Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures

طراحی لرزه ای ساختمان های فولادی

2. Seismic Provisions - General Requirements

۲. الزامات لرزه‌ای- مقررات عمومی

2010 AISC Seismic Provisions

General Provisions Applicable to All Systems

Highlights of

Glossary and Sections A to D

(مطابق با مبحث دهم: طرح واجرای ساختمانهای فولادی
فصل سوم بندهای ۱۰-۳-۱ الی ۱۰-۳-۶)

AISC Seismic Provisions:

Glossary - Selected Terms

Applicable Building Code (ABC)

ABC=آیین نامه ساختمانی که طراحی سازه بر طبق آن انجام می گیرد
(آیین نامه ساختمانی محلی که حاکم بر طراحی سازه است)

در صورت عدم وجود آیین نامه ساختمانی محلی ASCE7 بکار برده شود.

ABC موارد زیر را مشخص می نماید:

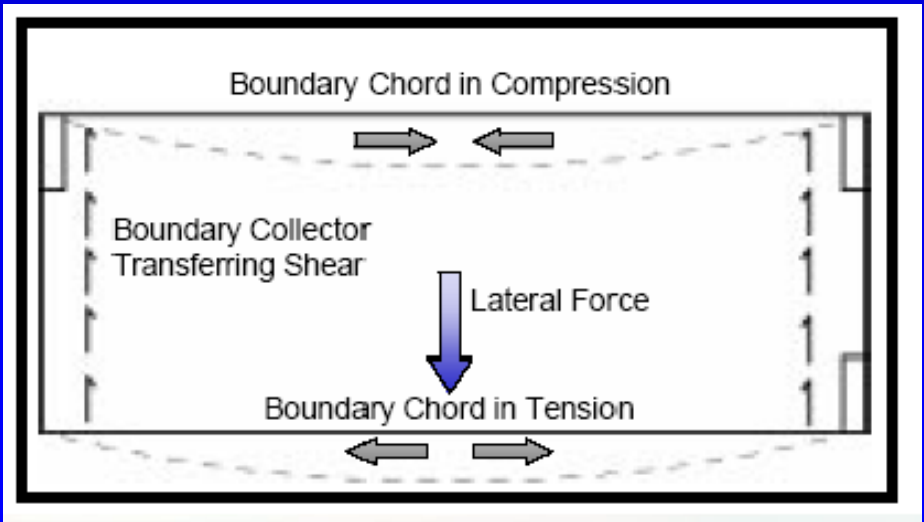
رده اهمیت ساختمان، رده طرح لرزه ای، پارامترهای حرکت زمین، ضرایب R ، حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان و ...

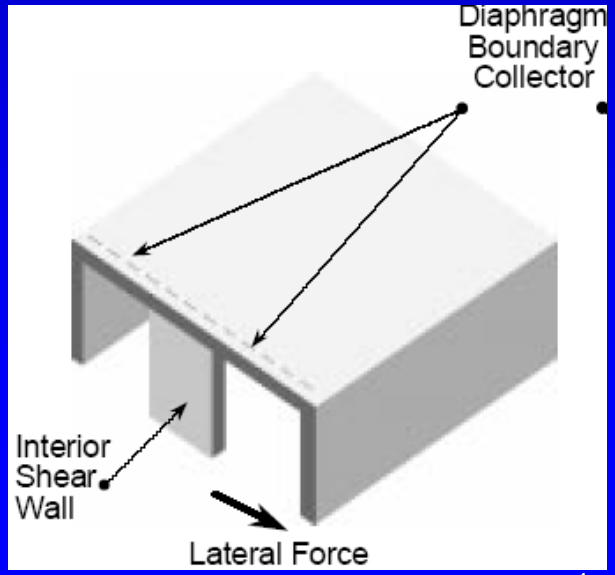
Glossary - Selected Terms

Seismic Force Resisting System (SFRS)

سیستم باربر جانبی لرزه ای :

مجموعه ای از اعضای سازه، که در مقابل نیروی جانبی ناشی از زلزله مقاومت می‌کند شامل مهاربندها، دیافرگم‌ها، خرپاها، جمع کننده‌ها و ...





AISC Seismic Provisions:
Glossary - Selected Terms

Occupancy Categories

رده سکنی (ضریب اهمیت ساختمان):

طبقه بندی است که به سازه بر اساس نوع کاربری آن اختصاص می یابد

***Occupancy Categories* (ASCE 7)**

Occupancy Category	Description	Importance Factor *I*
IV	**Essential facilities** (Hospitals, fire and police stations, emergency shelters, etc) **Structures containing extremely hazardous materials**	**1.5**
III	**Structures that pose a substantial hazard to human life in the event of failure** (buildings with 300 people in one area, day care facilities with capacity more than 150, schools with a capacity more than 250, etc)	**1.25**
II	**Buildings not in Occupancy Categories I, III, or IV** (most buildings)	**1.0**
I	**Buildings that represent a low hazard to human life in the event of failure** (agricultural facilities, temporary facilities, minor storage facilities)	**1.0**

Glossary - Selected Terms

Seismic Design Category (SDC)

رده طرح لرزه ای(SDC):

طبقه بندی اختصاص یافته به یک سازه بر اساس ضریب اهمیت ساختمان و شدت زمین لرزه مورد انتظار در محل احداث ساختمان

SDCs: **A** **B** **C** **D** **E** **F**

Increasing seismic risk

and

Increasingly stringent seismic design and detailing requirements

To Determine the Seismic Design Category (ASCE 7):

Determine *Occupancy Category*

↓

Determine S_S and S_1

S_S = spectral response acceleration for maximum considered earthquake at short periods

S_1 = spectral response acceleration for maximum considered earthquake at 1-sec period

S_s and S_1 are read from maps (or from USGS website)

↓

Determine *Site Class*

Site Class depends on soils conditions - classified according to shear wave velocity, standard penetration tests, or undrained shear strength

↓

Determine S_{MS} and S_{M1}

Spectral response accelerations for maximum considered earthquake adjusted for the Site Class;

$S_{MS} = F_a S_s$ $\quad S_{M1} = F_v S_1$

F_a and F_v depend on Site Class and on S_s and S_1

↓

Determine S_{DS} and S_{D1}

Design spectral response accelerations

$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS}$ $\quad S_{D1} = 2/3 \times S_{M1}$

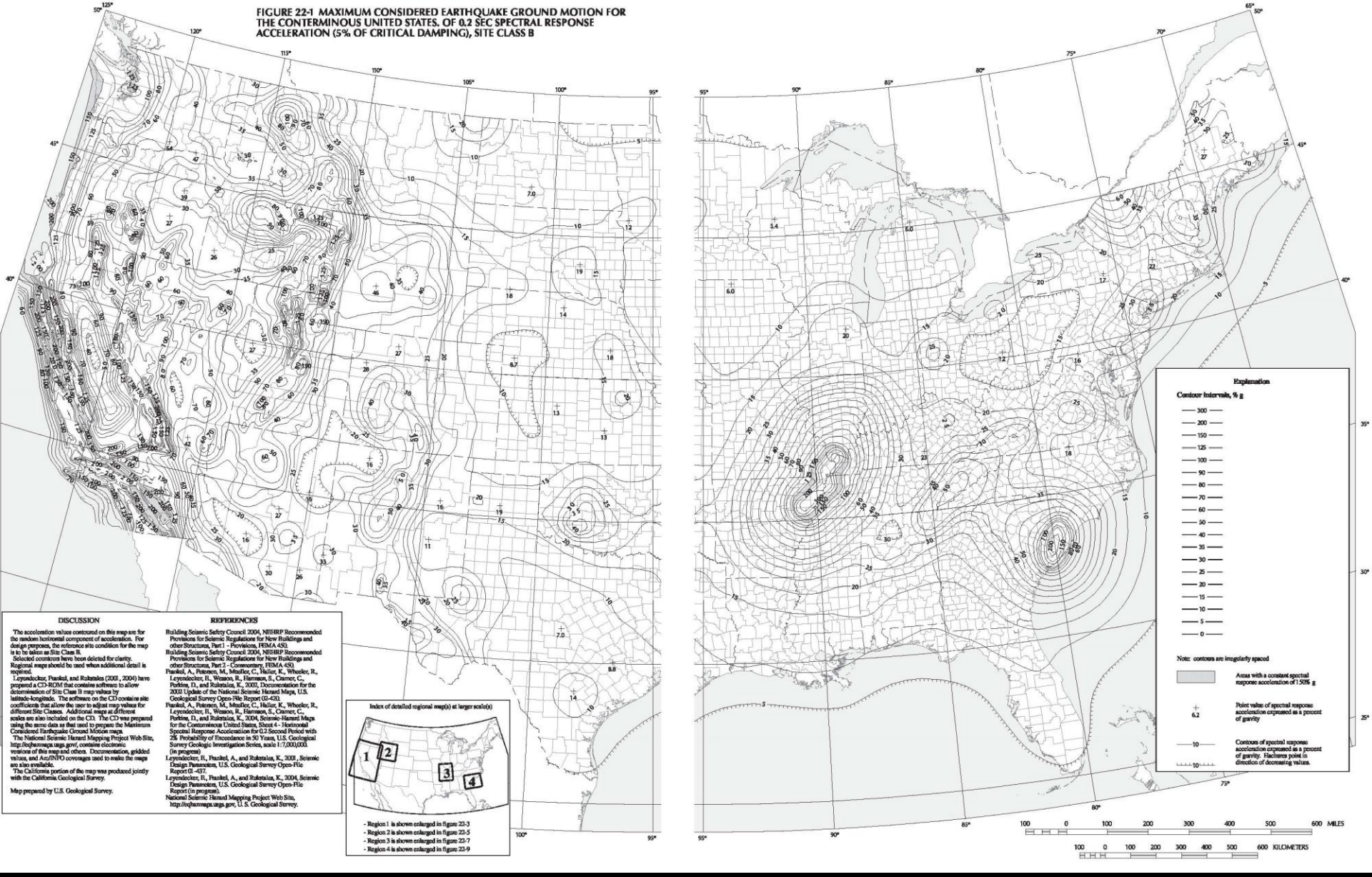


FIGURE 22-1 MAXIMUM CONSIDERED EARTHQUAKE GROUND MOTION FOR THE CONTERMINOUS UNITED STATES. OF 0.2 SEC SPECTRAL RESPONSE ACCELERATION (5% OF CRITICAL DAMPING), SITE CLASS B
DISCUSSION
REFERENCES
Index of detailed regional map(s) at larger scale(s)
- Region 1 is shown enlarged in figure 22-3
- Region 2 is shown enlarged in figure 22-5
- Region 3 is shown enlarged in figure 22-7
- Region 4 is shown enlarged in figure 22-9
Explanation
Contour intervals, % g
Note: contours are irregularly spaced
Areas with a constant spectral response acceleration of 150% g
Point value of spectral response acceleration expressed as a percent of gravity
Contours of spectral response acceleration expressed as a percent of gravity. Hachures point in direction of decreasing values.
MILES
KILOMETERS

Map for S_s

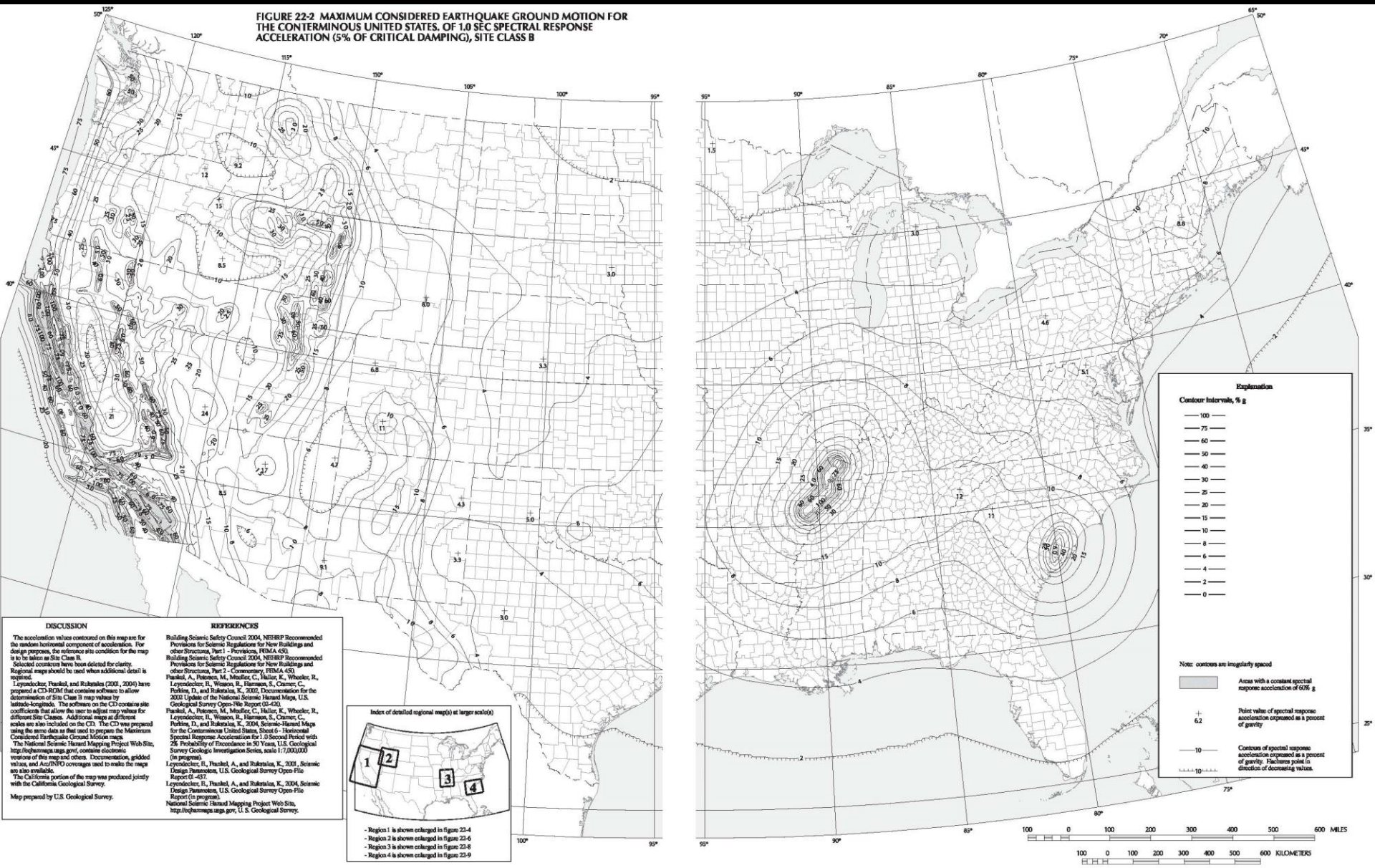


FIGURE 22-2 MAXIMUM CONSIDERED EARTHQUAKE GROUND MOTION FOR THE CONTERMINOUS UNITED STATES. OF 1.0 SEC SPECTRAL RESPONSE ACCELERATION (5% OF CRITICAL DAMPING), SITE CLASS B
DISCUSSION
REFERENCES
Index of detailed regional map(s) at larger scale(s)
- Region 1 is shown enlarged in figure 22-4
- Region 2 is shown enlarged in figure 22-6
- Region 3 is shown enlarged in figure 22-8
- Region 4 is shown enlarged in figure 22-9
Explanation
Contour intervals, % g
Note: contours are irregularly spaced
Areas with a constant spectral response acceleration of 60% g
Point value of spectral response acceleration expressed as a percent of gravity
Contours of spectral response acceleration expressed as a percent of gravity. Hachures point in direction of decreasing values.
MILES
KILOMETERS

Map for S_1

Seismic Hazard Maps

- Interactive program available from USGS website.
  - Seismic design values for buildings
  - Input longitude and latitude at site, or zip code
  - Output S_S and S_1
- http://earthquake.usgs.gov/research/hazmaps/design/
  - http://geohazards.usgs.gov/designmaps/ww/

https://geohazards.usgs.gov/secure/designmaps/ww/application.php

USGS
science for a changing world

USGS Home
Contact USGS
Search USGS

Latitude
Decimal degrees. Use negative values for southern latitudes

Longitude
Decimal degrees. Use negative values for western longitudes

Collapse Controls

Enter Address Instead

Geologic Hazards Science Center

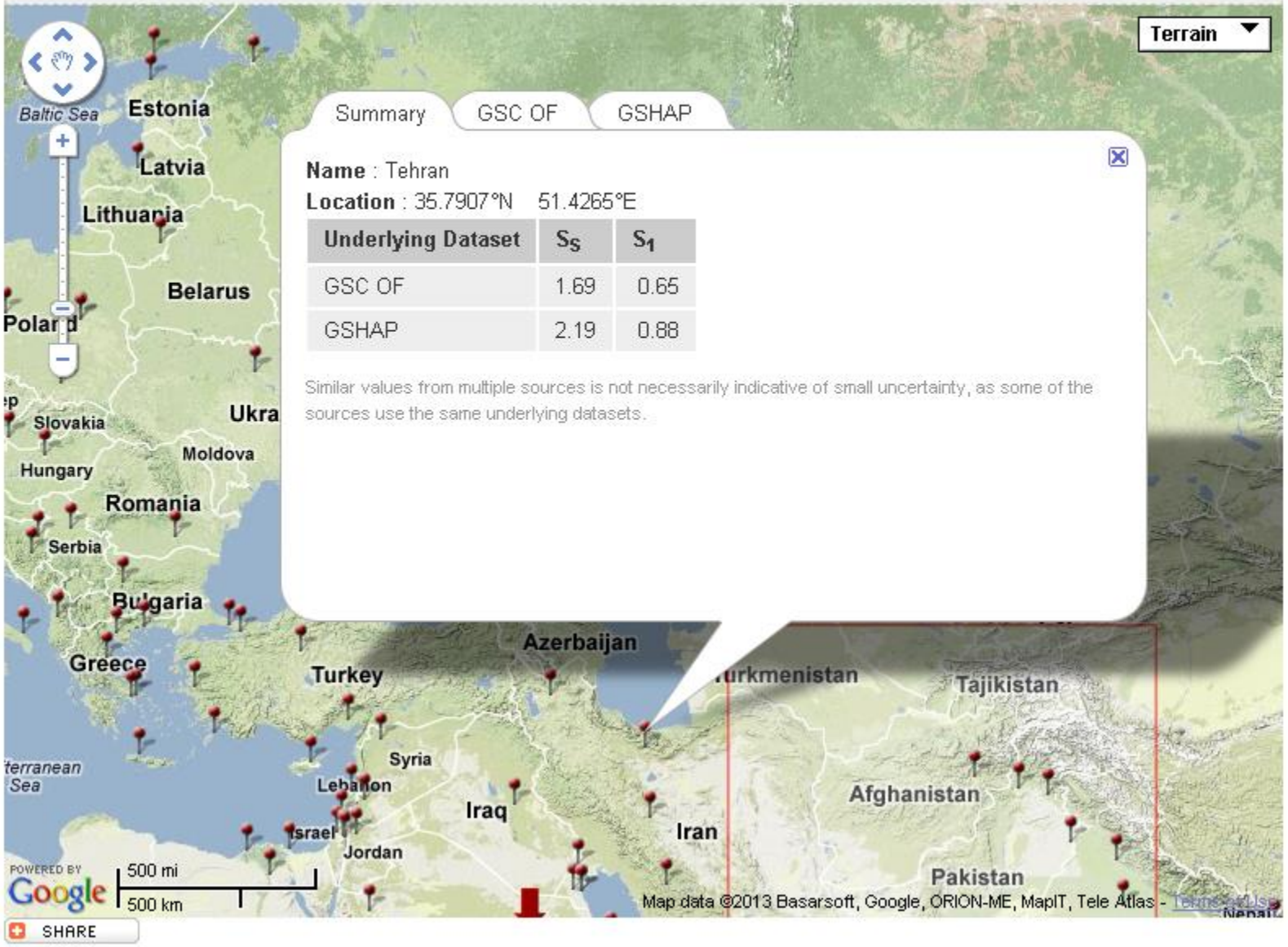
EARTHQUAKES LANDSLIDES GEOMAGNETISM

- Introduction
- Use Application
- Documentation
- Frequently Asked Questions

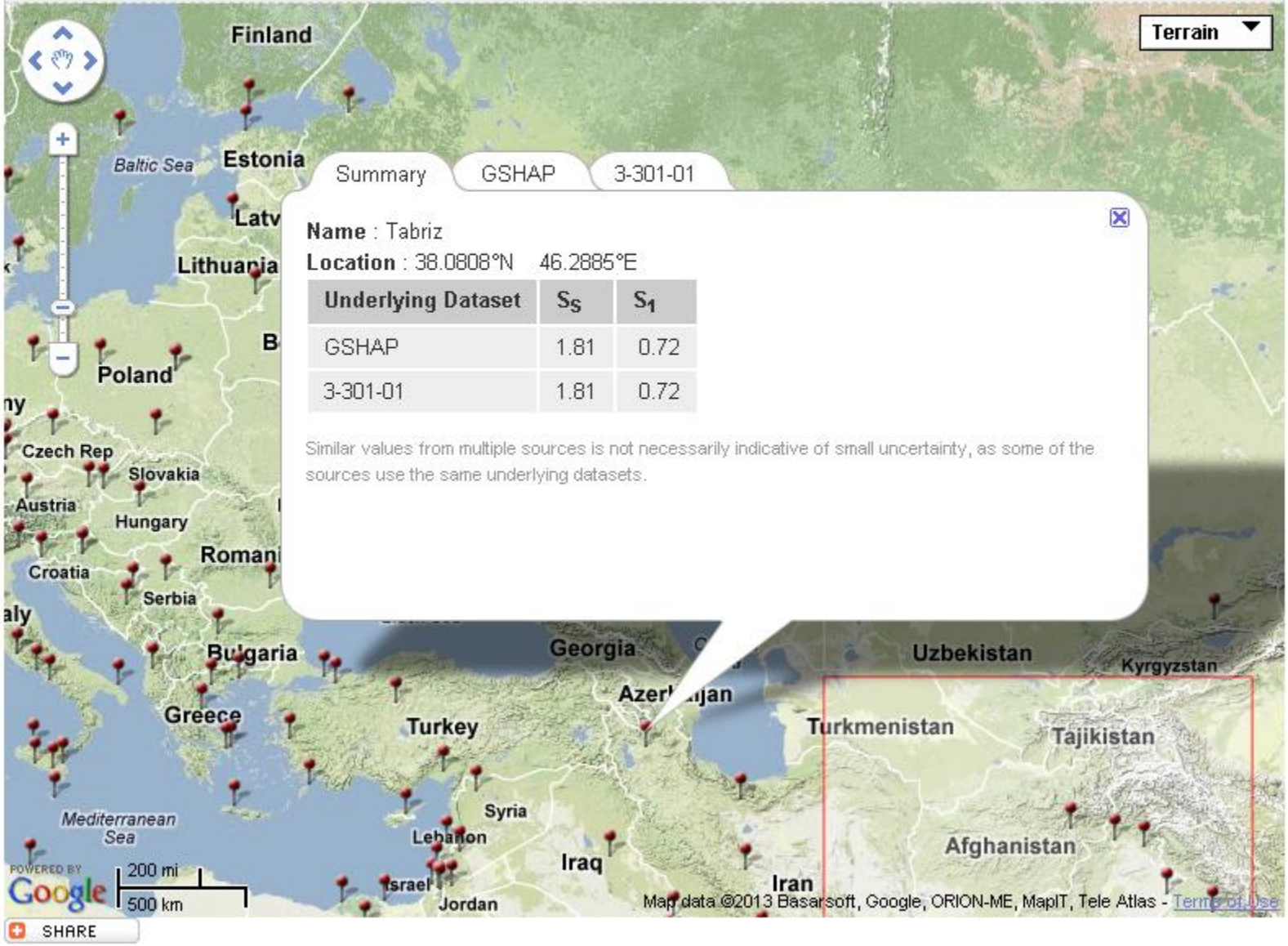
Worldwide Seismic "DesignMaps" Web Application (Beta)

Status Report: To date only relatively few datasets have been incorporated into this application. See the "Underlying Datasets" section in the introduction for a list, which now includes Haiti. More datasets will be added as time and resources permit. If you have or know of a dataset you would like us to add, please email us.

Status Report: To date only relatively few datasets have been incorporated into this application. See the "Underlying Datasets" section in the introduction for a list, which now includes Haiti. More datasets will be added as time and resources permit. If you have or know of a dataset you would like us to add, please email us.



Status Report: To date only relatively few datasets have been incorporated into this application. See the "Underlying Datasets" section in the introduction for a list, which now includes Haiti. More datasets will be added as time and resources permit. If you have or know of a dataset you would like us to add, please email us.



نحوه تعیین رده طرح لرزه ای (ASCE 7):

رده طرح لرزه ای بر اساس جداول 11.6-1و 11.6-2 تعیین می شود،

رده طرح لرزه ای شدیدترین مقدار به دست آمده از این دو جدول خواهد بود.

Table 11.6-1
Seismic Design Category Based on Short Period Response Accelerations

Value of S_{DS}	Occupancy Category		
	I or II	III	IV
$S_{DS} < 0.167g$	A	A	A
$0.167g \le S_{DS} < 0.33g$	B	B	C
$0.33g \le S_{DS} < 0.50g$	C	C	D
$0.50g \le S_{DS}$	D[a]	D[a]	D[a]

[a] For sites with $S_1 \ge 0.75g$: *Seismic Design Category* = *E* for OC I, II, or III

Seismic Design Category = *F* for OC IV

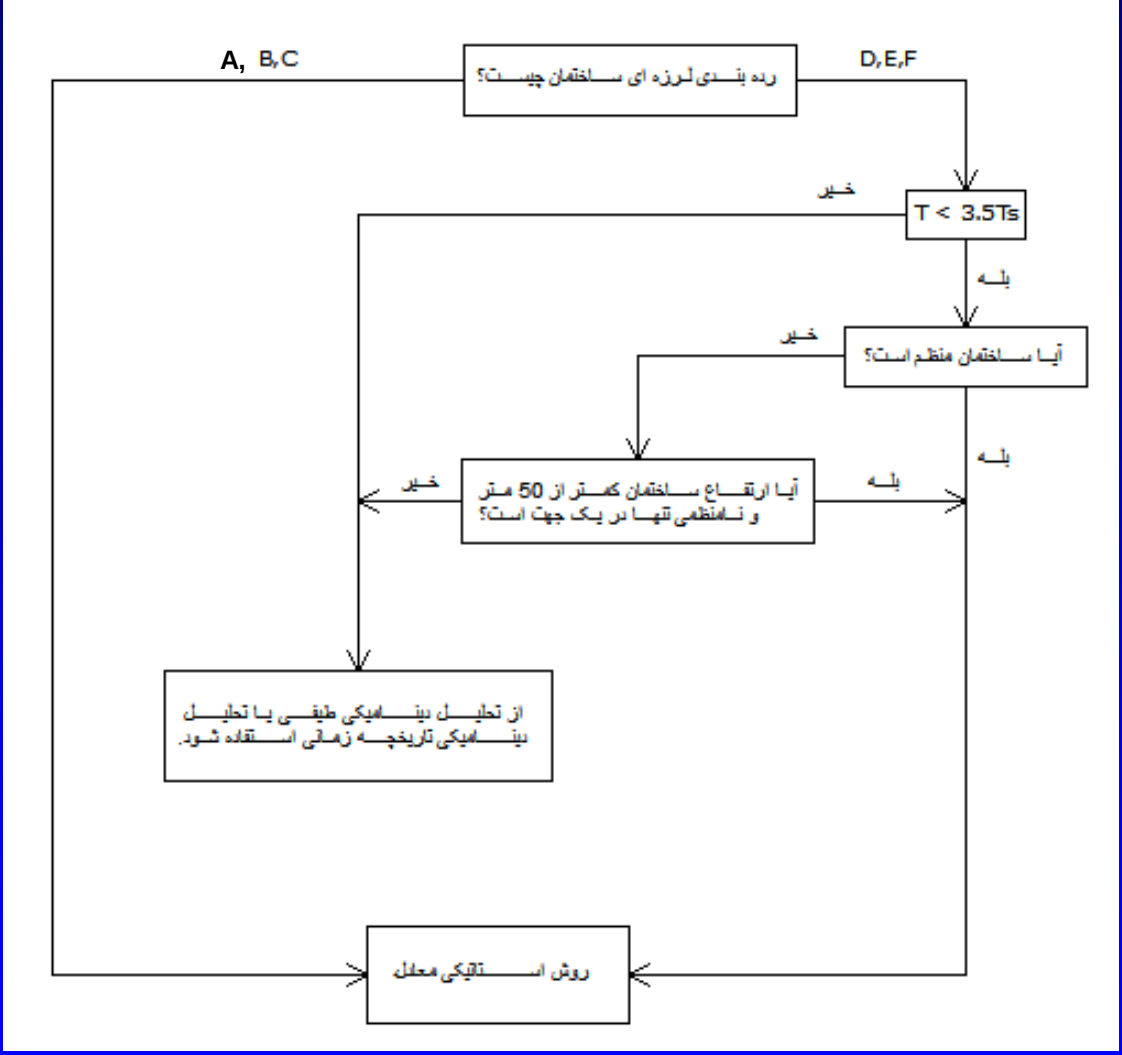
Table 11.6-2

Seismic Design Category Based on 1-Second Period Response Accelerations

Value of S_{D1}	*Occupancy Category*		
	I or II	III	IV
$S_{D1} < 0.067g$	A	A	A
$0.067g \le S_{D1} < 0.133g$	B	B	C
$0.133g \le S_{D1} < 0.20g$	C	C	D
$0.20g \le S_{D1}$	D[a]	D[a]	D[a]

[a] For sites with $S_1 \ge 0.75g$: *Seismic Design Category* = *E* for OC I, II, or III

Seismic Design Category = *F* for OC IV



شکل ۲- نمودار انتخاب روش تحلیل لرزه ای بر مبنای آیین نامه ASCE7

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R[a]	Overstrength Factor, Ω_0[g]	Deflection Amplification Factor, C_d[b]	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits[c] — Seismic Design Category				
					B	C	D[d]	E[d]	F[e]
A. BEARING WALL SYSTEMS									
1. Special reinforced concrete shear walls[l, m]	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls[l]	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls[l]	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls[l]	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls[l]	14.2	4	2½	4	NL	NL	40[k]	40[k]	40[k]
6. Ordinary precast shear walls[l]	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2¼	NL	NL	NP	NP	NP

[a]Response modification coefficient, *R*, for use throughout the standard. Note *R* reduces forces to a strength level, not an allowable stress level.
[b]Deflection amplification factor, C_d, for use in Sections 12.8.6, 12.8.7, and 12.9.2.
[c]NL = Not Limited and NP = Not Permitted. For metric units use 30.5 m for 100 ft and use 48.8 m for 160 ft.
[d]See Section 12.2.5.4 for a description of seismic force-resisting systems limited to buildings with a structural height, h_n, of 240 ft (73.2 m) or less.
[e]See Section 12.2.5.4 for seismic force-resisting systems limited to buildings with a structural height, h_n, of 160 ft (48.8 m) or less.
[f]Ordinary moment frame is permitted to be used in lieu of intermediate moment frame for Seismic Design Categories B or C.
[g]Where the tabulated value of the overstrength factor, Ω_0, is greater than or equal to 2½, Ω_0 is permitted to be reduced by subtracting the value of 1/2 for structures with flexible diaphragms.

