



سازه های فولادی

Steel Structures

محمدرضا شیدائی استادیار گروه مهندسی عمران دانشگاه ارومیه

هدف: آشنایی با مشخصات مصالح، روشهای طراحی و مقررات
آیین نامه ای مربوط به فولاد

To familiarize the student with the material properties, design procedures, and code requirements for steel.

References

کتاب درسی:

- **Steel Design**, fourth edition by William T. Segui, , 2007
- **Specification for Structural Steel Buildings**, *AISC* 2005.
- مقررات ملی ساختمان ایران: **مبحث دهم طرح و اجرای ساختمانهای فولادی**، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، 1387

مراجع پیشنهادی:

- **Structural Steel Design**, fourth edition by Jack C. McCormac, Prentice Hall, 2008.
- **Steel Structures: Design and Behavior**. 5th ed. by Salmon, G. Charles, Johnson, E. John and Malhas A. Faris, Prentice Hall, 2008.
- **Design of Steel Structures**. 3rd ed. By Gaylord, E.H., Gaylord, C.N. and Stallmeyer J.E., McGraw-Hill, 1992.
- طراحی سازه های فولادی به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) ، دکتر فریدون ایرانی

سرفصل های مطالب درسی

Topics covered

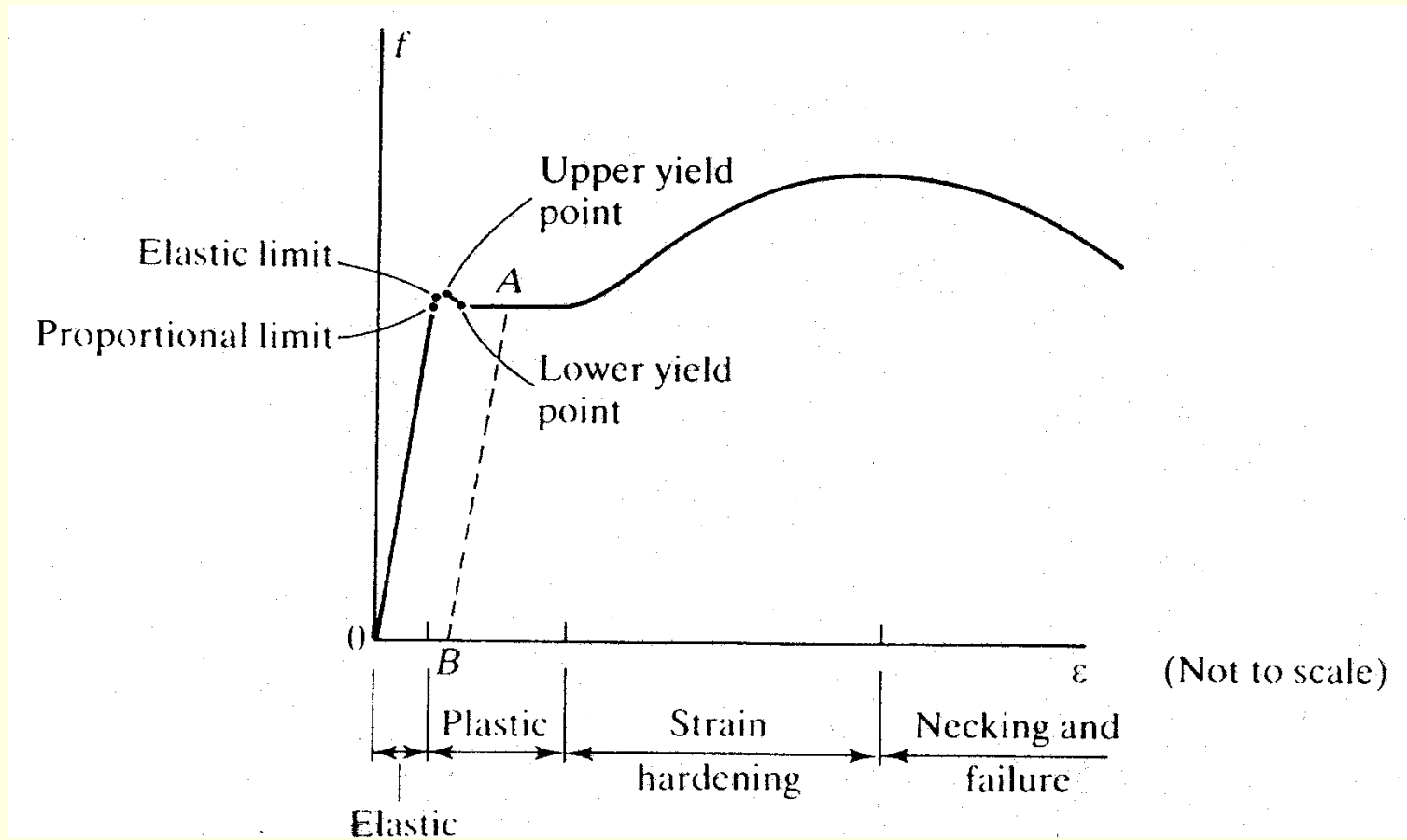
Introduction to Structural Steel Design	■ مقدمه ای بر طراحی سازه های فولادی
Design Methods	■ روشهای طراحی
Design of Tension Members	■ طراحی اعضای کششی
Design of Compression Members	■ طراحی اعضای فشاری
Design of Built-up Columns	■ طراحی اعضای فشاری مرکب
Design of Base plates	■ طراحی صفحات زیرستون
Design of Beams	■ طراحی تیرها
Design of Beam-Columns	■ طراحی تیر-ستونها
Design of Bolted Connections	■ طراحی اتصالات پیچی
Design of Welded Connections	■ طراحی اتصالات جوشی
Design of Plate Girders	■ طراحی تیوررقها
Design of Castellated and Composite Beams	■ طراحی تیرهای لانه زنبوری و مختلط
Design of Braced Frames	■ طراحی قاب های مهاربندی شده

Introduction to Structural Steel Design

فصل اول : مقدمه ای بر طراحی سازه های فولادی

- فولاد آلیاژی است مرکب از آهن ، کربن (0.15 تا 2 %) و مقدار جزئی از عناصر دیگر (منگنز ، نیکل و ...)
- کربن باعث افزایش مقاومت فولاد شده اما در عین حال شکل پذیری را کاهش می دهد.

The Tension test



مشخصه های فولاد

Steel Properties

■ مهمترین مشخصه های فولاد از نکته نظر طراحی عبارتند از :

■ تنش تسلیم (yield stress (F_y))

■ تنش نهایی (ultimate stress (F_u))

■ ضریب ارتجاعی (modulus of elasticity (E))

■ درصد تغییر شکل نسبی (percent elongation (ϵ))

■ ضریب انبساط حرارتی (coefficient of thermal expansion (α))

مشخصه های مطلوب فولاد از نظر رفتار مصالح

Attractive Material Properties of Steels

- وجود یک محدوده رفتار ارتجاعی خطی
(a linear elastic range)
- وجود نقطه تسلیم مشخص
(A well-defined yield (except Heat treated))
(مگر در فولادهای بازپخت شده)
- سخت شدگی کرنشی
(strain hardening)
- شکل پذیری قابل توجه
(significant ductility)

مزایای فولاد به عنوان یک مصالح سازه ای

Advantages of Steel as a Structural Material

- مقاومت بالا به وزن (High Strength to Weight)
- یکنواختی و دوام (خواص ثابت با زمان) (Uniformity & Permanence)
- خاصیت ارتجاعی (Elasticity)
- شکل پذیری بالا (Highly Ductile)
- پرطاقتی (شکل پذیری ومقاومت بالا بطور همزمان) (Toughness)
- سهولت ساخت و توسعه (Easily Constructed and Modified Structures)
- بازیابی آسان (Easily recycled)
- امکان اتصال توسط ابزار ساده اتصال نظیر جوش، پیچ و پرچ (Simple Connection Devices such as Welds, Rivets and Bolts)
- امکان پیش ساخته کردن (Possibility of Prefabrication)
- سرعت در نصب (Speed of Erection)

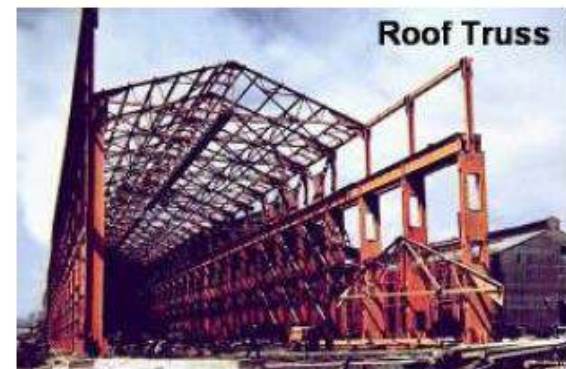
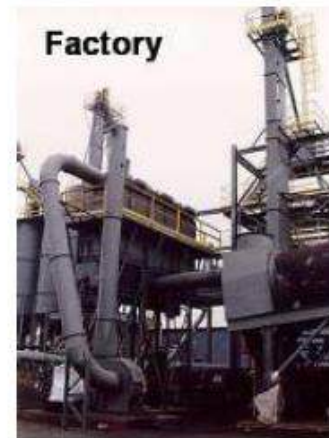
معایب فولاد به عنوان یک مصالح سازه ای

Disadvantages of Steel as a Structural Material

- (Maintenance Costs) هزینه نگهداری
- (Requires Fireproofing) نیاز به مقاوم سازی در برابر آتش
- (Often Results in Slender members) اغلب منجر به اعضای لاغر می شوند
- (→ Susceptible to Buckling) ← خطر کمانش
- (Fatigue) خستگی
- (Brittle Fracture) خطر شکست ترد

Steel Applications

فولاد یکی از مصالح بسیار پر کاربرد برای سازه می باشد :







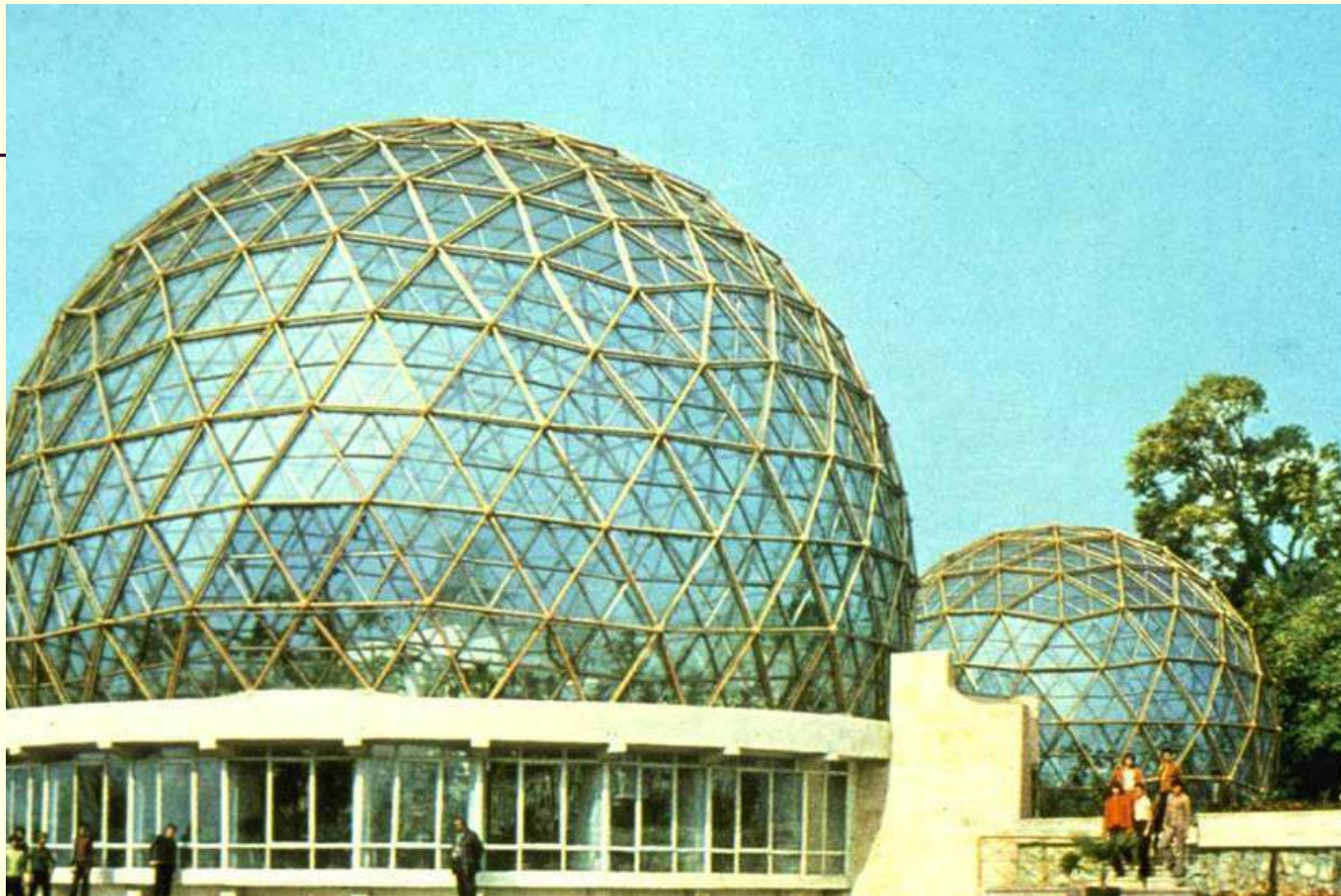






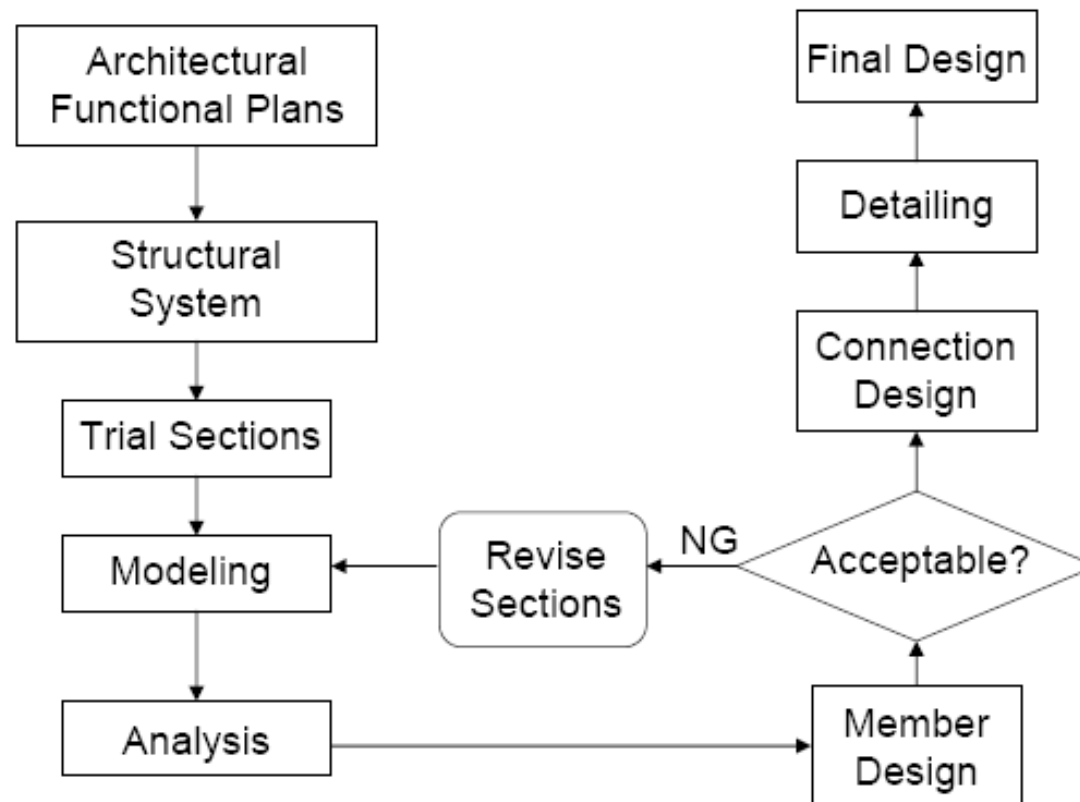






روند طراحی سازه فولادی

Steel Structure Design Process



The Design Process

- به صورت یک چرخه است (a cycle)
- جوابهای صحیح بسیاری ممکن است وجود داشته باشد
- کلیه ملاحظات طراحی ممکن است عملی نباشند (not all technical)

مهندسی سازه چیست ؟

What is Structural Engineering?

مهندسی سازه عبارتست از :

هنر قالب دهی مصالحی که شناخت کاملی از آنها نداریم

به شکل هایی که نمی توانیم به دقت آنها را تحلیل کنیم،

به نحوی که مقابله کنند با نیرو هایی که قادر به ارزیابی مقدار واقعی آنها نیستیم،

به طریقی که هیچ کس به انبوه عدم آگاهی ما ظنین نشود .

پایداری

STABILITY

ایمنی

SAFETY

اقتصاد

ECONOMY

مسئولیت های طراحی

Design Responsibilities

■ ایمنی (safety)

- وجود مقاومت کافی در هنگام اجرا و پس از آن
- مقاومت در برابر خرابی پیشرونده (Progressive collapse)
- ایمن ارزیابی شدن از طرف کاربران

■ اجرایی بودن (Practical)

- به همان صورت که طراحی شده ، قابل ساخت باشد
- رواداریهای منطقی باید مجاز باشد (Reasonable tolerances)
- نصب و بر پا نمودن سازه به صورت غیرمنطقی پیچیده یا خطرناک نباشد.

مسئولیت های طراحی

Design Responsibilities continued

■ اقتصاد (Economy)

- استفاده از مصالح و مقاطع در دسترس - مشورت با کارپرداز!
- در نظر گرفتن هزینه کل سازه: مصالح و ساخت - تصور نشود که سبک ترین ارزان ترین است
- استعمال حداقل اجزا مورد نیاز - بکارگیری هر جز نیازمند صرف هزینه است.
- ساده ترین دتایل ها که مناسب برای کار هستند مورد استفاده قرار گیرند و از مزایای تکرار بهره برداری شود.

فولاد چیست؟

What is STEEL?

■ فولاد آلیاژی است از آهن (Fe) و کربن (C) برای دستیابی به مشخصات مکانیکی مورد نظر، یک یا چند عنصر آلیاژی دیگر ممکن است به فولاد اضافه شود. مهمترین این عناصر عبارتند از:

manganese (Mn), silicon (Si),
aluminum (Al), nickel (Ni),
chromium (Cr), molybdenum (Mo),
copper (Cu), vanadium (V),
niobium (Nb), and titanium (Ti)
boron (B).



فولاد چیست؟

What is STEEL?

کربن

- افزایش : مقاومت ، تنش تسلیم ، تردشکنی
- کاهش : شکل پذیری ، مقاومت در برابر ضربه و بارگذاری دینامیکی ، قابلیت جوشکاری

منگنز

- افزایش : شکل پذیری ، مقاومت در برابر سایش و بارگذاری ضربه ای

مولیبدن

- افزایش : سختی ، مقاومت حرارتی
- کاهش : شکل پذیری

کروم ، سیلیکون و نیکل (بجای افزودن کربن) :

- مزایا : مقاومت بسیار بیشتر ، شکل پذیری ، قابلیت جوشکاری
- معایب : گران قیمت ، عدم سهولت ساخت

مس

- افزایش : مقاومت به خوردگی (فولادهای ضد فرسایش A558 ، A242)

تولید فولاد به دو روش صورت می گیرد :

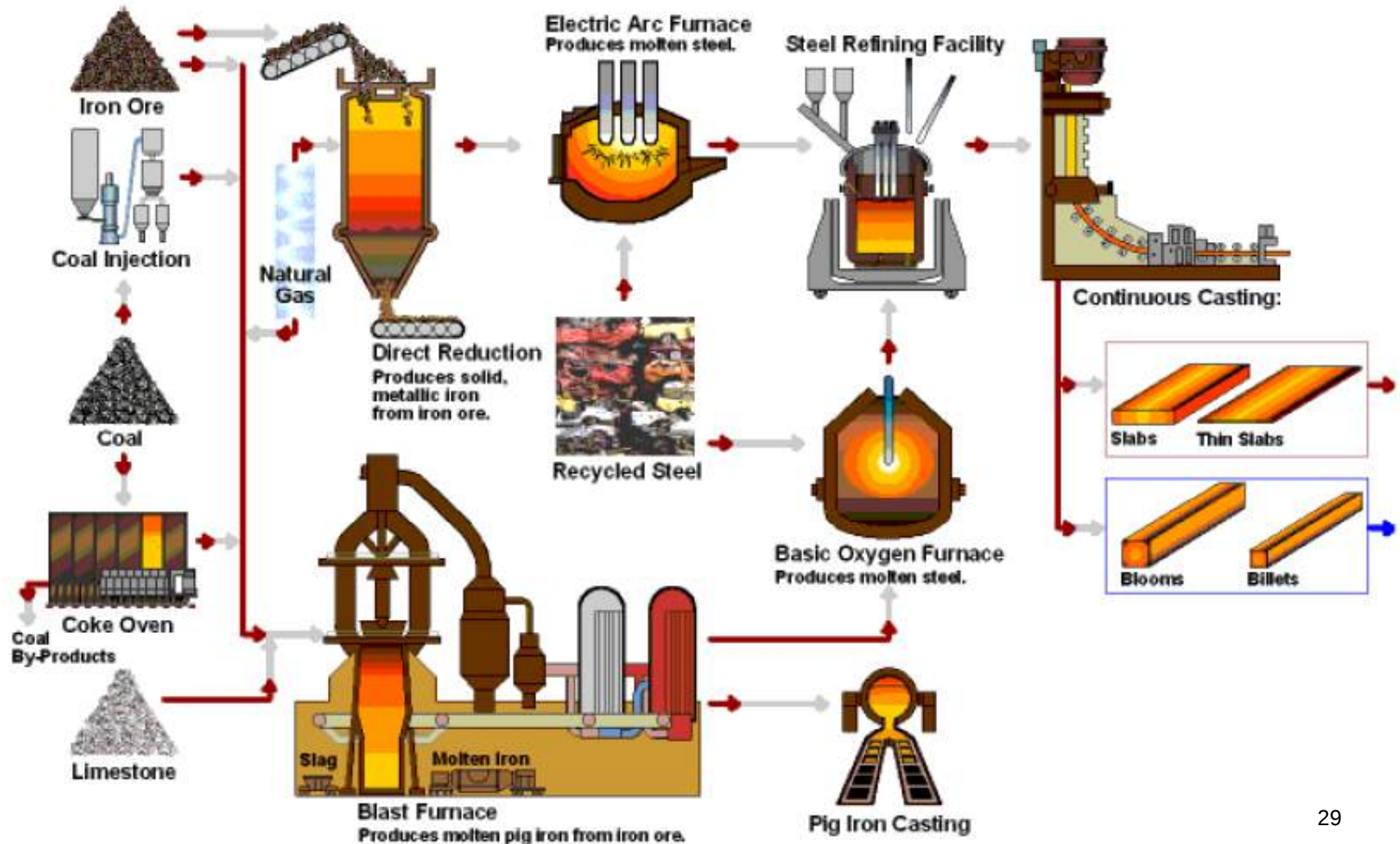
➤ با استفاده از کوره ذوب آهن (Blast Furnace)

– روش کهن (امروزه غیر اقتصادی)

➤ با استفاده از کوره قوس الکتریکی (Electric Arc Furnaces)

– (روشی جدید)

STEEL Manufacturing



روش کوره ذوب آهن – مجتمع کارخانه های فولاد

Blast Furnace Method – Integrated Steel Plants

گام های اساسی این روش عبارتند از :

1. مصالح خام (raw material) ذخایر طبیعی سنگ آهن (iron ore) هستند : ماگنتیت (Fe_3O_4) و یا هماتیت
2. در یک کوره ذوب آهن ، طی پروسه ذوب کردن ، آهن از سنگ آهن خارج می شود.
3. عمل ذوب باعث ایجاد تفاله هایی (slags) می شود که بر روی سطح آهن مذاب شناورند.
4. به آهن مذابی که تفاله ها روی آن شناورند ، آهن خام می گویند.
5. آهن خام به شکل بلوک های فولاد باریک شده در می آید. کربن آهن خام خیلی بیش از مقداری است که بتوان از آن به عنوان مصالح ساختمانی استفاده کرد. بدین منظور لازم است آهن خام پالایش شود.
6. از یک کوره اکسیژن برای پالایش فولاد مذاب استفاده می شود.
7. آهن مذاب در حالات مایع تحت پالایش بیشتر قرار گرفته و بدان آلیاژهای آهن (Ferro alloys) افزوده می شود.
8. سپس عملیات ریخته گری بر روی فولاد مذاب انجام گرفته و شمش های فولادی در اشکال مختلف تولید می شود.
9. سپس شمش های فولادی حرارت داده می شود تا فلزی چکش خوار و نرم و انعطاف پذیر ایجاد شده و در ادامه عملیات نورد (برای تولید ورق ها و نیمرخ ها) یا عملیات کشش (برای تولید سیم ها) انجام می گیرد.

