الگوی بار جانبی دارند. به دلیل تغییر الگوی بار جانبی در حین بارگذاری لرزه‌ای، مکانیزم‌های تسلیم قاب خمشی نیز با زمان تغییر می‌کنند. لیکن مکانیزم‌های که فروریزش کلی را سبب می‌شوند قابل تشخیص هستند. در یک تحقیق (Haselton and Deierlein 2008) تعدادی قاب براساس روش رایج طراحی در آمریکا مورد مطالعه قرار گرفت. رکوردهای زلزله مورد استفاده برای این تحقیق به حد فروریزش یا همان زلزله MCE مقیاس شده‌اند. تصاویر مقابل مربوط به ساختمان‌هایی است که در تمامی دهانه‌های آنها قاب خمشی وجود دارد. اگرچه توزیع مفاصل پلاستیک در قسمت اعظم ارتفاع ساختمان شکل می‌گیرد، لیکن مکانیزم‌های فروریزش فقط شامل طبقات پایین می‌باشد. گسترش توزیع مفاصل پلاستیک در بخش‌های بیشتری از ساختمان را می‌توان با افزایش نسبت مقاومت ستون‌ها به تیرها تامین کرد. لیکن برای ساختمان‌های بلندتر مکانیزم فروریزش حاکم بر طراحی، کماکان متمرکز در طبقات پایین ساختمان خواهد بود.

[Haselton, C.B., and G.D. Deierlein \(2008\). Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Buildings, PEER 2007/08, University of California, Berkeley, CA, 274 pp.](#)

اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی ستونها



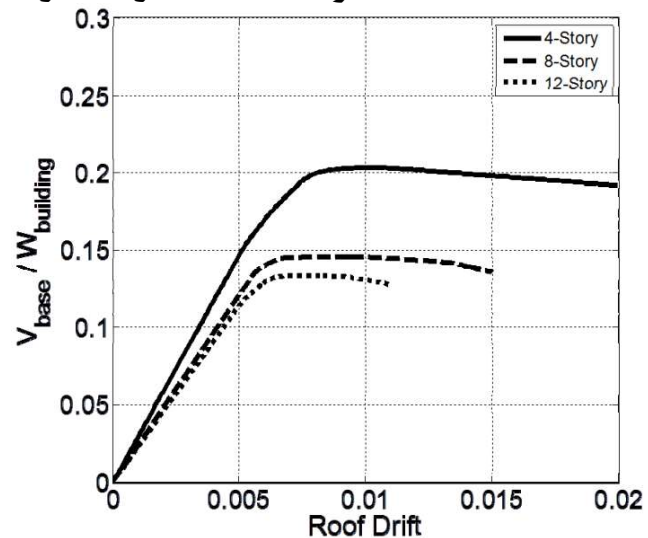
اهمیت نسبت مقاومت ستون به تیر را می‌توان از دیدگاه احتمال فروریزش نیز مورد ارزیابی قرار داد. در نمودار زیر احتمال فروریزش (برای زلزله MCE) برای قاب ۴ و ۱۲ طبقه در مقابل نسبت مقاومت طراحی ستون به تیر نشان داده شده است. در ساختمان ۴ طبقه تمامی قاب‌ها خمشی بوده و در ساختمان ۱۲ طبقه قاب‌های پیرامونی خمشی بوده و قاب‌های داخلی ثقلی می‌باشد. پرواضح است که اثرات افزایش نسبت مقاومت ستون به تیر در قاب ۴ طبقه بسیار بیشتر از قاب ۱۲ طبقه است. برای قاب ۴ طبقه نسبت مقاومت ۱/۰ مزیت قابل ملاحظه‌ای داشته و بیشتر شدن این مقدار تاثیر قابل ملاحظه‌ای در کاهش احتمال فروریزش ندارد (توجه شود که در قاب ۴ طبقه همه قاب‌ها لرزه‌بر می‌باشند). نتایج مطالعات نشان می‌دهد که طراحی قاب پیرامونی ۱۲ طبقه با نسبت مقاومت ۱/۲ ایمن‌تر خواهد بود.

Haselton, C.B., and G.D. Deierlein (2008). *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Buildings*, PEER 2007/08, University of California, Berkeley, CA, 274 pp.

اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی ستونها

Development of Collapse Indicators for Risk Assessment of Older-Type Reinforced Concrete Buildings (2015)

Panagiotis H. Galanis,⁹⁾ MEERI, Jack P. Moehle,¹⁰⁾ MEERI



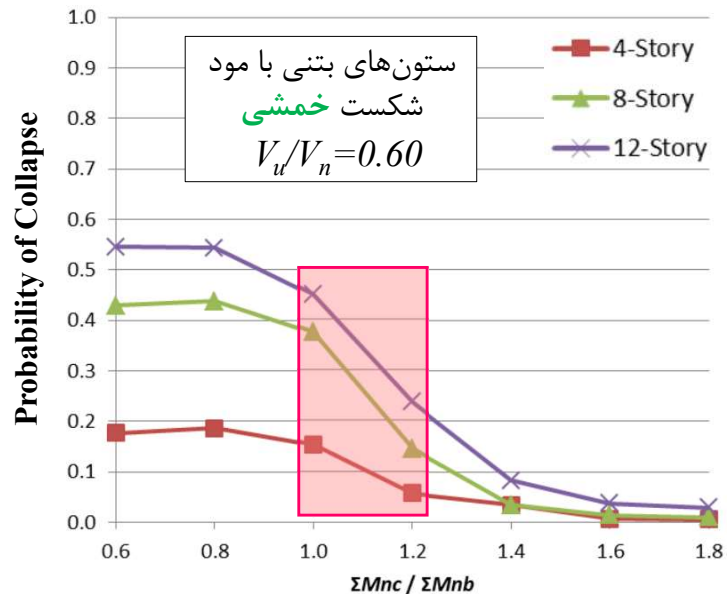
Pushover analysis of the three "modern code design" building models ($V_u/V_n=0.6$, $\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb}=1.2$)

اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی ستون‌ها

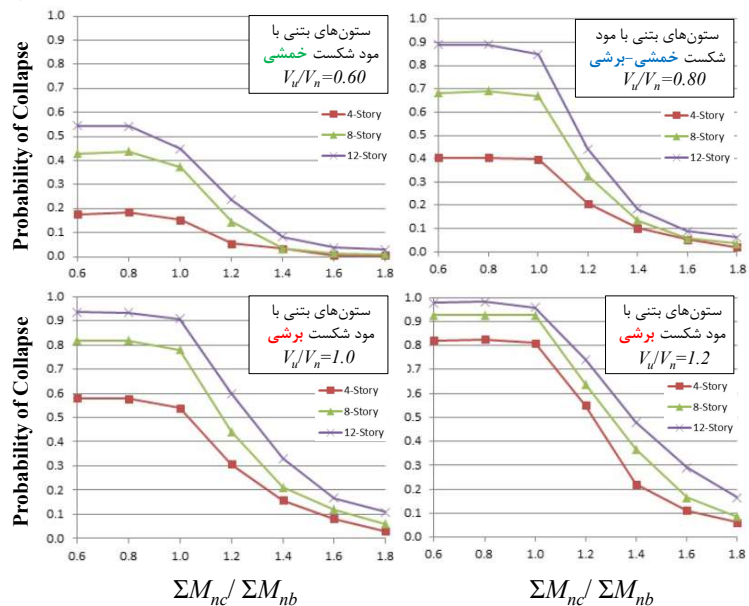
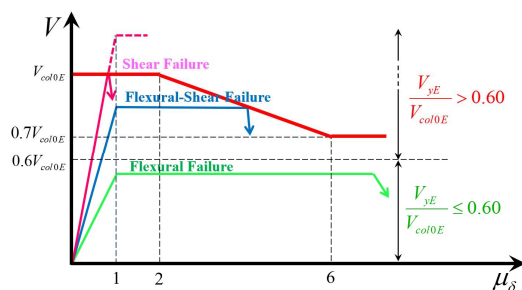
Development of Collapse Indicators for Risk Assessment of Older-Type Reinforced Concrete Buildings (2015)

Panagiotis H. Galanis,^{a)} M.EERI, Jack P. Moehle,^{b)} M.EERI

همان طور که از نمودار مشخص است، احتمال فروریزش در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه وابستگی بسیاری به نسبت مقاومت ستون به تیر دارد. با افزایش نسبت مقاومت ستون به تیر، مقدار احتمال فروریزش در قاب‌های خمشی کاهش می‌یابد. افزایش نسبت مقاومت ستون به تیر از 1.0 به 1.2، بیشترین کاهش در مقدار احتمال فروریزش را دارد.



اثرات اضافه مقاومت در تسلیم خمشی ستون‌ها



اثرات موده‌های بالاتر در تسلیم خمشی ستون‌ها

براساس مطالعات آزمایشگاهی و عددی در صفحات قبلی، نشان داده شد که نسبت‌های رایج برای مقاومت‌های ستون به تیر، مانع از تسلیم خمشی ستون‌ها نخواهد شد. علاوه بر اضافه مقاومت‌های مورد بررسی، پاسخ موده‌های بالاتر در قاب‌های چند طبقه نیز می‌تواند در تسلیم خمشی ستون‌های بتنی تاثیر قابل ملاحظه‌ای داشته باشد. در تحقیق انجام شده توسط کلی در سال ۱۹۷۴ اثرات تغییرات الگوی بارگذاری در زمان‌های مختلف تحلیل تاریخچه زمانی به خوبی نشان داده شد. توزیع لنگر خمشی در یک ستون مشخص در حالت‌های مختلف در شکل زیر ارائه شده است (این شکل از کتاب "طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه" جک میلی، گرفته شده است). توزیع سمت چپ مربوط به الگوی بارگذاری طراحی آئین نامه بوده و سایر توزیع‌ها مربوط به زمان‌های مختلف از تحلیل تاریخچه زمانی می‌باشد که زمان نظیر با هر توزیع در زیر آن درج شده است.

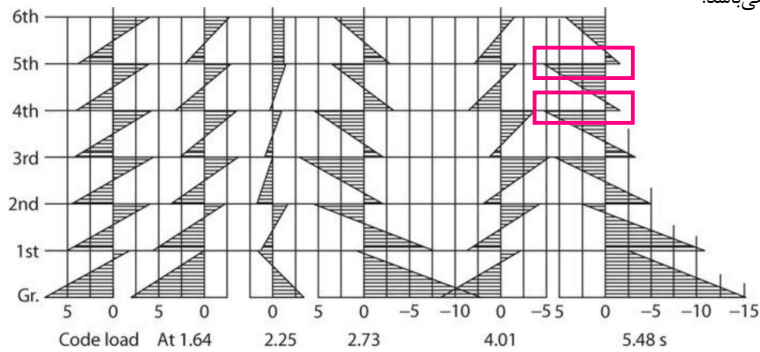
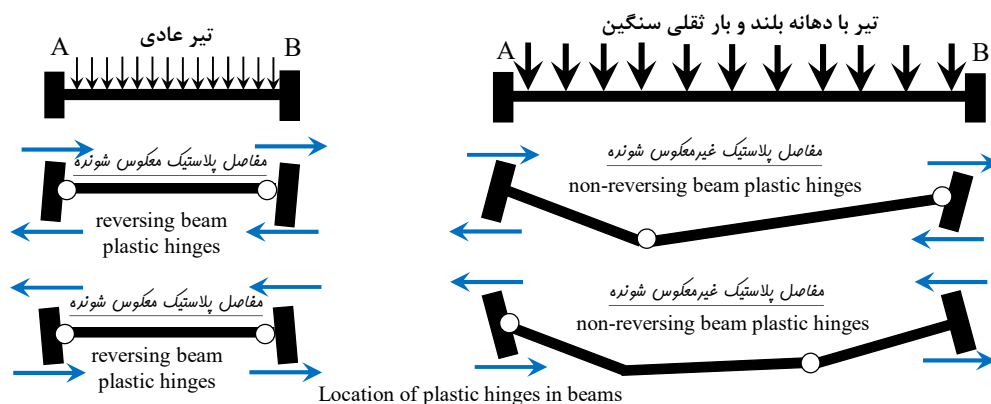


FIGURE 12.16 Column moment distributions calculated for a nonlinear analysis with inelastic beam elements and linear column elements. The results are for the lower 6 stories of a 12-story building. Plot shown left is for code static lateral loading. Remaining results are at times noted during dynamic response history analysis. (After Kelly, 1974.)

Moehle, J. P.(2014). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. McGraw-Hill Education, New York, NY, pp. 760.

اثرات سایر موارد در تسلیم خمشی ستون‌ها

علاوه بر اثرات اضافه مقاومت و اثرات موده‌های بالاتر، در صورت تشکیل مفاصل غیرمعکوس شونده در تیرهای بتنی، تسلیم ستون‌ها می‌تواند تحت تاثیر قرار گیرد. در طراحی لرزه‌ای تیرهای بتن‌آرمه فرض می‌شود که مفاصل پلاستیک در وجوه اتصال تیر-ستون تشکیل شوند، باید توجه داشت که الزاماً همواره چنین حالتی رخ نمی‌دهد. برای تیرهای با دهانه‌های بلند یا تیرهای تحت بارهای ثقیل سنگین، ممکن است تسلیم در نواحی دورتر از بر اتصال تیر-ستون رخ دهد. این رویداد مطلوب نمی‌باشد. (چرا؟!!!) و بایستی با طرح مناسبی از بروز آن جلوگیری گردد.

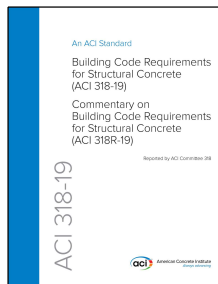


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Available Methods for Estimating Seismic Design Shear of RC Column, V_e

در حال حاضر طراحی برش ستون‌های قاب خمشی ویژه در آمریکا براساس دو مرجع مختلف انجام می‌شود:

1- ACI 318-19



2- NIST GCR 16-917-40



هر دو مرجع مقابل طرح برشی با فرض "تشکیل مفاصل پلاستیک در ابتدا و انتهای ستون" را **بیش از اندازه محافظه کارانه** تلقی کرده و رویکردهای متفاوتی برای محاسبات نیاز برش لرزه‌ای ارائه می‌کنند. در ادامه این رویکردها تشریح می‌گردد:

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

1- V_e According to ACI 318-19

18.7.6.1 Design forces

18.7.6.1.1 The design shear force V_e shall be calculated from considering the **maximum forces that can be generated at the faces of the joints at each end of the column**. These joint forces shall be calculated using the **maximum probable flexural strengths, M_{pr}** , at each end of the column associated with the **range of factored axial forces, P_u** , acting on the column. The column shears **need not exceed those calculated from joint strengths based on M_{pr} of the beams framing into the joint**. In **no case** shall V_e be less than the **factored shear calculated by analysis** of the structure.

R18.7.6.1 Design forces

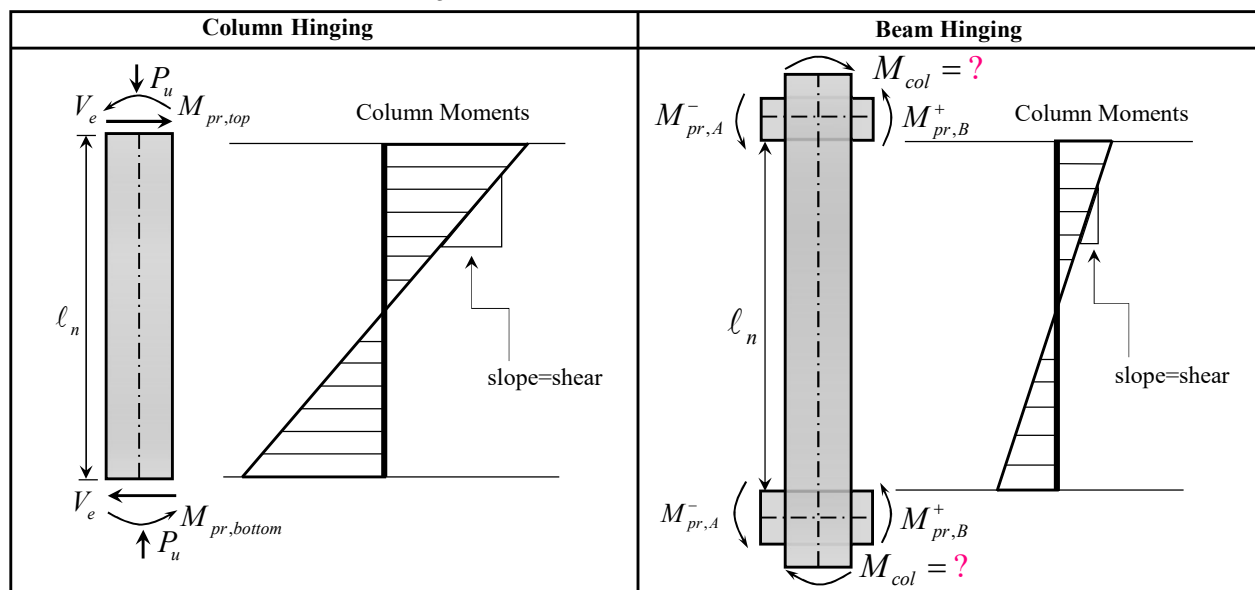
R18.7.6.1.1 The procedures of 18.6.5.1 also apply to columns. Above the ground floor, the moment at a joint may be limited by the flexural strength of the beams framing into the joint. Where beams frame into opposite sides of a joint, the combined strength is the sum of the negative moment strength of the beam on one side of the joint and the positive moment strength of the beam on the other side of the joint. Moment strengths are to be determined using a strength reduction factor of 1.0 and reinforcement with an effective yield stress equal to at least $1.25f_y$. Distribution of the combined moment strength of the beams to the columns above and below the joint should be based on analysis.

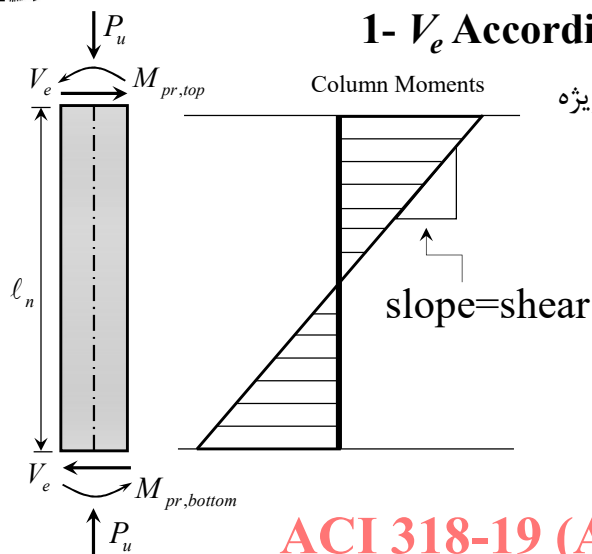
$$V_{Design} = \max \left(V_{code}, \min \left(V_{ACI318(A)}, V_{ACI318(B)} \right) \right)$$

1- V_e According to ACI 318-19

مطابق با ACI 318-19 برش لرزه‌ای طراحی برای ستون‌های SMRF، V_e ، در هیچ موردی نبایستی کمتر از مقدار برش ضریب‌دار محاسبه شده براساس ASCE 7 (تحلیل دینامیکی طیفی یا تحلیل استاتیکی معادل) باشد. در ادامه، ضوابط مقاومت برشی مورد نیاز، الزام می‌کند تا نیروی برشی طراحی ستون براساس حداکثر نیروی‌هایی که در دو انتهای ستون (در برگره اتصال تیر-ستون) می‌تواند تشکیل شود محاسبه گردد. نیروهای گره اتصال براساس بزرگترین مقاومت خمشی محتمل ($M_{pr,c}$) در هر دو انتهای ستون محاسبه می‌شود. بزرگترین مقاومت خمشی محتمل، متناظر با بازه بار محوری ضریب‌دار در ستون تعیین می‌شود. این روش (رویکرد مفصل پلاستیک در ستون‌ها) برای محاسبه برش لرزه‌ای ستون‌های SMRF، در ACI 318-19 نیز به صورت ضمنی "تخمین بیش از حد نیاز" تلقی می‌شود. رویکرد تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها برای محاسبه برش لرزه‌ای، مقادیر آرماتور عرضی را به حدی تجویز می‌کند که توجیه اجرایی ندارد. از این رو حداکثر برش ستون که بایستی در طراحی لحاظ گردد زمانی است که تیرهای اتصال در گره بالا و پایین به حداکثر مقاومت خمشی محتمل خود ($M_{pr,b}$) می‌رسند. با این حال، ACI 318-19، تصمیم‌گیری در مورد توزیع حداکثر لنگر خمشی محتمل تیرها مابین دو ستون بالایی و پایینی گره اتصال را به عهده مهندس می‌گذارد.

1- V_e According to ACI 318-19





1- V_e According to ACI 318-19

محاسبه برش طراحی در ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه

بتن‌آرمه با رویکرد تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها :

این فرض که $M_{pr,c}$ به طور همزمان در بالا و پایین

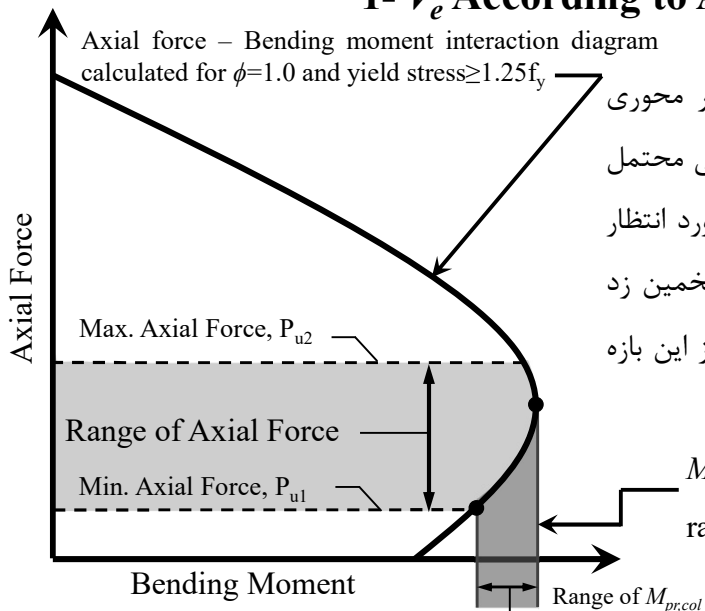
ستون ایجاد شود، ممکن است به صورت چشمگیر

محافظه کارانه تلقی گردد، مخصوصاً زمانی که ستون‌ها

به طور قابل ملاحظه‌ای قوی‌تر از تیرها باشند.

$$\text{ACI 318-19 (A)} \Rightarrow V_e = \frac{M_{pr,bottom} + M_{pr,top}}{l_n}$$

1- V_e According to ACI 318-19



حداکثر مقاومت خمشی محتمل ستون به مقدار بار محوری

وابسته می‌باشد. برای محاسبه حداکثر مقاومت خمشی محتمل

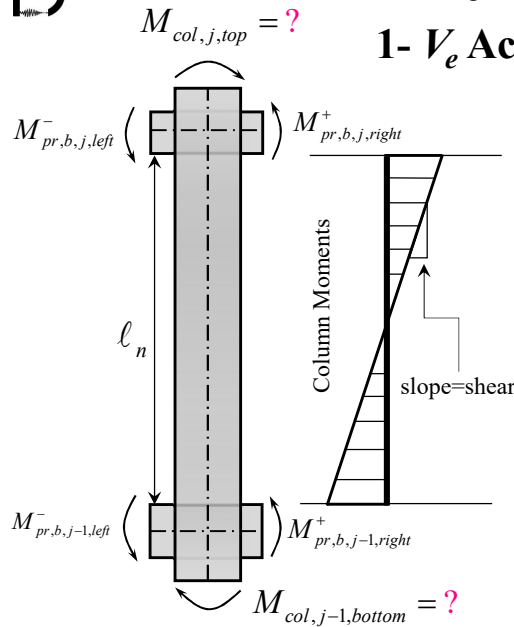
در ستون‌ها می‌توان دامنه تغییرات نیروی محوری مورد انتظار

ستون را با استفاده از ترکیب بارهای ثقلی و زلزله تخمین زد

(مطابق با شکل روبه‌رو) و بیشترین مقدار $M_{pr,c}$ را از این بازه

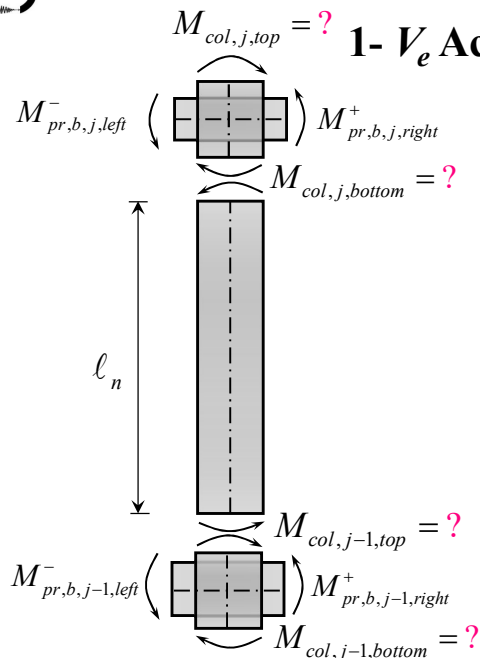
محاسبه کرد.

M_{pr} = maximum value of moment over the range of axial loads



1- V_e According to ACI 318-19

محاسبه برش طراحی در ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه بتن‌آرمه با رویکرد تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها: در این رویکرد فرض می‌شود تیرهای متصل شده به ستون، به حداکثر مقاومت خمشی محتمل خود رسیده‌اند (تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها). بنابراین برای یک گره مشخص، مقادیر لنگر وارده از سمت تیرها مشخص بوده و بایستی مقادیر لنگر جذب شده توسط ستون‌های بالا و پایین هر گره محاسبه شود. روند رایج در آمریکا فرض می‌کند که ستون‌های بالا و پایین در گره اتصال هرکدام به یک اندازه از مجموع لنگرهای محتمل تیرها سهم می‌برند. این حالت B1 نامگذاری می‌شود. برای بررسی بیشتر این شرایط، حالت دیگری نیز فرض می‌شود، حالتی که در آن ستون‌هایی که در بالا و پایین ستون مورد نظر قرار دارند هیچ سهمی از لنگر خمشی محتمل تیرها نمی‌برند و کل لنگر تیرها، جذب ستون مورد نظر می‌شود. این حالت B2 نامگذاری شده و به عنوان کران بالا برای حالت B1 می‌باشد.



1- V_e According to ACI 318-19

$$M_{col,j,bottom} = M_{col,j,top} = \frac{M_{pr,b,j,left}^- + M_{pr,b,j,right}^+}{2} = \frac{\sum M_{pr,b,j}}{2}$$

$$M_{col,j-1,top} = M_{col,j-1,bottom} = \frac{M_{pr,b,j-1,left}^- + M_{pr,b,j-1,right}^+}{2} = \frac{\sum M_{pr,b,j-1}}{2}$$

ACI 318-19 (B1)

$$\Rightarrow V_e = \frac{M_{col,j,bottom} + M_{col,j-1,top}}{l_n} = \frac{\sum M_{pr,b,j} + \sum M_{pr,b,j-1}}{2l_n}$$

ACI 318-19 (B2)

$$\Rightarrow V_e = \frac{M_{col,j,bottom} + M_{col,j-1,top}}{l_n} = \frac{\sum M_{pr,b,j} + \sum M_{pr,b,j-1}}{l_n}$$

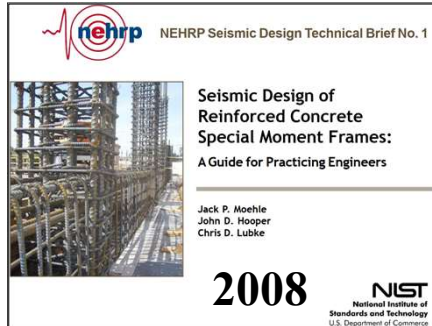
$$\Rightarrow V_{e(B2)} = 2V_{e(B1)}$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

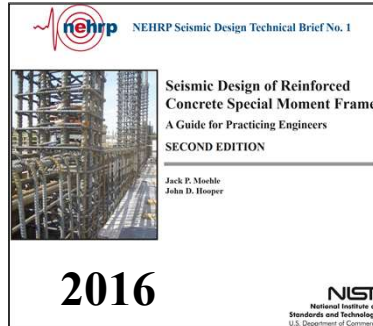
2- V_e According to NIST GCR 16-917-40 (Beam Hinging)

در سال ۲۰۰۸ یک مرجع تحت عنوان NIST GCR 8-917-1 توسط NEHRP منتشر شد. این مرجع، راهنمای بکارگیری ضوابط ACI 318 در طراحی قاب‌های خمشی ویژه می‌باشد.