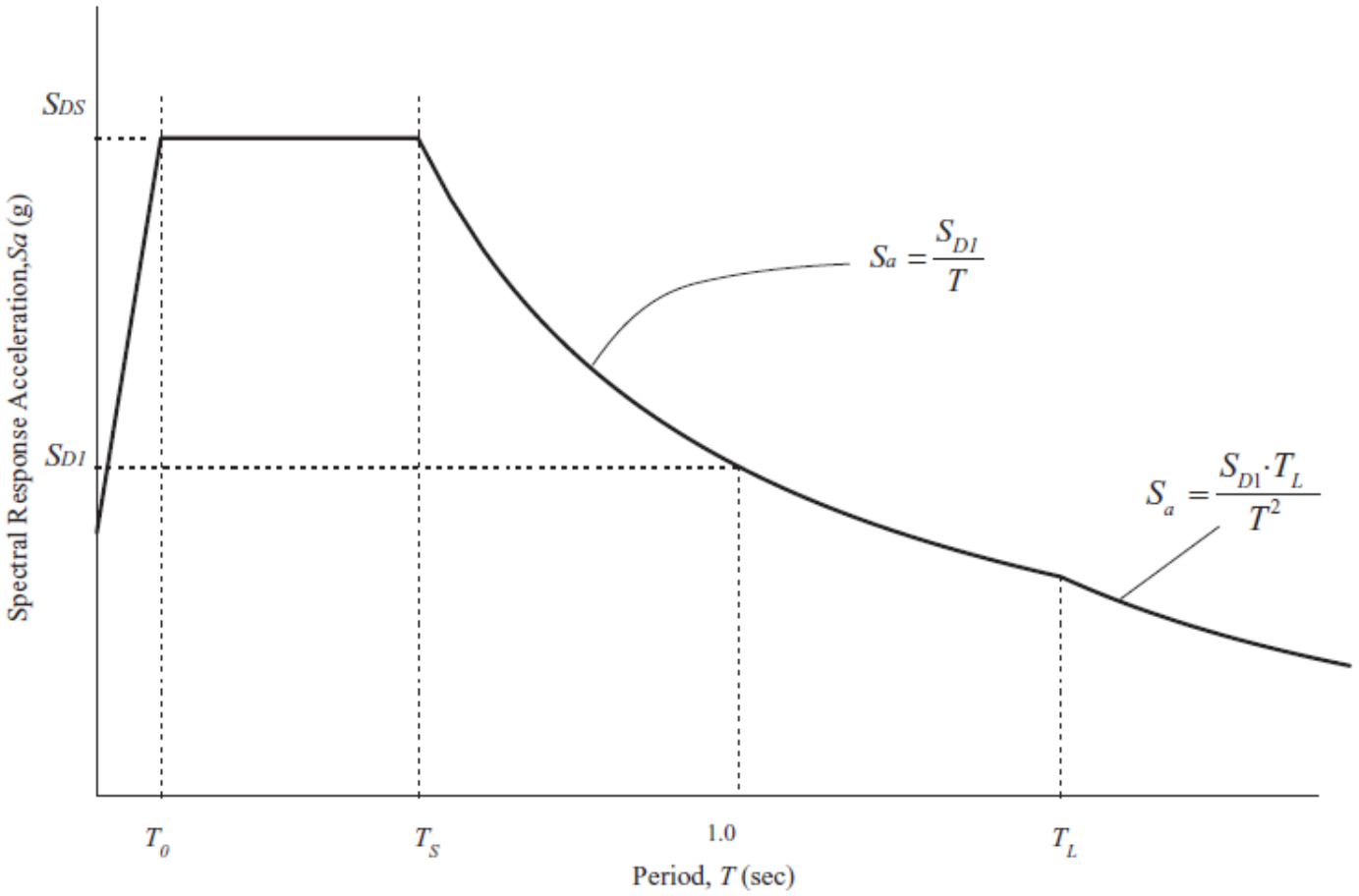


FIGURE 11.4-1 Design Response Spectrum.

طیف شتاب طرح در آیین نامهASCE7

گام های اساسی تحلیل به روش استاتیکی معادل

1) تعیین سیستم باربر جانبی ساختمان در دو امتداد عمود بر هم،

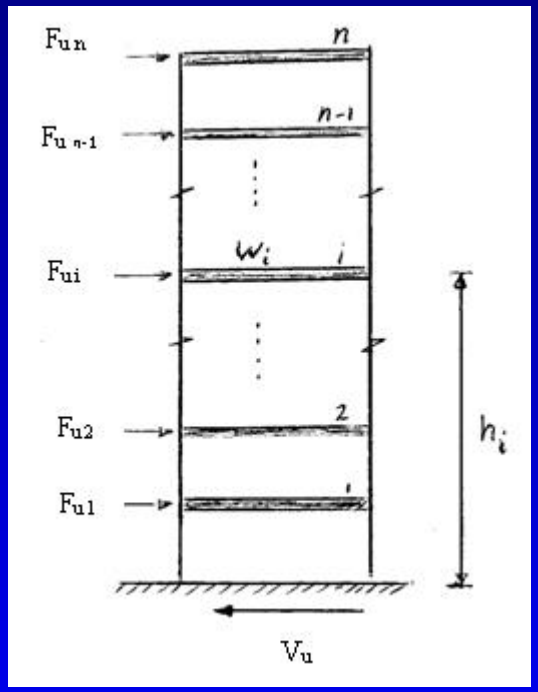
2) تعیین وزن ساختمان به تفکیک طبقات (W_i) و سپس محاسبه وزن کل ساختمان (W)،

3) محاسبه ضریب زلزله (C) و سپس نیروی برش پایه (V_u) در هر دو امتداد ساختمان،

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad ; \quad V_u = CW$$

4) تعیین نیروی جانبی طبقات (F_{ui}) و به دنبال آن نیروی برشی (V_{ui}) و لنگر پیچشی هر طبقه (V_{ui})،

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^{\,k}}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^{\,k}} V_u \quad ; \quad V_{ui} = \sum_{j=i}^{n} F_{uj} \quad ; \quad M_{ui} = \sum_{j=i}^{n} (e_{ij} + e_{aj}) F_{uj}$$



گام های اساسی تحلیل به روش استاتیکی معادل

5) تقسیم نیروی برشی هر طبقه بین عناصر باربر جانبی(با در نظر گرفتن اثر لنگر پیچشی)

نیروی افقی ایجاد شده در عنصر باربر j ام در جهت x

$$P_{xj} = \frac{K_{xj}}{\sum K_{xj}} V_{uix} + \frac{K_{xj} y_j}{I_p} M_{ui}$$

نیروی افقی ایجاد شده در عنصر باربر j ام در جهت y

$$P_{yj} = \frac{K_{yj}}{\sum K_{yj}} V_{uiy} + \frac{K_{yj} x_j}{I_p} M_{ui}$$

لنگر پیچشی ایجاد شده در عنصر باربر j ام

$$m_j = \frac{J_{0j}}{I_p} M_{ui}$$

که در روابط فوق:

V_{uix} و V_{uiy} و M_{ui} نیروهای برشی و لنگر پیچشی وارد بر مرکز سختی طبقه i ام هستند.

K_{xj} ، K_{yj} به ترتیب سختی عنصر باربر j ام در جهات x و y

J_{0j} سختی پیچشی عنصر باربر j ام

I_p سختی پیچشی طبقه

$$I_p = \sum (J_{0j} + x_j^2 K_{yj} + y_j^2 K_{xj})$$

6) کنترل ساختمان در برابر واژگونی و سایر کنترل‌های لازم

$$\frac{M_R}{M_O} \geq 1.75$$

۳-۳ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله بر طبق ضوابط این بند تعیین شده و به صورت استاتیکی در امتدادها و جهات مختلف بر طبق بندهای (۳-۱-۴) و (۳-۱-۵) به سازه اعمال می‌گردد و سازه با فرض رفتار خطی تحلیل می‌شود.

۳-۳-۱ نیروهای جانبی زلزله

۳-۳-۱-۱ 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 رابطهٔ (۳-۱) به‌دست آورده می‌شود:

$$V_u = CW \qquad (۳-۱)$$

در این رابطه:

V_u: نیروی برشی درحد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در "تعاریف" آیین‌نامه توضیح داده شده‌اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب ۱/۴ تقسیم شود.

W: وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافهٔ درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۳-۱). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

C: ضریب زلزله که از رابطه (۳-۲) به‌دست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \qquad (۳-۲)$$

در این رابطه:

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲)

B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۲-۳)

I: ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۳-۳-۴)

R_u: ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۳-۳-۵)

مقداربرش پایه، V_u، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{u\,min} = 0.12AIW \qquad (۳-۳)$$

نسبت شتاب مبنای طرح، A

۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه‌خیزی آنها، به شرح جدول (۲-۱) تعیین می‌شود. مناطق چهارگانه عنوان‌شده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است.

جدول ۲-۱ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با 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

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
۵۱	اردبیل	اردبیل			*	
۵۲	اردستان	اصفهان			*	
۵۳	اردکان	یزد		*		
۵۴	اردکان	فارس			*	
۵۵	اردل	چهارمحال و بختیاری				*
۵۶	ارزوئیه	کرمان			*	
۵۷	ارسنجان	فارس		*		
۵۸	ارکواز ملک شاهی	ایلام		*		
۵۹	ارمغان خانه	زنجان			*	
۶۰	ارمنیجان	کرمانشاه				*
۶۱	اروست	مازندران			*	
۶۲	ارومیه	آذربایجان غربی			*	
۶۳	اروند کنار	خوزستان	*			
۶۴	ازنا	لرستان				*

ضریب اهمیت ساختمان، I

۳-۳-۴ ضریب اهمیت ساختمان، I

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه‌بندی آنها، در بند (۱-۶)، مطابق جدول (۳-۳) تعیین می‌گردد:

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

طبقه‌بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه۱	۱/۴
گروه۲	۱/۲
گروه۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

ضریب بازتاب ساختمان، B

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B=B_1N \qquad (۲-۱)$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

۲-۳-۱ ضریب شکل طیف، B_1، با درنظرگرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل‌های (۲-۱-الف) و (۲-۱-ب) تعیین می‌گردد.

$$\begin{cases} B_1=S_0+(S-S_0+1)(T/T_0) & 0<T<T_0 \\ B_1=S+1 & T_0<T<T_s \\ B_1=(S+1)(T_s/T) & T>T_s \end{cases} \qquad (۲-۲)$$

ضریب بازتاب ساختمان، B

در این روابط:

T: زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه است. این زمان طبق بند (۳-۳-۳) تعیین می‌شود.

T_0، T_s، S و S_0: پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه وابسته‌اند. مقادیر این پارامترها در جدول (۲-۲) و انواع زمین‌ها در بند (۲-۴) مشخص شده‌اند.

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	S_0	S	S_0
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱	۱/۵	۱
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱	۱/۵	۱
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۱/۳	۱/۷۵	۱/۱

ضریب بازتاب ساختمان، B

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$N = 1$ $\quad T < T_s$

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 \quad T_s < T < 4 \text{ sec} \qquad (۳-۲)$$

$N = 1.7$ $\quad T > 4$ sec

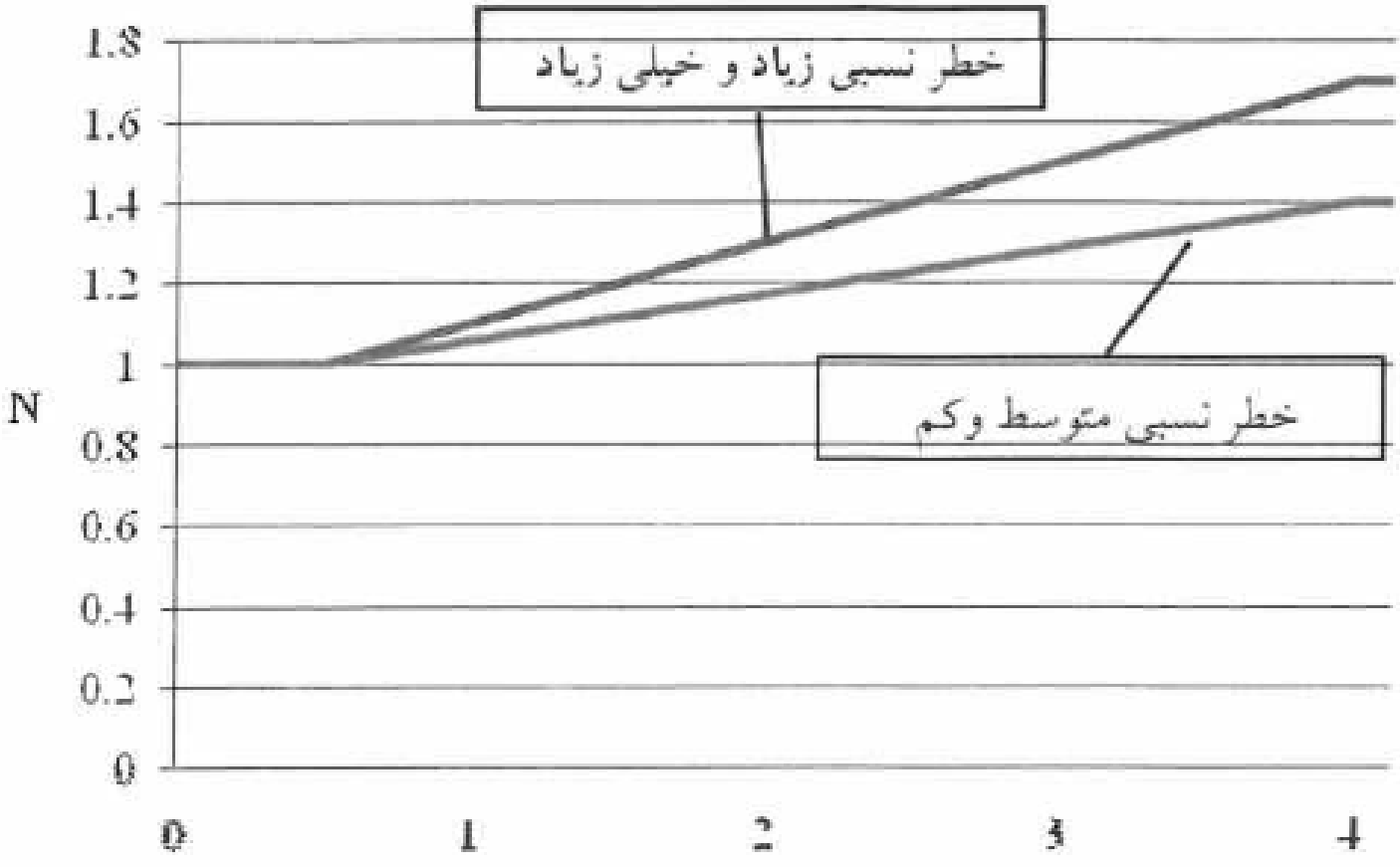
ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط وکم

$N = 1$ $\quad T < T_s$

$$N = \frac{0.4}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 \quad T_s < T < 4 \text{ sec} \qquad (۴-۲)$$

$N = 1.4$ $\quad T > 4$ sec

ضریب بازتاب ساختمان، B



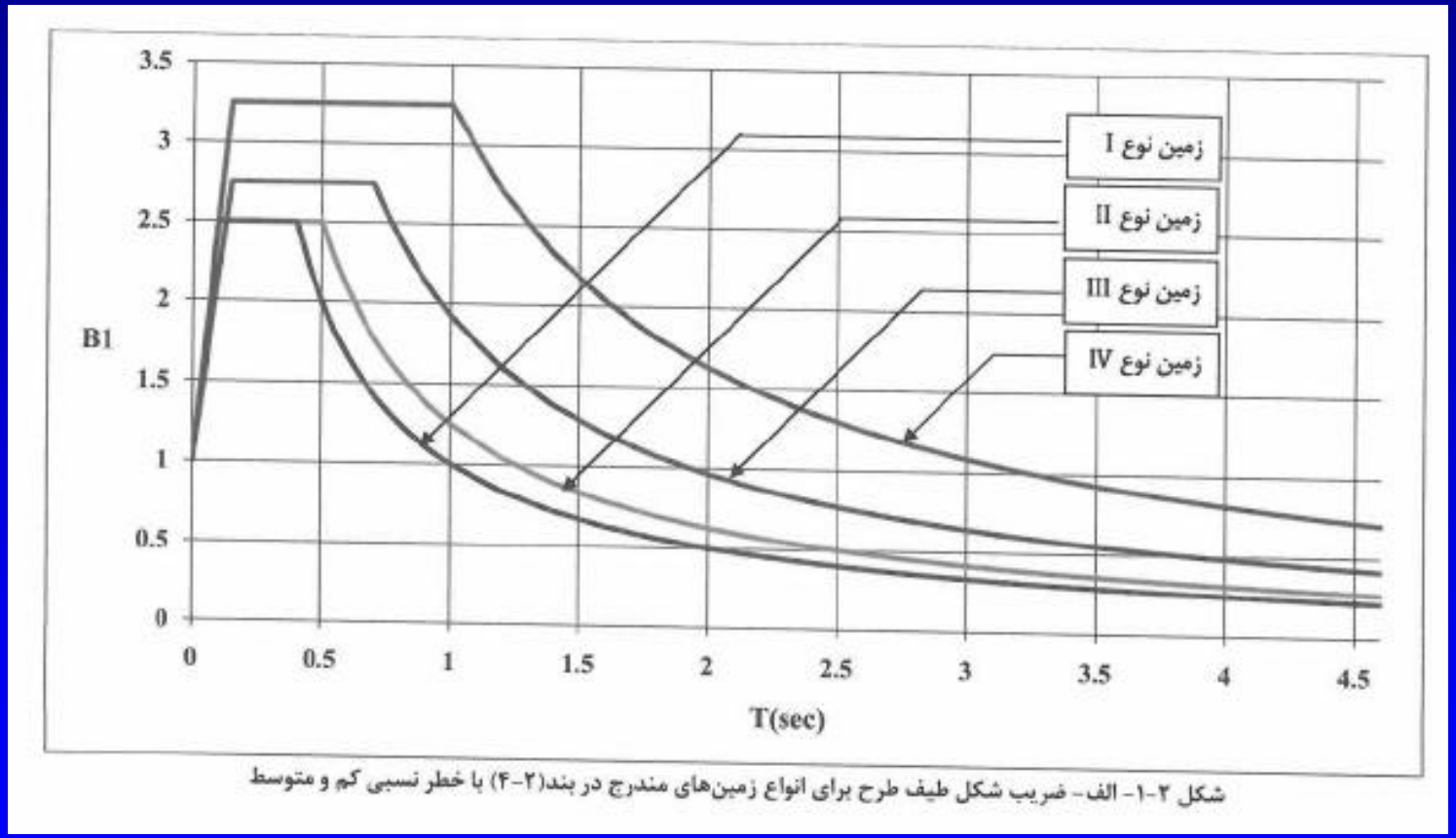
شکل ۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N، خاک نوع II

ضریب بازتاب ساختمان، B

جدول ۲-۳ طبقه‌بندی نوع زمین

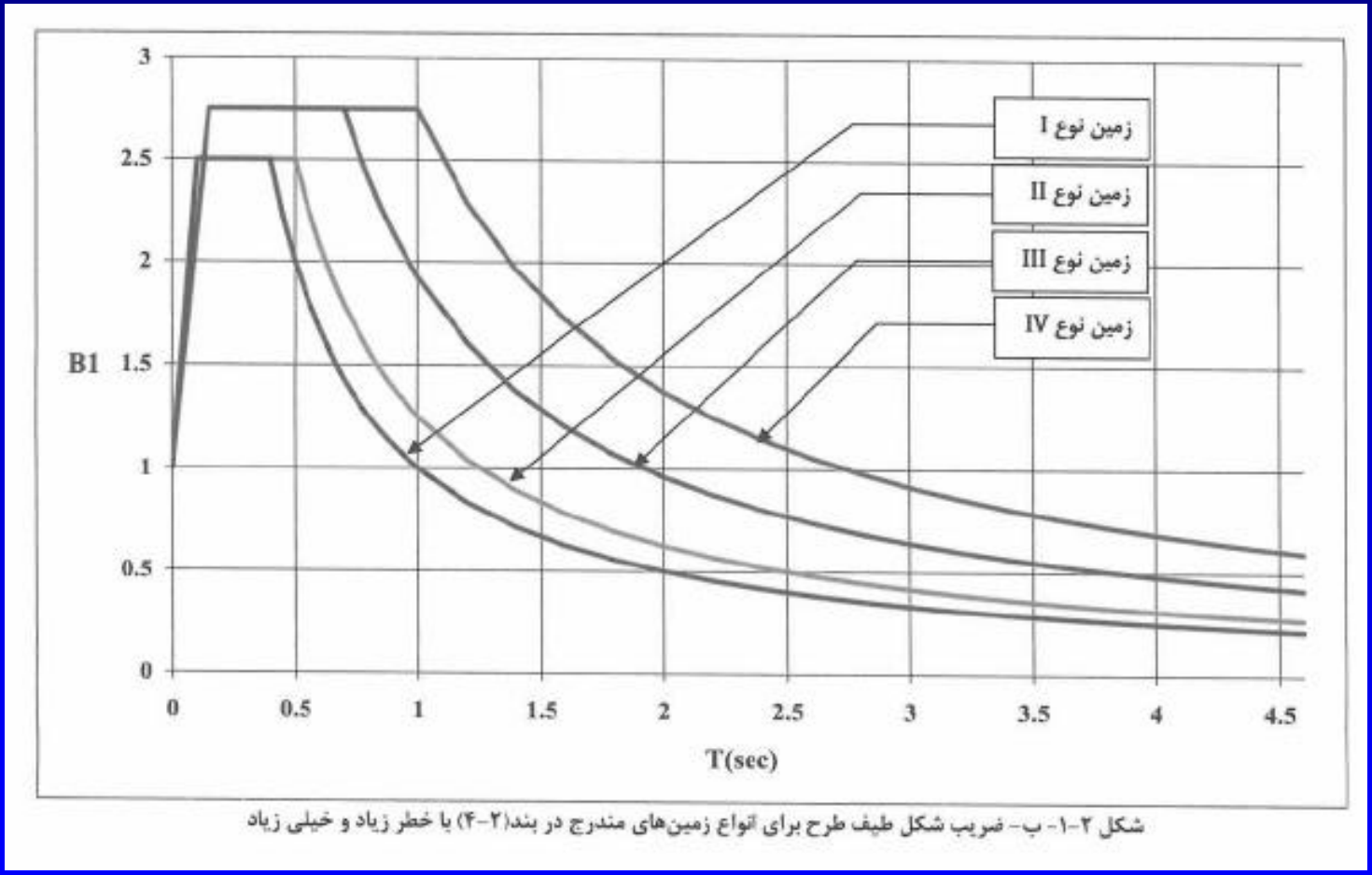
نوع زمین	توصیف لایه‌بندی زمین	پارامترها		
		$\overline{v}_s(m/s)$	$\overline{N}_{1(60)}$	$\overline{C}_u(kPa)$
I	**سنگ و شبه سنگ**،شامل سنگ‌های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک‌های سیمانته بسیارمحکم با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف‌تر تا سطح زمین	>۷۵۰	-	-
II	**خاک خیلی متراکم یا سنگ سست**، شامل- شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق به‌تدریج بهبود یابد. سنگ‌های آذرین و رسوبی سست، مانند توف ویا سنگ متورق و یا کاملاً هوازده	۳۷۵ -۷۵۰	>۵۰	>۲۵۰
III	**خاک متراکم تا متوسط** ، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس‌های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	۱۷۵ -۳۷۵	۱۵-۵۰	۷۰-۲۵۰
IV	**خاک متوسط تا نرم**، لایه‌های خاک غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم، لایه‌های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم.	<۱۷۵	<۱۵	<۷۰

ضریب بازتاب ساختمان، B



شکل ۲-۱- الف- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند(۲-۴) با خطر نسبی کم و متوسط

ضریب بازتاب ساختمان، B



شکل ۲-۱- ب- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند(۲-۴) با خطر زیاد و خیلی زیاد

ضریب رفتار ساختمان، R

۳-۳-۵ ضریب رفتار ساختمان، R_u

۳-۳-۵-۱ ضریب رفتار ساختمان در برگیرنده خصوصیاتی مانند شکل‌پذیری، نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه ساختمان است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان و تمهیداتی که برای شکل‌پذیرکردن آن به‌کاربرده شده است، با رعایت محدودیت‌های بندهای (۳-۳-۵-۲) تا (۳-۳-۵-۷)، از جدول (۳-۴) تعیین می‌گردد. توجه شود که مقدار R_u نیروی برشی در رابطه (۳-۲) را در حد مقاومت به‌دست می‌دهد.

H_m: حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان است که با سیستم باربر عنوان‌شده ساخته می‌شود.این ارتفاع از تراز پایه تعیین می‌گردد.

C_d: ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی سازه به علت رفتار غیرخطی آن است.به بند (۳-۵) مراجعه شود.

Ω_0 : ضریب اضافه مقاومت سازه است که برای تعیین زلزله تشدیدیافته مورد استفاده قرار می‌گیرد. به بند (۳-۳-۱۰) مراجعه شود.

ضریب رفتار ساختمان، R

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی	۳	۲	۳	۱۰
ب-سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کمانش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰

ضریب رفتار ساختمان، R

پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه[۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی‌بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۷/۵	۲/۵	۴	۲۰۰
	۶- قاب خمشی فولادی متوسط+ مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
	۷- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۷	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۸- قاب خمشی فولادی متوسط+ مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
ث- سیستم کنسولی	۱- سازه‌های فولادی یا بتن‌آرمه ویژه	۲	۱/۵	۲	۱۰

AISC Seismic Provisions: Sections A to D

A. GENERAL REQUIREMENTS

B. GENERAL DESIGN REQUIREMENTS

C. ANALYSIS

D. GENERAL MEMBER AND CONNECTION DESIGN REQUIREMENTS

۱۰-۳ الزامات طراحی لرزه‌ای ۱۹۵

۱۰-۳-۱ هدف و دامنه کاربرد ۱۹۶

۱۰-۳-۲ تعاریف ۱۹۷

۱۰-۳-۳ الزامات لرزه‌ای مشخصات مصالح ۲۰۰

۱۰-۳-۴ الزامات لرزه‌ای کمانش موضعی ۲۰۱

۱۰-۳-۵ الزامات لرزه‌ای ستون‌ها، وصلهٔ ستون‌ها، کف ستون‌ها و وصله تیرها ۲۰۵

۱۰-۳-۶ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه ۲۱۲

AISC Seismic Provisions:
Section A1 - Scope

هدف

الزامات طراحی لرزه ای بکار می رود در طراحی:

1. **اعضا و اتصالات سیستم باربر لرزه ای**
2. ***و وصله ها و ستون های سیستم غیرباربر لرزه ای***

الزامات طراحی لرزه ای توام با الزامات طراحی معمول سازه های فولادی بکار برده می شود.

AISC Seismic Provisions:
Section A1 - Scope (cont)

بکارگیری الزامات طراحی لرزه ای برای سازه های با رده های طرح لرزه ای D و E و F الزامی است.

بکارگیری الزامات طراحی لرزه ای برای سازه های با رده های طرح لرزه ای A و Bو C الزامی خواهد بود اگر از R > 3 استفاده شود.

برای سازه های با رده های طرح لرزه ای A و Bو C : می توان از R = 3 استفاده کرد و هیچ جزئیات ویژه ای را تامین نکرد (فقط بر اساس الزامات طراحی معمول عمل نمود).

هدف و دامنه کاربرد (طبق مبحث دهم)

۱۰-۳-۱ هدف و دامنهٔ کاربرد

۱۰-۳-۱-۱ الزامات فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ این مبحث، مقررات طراحی متعارف (غیرلرزه‌ای) را تحت پوشش قرار می‌دهد. بنابراین نباید انتظار داشت که بتواند بسیاری از مسائل خاص را نیز از میان محدودهٔ گسترده‌ای از مسائل مختلف سازه‌ای شامل شود. الزامات این فصل، که تحت عنوان الزامات طراحی لرزه‌ای ارائه می‌شود، به منظور بهبود رفتار لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای وضع شده است و باید در طراحی، ساخت و نصب اعضای سازه‌ای و اتصالات آنها در سیستم‌های باربر لرزه‌ای و وصلهٔ ستون‌های غیرباربر لرزه‌ای مورد استفاده قرار گیرد.

هدف و دامنه کاربرد (طبق مبحث دهم)

۱۰-۳-۱-۲ سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای که در این فصل به آنها پرداخته می‌شود، عبارتند از:

الف) قاب‌های خمشی در سه رده:

- قاب‌های خمشی ویژه
- قاب‌های خمشی متوسط
- قاب‌های خمشی معمولی

ب) قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی همگرا در دو رده:

- مهاربندی همگرای ویژه
- مهاربندی همگرای معمولی

پ) قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی واگرا در دو رده:

- مهاربندی واگرای ویژه
- مهاربندی واگرای معمولی

ت) سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی متشکل از قاب‌های خمشی ویژه یا متوسط با مهاربندی‌های همگرای ویژه

ث) سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی متشکل از قاب‌های خمشی ویژه یا متوسط با مهاربندی‌های واگرای ویژه

AISC Seismic Provisions:

Section B1 - General Seismic Design Requirements

برای تعیین موارد زیر به آیین نامه ساختمانی مورد استفاده (ABC) مراجعه شود:

- رده سکنی (ضریب اهمیت ساختمان)
- رده طرح لرزه ای
- محدودیت های ارتفاع ساختمان و نامنظمی
- محدودیت های تغییرمکان جانبی
- مقاومت لازم

AISC Seismic Provisions:

Section B2. Loads and Load Combinations

برای تعیین بارها و ترکیبات بارگذاری به آیین نامه ساختمانی مورد استفاده (ABC) مراجعه شود.

Section B3.1 Required Strength

مقاومت لازم باید برابر با بزرگترین مقدار از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

1) مقدار تعیین شده توسط تحلیل، یا
2) مقدار تعیین شده توسط الزامات طراحی لرزه ای

Basic LRFD Load Combinations (ASCE-7):

ترکیبات بار متعارف LRFD :

1.4D

1.2D + 1.6L + 0.5(L_r or S or R)

1.2D + 1.6(L_r or S or R) + (L or 0.5W)

1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r or S or R)

0.9D + 1.0W

1.2D + 1.0E + L + 0.2S

0.9D + 1.0E

} **Load Combinations Including *E***

$$E = E_h \pm E_v = \rho\, Q_E \pm 0.2\, S_{DS}\, D$$

effect of horizontal forces

effect of vertical forces

- E = the effect of horizontal and vertical earthquake-induced forces
- Q_E = effect of horizontal earthquake-induced forces
- S_{DS} = design spectral acceleration at short periods
- D = dead load effect
- ρ = reliability factor ضریب نامعینی سازه
  (depends on extent of redundancy in the seismic lateral resisting system;
  ρ varies from 1.0 to 1.3)

(for more details go to section 12.3.4 ASCE7-10)

Definition of *E* for use in basic load combinations:

For Load Combination: 1.2D + 1.0E + L + 0.2S

$$E = \rho Q_E + 0.2 S_{DS} D$$

For Load Combination: 0.9D + 1.0E

$$E = \rho Q_E - 0.2 S_{DS} D$$

Substitute *E* into basic load combinations:

For Load Combination: $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$

substitute: $E = \rho Q_E + 0.2 S_{DS} D$

$\Rightarrow$ $(1.2 + 0.2 S_{DS}) D + 1.0 \rho Q_E + L + 0.2S$

For Load Combination: $0.9D + 1.0E$

substitute: $E = \rho Q_E - 0.2 S_{DS} D$

$\Rightarrow$ $(0.9 - 0.2 S_{DS}) D + 1.0 \rho Q_E$

AISC Seismic Provisions:

4.1 Loads and Load Combinations (cont.)

در مواردی که اعمال ترکیبات بار تشدید یافته **(amplified seismic loads)** در الزامات طراحی لرزه ای مقرر گردیده است:

بخش افقی بار زلزله **E** باید به ضریب اضافه مقاومت Ω_o معین شده در آیین نامه ساختمانی مورد استفاده ضرب شود.