روش کوره قوس الکتریکی – کارخانه های فولاد کوچک

Electric Arc Furnace Method – Mini Steel Plants

مراحل اساسی این روش عبارتند از :

1. مصالح خام عبارتند از : آهن قراضه، آهن جامد فلزی، و آلیاژهای آهن.
2. ذوب مصالح بوسیله الکترودهای کربنی تحت جریان بسیار شدید و یک قوس الکتریکی بین الکترودها انجام می گیرد.
3. فولاد مذاب در کوره تولید شده و نظیر حالت قبل ، لازم است عملیات پالایش بر روی آن صورت گیرد.
4. در ادامه روند تولید ، مراحل ۷ ، ۸ و ۹ روش کوره ذوب آهن (روش قبل) دنبال می گردد.

روش کوره قوس الکتریکی اقتصادی ترین روش برای تولید مصالح فولاد سازه ای است.

مجموعه های تولید فولاد که شامل کوره قوس الکتریکی هستند بسیار کوچکتر از مجموعه هایی هستند که شامل کوره ذوب آهن می باشند ، از اینرو ست که به چنین مجموعه هایی کارخانه فولاد کوچک گفته می شود.

STEEL Manufacturing

■ دی اکسیداسیون (Deoxidizing) :

پس از تکمیل شدن عملیات پالایش ، دی اکسید کننده ها در طی عملیات روان سازی (pouring) و جامدسازی (solidification) به فولاد افزوده می شوند.

حذف اکسیژن از مواد مذاب را امحا (killing) می نامند زیرا اضافه کردن دی اکسیدکننده ها موجب توقف یا محو تشکیل حباب های گاز می شود :

فولاد با امحای کامل (Fully-Killed Steel) : بالاترین سطح دی اکسیداسیون

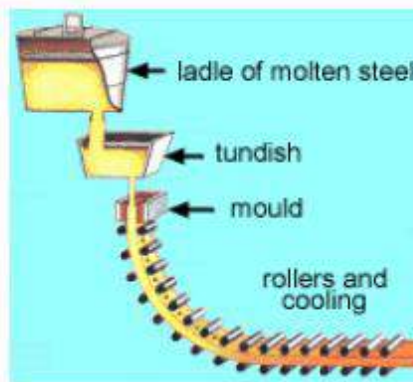
فولاد با امحای متوسط (Semi-Killed Steel) : سطح متوسط دی اکسیداسیون

فولاد با امحای جزئی (Rimmed Steel) : حذف اکسیژن جزئی

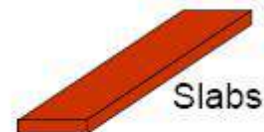
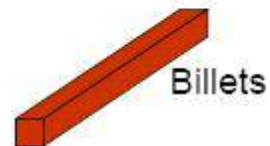
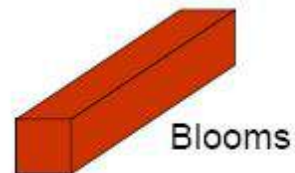
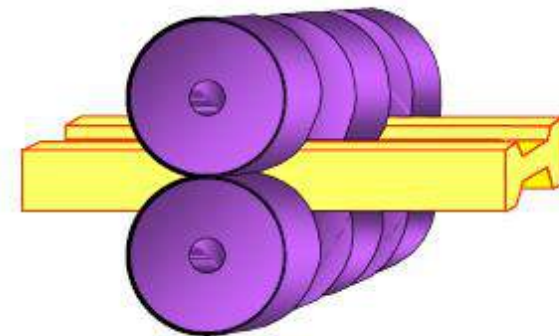
ریخته گری فولاد و نورد گرم

Steel Casting & Hot Rolling

Continuous Caster



Rolling Mill



STEEL Manufacturing

■ ریخته گری قالب (Ingot Casting)

فولاد مذاب بعد از عملیات دی اکسیداسیون به شکل قالبهای باریکی در می آید (به طول ۷ فوت و مقطع مربعی به طول ضلع ۲ فوت و وزن تقریبی ۷ تن)

سپس قالبها به کوره ای که soaking pit نامیده می شود ، حمل می شوند و تا هنگامی که درجه حرارت یکسانی در تمام حجم شان ایجاد شود در همان جا باقی می مانند ، در این حالت قالب آماده برای انجام عملیات نورد می باشد.

STEEL Manufacturing

نورد (Rolling)

در عملیات نورد ، قالب با فشار از بین غلتک های چرخان عبور داده می شود. قالب ها بیش از یکبار از بین غلتک ها عبور داده شده و مقطع عرضی آنها کاهش یافته و طول شان افزایش می یابد. (توجه شود که حجم قالب ثابت است).

پس از عملیات مقدماتی غلتک زدن ، فولاد با کیفیت پایین معمولاً در انتهای قالب جمع می شود. از اینروست که انتهاهای قالب بریده می شود.

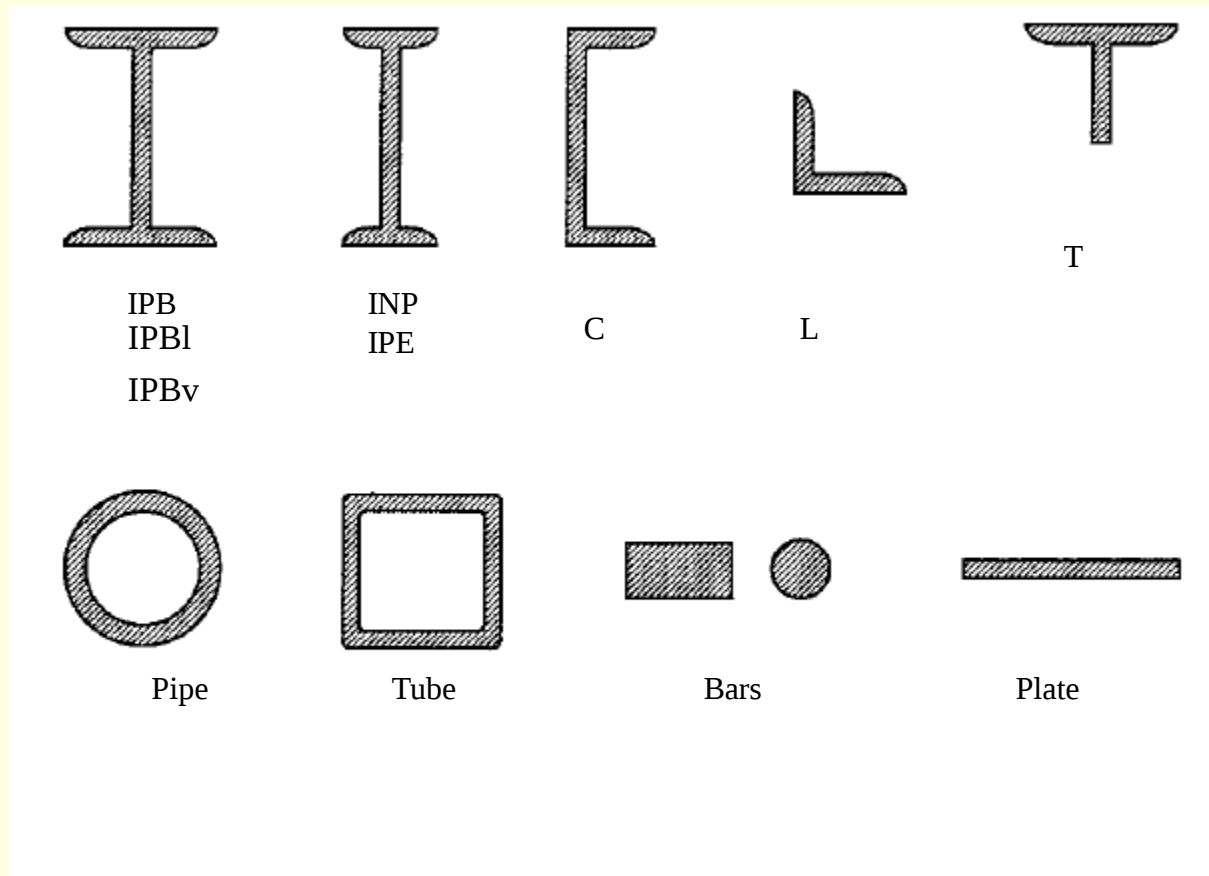
عملیات نورد اولیه را Blooming و Slabbing گویند. این عملیات توسط غلتک های Blooming و Slabbing صورت می گیرد.

Slabs ، Billers ، Blooms محصولات نیمه پرداخت شده هستند. در اصل اینها محصولات پایه هستند که به غلتکهای پرداختکاری ارسال می شوند.

چون غلتک کاری بر روی محصولاتی که هنوز داغ هستند انجام می شود نیمرخ های تولید شده را اغلب نیمرخ های نورد گرم (hot-rolled shapes) می نامند.

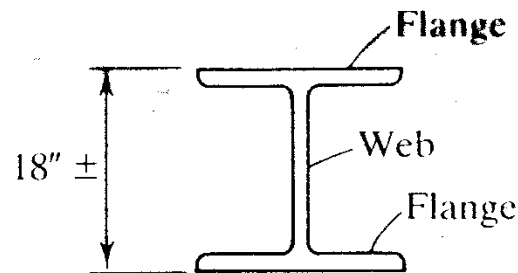
نیمرخ های استاندارد گرم نورد شده اروپایی DIN

Hot-Rolled European Standard Cross-Sectional Shapes (DIN)

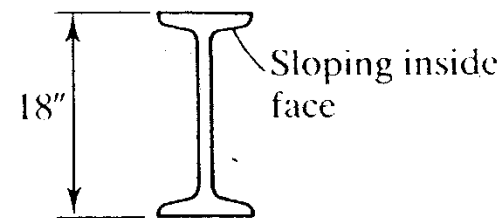


نیمرخ های استاندارد گرم نورد شده آمریکایی ASTM

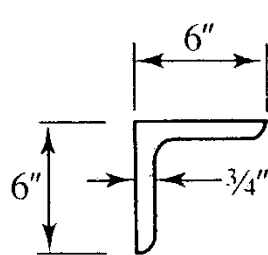
Hot-Rolled American Standard Cross-Sectional Shapes (ASTM)



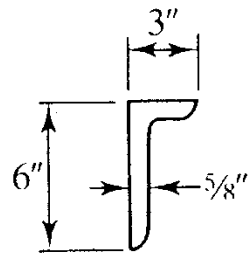
W-shape
(W18 $\times$ 50 shown)



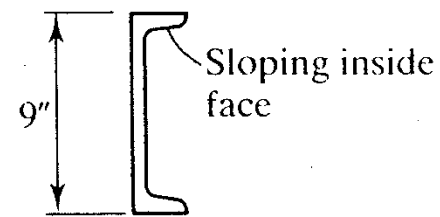
American Standard, S
(S18 $\times$ 70 shown)



Equal-leg
angle, L
(L6 $\times$ 6 $\times$ $\frac{3}{4}$ shown)



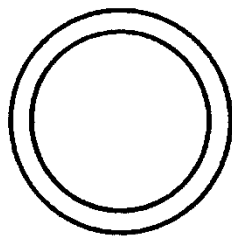
Unequal-leg
angle
(L6 $\times$ 3 $\times$ $\frac{5}{8}$ shown)



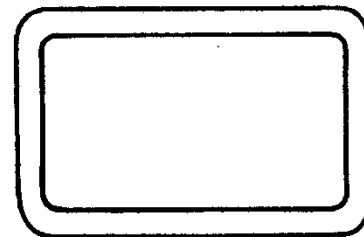
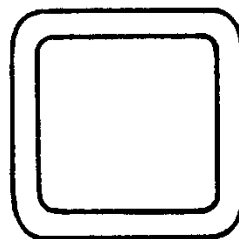
American Standard
Channel, C
(C9 $\times$ 20 shown)

نیمرخ های استاندارد گرم نورد شده آمریکایی ASTM

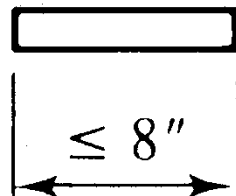
Hot-Rolled American Standard Cross-Sectional Shapes (ASTM)



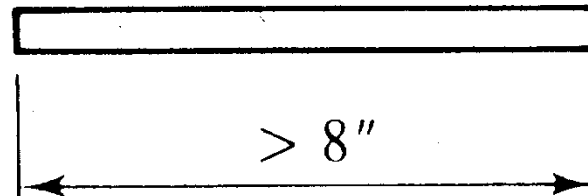
Pipe



Tubes



Bars

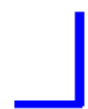
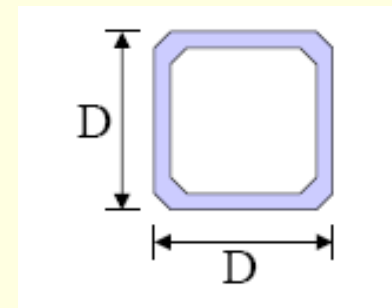
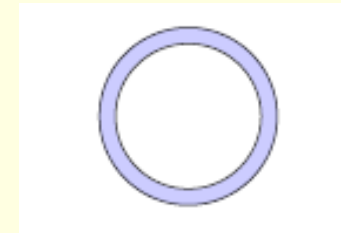


Plate

نیمرخ های فولادی سردکار شده

Cold-Formed Steel Shapes

نیمرخ های فولادی سرد کار شده به شکل های مختلف در دمای معمولی (محیط) با عملیات خم کاری ایجاد می شوند.



Angle



Channel



Stiffened
channel



Zee



Stiffened
Zee



Hat



Stiffened
Hat

نیمرخ های فولادی سردکار شده

Cold-Formed Steel Shapes

- با خم کردن ورقه های نازک فولادی کربنی یا کم آلیاژ ساخته می شوند.
- برای اعضای سبک بام ها ، کف ها و دیوارها ممکن است مورد استفاده قرار گیرند.
- ضخامت شان از ۲۵ mm. تا بیش از ۶/۵ mm متغیر است.
- اگرچه عملیات سردکاری تا حدی شکل پذیری را کاهش می دهد ولی در عین حال مقاومت را قدری افزایش می دهد.

طبقه بندی اعضا براساس بارگذاری

MEMBER CLASSIFICATION WITH LOADING

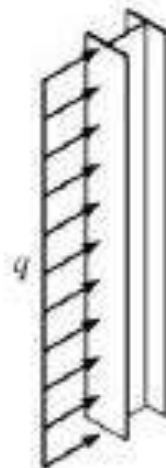


Tie
(a)

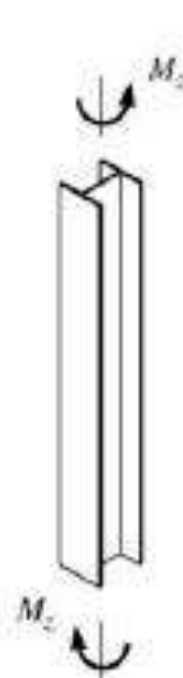
Strut



Column
(b)

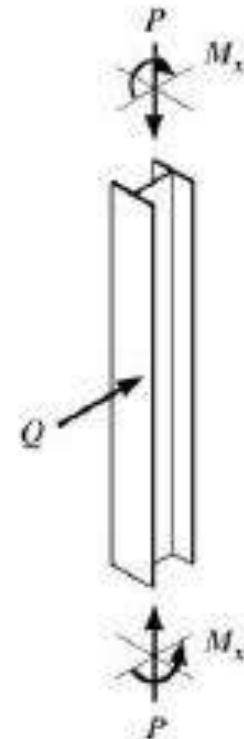


Beam
(c)



Shaft
(d)

Twisting



Beam-column
(e)

**Bending can be
biaxial.**

Typical Tension Members



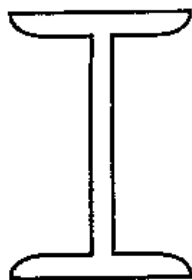
(a) Round and rectangular bars, including eye bars and upset bars



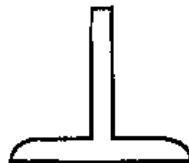
(b) Cables composed of many small wires



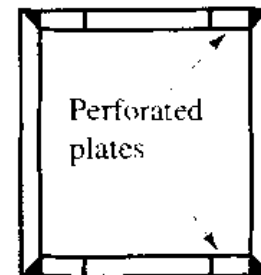
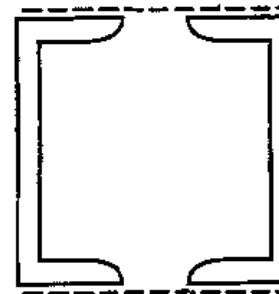
(c) Single and double angles



(d) Rolled W- and S-sections

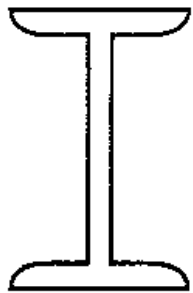


(e) Structural tee

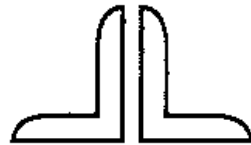


(f) Built-up box sections

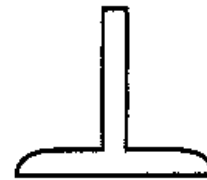
Typical Compression Members



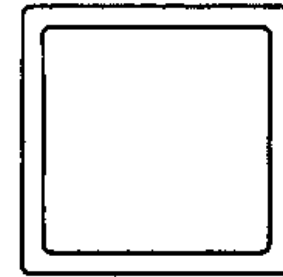
(a) Rolled W- and S-shapes



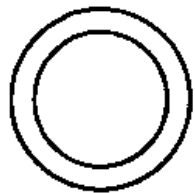
(b) Double angle



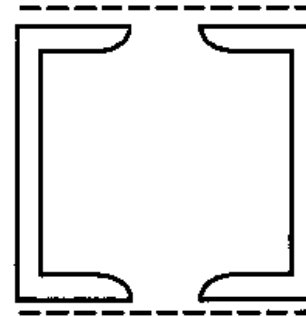
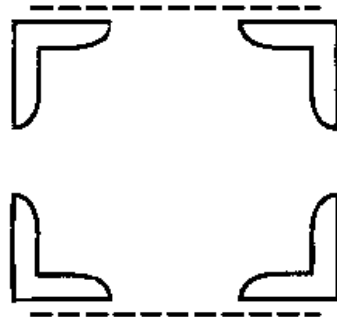
(c) Structural tee



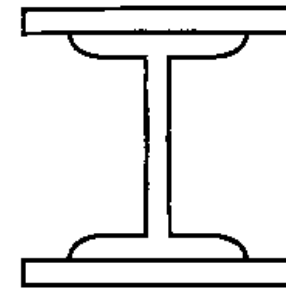
(d) Structural tubing



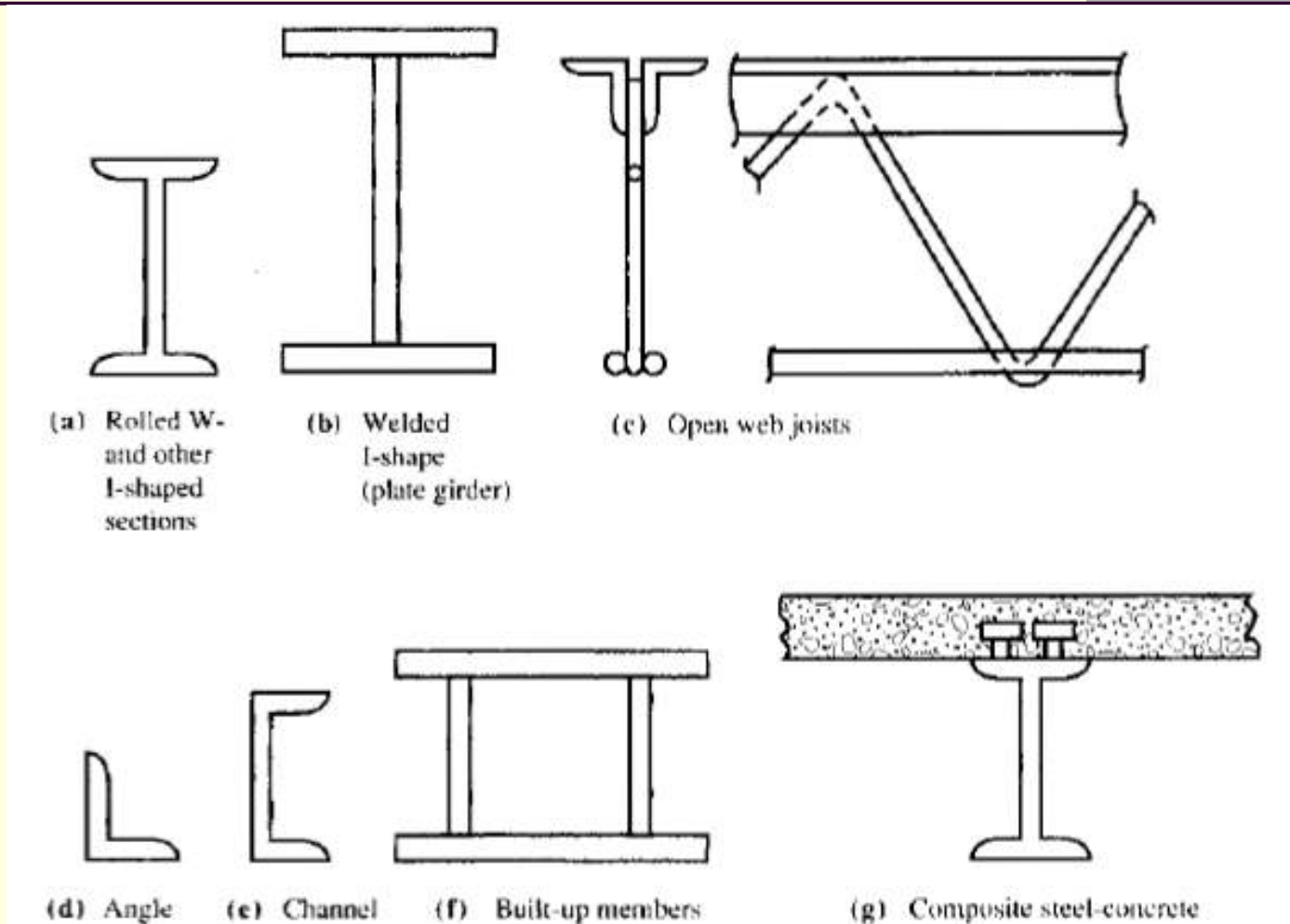
(e) Pipe section



(f) Built-up sections

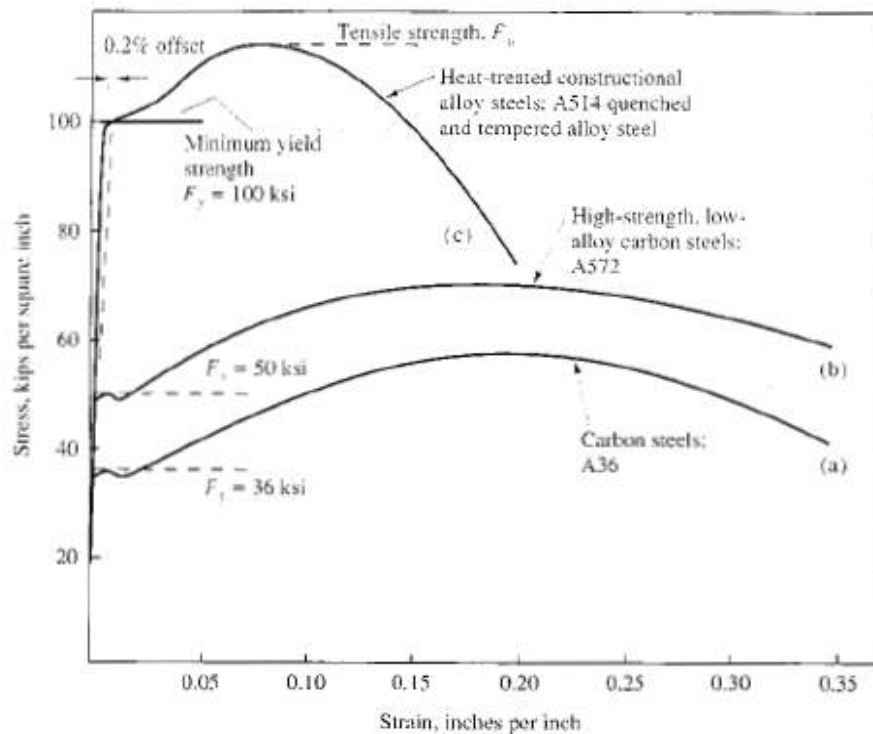


Typical Beam Members



انواع فولاد سازه ای

Types of Structural Steels



فولاد کربنی نرم
(Mild carbon steel)

فولاد پر مقاومت کم آلیاژ
(High Strength Low Alloy (HS))

فولاد آلیاژی آبدیده بازپخت شده (فولاد خشکه)
(Quenched and tempered Alloy Steel)

فولاد نرمه، فولاد ساختمانی، فولاد معمولی

Mild carbon steel

- 0.15 to 0.29 Carbon Percent
- $2200 \leq F_y \leq 2600 \text{ kgf/cm}^2$
- $3400 \leq F_u \leq 3800 \text{ kgf/cm}^2$
- ارزان قیمت (Low Cost)
- Works Easily (بخاطر شکل پذیری زیاد)
- A36 ASTM American Standard
- ST37 DIN Germany Standard

فولاد پر مقاومت کم آلیاژ

High Strength Low Alloy (HS)

با افزودن مقادیر جزئی عناصر آلیاژی نظیر کرم ، مس ، مولیبدن و نیکل به فولادهای کربنی تولید می شود.

$$2750 \leq F_y \leq 4800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$4600 \leq F_u \leq 5400 \text{ kgf/cm}^2$$

مقاومت بالا

مقاومت بالا در برابر خوردگی – فولادهای ضد فرسایش (ضد خوردگی)

(Increased Corrosion Resistance –Weathering Steels)

بعضی از این فولادها جوشکاری کردنشان بسیار مشکل است.