2- NIST GCR 8-917-1



2- NIST GCR 16-917-40



Jack P. Moehle John D. Hooper

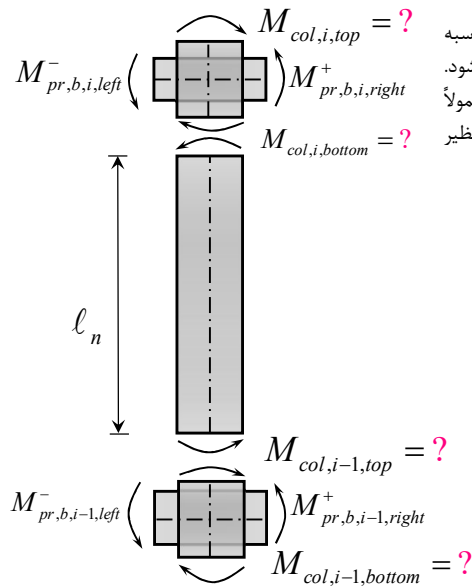
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

2- V_e According to NIST GCR 16-917-40 (Beam Hinging)

راهنمای طراحی NIST نکات کلیدی در طراحی سیستم‌های SMRF، نظیر طراحی خمشی و برشی تیرها و ستون‌ها، طراحی اتصالات تیر-ستون و الزامات مهار را ارائه می‌کند. ویرایش جدید این مرجع در سال ۲۰۱۶ تحت عنوان NIST GCR 16-917-40 توسط NEHRP منتشر شد. هر دو نسخه، طراحی برشی ستون به وسیله رویکرد "تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها" را **بسیار محافظه کارانه** تلقی می‌کنند. لیکن این حالت از طراحی را فقط در "**صورت امکان**" توصیه می‌کنند. با این حال، برای برخی از ستون‌ها، برش به دست آمده با این روش بسیار بیشتر از آن است که توجیه اجرایی داشته باشد، لذا این مرجع روش محاسباتی جایگزین ارائه می‌کند. NIST عنوان می‌کند: لازم نیست حداکثر برش ستون‌ها بیش از برش نظیر با تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها در نظر گرفته شود (**بنابراین NIST GCR 16-917-40 نیز از رویکرد تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها استفاده می‌کند**). مشکل این روش در توزیع لنگر خمشی بین ستون‌های موجود در بالا و پایین گره مورد بررسی می‌باشد. یک روش رایج، توزیع حداکثر لنگر خمشی محتمل تیرها، به نسبت سختی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال یا تقسیم لنگر مذکور به دو بخش مساوی بین ستون‌های نظیر می‌باشد. نسخه جدیدتر از NIST عنوان می‌کند که هر دو روش توزیع لنگر معرفی شده می‌توانند تا حد زیادی در خلاف جهت اطمینان باشند.

[Moehle JP, Hooper JD \(2016\): Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers. NEHRP Seismic Design Technical Brief No.1, NIST GCR 16-917-40.](#)

2- V_e According to NIST GCR 16-917-40 (Beam Hinging)



راهنمای طراحی NIST، پیشنهاد می‌کند مقدار حداکثر برش لرزه‌ای براساس تحلیل ارتجاعي ASCE 7 محاسبه شده (برش حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی، V_{code}) و این مقدار توسط نسبت "اضافه مقاومت تیرها" **تشدید** شود. همان حداقل برش طراحی ستون است که توسط ACI 318-19 معرفی می‌شود. با توجه به این که معمولاً بیش از یک تیر به ستون متصل می‌باشد بنابراین NIST پیشنهاد می‌کند از میانگین اضافه مقاومت تیرهای نظیر استفاده شود. میانگین ضریب اضافه مقاومت برای تیر شماره i در طبقه j به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$M_{pr,b,i,j} : \text{حداکثر مقاومت خمشی محتمل تیر شماره } i \text{ در طبقه } j$$

$$M_{u,b,i,j} : \text{لنگر خمشی طراحی تیر شماره } i \text{ در طبقه } j$$

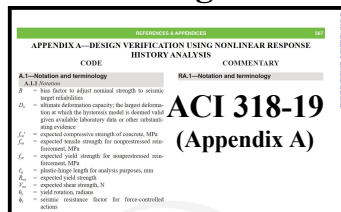
V_{code} : حداکثر برش طراحی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی براساس ASCE 7

$$\Rightarrow \Phi_m = \text{Average} \left(\frac{M_{pr,b,i,j}}{M_{u,b,i,j}} \right)$$

$$\Rightarrow V_{e,col} = \Phi_m \times V_{code}$$

[Moehle JP, Hooper JD \(2016\): Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers. NEHRP Seismic Design Technical Brief No.1, NIST GCR 16-917-40.](#)

3- V_e According to ACI 318-19 Appendix A Design Verification Using Nonlinear Response History Analysis



روش جایگزین دیگر **به عنوان بهترین گزینه**، استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت چندین رکورد زلزله ورودی و تعیین برش طراحی ستون‌ها براساس نتایج آماری پاسخ‌های می‌باشد. برای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در ساختمان‌های بلند می‌توان از پیوست A از استاندارد ACI 318-19، فصل 16 از استاندارد ASCE 7-22 و TBI 2017 یا LATBSDC 2020 استفاده کرد.

هدف پیوست A از استاندارد ACI 318-19 :

ارائه یک روش مبتنی بر عملکرد برای طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های بلند (طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد) به عنوان جایگزینی برای روش تجویزی

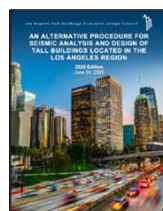
ASCE 7



ASCE/SEI 7-22
(Chapter 16)



TBI 2017
(FEMA P-1092)

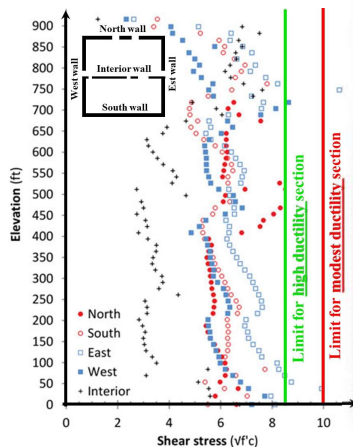


LATBSDC 2020

3- V_e According to ACI 318-19 Appendix A Design Verification Using Nonlinear Response History Analysis

Salesforce Tower, SAN FRANCISCO, CA (61-story)

Maximum Wall Shear Stress



این برج، اولین ساختمان اداری-تجاری در کالیفرنیاست که براساس طراحی مبتنی بر عملکرد (PBSD) طراحی شده است. برج ۶۱ طبقه Salesforce در شهر سانفرانسیسکو و در نزدیک پل Golden Gate بنا شده است. این برج با ارتفاع ۲۷۵ متر (براساس آخرین طبقه اشغال شده) بلندترین ساختمان در غرب رودخانه می‌سی‌سی‌پی است. ارتفاع کل برج ۳۲۶ متر است. این ساختمان دارای سیستم باربر جانبی هسته مرکزی دیوار برشی بوده و طراحی برشی این دیوارها براساس نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی در شکل زیر نشان داده است.



CHARLES PANKOW
FOUNDATION

Building Innovation through Research

روند محاسبات ASCE 7-10 و ACI 318-14 برای نیروی محوری طراحی ستون‌های بتن‌آرمه به صورت قابل ملاحظه **کمتر** از نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی است. علاوه بر آن، وابسته به روش ارائه شده در ACI 318-14 برای محاسبه نیروی برشی طراحی ستون‌های بتنی، مقدار برش مذکور می‌تواند **بسیار بیشتر** یا **بسیار کمتر** از نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی باشد. ضعف‌های مدل‌های موجود برای تخمین نیروی محوری و نیروی برشی طراحی ستون‌های بتنی در قاب‌های خمشی ویژه محققین دانشگاه کالیفرنیا برکلی را بر آن داشت تا در یک تحقیق جامع به بررسی این موضوع پرداخته و یک مدل با جزئیات کامل برای پوشش ضعف مذکور ارائه دهند. این تحقیق در دو بخش آزمایشگاهی و عددی انجام شده است. بخش آزمایشگاهی مربوط به رفتار لرزه‌ای تیرهای بزرگ مقیاس برای ساختمان‌های بلند بوده و بخش عددی مربوط تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی ساختمان‌های بلند با سیستم قاب خمشی ویژه می‌باشد. تامین مالی این تحقیق توسط CHARLES PANKOW FOUNDATION (CPF) انجام شده است. در صفحات بعدی جزئیات تامین مالی این تحقیق ارائه شده است. در ادامه با معرفی مراجع مربوطه به بررسی مدل‌های پیشنهادی پرداخته می‌شود.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

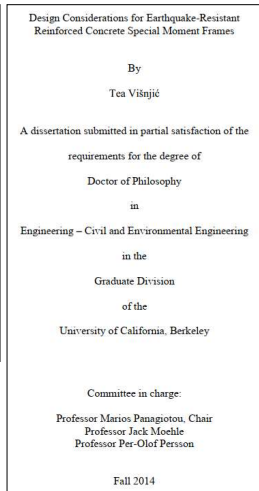
Proposed modifications for estimation of design forces in RC column



Berkeley
UNIVERSITY OF CALIFORNIA

GRANT DETAILS

PROJECT	Beam Hoop Reinforcement for Large Beams in Special Moment Resisting Frames
GRANTEE	University of California, Berkeley
CATEGORY	Concrete
SUBCATEGORY	Seismic
GRANT #	02-10
AWARD AMOUNT	\$93,455
GRANT PERIOD	September 2010 - June 2013
GRANT STATUS	Complete
PRINCIPLE INVESTIGATORS	Jack Moehle, Ph.D.; Marios Panagiotou, Ph.D
INDUSTRY CHAMPIONS	Ron Klemencic; Robert Englekirk
CPF ALLIES	American Concrete Institute Concrete Research Council; Concrete Reinforcing Steel Institute



Tea Višnjic

Marios Panagiotou

Jack P. Moehle

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Tea Višnjic (2014)

- ۱- برای این مطالعه ۴ تپ ساختمان ۲۰ طبقه با ۴ دهانه لحاظ شده است. که در پلان و ارتفاع یکسان می‌باشند.
- ۲- در هر راستا اصلی ساختمان دو قاب خمشی ویژه به عنوان سیستم لرزه‌بر در پیرامون ساختمان لحاظ شده و قاب‌های داخلی به صورت ثقلی می‌باشند.
- ۳- قاب‌های لرزه‌بر دارای ۴ دهانه هر کدام به طول ۲۱ فوت و ۲۰ طبقه هر کدام به ارتفاع ۱۲ فوت می‌باشند. ارتفاع کل ساختمان ۲۴۰ فوت است.
- ۴- آکس‌های A و E تحت عنوان ستون‌های بیرونی، آکس‌های B و D ستون‌های داخلی و آکس C تحت عنوان ستون میانی (وسط) نام‌گذاری شده است.
- ۵- در ساختمان تپ A سایز و آرماتورهای طولی ستون‌ها در ارتفاع ساختمان کاهش می‌باشد.
- ۶- در ساختمان‌های تپ B سایز و آرماتورهای طولی ستون در ارتفاع ثابت می‌باشد.
- ۷- تیرها در هر دو تپ یکسان می‌باشند.
- ۸- تیرها در تراز طبقات ۱۱ الی ۲۰ نسبت به طبقات ۱ الی ۱۰ کاهش می‌یابد.
- ۹- ساختمان تپ A یک عدد بوده و تحت عنوان A20-1 نام‌گذاری شده است.
- ۱۰- ساختمان‌های تپ B سه عدد بوده و تحت عناوین B20-1, B20-2, و B20-3 نام‌گذاری شده است.
- ۱۱- در ساختمان A20-1 ابعاد ستون‌ها در طبقات ۱ الی ۱۰ ثابت بوده و در طبقات ۱۱ الی ۲۰ نسبت به طبقات پایین کاهش می‌یابد.
- ۱۲- آرماتورهای طولی ستون‌های در تپ A در طبقات ۶، ۱۱ و ۱۶ محدود می‌شود.
- ۱۳- در تپ B20-1 ابعاد و آرماتورهای طولی ستون‌ها در تمامی طبقات یکسان بوده و برابر با مشخصات ستون‌های طبقه اول A20-1 است.
- ۱۴- ساختمان‌های B20-2 و B20-3 شبیه به ساختمان B20-1 بوده به غیر از سایز و آرماتورهای طولی در ستون‌های بیرونی.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Tea Višnjić (2014)

Table 5.1. Frame element sizes and steel ratios (b = width, h = height, ρ_l = longitudinal reinforcement ratio, ρ_t = transverse reinforcement ratio). Note: * = ρ_t in first-story column only.

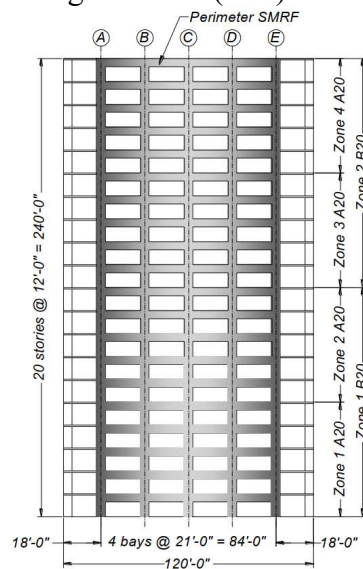
		A20-1				B20-1		B20-2		B20-3	
zone		1	2	3	4	1	2	1	2	1	2
stories		1-5	6-10	11-15	16-20	1-10	11-20	1-10	11-20	1-10	11-20
beam	b (in.)	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
	h (in.)	42	42	36	36	42	36	42	36	42	36
	ρ_l (%)	2.2	2.2	1.8	1.8	2.2	1.8	2.2	1.8	2.2	1.8
	ρ_t (%)	1.0	1.0	0.9	0.9	1.0	0.9	1.0	0.9	1.0	0.9
exterior column	b (in.)	48	48	42	42	48	48	60	60	72	72
	h (in.)	48	48	42	42	48	48	60	60	72	72
	ρ_l (%)	2.8	1.1	1.1	1.0	2.8	2.8	2.0	2.0	1.7	1.7
	ρ_t (%)	2.1* 1.2	1.2	1.2	1.2	2.1* 1.2	1.2	1.9* 1.2	1.2	1.9* 1.2	1.2
interior/middle column	b (in.)	48	48	42	42	48	48	48	48	48	48
	h (in.)	48	48	42	42	48	48	48	48	48	48
	ρ_l (%)	1.5	1.0	1.1	1.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	ρ_t (%)	1.9* 1.6	1.6	1.6	1.6	1.9* 1.6	1.6	1.9* 1.6	1.6	1.9* 1.6	1.6

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

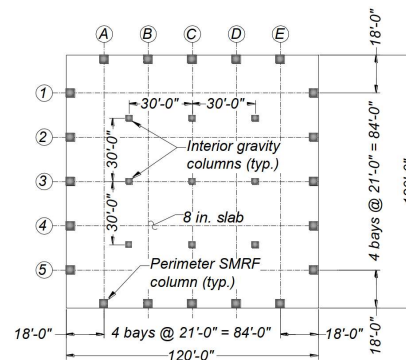
Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Tea Višnjić (2014)

Figure 5.1.1. (Left) Elevation and (Right) floor plan of buildings considered.



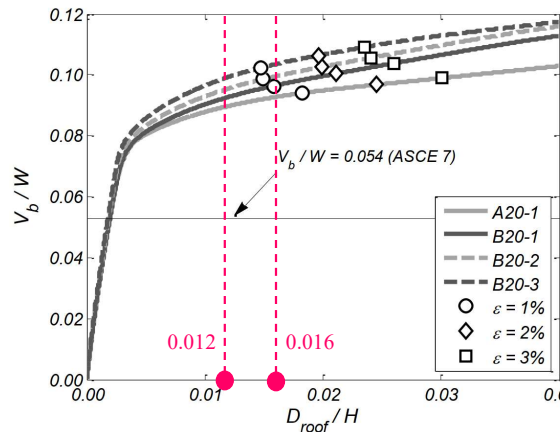
- exterior columns Column lines A and E
- interior columns Column lines B and D
- middle column Column line C



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Tea Višnjić (2014)



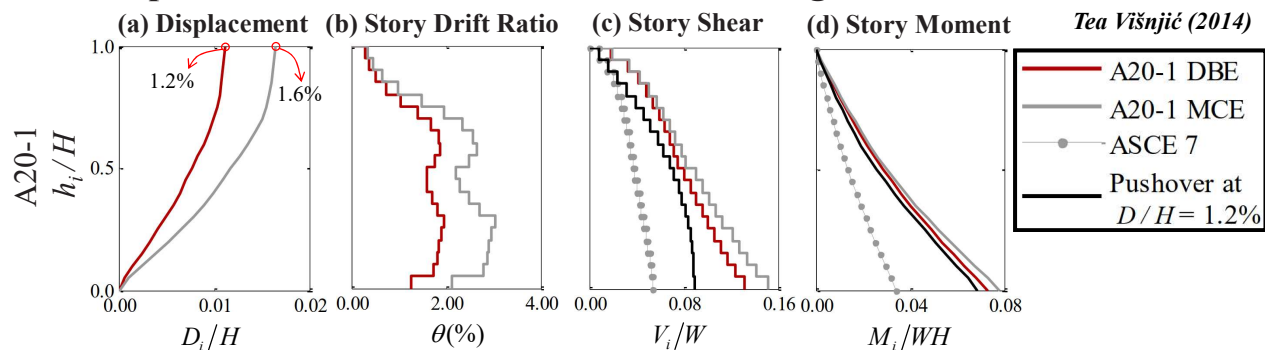
شکل مقابل منحنی ظرفیت (نیرو- جابجایی) حاصل از تحلیل پوش آور (با استفاده از الگوی بار جانبی متناسب با مود ارتعاشی اول ساختمان) را برای هر چهار ساختمان نشان می‌دهد. هر چهار ساختمان تا نسبت دررفت بام ۴٪ پوش شده‌اند. رابطه نیرو- جابجایی ساختمان‌ها در بخش رفتار خطی شبیه به هم می‌باشند. این شباهت تا حدود برش پایه $0.073W$ در نسبت دررفت بام ۰.۴٪ می‌باشد. اختلاف بین منحنی‌های ظرفیت بعد از این حد نیرویی مربوط به اختلاف مقاومت خمشی در ستون‌ها می‌باشد. در نسبت دررفت بام ۲٪، مقدار برش پایه ساختمان‌ها بین ۱.۷ الی ۱.۹ برابر مقدار برش پایه طراحی می‌باشد (برش پایه طراحی برابر با $0.054W$ است). افزایش برش پایه ناشی از ضرائب طراحی و اضافه مقاومت مقاطع تیرها و ستون‌ها می‌باشد. تصویر مقابل کرنش آرماتورهای کششی در ستون‌های بیرونی طبقه همکف در سمت پاشنه ساختمان (uplift side) را نیز نشان می‌دهد. نقاط مشخص شده لحظه رسیدن به کرنش‌های کششی ۱٪، ۲٪ و ۳٪ را نشان می‌دهد.

برای نسبت دررفت بام در حدود ۱.۶٪ مقدار کرنش در ستون‌ها به صورت حدودی ۱.۰٪ می‌باشد.

برای نسبت دررفت بام در حدود ۱.۲٪ مقدار کرنش در ستون‌ها کمتر از ۱.۰٪ می‌باشد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column



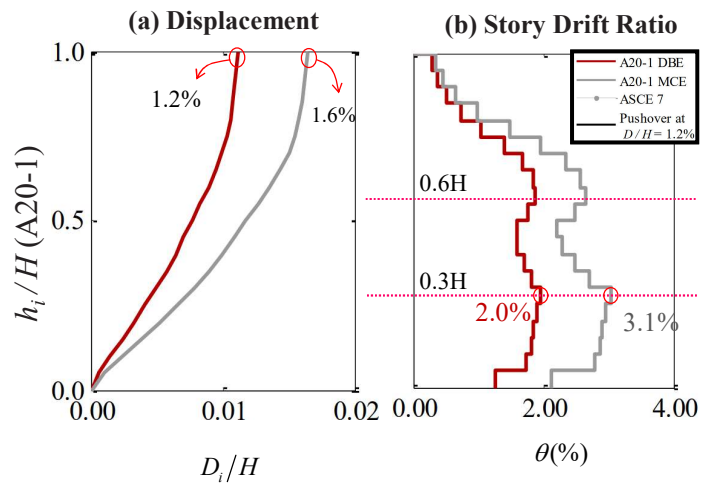
این نمودارها میانگین پاسخ در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای ساختمان A20-1 را نشان می‌دهد. در این نمودارها منحنی جابجایی نسبی تراز طبقات، نسبت دررفت طبقات، برش طبقات و ممان طبقات برای زلزله سطح DBE و MCE نشان داده شده است. تمامی پاسخ‌ها در سطح DBE دارای شکل شبیه به پاسخ‌ها در سطح MCE است. مطابق با شکل (a) مقدار نسبت دررفت برای بام ساختمان در سطح DBE برابر با ۱.۲٪ و برای MCE برابر با ۱.۶٪ محاسبه شده است، در همین شکل مقدار پوش میانگین پاسخ جابجایی نسبی تراز طبقات در محل بام، بزرگترین مقدار را دارد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Tea Višnjić (2014)

مطابق با شکل (b) مقدار نسبت دررفت طبقات اساساً در دو طبقه اول ساختمان شکل می‌گیرد که با تغییر شکل‌های قابل ملاحظه غیرخطی تیرها و ستون‌ها در این ناحیه مرتبط است. مقدار نسبت دررفت میانگین طبقات بین $0.2H$ الی $0.7H$ هم در زلزله DBE و هم در زلزله MCE مقدار مشابهی دارد. مقدار حداکثر نسبت دررفت در $0.6H$ و $0.3H$ اتفاق می‌افتد. بیشترین مقدار نسبت دررفت طبقات در زلزله DBE برابر 2.0% و برای زلزله MCE برابر با 3.1% می‌باشد.

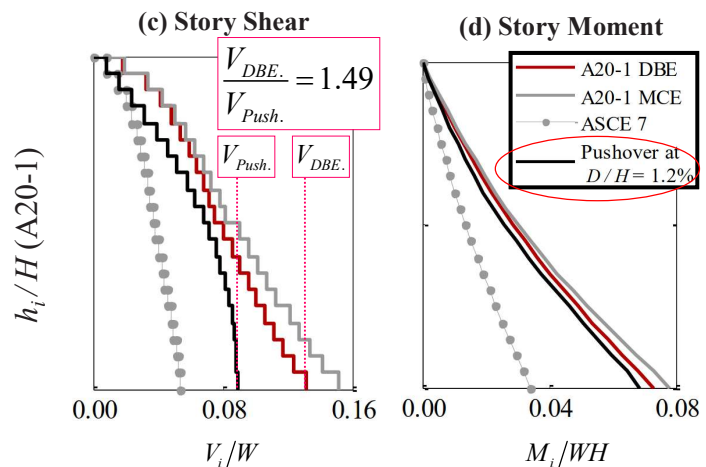


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Tea Višnjić (2014)

مطابق با شکل (c)، میانگین برش پایه در DBE برابر $0.13W$ و در MCE این مقدار به $0.15W$ افزایش می‌یابد. برای مقایسه برش پایه حاصل از تحلیل پوش‌آور با برش پایه حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی در DBE، تحلیل پوش‌آور تا به نسبت دررفت بام حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی در DBE، پوش شده است (نسبت دررفت بام در هر دو تحلیل پوش‌آور و تاریخچه زمانی DBE برابر با 1.2% می‌باشد). با این حال برش پایه در DBE، 49% بزرگتر است. این اختلاف ناشی از مشارکت مودهای بالاتر در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی است که در تحلیل پوش‌آور دیده نمی‌شود، چون تحلیل پوش‌آور فقط اثرات مود اول را لحاظ می‌کند.

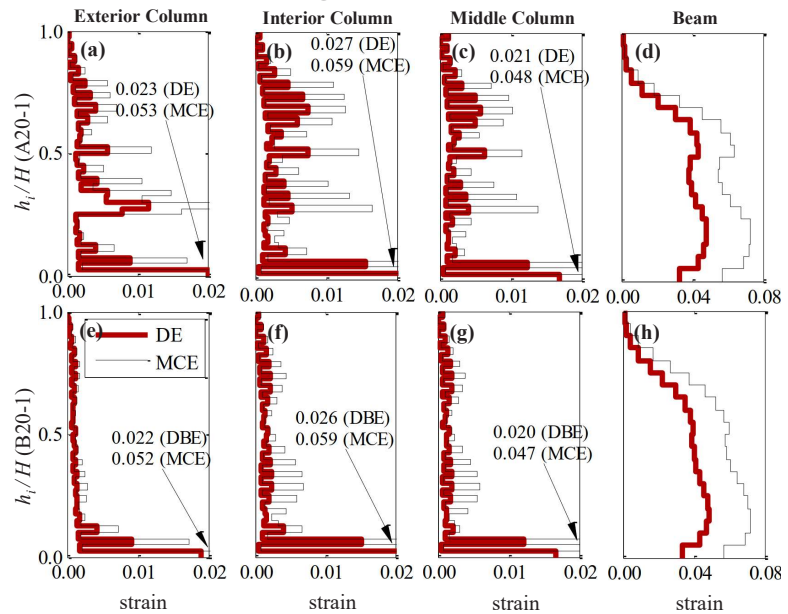


مطابق با شکل (d) اختلاف ممان طبقات بین DBE و MCE فقط 6% می‌باشد. در همین شکل نمودار ممان طبقات حاصل از تحلیل پوش‌آور نیز ترسیم شده است. ممان حاصل تحلیل پوش‌آور بسیار نزدیک به ممان حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی برای DBE است. این شکل نشان می‌دهد که اثرات مودهای بالاتر تاثیر ناچیزی در مقدار ممان طبقات دارد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

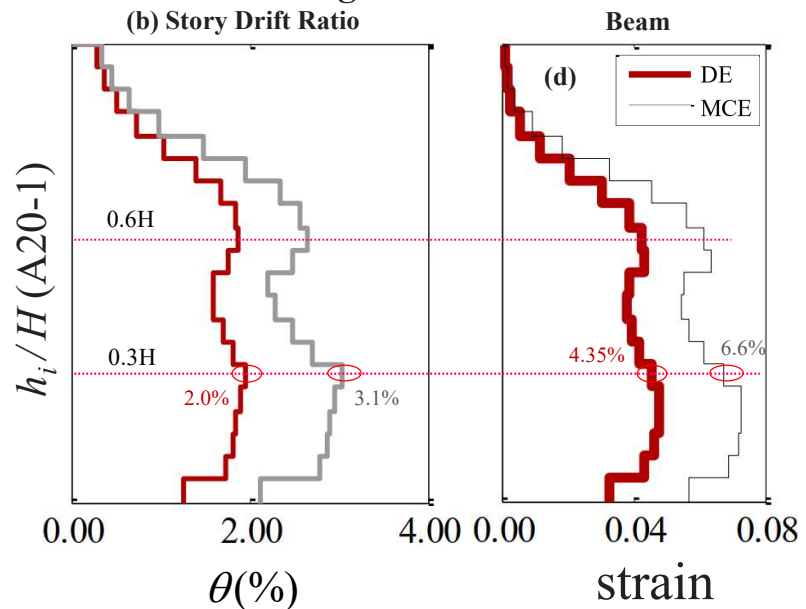
		A20-1				B20-1	
zone		1	2	3	4	1	2
stories		1-5	6-10	11-15	16-20	1-10	11-20
beam	b (in.)	24	24	24	24	24	24
	h (in.)	42	42	36	36	42	36
	ρ_t (%)	2.2	2.2	1.8	1.8	2.2	1.8
exterior column	b (in.)	48	48	42	42	48	48
	h (in.)	48	48	42	42	48	48
	ρ_t (%)	2.1*	1.2	1.2	1.2	2.1*	1.2
interior/middle column	b (in.)	48	48	42	42	48	48
	h (in.)	48	48	42	42	48	48
	ρ_t (%)	1.5	1.0	1.1	1.0	1.5	1.5
		1.9*	1.6	1.6	1.6	1.9*	1.6



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

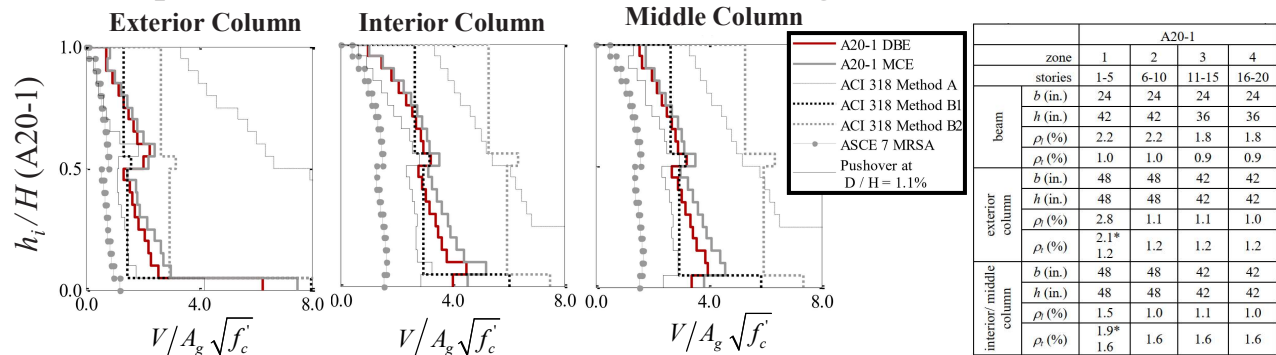
Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

شکل کلی نسبت دررفت طبقات در ارتفاع ساختمان، بسیار شبیه به پروفیل کرنش آرماتورهای طولی تیرها در ارتفاع ساختمان است. مطابق با شکل d، کرنشهای کششی ایجاد شده در آرماتورهای طولی تیر در هر دو سطح DBE و MCE قابل ملاحظه می‌باشد. پوش کرنش آرماتور طولی تیر برای هر دو سطح زلزله شکل یکسانی داشته و به صورت کلی از شکل نسبت دررفت طبقات تبعیت می‌کند. در حدود ۷۰٪ ارتفاع ساختمان مقدار کرنش آرماتورهای طولی تیرها حدوداً یکسان می‌باشد.