Definition of *Amplified Seismic Load* (ASCE-7)

For Load Combination: 1.2D + 1.0E + L + 0.2S

Amplified Seismic Load: $E = \Omega_o Q_E + 0.2 S_{DS} D$

For Load Combination: 0.9D + 1.0E

Amplified Seismic Load: $E = \Omega_o Q_E - 0.2 S_{DS} D$

Basic load combinations incorporating *Amplified Seismic Load*:

For Load Combination: $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$

substitute: $E = \Omega_o Q_E + 0.2 S_{DS} D$

$\Rightarrow$ $(1.2 + 0.2 S_{DS}) D + \Omega_o Q_E + L + 0.2S$

For Load Combination: $0.9D + 1.0E$

substitute: $E = \Omega_o Q_E - 0.2 S_{DS} D$

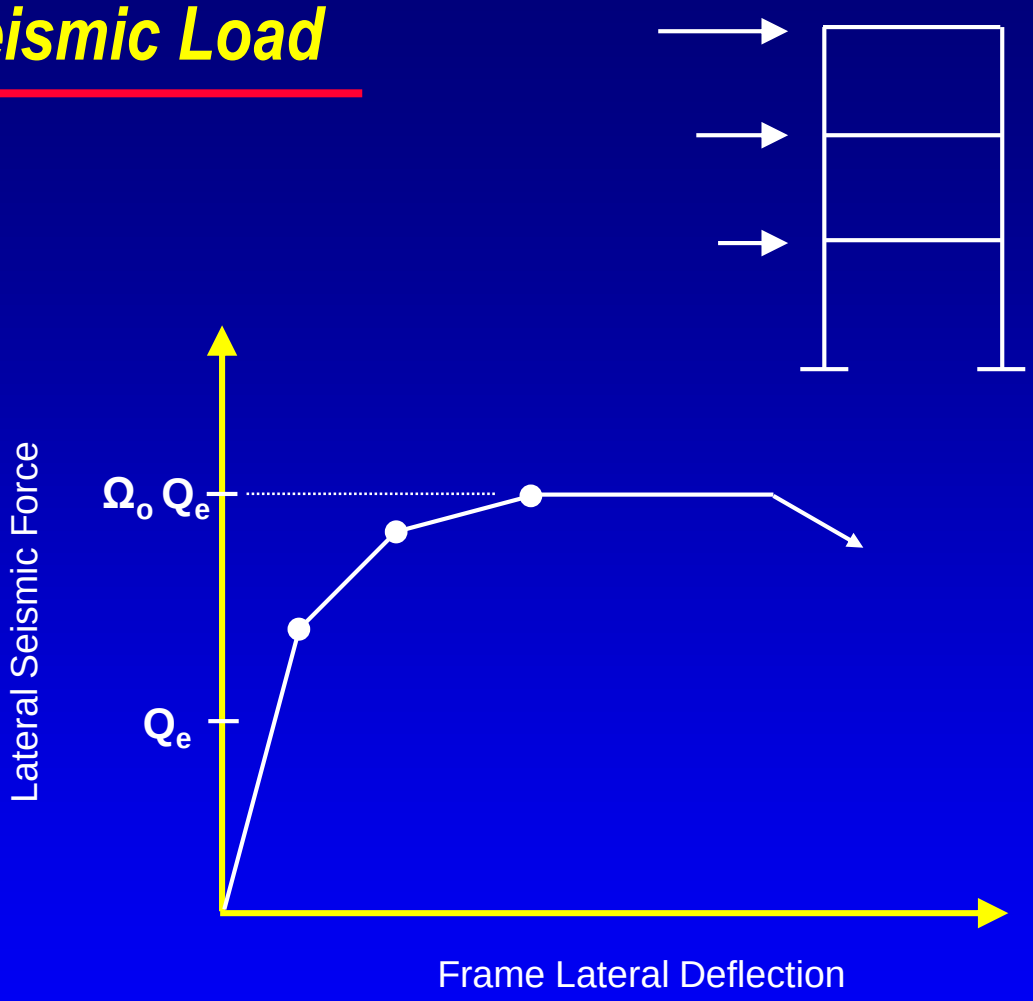
$\Rightarrow$ $(0.9 - 0.2 S_{DS}) D + \Omega_o Q_E$

Seismic Overstrength Factor: Ω_o

Per ASCE-7:

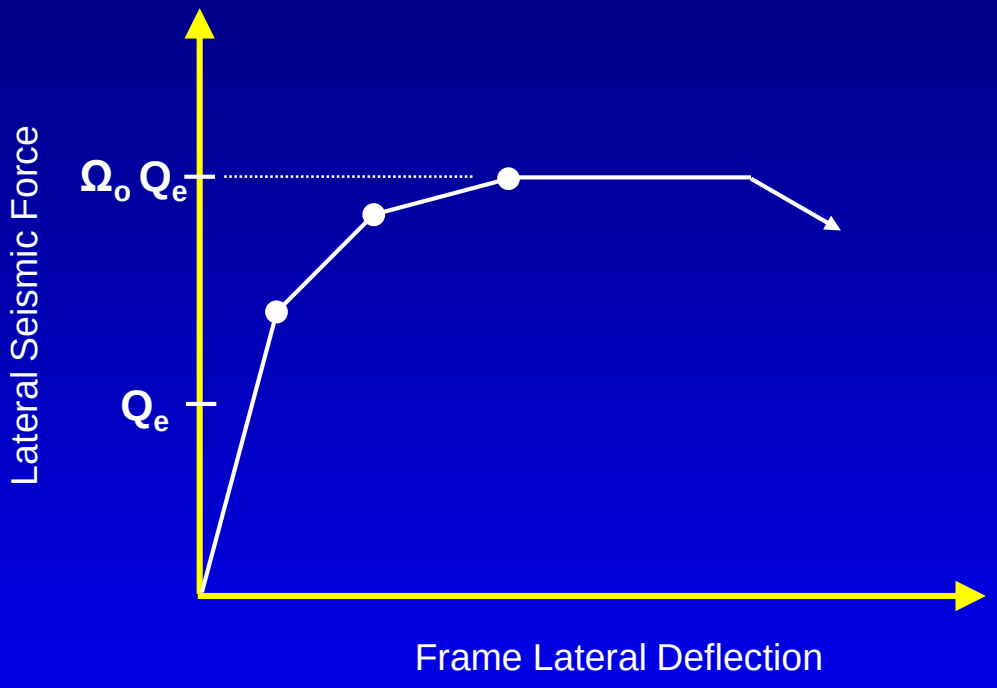
System	Ω_o
Moment Frames (SMF, IMF, OMF)	3
Concentrically Braced Frames (SCBF, OCBF)	2
Eccentrically Braced Frames (EBF)	2
Special Plate Shear Walls (SPSW)	2
Buckling Restrained Braced Frames (BRBF) - moment resisting beam-column connections	2.5
- non-moment resisting beam-column connections	2

Amplified Seismic Load



بار لرزه ای تشدید یافته، $\Omega_o Q_e$، برای تخمین زدن مقاومت جانبی پلاستیک قاب بکار می رود.

Amplified Seismic Load



علل وجود اضافه مقاومت:

- بکارگیری ضرایب کاهش مقاومت
- تنش تسلیم واقعی مصالح
- سایزبندی اعضا برای ارضای محدودیت های تغییرمکان جانبی(دریفت)
- سایز بندی اعضا با درنظر گرفتن سهولت طراحی و اجرا
- افزایش مقاومت از ایجاد اولین مفصل پلاستیک تا تشکیل مکانیسم پلاستیک

ترکیبات بار متعارف حالت حدی مقاومت (طبق مبحث ششم)

۱) $۱٫۴D$

۲) $۱٫۲D+۱٫۶L+۰٫۵(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۳) $۱٫۲D+۱٫۶(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)+[L \text{ یا } ۰٫۵(۱٫۴W)]$

۴) $۱٫۲D+ ۱٫۰(۱٫۴W)+L+۰٫۵(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$

۵) $۱٫۲D+۱٫۰E+L+۰٫۲S$

۶) $۰٫۹D+۱٫۰(۱٫۴W)$

۷) $۰٫۹D+۱٫۰E$

۸) $۱٫۲D+۰٫۵L+۰٫۵(L_r \text{ یا } S)+۱٫۲T$

۹) $۱٫۲D+۱٫۶L+۱٫۶(L_r \text{ یا } S)+۱٫۰T$

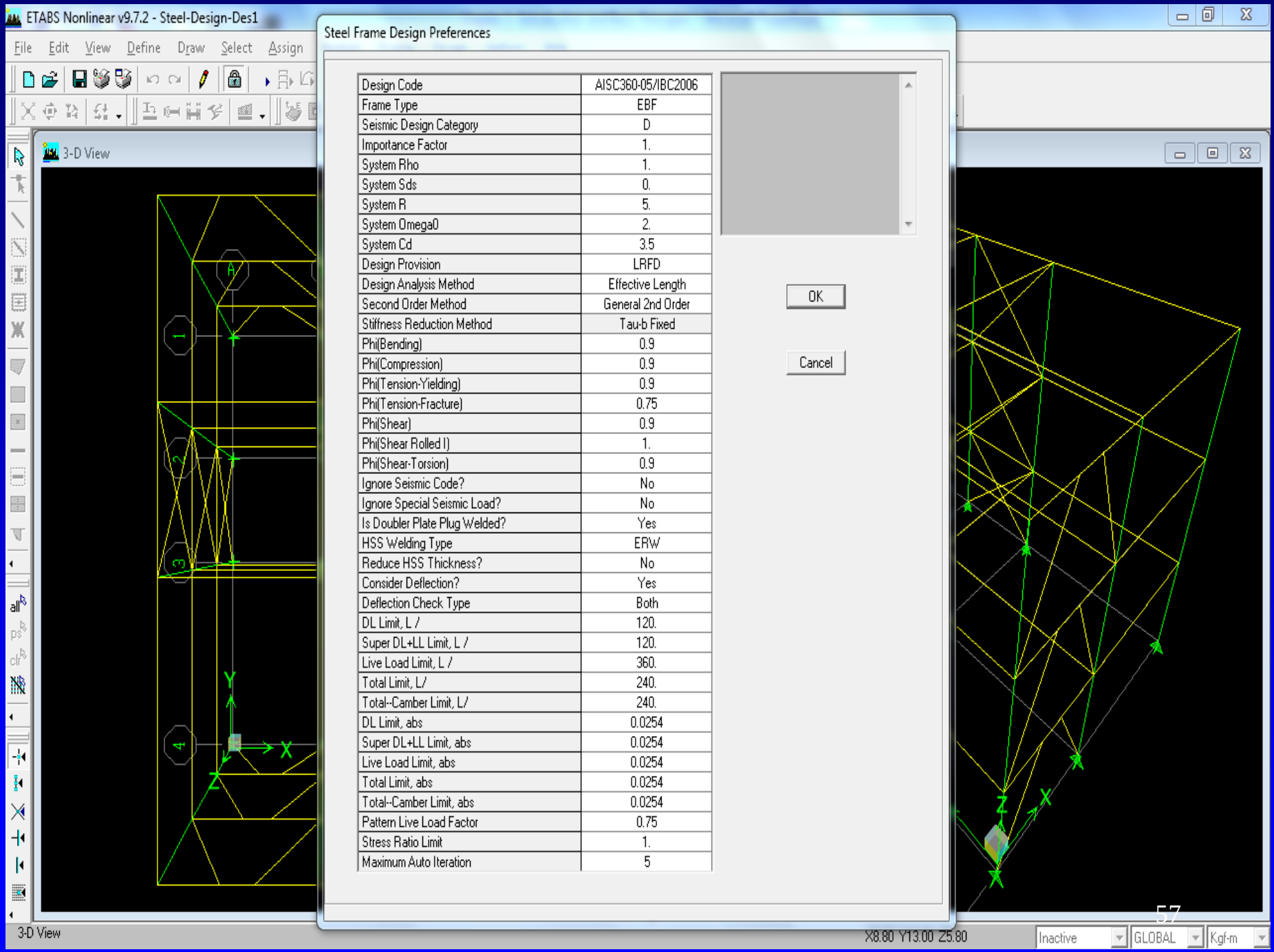
ترکیبات بار لرزه ای تشدیدیافته (طبق مبحث دهم)

۱۰-۳-۲-۴ ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته

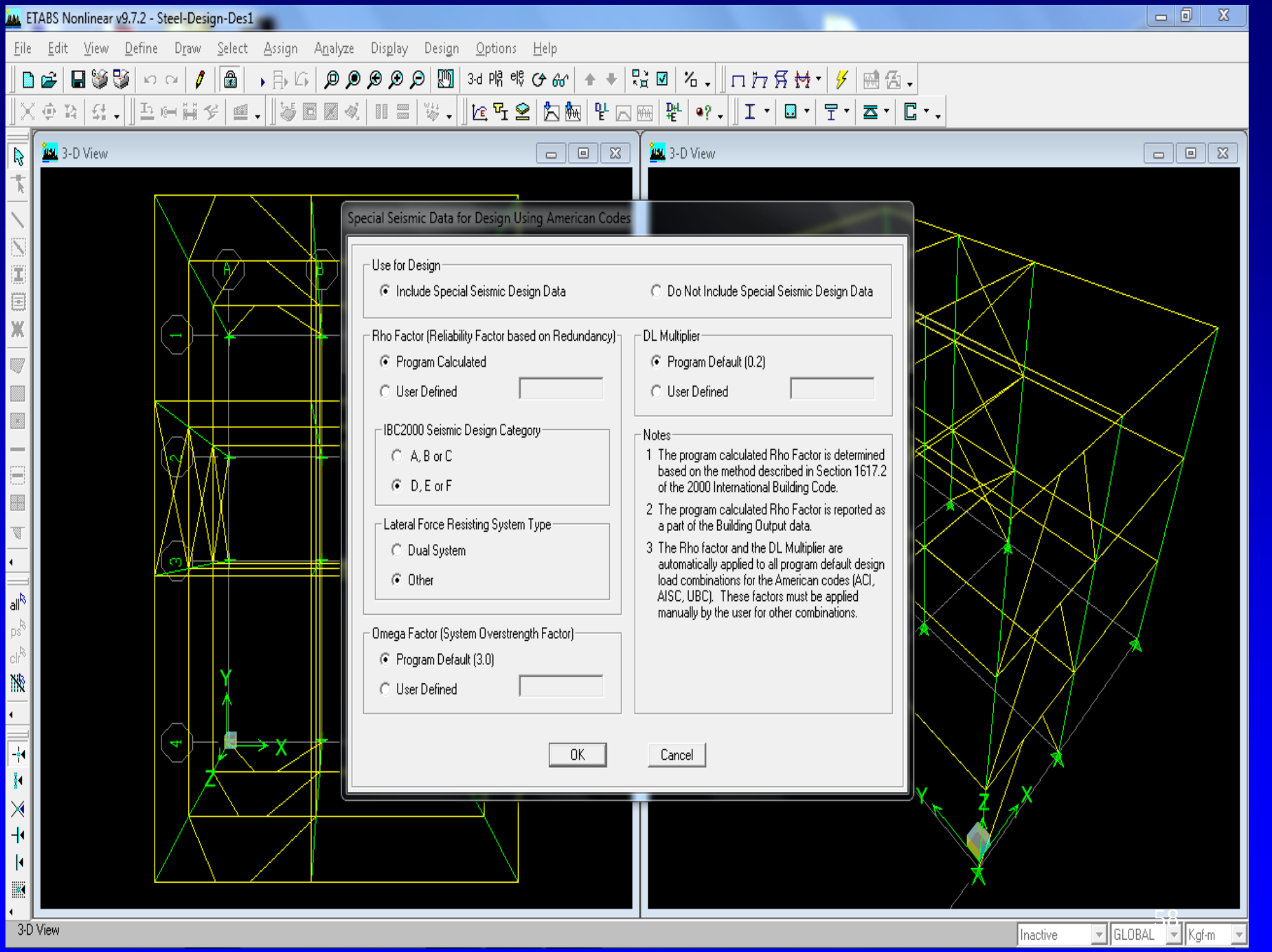
ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته با جایگزینی نیروهای زلزله طرح (E) با زلزله تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) در ترکیبات متعارف بارها به دست می‌آیند که در آن Ω_0 به ضریب اضافه مقاومت سیستم سازه‌ای موسوم است و به عوامل متعددی نظیر درجات نامعینی سازه، مقاومت‌های بالاتر از حد تعیین‌شدهٔ مصالح مصرفی، سخت شدن کرنش‌ها، جزئیات‌بندی اعضا، اثرات اجزای غیرسازه‌ای و ... بستگی دارد. مطابق این مبحث ضریب Ω_0 برای انواع سیستم‌های سازه‌ای فولادی باید به شرح جدول ۱۰-۳-۲-۲ در نظر گرفته شود.

جدول ۱۰-۳-۲-۲ ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برای انواع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای	Ω_0
کلیهٔ قاب‌های خمشی فولادی	۳
کلیهٔ قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم‌محور و برون‌محور فولادی	۲
کلیهٔ سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی	۲/۵



Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	EBF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.
System R	5.
System Omega0	2.
System Cd	3.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Effective Length
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
Phi(Bending)	0.9
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75
Phi(Shear)	0.9
Phi(Shear Rolled I)	1.
Phi(Shear-Torsion)	0.9
Ignore Seismic Code?	No
Ignore Special Seismic Load?	No
Is Doubler Plate Plug Welded?	Yes
HSS Welding Type	ERW
Reduce HSS Thickness?	No
Consider Deflection?	Yes
Deflection Check Type	Both
DL Limit, L /	120.
Super DL+LL Limit, L /	120.
Live Load Limit, L /	360.
Total Limit, L/	240.
Total--Camber Limit, L/	240.
DL Limit, abs	0.0254
Super DL+LL Limit, abs	0.0254
Live Load Limit, abs	0.0254
Total Limit, abs	0.0254
Total--Camber Limit, abs	0.0254
Pattern Live Load Factor	0.75
Stress Ratio Limit	1.
Maximum Auto Iteration	5


ETABS Nonlinear v9.7.2 - Steel-Design-Des1
File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Options Help
3-D View
3-D View
Special Seismic Data for Design Using American Codes
Use for Design
Include Special Seismic Design Data
Do Not Include Special Seismic Design Data
Rho Factor (Reliability Factor based on Redundancy)
Program Calculated
User Defined
DL Multiplier
Program Default (0.2)
User Defined
IBC2000 Seismic Design Category
A, B or C
D, E or F
Lateral Force Resisting System Type
Dual System
Other
Notes
1 The program calculated Rho Factor is determined based on the method described in Section 1617.2 of the 2000 International Building Code.
2 The program calculated Rho Factor is reported as a part of the Building Output data.
3 The Rho factor and the DL Multiplier are automatically applied to all program default design load combinations for the American codes (ACI, AISC, UBC). These factors must be applied manually by the user for other combinations.
Omega Factor (System Overstrength Factor)
Program Default (3.0)
User Defined
OK
Cancel
3-D View
Inactive
GLOBAL
Kgf-m

AISC Seismic Provisions:

Section A3
Materials

A3.1 Material Specifications

Limits and ASTM Specifications

A3.2 Expected Material Strength

For determining required strength as applicable

AISC Seismic Provisions:

A3.1 Material Specifications

مشخصات مصالح برای اعضایی که از آنها انتظار رفتار غیرارتجاعی می رود (فیوزها):

$F_y \leq 50$ ksi حداقل مشخص شده

موارد استثنا:

- در ستون هایی که انتظار می رود فقط در پای ستون تسلیم شدگی اتفاق افتد ← فولاد گرید ۶۵ میتواند مفیدتر باشد
- اعضای سیستم های OMFs و OCBFs (تا حداکثر $F_y = 55$ ksi مجاز است) ← برای انطباق با مصالح متداول در ساخت این سیستم های ساختمانی

AISC Seismic Provisions:

A3.1 Material Specifications

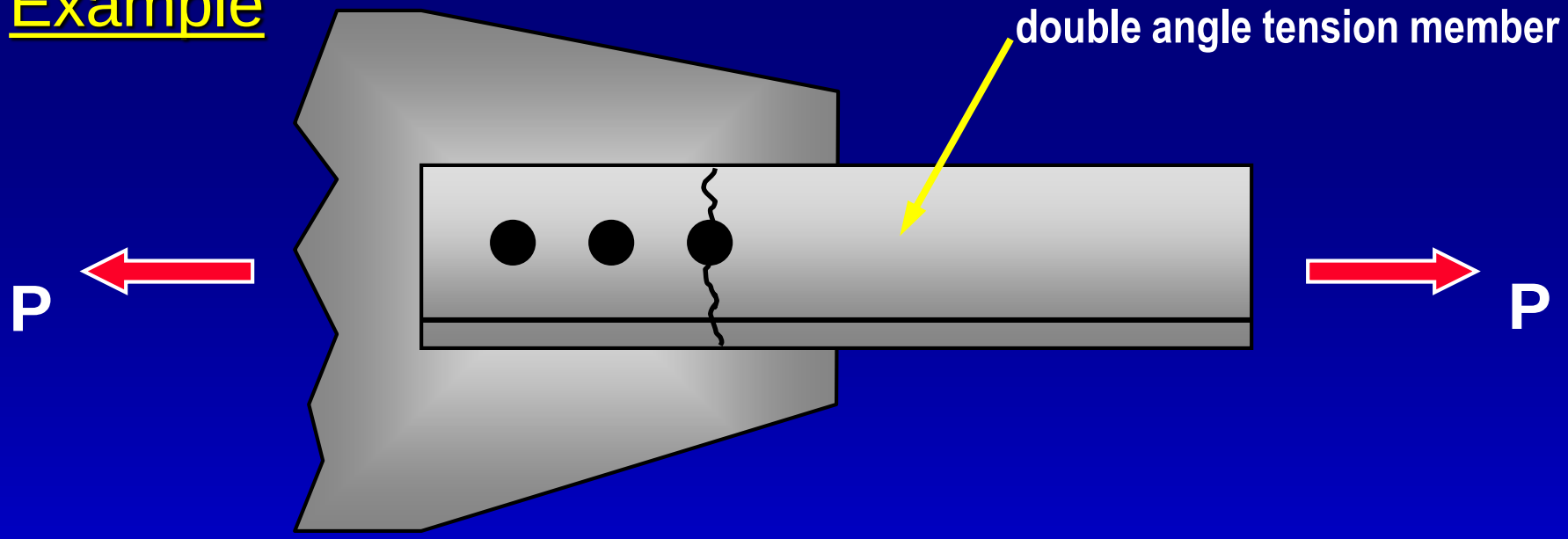
مشخصات مصالح برای اعضایی که از آنها انتظار رفتار غیرارتجاعی می رود (فیوزها):

$F_y \leq 50$ ksi حداقل مشخص شده

چرا؟

- اغلب آزمایشات انجام شده بر روی المان های قاب های لرزه ای با فولاد با تنش تسلیم مشخصه 50 ksi و کوچکتر بوده است.
- فولادهای با مقاومت بالاتر رفتار تردتری دارند.

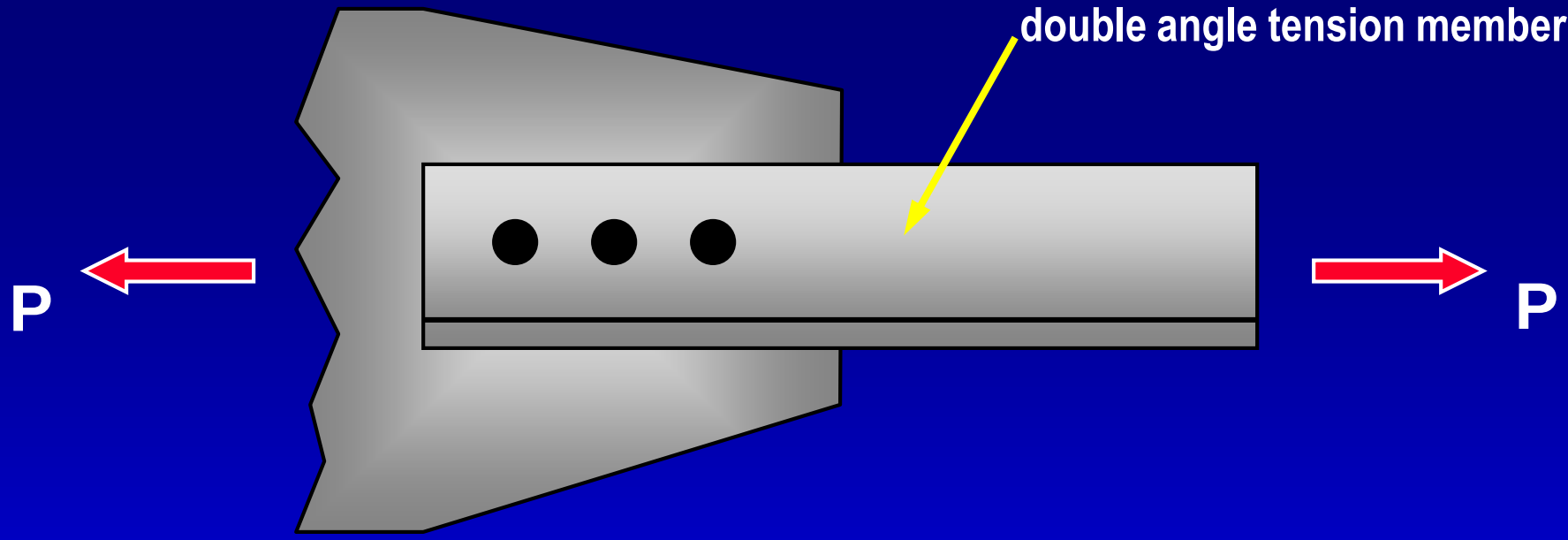
Example



مثال: تسلیم مقطع کلی عضو کششی باید پیش از گسیختگی مقطع خالص عضو کششی اتفاق بیافتد

تسلیم مقطع کلی $P_{yield} = A_g F_y$

گسیختگی مقطع خالص $P_{fracture} = A_e F_u$



مقاومت لازم حالت های حدی ترد به واسطه ظرفیت المان شکل پذیر تعریف می شود

$$P_{yield} \leq P_{fracture}$$

$$A_g F_y \leq A_e F_u$$

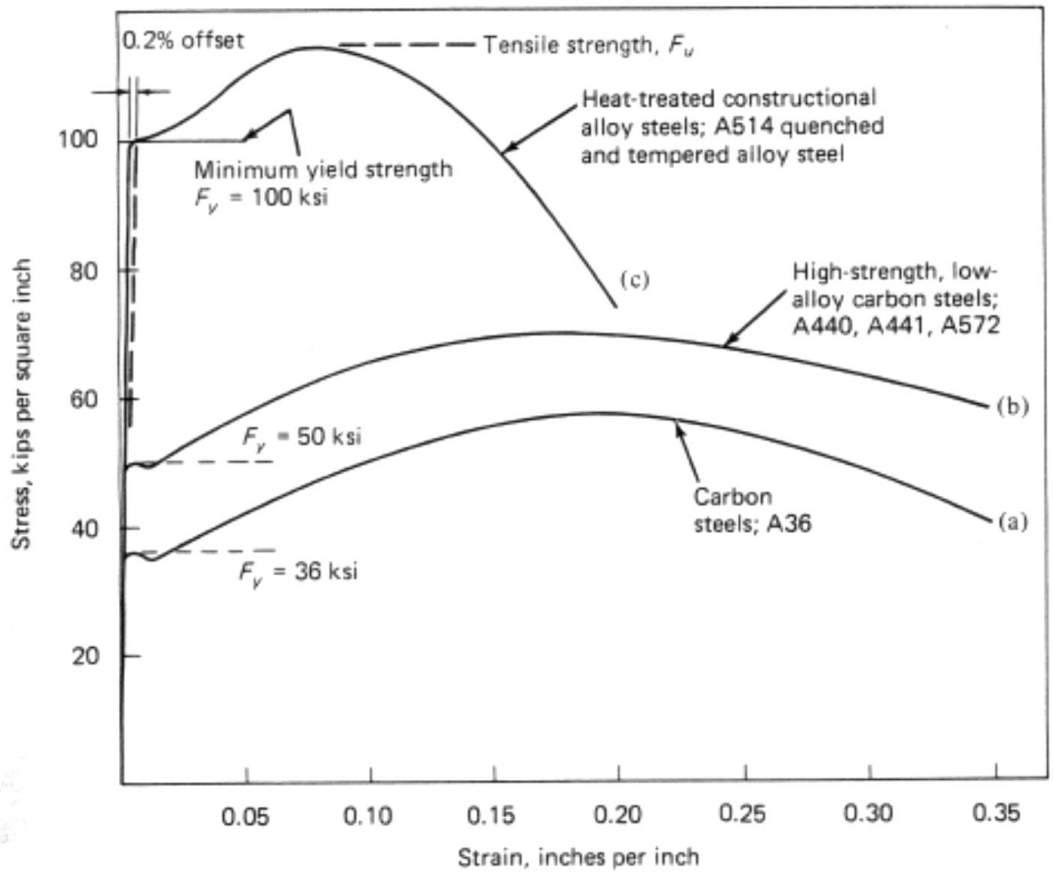
$$\frac{A_e}{A_g} \geq \frac{F_y}{F_u}$$

$\frac{F_y}{F_u}$ = نسبت تسلیم

برای دستیابی به رفتاری شکل پذیر، فولادهای با نسبت تسلیم پایین ارجحیت دارند

برای دستیابی به پاسخ شکل پذیر ....

لزوم احتیاط در استفاده از فولادهای با مقاومت بالا



روند عمومی:

F_y ↑

درازشدگی (شکل پذیری مصالح) ↓

F_y / F_u ↑

Ref: Salmon and Johnson - Steel Structures: Design and Behavior

لزوم احتیاط در استفاده از فولادهای با مقاومت بالا

فولادهای با مقاومت بالا عموما شکل پذیری کمتر (درازشدگی کمتر) و نسبت تسلیم بزرگتری دارند

فولادهای با مقاومت بالا عموما برای المان های شکل پذیر نامطلوب هستند

مشخصات مصالح

۱۰-۳-۳ الزامات لرزه‌ای مشخصات مصالح

۱۰-۳-۳-۱ فولاد مصرفی

هر چند در فصل اول این مبحث به الزامات متعارف فولاد مصرفی به عنوان یک مادهٔ ساختمانی پرداخته شده است، لیکن جهت تأمین شکل‌پذیری مناسب لازم است توجه ویژه‌ای به نحوه عملکرد فولاد در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها شود. برای حصول این امر لازم است از ناپایداری موضعی و کلی از قبیل کمانش جانبی- پیچشی در محدودهٔ رفتار پلاستیک جلوگیری به عمل آید. این فولادها باید در عین حال دارای مقاومت کششی نهایی حداقل ۱/۲ برابر مقاومت حد تسلیم باشند. یعنی:

$$F_u \geq ۱/۲F_y \qquad (۱۰-۳-۳-۱)$$

AISC Seismic Provisions:

A3.2 Expected Material Strength

مقاومت مورد انتظار مصالح

مشخصات مصالح برای تعیین مقاومت موردنیاز اعضا و اتصالات:

تنش تسلیم مورد انتظار $= R_y F_y$

تنش نهایی مورد انتظار $= R_t F_u$

F_y = تنش(مقاومت) تسلیم حداقل تعیین شده

F_u = تنش(مقاومت) نهایی حداقل تعیین شده

R_y و R_t بر اساس تحلیل آماری داده های کارخانه فولادسازی معین می شوند.