ASTM American Standard

A242, A441, A572, A588, A992

DIN Germany Standard

ST52

فولاد آلیاژی آبدیده باز پخت شده

Quenched and tempered Alloy Steel

با انجام عملیات حرارتی زیر بر روی فولادهای کم آلیاژ بدست می آیند :

I. آبدیده کردن (تبرید) : فولاد را از حرارت حدود 900°C سریعاً با استفاده از آب یا روغن به حدود 200°C می‌رسانند.

II. بازپخت : حرارت فولاد را مجدداً تا حدود 600°C بالا برده ولی می‌گذارند تا بتدریج خنک شود.

این نوع فولادها حد تسلیم مشخصی ندارند و لذا تنش تسلیم معمولاً با رسم خطی از کرنش 0.2% به موازات تغییرات خطی بخش ارتجاعی فولاد بدست می‌آید.

$$F_y \geq 6000 \text{ kgf/cm}^2 \quad ; \quad F_u \geq 8000 \text{ kgf/cm}^2$$

تنش تسلیم بسیار بالاتر

قیمت بالاتر بعلت عملیات حرارتی

شکل پذیری کمتر

لزوم پیش گرم کردن قبل از جوشکاری

ASTM American Standard

A514

Table 2-1.
Applicable ASTM Specifications
for Various Structural Shapes

Steel Type	ASTM Designation	F _y Min. Yield Stress (ksi)	F _u Tensile Stress ^a (ksi)	Applicable Shape Series											
				W	M	S	HP	C	MC	L	HSS		Steel Pipe		
											Rect.	Round			
Carbon	A36	36	58–80 ^b												
	A53 Gr. B	35	60												
	A500	Gr. B	42	58											
			46	58											
		Gr. C	46	62											
			50	62											
	A501	36	58												
	A529 ^c	Gr. 50	50	65–100											
		Gr. 55	55	70–100											
	High-Strength Low-Alloy	A572	Gr. 42	42	60										
Gr. 50			50	65 ^d											
Gr. 55			55	70											
Gr. 60 ^e			60	75											
Gr. 65 ^e			65	80											
Gr. I & II			50 ^f	70 ^f											
A618 ^f		Gr. III	50	65											
		50	50 ^h	60 ^h											
A913		60	60	75											
		65	65	80											
		70	70	90											
A992		50–65 ⁱ	65 ^j												
Corrosion Resistant High-Strength Low-Alloy	A242	42 ^k	63 ^k												
		46 ^k	67 ^k												
		50 ^l	70 ^l												
	A588	50	70												
	A847 ^d	50	70												

- = Preferred material specification.
 □ = Other applicable material specification, the availability of which should be confirmed prior to specification.
 □ = Material specification does not apply.

- ^a Minimum unless a range is shown.
^b For shapes over 426 lb/ft, only the minimum of 58 ksi applies.
^c Groups 1 and 2 shapes only. To improve weldability a maximum carbon equivalent can be specified (per ASTM Supplementary Requirement S78). If desired, maximum tensile stress of 90 ksi can be specified (per ASTM Supplementary Requirement S79).
^d If desired, minimum tensile stress of 70 ksi can be specified (per ASTM Supplementary Requirement S81).
^e Groups 1, 2 and 3 shapes only.
^f ASTM A618 can also be specified as corrosion-resistant; see ASTM A618.
^g Minimum applies for walls nominally 3/4-in. thick and under. For wall thicknesses over 3/4-in., $F_y = 46$ ksi and $F_u = 67$ ksi.
^h If desired, maximum yield stress of 65 ksi and maximum yield-to-tensile strength ratio of 0.85 can be specified (per ASTM Supplementary Requirement S75).
ⁱ A maximum yield-to-tensile strength ratio of 0.85 and carbon equivalent formula are included as mandatory in ASTM A992.
^j Groups 4 and 5 shapes only.
^k Group 3 shapes only.
^l Groups 1 and 2 shapes only.

Table 2-2.
Applicable ASTM Specifications for Plates and Bars

Steel Type	ASTM Designation		F _y Min. Yield Stress (ksi)	F _u Tensile Stress ^a (ksi)	Plates and Bars										
					to 0.75 Incl.	over 0.75 to 1.25	over 1.25 to 1.5	over 1.5 to 2 Incl.	over 2 to 2.5 Incl.	over 2.5 to 4 Incl.	over 4 to 5 Incl.	over 5 to 6 Incl.	over 6 to 8 Incl.	over 8	
Carbon	A36		32	58–80											
			36	58–80											
	A529	Gr. 50	50	70–100		b	b	b	b						
		Gr. 55	55	70–100		b	b								
High-Strength Low-Alloy	A572	Gr. 42	42	60											
		Gr. 50	50	65											
		Gr. 55	55	70											
		Gr. 60	60	75											
		Gr. 65	65	80											
Corrosion Resistant High-Strength Low-Alloy	A242		42	63											
			46	67											
			50	70											
	A588		42	63											
			46	67											
			50	70											
Quenched and Tempered Alloy	A514 ^c		90	100–130											
			100	110–130											
Quenched and Tempered Low-Alloy	A852 ^c		70	90–110											

- = Preferred material specification.
 □ = Other applicable material specification, the availability of which should be confirmed prior to specification.
 □ = Material specification does not apply.

- ^a Minimum unless a range is shown.
^b Applicable to bars only above 1-in. thickness.
^c Available as plates only.

Table 2-3.
Applicable ASTM Specifications for
Various Types of Structural Fasteners

ASTM Designation		F_y Min. Yield Stress (ksi)	F_u Tensile Stress ^a (ksi)	Diameter Range (In.)	High-Strength Bolts	Common Bolts	Nuts	Washers	Direct-Tension- Indicators	Threaded Rods	Anchor Rods		
											Hooked	Headed	Threaded & Nuffed
A325		—	105	over 1 to 1.5 Incl.	■								
		—	120	0.5 to 1, Incl.	■								
A490		—	150	0.5 to 1.5									
F1852		—	105	1.125									
		—	120	0.5 to 1, Incl.	■								
A194 Gr. 2H		—	—	0.25 to 4			■						
A563		—	—	0.25 to 4			■						
F436 ^b		—	—	0.25 to 4				■					
F559		—	—	0.5 to 1.5					■				
A36		36	58–80	to 10						■			
A193 Gr. B7		—	100	over 4 to 7							■		
		—	115	over 2.5 to 4								■	
		—	125	2.5 and under									■
A307	Gr. A	—	60	0.25 to 4		■						■	
	Gr. C	—	58–80	0.25 to 4									■
A354 Gr. BD		—	140	2.5 to 4 Incl.									■
		—	150	0.25 to 2.5, Incl.									■
A449		—	90	1.5 to 3 Incl.	°								■
		—	105	1.125 to 1.5, Incl.	°								■
		—	120	0.25 to 1, Incl.	°								■
A572	Gr. 42	42	60	to 6									■
	Gr. 50	50	65	to 4									■
	Gr. 55	55	70	to 2									■
	Gr. 60	60	75	to 1.25									■
	Gr. 65	65	80	to 1.25									■
A588		42	63	Over 5 to 8, Incl.									■
		46	67	Over 4 to 5, Incl.									■
		50	70	4 and under									■
A687		105	150 max.	0.625 to 3									■
F1554	Gr. 36	36	58–80	0.25 to 4									■
	Gr. 55	55	75–95	0.25 to 4									■
	Gr. 105	105	125–150	0.25 to 3									■

■ — Preferred material specification.

■ — Other applicable material specification, the availability of which should be confirmed prior to specification.

□ — Material specification does not apply.

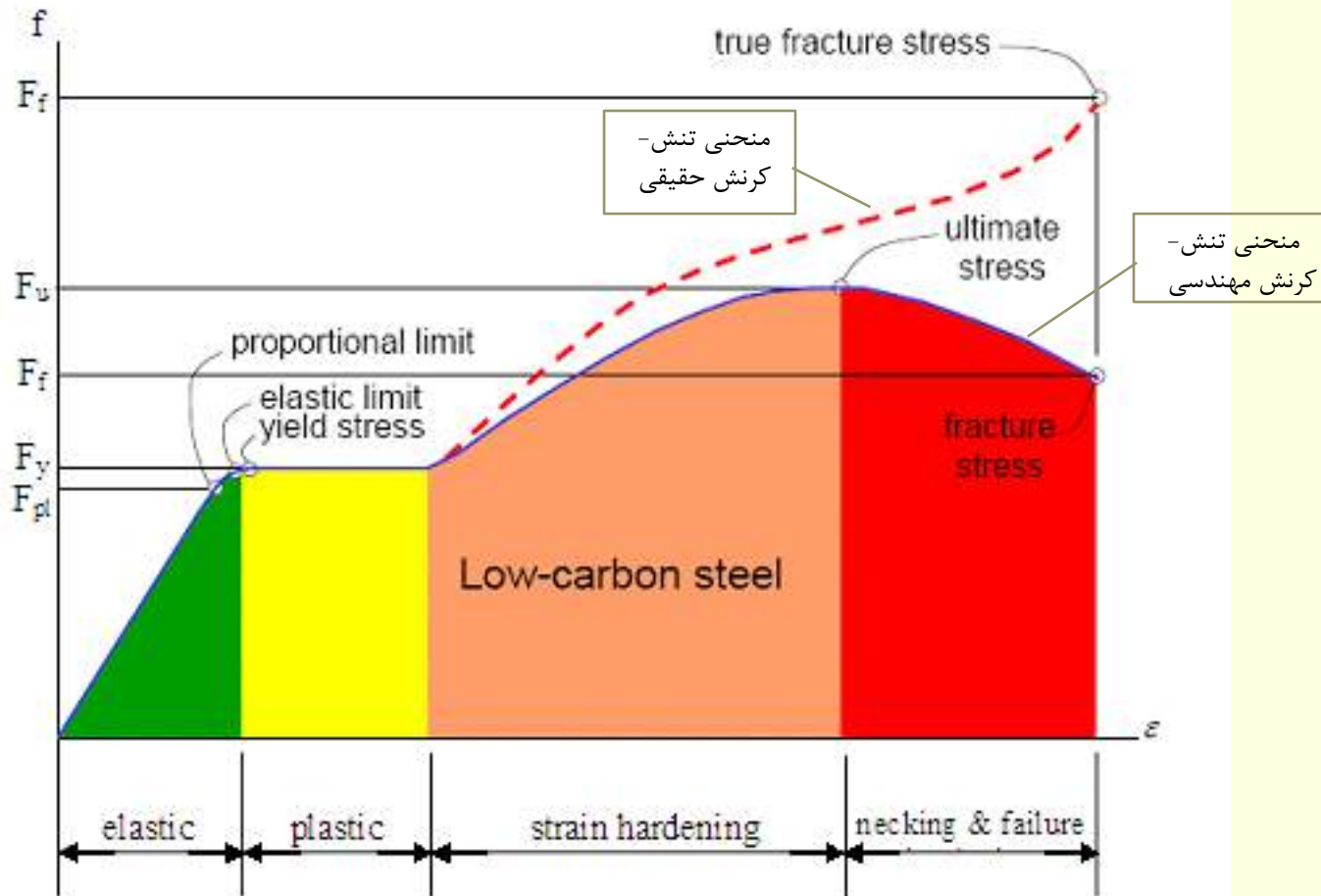
— Indicates that a value is not specified in the material specification.

^a Minimum unless a range is shown or maximum (max.) is indicated.

^b Special washer requirements may apply per RCSC Specification Table 6.1 for some steel-to-steel bolting applications and per Part 14 for anchor-rod applications.

^c See LRFD Specification Section A3.3 for limitations on use of ASTM A449 bolts.

The Tension Test



مشخصات فولادهای سازه ای

Properties of Structural Steels

- $E = 2.03 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 (=29000 \text{ ksi})$
- $G = 0.77 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
- $\nu = 0.3$
- $\gamma = 7850 \text{ kgf/m}^3$
- $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

فولادهای وسایل اتصالات (پیچ و پرچ)

Fastener Steels

A) Carbon Steel Bolts (A-307):

These are common non-structural fasteners with minimum tensile strength (F_u) of 60 ksi.

B) High Strength Bolts (A-325):

These are structural fasteners (bolts) with low carbon, their ultimate tensile strength could reach 105 ksi.

C) Quenched and Tempered Bolts (A-449):

These are similar to A-307 in strength but can be produced to large diameters exceeding 1.5 inch,

D) Heat Treated Structural Steel Bolts (A-490):

These are in carbon content (upto 0.5%) and has other alloys. They are quenched and re-heated (tempered) to 900°F.

The minimum yield strength (F_y) for these bolts ranges from 115 ksi upto 130 ksi.

Specifications, Loads and Design Methods

فصل دوم : دستورالعمل‌ها، بارها و روشهای طراحی

Specifications and Building Codes

دستور العمل‌ها و آیین نامه‌های ساختمانی

Specifications

- توسط سازمان هایی نظیر AISC ، ACI ، ASCE بسط و توسعه می یابند.
- راهنمایی هایی را برای طراحی اعضای سازه ای و اتصالات آنها ارائه می نمایند.
- آنها به خودی خود دارای الزام قانونی نبوده ، اما به راحتی ممکن است به عنوان بخشی از یک آئین نامه ساختمانی مرجع قرار گیرند.
- همه موارد ممکن را در بر نمی گیرند (امکان اینکه بتوانند همه حالات ممکن طراحی را پوشش دهند وجود ندارد).

Organizations

- **AISC = American Institute of Steel Construction**
 - **ASCE = American Society of Civil Engineers**
 - **AASHTO = American Association of State Highway and Transportation Officials**
 - **ACI = American Concrete Institute**
- مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث ششم: بارهای وارد بر ساختمان
- مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث دهم: طرح و اجرای ساختمانهای فولادی

آئین نامه های ساختمانی

Building Codes

■ سندی قانونی در بردارنده ملزومات مربوط به مواردی از قبیل ایمنی سازه، ایمنی آتش سوزی، لوله کشی و تهویه

■ الزام قانونی داشته و نظارت بر آن توسط سازمانهای شهری، کشوری یا دیگر سازمانهای دولتی انجام می شود.

■ روند طراحی در آن آورده نشده است، اما در آن به ذکر الزامات طراحی پرداخته شده است.

Building Codes

- UBC = Uniform Building Code
- IBC = International Building Code
- The ASCE7-05, Minimum Design Loads for Building and Other Structures, is another accepted document the United States of America.
- آیین نامه حداقل بار وارده بر ساختمانها و ابنیه فنی (استاندارد ۵۱۹)
- آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۸۴-۲۸۰۰)

Design Loads

بارهای طراحی

Design Loads

- عموماً توسط آئین‌نامه‌هایی همچون AISC ، UBC ، استاندارد ۵۱۹ مشخص می‌شوند.
- مقادیر آیین‌نامه حداقل مقادیر بارها بوده و کلیه وضعیت‌ها و نیز سازه‌ها را دربر نمی‌گیرند.
- مسئولیت‌شان بر عهده طراح می‌باشد.
- در ایران مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، مورد استفاده قرار می‌گیرد.

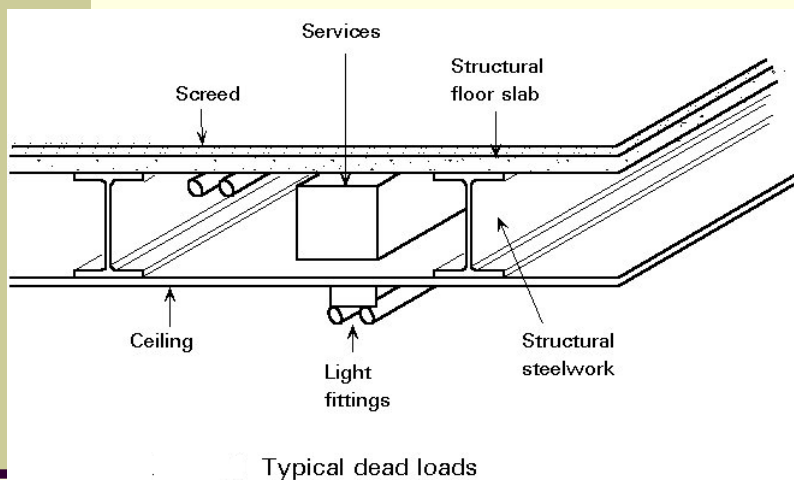
Types of Design Loads

Where do loads come from?

- بارهای مرده (Dead Loads)
- بارهای زنده (Live Loads)
- بار برف و باران (Snow/Rain Load)
- بار باد (Wind Load)
- بار زلزله (Seismic Load)
- فشار خاک (Earth Pressure)
- سایر (Other)

Dead Loads

بارهایی هستند که ناشی از وزن سازه می باشند (شامل وزن اسکلت ، دیوارها ، سرویس‌های مکانیکی و الکتریکی دائمی و).



شامل اجزا باربر و غیر باربر سازه هستند.

بارهای ساکن با مقدار ساکن هستند.

غالباً با قطعیت معقول و بالایی قابل تعیین هستند.

وزن خود سازه قبل از طرح سازه معلوم نیست.

Live Loads

■ بارهای متحرک یا بارهایی که مقدارشان تغییر می کند.

■ بارهایی که ناشی از سکونت یا بهره برداری ساختمان ، ساخت ، یا تغییر سازه هستند . این بارها ممکن است ناشی از موارد ذیل باشند :



❖ ساکنین ساختمان

❖ اثاثیه

❖ مصالح انبار شده

❖ تجهیزات متحرک

❖ بار ترافیک و بار پیاده رو پلها

❖ انفجار

❖ ضربه

❖ وسایل نقلیه

■ اگر بار به صورت ناگهانی وارد شود ، اثرات ضربه باید به حساب آورده شود.

■ اگر بار در صورت بهره برداری از سازه بار مزبور به کرات وارد شده و برداشته شود ، تنش خستگی (Fatigue) باید به حساب آورده شود .

Snow Load

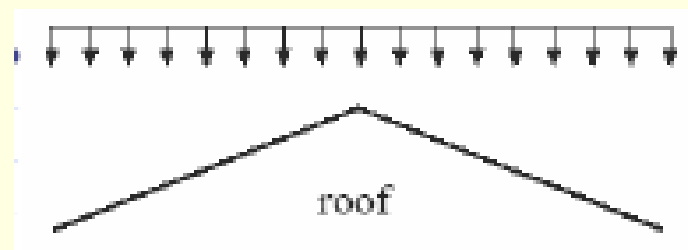
■ به موقعیت جغرافیایی ساختمان و شکل بام ساختمان بستگی دارد

$$P_r = C_s P_s$$

P_r = بار برف روی بام

P_s = بار برف مبنا

C_s = ضریب اثر شیب



Gravity Load Path

Line Diagram

Beam/Joist Tributary Area

Finding Tributary Area

Girder Tributary Area

Finding Tributary Area

Column Tributary Area

Finding Tributary Area

Wind Load

فشار یا مکش به سطوح خارجی ساختمان اعمال می نماید .

$$P = C_e C_q q$$

$$q = 0.005V^2$$

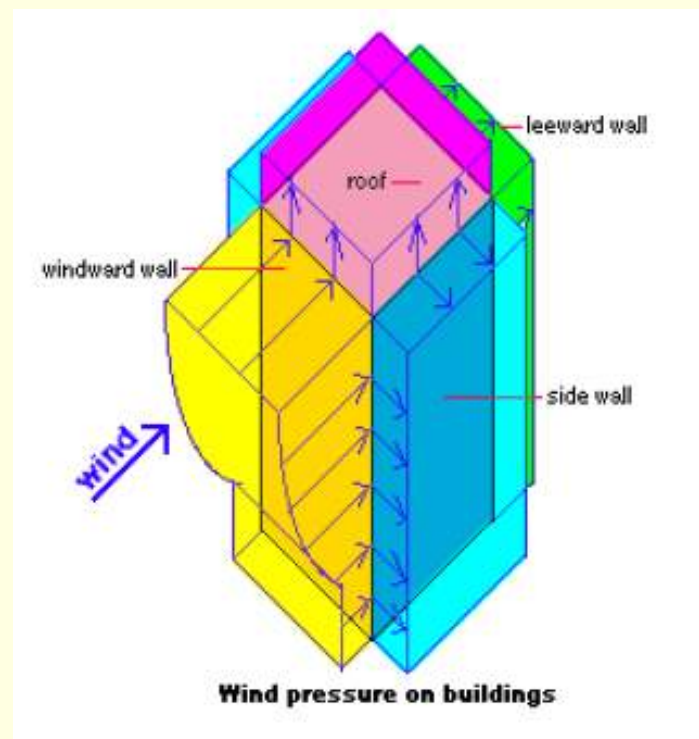
P = فشار یا مکش ناشی از باد

C_e = ضریب اثر تغییر سرعت

C_q = ضریب شکل

q = فشار مبنای باد

V = سرعت مبنای باد



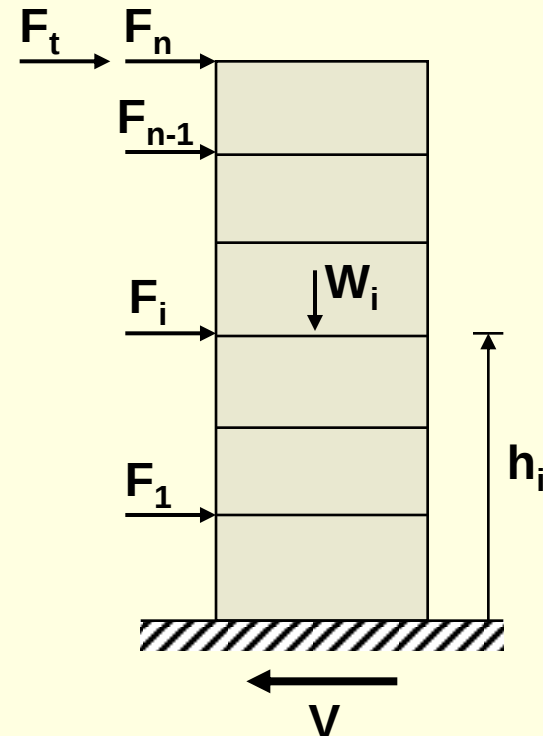
Seismic Load

■ اثرات حرکت زمین بر ساختمان با سیستمی از نیروهای افقی شبیه سازی می شود .

$$V = C W$$

$$C = A B I / R$$

$$F_i = (V - F_t) W_i h_i / \sum W_j h_j$$



چرا از مهاربندی جانبی استفاده می شود؟

Why Use Lateral Bracing?

**Why Use Lateral
Bracing?**

جریان بار جانبی در یک ساختمان

Lateral Load Flow on a building

Lateral Load Flow Through a Building

Design Methods

روش های طراحی

Margin of Safety

$$[\text{مقاومت لازم}] - [\text{مقاومت طراحی}] = [\text{حاشیه ایمنی}]$$

عدم قطعیت های تاثیر گذار:

1. مقاومت مصالح: تغییرات اولیه ، خزش ، خوردگی و خستگی
2. روش تحلیل
3. فاجعه (زلزله ، طوفان)
4. تنش های ساخت و اجرا
5. تغییر در بار زنده و بار ترافیک بواسطه پیشرفت های تکنولوژیک
6. تخمین بار زنده
7. سایر موارد ← تنش پسماند ، تمرکز تنش و تغییر در ابعاد

Design Philosophies

i. طراحی به روش مقاومت مجاز

Allowable Strength Design Method (ASD)

ii. طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت

Load and Resistance Factor Design (LRFD)

طراحی به روش مقاومت مجاز

Allowable Stress Design (ASD)

ASD روش مقدماتی برای طراحی سازه های فولادی بوده است. به این روش همچنین، روش طراحی ارتجاعی (elastic design) یا طراحی به روش تنش های بهره برداری (working stress design) نیز می گویند.

این روش عموماً بر اساس تحلیل ارتجاعی سازه ها می باشد - اعضا باید در محدوده رفتار ارتجاعی باشند. یک عضو به نحوی انتخاب می شود که نیروی حداکثر ناشی از بارهای بهره برداری از مقاومت مجاز طراحی تجاوز نکند.

مقاومت مجاز $\leq$ مقاومت لازم

$$\text{required strength} \leq \text{allowable strength}$$

که مقاومت می تواند نیروی مقاوم محوری یا نیروی مقاوم خمشی یا نیروی مقاوم برشی باشد. مقاومت مجاز با تقسیم مقاومت اسمی (تئوریک) بر یک ضریب ایمنی به دست آید.

$$\text{allowable strength} = \text{nominal strength} / \text{factor of safety}$$

$$\text{ضریب ایمنی} / \text{مقاومت اسمی} = \text{مقاومت مجاز}$$

اگر در روابط فوق بجای نیروها یا لنگرها، از تنشها استفاده شود، روش مزبور روش تنش مجاز نامیده می شود.

$$\text{تنش مجاز} \leq \text{تنش وارده حداکثر}$$

ASD یکی از روش های پیشنهادی AISC است.