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column



در تصاویر بالا منحنی پوش در ستون‌های بیرونی، داخلی و میانی به صورت نرمال شده به مقدار $A_g \sqrt{f'_c}$ ترسیم شده است. روش‌های مختلف محاسبه برش طراحی برای هر سه موقعیت از ستون‌ها نشان داده شده است. مقدار برش محاسبه شده از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی به صورت کلی ۲ برابر مقدار برش محاسبه شده است تحلیل دینامیکی طیفی می‌باشد. در محاسبات DBE، با وجود اینکه مقدار میانگین نیروی برشی در ستون میانی طبقه سوم ۶۴٪ بزرگتر از مقدار برش ستون بیرونی در طبقه سوم می‌باشد ولی مقدار برش ستون بیرونی در طبقه اول به اندازه ۵۴٪ بزرگتر از مقدار برش ستون میانی در طبقه اول می‌باشد. افزایش قابل ملاحظه نیروی برشی در ستون‌های بیرونی طبقه اول ناشی از اندرکنش کینماتیکی بین تیرها و ستون‌ها می‌باشد. چرا؟؟!!

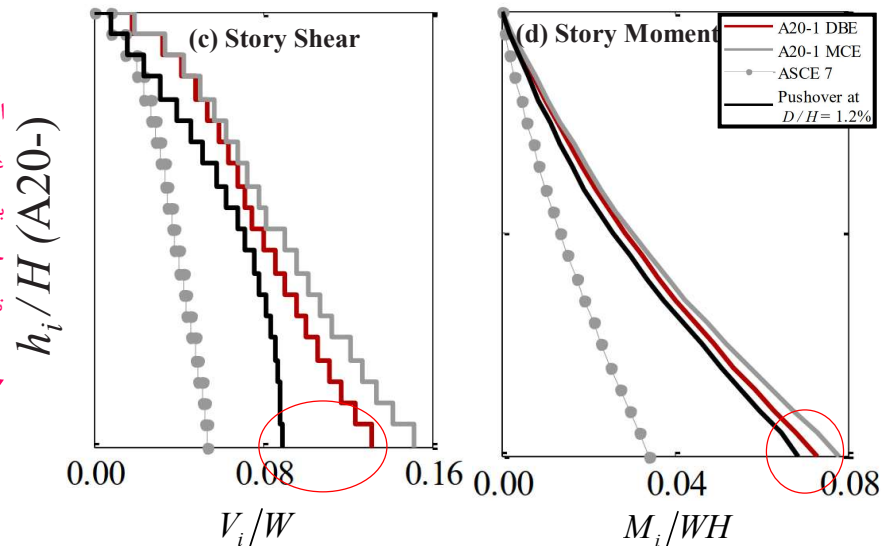
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column


1

اثرات مودهای بالاتر در تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی می‌تواند برش پایه را در حدود 1.5 برابر برش پایه تحلیل پوش‌آور افزایش دهد. در حالی که اثرات مودهای بالاتر در همین تحلیل تاثیر بخصوصی در ممان طبقات ندارد.

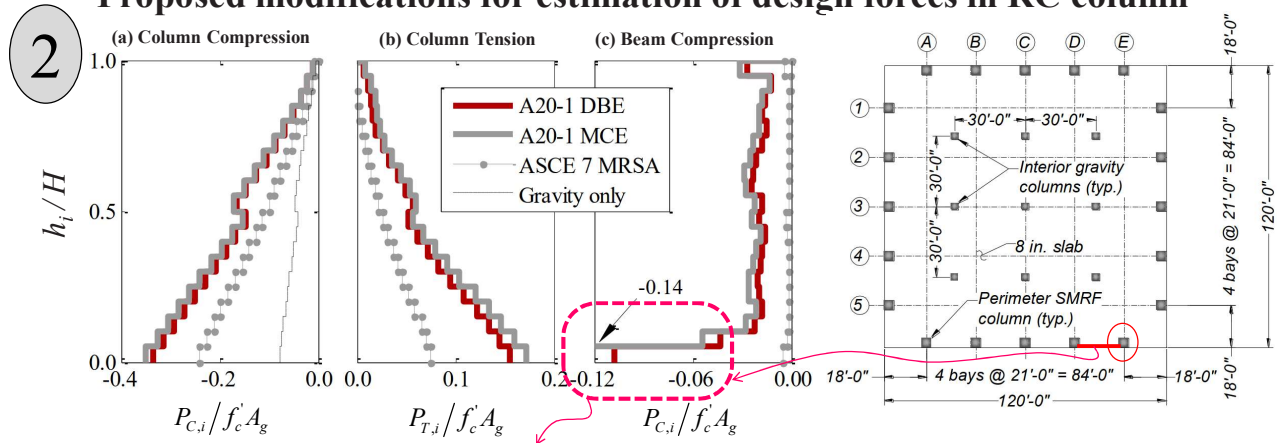
چرا؟



Tea Višnjić (2014)


Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

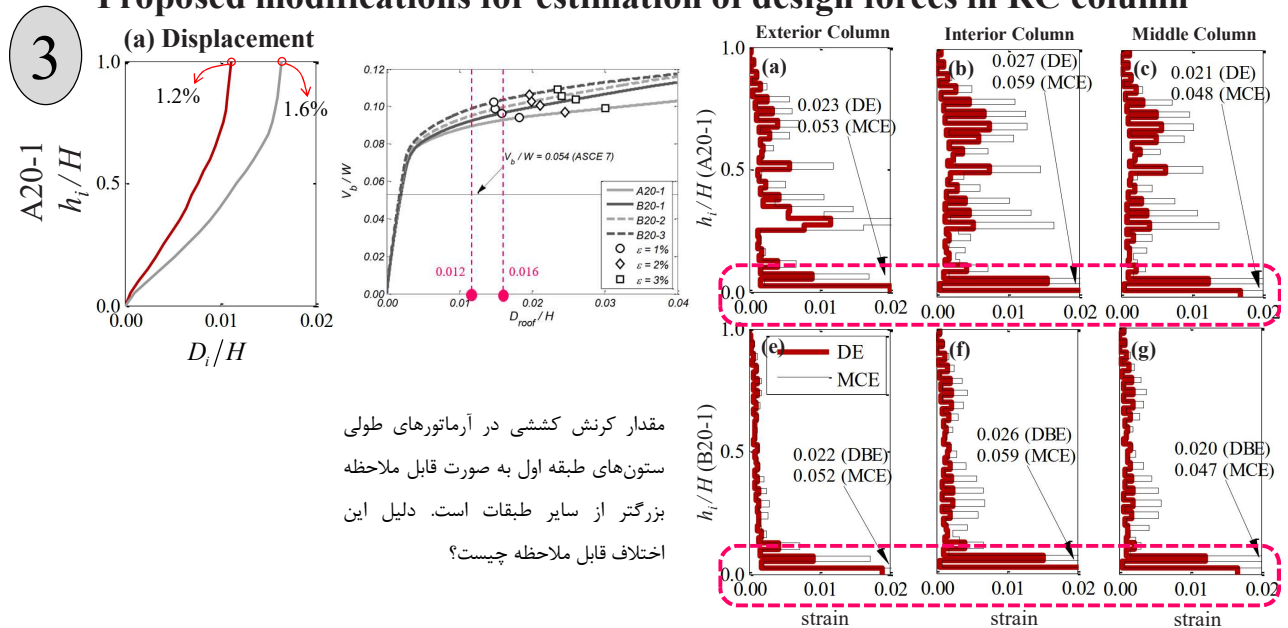


نمودار a و b نیروی محوری فشاری و کششی در ستون بیرونی (ستون گوشه) را نشان می‌دهد. نمودار c نیروی محوری تیر نظیر با این ستون را نشان می‌دهد. چرا نیروی محوری فشاری در تیر نشان داده شده در دو طبقه اول به صورت قابل ملاحظه نسبت به سایر طبقات بزرگتر می‌باشد؟

$$P_{C,i}/f'_c A_g = \begin{cases} st1 & \begin{cases} DBE \approx -0.11 \\ MCE \approx -0.14 \end{cases} \\ st2 & \begin{cases} DBE \approx -0.05 \\ MCE \approx -0.06 \end{cases} \end{cases}$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

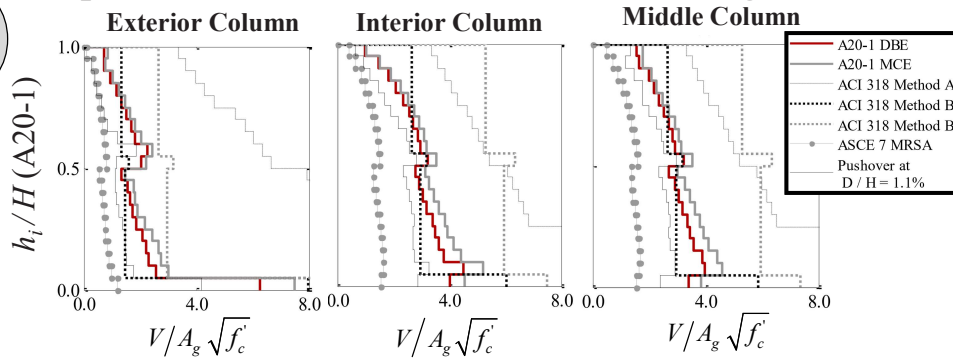
Proposed modifications for estimation of design forces in RC column



مقدار کرنش کششی در آرماتورهای طولی ستون‌های طبقه اول به صورت قابل ملاحظه بزرگتر از سایر طبقات است. دلیل این اختلاف قابل ملاحظه چیست؟

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

4



این همه اختلاف از چه چیزی ناشی می شود؟؟؟؟

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

پدیده ازدیاد طول تیرهای بتن آرمه و تاثیر آن در رفتار جانبی قابهای خمشی بتن آرمه

برای پاسخ به ۴ سوال مطرح شده بایستی پدیده‌ای به نام

"ازدیاد طول در المانهای بتن آرمه"

به صورت مفهومی بررسی گردد.


Elongation Phenomenon

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

پدیده ازدیاد طول تیرهای بتن آرمه و تاثیر آن در رفتار جانبی قابهای خمشی بتن آرمه

- ۱- پدیده "ازدیاد طول" در تیرهای بتن آرمه چیست؟
- ۲- چرا "ازدیاد طول" در تیرهای بتن آرمه رخ می دهد؟
- ۳- تاثیر "ازدیاد طول" تیرهای بتن آرمه در عملکرد تیرهای بتن آرمه چیست؟
- ۴- تاثیر "ازدیاد طول" تیرهای بتن آرمه در عملکرد قابهای خمشی چیست؟
- ۵- چه ملاحظات آیین نامه ای برای اثرات "ازدیاد طول" تیرهای بتن آرمه وجود دارد؟
- ۶- تاثیر "ازدیاد طول" تیرهای بتن آرمه بایستی در طراحی لرزه ای تجویزی نیز لحاظ شود یا فقط برای ارزیابی عملکردی الزامی است؟
- ۷- پدیده "ازدیاد طول" در تحلیل خطی یا غیر خطی چگونه مدلسازی می شود؟
- ۸- در صورت عدم مدلسازی مستقیم پدیده "ازدیاد طول" در نرم افزار چگونه می توان از آثار مخرب آن جلوگیری کرد؟

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

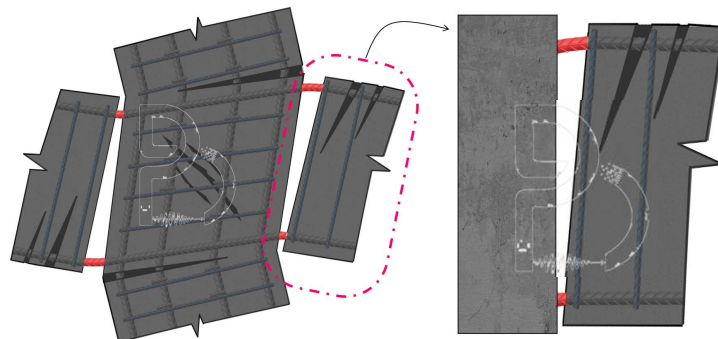
Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

پدیده ازدیاد طول تیرهای بتن آرمه و تاثیر آن در رفتار جانبی قابهای خمشی بتن آرمه

ازدیاد طول تیر، پدیده ای است که در آن یک تیر در محدوده تشکیل مفصل پلاستیک خمشی، به صورت طولی کشیده می شود. همان طور که در شکل زیر نشان داده شده است ازدیاد طول تیرهای بتن آرمه به صورت عمده ناشی از دو مورد زیر می باشد:

۱- کرنش کششی آرماتورهای طولی ناشی از دوران های پلاستیک در محل مفصل پلاستیک

۲- افزایش طول غیر قابل برگشت در آرماتورهای فشاری



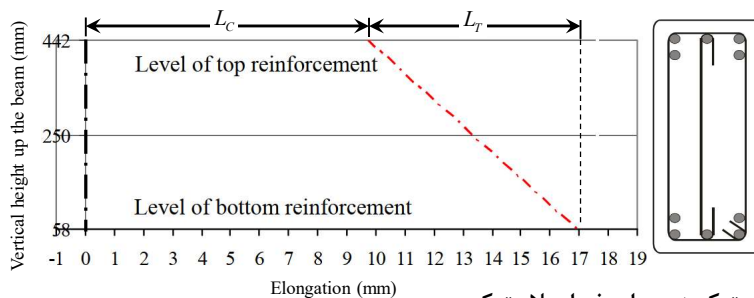
Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

در طراحی سازه‌های شکل‌پذیر، مقاومت اعضای مختلف در یک قاب بگونه‌ای تنظیم می‌شود که در صورت رخداد زلزله شدید مکانیزم ترد شکن مانند شکست برشی یا مکانیزم ستون رخ ندهد. علاوه بر آن محدوده مفاصل پلاستیک جزوه محدوده‌های محافظت شده با جزئیات ویژه می‌باشد تا از رفتار شکل‌پذیر سازه اطمینان حاصل گردد. مفاصل پلاستیک به نحوی طراحی می‌شوند تا بدون از دست دادن مقاومت، متحمل تغییر شکل‌های غیرخطی بزرگ باشند. دوران‌های غیرخطی بزرگ باعث ایجاد کرنش‌های کششی قابل ملاحظه (در حدود ۲۵ برابر کرنش تسلیم) در آرماتورهای طولی شده و در نهایت به دلیل بارگذاری چرخه‌ای، مفصل پلاستیک تیرهای بتنی دچار ازدیاد طول می‌شود. حتی اگر به دلیل وجود ستون‌ها و سقف‌ها، در داخل تیر نیروی محوری فشاری تشکیل گردد با این وجود نیز تیر ازدیاد طول خواهد داشت (هرچند نسبتاً کمتر باشد). رفتار ازدیاد طول در تیرهای بتن‌آرمه برای مفصل پلاستیک یک طرفه و معکوس شونده کاملاً متفاوت از یکدیگر می‌باشد (Fenwick and Megget 1993). همانطور که پیش‌تر

نیز ذکر شد، مفاصل پلاستیک یک طرفه معمولاً در قاب‌های با دهانه بلند و بار ثقلی سنگین نسبت به زلزله تشکیل می‌شود. در این قاب‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای جانبی، حداکثر لنگر مثبت (کشش در تار پایین) و حداکثر لنگر منفی (کشش در تار بالایی) در موقعیت‌های مختلف تیر رخ می‌دهد. در قاب‌هایی که تلاش‌های ناشی از زلزله به صورت قابل ملاحظه بزرگتر از مقدار تلاش‌های ثقلی باشد در این حالت مفاصل معکوس شوند رخ خواهد داد. در مفاصل معکوس شونده، حداکثر لنگر خمشی مثبت و منفی در بارگذاری چرخه‌ای در محل بر اتصال تیر به ستون رخ می‌دهد. در مراجع معتبر مشخص شده است که نیاز دورانی در مفاصل پلاستیک معکوس شونده بسیار کمتر از مفاصل یک طرفه است (Fenwick and Megget 1993).

Peng, B., Dhakal, R.P., Fenwick, R., Carr, A. and Bull, D., "Elongation of Plastic Hinges in Ductile RC Members: Model Development", Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 9, No. 3, 2011, pp. 315-326.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



ازدیاد طول در مفاصل پلاستیک معکوس شونده ناشی از دو عامل اصلی می‌باشد (Fenwick and Megget 1993):

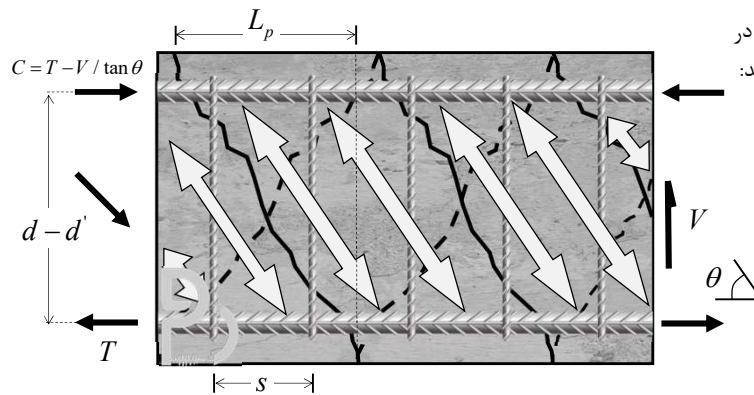
۱- کرنش کششی آرماتورهای طولی ناشی از دوران‌های پلاستیک در محل مفصل پلاستیک

۲- افزایش طول غیرقابل برگشت در آرماتورهای فشاری

این دو مورد در شکل بالا نشان داده شده است خطوط بالا و پایین نشان دهنده موقعیت آرماتورهای طولی بخش بالایی و بخش پایینی در تیر بتن‌آرمه است. خط قرمز موقعیت مقطع تیر در انتهای بارگذاری است. در این شکل L_T مقدار کشیدگی در آرماتورهای کششی و L_C مقدار کشیدگی است که توسط فشار ناشی از آرماتورهای فشاری قابلیت جبران آن وجود نداشت و به صورت پسماند باقی مانده است.

Peng, B., Dhakal, R.P., Fenwick, R., Carr, A. and Bull, D., "Elongation of Plastic Hinges in Ductile RC Members: Model Development", Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 9, No. 3, 2011, pp. 315-326.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

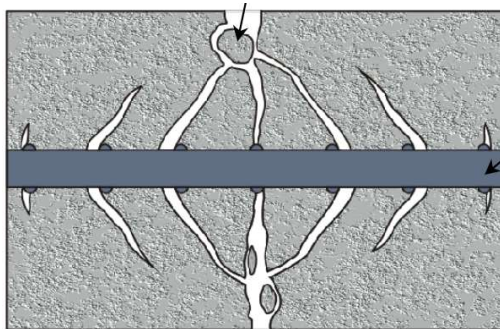


مقدار افزایش طول غیرقابل برگشت در آرماتورهای فشاری که در شکل روبه رو نشان داده شده است (L_p)، ناشی از دو دلیل می‌باشد:

۱- همانطور که در شکل روبه‌رو نشان داده شده است، هنگامی که ترک‌های مورب در یک مفصل پلاستیک ایجاد می‌شود، نیروی برشی مقطع تقریباً به طور کامل توسط نیروی کشش در آرماتورهای عرضی و نیروی فشاری قطری در جان تیر تحمل می‌شود. با در نظر گرفتن یک مقطع در محدوده مفصل پلاستیک می‌توان مشاهده کرد که نیروی کششی T ، با نیروی فشاری خمشی C و مولفه افقی نیروی فشاری مورب در تعادل می‌باشد. در نهایت نتیجه این است که در یک تیر بدون بارمحوری، نیروی کششی خمشی همواره بیشتر از نیروی فشاری خمشی است. هنگامی که دوران‌ها معکوس بر مفصل پلاستیک اعمال می‌شود، تسلیم به میزان بیشتری در کشش نسبت به فشار رخ می‌دهد. در نتیجه ازدیاد طول بیشتر رخ خواهد داد.

Peng, B., Dhakal, R.P., Fenwick, R., Carr, A. and Bull, D., "Elongation of Plastic Hinges in Ductile RC Members: Model Development", Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 9, No. 3, 2011, pp. 315-326.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

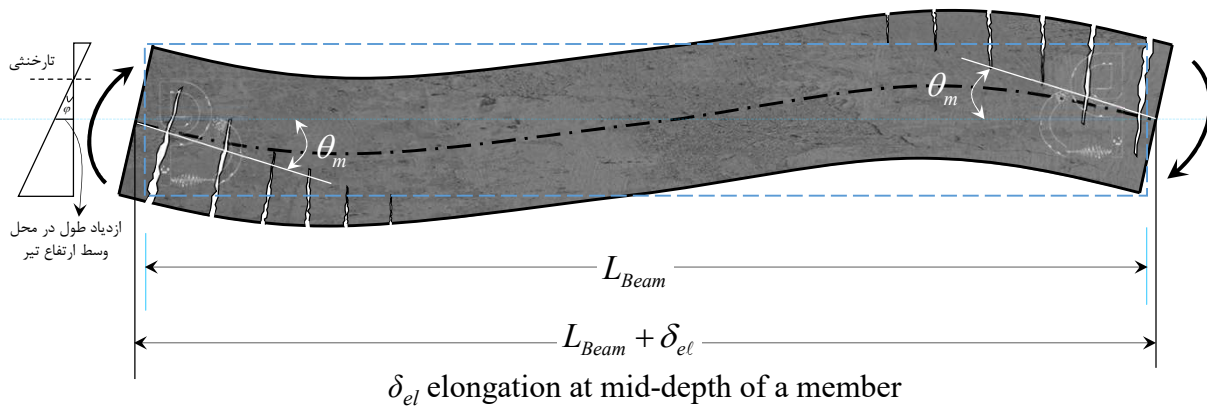


۲- مطابق با شکل روبه‌رو تسلیم آرماتورهای طولی منجر به ایجاد ترک‌های عریض خمشی-برشی در ناحیه مفصل پلاستیک می‌شود. تغییر شکل برشی منجر به جابجایی برخی از سنگدانه‌ها در ترک‌های می‌شود و این جابجایی سنگدانه‌ها باعث عدم بسته شدن کامل ترک‌ها در بارگذاری فشاری خواهد شد. این پدیده باعث حفظ کرنش کششی در بخش فشاری مقطع می‌شود.

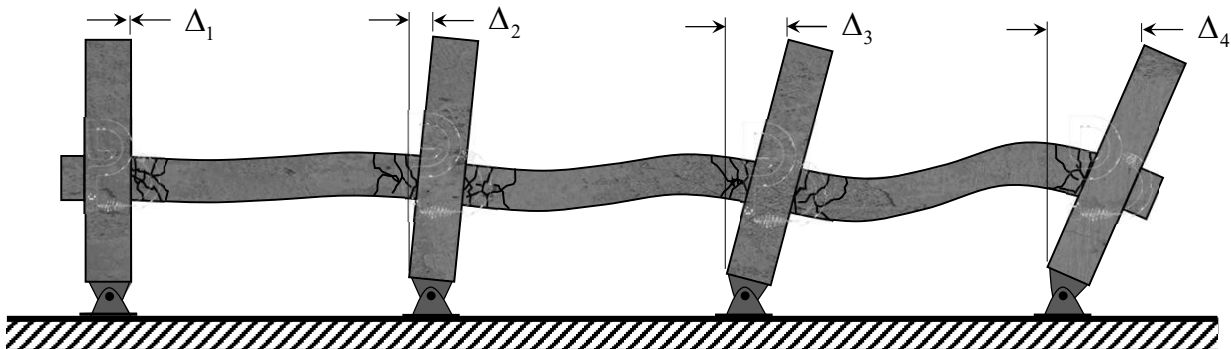
Peng, B., Dhakal, R.P., Fenwick, R., Carr, A. and Bull, D., "Elongation of Plastic Hinges in Ductile RC Members: Model Development", Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 9, No. 3, 2011, pp. 315-326.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

پدیده ازدیاد طول تیرهای بتن آرمه و تاثیر آن در رفتار جانبی قاب‌های خمشی بتن آرمه



Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

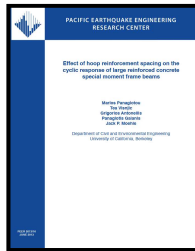


A. P. McBride, R. C. Fenwick, and B. J. Davidson, "Elongation of Reinforced Concrete Beam-Column Units with and without Slab," University of Auckland, Auckland, New Zealand, 1995

در یک پژوهش آزمایشگاهی در نیوزیلند (۱۹۹۵) اثرات تعداد دهانه در ازدیاد طول تیرها مورد ارزیابی قرار گرفته است. ازدیاد طول تجمیع شده باعث می‌شود در هر سه دهانه، ستون‌ها از یکدیگر دور شده و نیاز جابجایی در ستون بیرونی افزایش یابد. علاوه بر آن، جابجایی‌های مازاد در ستون‌ها باعث دوران بزرگتر در تیرهای بیرونی نسبت به سایر تیرها می‌شود. با توجه به اینکه مقدار ازدیاد طول ارتباط مستقیم با میزان دوران تیر دارد، لذا ازدیاد طول تیرهای بیرونی بیش از سایر تیرها می‌باشد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



پدیده ازدیاد طول تیرهای بتن آرمه و تاثیر آن در رفتار جانبی قاب‌های خمشی بتن آرمه
ازدیاد طول تیر، پدیده‌ای است که در آن یک تیر در محدوده تشکیل مفصل پلاستیک خمشی، به صورت طولی کشیده می‌شود.
همان طور که در شکل زیر نشان داده شده است ازدیاد طول تیرهای بتن آرمه به صورت عمده ناشی از دو مورد زیر می‌باشد:

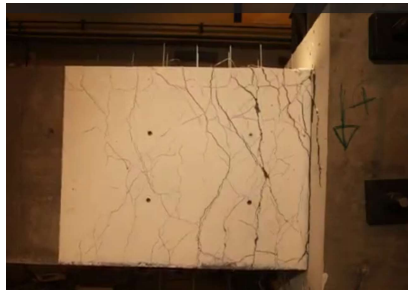
۱- کرنش کششی آرماتورهای طولی ناشی از دوران‌های پلاستیک در محل مفصل پلاستیک

۲- افزایش طول غیرقابل برگشت در آرماتورهای فشاری

Drift Ratio = 3.9%



Drift Ratio = 2.0%



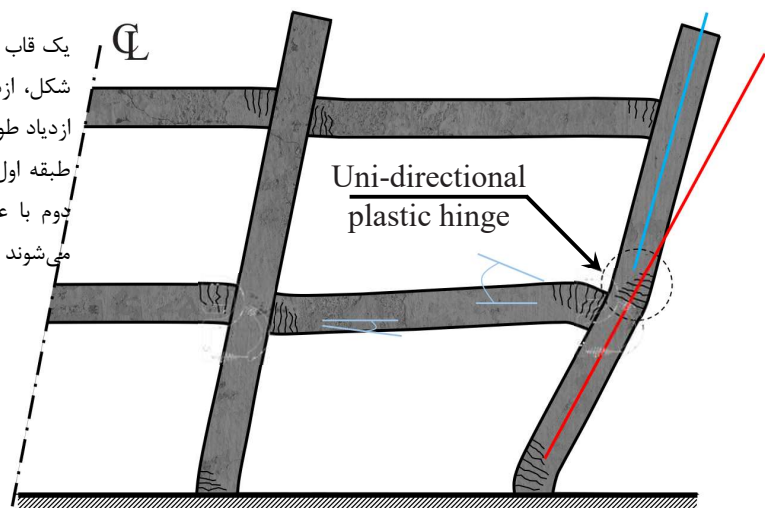
Drift Ratio = 0.75%



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

یک قاب دو طبقه در نیوزیلند مورد آزمایش قرار گرفته است. مطابق با شکل، ازدیاد طول در تیرهای بتنی در هر دو طبقه تاثیر می‌گذارد. ازدیاد طول تیرها در طبقه اول باعث می‌شود که تغییرشکل ستون‌های طبقه اول مطابق با خط قرمز رنگ بوده، در حالی که تیرهای طبقه دوم با عقب کشیدن ستون‌های نظیر و مهار تغییرشکل آنها باعث می‌شوند تغییر شکل ستون‌های طبقه دوم از خط آبی تبعیت کنند.