R_y and R_t Values for Different Member Types

TABLE A3.1
R_y and R_t Values for Steel and Steel Reinforcement Materials

Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A572/572M Gr. 50 (345) or 55 (380), ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), or 65 (450), ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500/A500M (Gr. B or C), ASTM A501	1.4	1.3
Pipe:		
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
Plates, Strips and Sheets:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380), ASTM A588/A588M	1.1	1.2
• ASTM 1043/1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
Steel Reinforcement:		
• ASTM A615, ASTM A706	1.25	1.25

Example: *A36* angles used for brace in an SCBF

$F_y = 36$ ksi

$F_u = 58$ ksi

$R_y F_y = 1.5 \times 36 \text{ ksi} = 54 \text{ ksi}$

$R_t F_u = 1.2 \times 58 \text{ ksi} = 70 \text{ ksi}$

Example: *A992* wide flange used for beam in an SMF

$F_y = 50$ ksi

$F_u = 65$ ksi

$R_y F_y = 1.1 \times 50 \text{ ksi} = 55 \text{ ksi}$

$R_t F_u = 1.1 \times 65 \text{ ksi} = 72 \text{ ksi}$

AISC Seismic Provisions:

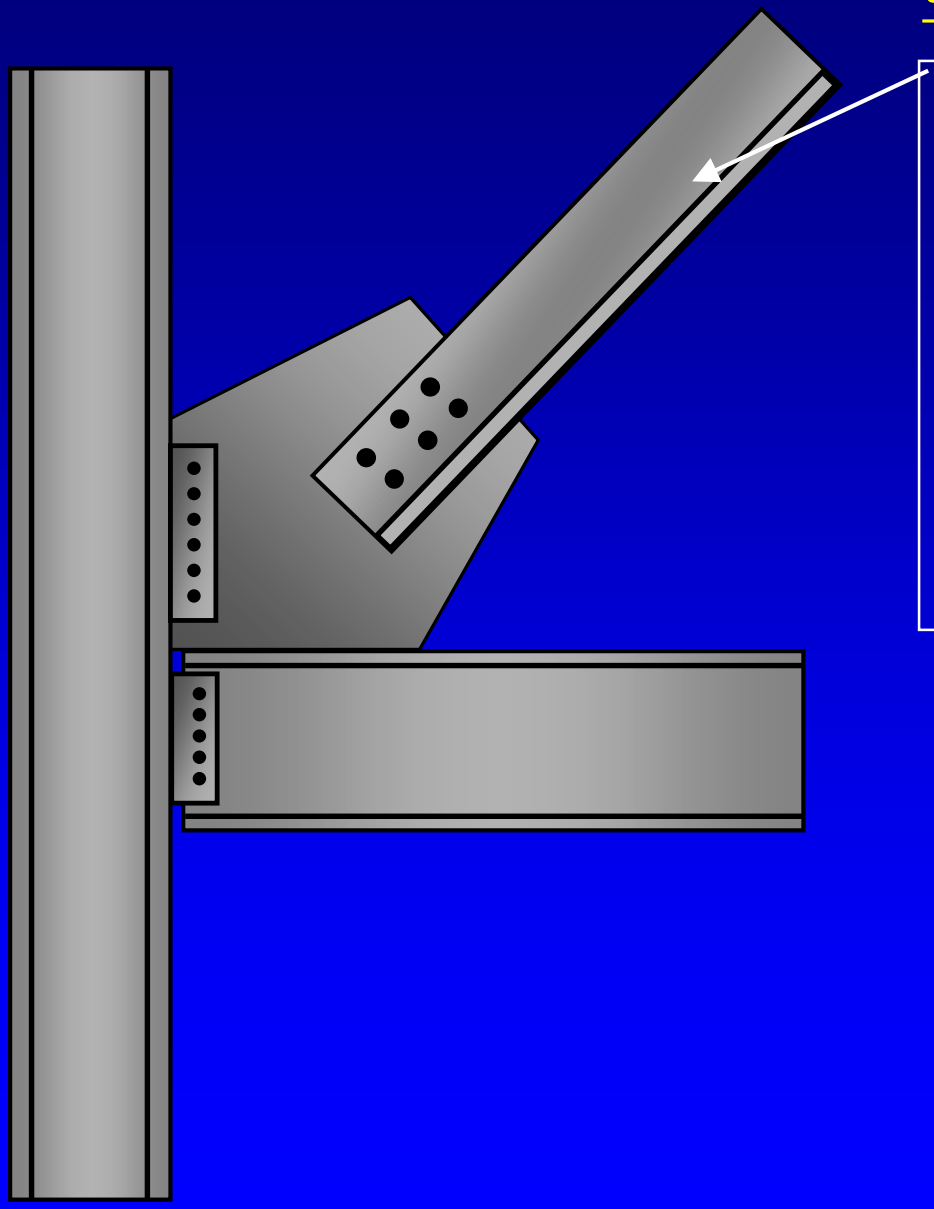
A3.2 Expected Material Strength (*cont*)

در مواردی که الزامات طراحی لرزه ای مقرر می نماید مقاومت موردنیاز یک عضو یا یک اتصال باید بر اساس تنش تسلیم موردانتظار، $R_y F_y$ عضو فیوزی متصل(مجاور) تعیین شود.

تنش نهایی موردانتظار، $R_t F_u$ و تنش تسلیم موردانتظار، $R_y F_y$ ممکن است بکار برده شوند برای تعیین مقاومت اسمی در برابر حالت‌های حدی گسیختگی و تسلیم در همان عضو.

Example: SCBF Brace and Brace Connection

مثال: مهاربند سیستم SCBF و اتصال مهاربند

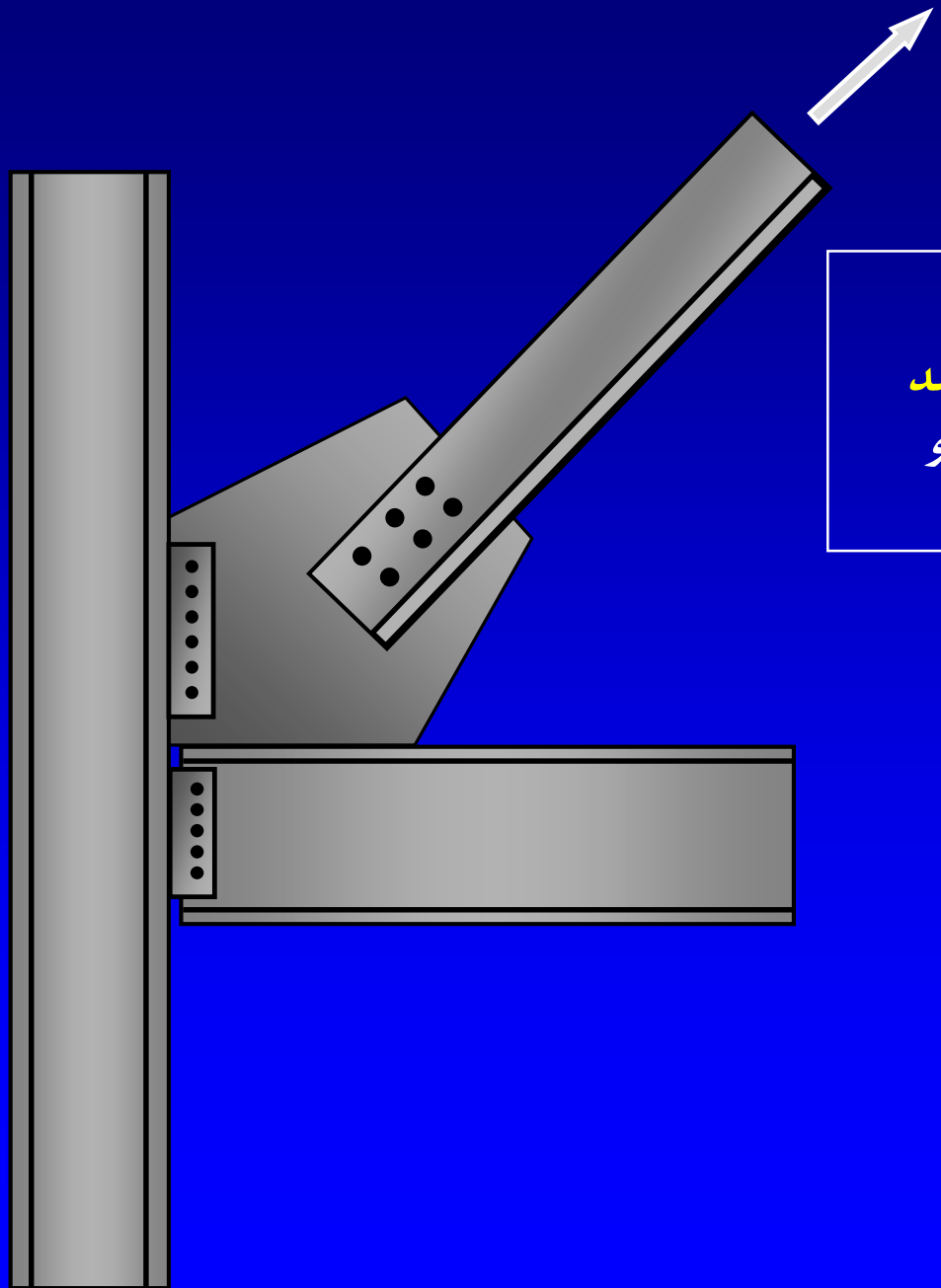


برای تعیین سایز مهاربند

مقاومت موردنیاز عضو توسط نیروهای تعیین شده آیین‌نامه (ترکیبات بارگذاری ASCE7 یا مبحث ششم) تعریف می‌شود

مقاومت طراحی عضو با استفاده از تنش تسلیم حداقل F_y محاسبه می شود

Example: SCBF Brace and Brace Connection (cont)

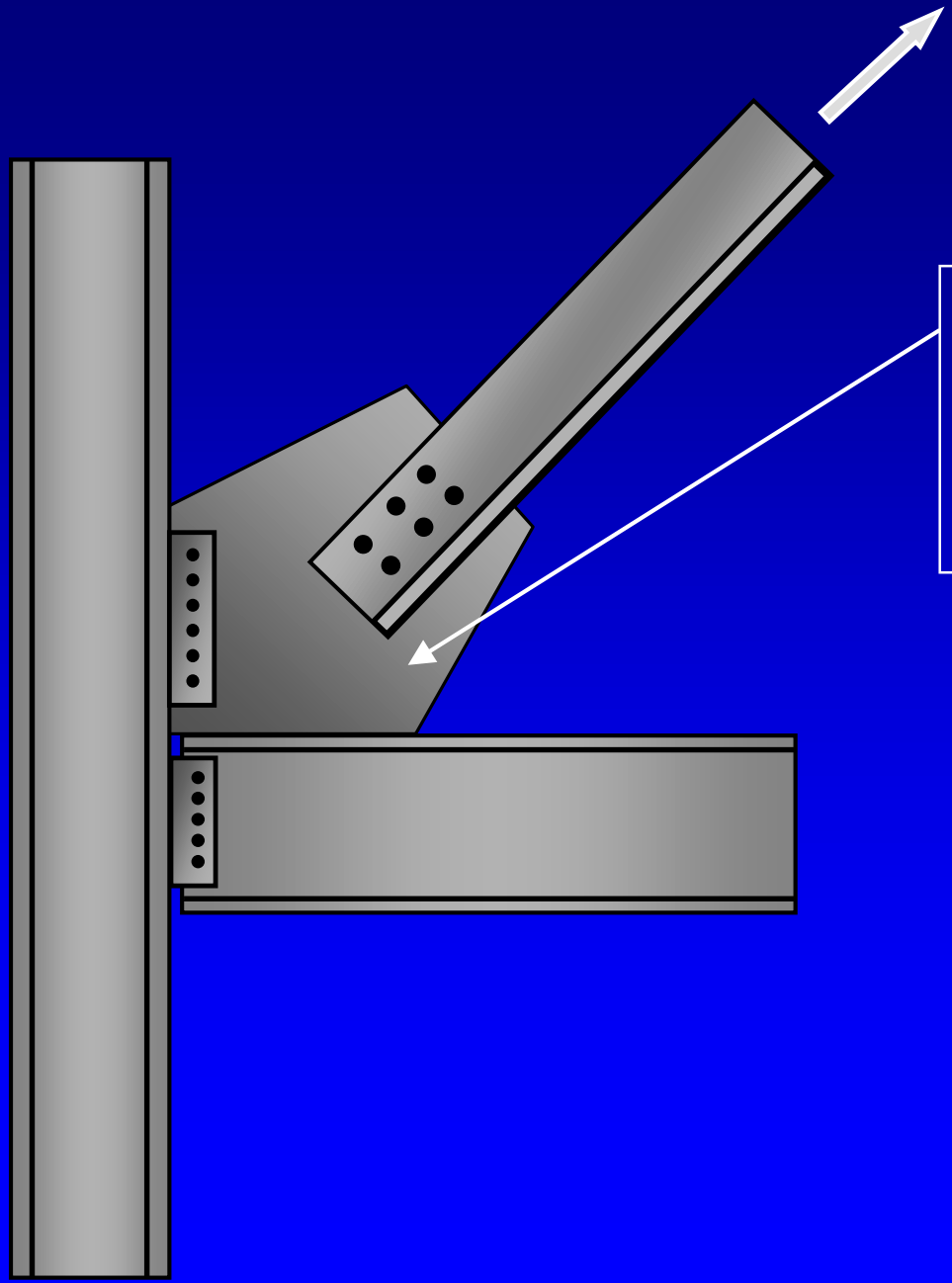


اتصال مهاربند:

مقاومت محوری کششی موردنیاز اتصال مهاربند عبارت است از مقاومت تسلیم موردانتظار عضو مهاربند $= R_y F_y A_g$

تذکر: بدون ضریب ۱.۱ برای سخت شدگی کرنشی (مورد استفاده در اتصالات خمشی)؛ مهاربندها سخت شدگی کرنشی جزئی ارائه می نمایند.

Example: SCBF Brace and Brace Connection (cont)

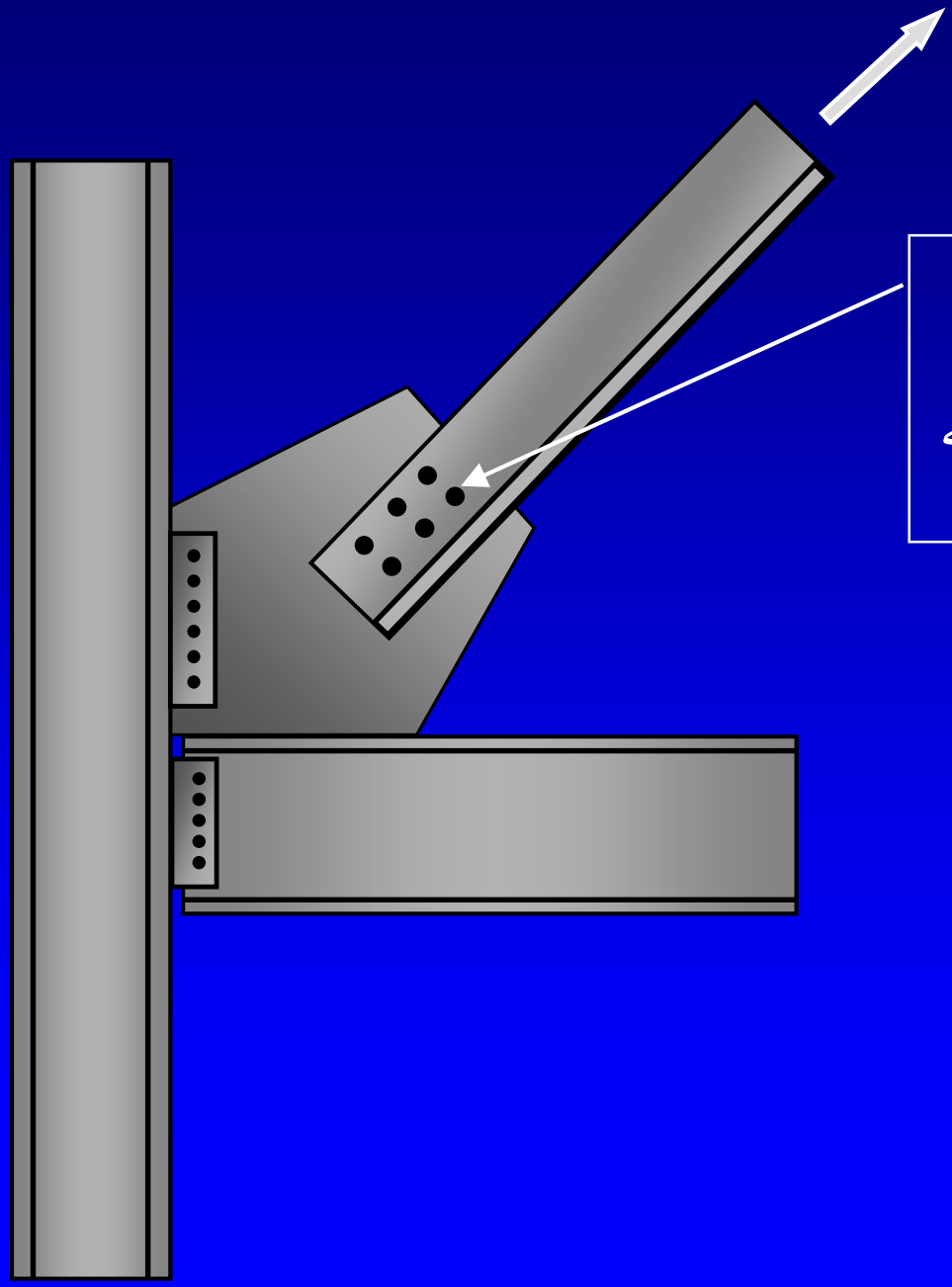


ورق لچکی:

مقاومت طراحی باید با استفاده از F_y و F_u حداقل تعیین شده برای مصالح ورق لچکی محاسبه شود

مقاومت طراحی باید بزرگتر از مقاومت محوری کششی موردنیاز عضو مهاربند باشد

Example: SCBF Brace and Brace Connection (cont)

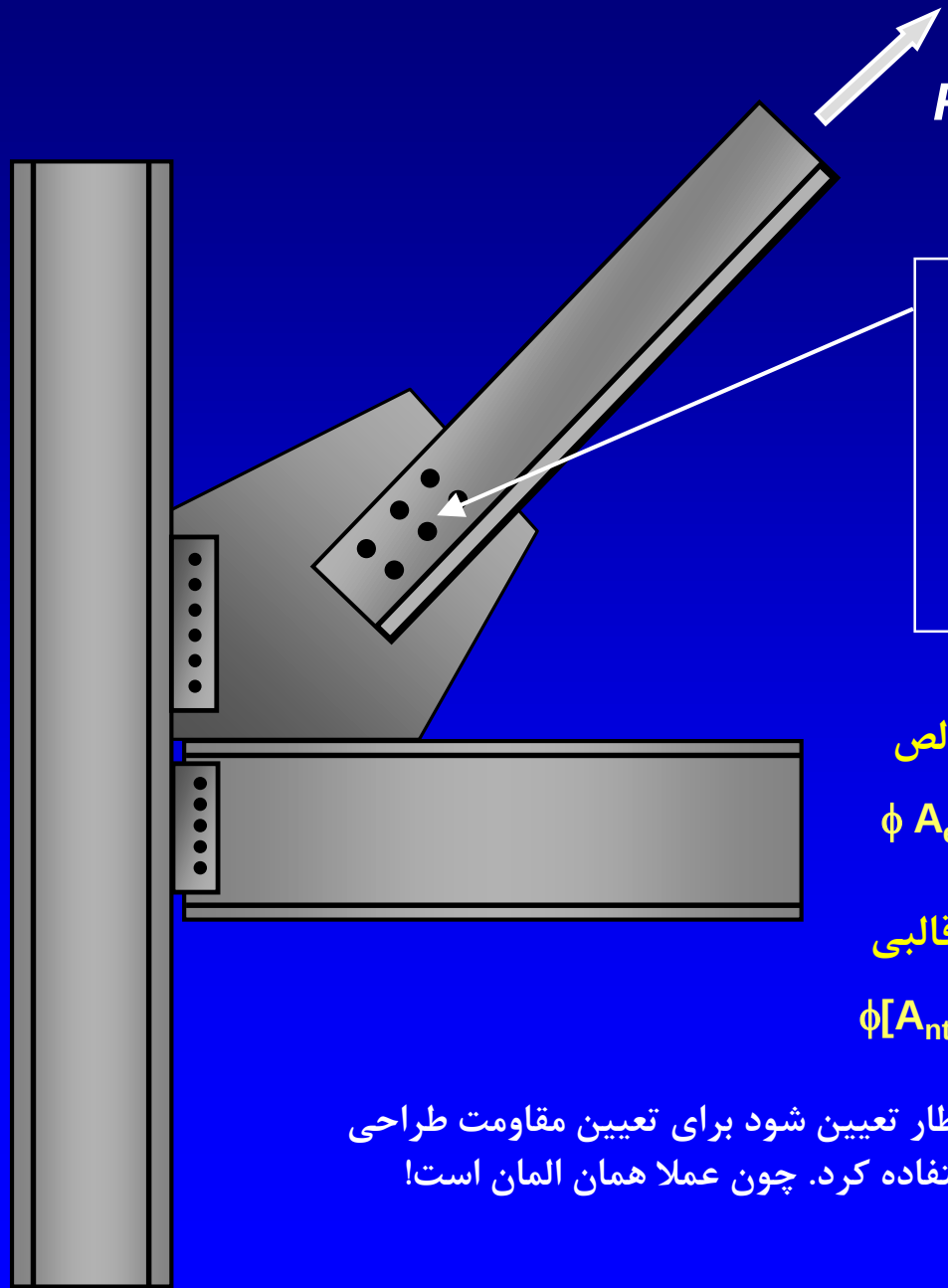


پیچ ها:

مقاومت برشی طراحی باید با استفاده از F_y و F_u حداقل تعیین شده برای مصالح پیچ محاسبه شود

مقاومت طراحی باید بزرگتر از
مقاومت محوری کششی موردنیاز
عضو مهاربند باشد

Example: SCBF Brace and Brace Connection (cont)



گسیختگی کششی در مقطع خالص و گسیختگی برش قالبی در عضو مهاربند:

مقاومت طراحی با استفاده از تنش تسلیم موردانتظار، $R_y F_y$ و تنش نهایی موردانتظار، $R_t F_u$ مصالح مهاربند محاسبه شود.

گسیختگی مقطع خالص:

$$\phi A_e R_t F_u$$

گسیختگی برش قالبی:

$$\phi[A_{nt} R_t F_u + A_{nv} 0.6 R_t F_u] \leq \phi[A_{nt} R_t F_u + A_{gv} 0.6 R_y F_y$$

هرگاه مقاومت موردنیاز المانی بر اساس تنش تسلیم مورد انتظار تعیین شود برای تعیین مقاومت طراحی همان المان می توان از مقاومت تسلیم و نهایی موردانتظار استفاده کرد. چون عملا همان المان است!

۱۰-۳-۲-۳ ضریب R_y تولیدات فولاد

طبق تعریف، ضریب R_y عبارت است از نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شده، که به منظور در نظرگرفتن افزایش مقاومت مورد نیاز باید در محاسبات مدنظر قرار گیرد. کاربرد ضریب R_y در محاسبات لرزه‌ای سازه‌های با شکل‌پذیری مختلف در بخش‌های مربوطه ارائه شده است. مقدار ضریب R_y از رابطهٔ زیر تعیین می‌شود.

$$R_y = \frac{F_{ye}}{F_y} \qquad (۱-۲-۳-۱۰)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم تعیین شدهٔ فولاد

F_{ye} = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد

ضریب R_y اساساً برای انواع تولیدات فولاد متفاوت بوده و به عوامل متعددی نظیر شکل مقاطع، افزودنی‌های به کار رفته در طی روند تولید فولاد در کارخانجات بستگی دارد. مطابق مقررات این مبحث ضریب R_y باید به شرح جدول ۱۰-۳-۲-۱ در نظر گرفته شود.

جدول ۱۰-۳-۲-۱ مقادیر R_y برای انواع تولیدات فولاد

نوع محصول	R_y
مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده	۱/۲۵
سایر مقاطع نوردشده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری	۱/۲۰
مقاطع ساخته‌شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	۱/۱۵

AISC Seismic Provisions:

Section D2
Connections

D2.1 General

D2.2 Bolted Joints

D2.3 Welded Joints

AISC Seismic Provisions:

D2. Connections

D2.1 General

اتصالات، گره ها و ابزار اتصالی که بخشی از سیستم باربر جانبی لرزه ای (SFRS) هستند باید تبعیت کنند از:

i. مقررات بخش اتصالات از الزامات طراحی متعارف(غیرلرزه ای)

و نیز

ii. مقررات اضافی مطرح شده در این بخش.

اتصالات در SFRS باید به گونه ای باشند که یک حالت حدی شکل پذیر در هر دوی اتصال یا اعضای متصل شده، کنترل کننده طراحی باشد.

AISC Seismic Provisions:

D2. Connections

D2.2 Bolted Joints

الزامات اتصالات پیچی:

- کلیهٔ پیچ ها باید از نوع پرمقاومت باشند (A325 or A490)
- اتصالات پیچی را می توان به صورت اتکایی طراحی کرد اما باید به صورت مقاوم به لغزش اجرا نمود
  - پیچ ها باید پیش تنیده شوند
  - سطوح تماس باید الزامات وضعیت سطحی کلاس A را ارضا نمایند
- سوراخ ها: استاندارد یا لوبیایی کوتاه عمود بر راستای نیرو (استثنا: سوراخ های لوبیایی بزرگ شده برای اتصال مهاربندی قطری مجاز است، اما اتصال باید به صورت مقاوم به لغزش طراحی شده و سوراخ بزرگ شده فقط در یک ورق اتصال مجاز است)
- مقاومت اتکایی اسمی برای سوراخ های پیچ نمی تواند بیش از $2.4\, d\, t\, F_u$ باشد.

مقررات لرزه ای مبحث دهم

اتصالات پیچی

۱۰-۳-۳-۳ اتصالات پیچی

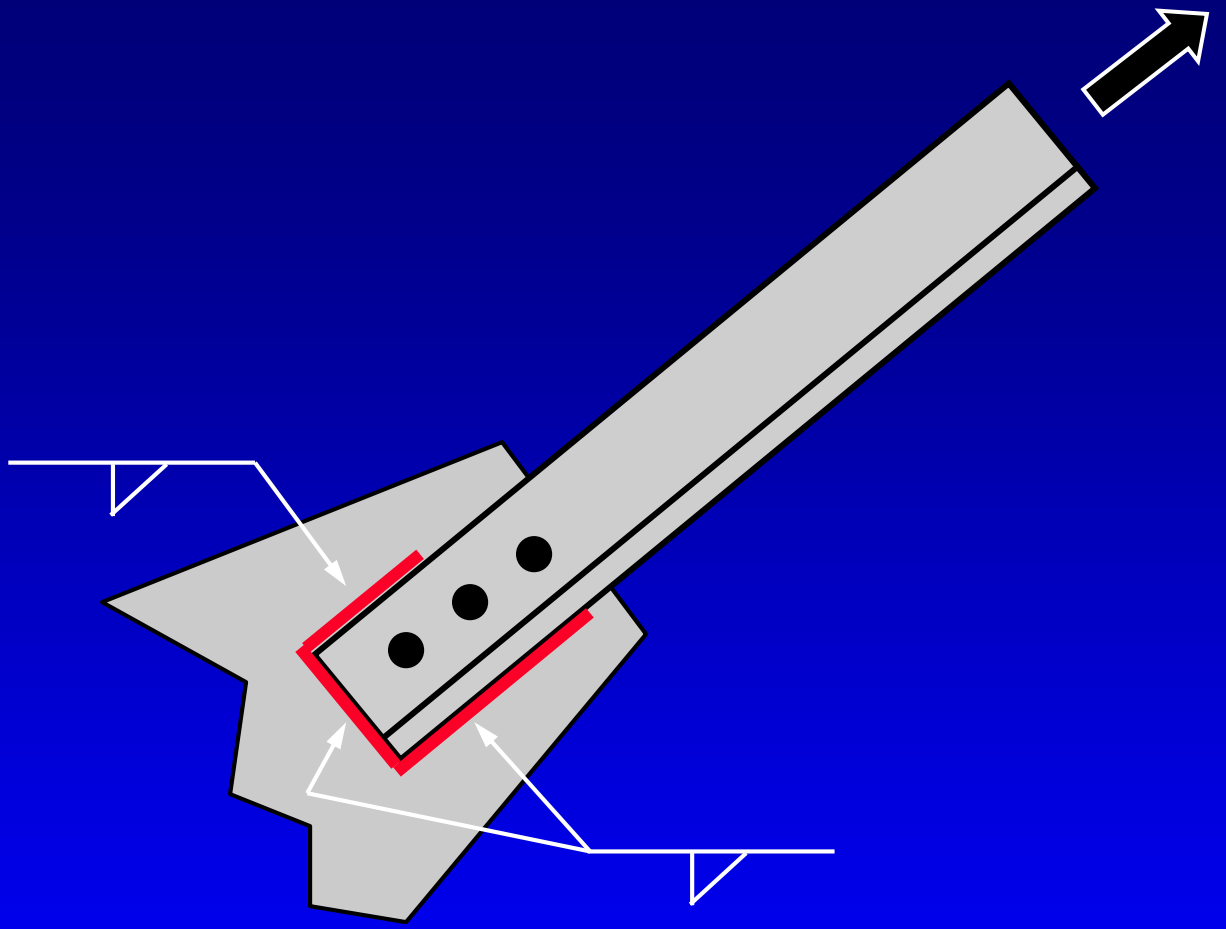
کلیهٔ پیچ‌های مورد استفاده در اتصالات و وصله‌های اعضا سیستم باربر جانبی لرزه‌ای و نیز وصلهٔ ستون‌های غیر باربر جانبی لرزه‌ای، باید با رفتار اصطکاکی و از نوع پرمقاومت باشند و با حداقل بار مندرج در فصل ۱۰-۲ پیش‌تنیده شوند. سوراخ‌ها نیز باید استاندارد یا لوبیایی کوتاه در امتداد عمود بر راستای نیرو باشد.

AISC Seismic Provisions:

D2. Connections

D2.2 Bolted Joints (cont)

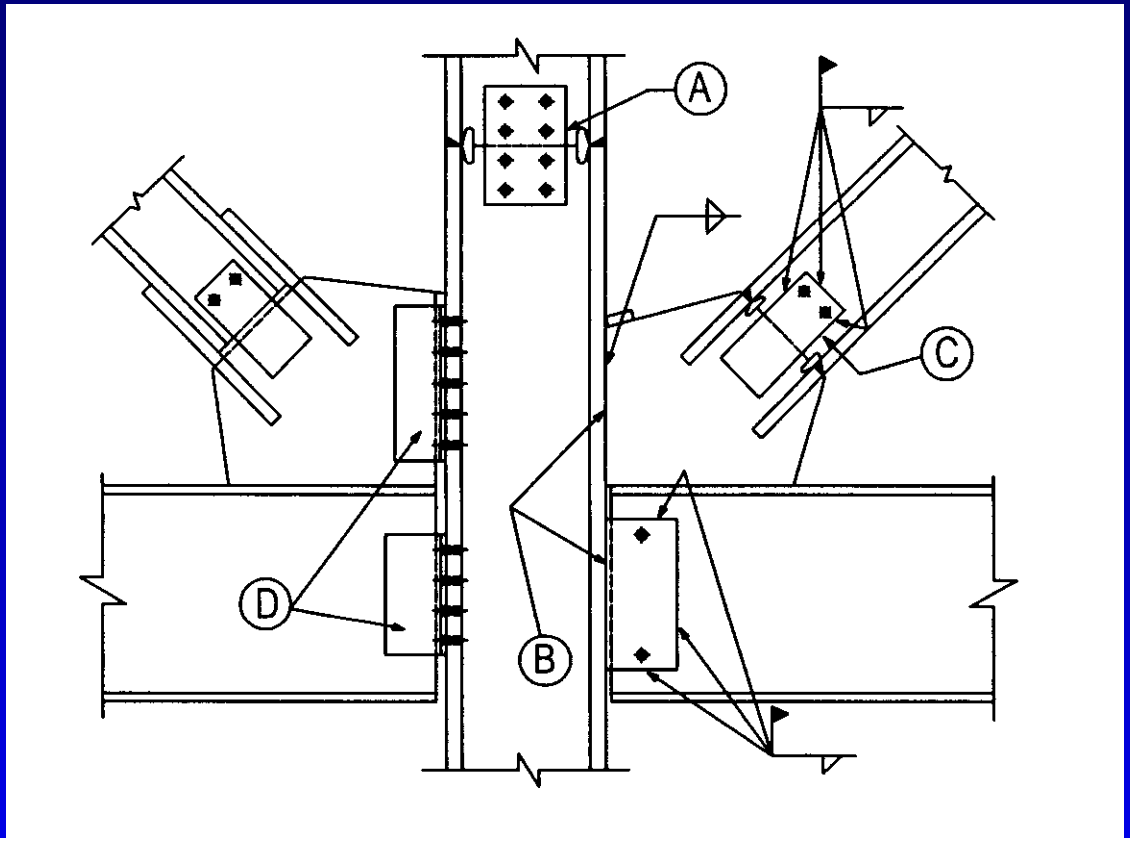
پیچ ها و جوش ها نباید به گونه ای طراحی شوند که در انتقال مولفه نیروی یکسانی در یک اتصال سهیم گردند.