طراحی به روش مقاومت مجاز

Allowable Stress Design (ASD)

■ معادله کلی روش ASD عبارتست از :

$$R_a \leq R_n / \Omega$$

که :

$R_a = \sum Q_i$ = required strength = sum of service loads (مقاومت لازم)

R_n = nominal strength of member (مقاومت اسمی عضو)

Ω = safety factor (ضریب ایمنی)

= 1.67 for limit-states involving **yielding** (برای حالات حدی تسلیم کششی)

= 2.00 for limit-states involving **rupture** (برای حالات حدی گسیختگی کششی)

= 1.5 / ϕ

Service Load Notation

- D = Dead Load
- L = Live Load
- Roof Loads
 - L_r = Roof Live Load
 - S = Snow
 - R = Rain or Ice (Does not include ponding)
- E = Earthquake Load
- W = Wind Load
- H = Load due to lateral earth pressure, ground water pressure, or pressure of bulk materials

Load Combinations for ASD

هشت ترکیب بار زیر برای بدست آوردن شدیدترین حالات بار گذاری مورد استفاده قرار می گیرند
(ASCE05 Eqs 2.4.1.1 to 2.4.1.8):

- 1) **D**
- 2) **D + H + L**
- 3) **D + H + (L_r or S or R)**
- 4) **D + H + 0.75L + 0.75(L_r or S or R)**
- 5) **D + H + (W or 0.7E)**
- 6) **D + H + 0.75(W or 0.7E) + 0.75L + 0.75(L_r or S or R)**
- 7) **0.6D + W + H**
- 8) **0.6D + 0.7E + H**

توجه : بارهای باد و زلزله ممکن است علامت های مثبت یا منفی داشته باشند.

ترکیب بارهای پیشنهادی آیین نامه ایران

جدول ۱۰-۱-۱ ترکیب‌های بارگذاری متعارف در ساختمان‌ها در طراحی به روش تنش‌های مجاز

ردیف	شرایط	ترکیب بار
۱	ترکیب بار مبنا ^۱ (مرده + بهره‌برداری)	$D + L$
۲	ترکیب بار مرده، بهره‌برداری و زلزله یا باد *	$0.75 [D + L \pm (E \text{ یا } W)]$ $0.75 [D \pm (E \text{ یا } W)]$
۳	ترکیب بارهای مرده، بهره‌برداری و فشار خاک یا آب	$(D + F) + (L + H)$ $D + F + H$
۴	ترکیب بارهای مرده، بهره‌برداری و آثار حرارتی، جمع‌شدگی، و نشست تکیه‌گاه‌ها *	$0.75(D + L \pm T)$ $0.75(D \pm T)$

۱. در شرایطی که اثر بار زنده در هریک از ترکیبات بارگذاری کاهش‌دهنده است، ضریب آن معادل صفر منظور می‌گردد.
* در ویرایش‌های قدیم برای ترکیباتی از بار که در آنها آثار باد، زلزله و یا دما وجود داشت، تنش مجاز به‌میزان ۳۳ درصد افزایش داده می‌شد. بنا به ملاحظات ضوابط طرح لرزه‌ای در فصل ۱۰ - ۳، در این چاپ افزایش تنش مجاز حذف و به‌جای آن ضریب کاهش ۰/۷۵ در ترکیب بار لحاظ گردیده است.

در ترکیبات فوق:

D = بار مرده

L = بار بهره‌برداری شامل بار زنده طبقات و سربار حاکم بر بام (بار زنده بام، بار برف یا

بار باران)

W = بار باد

E = بار زلزله

F = وزن و فشار ناشی از مایعات

H = بار ناشی از وزن و فشار خاک و یا فشار توأم خاک و آب

T = اثرات خودکرنشی ناشی از تغییرات دما، نشست پایه‌ها، وارفنگی و غیره

ترکیب بارهای پیشنهادی آیین نامه ایران - ادامه

در ساختمان‌های صنعتی که سازه برای بار جراثقال سقفی طراحی می‌شود، ترکیبات زیر علاوه بر آنچه در بالا گفته شده، باید بررسی گردد.

جدول ۱۰-۱-۲ ترکیب‌های بارگذاری تکمیلی برای ساختمان‌های صنعتی در طراحی به‌روش تنش‌های مجاز

ردیف	شرایط	ترکیب بار
۱	مرده + جراثقال	$D + A$
۲	مرده + جراثقال + برف	$D + S + A$
۳	مرده + زلزله	$0.75[D + (W \text{ یا } E) + \bar{A}]$

علامه A و $\bar{A}$ در این ترکیبات عبارتند از:

A = کلیه بارهای ناشی از جراثقال شامل وزن پل‌ها، ارابه، باری که بلند می‌شود همراه با اثر ضربه در آنها.

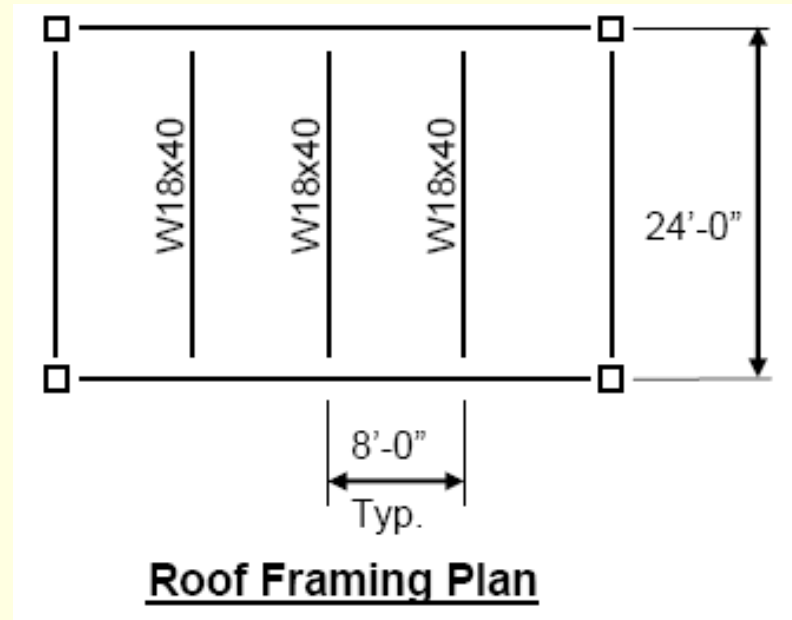
$\bar{A}$ = بار ناشی از وزن جراثقال به‌تنهایی شامل وزن پل‌ها و ارابه به‌اضافه درصدی از بار زنده با توجه به‌میزان بهره‌برداری جراثقال.

Example 1

GIVEN: A flat roof is framed with 24'-0" long W18x40 beams spaced 8'-0" o.c. The service applied roof dead load is 25 PSF and the applied service roof live load = 20 PSF. The service wind load on the flat roof is -8 PSF (uplift).

REQUIRED:

- 1) Determine the maximum **ASD factored** uniform load on the beam, w .
- 2) Determine the maximum **ASD factored** moment on the beam, M_{max} .

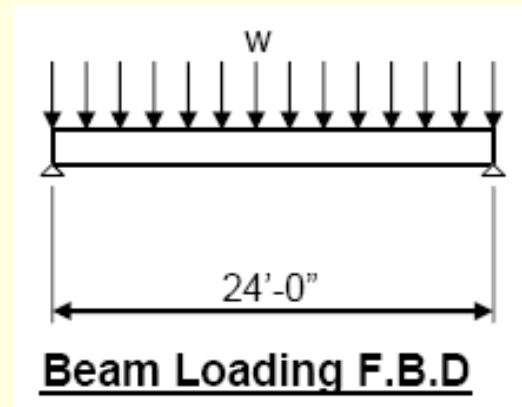


Step 1 – Determine D, L_r , and W in terms of PLF:

$$\begin{aligned} D &= DL(\text{Trib. Width}) + \text{Beam wt.} \\ &= 25 \text{ PSF}(8 \text{ ft}) + 40 \text{ PLF} \\ &= 240 \text{ PLF} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_r &= LL(\text{Trib. Width}) \\ &= 20 \text{ PSF}(8 \text{ ft}) \\ &= 160 \text{ PLF} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= -8 \text{ PSF}(8 \text{ ft}) \\ &= -64 \text{ PLF} \end{aligned}$$



Step 2 – Determine maximum SERVICE uniform load, w:

1) D
240 PLF

2) D+L
240 PLF + 0 = 240 PLF

3) D+(L_r or S or R)
240 PLF + 160 PLF = **400 PLF** ← USE

4) D+0.75L+0.75(L_r or S or R)
240 PLF + 0 + 0.75(160 PLF) = 360 PLF

5) D±(W or 0.7E)
240 PLF + (-64 PLF) = 176 PLF
240 PLF – (-64 PLF) = 304 PLF

Do not use neg. wind if it
reduces pos. gravity loads

6) D+0.75(W or 0.7E)+0.75L+0.75(L_r or S or R)
240 PLF + 0 + 0.75(160 PLF) = 360 PLF

7) 0.6D±(W or 0.7E)
0.6(240 PLF) + (-64 PLF) = 80 PLF
0.6(240 PLF) – (-64 PLF) = 208 PLF

Step 3 – Determine maximum SERVICE moment on beam, M_{max}:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{wL^2}{8} \\ &= \frac{(400 \text{ PLF})(24'-0'')^2}{8} \\ &= 28,800 \text{ ft-lb} \end{aligned}$$

M_{max} = 28.8 kip-ft

طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD)

Load and Resistance Factor Design (LRFD)

■ یک عضو چنان انتخاب می شود که مقاومت موجود یا ضریبدار آن بیش از مقاومت لازم بر اساس بارهای ضریبدار وارده (بارهای نهایی ultimate loads) باشد.

■ معادله کلی روش LRFD عبارتست از:

$$\Sigma \lambda_i \cdot Q_i \leq \phi \cdot R_n$$

Required Strength
(ultimate load)

Design Strength
(available capacity)

Q_i = service (working) load – the best estimation of the loads acting on the structure,

λ_i = load factor for the service load i ,

R_n = nominal strength– the calculated strength of the structure or element,

ϕ = the capacity reduction factor for nominal strength.

Advantages of LRFD

- روشی از نوع حالت حدی است. (a limit state method)
- با روش طراحی سازه های بتن آرمه ACI-318 مطابقت دارد.
- سطح قابلیت اعتماد بسیار یکنواخت تری را در همه سازه ها تحت اغلب انواع شرایط بارگذاری تأمین می نماید. با بارهای مرده و زنده بر خورد یکسانی نداشته و لذا منجر به روش بسیار منطقی تری می شود.
- رفتار احتمال اندیشانه را مورد توجه قرار می دهد.

Advantages of LRFD

- از لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه تر است چون بار مرده درصد بزرگی از بار سازه را تشکیل می دهد.
- چون بارهای مرده طبیعتاً تغییرات کمتری نسبت به بارهای زنده داشته و لذا ضریب بار کمتری به بارهای مرده تعلق می گیرد.
- این امر ممکن است منجر به کاهش در ابعاد عضو شده و از نظر اقتصادی بهتر خواهد بود.
- روش ترجیحی AISC است.
- با تلاش های بین المللی انجام شده در رابطه با طراحی مطابقت دارد.
- قابلیت به روز شدن و توسعه یافتن را بدون اعمال تغییر در روش دارد.

حالات حدی چیستند؟

What are limit states?

وقتی طرحی برای رسیدن به هدفی (نظیر وزن حداقل) دنبال می‌شود، قیودی که اعمال خواهند شد مبتنی بر حالت‌های حدی خواهند بود.

یک حالت حدی نشانگر یک کرانه مفید و قابل استفاده بودن سازه است. وقتی که تجاوز از یک حالت حدی صورت می‌گیرد، عملکرد موردنظر دیگر باقی نخواهد بود.

1. **حالت حدی مقاومت (Strength Limit State)** - دیدگاه‌های ظرفیت بار یا ایمنی یک طرح.
2. **حالت حدی بهره‌برداری (Serviceability Limit State)** - موضوعات عملکرد غیر از ایمنی

Strength Limit State

حالات حدی مقاومت در رابطه با مقاومت اتصال، عضو، یا کل سازه می باشد.
حالات حدی مقاومت مربوط به ایمنی تحت بارهای شدید (extreme loads) می باشند.
بعضی از متداولترین موارد عبارتند از:

- گسیختگی در کشش (Fracture in Tension)
- کمانش خمشی (Flexural Buckling)
- شروع تسلیم شدگی (Initiation of Yielding)
- تشکیل لولای پلاستیک (Plastic Hinge Formation)
- کمانش جانبی (Lateral Buckling)
- کمانش پیچشی-خمشی (Flexural-Torsional Buckling)
- کمانش پیچشی (Torsional Buckling)
- کمانش موضعی (Local Buckling)
- واژگونی جسم صلب (Rigid-Body Overturning)
- ناپایداری سازه (Structure Instability)

لازم است یک یا چندین حالت حدی در هر عضو یا اتصال یا سازه‌ای که طراحی می‌شود
مورد بررسی و امتحان قرار گیرد.

حالت حدی بهره برداری

Serviceability Limit State

حالات حدی بهره برداری کرانه های پذیرفته شده مربوط به ملزومات عملکردی تحت شرایط بارگذاری بهره برداری معمول می باشند.

تجاوز از یک حالت حدی بهره برداری ایمنی سازه را خدشه دار نمی کند، اما هر یک از موارد زیر ممکن است پدید آید:

- ناراحتی ساکنین
- خرابی در اجزای غیر سازه ای

مثال های مختلف از حالات حدی بهره برداری:

- محدودیت های خیز قائم (vertical deflection limits)
- تغییر مکان نسبی طبقه (interstory drift)
- ارتعاش قائم کف (vertical vibrations in floor)
- شتاب های کف (floor accelerations)

حالات حدی مطرح شده در آیین نامه ایران

حالات حدی به دو گروه حالات حدی نهایی (مقاومت) و حالات حدی بهره‌برداری مطابق جدول ۱۰ - ۲ - ۱ - ۱ ، تقسیم می‌شوند.

جدول ۱۰ - ۲ - ۱ - ۱ حالات حدی

حالات حدی بهره‌برداری	حالات حدی نهایی (مقاومت)
۱ - تغییر شکل	۱ - حالات حدی مقاومت (مشمول بر تسلیم، گسیختگی، کمانش، تبدیل سازه به یک مکانیزم)
۲ - ارتعاش	۲ - ناپایداری در مقابل واژگونی و تغییر مکان جانبی به حدی که شکل هندسی و در نتیجه رفتار سازه را به کلی تغییر دهد.
۳ - خسارات قابل تعمیر به علت خستگی	۳ - گسیختگی به علت خستگی
۴ - خوردگی و دوام	۴ - تردشکنی

حالات حدی - ملاحظات بارگذاری

limit states - Loading Considerations

بارگذاری مورد استفاده برای ارزیابی تجاوز از حالت حدی ، باید به دقت و به شکلی منطقی انتخاب شود.

به عنوان مثال برای بارگذاری باد، ممکن است دو سرعت متوسط ۳ ثانیه‌ای مختلف برای ارزیابی حالات حدی مقاومت و بهره برداری مورد استفاده قرار گیرد:

حالت حدی مقاومت

بارگذاری فشاری باد باید مطابق با رویدادهای شدید باشد.
سرعت باد انتخابی اغلب دارای دوره بازگشت متوسط ۵۰ ساله است.

حالت حدی بهره برداری

بارگذاری فشاری باد باید مطابق با رویدادهای روزانه باشد.
سرعت باد ممکن است دارای دوره بازگشت متوسط ۱۰ ساله باشد.

ضرایب کاهش مقاومت

Capacity Reduction Factors

■ این ضرایب برای به حساب آوران عدم قطعیت‌ها در مشخصه‌های مصالح، تئوری طراحی، ساخت و اجرای سازه می‌باشند.

■ ضرایب کاهش مقاومت مقداری بین ۰.۶ تا ۱.۰ بسته به نوع مقاومت دارند (۰.۷۵ یا ۰.۹۰ برای اعضای کششی، ۰.۹ برای ستون‌ها، ۰.۹ برای اعضای خمشی یا برش در تیرها و ...)

ترکیبات بارگذاری در روش LRFD

Load Combinations for LRFD

- ضرایب بار LRFD برای حداقل بارها در استاندارد ASCE 7-05 تعریف شده است.
- ضرایب بار به ازای ترکیبات مختلف بارگذاری تغییر می‌یابند.
- در هر ترکیبی، فرض می‌شود یکی از بارها به مقدار حداکثر خود در عمر مفید سازه رسیده و سایر بارها در حد مواقع معمول باشند
- ضرایب بار همچنین به ازای بارهای زنده بزرگ و سطوح بحرانی خرابی تغییر می‌یابند.
- همه ترکیبات بار قابل اعمال مورد بررسی قرار می‌گیرند تا اینکه حالت بحرانی برای هر عضو شناسایی شود.

The Load Combinations Identified by Dominant Contribution

ترکیبات بار

Dead Load – ASCE05 Eq 2.3.2.1

$$U = 1.4D$$

Live Load - ASCE05 Eq 2.3.2.2

$$U = 1.2D + 1.6(L+H) + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$

Impact is included in Live Load if applicable

Combinations: Wind and Seismic

Max Roof Loads - ASCE05 Eq 2.3.2.3

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (0.5L \text{ or } 0.8W)$$

Impact effects are to be included only in 2.3.2.3.

Max Wind - ASCE05 Eq 2.3.2.4

$$U = 1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$

Max Seismic - ASCE05 Eq 2.3.2.5

$$U = 1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2 S$$

ترکیبات: باد و زلزله (محل های تجمع عمومی - بارهای زنده بزرگ)

Combinations: Wind and Seismic

Public Assembly Areas - Large Live loads

Max Roof Loads - ASCE05 Eq 2.3.2.3

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.8W)$$

Impact effects are to be included only in 2.3.2.3.

Max Wind - ASCE05 Eq 2.3.2.4

$$U = 1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$

Max Seismic - ASCE05 Eq 2.3.2.5

$$U = 1.2D + 1.0E + L + 0.2 S$$

Load Combinations: Uplift

Max Wind - ASCE05 Eq 2.3.2.6

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H$$

Max Seismic - ASCE05 Eq 2.3.2.7

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H$$

ترکیب بارهای پیشنهادی آیین نامه ایران

جدول ۱۰-۲-۱ ترکیب‌های بارگذاری در ساختمان‌های متعارف در حالت حدی نهایی

ردیف	شرایط	ترکیب بار
۱	ترکیب بار مبتن ^۱ (مرده + بهره‌برداری)	$\frac{1}{4}D$ $\frac{1}{25}D + \frac{1}{5}L$
۲	ترکیب بار مرده، بهره‌برداری و زلزله یا باد	$D + \frac{1}{2}L + \frac{1}{2}(E \text{ یا } W)$ $\frac{1}{85}D + \frac{1}{2}(E \text{ یا } W)$
۳	ترکیب بارهای مرده، بهره‌برداری و فشار خاک یا آب	$\frac{1}{25}(D + F) + \frac{1}{5}(L + H)$ $\frac{1}{85}D + \frac{1}{25}F + \frac{1}{5}H$
۴	ترکیب بارهای مرده، بهره‌برداری و آثار حواری، جمع‌شدگی، و نشست تکیه‌گاه‌ها	$D + \frac{1}{20}L + T$ $\frac{1}{25}D + \frac{1}{25}T$

۱. در شرایطی که اثر بار زنده در هریک از ترکیبات بارگذاری کاهش‌دهنده است، ضریب آن معادل صفر منظور می‌گردد.

در ترکیبات فوق:

D = بار مرده

L = بار بهره‌برداری شامل بار زنده طبقات و سربار حاکم بر بام (بار زنده بام، بار برف یا

بار باران)

W = بار باد

E = بار زلزله

F = وزن و فشار ناشی از مایعات

H = بار ناشی از وزن و فشار خاک و یا فشار توأم خاک و آب

T = اثرات خودکرنشی ناشی از تغییرات دما، نشست پایه‌ها، وارفتگی و غیره

ترکیب بارهای پیشنهادی آیین نامه ایران - ادامه

جدول ۱۰-۲-۱ ترکیب‌های بارگذاری تکمیلی برای ساختمان‌های صنعتی در حالت حدی نهایی

ردیف	توصیف بار	ترکیب بار
۱	مرده + جراثقال	$1/25D + 1/5A$
۲	مرده + جراثقال + برف	$1/25D + 1/5S + 1/5A$
۳	مرده + زلزله	$D + 1/2(W \text{ یا } E) + 1/2\bar{A}$

ملازم $\bar{A}$ و A در این ترکیبات عبارتند از:

$\bar{A}$ = کلیه بارهای ناشی از جراثقال شامل وزن پل‌ها، ارابه، باری که بلند می‌شود همراه

با اثر ضربه در آنها.

A = بار ناشی از وزن جراثقال به‌تنهایی شامل وزن پل‌ها و ارابه به‌اضافه درصدی از بار

زنده با توجه به‌میزان بهره‌برداری جراثقال.

ضرایب کاهش مقاومت پیشنهادی آیین نامه ایران

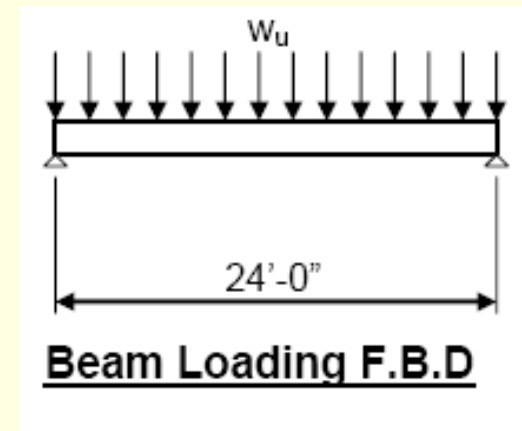
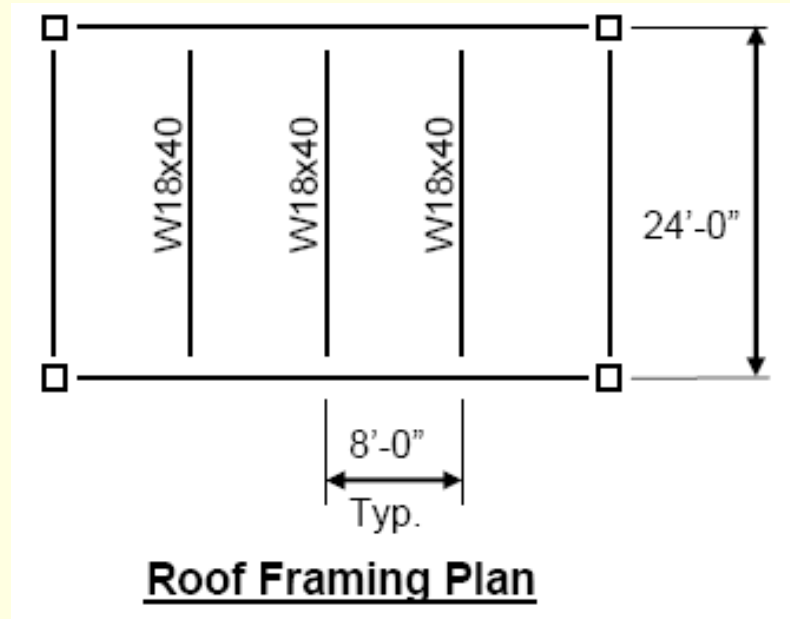
$\phi_c = 0.9$	(برای فشار محوری)
$\phi_v = 0.9$ تا 1.0	(برای برش)
$\phi_b = 0.9$	(برای لنگر خمشی)
$\phi_t = 0.9$	(برای تسلیم عضو کششی)
$\phi_t = 0.75$	(برای گسیختگی عضو کششی)
$\phi = 0.75$	(برای مقاومت اتکایی)
$\phi_T = 0.9$	(برای لنگر پیچشی)

Example 2

GIVEN: A flat roof is framed with 24'-0" long W18x40 beams spaced 8'-0" o.c. The service applied roof dead load is 25 PSF and the applied service roof live load = 20 PSF. The service wind load on the flat roof is -8 PSF (uplift).

REQUIRED:

- 1) Determine the maximum **LRFD factored** uniform load on the beam, w_u .
- 2) Determine the maximum **LRFD factored** moment on the beam, M_u .