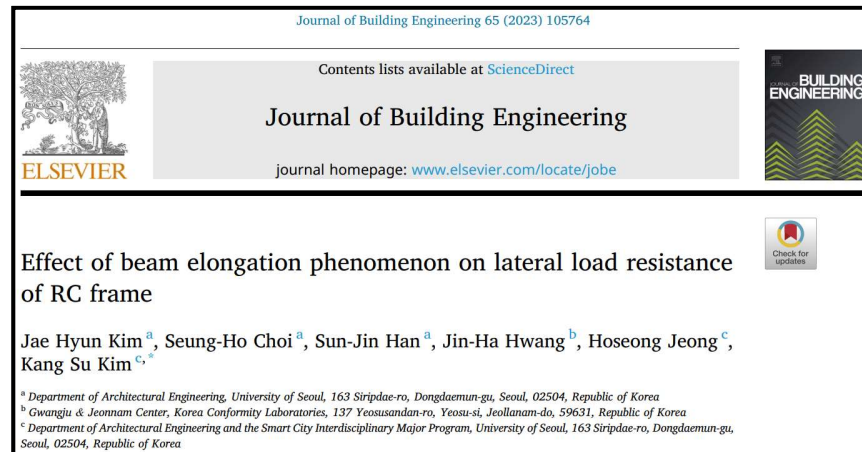



P. J. Wu, "Deformations in Plastic Hinge Zone of R/C Beam in Ductile Frame Structures Subjected to Inelastic Cyclic Loading," University of Auckland, Auckland, New Zealand, 1996.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

Effect of **beam elongation phenomenon** on lateral load resistance of RC frame

پژوهش آزمایشگاهی انجام شده در کره جنوبی برای بررسی تاثیرات نامطلوب ازدیاد طول تیرهای بتن آرمه



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

Effect of **beam elongation phenomenon** on lateral load resistance of RC frame

پژوهش آزمایشگاهی انجام شده در کره جنوبی برای بررسی تاثیرات نامطلوب ازدیاد طول تیرهای بتن آرمه

Jae Hyun Kim et. al. (2023)

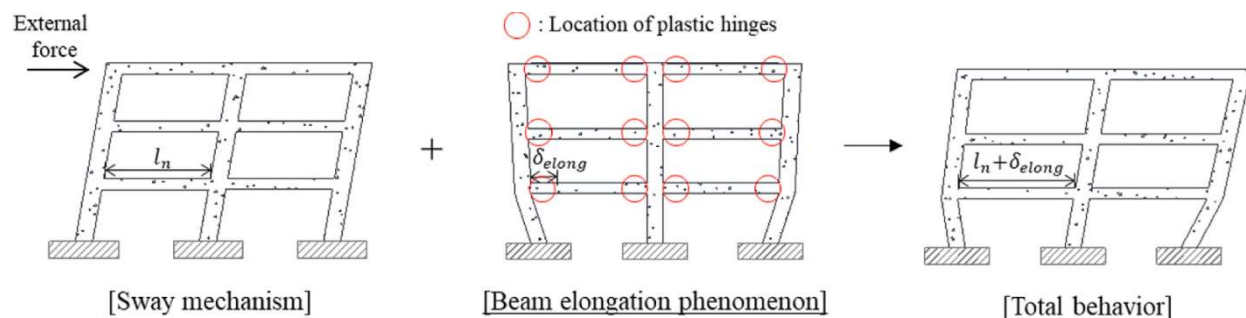
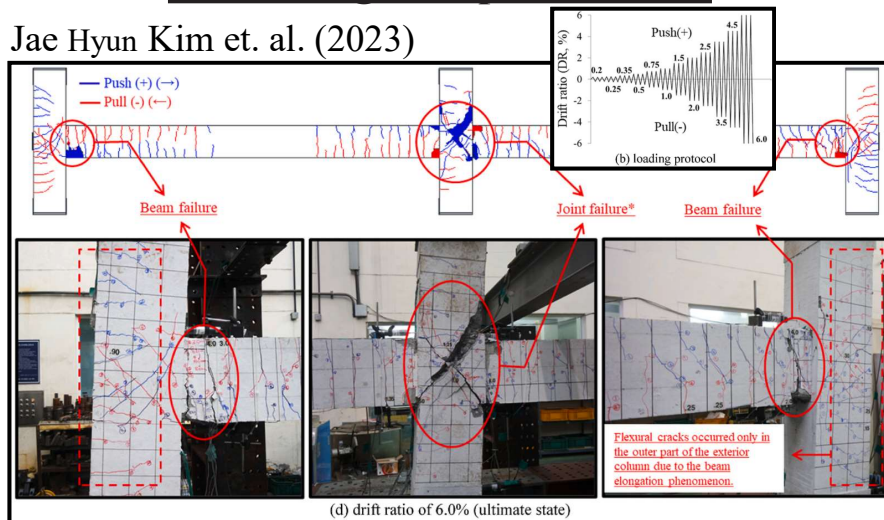


Fig. 2. Beam elongation phenomenon.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

Jae Hyun Kim et. al. (2023)



تصویر مقابل در دریف ۶٪ برای قاب گرفته شده است. سیکل‌های سنگین زیادی به این قاب وارد شده است به دلیل ایجاد نیروی محوری در تیر، لنگرهای وارده به سمت وجه خارجی ستون بیشتر از وجه داخلی ستون است. بنابراین در بارگذاری قاب به سمت + یا - در هر صورت ترک خوردگی در وجه بیرونی ستون رخ می‌دهد. بنابراین می‌توان مفصل پلاستیک در ستون‌های بیرونی را از نوع یک طرفه طبقه بندی کرد.

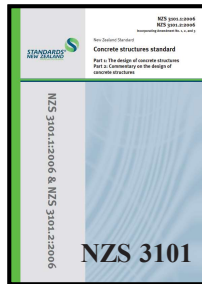
Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



ELONGATION. The increase in axial length that occurs when flexural or shear cracks form in a concrete member resulting in tensile strains that are greater than the compression strains and consequently the axial length increases. When, due to seismic action, plastic hinges form, or where rocking of walls against foundations or beams against columns occurs, the magnitude of elongation can be greatly increased and this has important implications for the performance of structures.

ازدیاد طول : رخداد ترک‌های خمشی و برشی در مقطع بتنی باعث می‌شود کرنش‌های کششی بزرگتر از کرنش‌های فشاری گردد، این کرنش‌های کششی بزرگ، باعث افزایش طول در المان بتن‌آرمه خواهد شد. با تشکیل مفاصل پلاستیک یا حرکت گهواره‌ای دیوارها در مقابل فونداسیون این افزایش طول تشدید شده و اثرات مهمی در عملکرد سازه‌ها خواهد داشت.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



PLASTIC HINGE (REGION). (POTENTIAL PLASTIC HINGE REGION.)

Regions in a member as defined in this Standard, where significant rotations due to inelastic strains can develop under flexural actions

PRIMARY PLASTIC REGION. A potential plastic region identified in the ductile collapse mechanism, which is used as the basis for capacity design.

REVERSING PLASTIC HINGE. A potential plastic region which may be subjected to both negative and positive inelastic deformation in an earthquake.

SECONDARY PLASTIC REGION. A potential plastic region which may develop due to member elongation or higher mode effects in a structure.

UNIDIRECTIONAL PLASTIC HINGE. A plastic region which may be subjected to either negative or positive inelastic deformation rotation (but not both) in an earthquake.

مفاصل پلاستیک ثانویه : نواحی که پتانسیل تغییرشکل‌های غیرخطی دارند ممکن است به

دلیل "ازدیاد طول اعضا" یا "اثرات موده‌های بالاتر"، تشکیل مفصل پلاستیک را تجربه کنند.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



C2.6.5.2 Identification of ductile mechanism

Permissible ductile mechanisms are identified for moment resisting frames, for walls and for wall frames in 2.6.7 or 2.6.8. From the selected mechanism the potential primary plastic regions are identified. In the capacity design process these zones are designed to have both the required strength and the ductility to sustain the inelastic deformation, which may be imposed on them. The remainder of the structure is detailed to ensure that the inelastic deformation is confined to the potential primary plastic regions and that non-ductile failure mechanisms are suppressed.

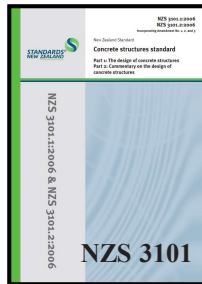
Secondary plastic regions may also arise due to actions which are not considered in the analysis. These include actions induced by elongation of plastic regions and higher mode effects that arise when the dynamic characteristics of a structure change with the formation of plastic regions.

شناسایی مکانیزم شکل پذیر:

نواحی پلاستیک ثانویه نیز ممکن است به دلیل تلاش‌هایی که در تحلیل لحاظ نمی‌شوند تغییرشکل‌های پلاستیک را تجربه کنند. تلاش‌های مذکور شامل ازدیاد طول در نواحی پلاستیک و اثرات موده‌های بالاتر است.

اثرات موده‌های بالاتر مربوط به تغییر مشخصات دینامیکی سازه به دلیل تشکیل مفاصل پلاستیک می‌باشد.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



SELF-STRAIN ACTION.

Structural actions that are induced as a result of one or more of the following:

- (a) Temperature change, including differential temperature;
- (b) Creep and shrinkage of concrete;
- (c) Actions induced by heat of hydration of cement;
- (d) Elongation in a plastic hinge.

تلاش‌های ناشی از کرنش:

برخی از تلاش‌ها ممکن است به دلایل زیر رخ دهد:

- a- تغییرات دمایی، شامل گرادیان حرارتی
- b- خزش و جمع شدگی بتن
- c- تلاش‌های ناشی از گرمای هیدراتاسیون سیمان
- d- ازدیاد طول در مفصل پلاستیک

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



2.6.5.10 Elongation in plastic regions

Allowance shall be made for the deformation arising from elongation, and where appropriate the actions induced by this elongation, in the following:

- (a) The support of stairs and ramps that connect different levels in a building, see 2.6.10.4 and 18.8;
- (b) The support and fixings of cladding panels, see Section 17;
- (c) The support of precast floor elements, see 18.8;
- (d) Coupling beams in coupled structural walls, see 11.4.9.2;
- (e) Structural walls, in which axial forces are induced, see 11.4;
- (f) The interconnection between floors with precast units and lateral force resisting elements, through which forces are transferred, see Section 13.

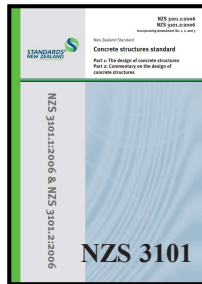
Where required, the magnitude of elongation that shall be considered is given in 7.8.

۲-۶-۵-۱۰- ازدیاد طول در محدوده پلاستیک

در موارد بالا، بایستی تغییرشکل ناشی از ازدیاد طول محاسبه گردد و در صورت نیاز

کنترل‌های لازم برای تلاش‌های به وجود آمده ناشی از اثرات این ازدیاد طول انجام شود.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



C2.6.5.10 Elongation in plastic regions

Most practical methods of structural analysis do not model elongation in reinforced concrete members. **It is important for designers to be aware of the significance of elongation, particularly where seismic actions are being considered, so that allowance can be made for any adverse effects.**

Elongation occurs in reinforced concrete when flexural cracking occurs. This is due to the tensile strains being greater than the compression strains. The net effect of this is that the length of the member, measured along its mid-depth, increases. The elongation has major effects when plastic hinges form, as the tensile strains in plastic hinge regions can be **very much greater than** compression strains, which can result in elongation of **a few percentages of the member depth**. **Some background to the mechanisms that cause elongation to occur are described in C7.8**

اکثر روش‌های رایج تحلیل سازه، ازدیاد طول در المان‌های بتن‌آرمه را مدل نمی‌کنند. **برای طراحان مهم است تا از اهمیت پدیده "ازدیاد طول" آگاه باشند، به ویژه در جاهایی که اثرات تلاش‌های لرزه‌ای ناشی از آن مدل می‌شود امکان هرگونه اثرات نامطلوب در رفتار لرزه‌ای سیستم وجود خواهد داشت.**

ازدیاد طول در بتن مسلح زمانی رخ می‌دهد که ترک‌های خمشی ایجاد شود. این مورد به این دلیل است که در محدوده پلاستیک، کرنش‌های کششی بزرگتر از کرنش‌های فشاری می‌باشد. اثر خالص بزرگتر بودن کرنش کششی باعث می‌شود تا طول تیر محاسبه شده در تار میانی تیر (وسط عمق تیر) نسبت به حالت اولیه افزایش یابد. ازدیاد طول به هنگام تشکیل مفاصل پلاستیک اثرات عمده‌ای دارد، زیرا کرنش‌های کششی در محدوده مفاصل پلاستیک می‌تواند **بسیار بیشتر از** کرنش‌های فشاری باشد، که می‌تواند منجر به ازدیاد طول **به اندازه چند درصد از عمق تیر** باشد.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame

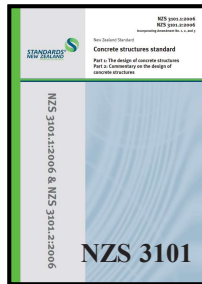


2.6.8.3 Coupled walls

When two or more walls are interconnected by ductile beams, part of the seismic energy to be dissipated in the ultimate limit state shall be assigned to the coupling system. Capacity design procedures shall be used to **ensure that the ductility of the coupling system can be maintained at its overstrength value by the strength of the walls**. The overstrength of the coupling beams shall be calculated **allowing for the increase in strength provided by the restraint to elongation of the coupling beams** due to **floors and other structural elements tying the coupled walls together**, see 11.4.9.

هنگامی که دو یا چند دیوار توسط تیرهای شکل‌پذیر به هم متصل می‌شوند، بخشی از اتلاف انرژی لرزه‌ای که در حالت حدی نهائی انجام می‌شود بایستی به سیستم کوپله تخصیص شود. **برای اطمینان از حفظ شکل‌پذیری سیستم کوپله در رسیدن به اضافه مقاومت‌های محتمل، بایستی مقاومت دیوارها مطابق با طراحی براساس ظرفیت محاسبه گردد.** اتصال تیرهای کوپله به کفها و مهار سایر اجزای سازه‌ای به دیوار کوپله از ازدیاد طول تیرهای کوپله جلوگیری می‌کنند، به همین دلیل نیروی محوری ایجاد شده در تیرهای کوپله باعث افزایش مقاومت در این المان خواهد شد، لذا محاسبات اضافه مقاومت تیرهای کوپله برای طراحی مقاومت المان دیوارها بایستی با این فرضیات صورت گیرد.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



C2.6.8.3 Coupled walls

The desired energy dissipation in coupled structural walls is for plastic deformation to be restricted to the coupling beams and the base of the walls. To achieve this objective it is important to allow for the strength of the coupling beams. This strength is increased by the restraint provided to their elongation, which arises from the foundation beam, the flexural stiffness of the walls and from elements, such as floors, that tie the walls together. Detailed design provisions are given in 11.4.9 with further background information in the commentary. Additional information on the design of coupling beams may be found in Reference 2.28.

اتلاف انرژی مطلوب در دیوارهای سازه‌ای کوپله، نظیر با تغییرشکل‌های پلاستیکی است که به تیرهای کوپله و پای دیوارها محدود گردد. بنابراین تشکیل مفصل پلاستیک در المان‌های دیوار در بالاتر از تراز پایه رخداد نامطلوبی می‌باشد. برای دستیابی به این هدف، مهم است که مقاومت تیرهای همبند در محاسبات لحاظ شود. این مقاومت به دلیل جلوگیری از ازدیاد طول تیرهای همبند افزایش خواهد داشت. المان فونداسیون، سختی خمشی دیوارها، کف‌ها و المان‌های مهار شده به دیوار مانع از ازدیاد طول در تیرهای همبند خواهند شد.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



6.9.1.2 Ultimate limit state deflections to allow for post-elastic effects

Assessment of structural displacements and inter-story drifts for the ultimate limit state involving seismic actions shall make due allowance for the elastic and inelastic deformation as specified in NZS 1170.5, or other appropriate referenced loading standard.

In calculation of deformation, allowance shall be made for elongation of potential plastic hinges where required by 2.6.5.10.

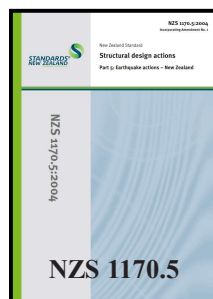
ارزیابی جابجایی‌های سازه‌ای و دررفت طبقات برای حالت حدی نهایی که شامل تلاش‌های لرزه‌ای می‌شوند باید براساس مقادیر تغییرشکل‌های الاستیک و غیرالاستیک که در NZS 1170.5 یا سایر استانداردهای بارگذاری مشخص شده است، انجام شود.

در محاسبه تغییرشکل، در صورت نیاز بایستی مطابق با بند ۲-۶-۱۰ ازدیاد طول در محدوده مفصل پلاستیک لحاظ گردد.

7.5 INTER-STORY DEFLECTION LIMITS

7.5.1 Ultimate limit state

The ultimate limit state inter-story deflection determined in accordance with Clause 7.3.1 shall not exceed 2.5% of the corresponding story height or such lesser limit as may be prescribed in the appropriate material Standard.



Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



C6.9.1 Linear elastic analysis

C6.9.1.1 and C6.9.1.2 Analyses to be based on anticipated levels of cracking, and ultimate limit state deflections to allow for post-elastic effects

As identified in 7.8, elongation occurs in plastic hinges. This can result in structural elements being displaced and forces being induced in the member containing the plastic hinge as well as in the surrounding structure. It is important to allow for adverse effects that elongation may have as available software often does not model this action. In particular the deformation associated with elongation can significantly increase the relative movement of members such as precast floor units, stairs, ramps and panels, relative to the remainder of the structure. This movement has important implications in the design of support details. Design values of elongation are given in 7.8. Forces induced by elongation can have a significant influence on seismic performance. However, the Standard does not require the magnitude of elongation to be determined in the assessment of these forces. Design criteria are given in the appropriate clauses, which are based on the likely magnitudes of elongation that may be reached in a major earthquake and the ability of the surrounding structure to provide restraint to the imposed deformation. In the case of structural walls the maximum permitted axial load ratio ($N^*/A_g f_c$) has been limited to allow for the likely increase in axial load due to elongation of the wall.

تحلیل براساس سطوح پیش‌بینی شده ترک خوردگی و تغییرشکل‌های حالت حدی نهائی برای ایجاد تغییرشکل‌های غیرار تجماعی

همانطور که در بند 7.8 مشخص شد، ازدیاد طول در مفاصل پلاستیک رخ می‌دهد. این پدیده باعث جابجایی المان‌های سازه‌ای و باعث ایجاد نیرو در المان‌هایی که شامل مفصل پلاستیک هستند می‌شود، دو مورد مذکور باعث جابجایی و ایجاد نیرو در سازه پیرامونی خواهد شد. با توجه به اینکه اغلب نرم‌افزارهای موجود به صورت مستقیم این پدیده را مدل‌سازی نمی‌کنند، لذا مهم است که مهندس طراح اثرات نامطلوب این پدیده را به نحو مناسبی در نظر بگیرد. به ویژه تغییرشکل‌های مرتبط با ازدیاد طول، که می‌تواند به طور قابل توجهی حرکت نسبی اعضا مانند اجزای کف پیش ساخته، پله‌ها، رمپ‌ها و پانل‌ها را نسبت به باقی اجزای سازه‌ای افزایش دهد. جزئیات طراحی تکیه‌های المان‌های مذکور بایستی با در نظر گرفتن حرکات نسبی اشاره شده انجام شود. مقادیر طراحی ازدیاد طول در بند 7.8 ارائه شده است. نیروهای ایجاد شده ناشی از ازدیاد طول می‌تواند تاثیرات قابل توجهی بر عملکرد لرزه‌ای داشته باشد. با این حال، استاندارد نیازی به تعیین مقدار ازدیاد طول در ارزیابی این نیروها ندارد. معیارهای طراحی در بندهای مقتضی آورده شده است، براساس بزرگی احتمالی ازدیاد طولی که ممکن است در یک زلزله بزرگ ایجاد شود، سازه پیرامونی توانایی مهار تغییرشکل‌های تحمیل شده را داشته باشد. در مورد دیوارهای سازه‌ای، حداکثر نسبت بار محوری مجاز ($N^*/A_g f_c$) محدود شده است تا امکان افزایش احتمالی بارمحوری به دلیل ازدیاد طول دیوار فراهم شود.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



7 FLEXURE, SHEAR, TORSION AND ELONGATION OF MEMBERS

δ_{el} elongation at mid-depth of a member, mm

7.2 Scope

The provisions of this section shall apply to the design of members for flexure, shear and torsion with or without axial loads. The section also includes provisions on the magnitudes of elongation that may be generated in plastic regions. Members subjected primarily to flexure and shear shall be designed as beams or slabs. Members subjected primarily to flexure, axial load and shear shall be designed as columns or walls.

۷-۲- دورنما

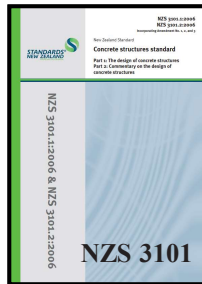
ضوابط این بخش در طراحی اعضا برای خمش، برش و پیچش با یا بدون بار محوری اعمال می‌شود. این

بخش همچنین شامل ضوابط مقدار ازدیاد طولی که ممکن است در محدوده پلاستیک ایجاد گردد

است. اعضای که عمدتاً در معرض خمش و برش هستند بایستی به صورت تیر یا دال طراحی شوند. اعضای

که عمدتاً در معرض خمش، بارمحوری و برش قرار می‌گیرند بایستی به صورت ستون یا دیوار طراحی شوند.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



7.8 Elongation

7.8.1 Elongation in reinforced concrete members and interaction of structural elements

Allowance shall be made for displacements and structural actions induced by elongation from the deformation of plastic regions and the opening of gaps between structural elements. Deformations arising from elongation shall be considered where required by 2.6.5.10. The magnitude of elongation to be considered in design for seismic actions is given in 7.8.2.

۷-۸-ازدیاد طول

۷-۸-۱-ازدیاد طول در اعضای بتن مسلح و اندرکنش بین المان‌های سازه‌ای

جابجایی و تلاش‌های سازه‌ای ناشی از ازدیاد طول رخ داده در محدوده تغییرشکل‌های پلاستیک و باز شدن شکاف‌های بین المان‌ها بایستی در محاسبات لحاظ گردد. تغییرشکل‌های ناشی از ازدیاد طول در صورت لزوم بایستی مطابق با بند ۲-۶-۵-۱۰ در نظر گرفته شود. بزرگای ازدیاد طولی که در طراحی برای تلاش‌های لرزه‌ای در نظر گرفته می‌شود در بند ۲-۸-۷ آورده شده است.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



7.8 Elongation

7.8.2 Magnitude of elongation in plastic regions for the ultimate limit state

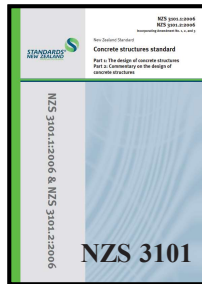
The magnitude of the design level of elongation in plastic regions depends upon the **total rotation** and **average axial load** level sustained in the **design earthquake**, and whether the plastic hinge is **unidirectional or reversing**. The values given are for elongation at the mid-depth of the member. In calculating elongation at any other level in a member, allowance shall be made for the rotation sustained by the member.

۷-۸-ازدیاد طول

۷-۸-۲-بزرگای ازدیاد طول در محدوده پلاستیک برای حالت حدی نهائی

بزرگای مقدار طراحی ازدیاد طول در محدوده پلاستیک به "**کل دوران**" و "**میانگین بار محوری**" تحمل شده در زلزله طرح و "**یک طرفه بودن یا معکوس‌شونده بودن مفصل پلاستیک**" بستگی دارد. مقادیر داده شده، مقدار ازدیاد طول در وسط عمق عضو می‌باشد. محاسبه مقدار ازدیاد طول برای هر سطح (زلزله) دیگری، بایستی براساس دوران نظیر با همان سطح (زلزله) در المان مورد نظر انجام شود.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



7.8 Elongation

7.8.2 Magnitude of elongation in plastic regions for the ultimate limit state

The **total rotation in a plastic hinge, θ_m** , shall be calculated in accordance with NZS 1170.5 or other referenced loading standard, **where the total rotation is the yield rotation plus the plastic rotation.**

(a) For **unidirectional plastic hinges in beams**, the elongation is given by:

$$\delta_{el} \approx \frac{\theta_m}{2} (d - d') \quad (\text{Eq. 7-15(a)})$$

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame




7.8 Elongation

7.8.2 Magnitude of elongation in plastic regions for the ultimate limit state

The **total rotation in a plastic hinge, θ_m** , shall be calculated in accordance with NZS 1170.5 or other referenced loading standard, **where the total rotation is the yield rotation plus the plastic rotation.**

(b) For **reversing plastic hinges in beams**, where there is no axial load, elongation is given by:

$$\delta_{el} = 2.6 \frac{\theta_m}{2} (d - d') \leq 0.036 h_b \quad (\text{Eq. 7-15(b)})$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

Effect of **beam elongation phenomenon** on lateral load resistance of RC frame

Received: 11 July 2022 | Revised: 21 December 2022 | Accepted: 2 March 2023

DOI: 10.1002/eqe.3873

RESEARCH ARTICLE

WILEY

Flexure-axial-shear interaction of ductile beams with single-crack plastic hinge behaviour


Eyitayo A. Opabola¹ | Kenneth J. Elwood²



Eyitayo A. Opabola

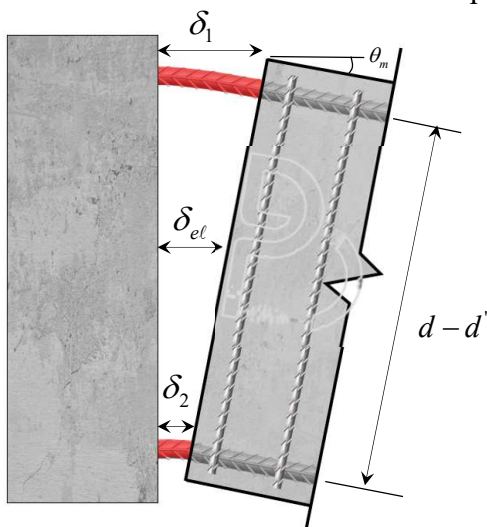


Kenneth J. Elwood

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

Effect of **beam elongation phenomenon** on lateral load resistance of RC frame

Opabola and Elwood (2023)



ازدییاد طول محوری در تیر به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\delta_{el} = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2}$$

برای مفاصل پلاستیک یک طرفه مقدار $\delta_2 = 0$ بوده لذا:

$$\delta_1 = \delta_m (d - d') \Rightarrow \delta_{el} \approx \frac{\theta_m}{2} (d - d')$$

برای مفاصل پلاستیک معکوس شوند:

$$\delta_{el} \approx 2.6 \frac{\theta_m}{2} (d - d')$$

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



7.8 Elongation

7.8.2 Magnitude of elongation in plastic regions for the ultimate limit state

The **total rotation in a plastic hinge**, θ_m , shall be calculated in accordance with NZS 1170.5 or other referenced loading standard, **where the total rotation is the yield rotation plus the plastic rotation.**

(c) For columns and beams subjected to axial load, where the axial load ratio, $N^*/A_g f_c'$, is equal to or greater than 0.08, the design elongation shall be calculated from Equation 7-15(a). When the axial load ratio lies between 0 and 0.08 the design elongation shall be interpolated between Equations 7-15(a) and 7-15(b). For columns (d-d') shall be replaced by the distance between the reinforcement closest to the tension and compression faces of the column;

مقدار دوران کلی در مفصل پلاستیک، θ_m ، بایستی مطابق با NZS 1170.5 یا دیگر استانداردهای بارگذاری محاسبه شود. مقدار دوران کلی برابر مقدار دوران تسلیم به اضافه دوران پلاستیک است.

(پ) برای تیرها و ستون‌های تحت بار محوری، اگر مقدار نسبت بار محوری، $N^*/A_g f_c'$ ، بزرگتر مساوی 0.08 باشد در این صورت مقدار ازدیاد طول بایستی از معادله 7-15(a) به دست آید. برای نسبت بارمحوری بین 0 تا 0.08 مقدار ازدیاد طول بایستی بین دور معادله 7-15(a) و 7-15(b) درون‌یابی خطی شود. برای ستون‌ها مقدار $d-d'$ بایستی با فاصله بین آرماتورهای نزدیک به وجه کششی و فشاری ستون جایگزین شود.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



7.8 Elongation

7.8.2 Magnitude of elongation in plastic regions for the ultimate limit state

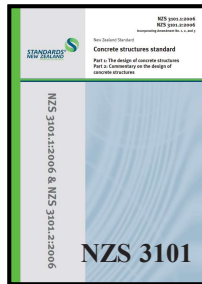
The total rotation in a plastic hinge, θ_m , shall be calculated in accordance with NZS 1170.5 or other referenced loading standard, where the total rotation is the yield rotation plus the plastic rotation.

(d) For structural walls, the design elongation is given by:

$$\delta_{el} = \theta_m (0.5L_w - c) \text{ with } c \leq 0.5L_w \quad (\text{Eq. 7-15(c)})$$

where c is equal to the **neutral axis depth** calculated in the **ultimate limit state**.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



C7.8 Elongation

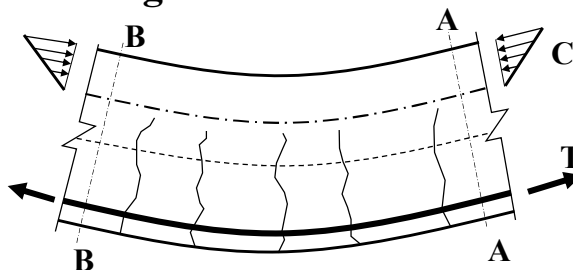
Elongation in structural members arises from the difference in compression and tension strains in reinforcement when members are subjected to bending as illustrated in Figure C7.9. Once a flexural crack is formed in an RC beam, elongation occurs as the tensile strains are greater than the corresponding compression strains. The magnitude of elongation is small and reversible prior to yield of longitudinal reinforcement, however, with the formation of a plastic hinge elongation increases significantly ^{7.39, 7.40, 7.41, 7.42, 7.43}. Where a unidirectional plastic hinge forms, standard flexural theory can be used to determine longitudinal strains on both sides of the plastic hinge and hence the elongation can be estimated. Tests have shown that Equation 7-15a predicts elongation with sufficient accuracy for design purposes ^{7.43}.