پیچ ها و جوش ها در انتقال نیروی یکسانی سهیم هستند:

غیرمجاز

Fig. C-D2.1. Desirable details that avoid shared forces between welds and bolts.



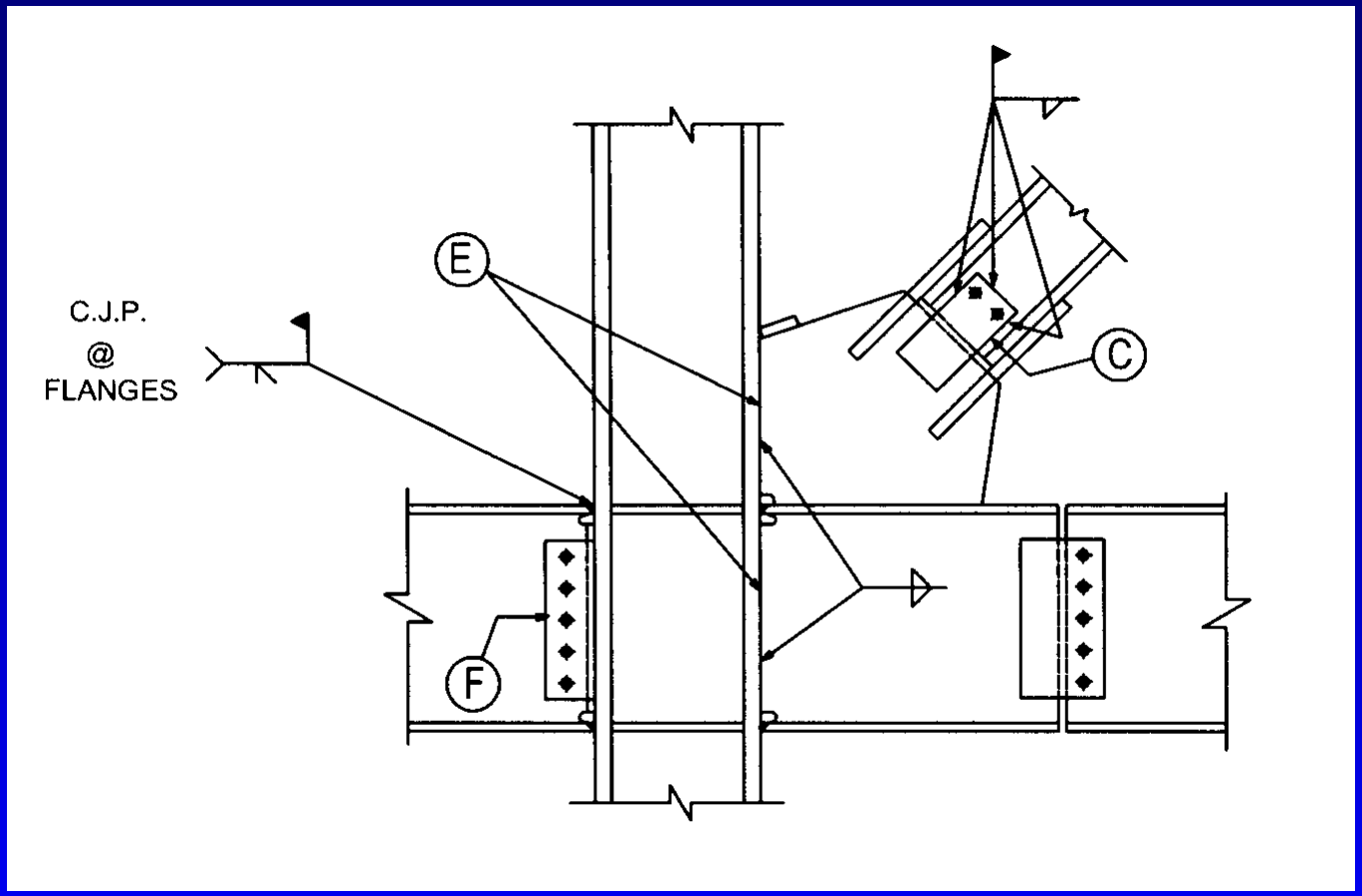
Ⓐ A bolted web connection may be designed to resist column shear while welded flanges resist axial and/or flexural forces.

Ⓑ Connection using both gusset and beam web welded to column allows both elements to participate in resisting the vertical component of the brace force. Note erection bolts may be used to support beam temporarily.

Ⓒ Flanges and web are both welded to resist axial force in combination. Bolts are for erection only.

Ⓓ Both web of beam and gussets are bolted to column allowing sharing of vertical and horizontal forces.

Fig. C-D2.1. Desirable details that avoid shared forces between welds and bolts.



(E) A stub detail allows both gusset and beam web to be shop welded to column. Flanges of supported beam may be welded to transfer flexural and axial forces.

(F) For beam moment connections, bolted webs can resist shear while welded flanges resist flexural and axial forces. (moment connections must meet the requirements of sections 9, 10, or 11 of the provisions as required.)

AISC Seismic Provisions:

D2.3 Welded Joints

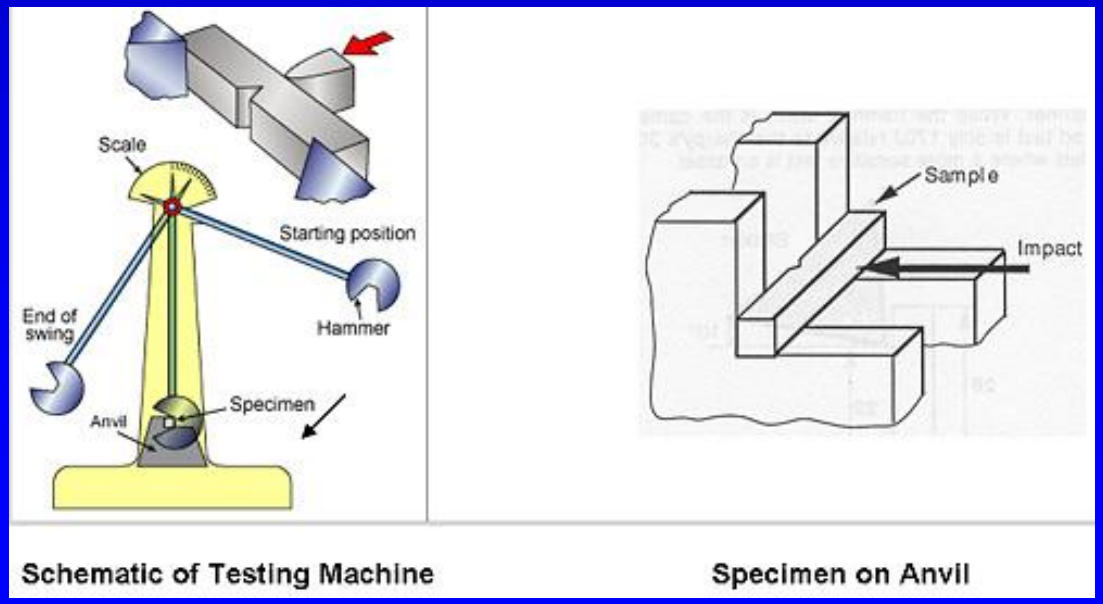
اتصالات جوشی باید بر اساس الزامات متعارف طراحی اتصالات (AISC 360-10 Chapter J ، بند ۱۰-۲-۹ مبحث دهم) طراحی شوند.

AISC Seismic Provisions:

A3.4a Seismic Force Resisting System Welds

مصالح جوش به کار رفته در اعضا و اتصالات سیستم باربر جانبی لرزه ای (SFRS) باید دارای حداقل طاقت نمونه شیار داده شده شارپی زیر باشد:

20 ft-lbs(27 J) at 0 °F (-18°C)



AISC Seismic Provisions:

A3.4b Demand Critical Welds

جوش های نیاز بحرانی – جوش هایی هستند که:

- **در معرض نیاز (تقاضا، demand) خیلی بالایی قرار دارند (تنش های بزرگ در جوش و کرنش های غیرارتجاعی بزرگ در مصالح فلز پایه مجاور جوش)**

و/ یا

- **جوش هایی که در عملکرد لرزه ای قاب دارای اهمیت خاصی هستند**

نمونه هایی از جوش های نیاز بحرانی:

- **جوش های شیاری بال تیر در اتصالات تیر به ستون قاب های خمشی ویژه (SMF)،**
- **و در اتصالات تیر پیوند به ستون در قاب های مهاربندی شده واگرا (EBF)،**
- **جوش های وصله ستون در قاب های خمشی ویژه SMF).**

AISC Seismic Provisions:

A3.4b Demand Critical Welds

جوشهای نیاز بحرانی علاوه بر شرط قبلی بایستی:

جوش هایی که به عنوان جوش نیاز بحرانی طراحی می شوند *باید دارای حداقل طاقت نمونه شیار داده شده شارپی زیر باشند:*

20 ft-lbs(27 J) at -20 °F(-29 °C) (per AWS test methods)

AND

40 ft-lbs(54 J) at 70 °F(20 °C) (per AISC Seismic Provisions)

اتصالات جوشی

۱۰-۳-۳-۲ اتصالات جوشی

مشخصات مصالح جوش به کار رفته در اتصالات و وصله‌های اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای و نیز وصلهٔ ستون‌های غیرباربر جانبی لرزه‌ای باید مطابق شرایط زیر باشد.

۱. فلز جوش با فلز پایه سازگار باشد.

۲. طاقت نمونهٔ شیارداده‌شده شارپی استاندارد فلز جوش در دمای ۱۸- درجه سلسیوس، حداقل ۲۷ ژول باشد.

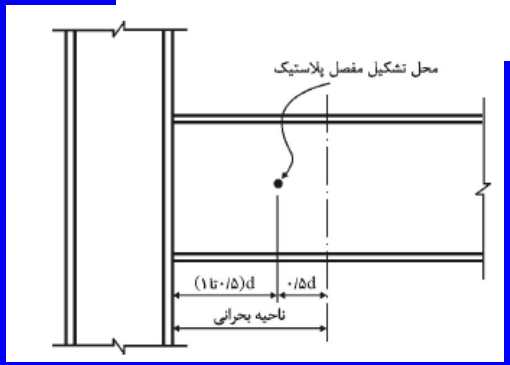
۳. در اتصالات و وصله‌های با جوش نفوذی کامل، در قاب‌های خمشی ویژه و متوسط و تیرهای پیوند قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا، باید علاوه بر دو شرط فوق طاقت نمونه شیار داده شده شارپی استاندارد فلز جوش در دمای ۲۹- درجه سلسیوس حداقل ۲۷ ژول باشد.

ناحیه حفاظت شده اعضا

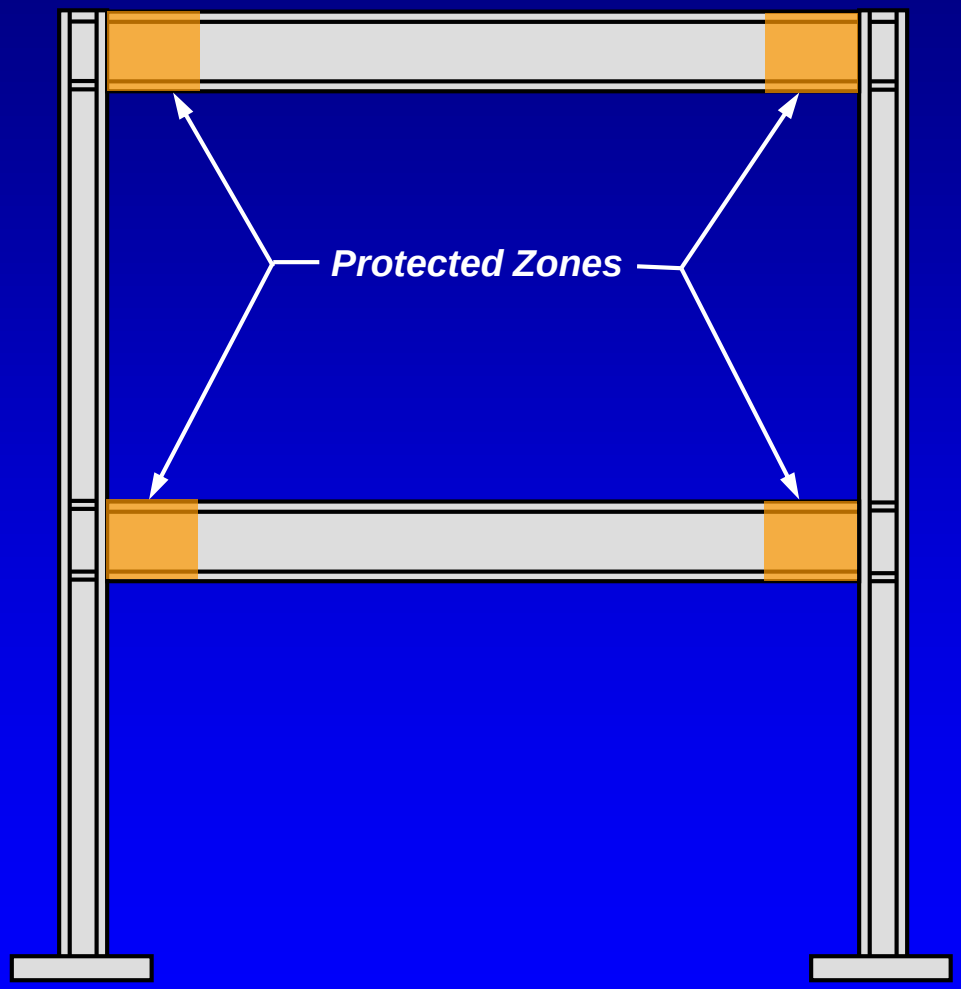
۱۰-۳-۲-۲ ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ اعضا

ناحیهٔ حفاظت‌شده در یک عضو از سازه، که به ناحیهٔ شکل‌پذیر عضو نیز موسوم است، به ناحیه‌ای از عضو اطلاق می‌شود که انتظار می‌رود در آن مفصل پلاستیک تشکیل شود. نظر به اهمیت این ناحیه و رفتار حساس آن در حرکات رفت و برگشتی سازه، این ناحیه باید عاری از هر گونه عملیاتی که موجب دگرگونی عملکرد عضو در این ناحیه می‌شود، باشد. ناحیهٔ حفاظت‌شده در دو انتهای تیر، فاصلهٔ بین بر ستون تا نصف عمق تیر از محل تشکیل مفصل پلاستیک به سمت داخل دهانه در نظر گرفته می‌شود. همچنین ناحیهٔ حفاظت‌شده برای مهاربندی‌های ویژه در تمام طول عضو و برای تیرهای پیوند قاب‌های مهاربندی‌شدهٔ واگرا تمام طول آن می‌باشد.

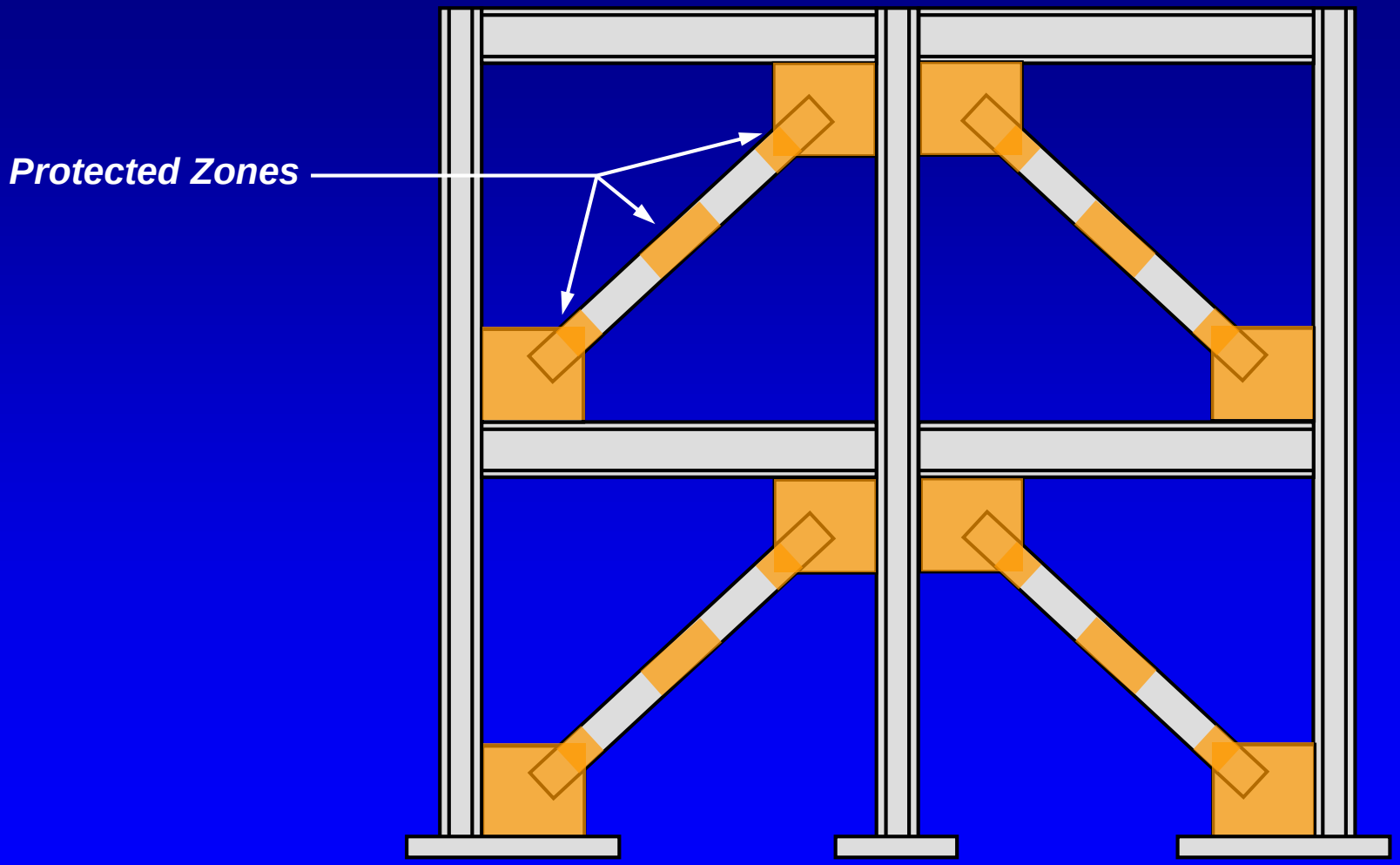
تبصره: در مهاربندهای همگرای ویژهٔ ضربدری ناحیهٔ حفاظت‌شده را می‌توان فاصلهٔ بین انتهای اتصال در محل ضربدری و انتهای عضو مهاربندی در نظر گرفت.



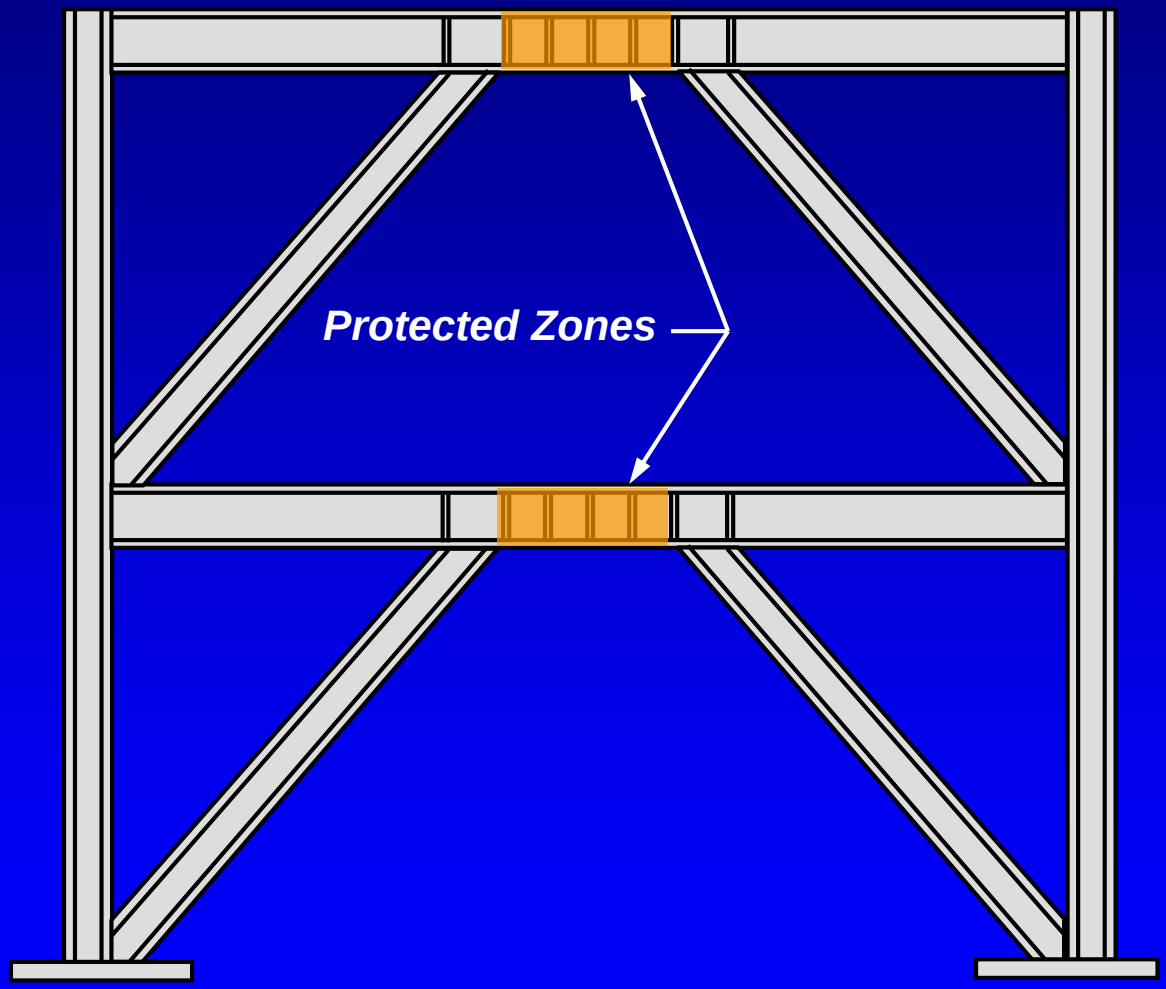
Examples of *Protected Zones:* SMF



Examples of *Protected Zones:* SCBF



Examples of *Protected Zones:* EBF



ناحیه حفاظت شده اعضا

نظر به اهمیت ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ اعضا در تأمین شکل‌پذیری مورد نیاز، الزامات عمومی که باید در جزئیات‌بندی ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ اعضا در نظر گرفته شوند به شرح زیر است.

۱. به کار بردن وصلهٔ مستقیم یا غیرمستقیم جوشی یا پیچی نیمرخ‌ها یا ورق‌های تشکیل‌دهندهٔ عضو در ناحیهٔ حفاظت‌شده ممنوع است.

۲. هر گونه ناپیوستگی ناشی از عملیات ساخت و نصب مانند جوش‌های موضعی، وسایل کمکی برای نصب، ناصافی‌های ناشی از برش‌های حرارتی در ناحیهٔ حفاظت‌شده ممنوع بوده و در صورت وجود باید به نحو مناسبی بر طرف شده و تعمیر گردد.

۳. خال‌جوش‌کردن ورق‌های ذوزنقه‌ای تیرهای مختلط و نیز جوش برشگیرهای از نوع گل‌میخ در تیرهای مختلط در ناحیهٔ حفاظت‌شده، در صورت تأمین الزامات بخش ۱۰-۳-۱۳ مجاز است.

AISC Seismic Provisions:

D1. Member Requirements

D1.3 Protected Zone

Portions of the SFRS designated as a *Protected Zone*, shall comply with the following:

- No welded shear studs are permitted.
- No decking attachments that penetrate the beam flange are permitted (no powder actuated fasteners); but, decking arc spot welds are permitted.
- No welded, bolted, screwed, or shot-in attachments for edge angles, exterior facades, partitions, duct work, piping, etc are permitted.
- Discontinuities from fabrication or erection operations (such as tack welds, erection aids, etc) shall be repaired.

مقطع فشرده لرزه ای (طبق مبحث دهم)

۱۰-۳-۴ الزامات لرزه‌ای کمانش موضعی

در سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد و متوسط که از آنها انتظار تحمل تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه می‌رود، برای مقاطع اعضا ضوابط سخت‌گیرانه‌تری در رابطه با کمانش موضعی بال‌ها و جان اعمال می‌شود. در نتیجه برای نسبت پهنا یا ارتفاع به ضخامت اجزا در اعضای تحت فشار، یا فشار و خمش رعایت اعداد کوچکتری مقرر می‌گردد. در اینگونه سیستم‌های سازه‌ای تعریف جدیدی از مقطع فشرده، موضوع بخش ۱۰-۲-۲ در فصل دوم، جانشین تعریف قبلی می‌گردد و با نام مقطع فشردهٔ لرزه‌ای معرفی می‌شود.

مقطع فشردهٔ لرزه‌ای همان تعریف مقطع فشرده بخش ۱۰-۲-۲ را دارد، با این تفاوت که در آن نسبت پهنا یا ارتفاع به ضخامت اجزای مقطع برای سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد و متوسط به اعدادی که در جدول ۱۰-۳-۴-۱ عنوان شده، محدود می‌گردد.

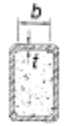
کاربرد مقاطع فشرده در سازه‌های با شکل‌پذیری‌های مختلف در بخش‌های مربوطه آورده شده است.

مقطع فشرده لرزه ای (طبق مبحث دهم)

جدول ۱۰-۳-۴-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

		شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
				λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با یک لبه مشکی	۱	بال‌های مقاطع I شکل نوردشده و ساخته‌شده از ورق، ناودانی‌ها، سپری‌ها، ساق نبشی‌های تک و نبشی‌های دوبل با فاصله و ساق برجسته نبشی‌های دوبل به هم چسبیده	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	۲	بال‌های مقاطع شمع‌های H شکل	b/t	کاربرد ندارد.	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	۳	تیغه (جان) مقاطع سپری	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.3\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [۱]	
اجزای با دو لبه مشکی	۴	بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS)	b/t	$0.64\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [۳]	$0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [۲]	
		بال‌های مقاطع قوطی شکل ساخته‌شده از ورق	b/t			
		ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی‌شده وقتی به عنوان مهاربند به کار می‌رود.	d/t			
	۵	جان مقاطع I شکل نوردشده و ساخته‌شده از ورق وقتی به عنوان مهاربند به کار می‌روند.	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	۶	جان مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق وقتی به عنوان تیر یا ستون به کار می‌روند.	h/t_w	برای $C_a \le 0.125$: $2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-0.93C_a)$ برای $C_a > 0.125$: $0.77\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.93-C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	برای $C_a \le 0.125$: $2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}(1-2.75C_a)$ برای $C_a > 0.125$: $1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.33-C_a) \ge 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
		ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی شده وقتی به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند	h/t	که در آن: $C_a=\frac{P_u}{\phi_c P_y}$	که در آن: $C_a=\frac{P_u}{\phi_c P_y}$	
		جان مقاطع I شکل قوطی شکل ساخته شده از ورق هرگاه به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند.	h/t			

مقطع فشرده لرزه ای (طبق مبحث دهم)

۷	جان مقاطع شمع‌های H شکل	h/t_w	کاربرد ندارد	$0/94\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۸	جان مقاطع لوله‌ای	D/t	$0/044\frac{E}{F_y}$ [۲]	$0/038\frac{E}{F_y}$	
۹	بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی‌شکل پرشده با بتن	b/t	$2/26\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1/4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۰	جداره‌های مقاطع توخالی دایره‌ای شکل پرشده با بتن	D/t	$0/15\frac{E}{F_y}$	$0/076\frac{E}{F_y}$	

یادداشت:

[۱] *برای مقاطع سپری محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برای اعضای با شکل‌پذیری زیاد می‌تواند تا* $0/38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ *افزایش یابد مشروط بر اینکه، کمانش عضو فشاری حول صفحهٔ جان‌سپری باشد و در اتصال انتهای عضو، انتقال بار محوری فقط از طریق وجه بیرونی بال سپری صورت گرفته باشد.*

[۲] *در مقاطع I شکل قوطی‌شده و مقاطع قوطی‌شکل ساخته‌شده از ورق اگر به عنوان ستون مورد استفاده قرار گیرند، محدودیت نسبت پهنا به ضخامت دراعضای با شکل‌پذیری زیاد می‌تواند به* $0/6\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ *محدود شود.*

[۳] *نسبت پهنا به ضخامت در بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و بال‌های مقاطع قوطی‌شکل ساخته شده از ورق در صورتی‌که به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار گیرند، می‌تواند به* $1/12\sqrt{E/F_y}$ *محدود شود.*

[۴] *در صورتی‌که مقاطع توخالی دایره‌ای شکل به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار گیرند، نسبت قطر به ضخامت در اعضای با شکل‌پذیری متوسط می‌تواند به* $0/07E/F_y$ *محدود شود.*

AISC Seismic Provisions:

Section D1
Member Requirements

D1.1 Member Requirements: Classification of Sections for Ductility

D1.1a Section Requirements for Ductile Members

D1.1b Width-to-Thickness Limitations of Steel and Composite Sections

AISC Seismic Provisions:

D1.1 Member Requirements: Classification of Sections for Ductility

الزامات لرزه ای مقاطع اعضا: طبقه بندی اعضا برای شکل پذیری

کمانش موضعی اعضا می تواند تاثیر قابل ملاحظه ای بر مقاومت و شکل پذیری عضو داشته باشد.

اعضایی از سیستم باربر جانبی لرزه ای(SFRS) که انتظار میرود عملکرد غیرارتجاعی قابل توجهی را تجربه نمایند (مثلا تیرها در SMF، مهاربندها در SCBF و تیرهای پیوند در EBF و ....) باید محدودیت های نسبت عرض به ضخامت شدیدتری را برآورده سازند تا تامین شکل پذیری کافی، قبل از وقوع کمانش موضعی تضمین گردد.

چنین اعضایی به اعضای با شکل پذیری بالا ***(Highly Ductile)*** و اعضای با شکل پذیری متوسط ***(Moderately Ductile)*** طبقه بندی می شوند.

AISC Seismic Provisions:

D1.1a Section Requirements for Ductile Members

الزامات مقطع برای اعضای شکل پذیر

مقاطع سازه های فولادی برای اعضای با شکل پذیری متوسط و اعضای با شکل‌پذیری زیاد باید بال هایشان به طور پیوسته به جان یا جان ها متصل گردد.