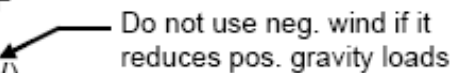
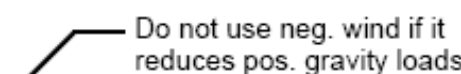
Step 1 – Determine D, L_r and W in terms of PLF:

$$\begin{aligned} D &= DL(\text{Trib. Width}) + \text{Beam wt.} \\ &= 25 \text{ PSF}(8 \text{ ft}) + 40 \text{ PLF} \\ &= 240 \text{ PLF} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_r &= LL(\text{Trib. Width}) \\ &= 20 \text{ PSF}(8 \text{ ft}) \\ &= 160 \text{ PLF} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= -8 \text{ PSF}(8 \text{ ft}) \\ &= -64 \text{ PLF} \end{aligned}$$

Step 2 – Determine maximum FACTORED uniform load, w_u :

- 1) $1.4D$
 $1.4(240 \text{ PLF}) = 336 \text{ PLF}$
- 2) $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
 $1.2(240 \text{ PLF}) + 0.5(160 \text{ PLF}) = 368 \text{ PLF}$
- 3) $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (0.5L \text{ or } 0.8W)$
 $1.2(240 \text{ PLF}) + 1.6(160 \text{ PLF}) = \mathbf{544 \text{ PLF}} \leftarrow \text{USE}$

- 4) $1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
 $1.2(240 \text{ PLF}) + 0.5(160 \text{ PLF}) = 368 \text{ PLF}$

- 5) $1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$
 $1.2(240 \text{ PLF}) = 288 \text{ PLF}$
- 6) $0.9D \pm (1.6W \text{ or } 1.0E)$
 $0.9(240 \text{ PLF}) \pm 1.6(-64) = 114 \text{ PLF OR } 318 \text{ PLF}$

Step 3 – Determine maximum FACTORED moment on beam, M_u :

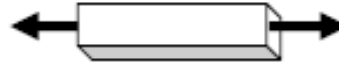
$$\begin{aligned} M_u &= \frac{w_u L^2}{8} \\ &= \frac{(544 \text{ PLF})(24'-0'')^2}{8} \\ &= 39,168 \text{ ft-lb} \end{aligned}$$

$$\mathbf{M_u = 39.2 \text{ kip-ft}}$$

Tension Members

فصل سوم : اعضای کششی

Tension Members



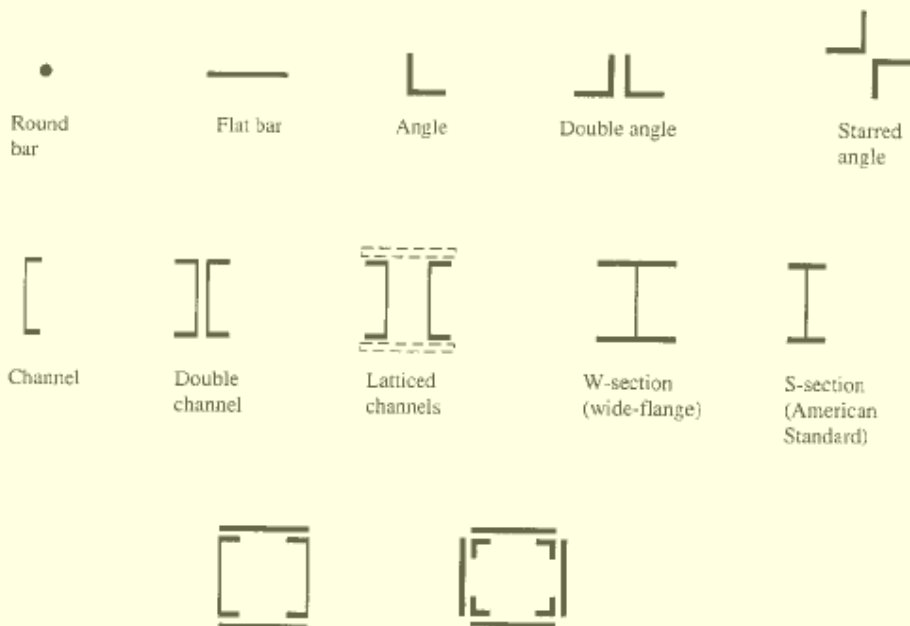
■ اعضای سازه ای که تحت نیروی کششی محوری هستند (اعضای خرپا ، کابلها در پلهای معلق ، مهاربندی ساختمانها ، ...)



Types of Tension Members

■ هر شکل مقطع عرضی ممکن است مورد استفاده قرار گیرد، چون تنها عامل تاثیرگذار در مقاومت عضو، مساحت مقطع است.

■ استفاده از نیمرخ های نوردشده نبشی شکل و میلگردهای دایره‌ای بسیار متداول است.

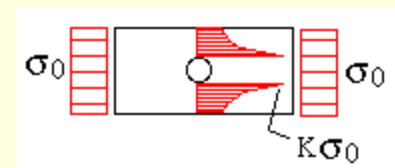
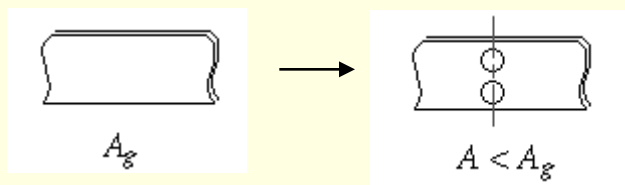


سوراخ ها در اعضای کششی

Holes in Tension Members

سوراخها در اعضای کششی دو اثر مهم دارند :

- (۱) تمرکز تنش (Stress Concentration)
- (۲) کاهش مقطع عرضی (area reduction)



روش متداول سوراخکاری عبارت است از مته زدن یا پانچ کردن سوراخ های استاندارد با قطری به اندازه 1.5 میلیمتر (1/16 اینچ) بزرگتر از قطر پیچ.

برای به حساب آوردن ناهمواری ها و زبری دور لبه سوراخ ، AISC ملزم می نماید 1.5 میلیمتر (1/16 اینچ) دیگر عملاً برای قطر سوراخ در نظر گرفته شود.

بنابراین قطر موثر سوراخ، 3 میلیمتر (1/8 اینچ) بزرگتر از قطر پیچ می باشد.

$$\begin{aligned}\text{Hole} &= \text{bolt} + \text{punched (1/16" or 1.5 mm)} \\ &\quad + \text{damaged metal (1/16" or 1.5 mm)} \\ &= \text{bolt} + 3 \text{ mm}\end{aligned}$$

سطح مقطع کل و سطح مقطع خالص (A_g, A_n)

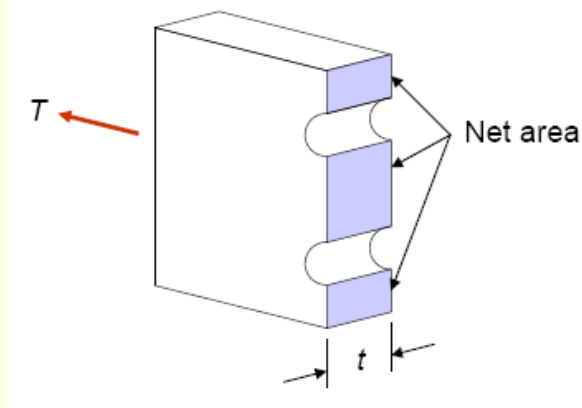
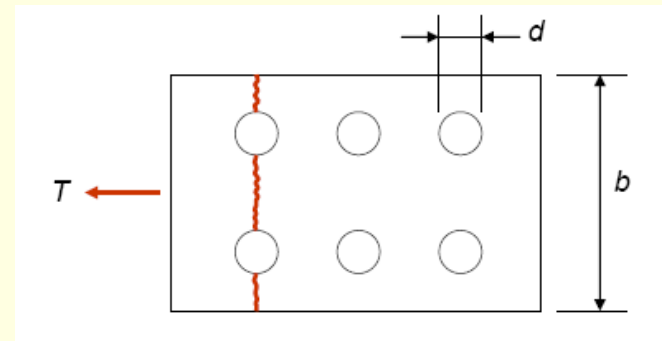
Gross and Net Areas

■ سطح مقطع کل (A_g) یک عضو برابر است با کل مساحت مقطع عرضی آن.

$$A_g = \text{Gross Area} = \text{سطح مقطع کل}$$

■ $A_n = \text{Net Area} = \text{سطح مقطع خالص}$

$$A_n = A_g - A_{\text{holes}}$$

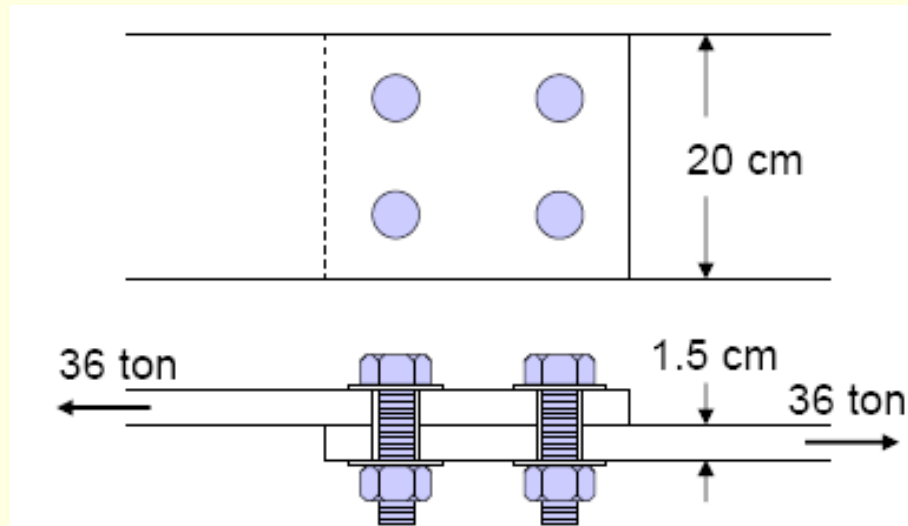


مثال :

سطح مقطع کل و خالص ورق 1.5×20 cm نشان داده شده را تعیین کنید.
اتصال ورق در انتها با دو ردیف پیچ 1.9 سانتیمتری انجام شده است.

■ $A_g = 20 \times 1.5 = 30 \text{ mm}^2$

■ $A_n = 30 - 2(1.9 + 0.3)(1.5) = 23.4 \text{ mm}^2$



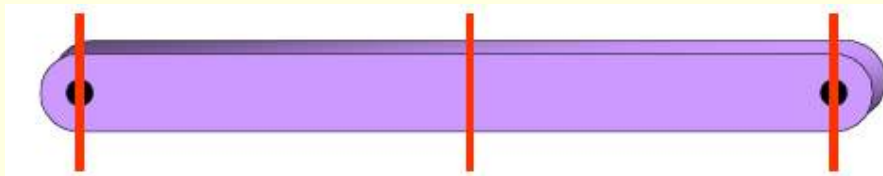
مقاومت طراحی اعضای کششی

Design Strength of Tension Members

■ دو مکانیزم خرابی مهم برای اعضای کششی وجود دارد. این حالت های حدی عبارتند از :

(۱) تسلیم در مقطع کل (yielding on the gross area)

(۲) گسیختگی در مقطع خالص (fracture on the net section)



■ برای جلوگیری از تسلیم و تغییر شکل های اضافی ناشی از آن، تنش در مقطع کل

(A_g) باید کوچکتر از تنش تسلیم (F_y) باشد.

■ برای جلوگیری از گسیختگی ، تنش در مقطع خالص (A_n) باید کمتر از تنش

نهایی (F_u) باشد.

Nominal Strength

■ مقاومت اسمی در تسلیم ،

$$P_n = F_y A_g$$

■ مقاومت اسمی در گسیختگی ،

$$P_n = F_u A_e$$

A_e مقطع موثر خالصی است که فرض می شود در مقطع گذرنده از سوراخ ها در برابر کشش مقاومت می کند.

A_e ممکن است بخاطر عواملی همچون تمرکز تنش و برخی عوامل دیگر ، قدری کمتر از A_n باشد.

تسلیم در مقطع کل

Yielding on Gross Area

مقاومت کششی طراحی LRFD برای تسلیم مقطع کل در کشش $= \phi_t P_n$

مقاومت کششی مجاز ASD برای تسلیم مقطع کل در کشش $= P_n / \Omega$

که :

$$\phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

$$P_n = \text{مقاومت اسمی عضو} \\ = F_y A_g$$

گسیختگی در مقطع کل

Fracture on Net Section

مقاومت کششی طراحی LRFD برای گسیختگی مقطع خالص در کشش $= \phi_t P_n$

مقاومت کششی مجاز ASD برای گسیختگی مقطع خالص در کشش $= P_n / \Omega$

که :

$$\phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

P_n = مقاومت اسمی عضو

$$= F_u A_e$$

ضریب کاهش مقاومت برای گسیختگی کمتر از تسلیم است. چون رسیدن به حالت حدی گسیختگی بسیار خطرناکتر است.

مقاومت طراحی (LRFD)

Design Strength

■ برای حالت حدی تسلیم در مقطع کل که هدف از اعمال آن جلوگیری از افزایش طول بیش از حد عضو است :

$$P_u \leq \phi_t F_y A_g \quad ; \quad \phi_t = 0.90$$

■ برای حالت حدی گسیختگی در مقطع خالص در صورتی که سوراخهای پیچ یا پرچ وجود داشته باشد :

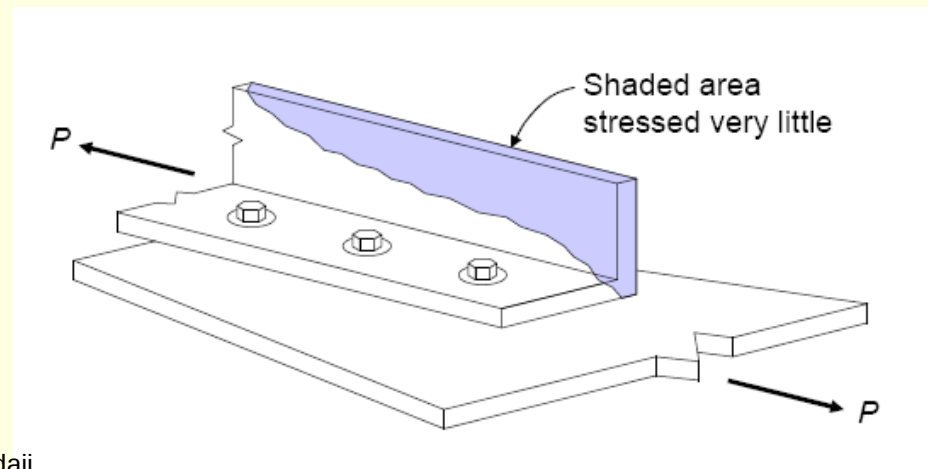
$$P_u \leq \phi_t F_u A_e \quad ; \quad \phi_t = 0.75$$

■ مقاومت طراحی عضو کمترین مقدار از دو مقدار فوق است.

سطح مقطع موثر خالص (A_e)

Effective Net Area

- هنگامی که همه اجزای مقطع عرضی اتصال نیافته باشند (مثلا : فقط یک پای نبشی به ورق لچکی پیچکاری شود) ، پدیده تاخیر برشی (shear lag) پیش می آید.
- اجزای اتصال یافته تحت بار بیشتری قرار می گیرند و قسمت های اتصال نیافته تحت تنش کامل قرار نمی گیرند (not fully stressed).
- برای به حساب آوردن این پدیده می توان از یک مقطع خالص کاهش یافته ، یا موثر استفاده کرد.



سطح مقطع موثر خالص (A_e)

Effective Net Area

$$A_e = U A_n$$

A_e = effective net area سطح مقطع موثر خالص

A_n = net area (see AISC p. 16.1-14) سطح مقطع خالص

U = reduction factor considering “shear lag” ضریب تاخیر برش

= See AISC Table D3.1 p. 16.1-29 یا (یا جدول ۱۰-۲-۳-۱ ص ۱۶۳ مبحث دهم)

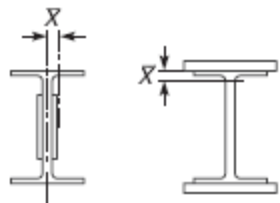
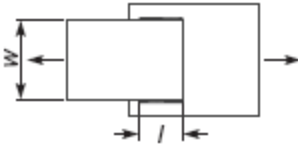
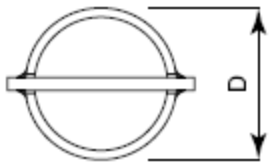
= 1.0 اگر بار کششی مستقیماً به هر جزء توسط پیچ ها یا جوش ها انتقال یابد

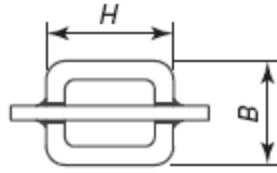
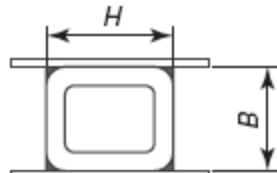
= $1 - \frac{\bar{x}}{\ell}$ اگر بار کششی به تعدادی از اجزا (و نه همه آنها) توسط پیچها یا جوش ها انتقال یابد

$\bar{x}$ = connection eccentricity برون محوری اتصال

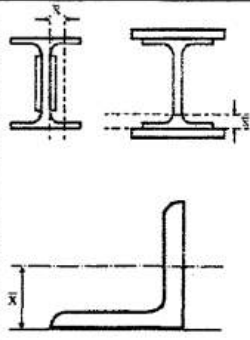
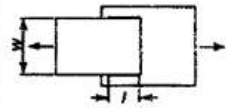
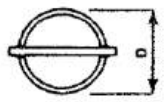
ℓ = طول اتصال در راستای بارگذاری

TABLE D3.1
Shear Lag Factors for Connections
to Tension Members

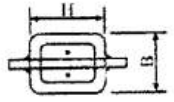
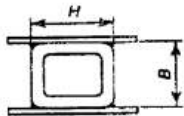
Case	Description of Element	Shear Lag Factor, U	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of cross-sectional elements by fasteners or welds. (except as in Cases 3, 4, 5 and 6)	$U = 1.0$	
2	All tension members, except plates and HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or longitudinal welds (Alternatively, for W, M, S and HP, Case 7 may be used.)	$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	All tension members where the tension load is transmitted by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements.	$U = 1.0$ and A_n = area of the directly connected elements	
4	Plates where the tension load is transmitted by longitudinal welds only.	$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$	
5	Round HSS with a single concentric gusset plate	$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$	

6	Rectangular HSS	with a single concentric gusset plate	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$	
		with two side gusset plates	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B + H)}$	
7	W, M, S or HP Shapes or Tees cut from these shapes. (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used)	with flange connected with 3 or more fasteners per line in direction of loading	$b_f \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \dots U = 0.85$	—
		with web connected with 4 or more fasteners in the direction of loading	$U = 0.70$	—
8	Single angles (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used)	with 4 or more fasteners per line in direction of loading	$U = 0.80$	—
		with 2 or 3 fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.60$	—
l = length of connection, in. (mm); w = plate width, in. (mm); $\bar{x}$ = connection eccentricity, in. (mm); B = overall width of rectangular HSS member, measured 90 degrees to the plane of the connection, in. (mm); H = overall height of rectangular HSS member, measured in the plane of the connection, in. (mm)				

جدول ۱۰-۲-۳-۱ ضریب تأخیر برش (U) برای اتصالات اجزای کششی

حالت	شرح	ضریب تأخیر برش، U	مثال
۱	کلیه اعضای کششی که در آنها بار به وسیله پیچ، پرچ و یا جوش مستقیماً به کلیه اجزای مقطع منتقل گردد (به غیر از حالت های ۳، ۴، ۵ و ۶)	$U=1/0$	-
۲	کلیه اعضای کششی (به غیر از تسمه ها و مقاطع قوطی و لوله ای) که در آنها بار به وسیله پیچ، پرچ و یا جوش توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد.	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	 عضو A شکل مانند دوتا سپری عمل می کند
۳	کلیه اعضای کششی که در آنها بار فقط به وسیله جوش عرضی و توسط قسمتی از اجزای مقطع (و نه تمام آن) منتقل گردد.	$U=1/0$ در این حالت A_n برابر سطح مقطع جزیی از عضو که به طور مستقیم اتصال یافته می باشد	-
۴	تسمه های کششی که با جوش های طولی در دو لبه موازی (در انتهای قطعه) متصل اند. در این حالت طول جوش ها نباید از فاصله عمودی بین آنها (پهنای تسمه) کمتر باشد مگر از جوش انگشتانه و کام در حدفاصل دو لبه استفاده شده باشد)	$w \leq l < 1/5w \dots U=0/75$ $1/5 w \leq l < 2w \dots U=0/87$ $l \geq 2w \dots U=1/0$	 $l > w$
۵	در مقاطع لوله ای با یک ورق اتصال هم محور، که در آن طول جوش ها نباید از قطر لوله کمتر باشد.	$D \leq l < 1/3D \dots U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $l \geq 1/3D \dots U=1/0$ $\bar{x} = \frac{D}{\pi}$	

جدول ۱۰-۲-۳-۱ ضریب تأخیر برش (U) برای اتصالات اجزای کششی (ادامه)

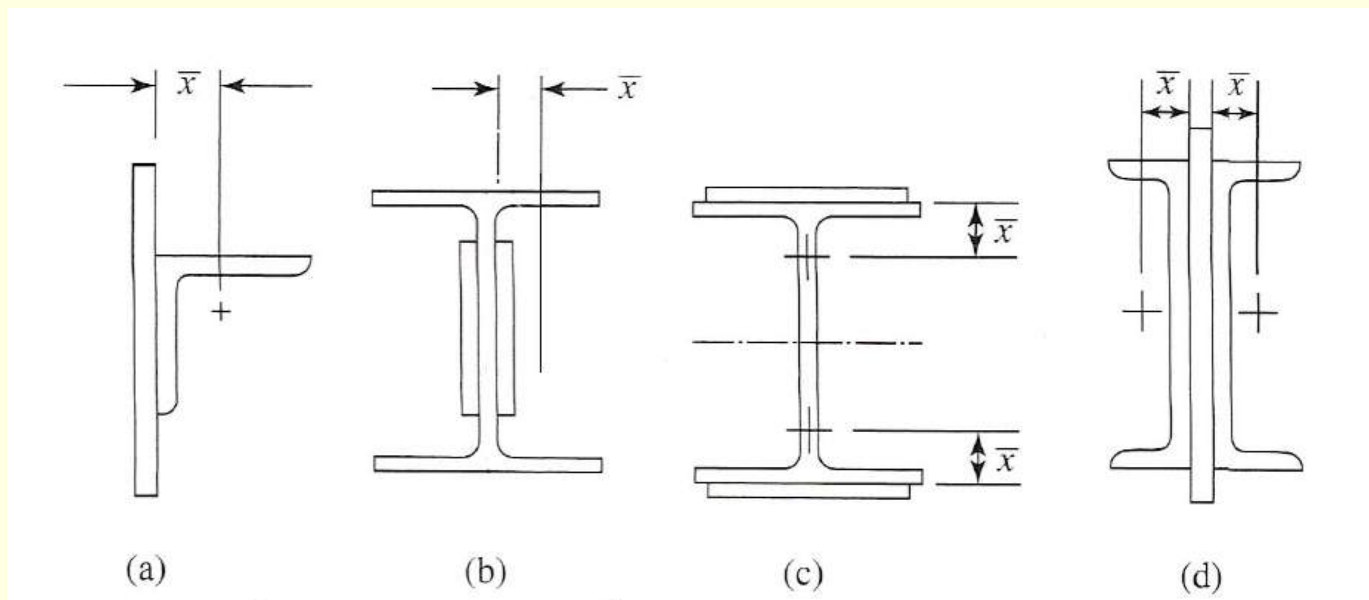
حالت	شرح	ضریب تأخیر برش، U	مثال
۶	در مقاطع قوسی شکل	$l \geq H$ $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{2(B+H)}$	
	چنانچه اتصال به کمک دو ورق اتصال و در دو وجه صورت گیرد که در آن طول جوش ها نباید از H کمتر باشد.	$l \geq H$ $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{2(B+H)}$	
۷	در نیمرخ های ۱ نورد شده و سپری بریده شده از آنها و همچنین نیمرخ های دیگری نظیر بال پهن، استفاده از مقادیر بزرگتر از حالت ۲ جدول مجاز می باشد	$b_f \geq \frac{2}{3}d$ $U = 0.9$ $b_f < \frac{2}{3}d$ $U = 0.85$	-
	چنانچه در اتصالات جوشی، پیچی یا پرچی در صورتی که اتصال از طریق جان برقرار شده و حداقل چهار وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = 0.7$	-
۸	در نیمرخ های تک نبشی در صورتی که توسط یک بال متصل شده باشند	$U = 0.8$	-
	چنانچه دو یا سه وسیله اتصال در هر ردیف در امتداد تأثیر نیرو موجود باشد.	$U = 0.6$	-

در این جدول:

l = طول اتصال مساوی فاصله اولین و آخرین پیچ در اتصال پیچی و طول جوش در اتصال جوشی
 w = پهنای ورق
 $\bar{x}$ = برون محوری اتصال مطابق شکل های ارایه شده
 B = پهنای کلی مقاطع قوطی شکل (تمود بر صفحه اتصال)
 H = ارتفاع کلی مقاطع قوطی شکل (در صفحه اتصال)

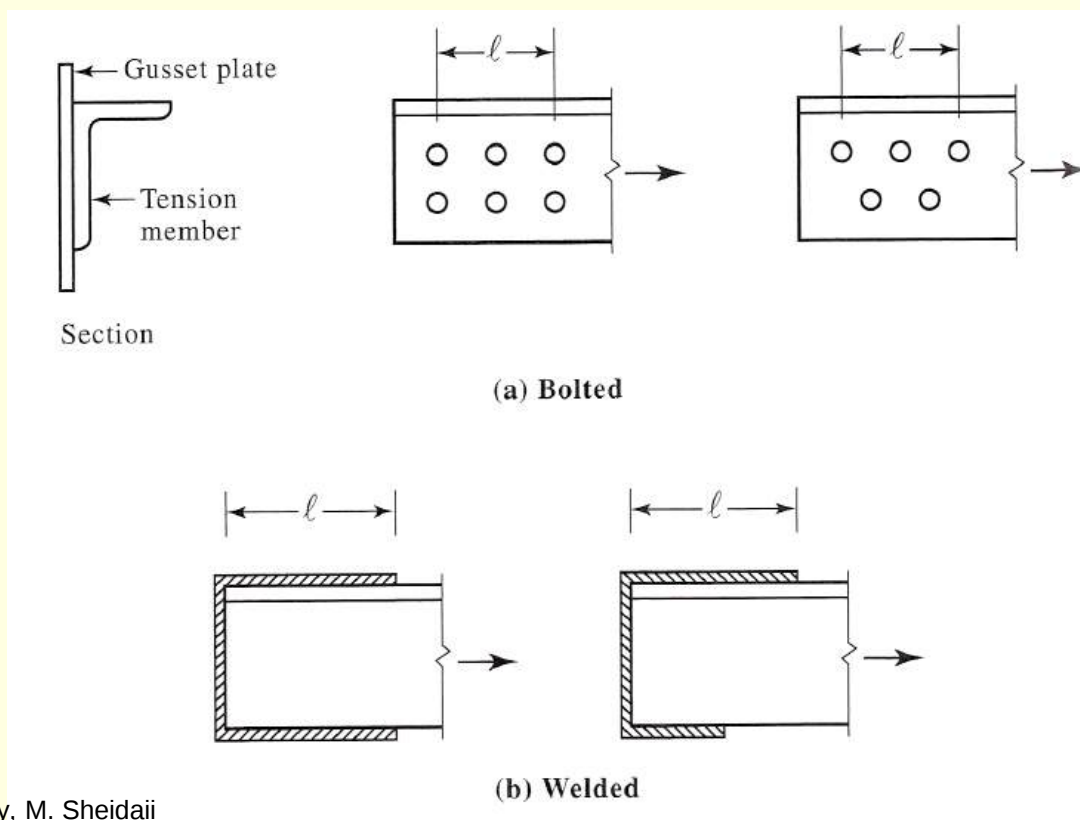
سطح مقطع موثر خالص

$\bar{X}$ برون محوری اتصال است (فاصله مرکز سطح قطعه اتصال یافته تا صفحه اتصال)
اگر عضوی دارای دو صفحه اتصال، که بطور متقارن قرار گرفته‌اند، باشد $\bar{X}$ از مرکز نزدیکترین
نیمه مقطع اندازه گیری می شود.