مطابق با شکل C7.9، زمانی که اعضای بتن‌آرمه تحت خمش قرار می‌گیرند، تفاوت ناشی از مقدار کرنش‌های فشاری و کششی در آرماتورهای طولی باعث ازدیاد طول در این اعضا می‌شود. هنگامی که یک ترک خمشی در تیر بتن‌آرمه ایجاد می‌شود به دلیل بیشتر بودن مقدار کرنش کششی از مقدار کرنش فشاری مربوطه، ازدیاد طول در المان تیر رخ می‌دهد. مقدار ازدیاد طول، قبل از تسلیم آرماتورهای طولی کوچک و قابل برگشت است، اما با تشکیل مفصل پلاستیک، ازدیاد طول به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد ^{7.39, 7.40, 7.41, 7.42, 7.43}. در نواحی که مفصل پلاستیک یک طرفه تشکیل می‌شود، می‌توان از تئوری خمش استاندارد برای محاسبه کرنش‌های طولی در هر دو سمت مفصل استفاده کرد تا ازدیاد طول محاسبه شود. نتایج مطالعات آزمایشگاهی نشان می‌دهند که معادله 7-15 a ازدیاد طول را برای اهداف طراحی با دقت مناسبی پیش‌بینی می‌کند ^{7.43}.

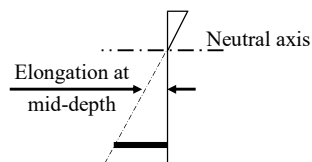
Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



C7.8 Elongation



(a) Reinforced concrete beam subjected to flexure

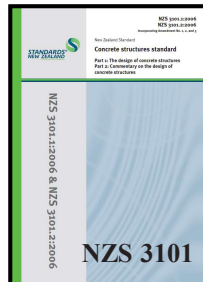


(b) Displacement of A-A relative to B-B

مطابق با شکل C7.9، زمانی که اعضای بتن‌آرمه تحت خمش قرار می‌گیرند، تفاوت ناشی از مقدار کرنش‌های فشاری و کششی در آرماتورهای طولی باعث ازدیاد طول در این اعضا می‌شود. هنگامی که یک ترک خمشی در تیر بتن‌آرمه ایجاد می‌شود به دلیل بیشتر بودن مقدار کرنش کششی از مقدار کرنش فشاری مربوطه، ازدیاد طول در المان تیر رخ می‌دهد. مقدار ازدیاد طول، قبل از تسلیم آرماتورهای طولی کوچک و قابل برگشت است، اما با تشکیل مفصل پلاستیک، ازدیاد طول به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد ^{7.39, 7.40, 7.41, 7.42, 7.43}. در نواحی که مفصل پلاستیک یک طرفه تشکیل می‌شود، می‌توان از تئوری خمش استاندارد برای محاسبه کرنش‌های طولی در هر دو سمت مفصل استفاده کرد تا ازدیاد طول محاسبه شود. نتایج مطالعات آزمایشگاهی نشان می‌دهند که معادله 7-15 a ازدیاد طول را برای اهداف طراحی با دقت مناسبی پیش‌بینی می‌کند ^{7.43}.

Figure C7.9 – Geometric elongation in a beam

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



C7.8 Elongation

In plastic hinge zones where reversing inelastic deformation is imposed, standard flexural theory no longer applies and the magnitude of elongation increases relative to that sustained by unidirectional plastic hinges. This increase arises from two actions 7.39, 7.41, 7.43 described below:

- Yielding of the longitudinal reinforcement results in wide flexural-shear cracks forming in the plastic hinge. Shear deformation results in some of the aggregate particles becoming dislocated at the cracks and these prevent the cracks from fully closing when a zone that was previously subjected to tension is being subjected to compression. This action results in the compression zone sustaining tensile strains;
- When diagonal cracks form in a plastic hinge the shear force is resisted almost entirely by tension in the stirrups and diagonal compression forces in the web, as illustrated in Figure C7.10. Considering a section through the plastic hinge it can be seen that the tension force, T , balances the flexural compression force, C , together with the longitudinal component of the diagonal compression forces, D_f . It follows that in a beam without axial load the flexural tension force will always be greater than the flexural compression force. When reversing rotations are imposed on the plastic hinge, yielding occurs to a greater extent in tension than in compression. Consequently additional elongation occurs.

در نواحی مفاصل پلاستیک که تغییر شکل‌های غیرخطی معکوس شونده تحمیل می‌شود، تئوری خمش استاندارد کاربرد نداشته و بزرگی ازدیاد طول

نسبت به مقداری که در مفاصل پلاستیک یک‌طرفه ایجاد می‌شود افزایش می‌یابد. این افزایش مقدار افزایش طول ناشی از دو مورد زیر است 7.39, 7.41, 7.43.

(الف) تسلیم آرماتورهای طولی منجر به ایجاد ترک‌های عرضی خمشی-برشی در ناحیه مفصل پلاستیک می‌شود. تغییر شکل برشی منجر به جابجایی برخی از سنگدانه‌ها در ترک‌های می‌شود و این جابجایی سنگدانه‌ها باعث عدم بسته شدن کامل ترک‌ها در بارگذاری فشاری خواهد شد. این پدیده باعث حفظ کرنش کششی در بخش فشاری مقطع می‌شود.

(ب) همانطور که در شکل C7.10 نشان داده شده است، هنگامی که ترک‌های مورب در یک مفصل پلاستیک ایجاد می‌شود، نیروی برشی مقطع تقریباً به طور کامل توسط نیروی کشش در آرماتورهای عرضی و نیروی فشاری قطری در جان تیر تحمل می‌شود. با در نظر گرفتن یک مقطع در محدوده مفصل پلاستیک می‌توان مشاهده کرد که نیروی کششی T ، با نیروی فشاری خمشی C و مولفه افقی نیروی فشاری مورب D_f در تعادل می‌باشد. در نهایت نتیجه این است که در یک تیر بدون بار محوری، نیروی کششی خمشی همواره بیشتر از نیروی فشاری خمشی است. هنگامی که دوران‌ها معکوس بر مفصل پلاستیک اعمال می‌شود، تسلیم به میزان بیشتری در کشش نسبت به فشار رخ می‌دهد. در نتیجه ازدیاد طول بیشتر رخ خواهد داد.

(ب) همانطور که در شکل C7.10 نشان داده شده است، هنگامی که ترک‌های مورب در یک مفصل پلاستیک ایجاد می‌شود، نیروی برشی مقطع تقریباً به طور کامل توسط نیروی کشش در آرماتورهای عرضی و نیروی فشاری قطری در جان تیر تحمل می‌شود. با در نظر گرفتن یک مقطع در محدوده مفصل پلاستیک می‌توان مشاهده کرد که نیروی کششی T ، با نیروی فشاری خمشی C و مولفه افقی نیروی فشاری مورب D_f در تعادل می‌باشد. در نهایت نتیجه این است که در یک تیر بدون بار محوری، نیروی کششی خمشی همواره بیشتر از نیروی فشاری خمشی است. هنگامی که دوران‌ها معکوس بر مفصل پلاستیک اعمال می‌شود، تسلیم به میزان بیشتری در کشش نسبت به فشار رخ می‌دهد. در نتیجه ازدیاد طول بیشتر رخ خواهد داد.

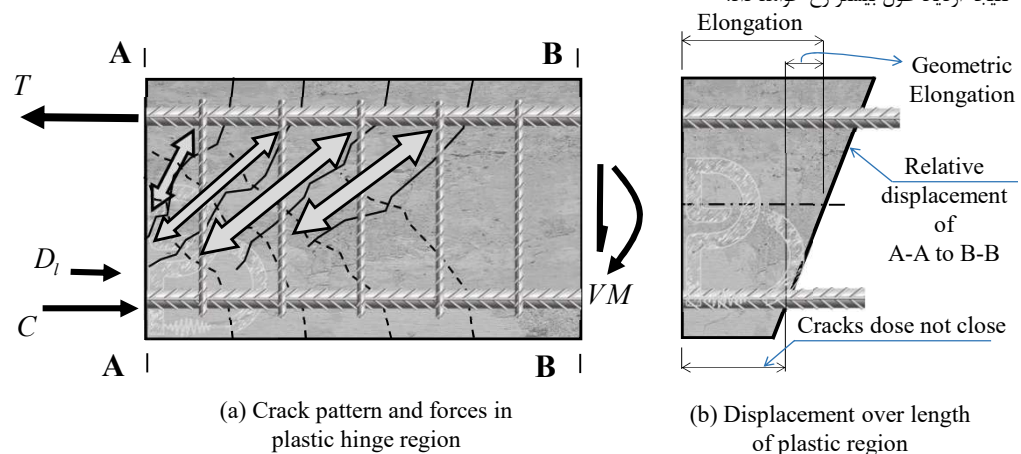
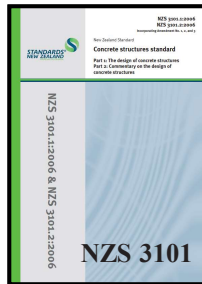


Figure C7.10 – Elongation in reversing plastic region

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



C7.8 Elongation

There is no simple theoretical method of determining the magnitude of elongation that will arise in reversing plastic hinges as this depends on the number, magnitude and sequence of inelastic displacements imposed on plastic hinges^{7.40}. Equations 7–15(a) to 7–15(c) have been developed from test results. Further information on elongation may be found in references^{7.39, 7.40, 7.41, 7.42, 7.43}.

Where unequal top and bottom reinforcement is used in a beam the elongation reduces when the smaller area of reinforcement is in compression and it increases when the larger area of reinforcement is in compression. The average elongation does not change significantly.

The application of axial force on the member reduces the extension in the compression zone. A limited number of tests indicate that an axial compression force of $0.08 A_g f_c'$ causes the crack in the compression zone to close at ultimate limit state rotations. Hence where the axial load is equal to or greater than this value, only geometric elongation is assumed to occur and equation 7–15(a) can be used.

هیچ تئوری ساده‌ای برای تعیین میزان ازدیاد طول در مفاصل پلاستیک معکوس شونده وجود ندارد. چون مقدار ازدیاد طول در مفاصل پلاستیک معکوس شونده به تعداد، بزرگی و توالی جابجایی‌های غیرخطی تحمیل شده به این مفاصل وابسته است^{7.40}. معادلات 7–15(a) تا 7–15(c) از نتایج تست به دست آمده است. برای کسب اطلاعات بیشتر در ارتباط با ازدیاد طول به مراجع^{7.39, 7.40, 7.41, 7.42, 7.43} رجوع شود.

در صورتی که مساحت آرماتورهای فوقانی و تحتانی تیرها برابر نباشد، اگر مساحت کوچکتر در فشار باشد میزان ازدیاد طول کاهش یافته و اگر مساحت بزرگتر در فشار باشد میزان ازدیاد طول افزایش می‌یابد. لیکن در نهایت میانگین ازدیاد طول تیر تغییر قابل توجهی ندارد.

اعمال نیروی محوری بر عضو، باعث کاهش ازدیاد طول ناشی از بخش فشاری می‌شود. تعداد محدودی از تست‌ها نشان می‌دهد که نیروی محوری فشاری $0.08 A_g f_c'$ باعث می‌شود که ترک‌ها در بخش فشاری در دوران‌های حالت حدی نهایی بسته شوند. بنابراین در صورت افزایش بار محوری از حد مذکور، تنها ازدیاد طول هندسی لحاظ می‌شود و می‌توان از معادله 7–15(a) استفاده کرد.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



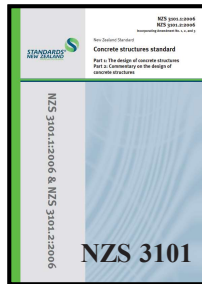
C7.8 Elongation

In structural walls with the exception of squat walls (see 7.7.11) and to a lesser extent in columns, tension reinforcement is spread along the section. This results in the area of compression reinforcement being appreciably smaller than the corresponding area of tension reinforcement. Consequently the compression reinforcement yields back to close the cracks in the compression zone. On this basis, only geometric elongation may be expected to arise.

When plastic hinges form, appreciable elongation can be induced. Restraint to this elongation by surrounding structural elements can induce compression in the member and tension in the surrounding elements. As most analysis packages do not model elongation, these actions are generally not predicted in structural analyses^{7.39, 7.40, 7.41}. It is important designers are aware of elongation-induced actions so that appropriate allowance can be made for any adverse structural effects that may arise.

هنگامی که مفاصل پلاستیک تشکیل می‌شوند، ازدیاد طول قابل توجهی تحمیل می‌شود. المان‌های سازه‌ای پیرامونی از تحقق این ازدیاد طول ممانعت خواهند کرد، این اتفاق باعث ایجاد نیروی محوری فشاری در عضو مذکور و نیروی محوری کششی در المان‌های پیرامونی می‌شود. با توجه به اینکه در اکثر نرم‌افزارها قابلیت شبیه سازی مستقیم ازدیاد طول وجود ندارد، لذا در روند تحلیل سازه این مورد شبیه سازی نمی‌شود^{7.39, 7.40, 7.41}. مهم است که طراحان از تبعات ناشی از ازدیاد طول آگاه باشند تا اقدامات لازم برای جلوگیری از اثرات نامطلوب این پدیده را اتخاذ کنند.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



C7.8 Elongation

Figure C7.11 shows examples of floor plans in frame buildings where potential plastic hinge locations are labelled as U, R1 and R2 to indicate the extent that the floor restrains elongation in the plastic hinge. As explained by Fenwick et al.^{7.42}, type U plastic hinges are considered unrestrained by the floor slab and the full elongation as calculated by Eq. 7-15(b) applies. In type R1 (restrained) the prestressed units provide significant restraint to elongation and the elongation is approximately 50 % of that calculated by Eq. 7-15(b). Type R2 is an intermediate between type U and R1 and should be considered to attract the full elongation as calculated by Eq. 7-15(b) unless analysis can show otherwise.

کف طبقات می تواند ازدیاد طول در مفاصل پلاستیک را مهار کند. شکل C7.11 مثال هایی از پلان طبقات در ساختمان های قاب خمشی را نشان می دهد که مفاصل پلاستیک آن با عناوین U, R1 و R2 نشان داده شده است. عناوین مذکور برای نشان دادن میزان مهارشدگی ازدیاد طول در مفاصل پلاستیک است. مطابق با توضیحات ارائه شده توسط Fenwick et al.^{7.42}، مفصل پلاستیک نوع U، مهارنشده توسط کف، محسوب می شود و تمام ازدیاد طول محاسبه شده توسط رابطه 7-15(b) در این مفاصل اعمال می شود. در نوع R1، المان های پیش تنیده کف، مهار قابل توجهی در مقابل ازدیاد طول ایجاد می کنند مقدار ازدیاد طول ۵۰٪ مقدار محاسباتی براساس رابطه 7-15(b) است. نوع R2 یک مفصل میانه بین نوع R1 و U است و بایستی برای کل ازدیاد طول محاسبه شده از معادله 7-15(b) در نظر گرفته شود مگر اینکه آنالیز خلاف آنرا نشان دهد.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



C7.8 Elongation

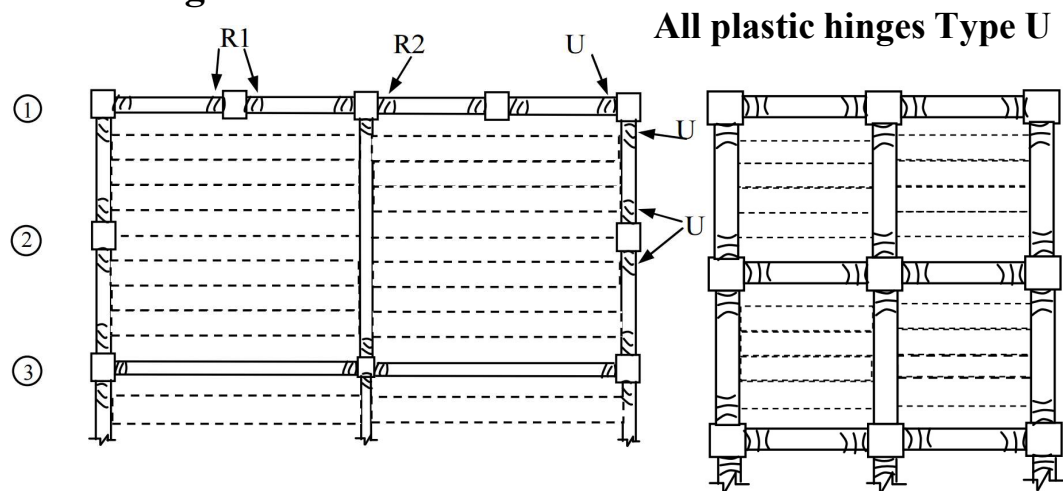
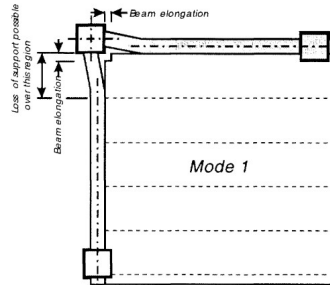
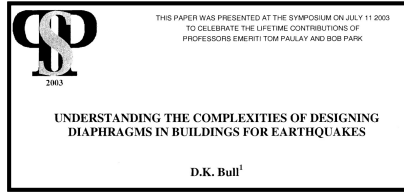
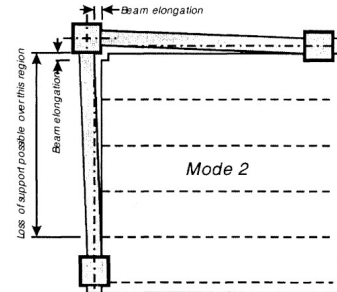


Figure C7.11 – Definition of unrestrained and restrained plastic hinges in frame buildings^{7.42}

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings
 Effect of **beam elongation phenomenon** on lateral load resistance of RC frame

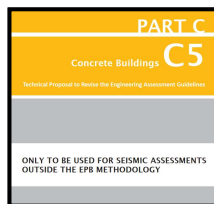



(a) Beam plastic hinge rotates to allow for beam elongation

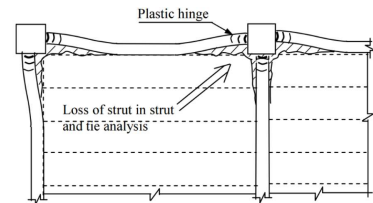


(b) Entire beam rotates to allow for beam elongation

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings
 Effect of **beam elongation phenomenon** on lateral load resistance of RC frame



Component or global structure	Typical deficiency	Observed damage
Floordaphragm	Beam elongation effects and lack of seating in precast floor diaphragms	Tearing/damage to diaphragm and potential loss of seating  Photos: Damage in the diaphragm due to beam elongation; potential unseating of floor units.



(b) Loss of Strut Landing Points Due to Significant Perimeter Cracking (Fenwick et al. 2010)

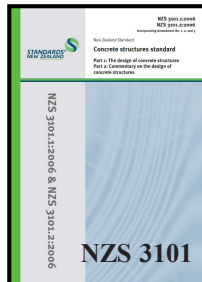
NZSEE 2017



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



C7.8 Elongation

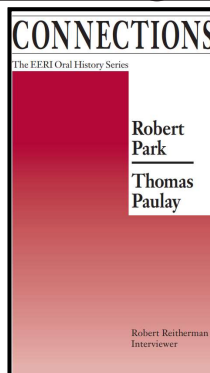
مراجعه استاندارد سازه‌های بتن آرمه نیوزیلند NZS 3101
برای ضوابط **Elongation**

- 7.39 Peng, B., Dhakal, R.P., Fenwick, R., Carr, A. and Bull, D., "Elongation of Plastic Hinges in Ductile RC Members: Model Development", Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 9, No. 3, 2011, pp. 315-326.
- 7.40 Peng, B., Dhakal, R.P., Fenwick, R., Carr, A. and Bull, D., "Elongation of Plastic Hinges in Ductile RC Member: Model Verification", Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 9, No. 3, 2011, pp. 327-338.
- 7.41 Peng, B., Dhakal, R.P., Fenwick, R., Carr, A. and Bull, D., "Multi-Spring Hinge Element for Reinforced Concrete Frame Analysis", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 139, No. 4, 2013, pp. 595-606.
- 7.42 Fenwick, R., Bull, D. and Gardiner, D., "Assessment of Hollow-Core Floors for Seismic Performance", Research Report 2101-2, Civil and Natural Resources Engineering, University of Canterbury, 2010, p. 151.
- 7.43 Fenwick, R.C. and Megget, L.M., "Elongation and Load Deflection Characteristics of Reinforced Concrete Members Containing Plastic Hinges", Bulletin NZ National Society for Earthquake Engineering, Vol. 26, No. 1., Mar. 1993, pp. 28-41.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



Thomas Pauly • The University of Canterbury Chapter 5

Doctoral Students of Thomas Pauly*			
Ph.D. Student	Years	Topic	Co-Supervisor
Fenwick, R.C.	1966	Shear in reinforced concrete beams	
O'Leary, A.	1971	Shear and axial tension in reinforced concrete beams	
Santhakumar, A.R.	1974	Coupled walls	
Taylor, R.G.	1977	Dynamic response of ductile walls and slab coupling between walls (analytical and experimental)	Athol Carr
Beckingsale, C.W.	1978	Beam column joints	Robert Park
Spurr, D.D.	1979	Frame-wall structures (analytical and experimental)	
Ang, B.G.	1984	Rectangular columns under biaxial loading (experimental)	Robert Park
Goodsir, W.J.	1985	Structural frames and stability of walls against buckling	Athol Carr
Ogawa, S.	1987	Assessing probability of seismic failure of reinforced concrete frame buildings	David Elms
Wong, Y.L.	1990	Circular columns under biaxial loading (experimental)	Nigel Priestley
Cheung, P.C.	1990	Beam-column joints	Robert Park
Yanez, F.W.	1993	Openings in structural walls	Robert Park
Castillo, R.	2003	Torsion in buildings shake table tests, and analytical	Athol Carr
Sommer, A.†	2000	Seismic torsion and ductility demands in buildings	Hugo Bachmann
Dazio, A.†	2000	Design and detailing of wall systems for seismic actions	Hugo Bachmann

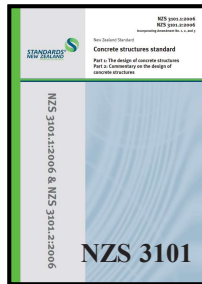
* Doctor of Technical Sciences, Swiss Federal Institute of Technology, Zürich.

† Fenwick, Richard, "The Contributions of Tom Pauly to Structural Engineering", Symposium to Celebrate the Lifetime Contributions of Tom Pauly and Bob Park, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

آقای

Richard C. Fenwick
اولین دانشجوی دکتری
Thomas Pauly
است.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



مفاهیم بنیادین **beam elongation** بررسی شد.

برش طراحی ستون در استاندارد سازه‌های بتنی نیوزیلند چگونه محاسبه می‌شود؟

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



10.4.7 Transverse reinforcement in columns

10.4.7.2.1 Design shear force

The design shear force of columns subjected to combined flexure and axial load shall be determined from the consideration of forces on the member, with the combination of maximum likely end moments which gives the maximum shear.

The minimum nominal shear strength permitted in a column, at the ultimate limit state, shall be equal to or greater than:

(a) For a building with more than one story, 1.6 times the shear force V_E ;

(b) For a building with one story or a bridge, 1.5 times V_E ;

(c) **In the first story of a building with two or more stores, or in any structure where lateral seismic forces of elongation can cause plastic hinges to form at both ends of the member, the design shear shall not be less than the sum of the overstrength moments at each end divided by the clear distance between the critical sections of the plastic hinges.**

(d) As required by method A or B (in Appendix D) being used in the design of the columns.

نیروی برشی طراحی ستون‌هایی که در معرض لنگر خمشی و بار محوری قرار می‌گیرند بایستی با در نظر گرفتن نیروهای وارد بر عضو، با ترکیب حداکثر لنگرهای انتهایی محتمل که بزرگترین برش را ایجاد می‌کنند تعیین شود. حداقل مقاومت برشی اسمی مجاز در یک ستون، در حالت حدی نهایی بایستی برابر یا بزرگتر از مقادیر زیر باشد:

الف) برای ساختمان بیش از یک طبقه برابر با $1.6V_E$

ب) برای ساختمان یک طبقه یا پل برابر با $1.5V_E$

پ) در "طبقه اول ساختمان‌های با دو طبقه یا بیشتر" یا در هر سازه‌ای که "نیروهای لرزه‌ای جانبی" یا "ازدیاد طول" بتواند مفاصل پلاستیک را در هر دو انتهای عضو ایجاد کند، مقدار برش طراحی نبایستی کمتر از مجموع مقاومت خمشی محتمل هر دو انتها تقسیم فاصله خالص مابین دو مقطع بحرانی مفصل پلاستیک باشد.

ت) محاسبه نیاز برشی ستون براساس روش‌های A یا B مطابق با پیوست D

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



C10.4.7 Transverse reinforcement in columns

C10.4.7.2.1 Design shear force

Design shear forces in members containing potential plastic regions are determined by capacity design principles. The objective is to ensure a ductile failure mode develops in preference to non-ductile failure modes, such as shear failure or buckling of longitudinal reinforcement. Appendix D contains two methods that may be used to determine capacity design actions in multi-story, ductile, moment resisting frames. However, the shear force determined by either of these actions is not allowed to be less than the appropriate values listed in this clause.

It should be noted that elongation of beams, which is associated with the formation of plastic hinge zones, can induce plastic hinges at the base of columns as well as either just above or just below the beams at the first level above the base. This is the reason for (c) in clause 10.4.7.2.1.

اعضایی که پتانسیل تشکیل مفاصل پلاستیک در آنها وجود دارد، برای محاسبه نیروهای برشی طراحی آنها بایستی از اصول طراحی براساس ظرفیت استفاده کرد. هدف از طراحی براساس ظرفیت، حصول اطمینان از رسیدن به مود شکست شکل‌پذیر به جای مود شکست غیرشکل‌پذیر مانند شکست برشی یا کماتش آرمان‌تورهای طولی است. پیوست D شامل دو روش می‌باشد که ممکن است برای محاسبه تلاش‌های طراحی براساس ظرفیت در قاب‌های خمشی شکل‌پذیر چند طبقه مورد استفاده قرار گیرد. با این حال، نیروی برشی تعیین شده توسط هر کدام از این موارد نبایستی از مقادیر ارائه شده در این بند کوچکتر باشد (موارد الف، ب و پ از بند 10.4.7.2.1)

لازم به ذکر است ازدیاد طول تیرها، که با تشکیل مفاصل پلاستیک همراه است، می‌تواند باعث تشکیل مفصل پلاستیک در پای ستون‌های طبقه اول و همچنین درست در بالا (بای ستون طبقه دوم) یا درست در پایین (بالای ستون‌های طبقه اول) طبقه اول گردد. این مورد دلیل ضابطه (پ) از بند 10.4.7.2.1 می‌باشد.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



APPENDIX D – METHODS FOR THE EVALUATION OF ACTIONS IN DUCTILE AND LIMITED DUCTILE MULTI-STOUREY FRAMES AND WALLS (Normative)

D3.2.6 Design shears in columns

The design shear force in a column for seismic actions along an axis, V_{col}^* , shall be taken as the appropriate value given in (a) or (b) below, but in no case shall it be less than 1.6 times the shear force induced by the seismic design forces.

(a) **In first story columns the capacity design shear forces shall be equal to or greater than:**

$$V_{col}^* = 1.15(M_{oc, bottom} + M_{oc, top}) / L_n \quad (\text{Eq. D-3})$$

where $M_{oc, bottom}$ and $M_{oc, top}$ are the overstrength bending moments at the bottom and top of the column in the first story and L_n is the clear height of the column in the story. In calculating $M_{oc, bottom}$ allowance shall be made for the increase in strength arising from confinement of the plastic hinge region by any foundation beam or pad as required in 2.6.5.5(b).

نیروی برشی در ستون برای تلاش‌های لرزه‌ای در یک امتداد، V_{col}^* ، بایستی متناسب با یکی از موارد (a) یا (b) اتخاذ شود. مقدار محاسبه شده نبایستی در هیچ حالت کمتر از 1.6 برابر نیروی برش ناشی از طراحی لرزه‌ای شود ($1.6V_E$).

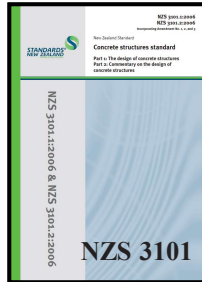
(الف) در طبقه اول نیروهای برشی طراحی براساس ظرفیت بایستی بزرگتر مساوی مقدار زیر باشد:

$$V_{col}^* = 1.15(M_{oc, bottom} + M_{oc, top}) / L_n$$

که در آن $M_{oc, bottom}$ و $M_{oc, top}$ مقاومت خمشی محتمل بخش بالایی و پایینی ستون طبقه اول و L_n ارتفاع خالص ستون در طبقه اول است. در محاسبه $M_{oc, bottom}$ ، مقدار افزایش مقاومت ناشی از محصورشدگی در محدوده مفصل پلاستیک بایستی مطابق 2.6.5.5(b) انجام شود.