AISC Seismic Provisions:

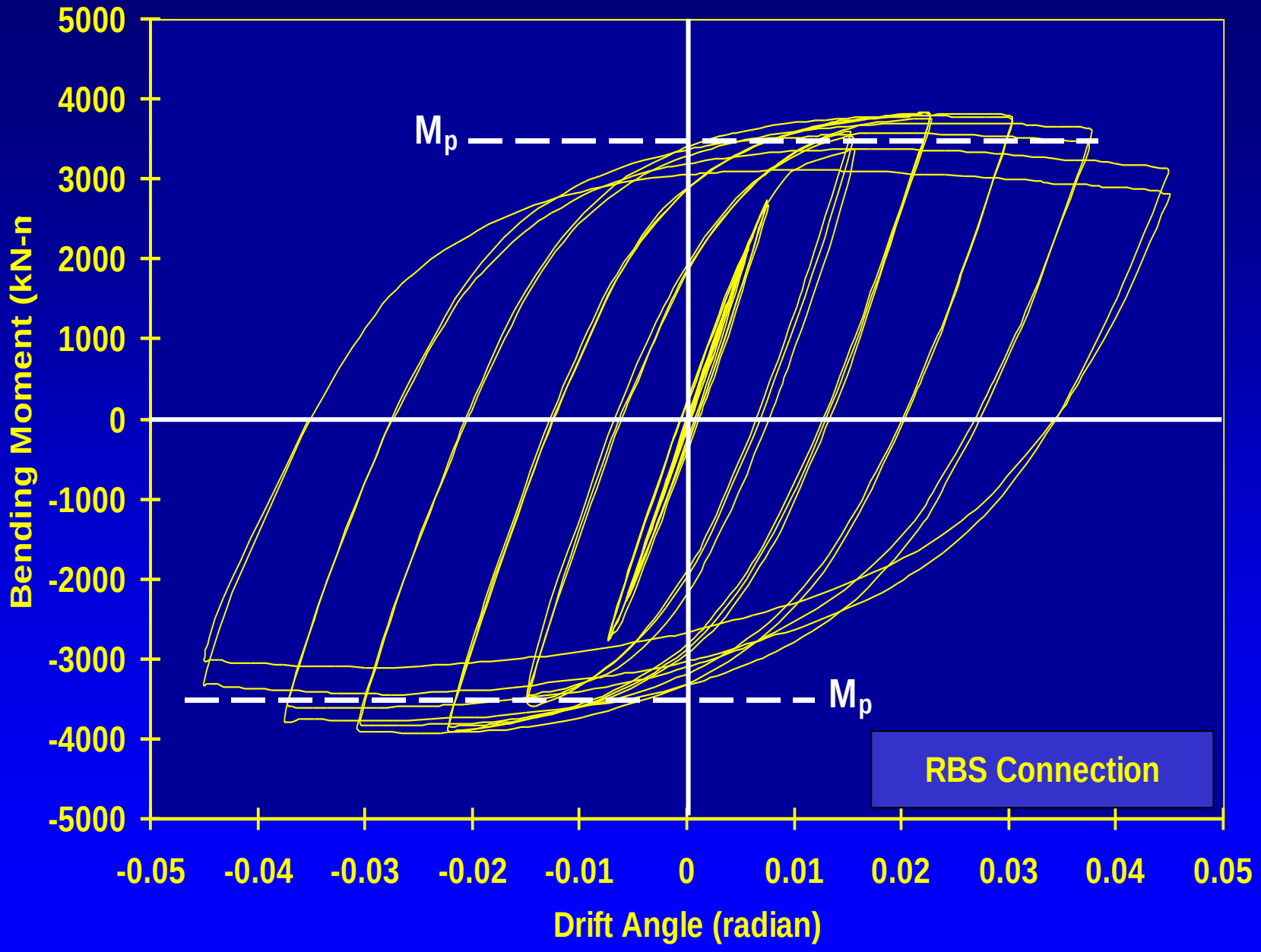
D1.1b Width-to-Thickness Limitations of Steel and Composite Sections

محدودیت های عرض به ضخامت برای مقاطع فولادی و مرکب

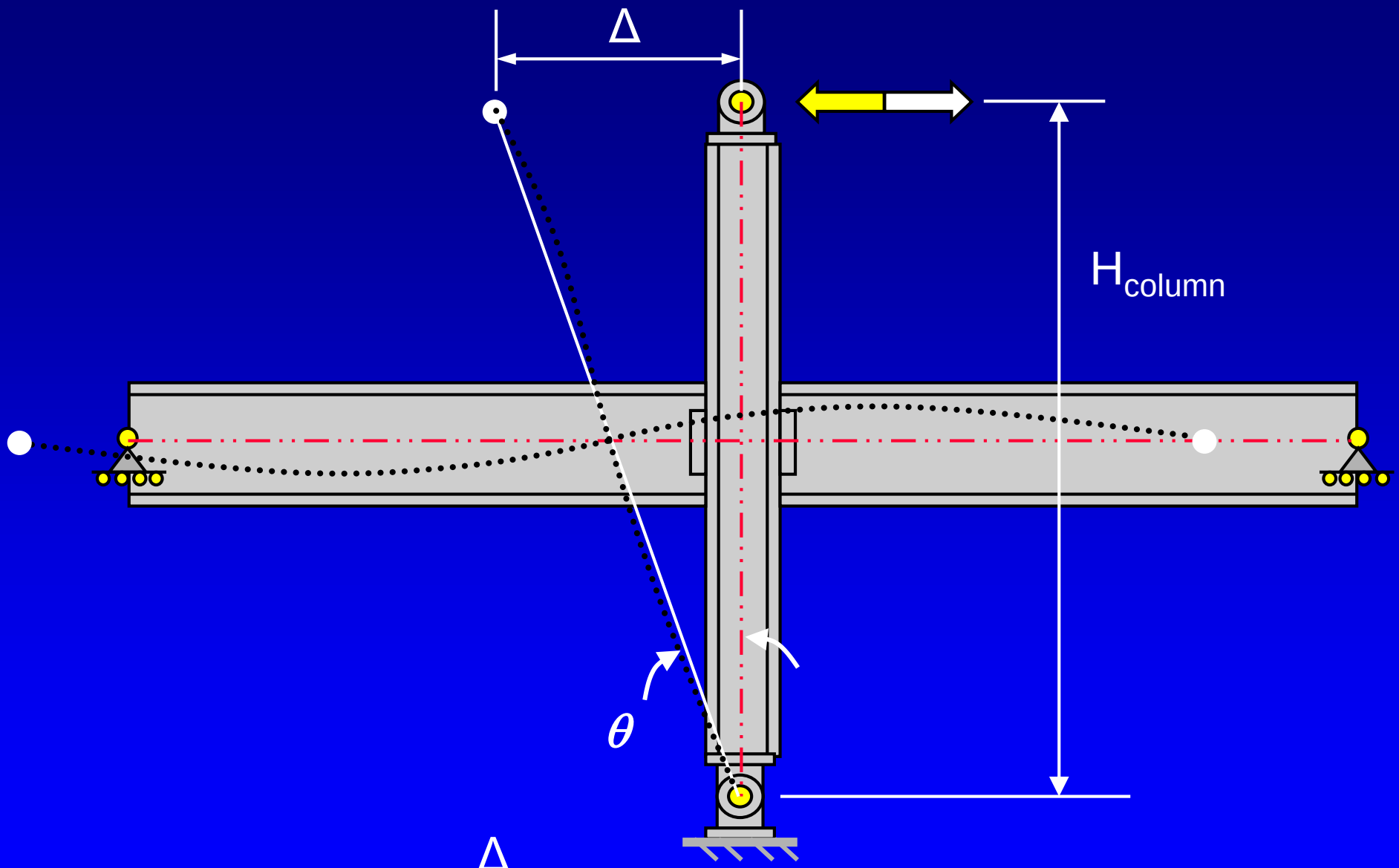
برای اعضایی که به عنوان اعضای با شکل پذیری متوسط طراحی می شوند، نسبت های عرض به ضخامت اجزای فشاری نباید از مقدار حدی نسبت عرض به ضخامت، λ_{md}، جدول D1.1 تجاوز نماید.

برای اعضایی که به عنوان اعضای با شکل پذیری بالا طراحی می شوند، نسبت های عرض به ضخامت اجزای فشاری نباید از مقدار حدی نسبت عرض به ضخامت، λ_{hd}، جدول D1.1 تجاوز نماید.

Local buckling of a moment frame beam with highly ductile compactness ($\lambda < \lambda_{hd}$).....


5000
4000
3000
2000
1000
0
-1000
-2000
-3000
-4000
-5000
Bending Moment (kN-n
Mp
Mp
RBS Connection
-0.05
-0.04
-0.03
-0.02
-0.01
0
0.01
0.02
0.03
0.04
0.05
Drift Angle (radian)

Typical Interior Subassemblage



Interstory Drift Angle $\theta = \frac{\Delta}{H_{column}}$

Chapter K

Testing Requirements - Loading History

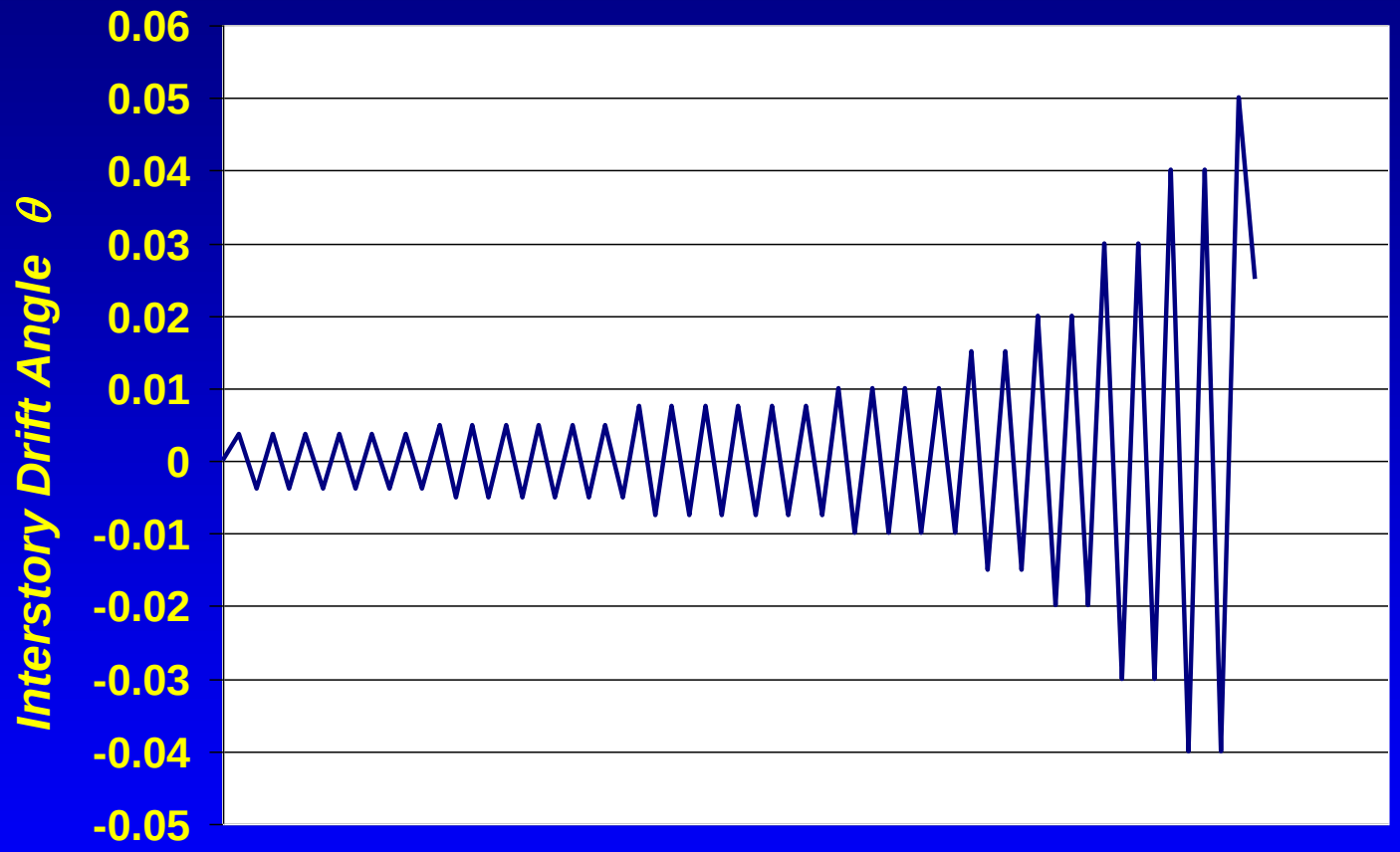
Apply the following loading history:

6 cycles at	$\theta = \pm 0.00375$ rad.
6 cycles at	$\theta = \pm 0.005$ rad.
6 cycles at	$\theta = \pm 0.0075$ rad.
4 cycles at	$\theta = \pm 0.01$ rad.
2 cycles at	$\theta = \pm 0.015$ rad.
2 cycles at	$\theta = \pm 0.02$ rad.
2 cycles at	$\theta = \pm 0.03$ rad.
2 cycles at	$\theta = \pm 0.04$ rad.

continue at increments of ± 0.01 rad, with two cycles of loading at each step

Chapter K

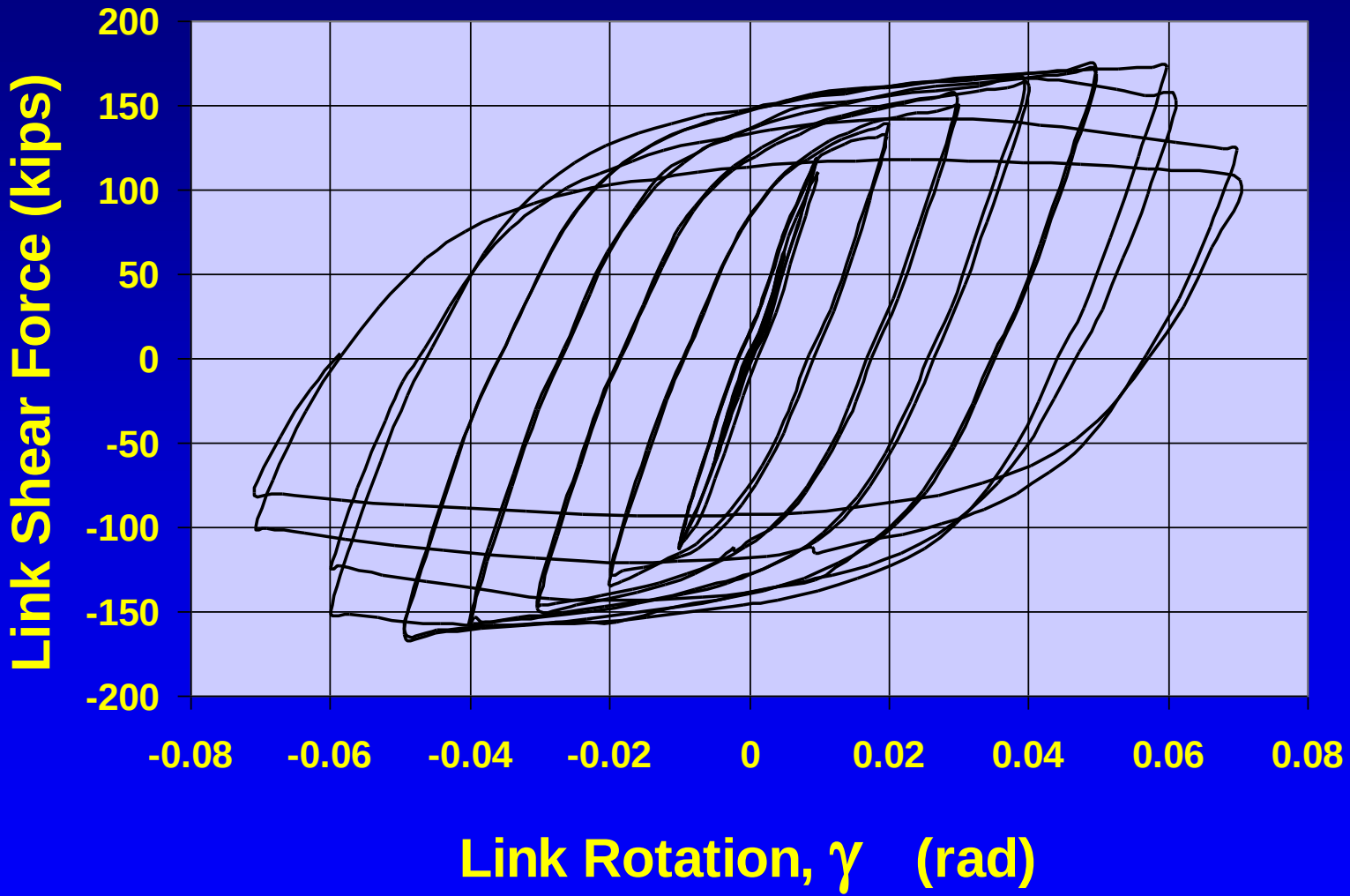
Testing Requirements - Loading History



Acceptance Criteria for SMF Beam-to-Column Connections:

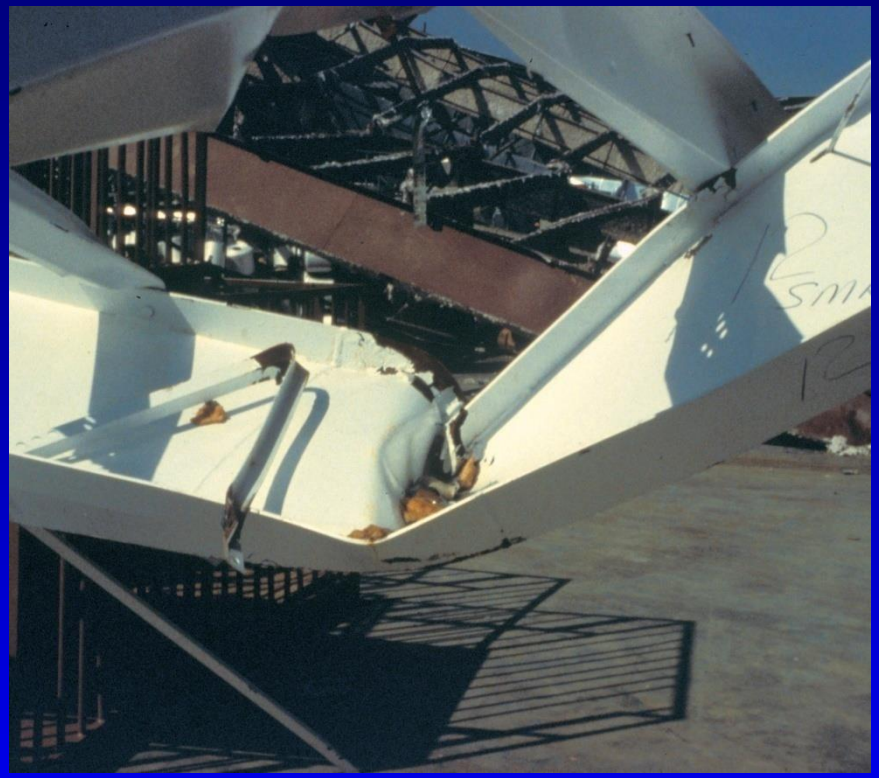
After completing at least one loading cycle at ± 0.04 radian, the measured flexural resistance of the connection, measured at the face of the column, must be at least 0.80 M_p of the connected beam

Local buckling of a shear yielding EBF link with highly ductile compactness ($\lambda < \lambda_{hd}$) .....


Link Shear Force (kips)
200
150
100
50
0
-50
-100
-150
-200
-0.08
-0.06
-0.04
-0.02
0
0.02
0.04
0.06
0.08
Link Rotation, γ (rad)

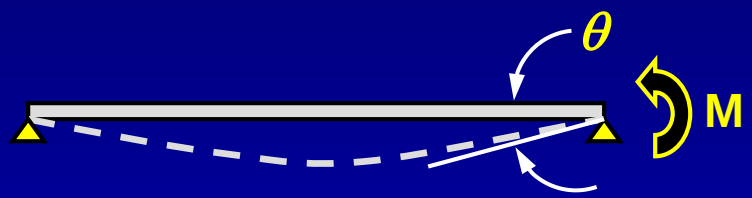
Local buckling of an HSS column....

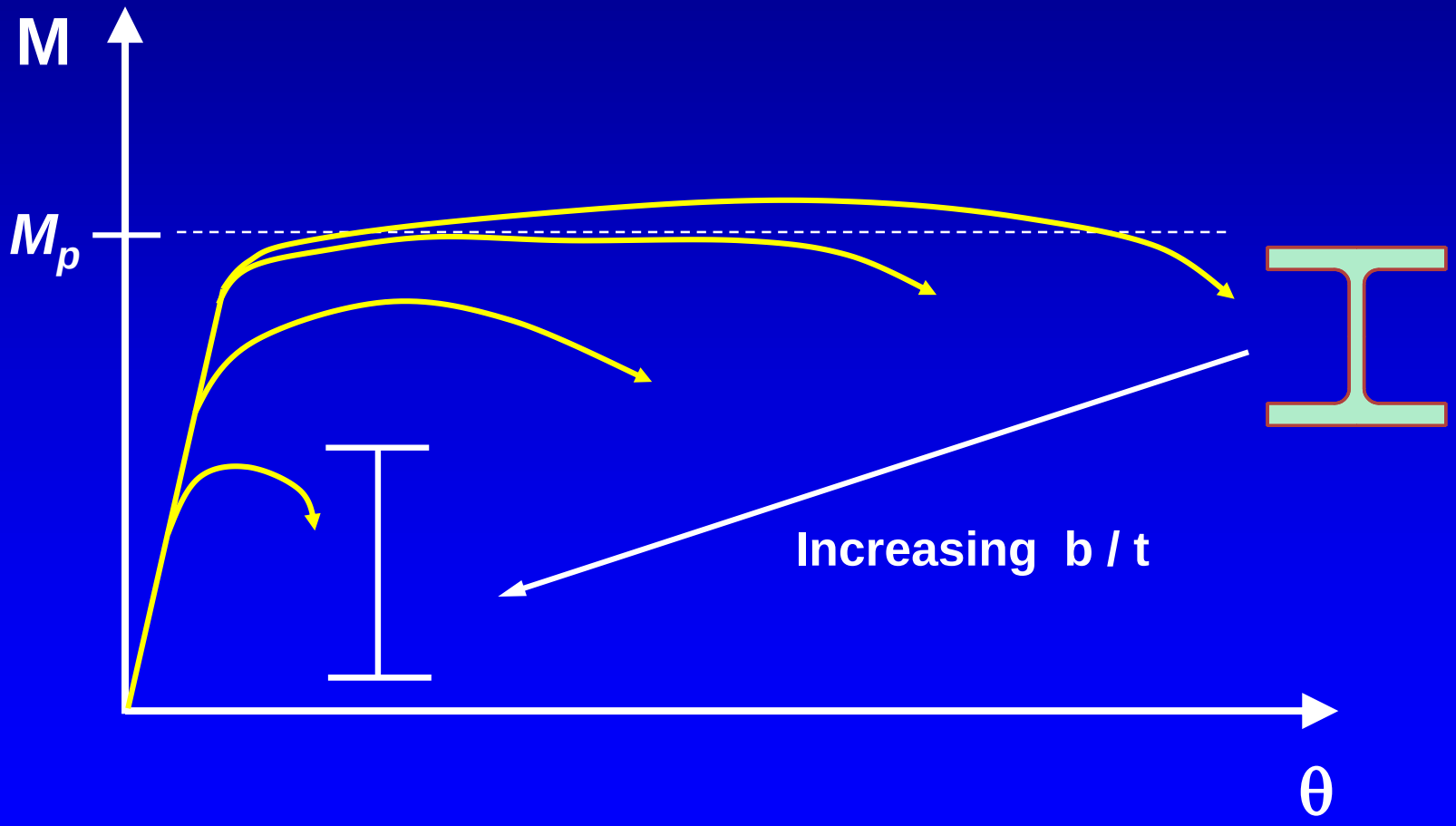
Local buckling of an HSS brace.....



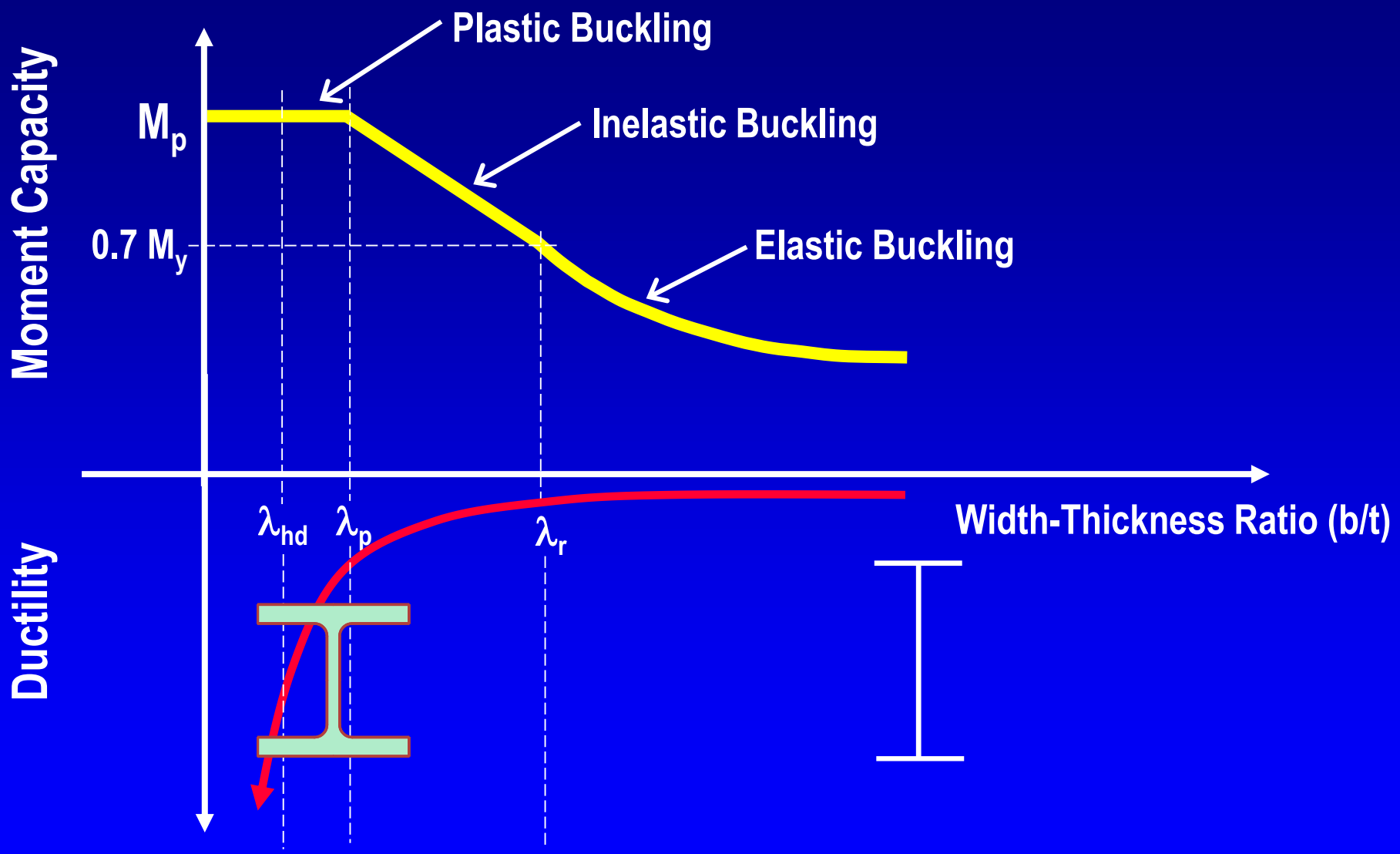
Local buckling of noncompact and slender element sections

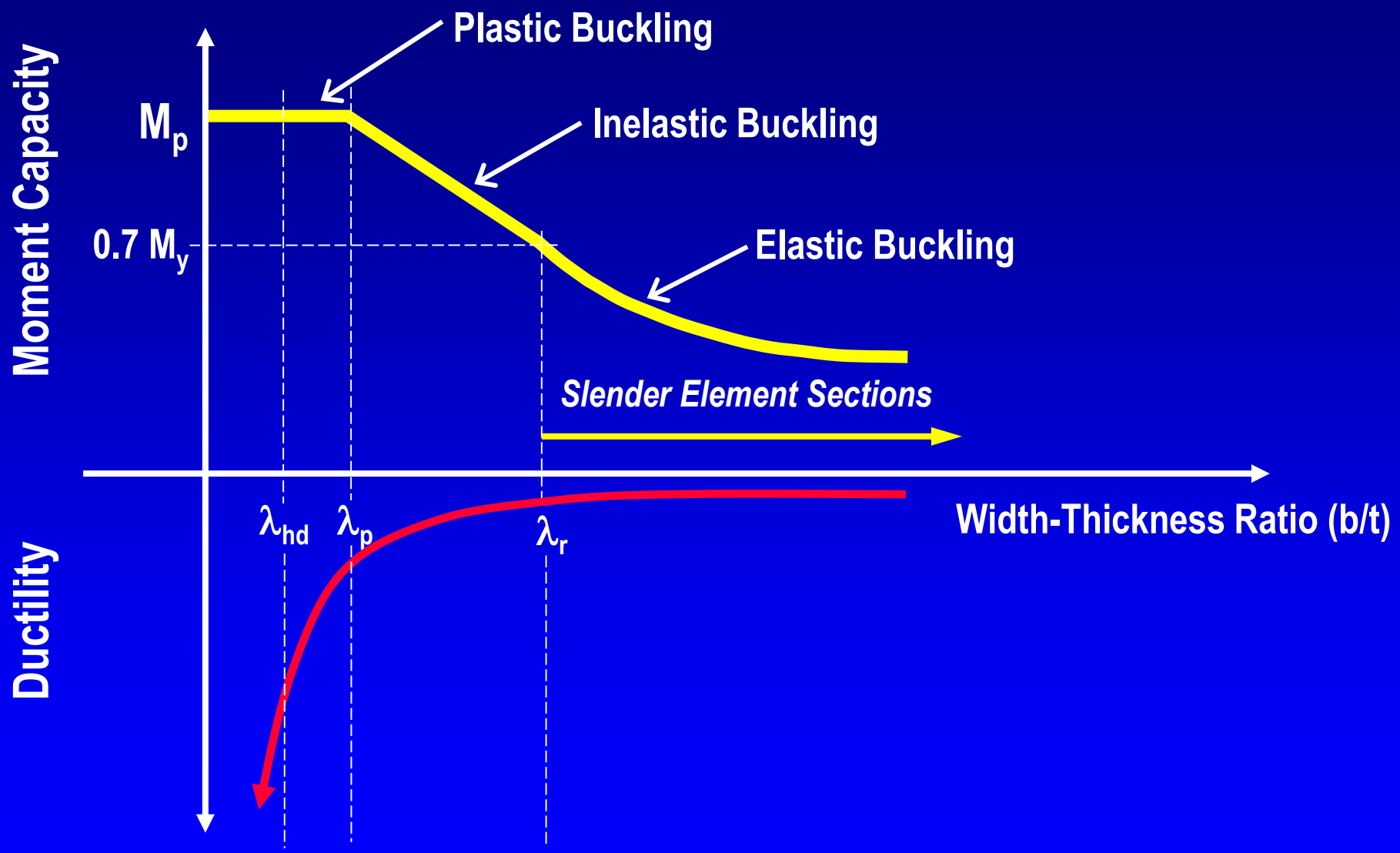
اثر کمانش موضعی بر مقاومت خمشی و شکل پذیری