سطح مقطع موثر خالص

طول اتصال در راستای بارگذاری l =



A_e برای اتصالات پیچی و پرچی

A_e for Bolted and Riveted Connections

$$A_e = U A_n$$

■ اگر همه اجزای مقطع عرضی متصل شده باشند : $U=1$

■ در غیر این صورت از مقادیر پیشنهادی ضریب کاهش U استفاده شود :

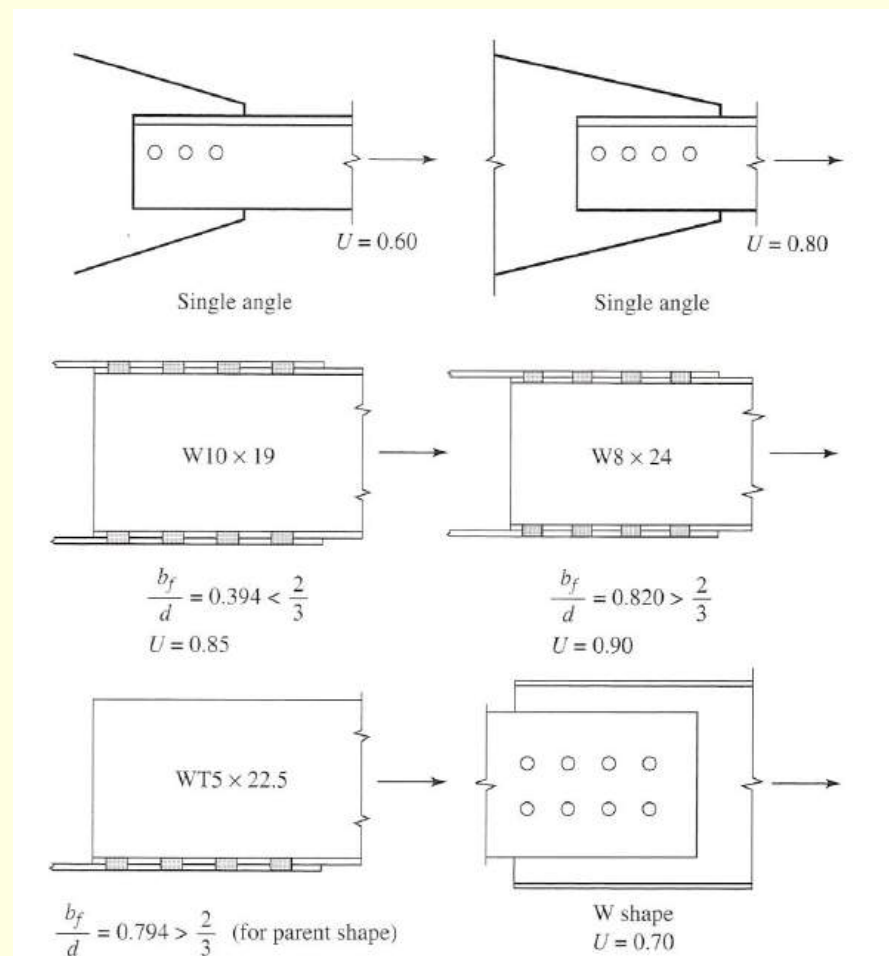
(AISC05 Table D3.1 case 2 or cases 7,8)

■ برای صفحات وصله پیچی در اتصالات :

(AISC05 J4.1 p16.1-112): $U=1, A_e=A_n \leq 0.85A_g$

مقادیر پیشنهادی برای U

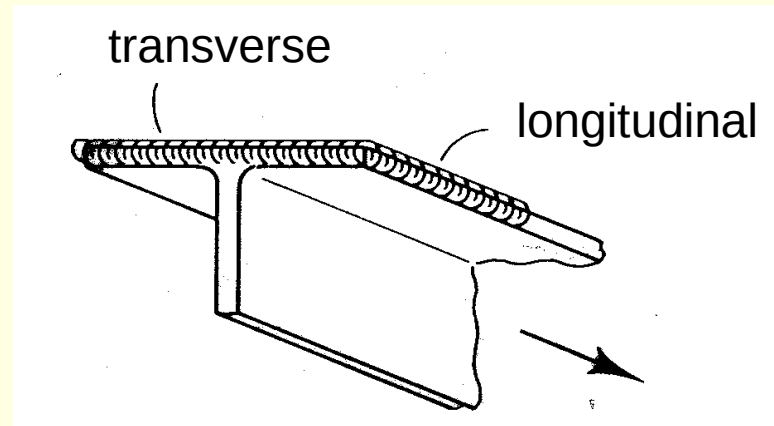
Recommended Values for U



A_e برای اتصالات جوشی

A_e for welded connections

■ $A_e = U A_g$



(۱) برای هر نیمرخ I یا T شکل که فقط با جوش جانبی اتصال یافته باشد :

$$U = 1$$

مساحت مقطع اجزایی که مستقیماً اتصال یافته اند $A_e =$

A_e برای اتصالات جوشی - ادامه

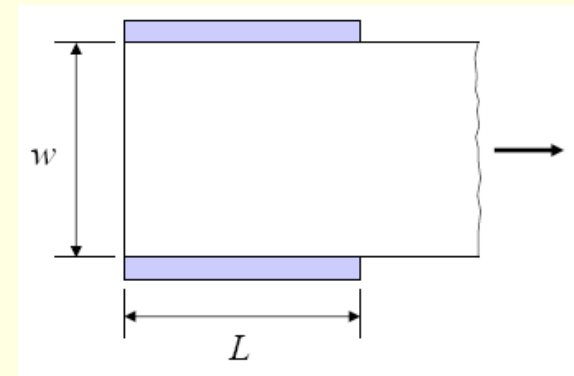
A_e for welded connections

۲) برای ورقها یا میله هایی که در انتهایشان با جوشهای طولی اتصال یافته اند :

- $U=1$ $L \geq 2w$
- $U=0.87$ $2w > L \geq 1.5w$
- $U=0.75$ $1.5w > L \geq w$

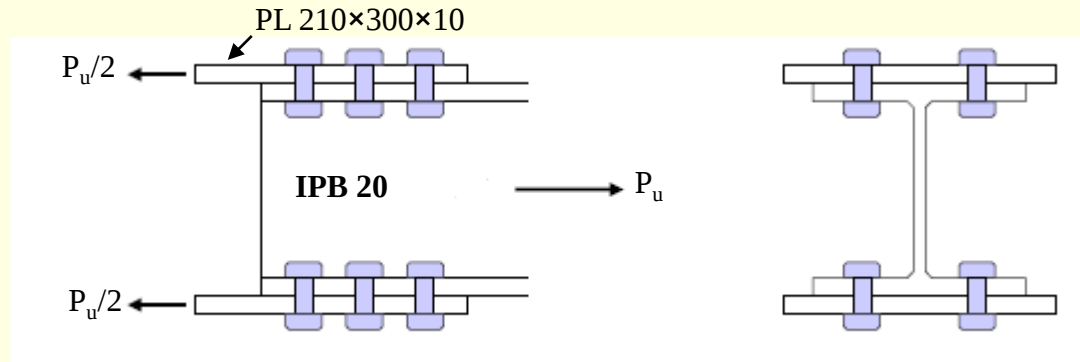
$L =$ طول زوج جوشها $\geq w$

$w =$ فاصله بین جوشها



Example 1:

Determine the tensile design strength of a IPB 20 with two lines of $\frac{3}{4}$ inch(1.9cm) diameter in each flange using ST37 steel with $F_y=2333$ kgf/cm² and $F_u=3700$ kgf/cm². There are assumed at least 3 bolts in each line 4 in on center.



Solution.

Using an IPB 20 ($A_g=78.1\text{cm}^2$, $d=20\text{cm}$, $b_f=20\text{cm}$, $t_f=15\text{mm}$)

(a) Gross section yield

$$P_u \leq \phi_t F_y A_g = (0.9) (2333) (78.1) = 164 \text{ ton}$$

(b) Net section fracture

$$A_n = 78.1 - (4) (1.9 + 0.3) (1.5) = 64.9 \text{ cm}^2$$

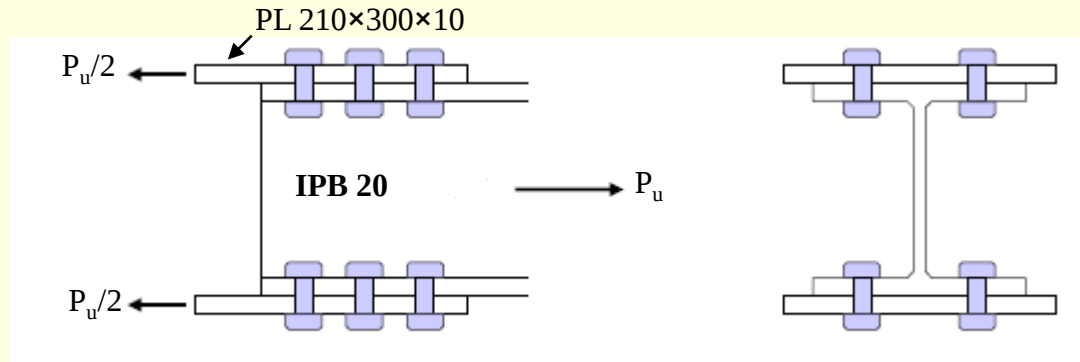
$$b_f > 2d / 3 \rightarrow \underline{U=0.9}$$

$$A_e = U A_n = 0.9 (64.9) = 58.41 \text{ cm}^2$$

$$P_u \leq \phi_t F_u A_e = (0.75) (3700) (58.41) = \mathbf{162 \text{ ton}} \leftarrow \text{USE}$$

Example 2:

The tension member of Example 1 is assumed to be connected at its ends with two 300×10mm plates, as shown in Figure. Determine the design tensile force which the plates can transfer.



Solution.

(a) Gross section yield

$$P_u \leq \phi_t F_y A_g = (0.9) (2333) (2 \times 1 \times 30) = 125982 \text{ kgf} \leftarrow \text{USE}$$

(b) Net section fracture

$$A_n \text{ of 2 plates} = [(1 \times 30) - (2.2 \times 2 \times 1)](2) = 51.2 \text{ cm}^2$$

$$A_n \leq 0.85 A_g = 0.85 (2 \times 1 \times 30) = 51.0 \text{ cm}^2 \rightarrow A_n = 51.0 \text{ cm}^2$$

$$P_u \leq \phi_t F_u A_n = (0.75) (3700) (51.0) = 141525 \text{ kgf}$$

$$P_u \leq 125982 \text{ kgf} \approx 126 \text{ ton}$$

Example 3-7

The 1 × 6 in plate shown in Fig. 3.13 is connected to a 1 × 10 in plate with longitudinal fillet welds to transfer a tensile load. Determine the design strength $\phi_t P_n$ of the member if $F_y = 50$ ksi and $F_u = 65$ ksi.

Solution. Considering the smaller PL

(a) Gross-section yield

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = (0.90)(50)(1 \times 6) = 270 \text{ k}$$

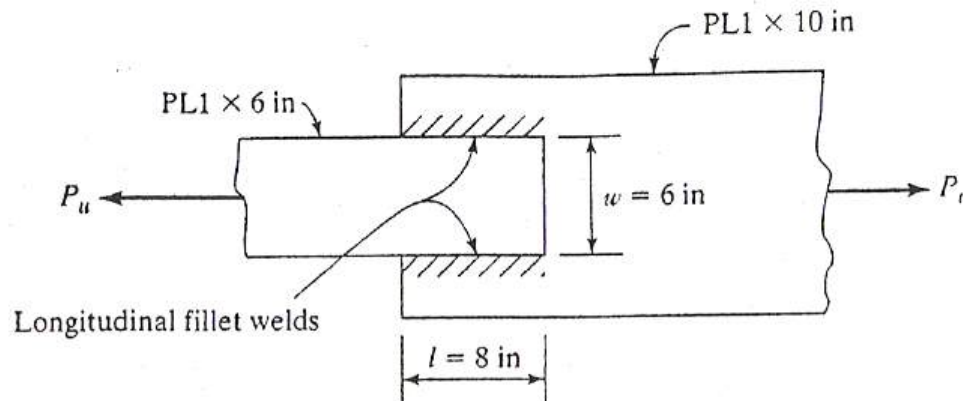


FIGURE 3.13

(b) Net-section fracture

$$A = A_g = 1 \times 6 = 6 \text{ in}^2$$

$$1.5w = 9 \text{ in} > l = 8 \text{ in} > w = 6 \text{ in}$$

$$\therefore U = 0.75$$

$$A_e = AU = (6.0)(0.75) = 4.50 \text{ in}^2$$

$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e = (0.75)(65)(4.50) = 219.4 \text{ k} \leftarrow$$

$$\text{Design strength } \phi_t P_n = 219.4 \text{ k}$$

Example 3-8

Compute the design strength $\phi_t P_n$ for the angle shown in Fig. 3.14. It is welded on the ends and sides of the 8 in leg only and $F_y = 50$ ksi and $F_u = 70$ ksi.

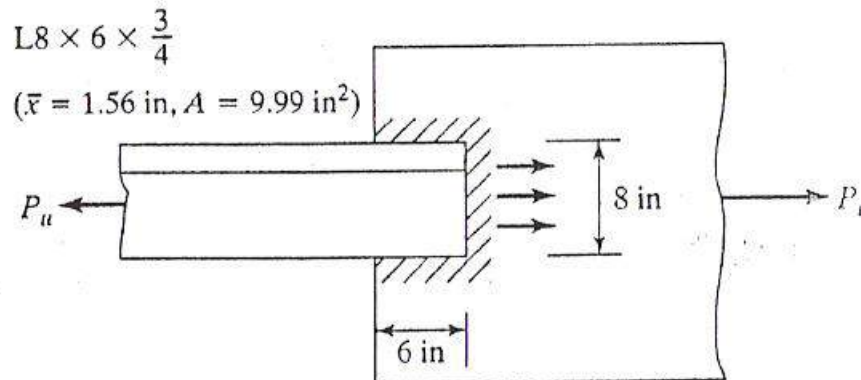


FIGURE 3.14

Angle welded to 8-in leg only.

Solution. As only one leg of the angle is connected, a reduced effective area needs to be computed.

$$(a) \quad \phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = (0.9)(50)(9.99) = 449.6 \text{ k}$$

$$(b) \quad U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \leq 0.90 = \left(1 - \frac{1.56}{6.00}\right) = 0.74 < 0.90$$

$$A_e = AU = (9.99)(0.74) = 7.39 \text{ in}^2$$

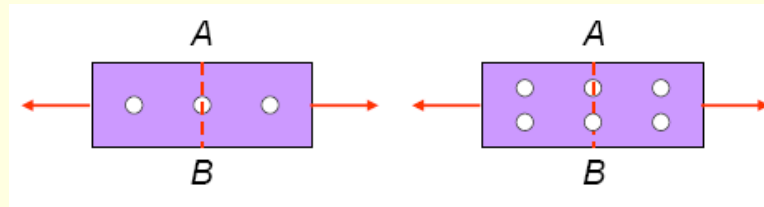
$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e = (0.75)(70)(7.39) = 388 \text{ k} \leftarrow$$

Design strength $\phi_t P_n = 388 \text{ k}$

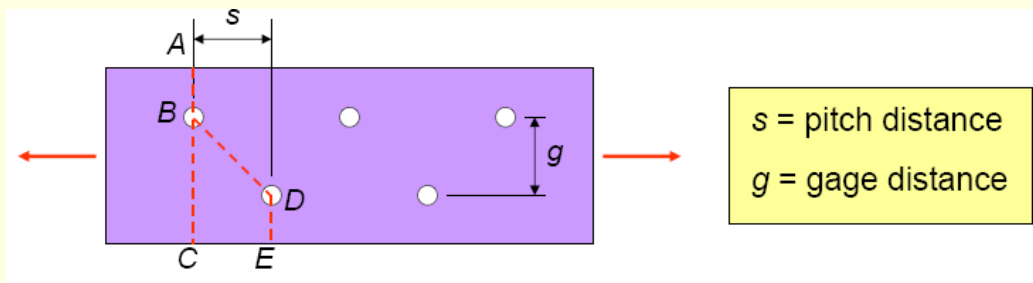
سوراخهای نامنظم

Staggered Holes

■ مقطع خالص بیشترین مقدار را خواهد داشت اگر پیچها در یک خط باشند.



■ اگر بیش از یک خط پیچ ضرورت داشته باشد (طول اتصال محدود) ، ایجاد سوراخ های نامنظم (قطری یا زیگزاگ) باعث به حداقل رسیدن کاهش در سطح مقطع می شود.



■ مسیرهای خرابی ممکن : ABC or ABDE

■ مقطع خالص حداقل انتخاب شود.

روش تجربی محاسبه مقطع خالص

$$\text{net width} = \text{gross width} - \Sigma d + \Sigma s^2 / 4g$$

عرض خالص

عرض کل

– d قطر سوراخ ($d_h + 1/16$ " یا $d_b + 1/8$ ")

– $s^2/4g$ به ازای هر گام عرضی در زنجیره مورد نظر ، اضافه می شود.

– s (گام طولی) : فاصله طولی مرکز به مرکز هر دو سوراخ مجاور در راستای بارگذاری

– g (گام عرضی) : فاصله مرکز به مرکز سوراخها عمود بر راستای بارگذاری

ضخامت ورق $\times$ عرض خالص $= A_n$ مقطع خالص

$(A_e) = U A_n$ مقطع خالص موثر

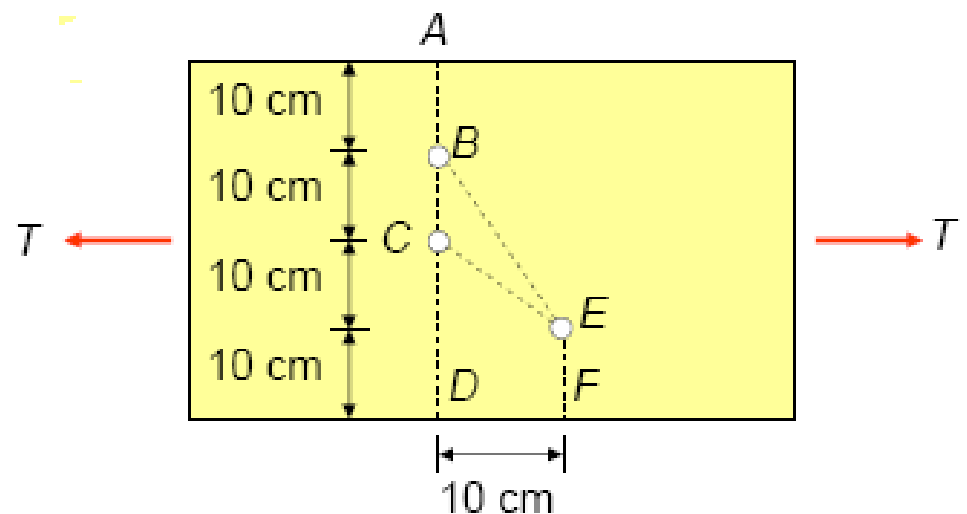
$\phi_t A_e F_u$ ($\phi_t = 0.75$) = مقاومت طراحی گسیختگی مقطع خالص

Example :

Compute the smallest net area for the plate shown below:

Plate thickness = 12 mm

Bolt diameter = 19 mm



Solution.

$$ABCD = 40 - 2(2.2) = 35.6 \text{ cm} \quad \text{(control)}$$

$$ABCEF = 40 - 3(2.2) + \frac{10^2}{4(10)} = 35.9 \text{ cm}$$

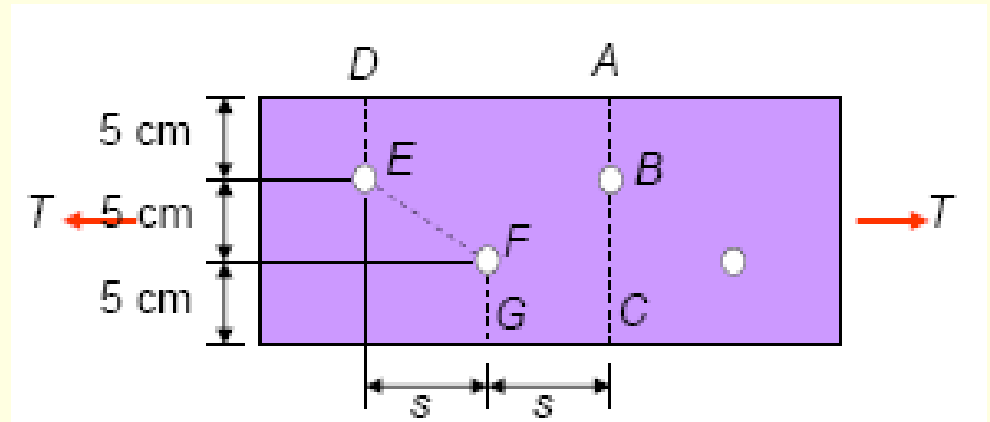
$$ABEF = 40 - 2(2.2) + \frac{10^2}{4(20)} = 36.85 \text{ cm}$$

$$A_n = 35.6(1.2) = 42.7 \text{ cm}^2$$



Example :

Compute the Minimum pitch ($s_{\min}$) in the other words determine the pitch will give a net area DEFG equal to the one along ABC.



Solution.

$$ABC = 15 - (1)(2.2) = 12.8 \text{ cm}$$

$$DEFG = 15 - (2)(2.2) + \frac{s^2}{(4)(5)} = 10.6 + \frac{s^2}{20}$$

$$ABC = DEFG$$

$$12.8 = 10.6 + \frac{s^2}{20}$$

$$s = 6.63 \text{ cm}$$

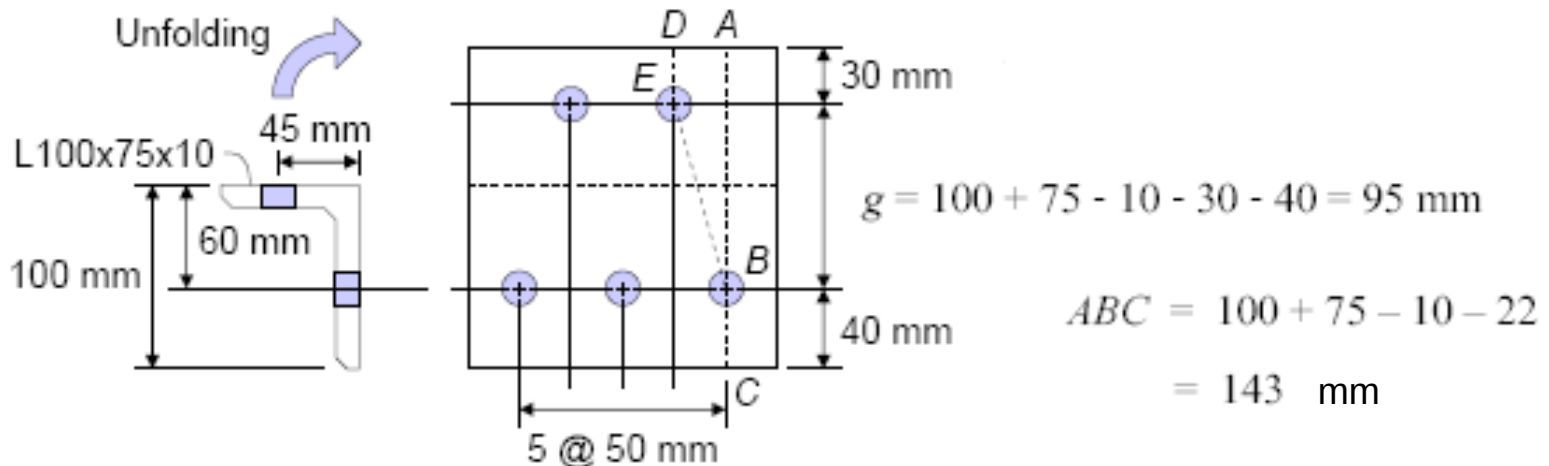
Example :

Compute the smallest net area for the angle shown below:

Bolt diameter = 19 mm

Solution.