بند 2.6.5.5(b) در صفحه بعدی بررسی می‌شود.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



2.6.5.5 Likely maximum material strengths

Overstrength actions in potential plastic regions shall be determined assuming the appropriate cross section of the member and material overstrengths as set out below:

(a) The stress resisted by longitudinal reinforcement shall be taken as $\phi_{o,fs}$ times the nominal yield strength of the reinforcement, f_{ys} , provided it increases the flexural strength. For reinforcement which complies with AS/NZS 4671, $\phi_{o,fs}$ shall be taken as **1.35** for Grades 300E and 500E;

(b) The stress in flexural reinforcement given in (a) above shall be used unless other values supplied by the manufacturer can be shown to be appropriate after peer reviewed special studies;

(c) The compression strength of concrete shall be taken as $[f'_c + 15]$ MPa;

۲-۶-۵-۵ حداکثر مقاومت مصالح محتمل

محاسبه مقاومت در محدوده مفاصل پلاستیک با احتساب اضافه مقاومت‌های موجود، بایستی براساس انتخاب مقطع مناسب و اضافه مقاومت مصالح مطابق با موارد زیر انجام شود:

الف) مقاومت آرماتورهای طولی بایستی $\phi_{o,fs}$ برابر مقاومت تسلیم اسمی آنها لحاظ شود، به شرطی که باعث افزایش مقاومت خمشی مقطع شود. برای آرماتورهای که با AS/NZS 4671 تطابق دارند، مقدار $\phi_{o,fs}$ برای گریدهای 300E و 500E بایستی برابر با **1.35** لحاظ شود.

ب) مقدار تنش آرماتورهای طولی (مقاومت مورد انتظار) بایستی مطابق با بند الف) بالا، لحاظ گردد، مگر اینکه مقادیر دیگری توسط تولید کننده پس از بررسی‌های ویژه توسط **داوری مستقل** عرضه شود.

پ) مقاومت فشاری بتن بایستی به صورت $(f'_c + 15)$ Mpa لحاظ شود.

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



APPENDIX D – METHODS FOR THE EVALUATION OF ACTIONS IN DUCTILE AND LIMITED DUCTILE MULTI-STOUREY FRAMES AND WALLS (Normative)

D3.2.6 Design shears in columns

(b) In columns above the first story and excluding the top story, V_{col}^* shall be given by:

$$V_{col}^* = 1.3\phi'_o V_E \quad (\text{Eq. D-4})$$

Where V_E is the shear in the column being considered found from an equivalent static or first mode analysis for seismic actions and ϕ'_o is the average overstrength factor for the beam-column intersections for each end of the individual column in the story being considered.

(c) In the top story, where the column is expected to form a plastic region before the beam, Equation D-3 shall be used to find V_{col}^* . Where this condition is not met Equation D-4 shall be used

(d) In columns, which intersect with beams on two or more axes, the simultaneous action of the shear forces applied by the beams on each axis shall be considered in the design for shear in the column.

ب) برای ستون‌های بالای طبقه اول به غیر از طبقه آخر، V_{col}^* ، به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$V_{col}^* = 1.3\phi'_o V_E$$

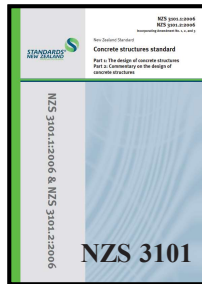
به طوری که V_E برش حاصل از تحلیل استاتیکی معادل یا آنالیز مود اول برای تلاش‌های لرزه‌ای بوده و ϕ'_o مقدار متوسط اضافه مقاومت محل اتصال تیر به ستون در هر دو بخش بالایی و پایینی ستون مورد بررسی است.

پ) در طبقه آخر جایی که انتظار می‌رود ستون‌ها زوردرتر از تیرها تسلیم شوند بایستی برای محاسبه V_{col}^* ، از معادله D-3 استفاده شود. در مواردی که این شرط برقرار نشود بایستی از معادله D-4 استفاده شود.

ت) در ستون‌هایی که در دو یا چند محور با تیرها تلاقی دارند، تلاش‌های همزمان برشی ناشی از تیرها در هر محور برای محاسبه نیاز برشی ستون بایستی در نظر گرفته شود.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



APPENDIX CD – METHODS FOR THE EVALUATION OF ACTIONS IN DUCTILE AND LIMITED DUCTILE MULTI-STORY FRAMES AND WALLS (Normative)

CD3.2.6 Design shears in columns

In first story elongation of the beams, associated with the development of plastic hinges, pushes the columns outwards forcing secondary plastic regions to form in the columns, **either immediately below or above the first elevated level**. Consequently in the first story the critical shear force is determined assuming that plastic regions develop at the top and bottom of the story. On this basis the column shear force is given by Equation D-3.

Conventional frame analyses indicate that moments at the top of first story columns are smaller than the corresponding values at the base. However, these analyses do not include actions induced by elongation of the beams and hence they may be misleading. Consequently, the formation of a secondary plastic region must be anticipated in this location.

The shear force is estimated from a probable and critical moment gradient along the column. However, in recognition of the more serious consequences of a shear failure the equations for V_{col}^* (Eq. D-3 and D-4), have been increased by approximately 15% with some allowance for the different reliability of the design equations for shear and flexure.

In columns, which intersect with beams on two or more axes, the simultaneous action of the shear forces applied by the beams on each axis should be considered in the design for shear in the column. In such cases the shear resisted by the concrete should be proportioned between the two axes of the column.


از دیاد طول تیرها در طبقه اول، همراه با تشکیل مفاصل پلاستیک، ستون‌ها را به سمت بیرون هل می‌دهد و نواحی پلاستیک ثانویه را به صورت اجباری در زیر یا بالای اولین طبقه تشکیل می‌دهد. در نتیجه در طبقه اول، نیروی برشی بحرانی با فرض ایجاد مفاصل پلاستیک در بالا و پایین طبقه اول تعیین می‌شود. بنابراین نیروی برشی ستون بایستی براساس معادله D-3 تعیین شود.

تحلیل قاب‌ها نشان می‌دهد که لنگر خمشی در بالای ستون‌های طبقه اول کوچکتر از مقادیر لنگر در پای ستون است. با این حال، نتایج این آنالیزها به دلیل عدم مدل سازی از دیاد طول تیرها ممکن است گمراه کننده باشد. در نتیجه تشکیل مفاصل پلاستیک ثانویه بایستی در این نواحی پیش‌بینی شود. نیروی برشی از شیب لنگر محتمل و بحرانی در طول ستون محاسبه می‌شود. با این حال، باتوجه به پیامدهای جدی و نامطلوب برای شکست برشی، محاسبات V_{col}^* (براساس معادلات D-3 و D-4)، با در نظر گرفتن قابلیت اعتماد متفاوت برای طراحی برشی و خمشی به اندازه ۱۵٪ افزایش یافته است. در ستون‌هایی که با تیرهای دو یا چند محور تلاقی می‌کنند، باید در طراحی برای برش ستون، عمل همزمان نیروهای برشی اعمال شده توسط تیرها در هر محور در نظر گرفته شود. در چنین مواردی مقاومت برشی تامین شده توسط بتن بایستی بین دو محور ستون متناسب باشد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

(تشدید نیروی برشی ستون براساس اثرات اضافه مقاومت، مودهای بالاتر و موقعیت ستون)



16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017
Santiago Chile, January 9th to 13th 2017
Paper N° 2333
Registration Code: S-F1463183719

**ESTIMATING SEISMIC SHEAR IN COLUMNS OF RC SPECIAL
MOMENT FRAMES**

T. Visnjic⁽¹⁾, M. Panagiotou⁽²⁾, J. Moehle⁽³⁾

⁽¹⁾ Associate, Exponent Failure Analysis Associates, tea@berkeley.edu
⁽²⁾ Senior Consultant, Nabih Youseff Associates, panagiotou@berkeley.edu
⁽³⁾ T.Y. and Margaret Lin Professor of Engineering, University of California, Berkeley, moehle@berkeley.edu



**Tea
Višnjić**



**Marios
Panagiotou**

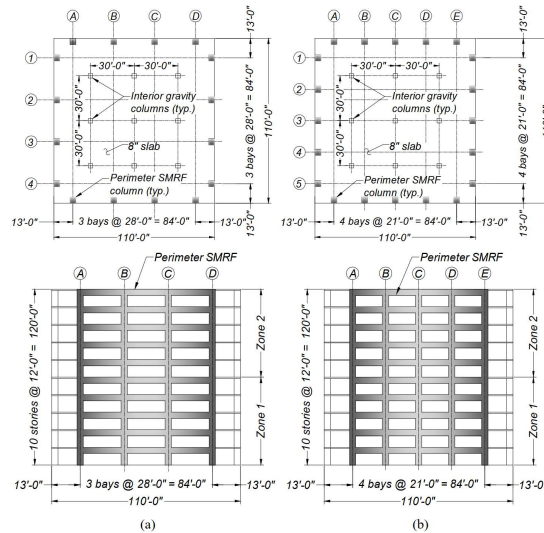


**Jack
P. Moehle**

مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

(تشدید نیروی برشی ستون براساس اثرات اضافه مقاومت، مودهای بالاتر و موقعیت ستون)

Elevation of 10-story archetype buildings: (a) A10-3 and (b) A10-4

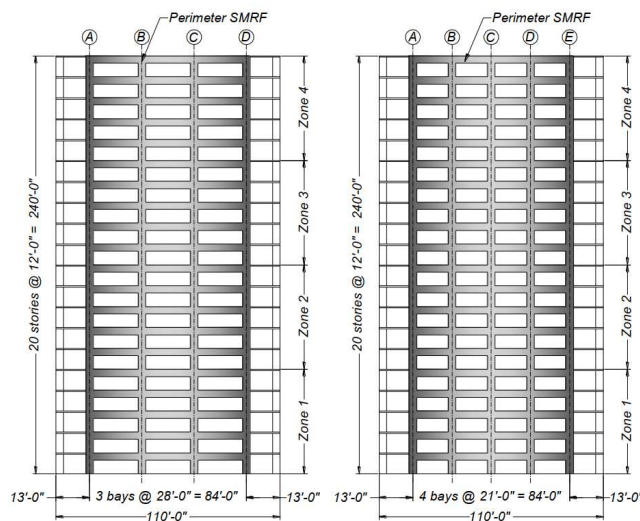


برای مقایسه روش‌های ذکر شده با نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، چهار ساختمان ۱۰ و ۲۰ طبقه با سیستم قاب خمشی ویژه مورد مطالعه عددی قرار گرفته است. در زیر مشخصات ساختمان ۱۰ طبقه نشان داده شده است.

مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

(تشدید نیروی برشی ستون براساس اثرات اضافه مقاومت، مودهای بالاتر و موقعیت ستون)

Elevation of 20-story archetype buildings: (a) A20-3 and (b) A20-4



برای مقایسه روش‌های ذکر شده با نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، چهار ساختمان ۱۰ و ۲۰ طبقه با سیستم قاب خمشی ویژه مورد مطالعه عددی قرار گرفته است. در زیر مشخصات ساختمان ۱۰ طبقه نشان داده شده است.

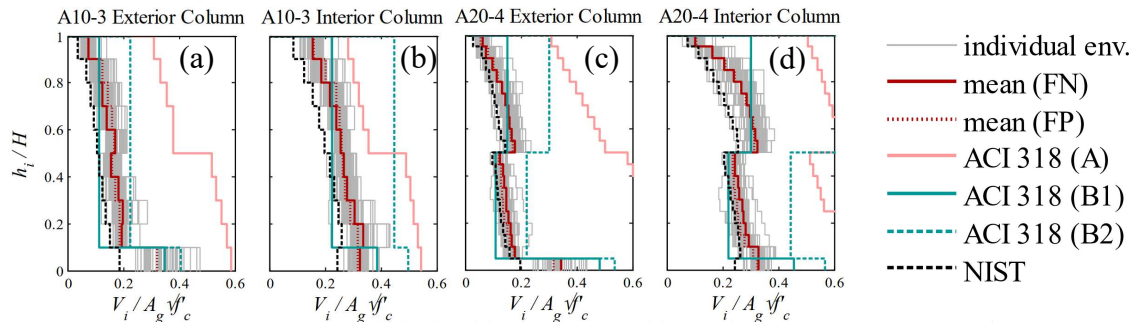
مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

(تشدید نیروی برشی ستون براساس اثرات اضافه مقاومت، مودهای بالاتر و موقعیت ستون)

Building	Zone	beam			exterior column			interior column		
		b (in.)	h (in.)	ρ_l	b (in.)	h (in.)	ρ_l	b (in.)	h (in.)	ρ_l
A10-3	1	24	36	0.0078	36	36	0.0171	36	36	0.0171
	2				36	36	0.0110	36	36	0.0110
A10-4	1	24	32	0.0071	32	32	0.0154	32	32	0.0185
	2				32	32	0.0117	32	32	0.0154
A20-3	1	28	46	0.0064	48	48	0.0151	48	48	0.0123
	2				48	48	0.0110	48	48	0.0110
	3				44	44	0.0114	44	44	0.0147
	4				44	44	0.0100	44	44	0.0147
A20-4	1	24	38	0.0092	42	42	0.0202	42	42	0.0159
	2				42	42	0.0125	42	42	0.0125
	3				36	36	0.0122	36	36	0.0216
	4				36	36	0.0122	36	36	0.0216

مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

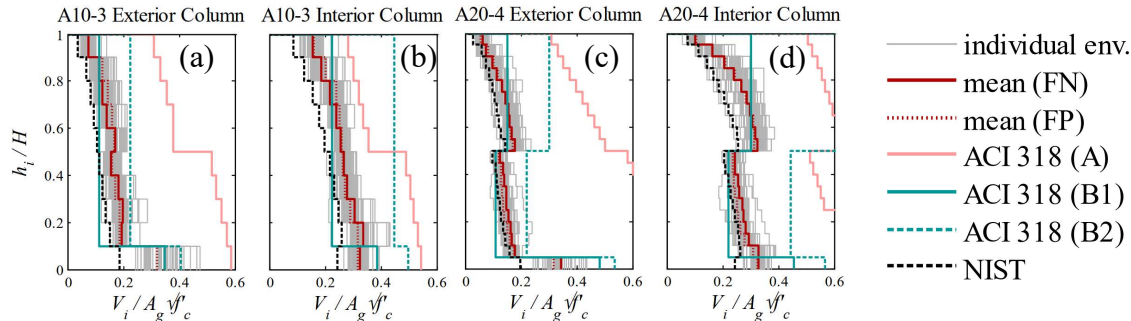
(تشدید نیروی برشی ستون براساس اثرات اضافه مقاومت، مودهای بالاتر و موقعیت ستون)



تصویر بالا نمودار پوشش برش ستون‌ها براساس تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی (۳۰ زلزله مقیاس شده برای زلزله سطح طراحی) در دو ساختمان ۱۰ طبقه ۳ دهانه (A10-3) و ۲۰ طبقه ۴ دهانه (A20-4) را نشان می‌دهد. برای هر ساختمان، نمودارها به صورت مجزا، ستون‌های خارجی و داخلی در پلان را نشان می‌دهند. تمامی مقادیر نیروهای برشی به مقدار $A_g f'_c$ نرمال شده است. A_g مساحت کل مقطع ستون و f'_c مقاومت فشاری بتن به Mpa می‌باشد. خطوط خاکستری، حداکثر برش مربوط به هر کدام از مولفه‌های زلزله در تحلیل غیرخطی می‌باشد. خطوط زرشکی نشان دهنده میانگین برش‌ها برای مولفه‌های عمود بر گسل (FN) و موازی با گسل (FP) می‌باشد. علاوه بر این، مقادیر برش لرزه‌ای محاسبه شده براساس روش‌های محاسباتی ارائه شده در صفحات قبل نیز نشان داده شده است. پر واضح است که برش لرزه‌ای محاسبه شده توسط **اغلب روش‌های رایج**، نسبت به نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی (مقادیر برشی که به هنگام زلزله واقعی رخ می‌دهد) مقدار کمتری دارد.

مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

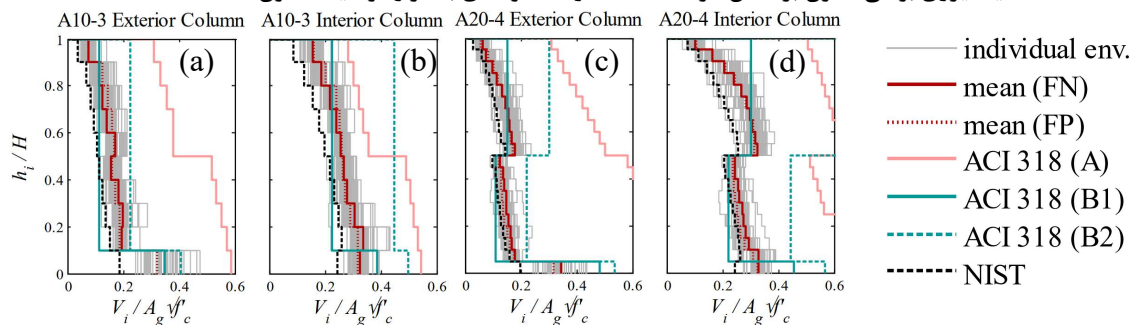
(تشدید نیروی برشی ستون براساس اثرات اضافه مقاومت، مودهای بالاتر و موقعیت ستون)



تنها روش مستثنی از این الگو، محاسبات استاندارد ACI 318-19 بر مبنای رویکرد تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای ستون‌ها می‌باشد (ACI 318(A) که مطابق با شکل، به عنوان کران بالا برای مقادیر برش ستون‌ها است. این روش برای محاسبه برش لرزه‌ای در ستون داخلی ساختمان ۱۰ طبقه، نسبت به بقیه روش‌ها بهترین تخمین می‌باشد (شکل b). لیکن در بخش پایینی این ساختمان مقدار تخمین توسط این روش برای ستون خارجی بسیار محافظه کارانه است. در ستون داخلی ساختمان ۲۰ طبقه (شکل d) روش ACI 318 (A) مقدار برش را بیش از ۴ برابر نتایج تحلیل تاریخچه زمانی برآورد می‌کند، این مقدار برای ستون خارجی ساختمان ۲۰ طبقه (شکل c) بسیار بیشتر هم می‌باشد. چون در طراحی معمول، ستون‌های خارجی نسبت به داخلی به مقاومت برشی کمتری نیاز دارند. این در حالی است که همین ستون‌های خارجی تحت بارهای فشاری ناشی از واژگونی، ظرفیت خمشی بزرگی را ایجاد می‌کنند.

مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

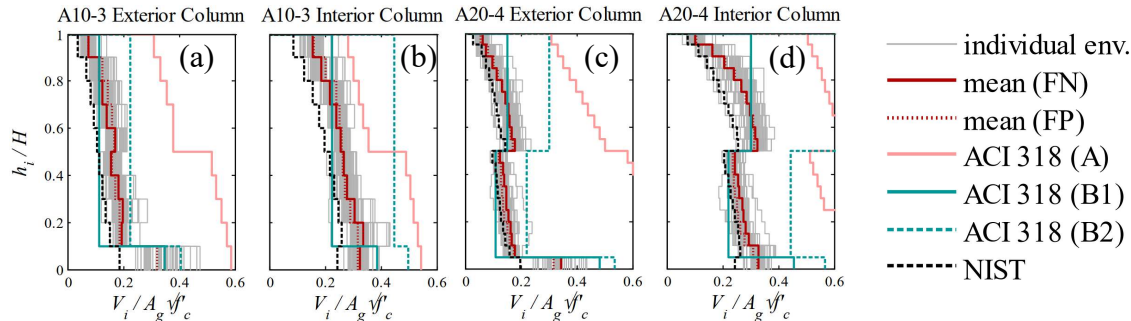
(تشدید نیروی برشی ستون براساس اثرات اضافه مقاومت، مودهای بالاتر و موقعیت ستون)



روش رایج B1 در ۷۰٪ ارتفاع ابتدایی هر چهار ساختمان مقدار برش را بسیار کمتر از واقعیت محاسبه می‌کند. بنابراین بایستی از این روش، اکیداً اجتناب شود. همانطور که پیش‌تر نیز اشاره شد، راهنمای طراحی NIST GCR 16-917-40 نیز این روش را مردود اعلام کرده است. روش B2 برای اغلب تحریک‌های زمین در تمامی ساختمان‌ها، تخمین‌های محافظه کارانه‌ای ارائه می‌دهد، لیکن برای ۴ طبقه ابتدایی از ساختمان ۱۰ طبقه ۳ دهانه، مقدار برش حاصل از ۴ رکورد زلزله، بزرگتر از حد برش ارائه شده توسط این روش است (تصویر a). برای ۴ ساختمان مورد بررسی، زمانی که ظرفیت خمشی تیرها در ارتفاع ساختمان یکسان می‌باشد روش B2 مقدار برش را در یک دوم بالایی ساختمان سه برابر بیشتر از نتایج تحلیل تخمین می‌زند. این تخمین بیش از حد، در ستون‌های داخلی ساختمان ۲۰ طبقه کاملاً مشهود می‌باشد (تصویر d).

مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

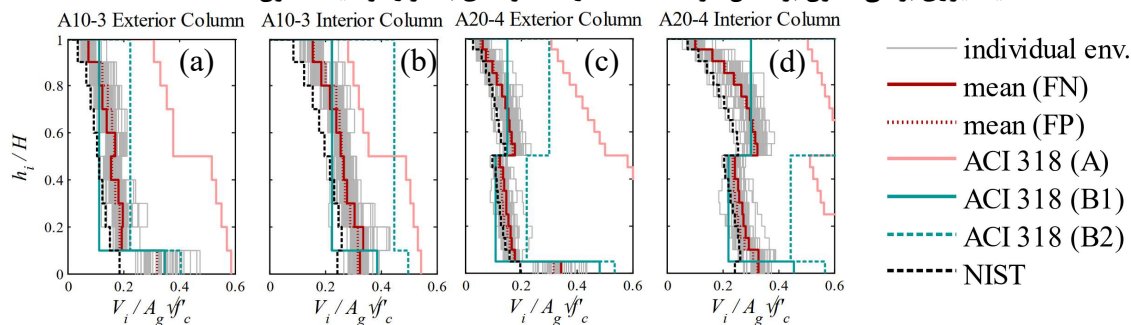
(تشدید نیروی برشی ستون براساس اثرات اضافه مقاومت، مودهای بالاتر و موقعیت ستون)



همچنین برای تمامی ساختمان‌ها کاملاً واضح می‌باشد که تخمین روش‌های B1 و B2 از الگوی برش ناشی از تحلیل تبعیت نکرده و یک الگوی پلکانی تقریباً یکنواخت دارد. با وجود محافظه کاری آشکار روش B2، این مدل در قاب‌های ساختمانی که ابعاد ستون‌هایشان یکسان نیست تخمین کمتر از واقعیت نیز دارد. مورد مذکور توسط سایر مراجع نیز تایید می‌شود (Visnjic T (2014)). مطالعات پارامتری نشان می‌دهد، با افزایش فزاینده در ابعاد ستون‌های خارجی ساختمان، مقدار برش واقعی ناشی از تحلیل در اکثر ساختمان‌ها بیش از تخمین روش B2 است.

مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

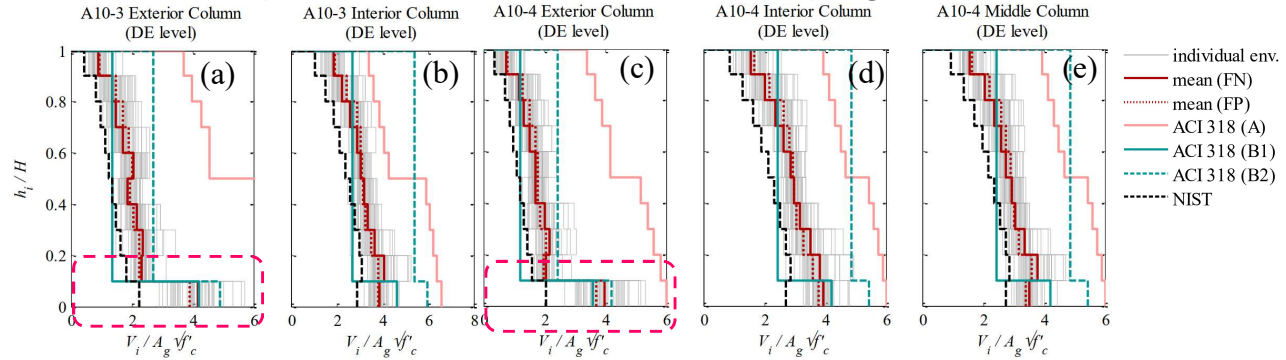
(تشدید نیروی برشی ستون براساس اثرات اضافه مقاومت، مودهای بالاتر و موقعیت ستون)



روش پیشنهادی توسط NIST در تمامی موارد، میانگین برش ستون را حداقل ۲۵٪ کمتر از واقعیت تخمین می‌زند. با وجود این ضعف، از آنجایی که مبنای محاسبات این روش براساس تحلیل دینامیکی طیفی می‌باشد لذا الگوی پوش برش حاصل از این روش بیشترین تطابق را با الگوی پوش حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی دارد. این الگو در سایر روش‌ها وجود ندارد.

مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

(تشدید نیروی برشی ستون براساس اثرات اضافه مقاومت، مودهای بالاتر و موقعیت ستون)

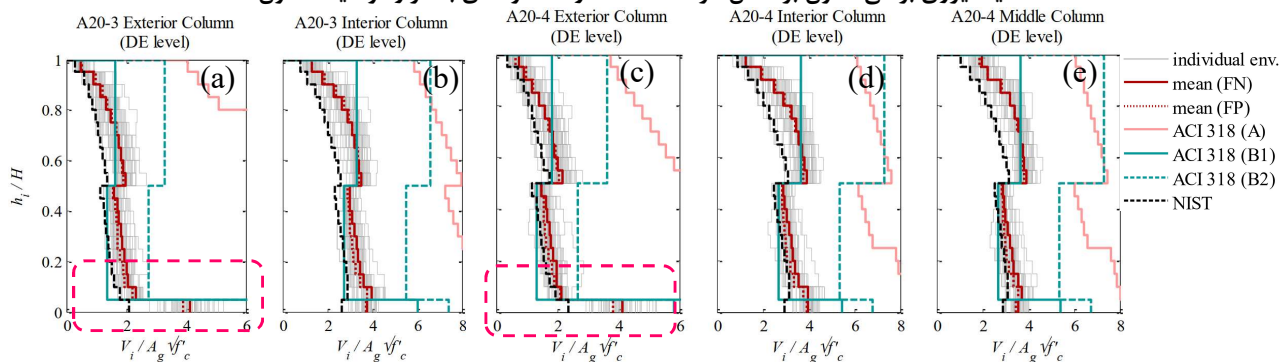


ساختمان ۱۰ طبقه: چرا برای ستون‌های خارجی برش در ستون‌های

طبقه اول با سایر طبقات اختلاف بسیار زیادی دارد؟

مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

(تشدید نیروی برشی ستون براساس اثرات اضافه مقاومت، مودهای بالاتر و موقعیت ستون)

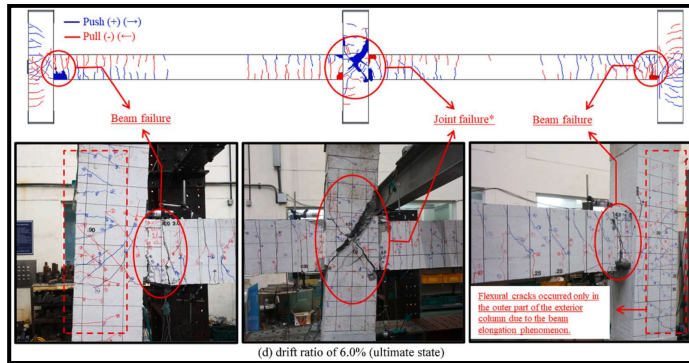


ساختمان ۲۰ طبقه: چرا برای ستون‌های خارجی برش در ستون‌های

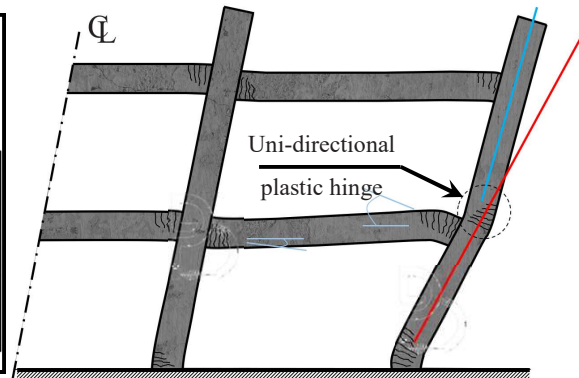
طبقه اول با سایر طبقات اختلاف بسیار زیادی دارد؟

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame



Jae Hyun Kim et. al. (2023)



P. J. Wu, "Deformations in Plastic Hinge Zone of R/C Beam in Ductile Frame Structures Subjected to Inelastic Cyclic Loading," University of Auckland, Auckland, New Zealand, 1996.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

(تشدید نیروی برشی ستون براساس اثرات اضافه مقاومت، مودهای بالاتر و موقعیت ستون)

مشابه روند ارائه شده در راهنمای طراحی NIST، مدل پیشنهادی برای تخمین برش لرزه‌ای طراحی ستون‌ها نیز، براساس **تشدید** پوش برش حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی (MRSA) می‌باشد تا مقادیر حاصله تطابق مناسبی با نتایج از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی داشته باشد. NIST برای تشدید برش ستون صرفاً از ضریب اضافه مقاومت خمشی المان تیر استفاده می‌کند، لیکن در این مدل علاوه بر ضریب اضافه مقاومت از ضریب تشدید دینامیکی (به دلیل اثرات مودهای بالاتر) و ضریب تغییرات آماری برای پاسخ تک رکوردهای زلزله استفاده می‌شود. مدل پیشنهادی برای برش طراحی ستون (V_e) در طبقه i ام به صورت زیر است:

$$\Rightarrow V_{e,i} = (\kappa_v)(\omega_{v,i})V_{eMRSA,i} = (\kappa_v)(\Omega A_D \Psi_{v,i})V_{eMRSA,i}$$

$V_{eMRSA,i}$: برش ستون در طبقه i ام براساس تحلیل دینامیکی طیفی خطی

$\omega_v = f(\Omega, A_D, \Psi_v, \chi)$: ضریب تشدید برش طبقه

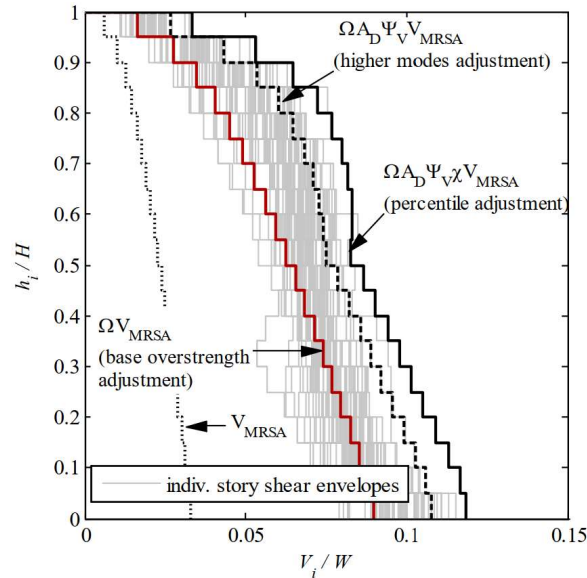
κ_v : ضریب تاثیر موقعیت ستون در تشدید برش (ستون داخلی یا خارجی)

در این رابطه دو عامل تاثیر گذار "اضافه مقاومت سازه‌ای" و "پاسخ دینامیکی" وجود دارد:

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

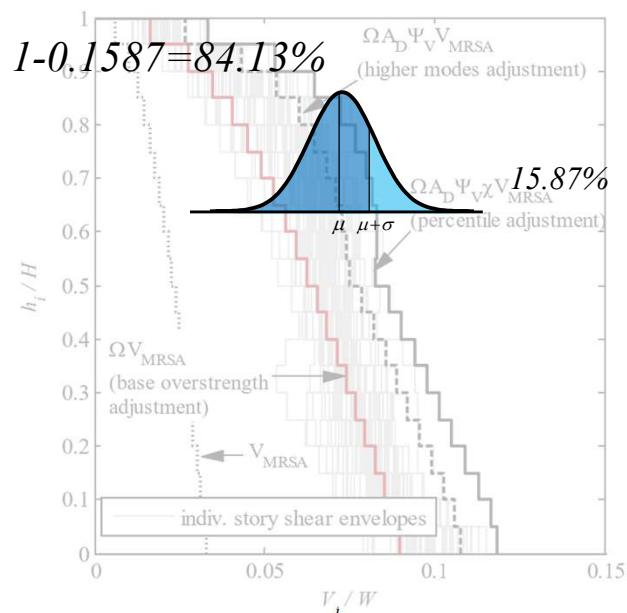
مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

(تشدید نیروی برشی ستون براساس اثرات اضافه مقاومت، مودهای بالاتر و موقعیت ستون)



بیشترین بزرگنمایی در نیروی برشی به دست آمده از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی نسبت به تحلیل دینامیکی طیفی مربوط به اضافه مقاومت ذاتی سیستم می‌باشد، که از اضافه مقاومت طراحی و اضافه مقاومت موجود در مصالح (اختلاف بین مقاومت مصالح اسمی و مورد انتظار) ناشی می‌شود. مدل ارائه شده توسط NIST تا حدودی این اضافه مقاومت‌ها را پشتیبانی می‌کند (چرا کامل پشتیبانی نمی‌کند؟). اثرات مودهای بالاتر ساختمان نیز باعث تشدید نیروی‌های برشی می‌شود، این تشدید در بخش بالایی ساختمان بیشتر می‌باشد. به دلیل تغییرات مقدار برش حاصل از تمامی رکوردهای زلزله در یک طبقه مشخص، برای پشتیبانی از مقدار کران بالای پاسخها ضریب اصلاح صدک، لحاظ شده است. در شکل مقابل نتایج تشدید برش حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی در کنار پاسخهای تحلیل تاریخیچه زمانی برای ساختمان A20-4 ترسیم شده است. این نتایج برای سطح DBE ترسیم شده است و صدک ۸۴ام از نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی را نشان می‌دهد.

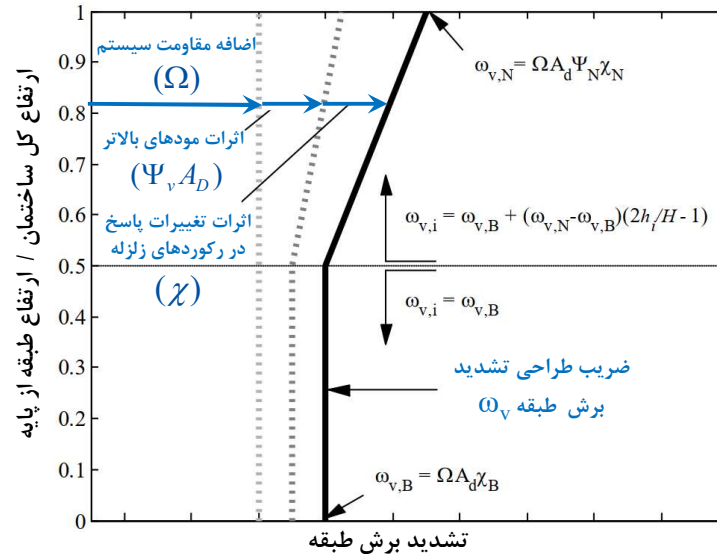
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



صدک ۸۴ام از نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی را نشان می‌دهد.

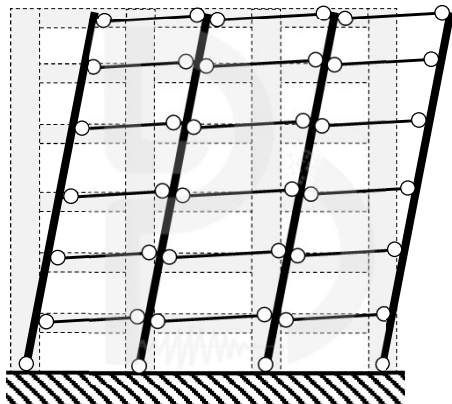
مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

(تشدید نیروی برشی ستون براساس اثرات اضافه مقاومت، مودهای بالاتر و موقعیت ستون)



مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

(تشدید نیروی برشی ستون براساس اثرات اضافه مقاومت، مودهای بالاتر و موقعیت ستون)



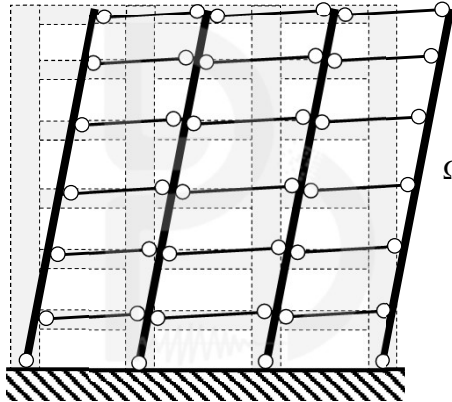
اثرات اضافه مقاومت سازه‌ای Ω:

روش محاسبه اضافه مقاومت سازه‌ای، شبیه اضافه مقاومتی است که راهنمای طراحی NIST ارائه می‌کند. لیکن اضافه مقاومت ارائه شده توسط راهنمای طراحی NIST، کالیبره شده برای اضافه مقاومت خمشی ناشی از تمامی تیرهایی است که متصل به گره اتصال متناظر با ستون مورد نظر می‌باشند. روش پیشنهادی این تحقیق، یک ضریب اضافه مقاومت واحد برای کل سیستم SMRF بر مبنای میانگین اضافه مقاومت خمشی تمامی مفاصل پلاستیک در مکانیزم ایده‌آل ستون قوی-تیر ضعیف (مکانیزم مفاصل پلاستیک تیرها) می‌باشد. ضریب اضافه مقاومت Ω، بر اساس دو مفصل پلاستیک در هر تیر (برای تمامی تیرها) و همچنین مفاصل پلاستیک در پای ستون‌ها در محل اتصال به فونداسیون برای کل سیستم SMRF، محاسبه می‌شود (به مانند شکل روبه‌رو).

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

(تشدید نیروی برشی ستون براساس اثرات اضافه مقاومت، مودهای بالاتر و موقعیت ستون)



اثرات اضافه مقاومت سازه‌ای Ω :

بنابراین فرمول محاسبه این ضریب به صورت زیر خواهد بود:

$$\Omega = \frac{\sum_{k=1}^{N_{Col}} M_{pr,c,base,k} + \sum_{k=1}^{N_{Bm}} (M_{pr,b,i} + M_{pr,b,j})}{\sum_{k=1}^{N_{Col}} M_{E,base,c} + \sum_{k=1}^{N_{Bm}} (M_{E,b,i} + M_{E,b,j})}$$

حاصل جمع **لنگر خمشی محتمل** پای تمامی ستون‌ها مطابق شکل رو به رو $\sum_{k=1}^{N_{Col}} M_{pr,c,base,k}$

حاصل جمع **لنگر خمشی محتمل** گره i و j برای تمامی تیرهای ساختمان $\sum_{k=1}^{N_{Bm}} (M_{pr,b,i} + M_{pr,b,j})$

حاصل جمع **لنگر خمشی نیاز**، در پای تمامی ستون‌ها براساس تحلیل خطی ارائه شده توسط کد $\sum_{k=1}^{N_{Col}} M_{E,base,c}$

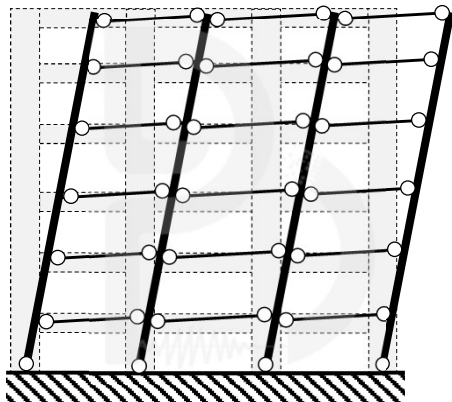
حاصل جمع **لنگر خمشی نیاز**، در گره i و j برای تمامی تیرهای ساختمان براساس $\sum_{k=1}^{N_{Bm}} (M_{E,b,i} + M_{E,b,j})$

تحلیل خطی ارائه شده توسط کد

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

(تشدید نیروی برشی ستون براساس اثرات اضافه مقاومت، مودهای بالاتر و موقعیت ستون)



اثرات اضافه مقاومت سازه‌ای Ω :

بنابراین فرمول محاسبه این ضریب به صورت زیر خواهد بود:

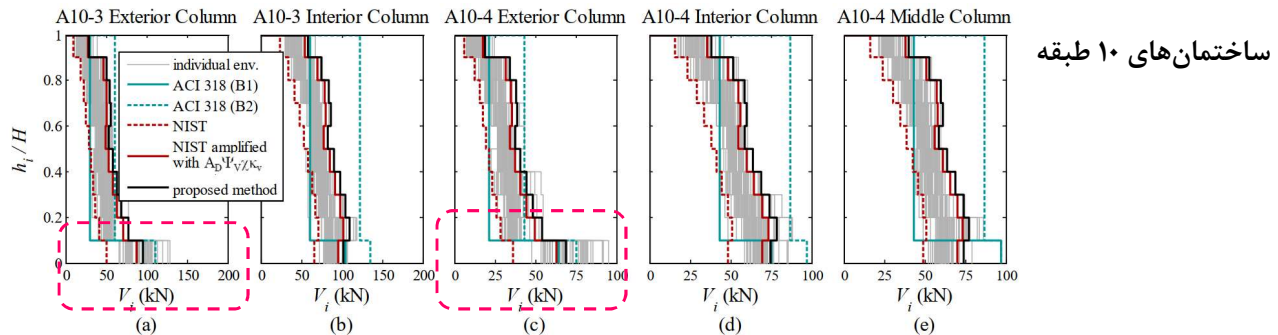
$$\Omega = \frac{\sum_{k=1}^{N_{Col}} M_{pr,c,base,k} + \sum_{k=1}^{N_{Bm}} (M_{pr,b,i} + M_{pr,b,j})}{\sum_{k=1}^{N_{Col}} M_{E,base,c} + \sum_{k=1}^{N_{Bm}} (M_{E,b,i} + M_{E,b,j})}$$

$$\Phi_m(NIST) = Average\left(\frac{M_{pr,b,i,j}}{M_{u,b,i,j}}\right)$$

	A10-3	A10-4	A20-3	A20-4
$\Phi_m(NIST)$	2.58/2.62	2.45/2.5/2.54	2.23/2.20	2.62/2.55/2.48
Ω	2.81	2.72	2.45	2.80

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

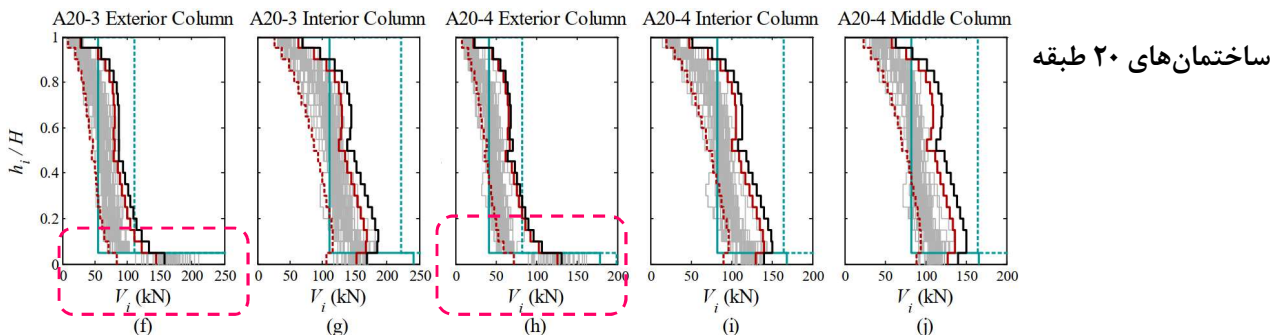


با استفاده از مدل تشدید برش، پوش برش طراحی برای همه ساختمان‌ها تحت زلزله طراحی با انتخاب صدک ۹۸ به صورت اشکال زیر به دست آمده است. علاوه بر مدل NIST که قبلاً تشریح شد، مدل NIST با استفاده از ضرایب تشدید $A_D \Psi_v \gamma K_v$ تشدید شده و خروجی آن در اشکال بالا ترسیم شده است. همانطور که مشاهده می‌شود مدل پیشنهادی در اکثر موارد برش محافظه کارانه‌ای ارائه می‌کند. همچنین مدل اصلاحی NIST سطح محافظه کارانه قابل مقایسه‌ای را ارائه می‌دهد.

هر دو مدل پیشنهادی و اصلاحی NIST تخمین کمتری برای ستون‌های خارجی همکف ارائه می‌کنند چون این دو مدل توانایی شبیه سازی ازدیاد طول تیرها را ندارند. بنابراین برای ستون‌های خارجی همکف پیشنهاد می‌شود از روش ACI 318 (A) استفاده شود.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی

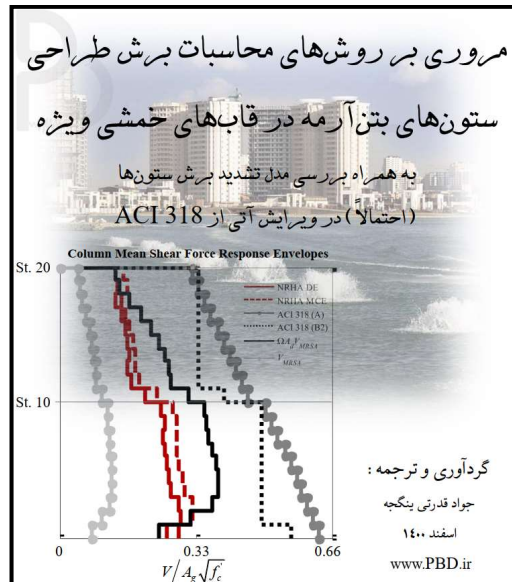


با استفاده از مدل تشدید برش، پوش برش طراحی برای همه ساختمان‌ها تحت زلزله طراحی با انتخاب صدک ۹۸ به صورت اشکال زیر به دست آمده است. علاوه بر مدل NIST که قبلاً تشریح شد، مدل NIST با استفاده از ضرایب تشدید $A_D \Psi_v \gamma K_v$ تشدید شده و خروجی آن در اشکال بالا ترسیم شده است. همانطور که مشاهده می‌شود مدل پیشنهادی در اکثر موارد برش محافظه کارانه‌ای ارائه می‌کند. همچنین مدل اصلاحی NIST سطح محافظه کارانه قابل مقایسه‌ای را ارائه می‌دهد.

هر دو مدل پیشنهادی و اصلاحی NIST تخمین کمتری برای ستون‌های خارجی همکف ارائه می‌کنند چون این دو مدل توانایی شبیه سازی ازدیاد طول تیرها را ندارند. بنابراین برای ستون‌های خارجی همکف پیشنهاد می‌شود از روش ACI 318 (A) استفاده شود.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

مدل پیشنهادی براساس مطالعات انجام شده در دانشگاه کالیفرنیا برکلی



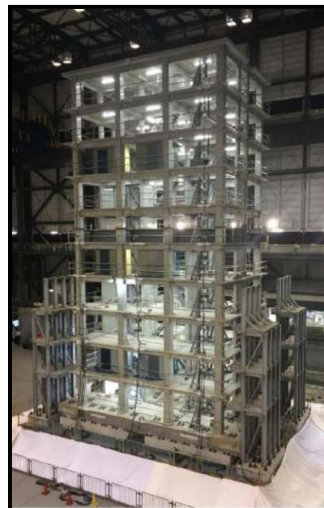
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

E-Defense 10-Story Tests Implications for US Practice

- 2014 4-Story RC-PT



- 2015 and 2019 10-Story Tests



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

E-Defense 10-Story Tests Implications for US Practice

E-Defense 10-Story Tests

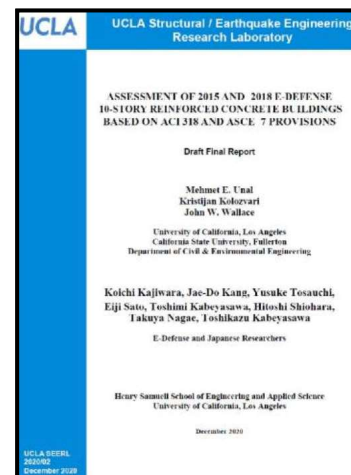
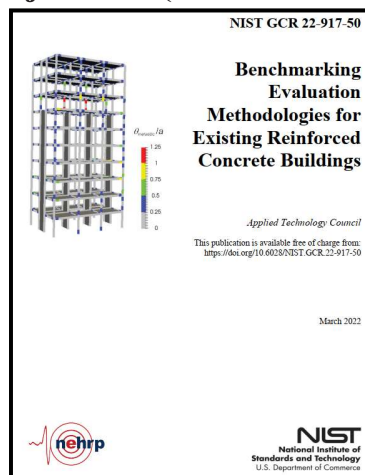
- **ATC Project 134 (NIST GCR 22-917-50)**
- **ACI Foundation Grant**
- **2015 Test Structure**
- **2019 Test Structure**
- **ASCE 41 Case Studies**
- **ACI 318 Compliant (mostly)**
- **Evaluation**
 - Linear methods
 - Nonlinear methods
 - New wall modeling (ATC 140)
 - Joint modeling
- **Evaluation**
 - Beam slab effective widths
 - Beam shear (capacity design)
 - Column shear
 - Column-to-beam strength ratios
 - Joint shear
 - Column axial load
 - Wall/column shear amplification
 - Wall drift capacity
 - Modeling (peak values/history)

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

E-Defense 10-Story Tests Implications for US Practice

E-Defense 10-Story Tests


- **ATC Project 134 (NIST GCR 22-917-50)**
- **ACI Foundation Grant**



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column



Mehmet Emre Unal



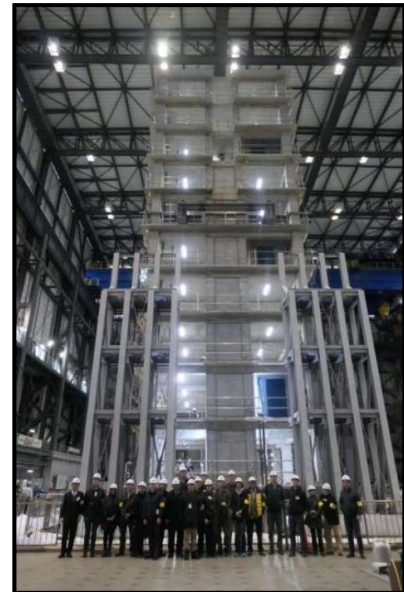
Saman A. Abdullah



Kristijan Kolozvari



John W. Wallace



Bulletin of Earthquake Engineering
<https://doi.org/10.1007/s10518-023-01718-7>

S.J. : TEN-STORY RC FULL-SCALE BUILDINGS



Evaluation of ACI 318-19 provisions for special moment frames and special structural walls using data from the E-Defense 10-story tests

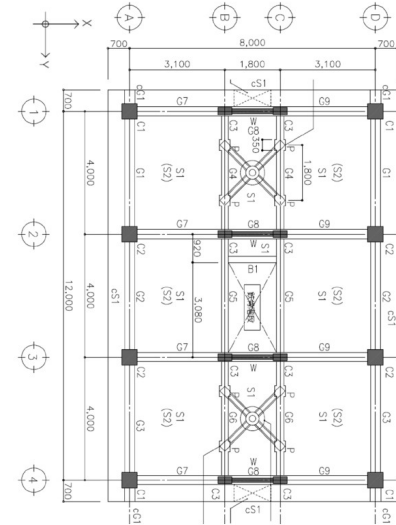
Mehmet Emre Unal¹  · Saman A. Abdullah¹ · Kristijan Kolozvari² · John W. Wallace¹ · Koichi Kajiwara³

Received: 3 June 2022 / Accepted: 5 June 2023
 © The Author(s), under exclusive licence to Springer Nature B.V. 2023

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

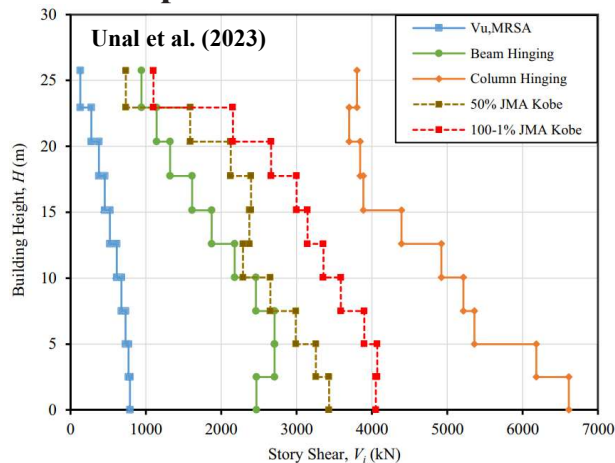
Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Plan view of the structure for the 2nd through 8th floors
(Note: Dimensions are in mm)



Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

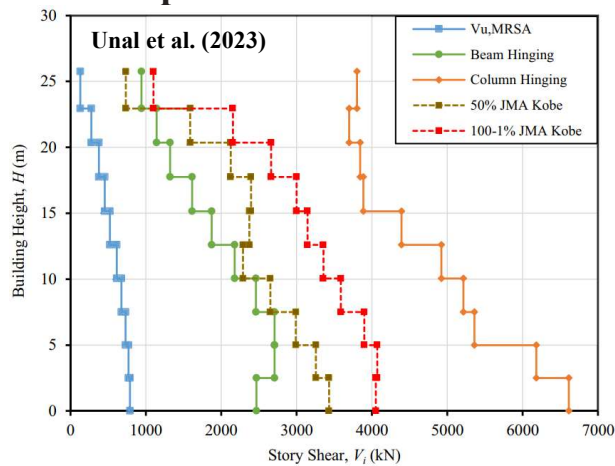


ACI 318-19 approach

در شکل مقابل نیروهای برشی طبقات در راستای قابی ساختمان نشان داده شده است. در این نمودار علاوه بر برش حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی ($V_{u,MRSA}$)، برش حاصل از مکانیزم تیرها و مکانیزم ستون‌ها مطابق با ضوابط ACI 318-19 نیز نشان داده شده است. مقدار برش ستون‌ها با فرض مکانیزم تیرها، براساس مقاطع T شکل در تیرها مطابق با ضابطه عرض موثر استاندارد ACI 318-19 محاسبه شده است ($l_w/8$). نتایج ارائه شده در این شکل نشان می‌دهد که نیاز برشی ستون‌ها براساس استاندارد ACI 318-19 ($V_{e,c,ACI}$) توسط مکانیزم تیرها کنترل می‌شود. همانطور که مشاهده می‌شود مقدار برش حاصل از مکانیزم تیرها به صورت قابل ملاحظه کمتر از برش نظیر با مکانیزم ستون‌ها می‌باشد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column



ACI 318-19 approach

مقادیر برش طبقات در مقدار حداکثر نسبت دریفت براساس میانگین شتاب‌های

اندازه‌گیری شده طبقات در طی انجام تست برای هر دو تحریک ۵۰٪ ($V_{e,c,50\%}$)

و ۱۰۰-۱٪ ($V_{e,c,100\%-1}$) زلزله کوبه ترسیم شده است.

مقایسه مدل مکانیزم تیرها با نتایج حاصل از رکورد زلزله ۱-۱۰۰٪

نشان می‌دهد که نیاز برشی حاصل از استاندارد ACI 318-19 به

طور قابل ملاحظه تخمین کمتر از واقعیت دارد. مقدار میانگین

نسبت $V_{e,c,100\%-1} / V_{e,c,ACI}$ برای کل طبقات برابر با 1.62 بوده و

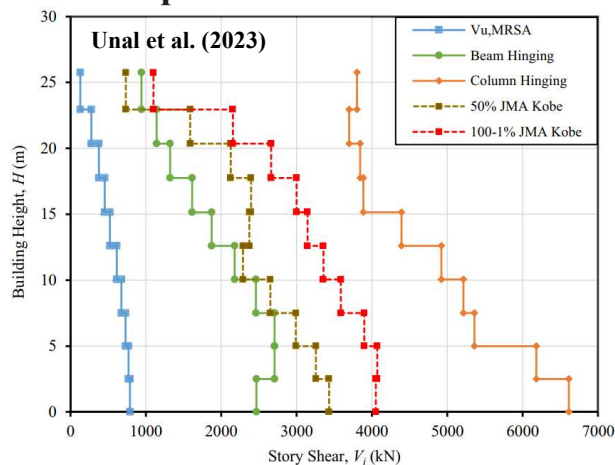
مقدار حداکثر این نسبت در طبقه هشتم برابر 2.0 است.

$$Average(V_{e,c,100\%-1} / V_{e,c,ACI}) = 1.62$$

$$Max(V_{e,c,100\%-1} / V_{e,c,ACI}) = 2.0$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column



ACI 318-19 approach

اختلاف بین نتایج تست و استاندارد ACI 318-19 در تحریک ۵۰٪،

کمتر می‌باشد. حداکثر مقدار نسبت $V_{e,c,50\%-1} / V_{e,c,ACI}$ در طبقه

هشتم رخ داده و برابر با 1.61 بوده و کمترین مقدار این نسبت در

طبقه پنجم رخ داده و برابر با 1.05 می‌باشد.