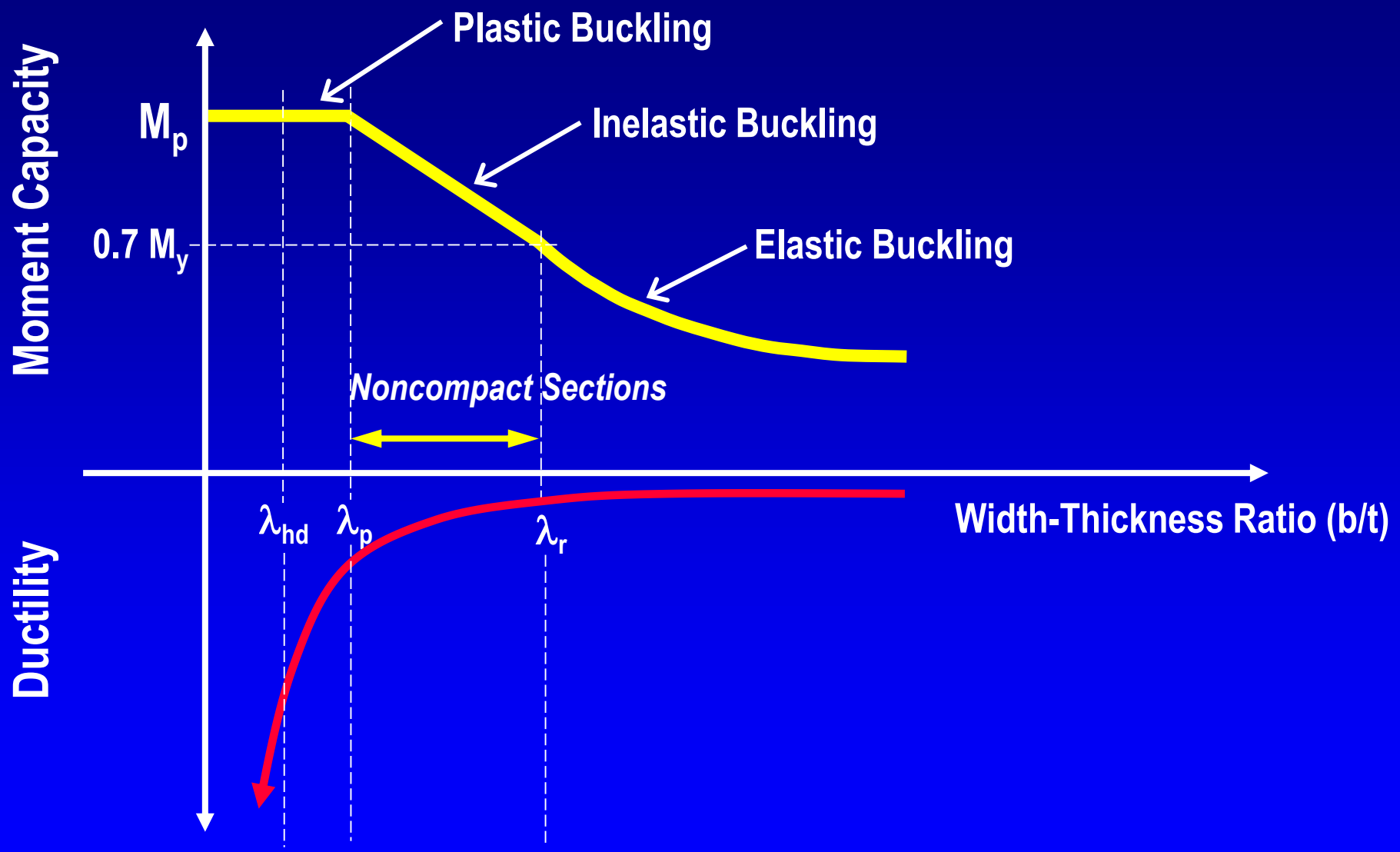


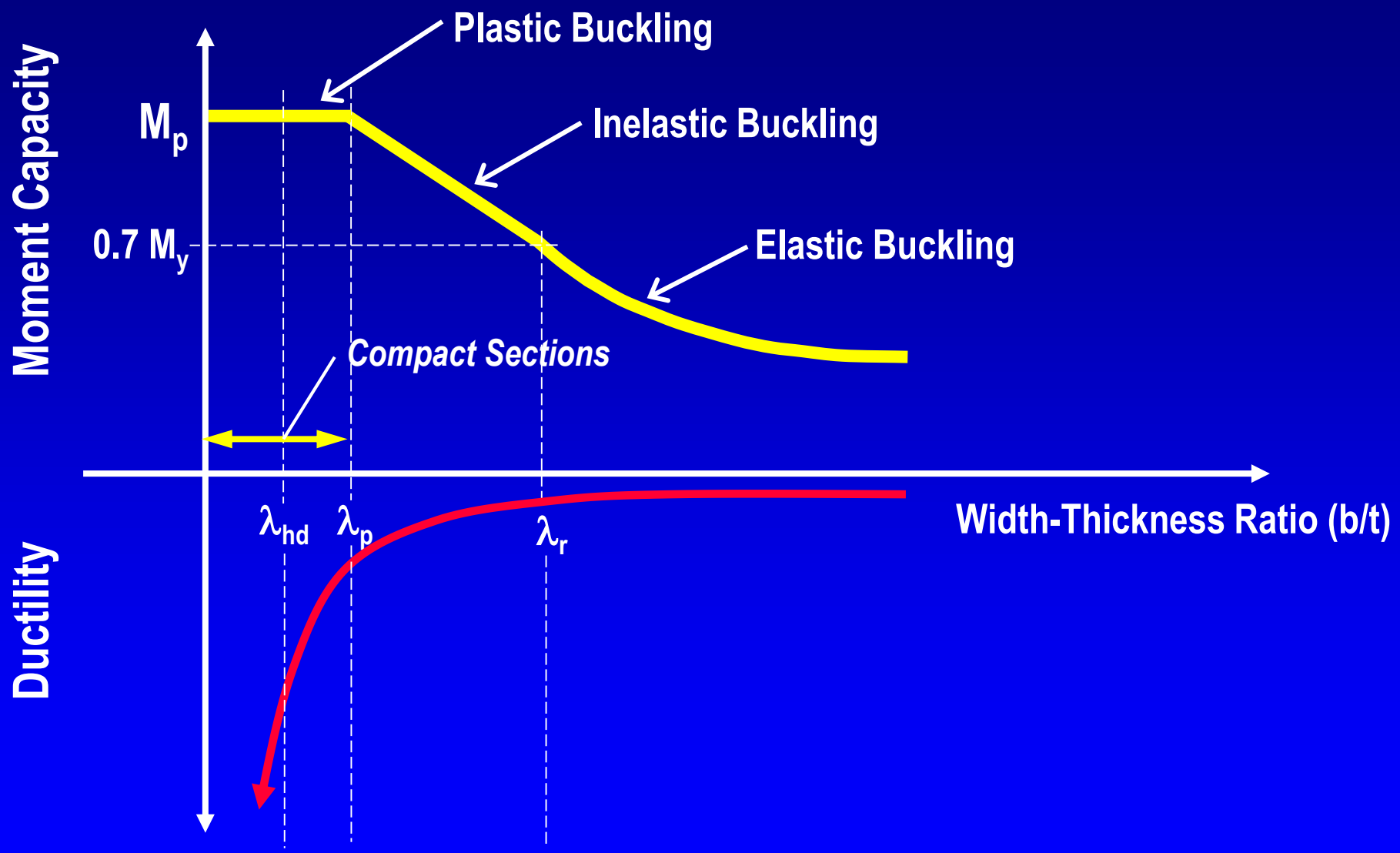


اثر کمانش موضعی بر مقاومت خمشی و شکل پذیری




Plastic Buckling
Inelastic Buckling
Elastic Buckling
Slender Element Sections
Moment Capacity
M_p
0.7 M_y
λ_{hd}
λ_p
λ_r
Width-Thickness Ratio (b/t)
Ductility


Plastic Buckling
Inelastic Buckling
Elastic Buckling
Moment Capacity
M_p
0.7 M_y
Noncompact Sections
λ_{hd}
λ_p
λ_r
Width-Thickness Ratio (b/t)
Ductility


Plastic Buckling
Inelastic Buckling
Elastic Buckling
Moment Capacity
M_p
0.7 M_y
Compact Sections
λ_{hd}
λ_p
λ_r
Width-Thickness Ratio (b/t)
Ductility

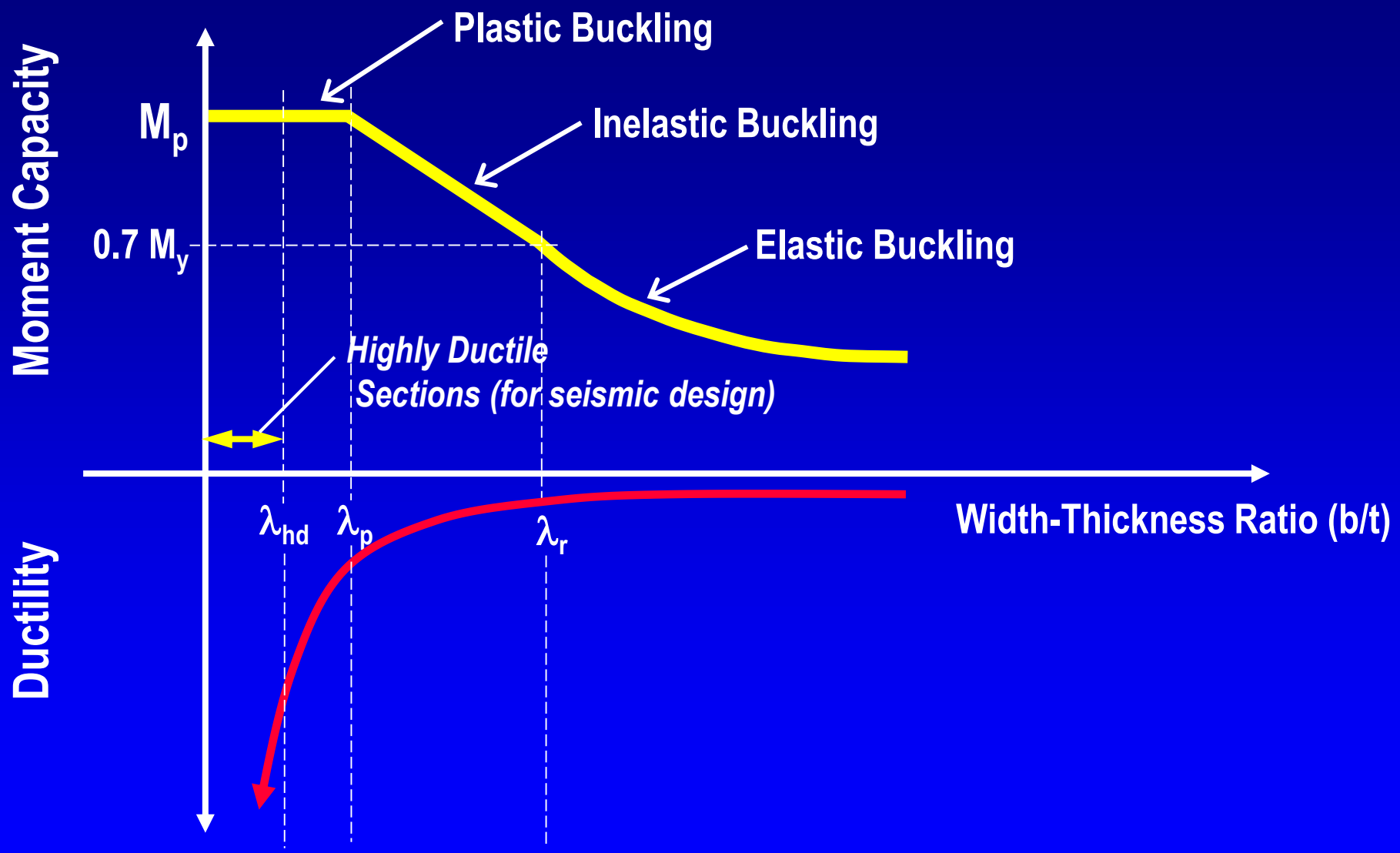

Plastic Buckling
Inelastic Buckling
Elastic Buckling
Moment Capacity
M_p
0.7 M_y
Highly Ductile Sections (for seismic design)
λ_{hd}
λ_p
λ_r
Width-Thickness Ratio (b/t)
Ductility

TABLE D1.1
Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements For Moderately Ductile and Highly Ductile Members

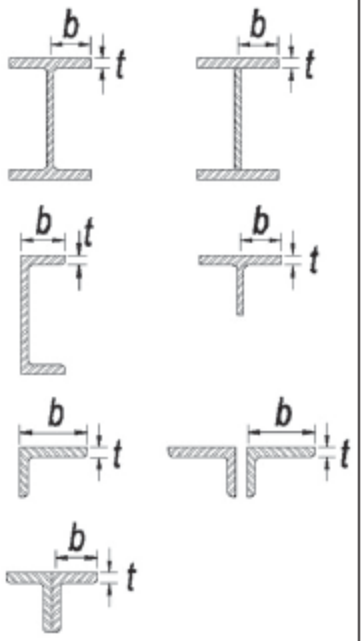
	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements	Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t	$0.30\sqrt{E / F_y}$	$0.38\sqrt{E / F_y}$	

TABLE D1.1
Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements For Moderately Ductile and Highly Ductile Members

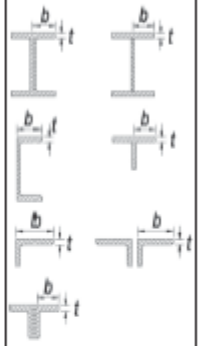
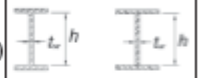
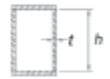
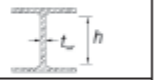
	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements	Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
	Flanges of H-pile sections per Section D4	b/t	$0.45\sqrt{E/F_y}$	not applicable	
	Stems of tees	d/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$ [a]	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
Stiffened Elements	Walls of rectangular HSS	b/t	$0.55\sqrt{E/F_y}$ [b]	$0.64\sqrt{E/F_y}$ [c]	
	Flanges of boxed I-shaped sections and built-up box sections	b/t			
	Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces	h/t			
	Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as diagonal braces	h/t_w	$1.49\sqrt{E/F_y}$	$1.49\sqrt{E/F_y}$	

TABLE D1.1 (CONTINUED)
Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements For Moderately Ductile and Highly Ductile Members

	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Stiffened Elements	Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as beams or columns[d]	h/t_w	For $C_a \le 0.125$ $2.45\sqrt{E/F_y}(1-0.93C_a)$	For $C_a \le 0.125$ $3.76\sqrt{E/F_y}(1-2.75C_a)$	
	Side plates of boxed I-shaped sections used as beams or columns	h/t	For $C_a > 0.125$ $0.77\sqrt{E/F_y}(2.93-C_a)$ $\ge 1.49\sqrt{E/F_y}$	For $C_a > 0.125$ $1.12\sqrt{E/F_y}(2.33-C_a)$ $\ge 1.49\sqrt{E/F_y}$	
	Webs of built-up box sections used as beams or columns	h/t	where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD)	where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD)	
	Webs of H-Pile sections	h/t_w	$0.94\sqrt{E/F_y}$	not applicable	
	Walls of round HSS	D/t	$0.038E/F_y$	$0.044E/F_y$ [e]	
Composite Elements	Walls of rectangular filled composite members	b/t	$1.4\sqrt{E/F_y}$	$2.26\sqrt{E/F_y}$	
	Walls of round filled composite members	D/t	$0.076E/F_y$	$0.15E/F_y$	

[a] For tee shaped compression members, the limiting width-to-thickness ratio for highly ductile members for the stem of the tee can be increased to $0.38\sqrt{E/F_y}$ if either of the following conditions are satisfied:
(1) Buckling of the compression member occurs about the plane of the stem.
(2) The axial compression load is transferred at end connections to only the outside face of the flange of the tee resulting in an eccentric connection that reduces the compression stresses at the tip of the stem.

[b] The limiting width-to-thickness ratio of flanges of boxed I-shaped sections and built-up box sections of columns in SMF systems shall not exceed $0.6\sqrt{E/F_y}$.

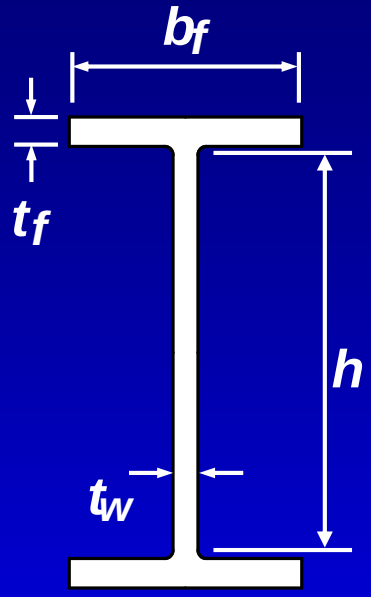
[c] The limiting width-to-thickness ratio of walls of rectangular *HSS* members, flanges of boxed I-shaped sections and flanges of built-up box sections used as beams or columns shall not exceed $1.12\sqrt{E/F_y}$.

[d] For I-shaped beams in *SMF* systems, where C_a is less than or equal to 0.125, the limiting ratio h/t_w shall not exceed $2.45\sqrt{E/F_y}$. For I-shaped beams in IMF systems, where C_a is less than or equal to 0.125, the limiting width-to-thickness ratio shall not exceed $3.76\sqrt{E/F_y}$.

[e] The limiting diameter-to-thickness ratio of round *HSS* members used as beams or columns shall not exceed $0.07E/F_y$.

اثر کمانش موضعی بر شکل پذیری

For *highly ductile* flexural response:



Example: W-Shape

Beam Flanges

Highly Ductile Compactness:

$$\frac{b_f}{2t_f} \le 0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

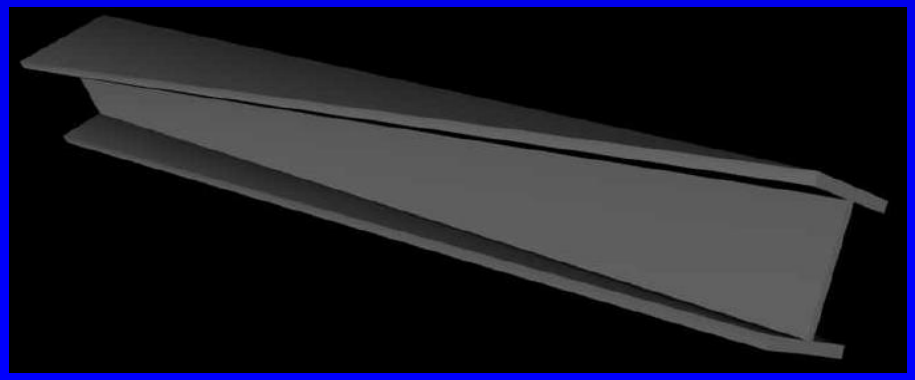
Beam Web

Highly Ductile Compactness:

$$\frac{h}{t_w} \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

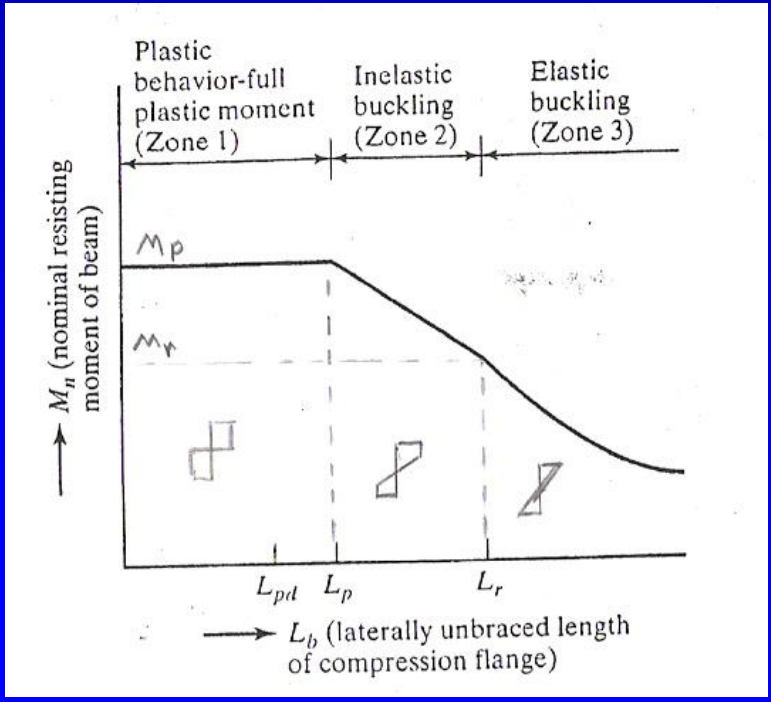
کمانش پیچشی جانبی Lateral Torsional Buckling

- بال فشاری تیر مانند یک ستون عمل می‌کند و در صورت عدم تامین مهار جانبی کافی ممکن است کمانه کند.
- پدیده کمانش بال فشاری تیر را کمانش پیچشی-جانبی می‌نامند بروز این پدیده باعث کاهش ظرفیت لنگر خمشی عضو تیر می‌شود.
- تعبیه مهار جانبی کافی باعث جلوگیری از کمانش پیچشی-جانبی می‌شود (به واسطه کاهش طول کمانش).
- یک روش برای مهار نمودن تیر، قرار دادن آن در توده توپر می‌باشد (مثلا قرار دادن تیرچه و بلوک بین دو تیر و انجام بتن‌ریزی).
- برای مقاوم نمودن تیر در برابر کمانش پیچشی-جانبی می‌توان از مقاطع با بال‌های پهن‌تر و یا مقاطع بسته استفاده نمود.



Lateral Torsional Buckling کمانش پیچشی جانبی

- رابطه فاصله بین مهارهای جانبی و ظرفیت لنگر خمشی تیر در شکل زیر نشان داده شده است.
- رفتار کمانشی تیرها بر اساس فواصل بین مهارهای جانبی به سه صورت مختلف زیر ممکن است ظاهر شود:
  - رفتار پلاستیک (ناحیه ۱)
  - کمانش غیرالاستیک (ناحیه ۲)
  - کمانش الاستیک (ناحیه ۳)
- برای نیمرخ‌های I و U در خمش حول محور قوی:



$$L_p = 1.76\, r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(= \frac{2510\, r_y}{\sqrt{F_y}} \text{ or } \frac{300\, r_y}{\sqrt{F_y}}^{*} \right)$$

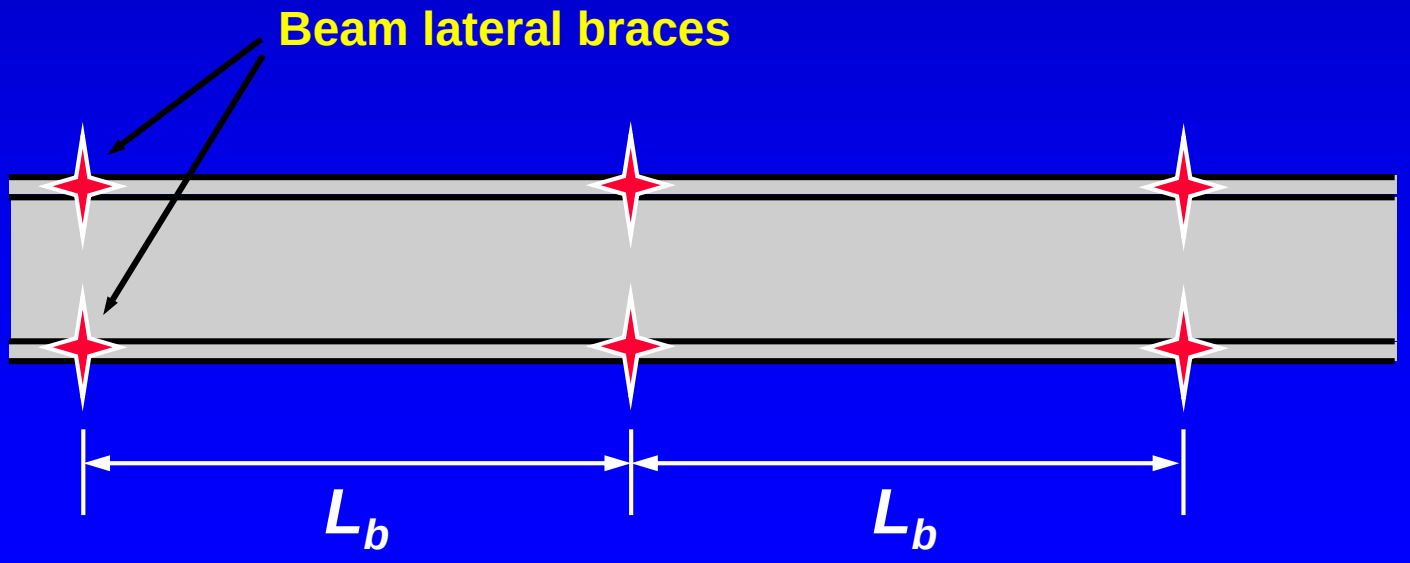
Lateral Torsional Buckling کمانش پیچشی جانبی

پارامتر کنترل کننده کمانش پیچشی جانبی:

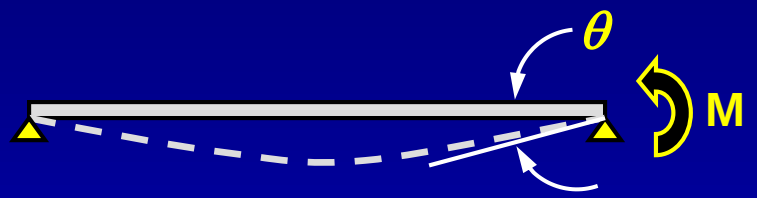
$$\frac{L_b}{r_y}$$

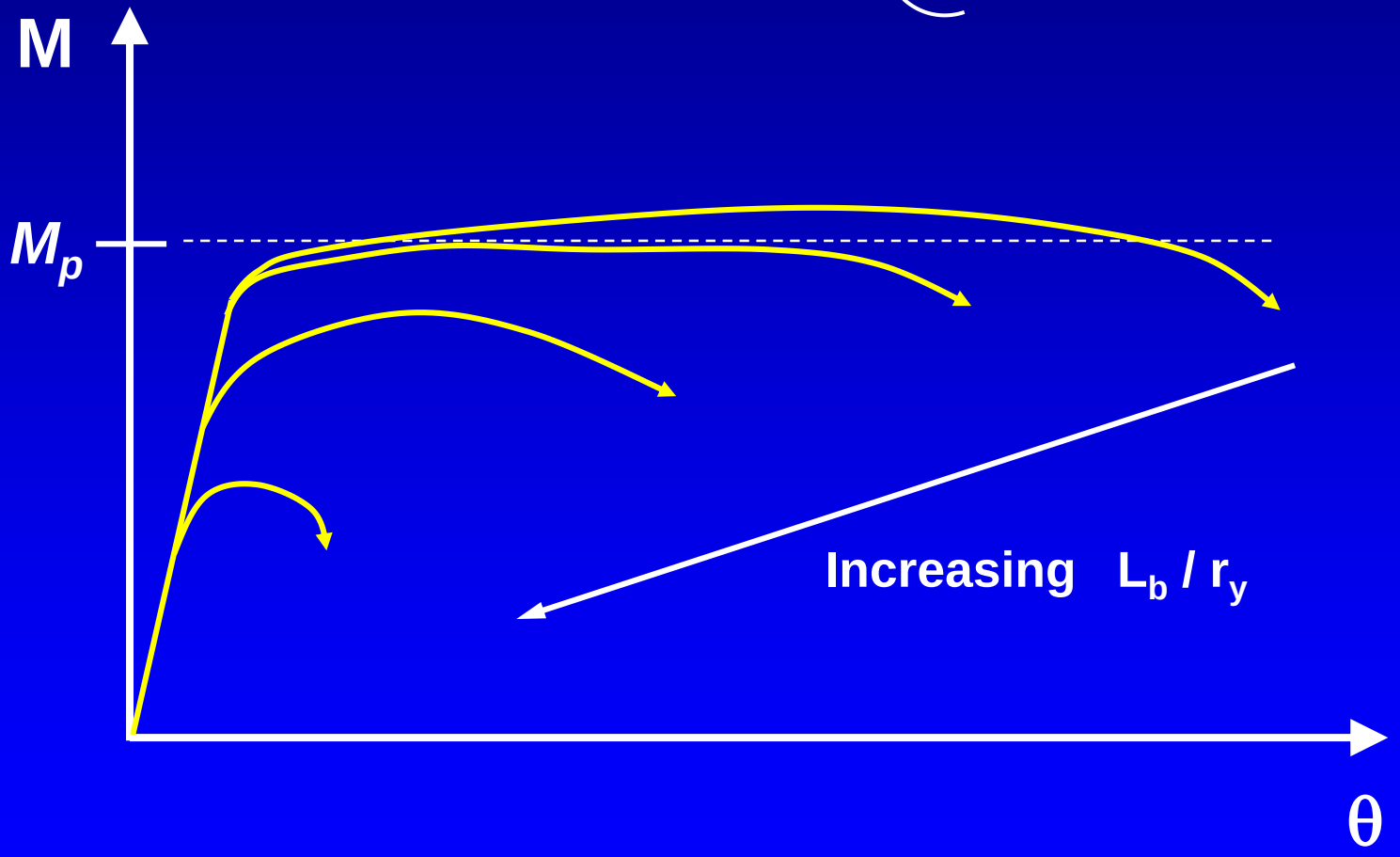
L_b = فاصله مهارهای جانبی تیر

r_y = شعاع ژیراسیون حول محور ضعیف



اثر کمانش پیچشی جانبی بر مقاومت خمشی و شکل پذیری





اثر کمانش پیچشی جانبی بر شکل پذیری

For highly ductile flexural response:

$$L_b \le 0.086\left(\frac{E}{F_y}\right) r_y$$

For F_y = 50 ksi:

$$0.086\left(\frac{E}{F_y}\right) r_y = 50\, r_y$$

۱۰-۳-۶ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه الزامات زیر باید تأمین شوند.

الف) کلیهٔ تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید در فاصلهٔ L_b دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوری که از هر گونه کمانش جانبی، پیچشی و جانبی- پیچشی در خلال تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی جلوگیری شود. مهار جانبی تیرها باید به گونه‌ای تعبیه شوند که در محل اتصال آن‌ها به تیر از تغییرمکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو موثری جلوگیری به عمل آید.

ب) تعبیهٔ مهار جانبی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر و در محل‌هایی که در بخش ۱۰-۳-۱۳ برای اتصالات از پیش تأیید شده پیش‌بینی شده است، الزامی است.

پ) مهارهای جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید مطابق رابطهٔ ۱۰-۳-۶-۱ برای نیرویی حداقل برابر با P_{bu} طراحی شوند.

$$P_{bu} = ۰/۰۶ R_y F_y Z_b / h_o \qquad (۱۰-۳-۶-۱)$$

که در آن:

Z_b = اساس مقطع پلاستیک مقطع تیر

h_o = فاصلهٔ مرکز تا مرکز بال‌های تیر

ت) مقدار حداکثر L_b برای تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در سیستم‌های با شکل‌پذیری متوسط برابر $۰/۱۷ r_y \frac{E}{F_y}$ و در سیستم‌های با شکل‌پذیری زیاد برابر $۰/۰۸۶ r_y \frac{E}{F_y}$ می‌باشد، که در آن r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.

AISC Seismic Provisions:

D1.4a Columns: Required Strength

مقاومت موردنیاز ستون‌های سیستم باربر جانبی لرزه‌ای باید بر اساس موارد زیر تعیین شود:

(1) نیروهای ناشی از تحلیل تحت اثر ترکیبات بار متعارف.