The unfolding is done at the middle surface to obtain an equivalent plate (with gross width equal to the sum of the leg lengths minus the angle thickness).



$$DEBC = 100 + 75 - 10 - 2(22) + 502/(4 \times 95) = 127.6 \text{ mm}$$

$$A_n = (12.76)(1.0) = 12.76 \text{ cm}^2$$

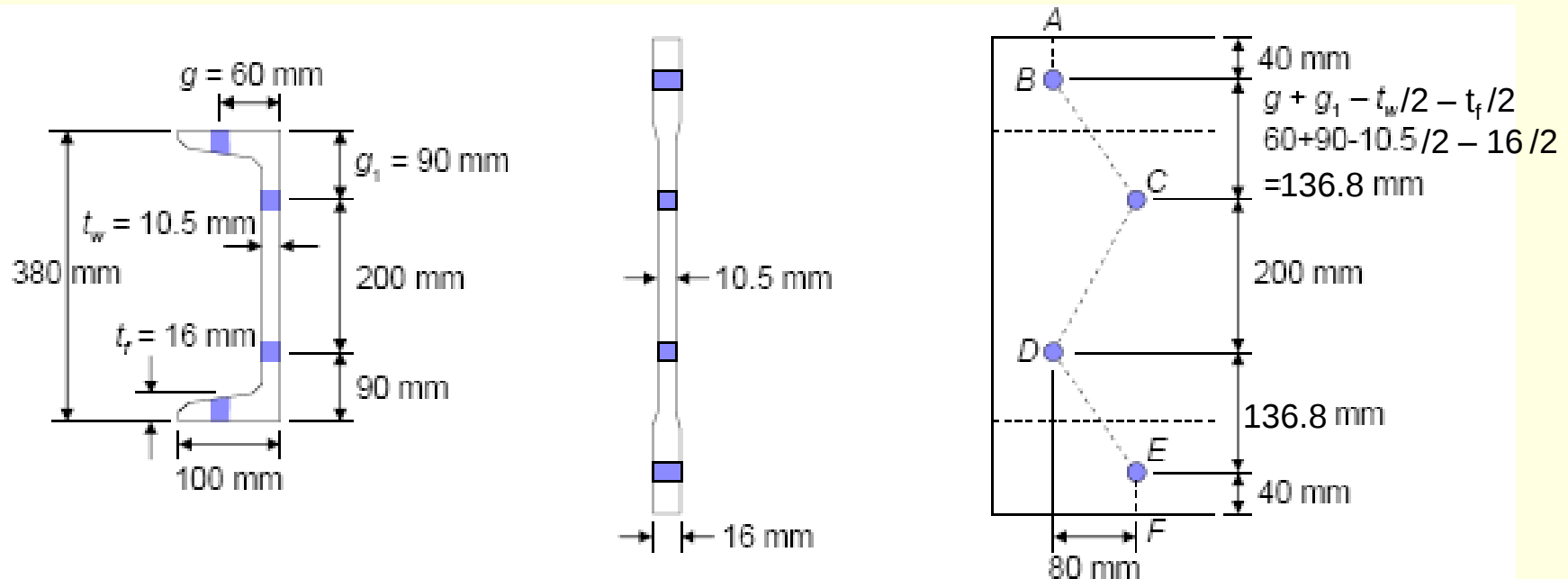


Example :

Determine the net area along route ABCDEF for the C380×100×54.5 ($A_g = 69.39 \text{ cm}^2$). Holes are for 19 mm Bolts.

Solution.

The unfolding is done at the middle surface to obtain an equivalent plate.



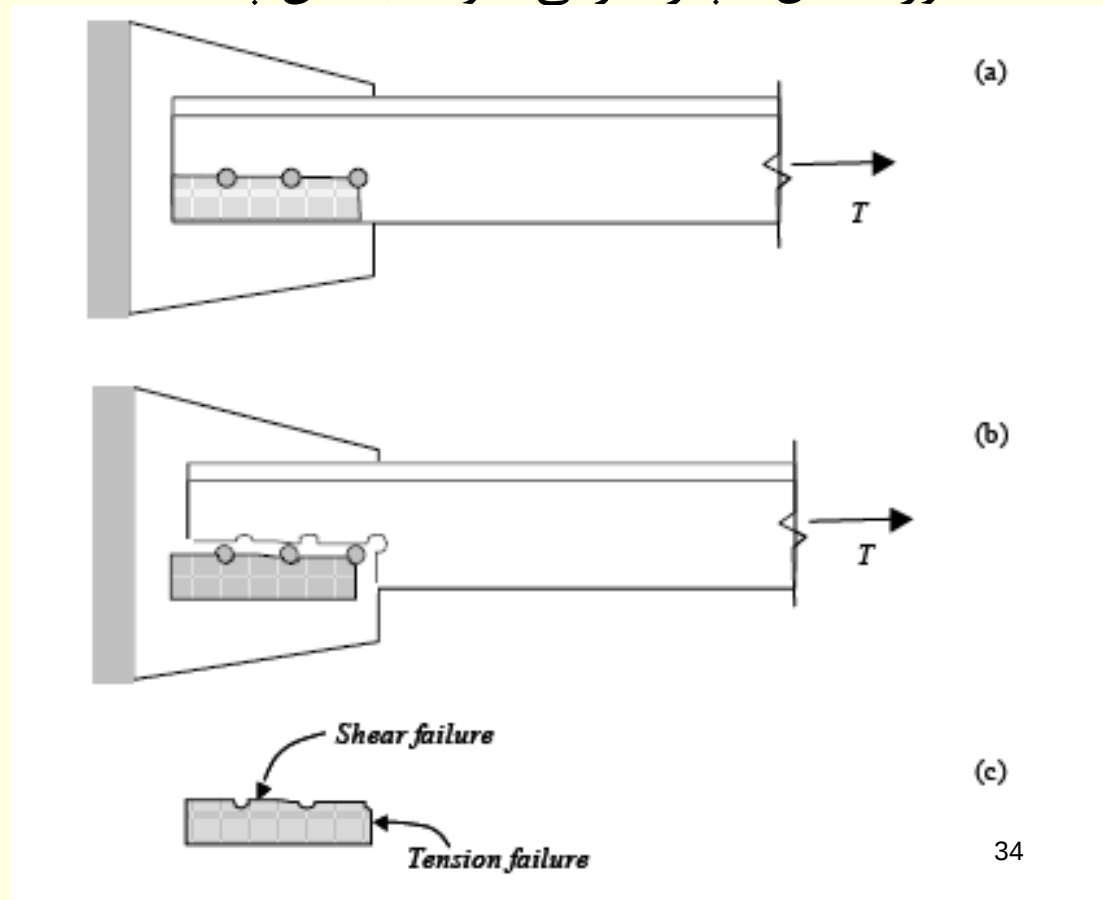
$$\begin{aligned} \text{Net Area } ABCDEF &= 69.39 - 2(2.2)(1.6 + 1.05) + \frac{8^2}{4(20)}(1.05) + (2) \frac{8^2}{4(13.68)} \left(\frac{1.6 + 1.05}{2} \right) \\ &= \underline{\underline{61.6 \text{ cm}^2}} \end{aligned}$$

حوزه برشی - برش قالبی

BLOCK SHEAR

اعضای کششی همچنین ممکن است به علت پارگی (tear-out) مصالح در نواحی مجاور اتصال دچار خرابی شوند. به این پدیده گسیختگی حوزه برشی می گویند.

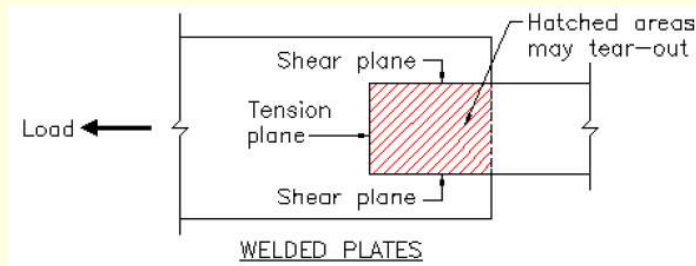
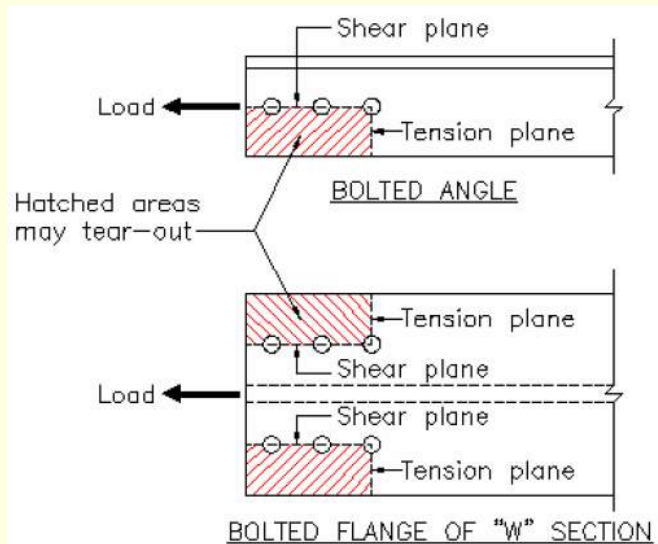
گسیختگی حوزه برشی عضو کششی
تک نبشی



حوزه برشی - برش قالبی

BLOCK SHEAR

■ مثال‌های متداول در شکل‌های مقابل نشان داده شده است :



- خرابی در طول مسیرهای زیر اتفاق می‌افتد:
 - i. کشش در صفحه ای عمود بر امتداد نیرو
 - ii. برش در صفحه ای موازی با امتداد نیرو

- مقاومت حوزه برشی برابر است با مجموع :
 - i. مقاومت برشی در یک مسیر خرابی
 - ii. مقاومت کششی روی قطعه‌ای عمود بر مسیر خرابی فوق الذکر

حوزه برشی - برش قالبی

BLOCK SHEAR

Block Shear Areas

Block shear failure

مقاومت گسیختگی حوزه برشی - مقاومت برش قالبی

Block Shear Rupture Strength

مقاومت اسمی برای حالت حدی گسیختگی حوزه برشی (R_n) در طول سطح یا سطوح برشی و کششی عمود بر آن از رابطه ذیل تعیین می شود (AISC p. 16.1-112 و یا صفحه ۳۱۸ مبحث دهم)

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

و بر این اساس :

LRFD available block shear rupture strength = ϕR_n

مقاومت گسیختگی حوزه برشی موجود LRFD

ASD allowable block shear rupture strength = R_n / Ω

مقاومت گسیختگی حوزه برشی مجاز ASD

که :

$\phi = 0.75$ (LRFD)

$\Omega = 2.00$ (ASD)

A_{nv} = net area subjected to shear سطح مقطع خالص تحت برش

A_{nt} = net area subjected to tension سطح مقطع خالص تحت کشش

A_{gv} = gross area subjected to shear سطح مقطع کلی تحت برش

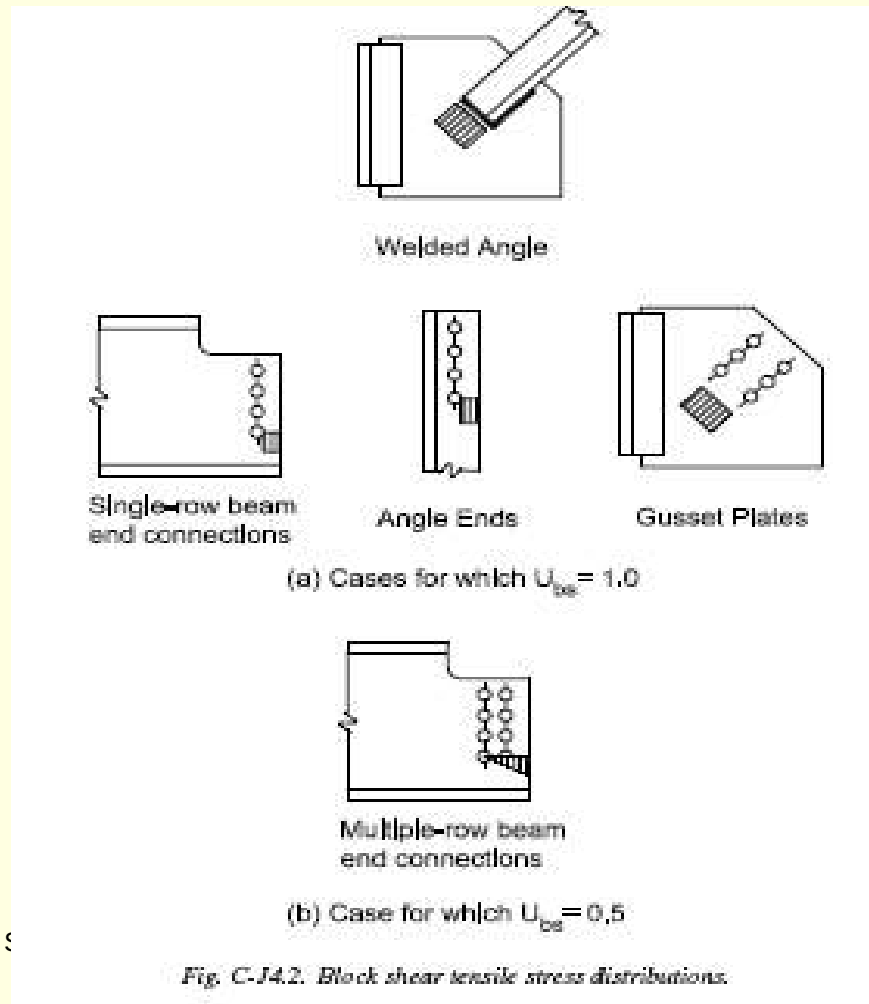
$U_{bs} = 1.0$ ضریب توزیع تنش برای توزیع یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو

$= 0.5$ برای توزیع غیریکنواخت تنش کششی در انتهای عضو

حوزه برشی - برش قالبی

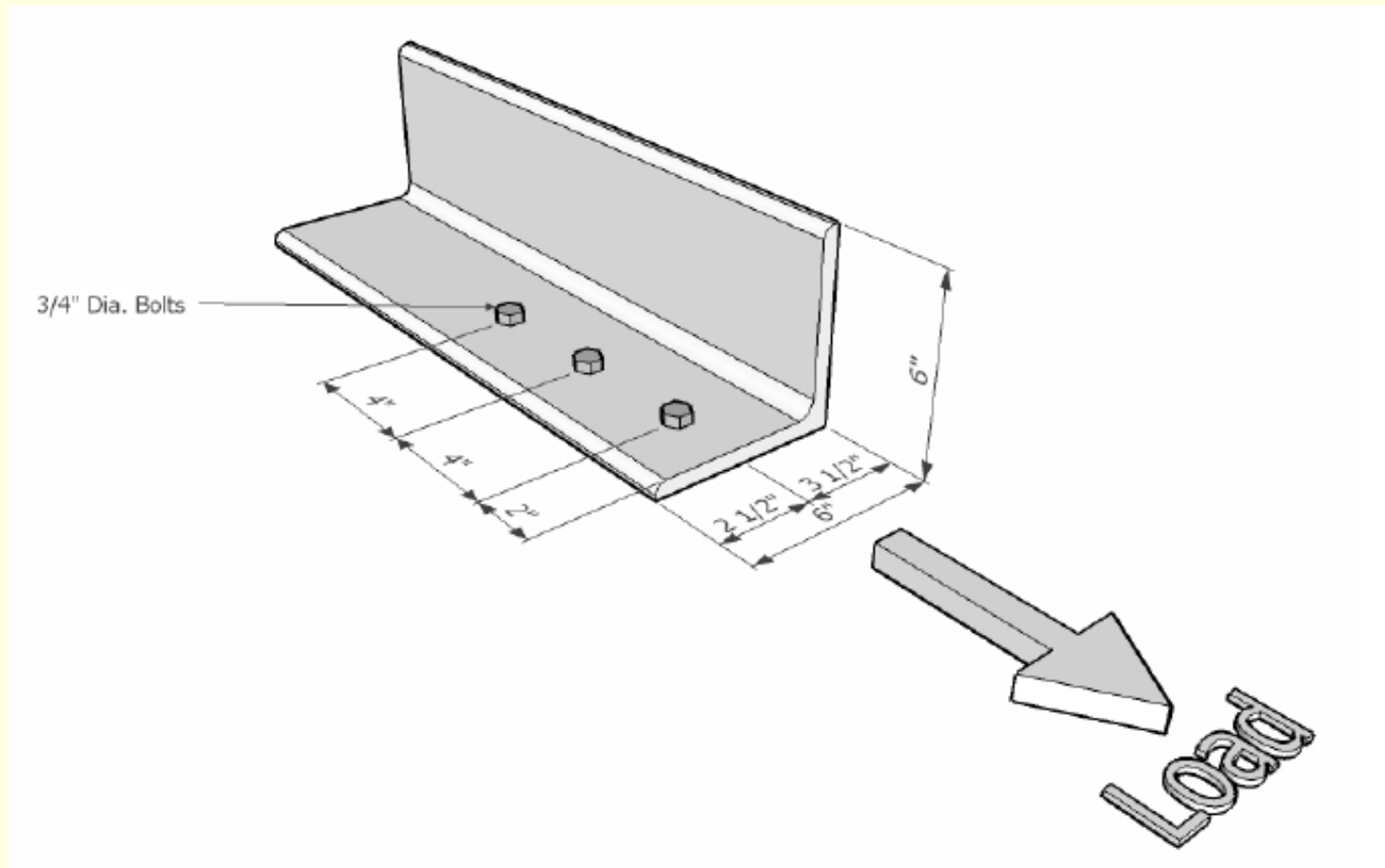
BLOCK SHEAR

ضریب کاهش U_{bs} در معادله، برای تقریب سازی توزیع غیر یکنواخت تنش در سطح کششی آورده شده است.



Example :

A steel angle L6x6x $\frac{1}{2}$ using A36 steel is subjected to tensile load. Determine the block shear rupture strength.



Solution:

$$\begin{aligned} A_{nv} &= \text{net area subjected to shear (in}^2\text{)} \\ &= (\text{Matl. Thickness})[L_v - (\# \text{ bolts})(\text{Bolt dia.} + 1/8'')] \\ &= 1/2''[10'' - (2.5 \text{ holes})(3/4'' + 1/8'')] \\ &= 3.91 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

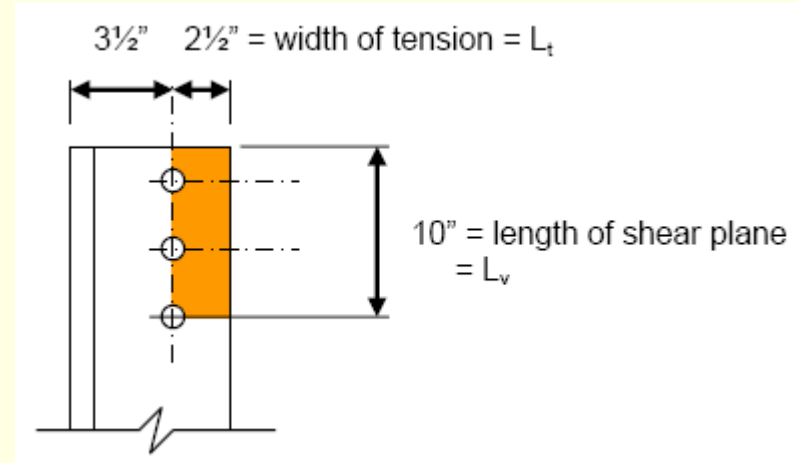
$$\begin{aligned} A_{nt} &= \text{net area subjected to tension (in}^2\text{)} \\ &= (\text{Matl. Thickness})[L_t - (\# \text{ bolts})(\text{Bolt dia.} + 1/8'')] \\ &= 1/2''[2 1/2'' - (0.5 \text{ holes})(3/4'' + 1/8'')] \\ &= 1.03 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{gv} &= \text{gross area subjected to shear (in}^2\text{)} \\ &= (\text{Matl. Thickness})(L_v) \\ &= (1/2'')(10'') \\ &= 5.0 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \text{Available block shear} \\ &= 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \\ &= 0.6(58 \text{ KSI})(3.91 \text{ in}^2) + (1.00)(58 \text{ KSI})(1.03 \text{ in}^2) \\ &= 195.8 \text{ Kips} \end{aligned}$$

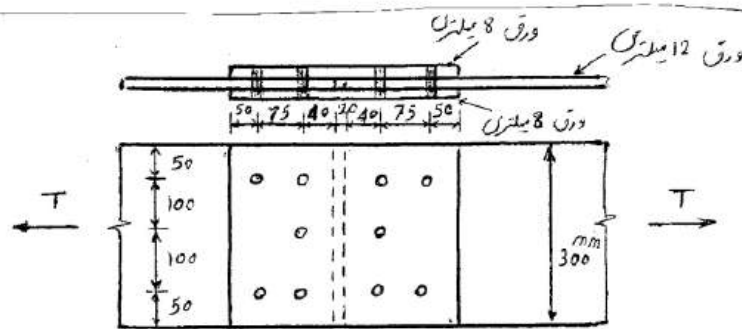
$$\begin{aligned} \text{Check if } R_n &\leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \\ &\leq 0.6(36 \text{ KSI})(5 \text{ in}^2) + (1.00)(58 \text{ KSI})(1.03 \text{ in}^2) \\ &\leq 167.7 \text{ Kips} \end{aligned}$$

$$P_{bs} = \phi_t R_n = 0.75 (167.7) = 125.8 \text{ Kips}$$



Bottom line:

- هر کدام از سه حالت حدی (تسلیم مقطع کل ، گسیختگی مقطع خالص ، یا خرابی حوزه برشی) می تواند حاکم بر طراحی باشد.
- مقاومت طراحی برای هر سه حالت حدی باید محاسبه شود.
- مقاومت طراحی عضو (ϕP_n یا P_n / Ω) کمترین سه مقدار محاسبه شده فوق خواهد بود.
- مقاومت طراحی عضو باید بزرگتر از مقاومت لازم عضو کششی باشد.



مقاومت طراحی کشش و جلد نشان داده شده را براساس ضوابط LRFD و ASD تعیین کنید. فولاد مصرفی از نوع ST37 می باشد، گسیختگی اتصال دارای قطر $\frac{3}{4}$ in می باشد.

ضوابط مصرفی ST37 ($F_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2$, $F_u = 3700 \text{ kgf/cm}^2$)

پسینا از نوع $\frac{3}{4} \text{ inch} = 1.90 \text{ cm}$

- دات کردن سیستم مقطع کک :

مقطع کل ورق اصل (12 mm) $A_g = 30 \times 1.2 = 36.0 \text{ cm}^2$ ←

مقطع کل ورقها وصله (8 mm) $A_g = 2 \times 30 \times 0.8 = 2 \times 24.0 = 48.0 \text{ cm}^2$

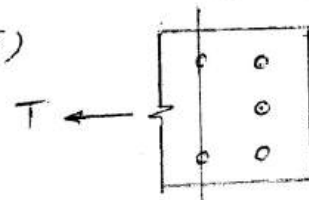
$$P_n = F_y A_g = 2400 \times 36.0 = 86400 \text{ kgf}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{LRFD: } \phi_t P_n = 0.9 \times 86400 = 77760 \text{ kgf} \\ \text{ASD: } P_n / \Omega_t = 86400 / 1.67 = 51736 \text{ kgf} \end{array} \right. \leftarrow$$

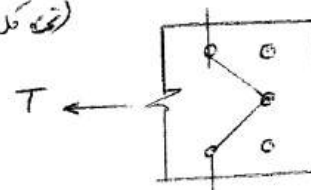
حالت دوم: گینگی مقطع فاقص :

الف: درون اصلی

$$A_n = 36.0 - 2(1.9 + 0.3) \times 1.2 = 30.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{تن کل بار})$$

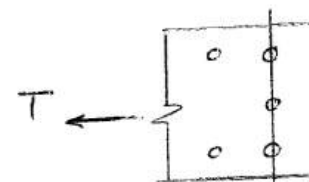


$$A_n = 36.0 - 3(1.9 + 0.3) \times 1.2 + 2\left(\frac{7.5^2}{4 \times 10}\right) \times 1.2 = 31.45 \text{ cm}^2 \quad (\text{نقطه کل بار})$$



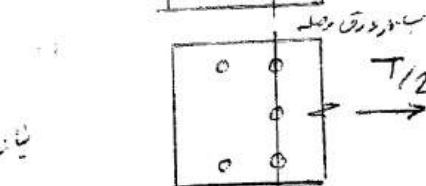
$$A_n = 36.0 - 3(1.9 + 0.3) \times 1.2 = 28.08 \text{ cm}^2 \quad (\text{نقطه کل بار})$$

$$\rightarrow A_{n_{\text{معدل}}} = 28.08 / 0.6 = 46.80 \text{ cm}^2$$



$$A_n = (24.0 - 3(1.9 + 0.3) \times 0.8) \times 2 = 37.44 \text{ cm}^2$$

نیاز به کنترل ناحیه طلوع برش در ورق و علقیت چون بر این است که ظرفیت بیشتر خواهد داشت.