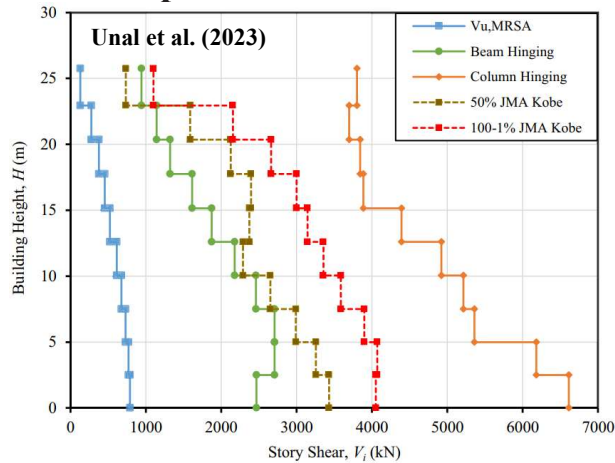
$$Average(V_{e,c,50\%} / V_{e,c,ACI}) = 1.24$$

$$Max(V_{e,c,50\%} / V_{e,c,ACI}) = 1.61$$

$$Min(V_{e,c,50\%-1} / V_{e,c,ACI}) = 1.05$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column



ACI 318-19 approach

با توجه به موارد ذکر شده این مرجع در ارتباط با عرض موثر تیرهای T شکل، افزایش عرض موثر بال تیر از مقدار $l_p/8$ به مقدار $l_p/4$ ، که این مقدار، متوسط نسبت برای تیرهای داخلی تسلیم شده است. افزایش عرض موثر در تیرهای T شکل باعث افزایش ۱۰٪ در ظرفیت لنگر خمشی تیرها می‌شود. بنابراین استفاده از $l_p/4$ برای محاسبه نیاز برشی ستون‌ها با مدل مکانیزم تیرها، به صورت متوسط نسبت $V_{e,c,100\%-1} / V_{e,c,ACI}$ را از ۱.۶۲ به ۱.۴۷ کاهش می‌دهد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

NIST (2016) and NZS 3101-06 approaches

نیاز برشی در ستون‌های بتن‌آرمه براساس NIST (2016) و NZS 3101-06 نیز محاسبه شده است. برای در هر دو رویکرد (به غیر از ستون‌های طبقه اول) نیاز برشی در ستون‌های براساس تشدید برش حاصل از تحلیل ارتجاعی (V_u) مطابق با معادله زیر انجام می‌شود:

$$V_{e,c} = \omega_v \times \Omega_v \times V_u$$

نیاز برشی طراحی ستون‌های بتن‌آرمه = ضریب تشدید دینامیکی × ضریب اضافه مقاومت × نیاز برشی ستون براساس تحلیل ارتجاعی

که ω_v ضریب تشدید دینامیکی و Ω_v ضریب اضافه مقاومت است. ضریب اضافه مقاومت در هر دو رویکرد معرفی شده، بر اساس نسبت مقاومت خمشی محتمل به مقاومت خمشی طراحی المان‌های تسلیم شونده در بالا و پایین ستون است (M_{pr}/M_u).

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

در ستون‌های غیر از طبقه اول، نسبت M_{pr}/M_u ، به صورت کلی با اضافه مقاومت تیرهای متصل شده به بالا و پایین ستون‌ها کنترل می‌شود (تیر ضعیف-ستون قوی). اگرچه NIST (2016) به صورت مستقیم ضابطه مجزایی برای ستون‌های طبقه اول ارائه نمی‌کند، ولی نسبت M_{pr}/M_u در بالای ستون معمولاً با تسلیم تیر کنترل شده و در پای ستون (محل اتصال ستون به فونداسیون) با تسلیم ستون کنترل می‌شود. از سوی دیگر NZS 3101-06 برای محاسبه نیاز برشی ستون‌های طبقه اول استفاده از مدل مکانیزم ستون‌ها را الزام می‌کند. معادله ارائه شده توسط NZS 3101-06 برای محاسبه نیاز برشی ستون‌های طبقه اول به صورت زیر است:

$$V_{e,c} = 1.15(M_{pr,c,bottom} + M_{pr,c,top})/L_n$$

ضریب اضافه مقاومت براساس NZS 3101-06 شبیه به ضریب اضافه مقاومت پیشنهادی NIST (2016) است، با این تفاوت که مقدار M_{pr}/M_u در استاندارد NZS 3101-06 براساس تنش کششی $1.35f_y$ محاسبه شده و در NIST (2016) و ACI 318-19 براساس تنش کششی $1.25f_y$ محاسبه می‌شود.

$$\text{ACI 318-19 \& NIST (2016)} \Rightarrow f_{ye} = 1.25f_y$$

$$\text{NZS 3101-06} \Rightarrow \text{Likely maximum material strengths} = \phi_{o,f_y} \times f_y = 1.35f_y$$

مقدار ضریب تشدید دینامیکی (ω_v) در پیشنهادات NIST (2016) برابر با 1.0 در نظر گرفته می‌شود، به عبارت دیگر NIST (2016)، ضریب تشدید دینامیکی را برای محاسبات نیاز برشی ستون‌ها لحاظ نمی‌کند. در حالیکه در NZS 3101-06، مقدار ω_v به صورت ثابت برابر با 1.3 لحاظ شده به غیر از ستون‌های طبقه اول که در آنها مقدار ω_v مذکور برابر با 1.15 لحاظ می‌شود.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

$$V_{e,c} = \omega_v \times \Omega_v \times V_u$$



NZS 3101

ستون‌های طبقه‌ها به غیر از طبقه اول	{	$\omega_v = 1.30$	⇒	$V_{e,c} = 1.3\Omega_v V_E$
		$\Omega_v = \text{Average}\left(\frac{M_{pr}}{M_u}\right), f_{ye} = 1.35f_y$		
ستون‌های طبقه اول	{	$\omega_v = 1.15$	⇒	$V_{e,c} = 1.15 \frac{M_{pr,c,bottom} + M_{pr,c,top}}{L_n}$
		$\Omega_v V_u = \frac{M_{pr,c,bottom} + M_{pr,c,top}}{L_n}, f_{ye} = 1.35f_y$		

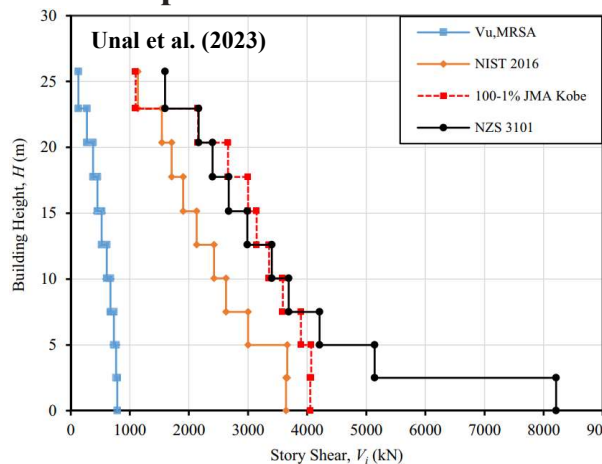


NIST (2016)
(NIST GCR 16-917-40)

تمامی ستون‌های ساختمان	{	$\omega_v = 1.00$	⇒	$V_{e,c} = \Omega_v V_E$
		$\Omega_v = \text{Average}\left(\frac{M_{pr}}{M_u}\right), f_{ye} = 1.25f_y$		

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column



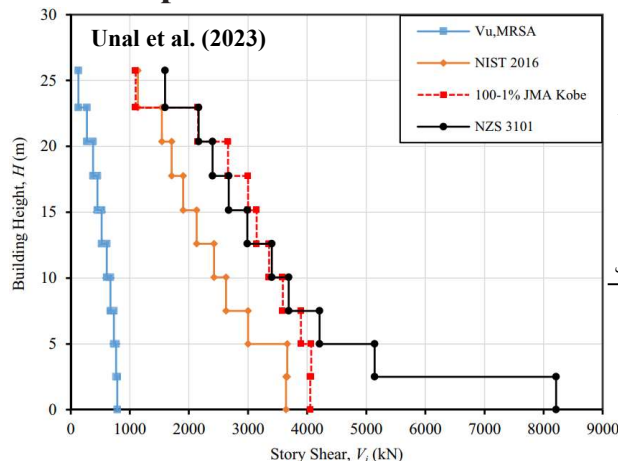
NIST (2016) and NZS 3101-06 approaches

برش طبقات براساس حاصل جمع برش ستون‌ها مطابق با هر دو رویکرد (2016) NIST و NZS 3101-06 در شکل رو به رو ترسیم شده است. برش دینامیکی طیفی طبقات مربوط به $V_{u,MRSA}$ براساس طیف پاسخ زلزله 100%-1 JMA-Kobe با احتساب میرایی 5% محاسبه شده است. برش طبقات برای نتایج آزمایشگاهی که با خطوط قرمز نشان داده شده است براساس شتاب طبقات ثبت شده در تحریک 100%-1 JMA-Kobe محاسبه شده است. مقایسه نتایج در شکل مقابل نشان می‌دهد که (2016) NIST، مقادیر برش را به صورت قابل ملاحظه کمتر از نتایج آزمایشگاهی تخمین می‌زند. مقدار متوسط نسبت نتایج تست تقسیم بر محاسبات (2016) NIST، در تمامی طبقات به غیر از طبقه اول و آخر برابر با 1.40 می‌باشد.

برای ستون‌های طبقه اول، مقدار ضریب اضافه مقاومت با محاسبه متوسط نسبت M_{pr}/M_u با فرض مکانیزم ستون در پای ستون و مکانیزم تیر در بالای ستون محاسبه شده است. این رویکرد برای طبقه اول باعث می‌شود نتایج مدل (2016) NIST به نتایج آزمایشگاهی نزدیکتر شود. در طبقه آخر به دلیل مقدار بسیار بالای اضافه مقاومت تیرها، نتایج مدل (2016) NIST بسیار شبیه به نتایج تست است.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column



NIST (2016) and NZS 3101-06 approaches

رویکرد ارائه شده توسط NZS 3101-06 به دلیل استفاده از عدد 1.30 برای تشدید دینامیکی و مقدار بزرگتر اضافه مقاومت در آرما توره‌های طولی برای محاسبه M_{pr} ، به طور منطقی با نتایج تست انطباق دارد. نیاز برشی طبقه اول مطابق با NZS 3101-06 به دلیل استفاده از مکانیزم ستون‌ها و مقدار 1.15 برای تشدید دینامیکی، بزرگتر از نتایج تست است.

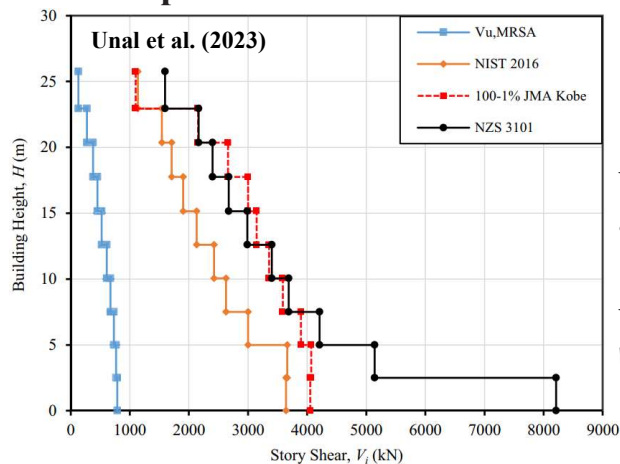
$$\frac{\text{نیاز برشی NZS 3101}}{\text{ستون‌های طبقات به غیر از طبقه اول}} = \frac{1.3\Omega_{v,NZS}V_E}{\Omega_{v,NZS}V_E} = 1.3 \frac{\Omega_{v,NZS}}{\Omega_{v,NIST}} = 1.3 \frac{M_{pr,NZS}/M_u}{M_{pr,NIST}/M_u}$$

$$\text{نیاز برشی (2016) NIST} = 1.3 \frac{M_{pr,NZS}}{M_{pr,NIST}} = 1.3 \frac{1.35}{1.25} = 1.4$$

تسلیم در بخش بالایی ستون‌های طبقه اول در رویکرد NZS 3101-06 به دلیل ازدیاد طول تیرهای سقف اول (مکانیزم تیرها در سقف اول) و تحمیل تغییر شکل‌های مازاد به ستون‌ها مورد نیاز است (و احتمالاً محافظه کارانه است)، استاندارد NZS 3101-06 عنوان می‌کند که پای ستون‌های طبقه اول فیکس به فونداسیون بوده و ازدیاد طول سقف اول باعث تحمیل تسلیم به بخش بالایی ستون نیز خواهد شد.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column



NIST (2016) and NZS 3101-06 approaches

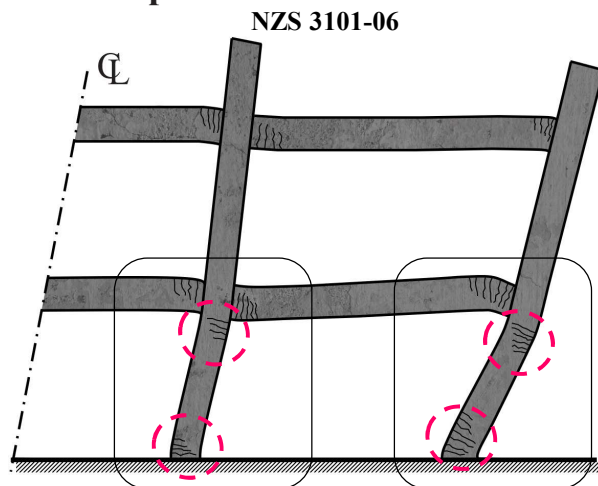
نتیجه گیری:

براساس نتایج، استفاده از ضریب تشدید دینامیکی در ACI 318 بایستی در نظر گرفته شود. مقدار ضریب تشدید دینامیکی 1.4 پیشنهاد می شود. برای طبقات اول آخر مقدار کمتر ولی محافظه کارانه 1.15 پیشنهاد می شود (تا زمانی که مطالعاتی بیشتر در دسترس باشد)

$$\frac{\text{نیاز برشی NZS 3101 برای ستون های طبقات به غیر از طبقه اول}}{\text{نیاز برشی NIST (2016)}} = \frac{1.3\Omega_{v,NZS}V_E}{\Omega_{v,NIST}V_E} = 1.3 \frac{\Omega_{v,NZS}}{\Omega_{v,NIST}} = 1.3 \frac{M_{pr,NZS}/M_u}{M_{pr,NIST}/M_u} = 1.3 \frac{M_{pr,NZS}}{M_{pr,NIST}} = 1.3 \frac{1.35}{1.25} = 1.4$$

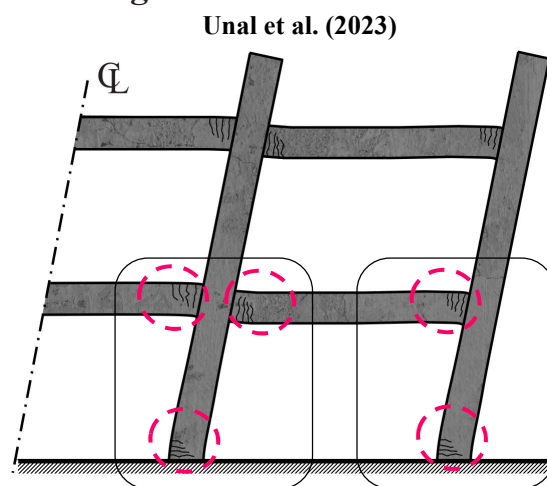
Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column



نیاز برشی ستون های طبقه اول براساس NZS 3101-06 با مکانیزم کامل در ستون ها به دست می آید.

$$V_{e,c} = 1.15 \frac{M_{pr,c,bottom} + M_{pr,c,top}}{L_n}, \quad f_{ye} = 1.35f_y$$

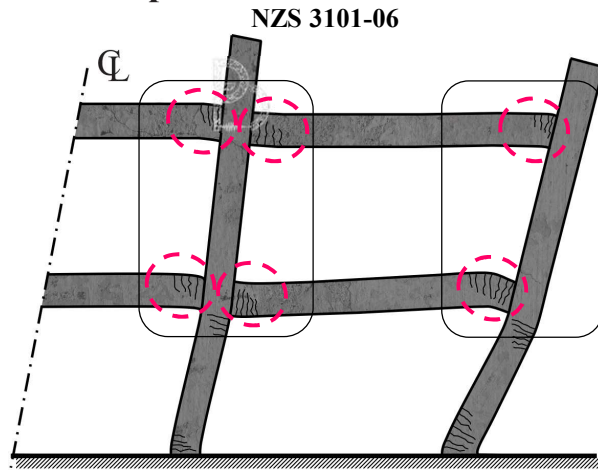


نیاز برشی ستون های طبقه اول و آخر براساس Unal et al. (2023) با مکانیزم ترکیبی ستون و تیر به دست می آید.

$$V_{e,c} = 1.15\Omega_v V_E, \quad f_{ye} = 1.25f_y$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

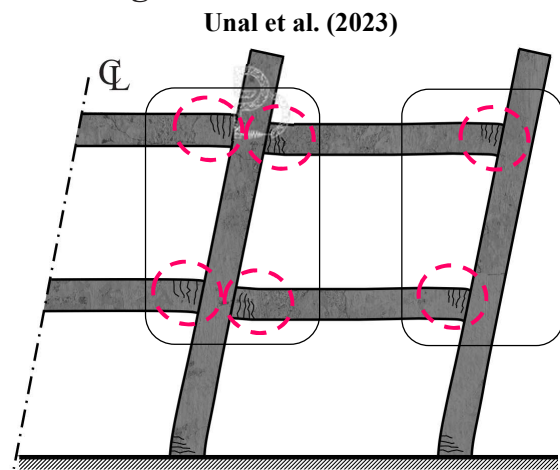
Proposed modifications for estimation of design forces in RC column



NZS 3101-06

نیاز برشی ستون‌های سایر طبقات براساس NZS 3101-06 با مکانیزم کامل در تیرها به دست می‌آید.

$$V_{e,c} = 1.3\Omega_v V_E, \quad f_{ye} = 1.35 f_y$$



Unal et al. (2023)

نیاز برشی ستون‌های سایر طبقات براساس Unal et al. (2023) با مکانیزم کامل تیرها به دست می‌آید.

$$V_{e,c} = 1.4\Omega_v V_E, \quad f_{ye} = 1.25 f_y$$

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)

رویکرد چهارم براساس کار Visnjic et al. (2017) بوده و نیاز برشی طبقات براساس این مدل محاسبه شده و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. این مدل براساس نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی چهار ساختمان ۱۰ و ۲۰ طبقه، با سه یا چهار دهانه توسعه داده شده است (A10-3, A10-4, A20-3, A20-4). مدل مذکور به دلیل استفاده از ضریب اضافه مقاومت (Ω) و ضریب تشدید دینامیکی ($\omega_{v,i}$) برای تشدید برش حاصل تحلیل دینامیکی طیفی ($V_{u,MRSA}$)، شبیه به مدل ارائه شده توسط NZS 3101-06 می‌باشد، به این تفاوت که به جای استفاده از عدد ثابت 1.3 برای $\omega_{v,i}$ در NZS 3101-06 (به غیر از طبقه اول)، مقدار $\omega_{v,i}$ شامل سه فاکتور مهم برای محاسبه برش طبقه i می‌باشد. این مدل به صورت زیر است:

$$\Rightarrow V_{e,c,i} = (\kappa_v)(\omega_{v,i})V_{eM RSA,i} = (\kappa_v)(\Omega A_D \Psi_{v,i} \chi_i)V_{u,M RSA,i}$$

$$\kappa_v: \text{ضریب تاثیر موقعیت ستون در تشدید برش (ستون داخلی یا خارجی)}, \text{ برای ستون‌های داخلی برابر 1.0 و برای ستون‌های خارجی برابر با 1.20}$$

$$\omega_{v,i} = f(\Omega, A_D, \Psi_{v,i}, \chi_i): \text{ضریب تشدید برش طبقه}$$

$$A_D, \Psi_{v,i}: \text{ضرایب تشدید دینامیکی}$$

$A_D = V_{base, NRHA} / (\Omega V_{u, MRSA})$: نسبت برش پایه میانگین در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تقسیم بر برش پایه تحلیل دینامیکی طیفی که توسط ضریب اضافه مقاومت تشدید شده است. بنابراین ضریب A_D مقدار برش پایه را به سطح برش تحلیل تاریخچه زمانی افزایش می‌دهد. مقدار پیشنهادی برای این ضریب 1.20 تا 1.25 است.

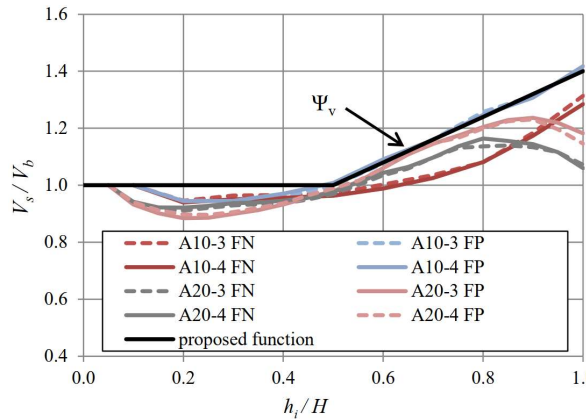
$\Psi_{v,i} = V_{i, NRHA} / (A_D \Omega V_{u, MRSA,i})$: ضریب تشدید دینامیکی در ارتفاع ساختمان به دلیل مولفه زلزله موازی با گسل و مولفه عمود بر گسل، $V_{i, NRHA}$ مقدار میانگین برش طبقات براساس براساس ۳۰ رکورد زلزله می‌باشد. مقدار پیشنهادی برای این ضریب در نصف ارتفاع پایین ساختمان برابر 1.0 و در بام برابر 1.40، برای نصف ارتفاع بالایی ساختمان بین این دو عدد درون‌یابی خطی انجام می‌شود.

χ_i : ضریب اصلاح صدک، ضریب تشدید مقدار برش میانگین برای دستیابی به مقدار محافظه‌کارانه تجویزی (یا مطلوب) براساس ضریب تغییرات محاسبه شده در پژوهش، وابسته به تعداد انحراف معیار انتخابی نسبت به مقدار میانگین این ضریب تعیین می‌شود.

$V_{u, MRSA,i}$: برش ستون در طبقه i م براساس تحلیل دینامیکی طیفی خطی

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)



$$\Psi_{v,i} = \frac{V_{i,NRHA}}{A_D \Omega V_{u,MRSA,i}}$$

ضریب تشدید دینامیکی در ارتفاع ساختمان به دلیل مولفه زلزله

موازی با گسل و مولفه عمود بر گسل، $V_{i,NRHA}$ ، مقدار میانگین برش

طبقات براساس براساس ۳۰ رکورد زلزله می‌باشد. مقدار پیشنهادی

برای این ضریب در نصف ارتفاع پایین ساختمان برابر 1.0 و در بام برابر

1.40، برای نصف ارتفاع بالایی ساختمان بین این دو عدد درونیابی

خطی انجام می‌شود.

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)

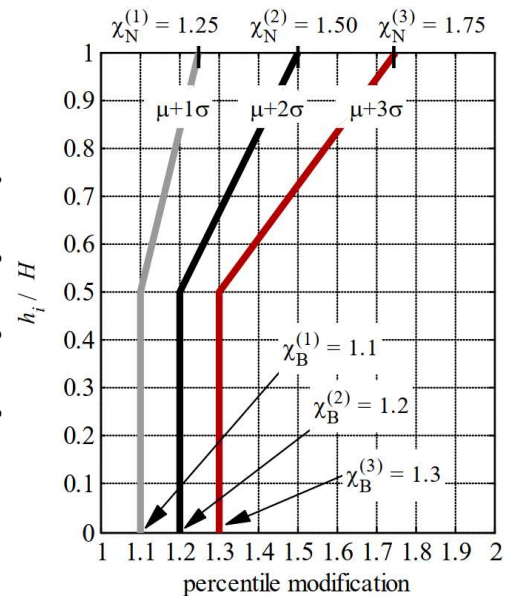
χ_i

ضریب اصلاح صدک، ضریب تشدید مقدار برش میانگین برای دستیابی به

مقدار محافظه‌کارانه تجویزی (یا مطلوب) براساس ضریب تغییرات محاسبه

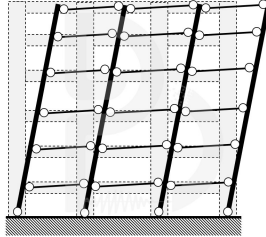
شده در پژوهش، وابسته به تعداد انحراف معیار انتخابی نسبت به مقدار

میانگین این ضریب تعیین می‌شود.



Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)



بر خلاف مدل (2016) NIST و NZS 3101-06 ضریب اضافه مقاومت ارائه شده توسط (2017) Visnjic et al. برای تک تک ستون‌های به صورت مجزا محاسبه نمی‌شود، بلکه برای کل ساختمان ارائه می‌شود. ضریب اضافه مقاومت ساختمان در این روش براساس حاصل جمع اضافه مقاومت (M_{pr}/M_{U}) تمامی مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مکانیزم ایده‌آل تیر ضعیف - ستون قوی محاسبه می‌شود.

حاصل جمع **لنگر خمشی محتمل** پای تمامی ستون‌ها مطابق شکل رو به رو

حاصل جمع **لنگر خمشی محتمل** گره i و j برای تمامی تیرهای ساختمان

حاصل جمع **لنگر خمشی نیاز**، در پای تمامی ستون‌ها براساس تحلیل خطی ارائه شده توسط کد

حاصل جمع **لنگر خمشی نیاز**، در گره i و j برای تمامی تیرهای ساختمان براساس تحلیل خطی ارائه شده توسط کد

$$\Omega = \frac{\sum_{k=1}^{N_{Col}} M_{pr,c,base,k} + \sum_{k=1}^{N_{Bm}} (M_{pr,b,i} + M_{pr,b,j})}{\sum_{k=1}^{N_{Col}} M_{E,base,c} + \sum_{k=1}^{N_{Bm}} (M_{E,b,i} + M_{E,b,j})}$$

Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)

$A_D = V_{base,NRHA} / (\Omega V_{u,MRSA})$: نسبت برش پایه میانگین در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تقسیم بر برش پایه تحلیل دینامیکی طیفی که توسط ضریب اضافه مقاومت تشدید شده است. بنابراین ضریب A_D مقدار برش پایه را به سطح برش تحلیل تاریخچه زمانی افزایش می‌دهد. مقدار پیشنهادی برای این ضریب 1.20 تا 1.25 است.

برای ساختمان ۱۰ طبقه تست شده در E-Defense، مقدار ضریب A_D به صورت نسبت برش پایه ثبت شده در حداکثر دریافت بام

تحت 1-100% به مقدار برش پایه تحلیل دینامیکی طیفی، $V_{u,MRSA}$ ، در حدود 1.20 می‌باشد. این مقدار محاسبه شده از نتایج تست

بسیار نزدیک به مقدار پیشنهادی (2017) Visnjic, Panagiotou, Moehle برای قاب ۱۰ طبقه ۳ دهانه است.

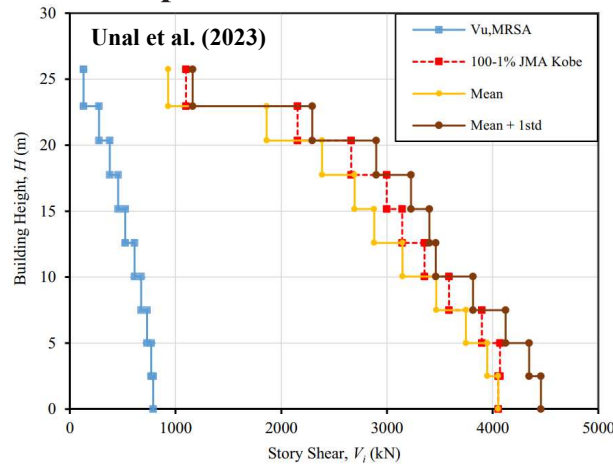
Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)

	A10-3	A10-4	A20-3	A20-4
Φ_m (NIST)	2.58/2.62	2.45/2.5/2.54	2.23/2.20	2.62/2.55/2.48
Ω	2.81	2.72	2.45	2.80
A_D	1.16	1.17	1.17	1.07

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Proposed modifications for estimation of design forces in RC column



Visnjic, Panagiotou, Moehle (2017)

برش طبقات تحلیل دینامیکی طیفی، برش نتایج تست براساس 100-1% و برش حاصل از مدل Visnjic et al. (2017) براساس مقادیر میانگین و میانگین به علاوه یک انحراف معیار در شکل رو به رو ترسیم شده است. نتایج حاصل از مقادیر میانگین این مدل اندکی کمتر از نتایج تست و مدل میانگین به علاوه انحراف معیار اندکی بیشتر از نتایج تست تخمین می‌زند.

Performance-Based Seismic Design & Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings



Proposed modifications for estimation of design forces in RC column

نتیجه‌گیری:

نیاز برشی طبقات براساس ۴ رویکرد مختلف محاسبه شده است. برای رویکرد ACI 318-19، نیاز برشی ستون توسط مقاومت خمشی محتمل تیرها محدود شده، به طوری که مقادیر تست برای رکورد 50% JMA Kobe در طبقه پنجم 1.05 برابر و در طبقه هشتم 1.60 برابر مدل ACI 318-19 بود. مقادیر مذکور برای رکورد 50% JMA Kobe به ترتیب برابر 1.44 و 2.0 به دست آمد. مدل‌های NIST (2016)، NZS 3101 و Visnjic et al. (2017) تخمین بهتری را نشان دادند. مدل NZS 3101 و Visnjic et al. (2017) به دلیل استفاده از ضریب تشدید دینامیکی تخمین بهتری از NIST (2016) ارائه می‌دهند. استاندارد ACI 318 در ویرایش بعدی بایستی به نحو مناسبی اثرات اضافه مقاومت و تشدید دینامیکی طیفی برای به دست آوردن نیاز برشی ستون‌ها را پشتیبانی کند. اگر نیاز برشی ستون بروز رسانی شود، ظرفیت برشی ستون نیز باید برای ارائه نسبت نیاز به ظرفیت مناسب مورد ارزیابی مجدد قرار گیرد.