(2) مقاومت محوری فشاری و کششی تعیین شده بر اساس ترکیبات بار زلزله تشدیدیافته. اجازه داده شده است که از لنگرهای خمشی ایجاد شده در ستون صرفنظر شود البته مگر در مواردی که ستون در معرض بار جانبی در بین دو انتهای ستون قرار داشته باشد.

$$(1.2 + 0.2\,S_{DS})\,D + \Omega_o\,Q_E + 0.5L + 0.2S$$

$$(0.9 - 0.2\,S_{DS})\,D + \Omega_o\,Q_E$$

AISC Seismic Provisions:

D1.4a Columns: Required Strength (cont)

مقاومت محوری فشاری و کششی موردنیاز یک ستون لازم نیست بیشتر باشد از:

a) حداکثر بار انتقال یافته به ستون از سیستم سازه ای، با درنظر گرفتن اثرات اضافه مقاومت مصالح و سخت شدگی کرنشی در اعضایی که انتظار تسلیم آنها می رود.

b) حداکثر باری که شالوده می تواند در مقابل برکنش ناشی از واژگونی تحمل نماید.

مقاومت ستون ها (طبق مبحث دهم۱۳۹۲)

۱۰-۳-۵ الزامات لرزه‌ای ستون‌ها، وصلهٔ ستون‌ها، کف‌ستون‌ها و وصلهٔ تیرها

۱۰-۳-۵-۱ الزامات طراحی لرزه‌ای ستون

۱۰-۳-۵-۱-۱ کلیهٔ ستون‌ها (باربر و غیرباربر جانبی لرزه‌ای) باید الزامات فصل ۱۰-۲ را تأمین نمایند. ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر تأمین الزامات فصل ۱۰-۲ باید دارای مقاومت کافی در برابر نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) ناشی از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته باشند.

تبصره۱: برای ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای که در معرض بار جانبی در بین دو انتهای ستون قرار دارند، اثر لنگر خمشی ناشی از این بار جانبی باید با نیروی محوری ناشی از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته به صورت توأم در نظر گرفته شود.

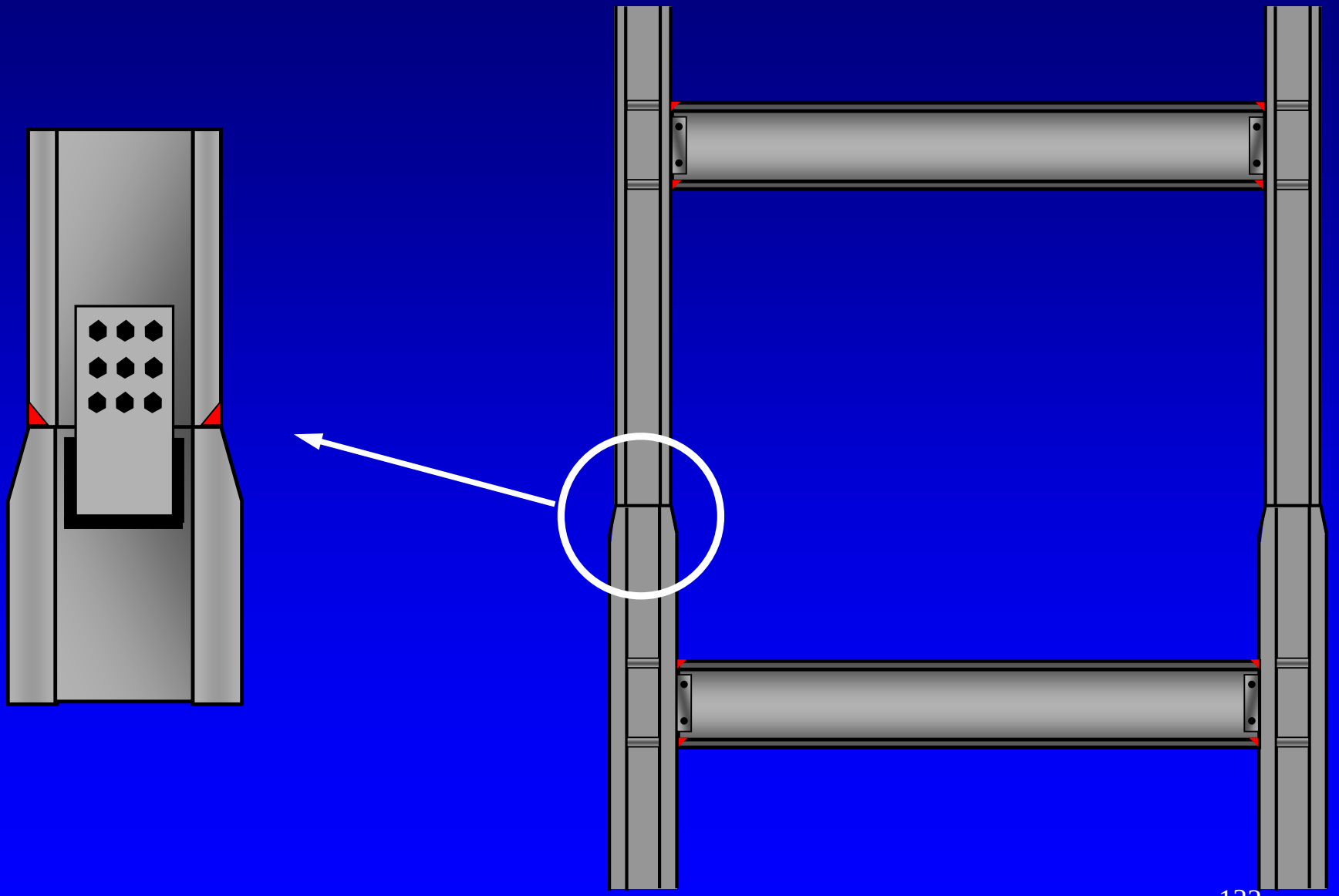
تبصره۲: در مواردی که مطابق مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان ترکیب نیروی زلزلهٔ راستاهای متعامد ضرورت داشته باشد، الزامات عمومی طراحی لرزه‌ای ستون‌ها باید برای ترکیب نیروهای زلزلهٔ راستاهای متعامد نیز مورد کنترل قرار گیرد.

تبصره۳: شالودهٔ ساختمان باید برای نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) ناشی از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته نیز مورد محاسبه و کنترل قرار گیرد.

AISC Seismic Provisions:

D2.5 Column Splices

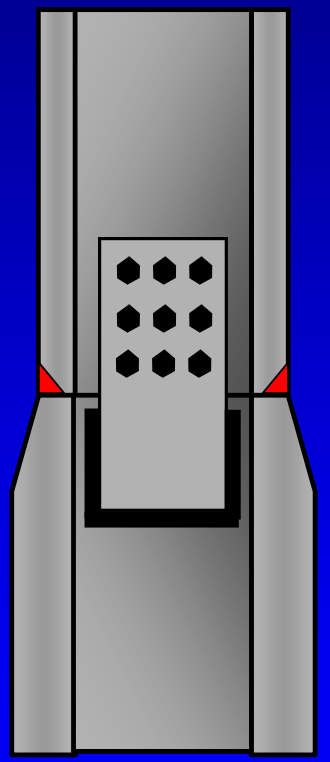
الزامات طراحی لرزه ای وصله ستون ها



AISC Seismic Provisions:

D2.5 Column Splices

وصله‌های ستون قاب‌های سیستم باربر جانبی لرزه‌ای باید الزامات مقاومت موردنیاز ستون‌ها را برآورده نمایند.



الزامات تکمیلی برای وصله‌های ستون‌ها در فصول زیر ذکر شده است :

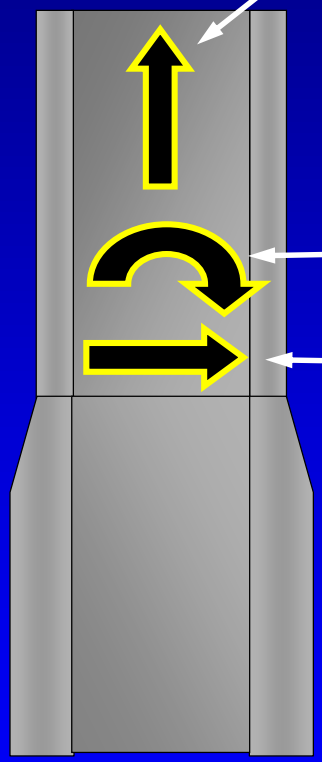
- قاب های خمشی (Chapter E)
- قاب های مهاربندی‌شده و دیوارهای برشی (Chapter F)
- سیستم های قاب مهاربندی‌شده و دیوار برشی مرکب (Chapter H)

AISC Seismic Provisions:

D2.5 Column Splices

مقاومت موردنیاز با استفاده از ترکیبات بار مشخص شده در آیین‌نامه ساختمانی (ABC)، که شامل بار لرزه‌ای تشدیدیافته نیز می‌باشند، تعیین می‌شود.

لازم نیست مقاومت موردنیاز وصله بیش از نیروهای حداکثری باشد که می‌تواند از طرف سیستم سازه ای به وصله انتقال یابد.



Based on amplified seismic loads or capacity design analysis

Based on code level forces

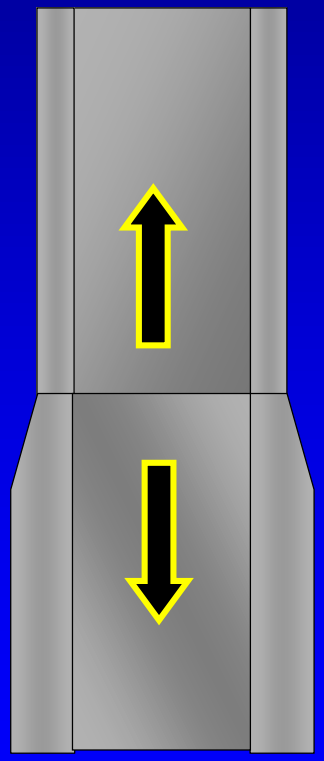
AISC Seismic Provisions:
D2.5 Column Splices

وصله‌های جوشی ستون تحت کشش خالص وقتی که در معرض بارهای لرزه ای تشدیدیافته قرار می‌گیرند، باید هر دو الزام زیر را برآورده نمایند:

1. اگر اتصالات با جوش لب به لب با نفوذ نسبی(PJP) بکار روند، مقاومت طراحی جوش‌های با نفوذ نسبی باید حداقل ۲۰۰ درصد مقاومت موردنیاز باشد.

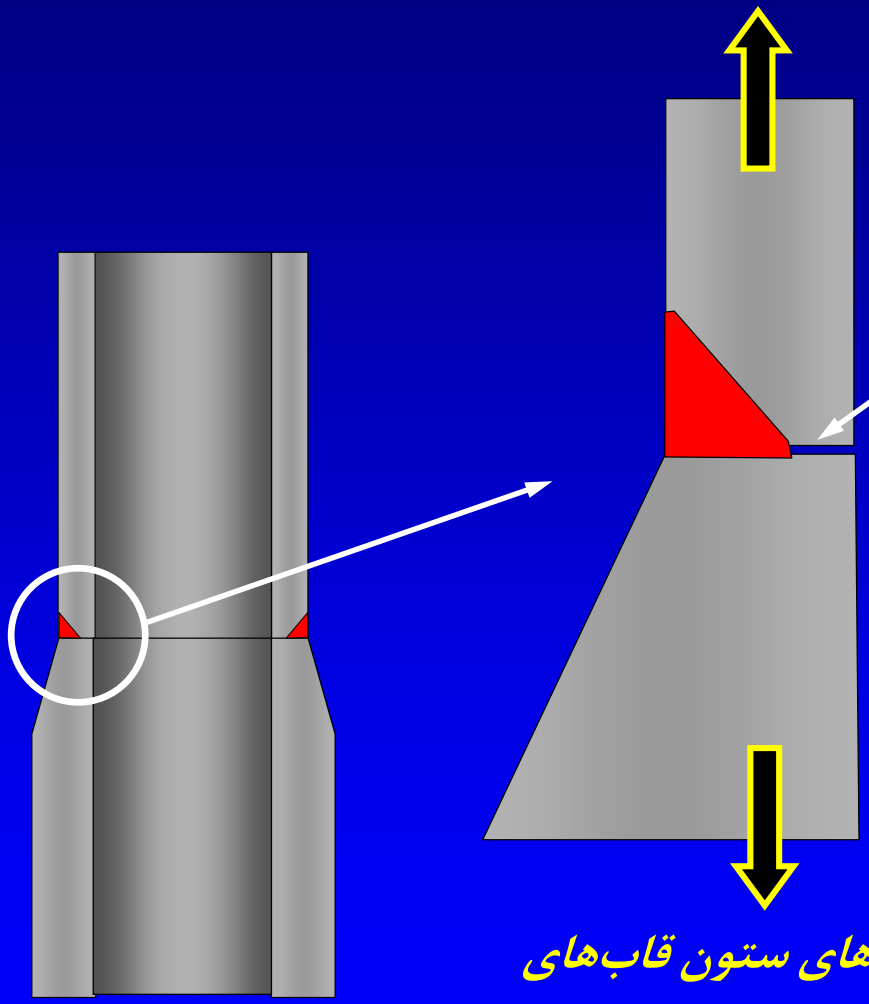
   و ....

2. مقاومت طراحی هر وصله بال باید حداقل برابر با $0.5\ R_y F_y A_f$ برای بال کوچکتر باشد.



AISC Seismic Provisions:

D2.5 Column Splices



جوشهای لب به لب PJP

تمرکز تنش:

نقطه آغاز شکست.

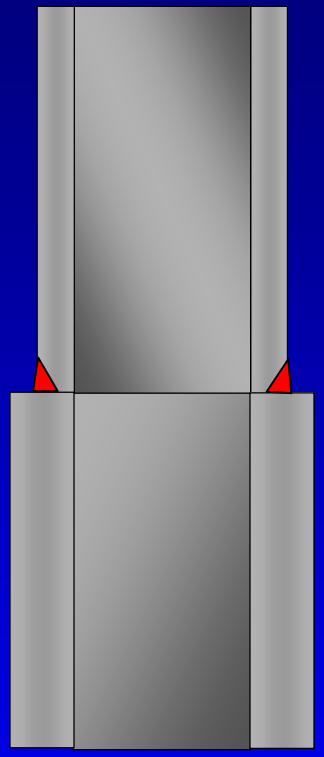
جوش PJP باید برای ۲۰۰ درصد مقاومت موردنیاز طراحی شود.

(استفاده از جوش‌های PJP در وصله‌های ستون قاب‌های خمشی ویژه و متوسط مجاز نمی باشد.

AISC Seismic Provisions:

D2.5 Column Splices

جاهایی که از جوش‌های لب به لب PJP استفاده شود، تغییرات تدریجی الزامی نیست.

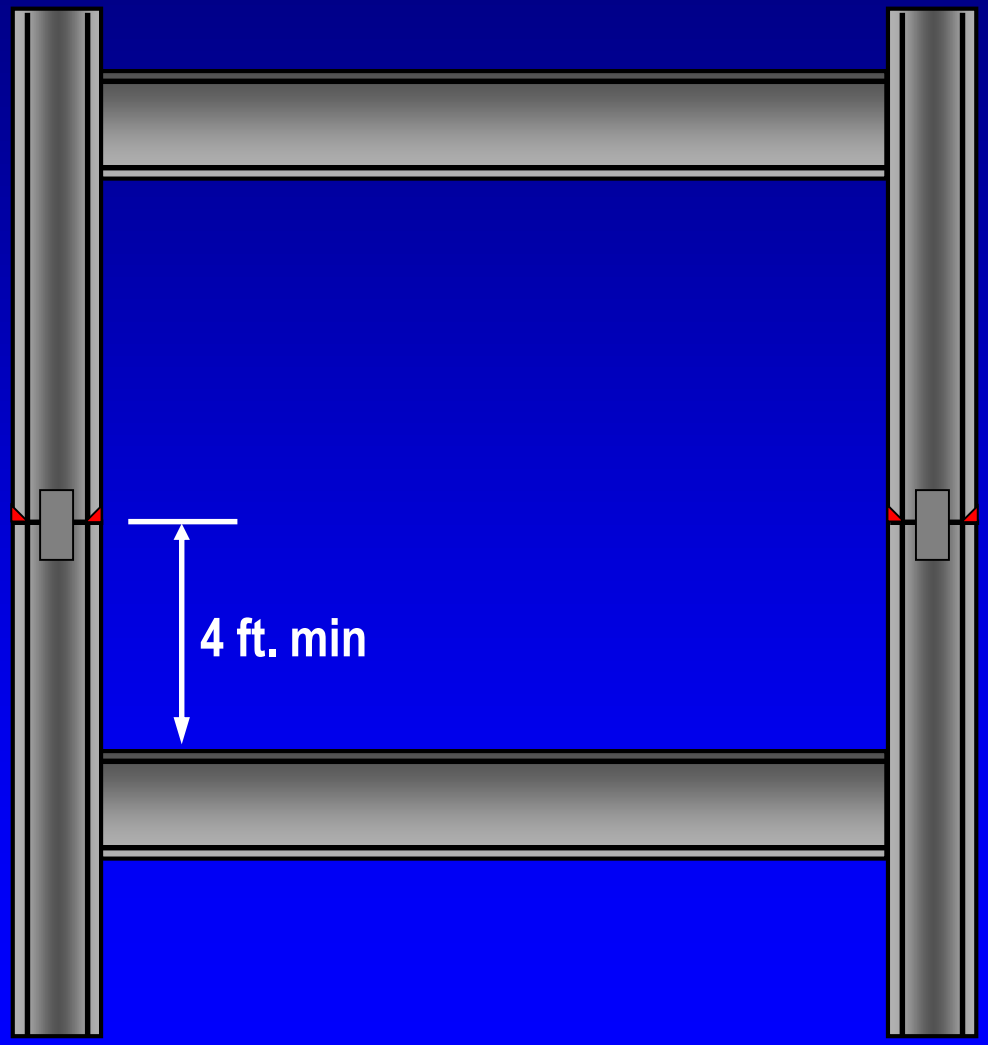


جاهایی که از جوش های لب به لب با نفوذکامل (CJP) استفاده شود، تغییرات تدریجی الزامی است.

AISC Seismic Provisions:

D2.5 Column Splices

محل وصله‌های ساخته شده با جوش‌های گوشه یا جوش‌های PJP نباید از ۴ فوت به بال متصل به ستون نزدیکتر باشند.



UT-OK
GSRY
5/24
CTE

وصله ستون ها

۱۰-۳-۵-۲ الزامات طراحی لرزه‌ای وصلهٔ ستون‌ها

۱۰-۳-۵-۲-۱ موقعیت وصلهٔ ستون‌ها

الف) به جزموارد ذکر شده در زیر، در کلیهٔ ستون‌های باربر و غیر باربر جانبی لرزه‌ای محل درز وصله در بالا و پایین وصله نباید از ۱۲۰۰ میلی‌متر به بال متصل به ستون نزدیکتر باشد.

(۱) در جایی‌که ارتفاع آزاد ستون کمتر از ۲/۴ متر است، محل وصلهٔ باید در وسط ارتفاع آزاد ستون در نظر گرفته شود.

(۲) در مواردی‌که درز لب به لب ورق‌های بال یا جان ستون در کارخانه و به صورت نفوذی کامل انجام می‌شود، محل درز وصله می‌تواند از ۱۲۰۰میلی‌متر به بال متصل به ستون تیر نزدیکتر باشد. ولی در هر حال این فاصله نباید از بُعد بزرگتر ستون با مقطع کوچکتر، کوچکتر در نظر گرفته شود.

(۳) در مواردی‌که اتصال کلیهٔ تیرهای متصل به ستون مفصلی بوده و ستون در دهانه‌های مهاربندی‌شده قرار نگرفته باشد، محل درز وصله می‌تواند از ۱۲۰۰ میلی‌متر به بال تیر نزدیکتر باشد. ولی در هر حال این فاصله نباید از ۱/۵ برابر بُعد بزرگتر ستونِ با مقطع کوچکتر، کوچکتر در نظر گرفته شود.

وصله ستون ها

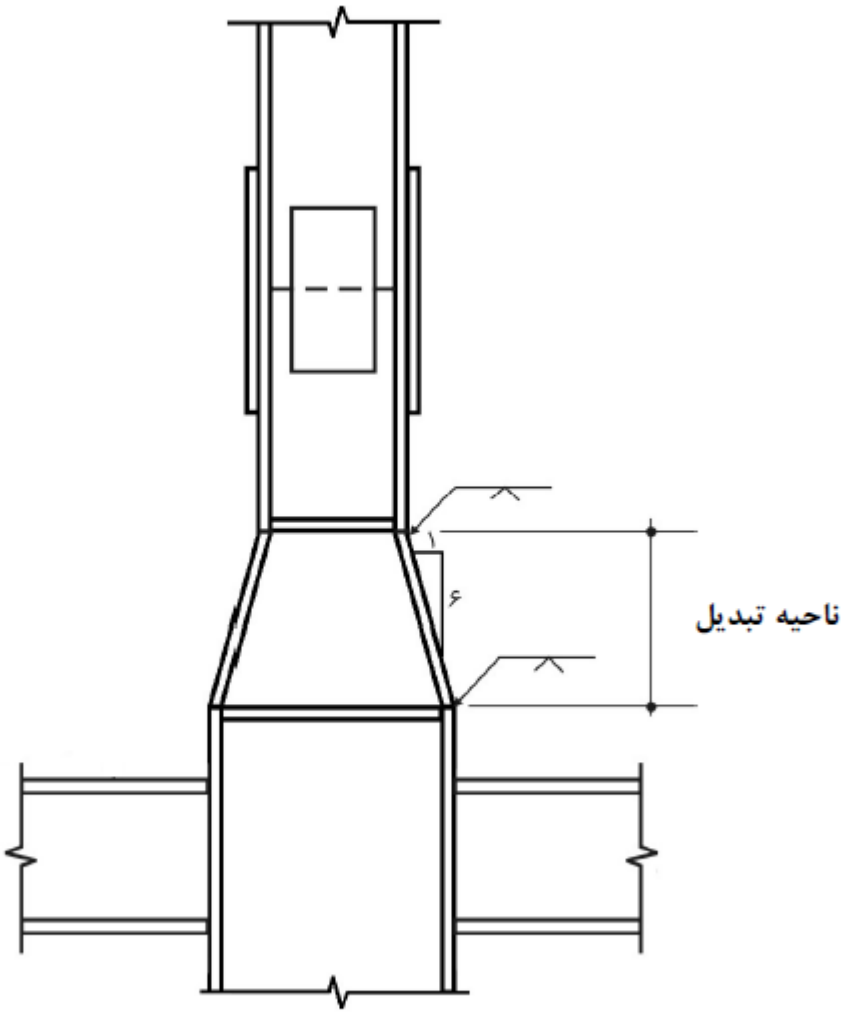
ب) اتصال وصلهٔ ستون به هر یک از دو قطعهٔ ستون وصله‌شونده باید با یک نوع وسیلهٔ اتصال، جوش یا پیچ پر مقاومت، انجام شود و در مقطع عدم تقارن ایجاد نکند. اتصال وصله به یکی از قطعات ستون تماماً جوشی و به دیگری تماماً پیچی نیز مجاز است.

پ) در وصلهٔ لب به لب بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت که در بال یا جان ستون به کار می‌روند، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۶ صورت گیرد.

ت) در وصلهٔ ستون‌های با ابعاد و مقطع متفاوت، به جای استفاده از ورق‌های پرکننده با ضخامت‌های زیاد، ارجح است ابتدا مقطع بزرگتر با شیب حداکثر ۱ به ۶ به مقطع کوچکتر تبدیل شده و سپس اتصال وصله صورت گیرد.

ث) در محل وصلهٔ ستون‌های متشکل از چند نیمرخ لازم است هر یک از ستون‌های وصله‌شونده در ارتفاعی حداقل به اندازه بُعد بزرگتر مقطع ستون به صورت یکپارچه در آیند و سپس وصله شوند.

وصله ستون ها



جزییات وصلهٔ ستون با تغییر مقطع

وصله ستون ها

۱۰-۳-۵-۲-۲ مقاومت مورد نیاز وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ کلیهٔ ستون‌ها، شامل ستون‌های غیرباربر جانبی، علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ باید به طور مجزا قادر به تحمل نیروهای زیر باشند.

(۱) بیشترین نیروهای داخلی (شامل نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی به طور همزمان) تحت اثر ترکیبات بار متعارف.

(۲) بیشترین نیروهای محوری (بدون حضور نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزله تشدیدیافته و با در نظرگرفتن مفاد تبصره‌های ۱ و ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱-۱.

(۳) نیروی برشی حداقل برابر $\frac{\Sigma M_{pc}}{H_s}$ که در آن ΣM_{pc} مجموع لنگرهای خمشی پلاستیک ستون در دو سمت وصله در امتداد مورد نظر و H_s ارتفاع طبقه است. این نیروی برشی باید در هر امتداد محورهای اصلی ستون و به طور مجزا و بدون حضور نیروهای محوری و لنگرهای خمشی در نظر گرفته شود.

وصله ستون ها

(۴) لنگر خمشی حداقل برابر R_yM_{pc} که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شدهٔ مصالح ستون و M_{pc} لنگر خمشی پلاستیک ستون با مقطع کوچکتر وصله‌شونده است. این لنگر خمشی باید در هر امتداد محورهای اصلی ستون و به طور مجزا و بدون حضور نیروهای محوری و برشی در نظر گرفته شود.

تبصره: جوش‌هایی که در کارخانه و به صورت لب به لب صورت می‌گیرند، باید به صورت نفوذی کامل انجام شوند در صورتی‌که پس از انجام آزمایش مشخص شود که جوش مذکور با نفوذ نسبی صورت گرفته است این جوش در صورتی مورد تأیید خواهد بود که مقاومت طراحی اتصال مذکور حداقل دو برابر مقاومت مورد نیاز مطابق حالت‌های (۱) تا (۴) این بند باشد.

کف ستون ها

۱۰-۳-۵-۳ الزامات طراحی لرزه‌ای کف‌ستون‌ها

کف‌ستون کلیهٔ ستون‌های باربر و غیرباربر جانبی و اتصالات آنها به ستون و شالوده علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ این مبحث باید به طورمجزا قادر به تحمل نیروهای زیر باشند.

(۱)بیشترین نیروهای داخلی (شامل نیروی محوری، نیروهای برشی و لنگرهای خمشی به طور همزمان) تحت اثر ترکیبات بار متعارف.

(۲)بیشترین نیروی محوری (بدون حضور نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته و با در نظرگرفتن مفاد تبصره‌های ۱ و ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱-۱.

(۳)در هر دو امتداد محورهای اصلی ستون و به طور مجزا نیروی برشی برابر مجموع مولفه‌های افقی مقاومت‌های مورد نیاز اتصال مهاربندی و برش ظرفیتی ستون برابر $\frac{\Sigma M_{pc}}{H_s}$ که در آن ΣM_{pc} مجموع لنگرهای خمشی پلاستیک ستون در دو سمت وصله در امتداد مورد نظر و H_s ارتفاع طبقه است. در محاسبه و طراحی کف ستون این نیروی برشی باید بدون حضور نیروهای محوری و لنگرهای خمشی در نظر گرفته شود.

کف ستون ها

(۴)در هر دو امتداد اصلی ستون و به طور مجزا لنگر خمشی برابر مجموع لنگرهای خمشی زیر و بدون حضور نیروهای برشی و محوری.

الف) برای مهاربندی‌های امتداد مورد نظر مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال مهاربند.

ب) برای ستون‌ها کمترین دو مقدار $1/1R_yF_yZ_e$ و بیشترین لنگر خمشی (بدون حضور نیروهای محوری و برشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته و با در نظرگرفتن مفاد تبصره ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱-۱؛ که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شده مصالح ستون، F_y تنش تسلیم مصالح ستون و Z_e مدول پلاستیک مقطع ستون است.

وصله تیرها

۱۰-۳-۵-۴ الزامات طراحی لرزه‌ای وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرهای باربر جانبی باید الزامات لرزه‌ای زیر را تأمین کنند.

الف) وصلهٔ تیرها باید خارج از ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر قرار گیرد.

ب) در صورت استفاده از وصلهٔ مستقیم، وصله باید با جوش نفوذی کامل صورت گیرد. در این‌گونه موارد ارجح است محل وصله بال‌ها و محل وصله جان در یک مقطع صورت نگیرد.

پ) در وصلهٔ مستقیم بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت - که در بال یا جان تیرها به کار می‌روند - تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۲/۵ صورت گیرد.

ت) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) وصله‌های غیرمستقیم باید برابر مقاومت خمشی طراحی ($\phi_b M_P$) عضو با مقطع کوچکتر وصله‌شونده در نظر گرفته شود.

وصله تیرها

ث) مقاومت برشی مورد نیاز (V_u) وصله‌های غیرمستقیم نباید از یکی از سه مقدار (۱)، (۲) و (۳) این بند کمتر در نظر گرفته شود.

(۱) بیشترین برش حاصل از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته در محل وصله

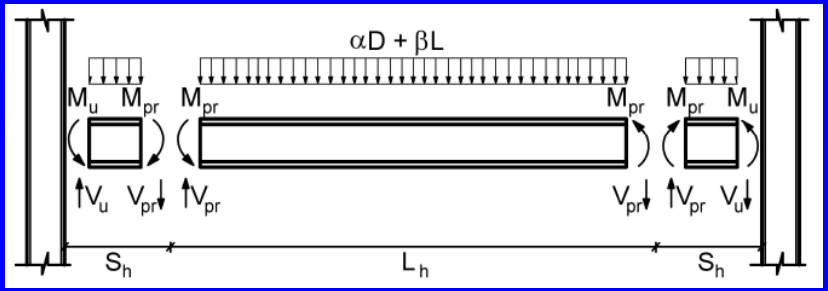
(۲) نیروی برشی در محل وصله که باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و برش لرزه‌ای ناشی از $M_{pr}=C_{pr}R_yM_p$ در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شود.

(۳) مقاومت برشی طراحی عضو با مقطع کوچکتر وصله‌شونده

که در آن:

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک.

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شدهٔ مصالح تیر.



وصله تیرها

C_{pr} = ضریبی است که در برگیرنده آثار عواملی از قبیل سخت‌شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات موجود در اتصال تیر به ستون است و برای محاسبهٔ حداکثر نیروی ایجاد شده در اعضا و وسایل اتصال به کار گرفته می‌شود. به جز در موردی‌که در بخش ۱۰-۳-۱۳-۶ برای C_{pr} عدد خاصی پیش‌بینی شده است، مقدار آن باید از رابطهٔ زیر تعیین شود.

$$۱/۱ \leq C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{۲F_y} \leq ۱/۲ \qquad (۱۰-۳-۵-۲)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم فولاد تیر

F_u = تنش کششی نهائی فولاد تیر

AISC Seismic Provisions: Sections A to D

A. GENERAL REQUIREMENTS

B. GENERAL DESIGN REQUIREMENTS

C. ANALYSIS

D. GENERAL MEMBER AND CONNECTION DESIGN REQUIREMENTS

چگونه می توان در سازه های فولادی به

شکل پذیری دست یافت؟

چگونه می‌توان در سازه‌های فولادی به شکل‌پذیری دست یافت؟

- حالت‌های حدی شکل‌پذیر باید مقدم شوند بر حالت‌های حدی ترد.
  - المان‌های شکل‌پذیر باید ضعیف‌ترین المان ها در زنجیره انتقال نیرو باشند
  - در المان‌های شکل‌پذیر قویتر بودن به مفهوم بهتر بودن نیست
  - مقاومت موردنیاز برای حالت های حدی ترد بر اساس ظرفیت تسلیم موردانتظار المان شکل پذیر تعیین شود
- اتصالات قویتر از اعضا طراحی شوند
- از بکارگیری فولادهای با مقاومت بالا در المان‌های شکل‌پذیر اجتناب شود
- از مقاطع عرضی با نسبت‌های کوچک b/t استفاده شود
- مهار جانبی کافی تامین شود
- توجه شود که کمانش عضو فشاری رفتاری غیرشکل‌پذیر است.