بنابراین مقطع فاقص حداقل برابر با $A_n = 30.72 \text{ cm}^2$ می باشد

$$P_n = F_u A_n = 3700 \times 30.72 = 113664$$

$$\begin{cases} \text{LRFD: } \phi_t P_n = 0.75 \times 113664 = 85248 \text{ kgf} \\ \text{ASD: } P_n / \Omega_t = 113664 / 2.00 = 56832 \text{ kgf} \end{cases}$$

- حالت حدی کی شکل

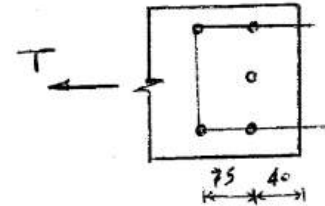
الف - در صورت اصلی

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_u A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$$A_{nt} = [20 - 2 \times \frac{1}{2} (1.9 + 0.3)] \times 1.2 = 21.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = (11.5 \times 2) \times 2 = 27.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = [11.5 - 1.5 (1.9 + 0.3)] \times 1.2 \times 2 = 19.68 \text{ cm}^2$$



$$R_n = 0.6 \times 3700 \times 19.68 + 1.0 \times 3700 \times 21.36 = 122722 \text{ kgf}$$

$$\leq 0.6 \times 2400 \times 27.6 + 1.0 \times 3700 \times 21.36 = 118776 \text{ kgf} \leftarrow$$

$$R_n = 118776 \text{ kgf}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{LRFD: } \phi R_n = 0.75 \times 118776 = 89082 \text{ kgf} \\ \text{ASD: } R_n / \Omega = 118776 / 2.0 = 59388 \text{ kgf} \end{array} \right.$$

ب - در عرض و طول

برای عرض و طول (م):

$$A_{nt} = [20 - 2(1.9 + 0.3)] \times 0.8 = 12.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = (12.5 \times 0.8) \times 2 = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = [12.5 - 1.5(1.9 + 0.3)] \times 0.8 \times 2 = 14.72 \text{ cm}^2$$

برای تنش و طول $R_n = 0.6 \times 3700 \times 14.72 + 1.0 \times 3700 \times 12.48 = 78854 \text{ kgf}$

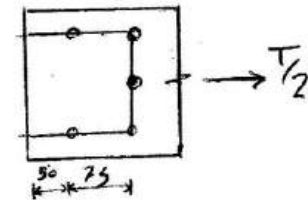
$$\leq 0.6 \times 2400 \times 20 + 1.0 \times 3700 \times 12.48 = 74976 \text{ kgf}$$

برای تنش و طول $R_n = 74976 \text{ kgf}$

برای خروج در تنش و طول $R_n = 2 \times 74976 = 149952 \text{ kgf}$

$$\begin{cases} \text{LRFD: } \phi R_n = 0.75 \times 149952 = 112464 \text{ kgf} \\ \text{ASD: } R_n / \Omega = 149952 / 2.0 = 74976 \text{ kgf} \end{cases}$$

با مقایسه حالات تنش و طول، ملاقات منتهای حالت تنش و طول است.



طراحی اعضای کششی

Design of Tension Members

طرح عضو کششی عبارت است از پیدا کردن سبک‌ترین مقطع فولادی (نبشی، I، ناودانی و ...) با مقاومت طراحی بزرگتر از مقاومت لازم.

$$\phi P_n \geq P_u \quad \text{به روش LRFD}$$

$$P_n / \Omega \geq P_a \quad \text{به روش ASD}$$

■ P_n مقاومت اسمی طراحی براساس حالت حدی تسلیم مقطع کل ، گسیختگی مقطع خالص و گسیختگی حوزه برشی است.

■ P_u مقاومت نهایی لازم (بار نهایی) که از تحلیل سازه تحت ترکیبات بارگذاری ضریبدار (ترکیبات بار LRFD) بدست می آید.

■ P_a مقاومت لازم (بار بهره برداری) که از تحلیل سازه تحت ترکیبات بارگذاری بهره برداری (ترکیبات بار ASD) بدست می آید.

طراحی اعضای کششی به روش LRFD

Design of Tension Members - LRFD method

■ برای حالت حدی تسلیم مقطع کل ، $\phi P_n = 0.9 A_g F_y$

➤ بنابراین ، $0.9 A_g F_y \geq P_u$

➤ بنابراین برای جلوگیری از تسلیم $A_g \geq P_u / 0.9 F_y$

■ برای حالت حدی گسیختگی مقطع خالص ، $\phi P_n = 0.75 A_e F_u$

➤ بنابراین ، $0.75 A_e F_u \geq P_u$

➤ بنابراین برای جلوگیری از گسیختگی ، $A_e \geq P_u / 0.75 F_u$ یا

$$A_n \geq P_u / 0.75 F_u U$$

■ کنترل برای حالت حدی گسیختگی حوزه برشی ،

$$\phi R_n = 0.75(0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq 0.75(0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

➤ بنابراین ، $\phi R_n \geq P_u$

طراحی اعضای کششی به روش ASD

Design of Tension Members - ASD method

■ برای حالت حدی تسلیم مقطع کل ، $P_n/\Omega = A_g F_y / 1.67 = 0.6 A_g F_y$ ،

➤ بنابراین ، $0.6 A_g F_y \geq P_a$ ،

➤ بنابراین برای جلوگیری از تسلیم $A_g \geq P_a / 0.6 F_y$

■ برای حالت حدی گسیختگی مقطع خالص ، $P_n/\Omega = A_e F_u / 2.00 = 0.5 A_e F_u$ ،

➤ بنابراین ، $0.5 A_e F_u \geq P_a$ ،

➤ بنابراین برای جلوگیری از گسیختگی ، $A_e \geq P_a / 0.5 F_u$ ،

■ کنترل برای حالت حدی گسیختگی حوزه برشی ،

$$R_n/\Omega = R_n/2.00 = 0.5(0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}) \leq 0.5(0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})$$

➤ بنابراین ، $R_n/\Omega \geq P_a$ ،

طراحی اعضای کششی - محدودیت های لاغری

Design of Tension Members - Slenderness Limitations

■ براساس ضوابط AISC حدی برای لاغری حداکثر در طراحی اعضای کششی وجود ندارد.

■ اما اگر نیروی محوری در یک عضو کششی لاغر برداشته شده و بارهای جانبی کوچکی اعمال شود، ارتعاشات و خیزهای نامطلوبی ممکن است پدید آید. لذا AISC پیشنهاد می نماید :

$$L/r \geq 300 \text{ (not for cables or rods)}$$

که r شعاع ژیراسیون حداقل و L طول عضو است.

■ براساس ضوابط آیین نامه فولاد ایران (صفحه ۱۶۰ مبحث دهم) : ضریب لاغری حداکثر اعضای کششی نباید از ۳۰۰ تجاوز کند.

■ در میل مهارهای کششی که دارای پیش تنیدگی اولیه به مقدار کافی باشند، رعایت محدودیت های لاغری لازم نیست، لیکن نسبت طول به قطر این اعضا نباید از ۳۰۰ تجاوز کند.

میلگردهای رزوه شده و کابلها

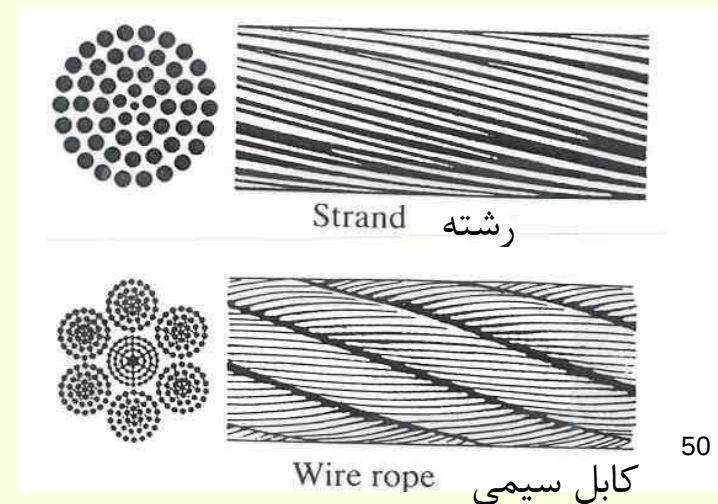
Threaded Rods and Cables

■ اگر لاغری عضو مورد توجه قرار نگیرد ، اغلب از میلگردها یا کابلها استفاده می شود. (آویزها ، پلهای معلق)

■ میلگردها عناصری با مقطع توپر بوده و کابلها از رشته های (سیم بافته) جداگانه پیچیده به هم ساخته می شوند.

■ هر رشته از سیمهای جداگانه ای که دور یک هسته مرکزی به صورت مارپیچی پیچیده اند تشکیل می شود.

■ یک کابل سیمی خود از چندین رشته که دور یک هسته به صورت مارپیچی پیچانده شده اند تشکیل می شود.

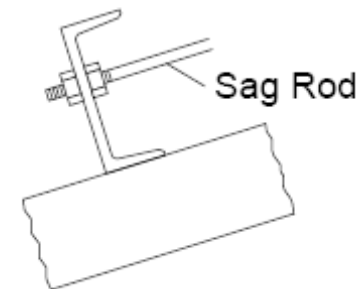
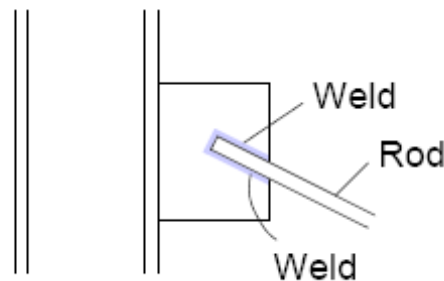
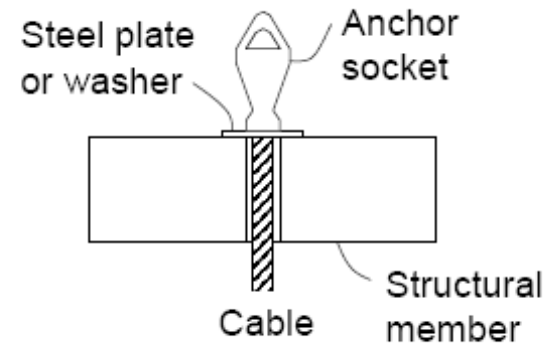
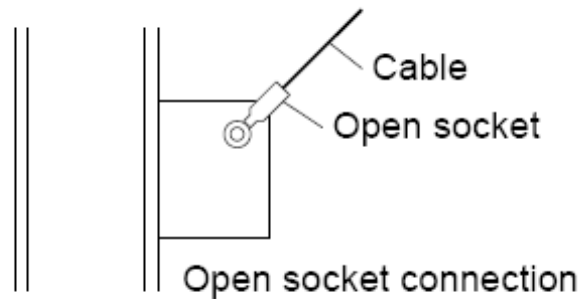


Threaded Rod

میلگردهای رزوه شده و کابلها

Threaded Rods and Cables

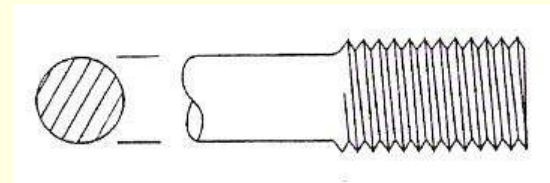
معمولا این اعضا به سازه به طرق مختلفی همچون جوشکاری یا اتصالات پنجه مفصلی (bolted clevises) و پیچها، وصل می شوند.



میلگردهای رزوه شده و کابلها

Threaded Rods and Cables

■ رزوه کردن انتهای عضو باعث کاهش سطح مقطع می شود (قطر کردن انتهای عضو از چنین کاری جلوگیری می کند ، ولی پرهزینه است)



■ مقاومت طراحی کششی برای یک میلگرد رزوه شده :

$$\phi P_n = 0.75 (0.75 A_D F_u)$$

■ سطح مقطع رزوه نشده (کل) میلگرد $A_D =$

■ بنابراین $A_D \geq P_u / \phi 0.75 F_u ; \phi=0.75$

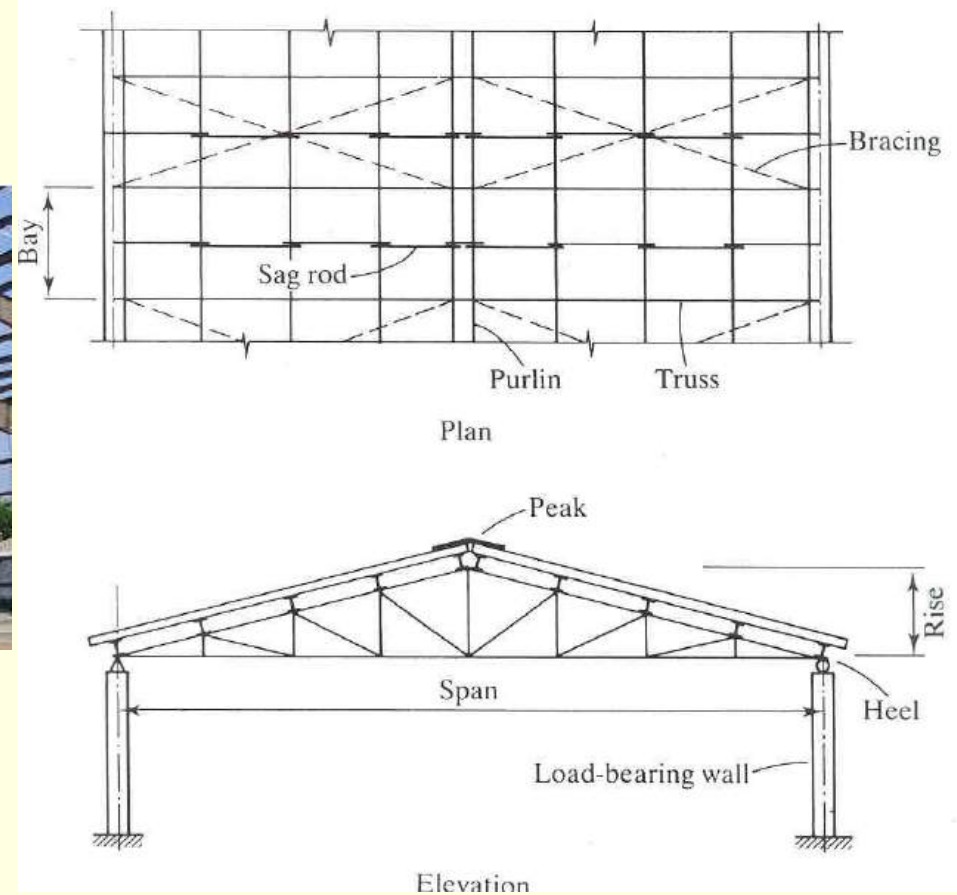
■ به Example 3.14 p.70 Segui مراجعه شود.

اعضای کششی در سقف خرپایی

Tension Members in Roof Truss

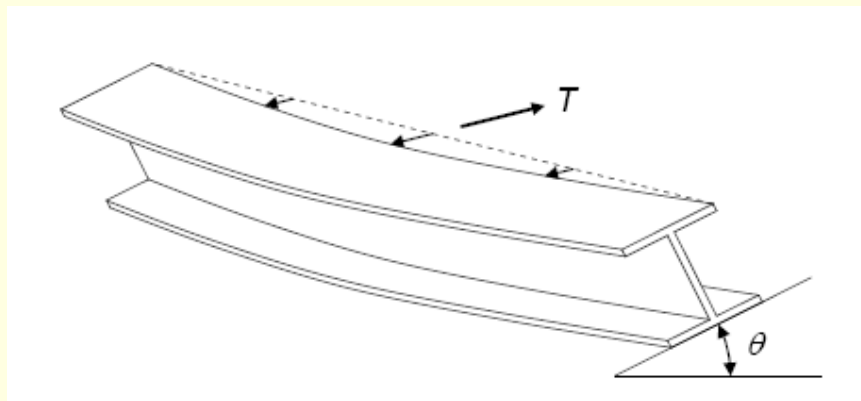
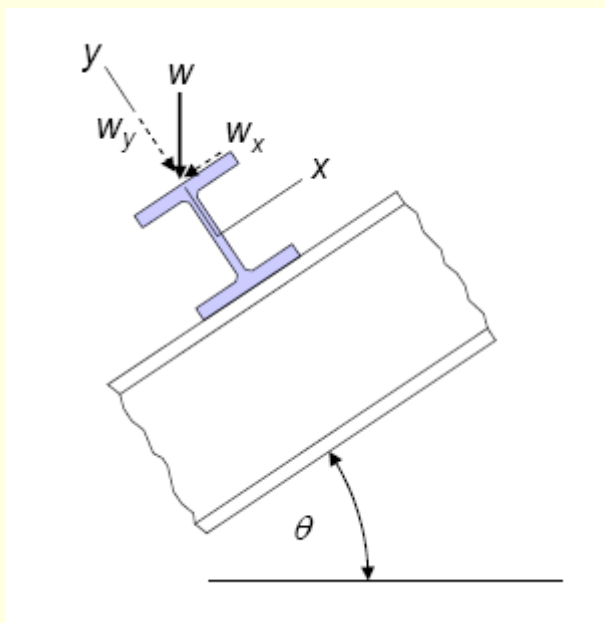
- خرپاها در مواردی مورد استفاده قرار می گیرند که قیمت و وزن تیر گران و بازدارنده باشد. (دهانه های طویل)
- می توان خرپا را تیر عمیقی تصور کرد که بخش عمده ای از جان آن برداشته شده است.
- اعضای کششی در سقف های خرپایی شامل بعضی از اعضای خرپا و میل مهارها می شود.

Sag Rods



Sag Rods

■ میل مهارها برای تامین تکیه‌گاه جانبی برای لایه‌ها بکار می‌روند (برای جلوگیری از شکم دادن لایه در امتداد موازی با شیب بام تحت بارهای قائم وارده)

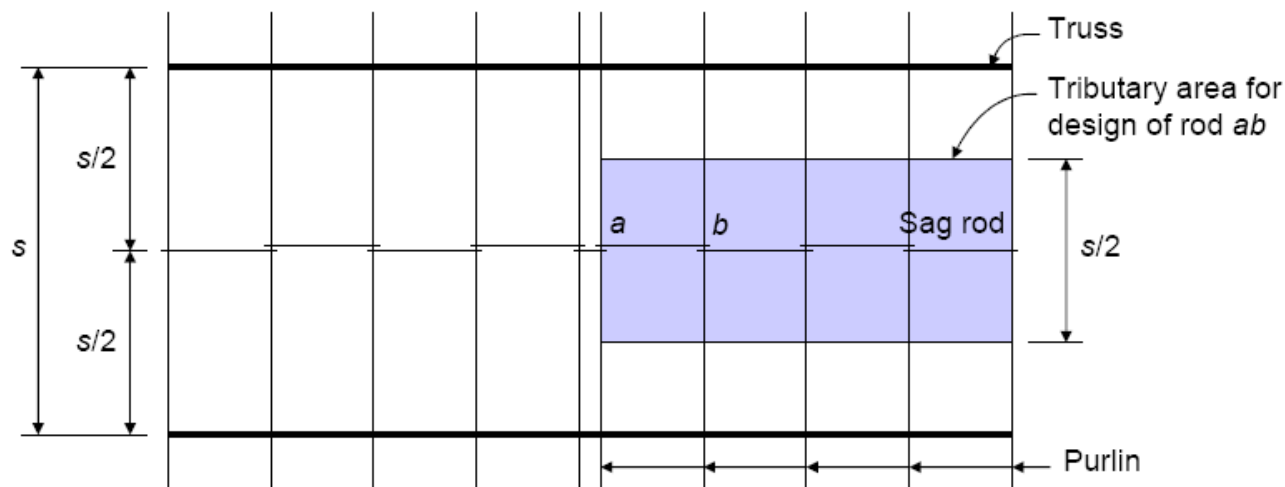
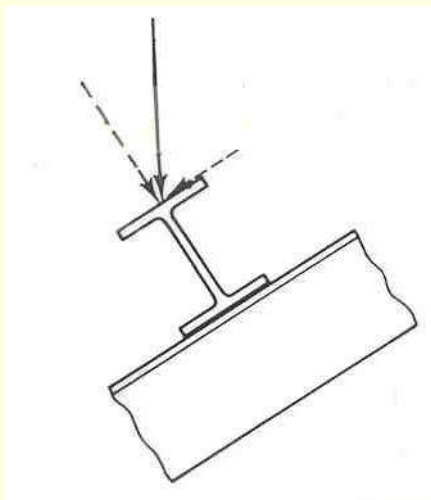


طراحی میل مهارها

Design of Sag Rods

میل مهارها برای تحمل بخشی از بارهای بام که به موازات بام عمل می کنند طراحی می شوند.

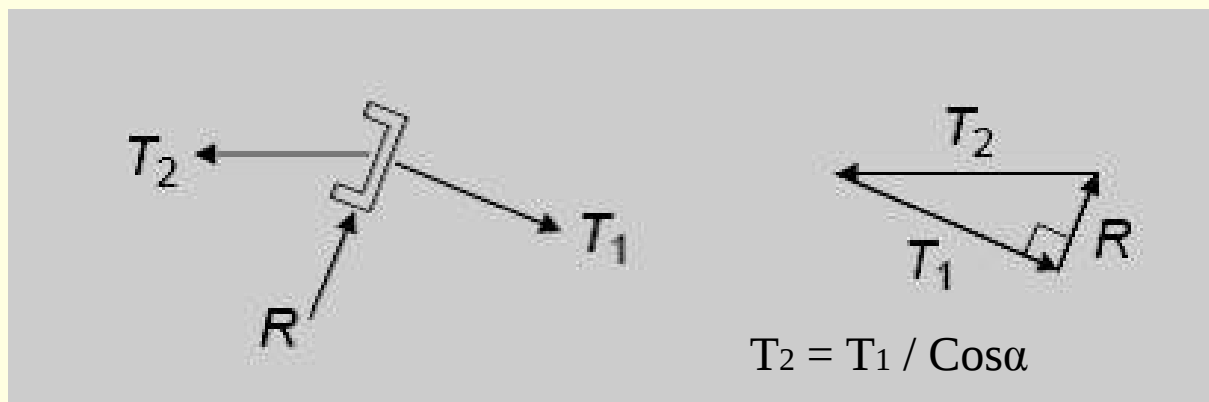
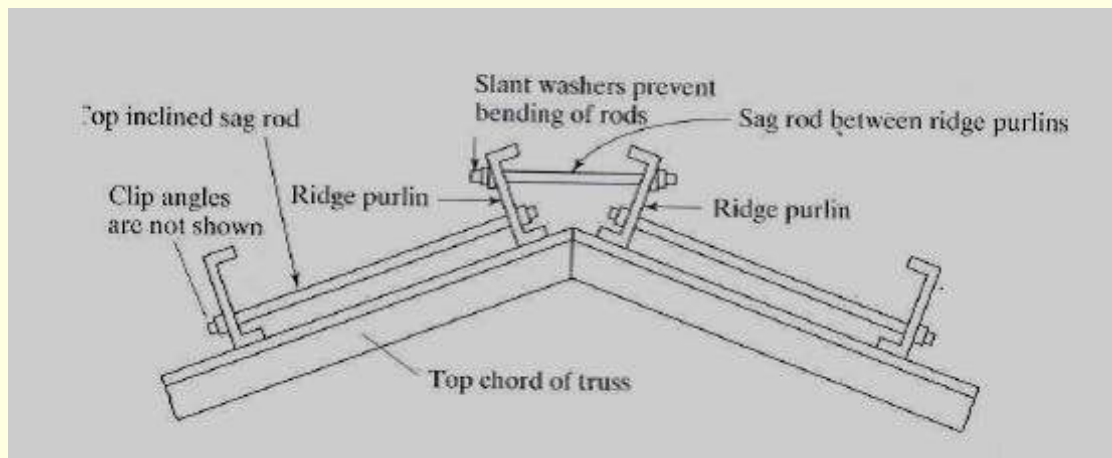
بنا به فرض هر قطعه ای از میل مهار بین لایه ها ، بار تمام قسمت های زیرین را تحمل می کند ؛ لذا میل مهار فوقانی باید برای سطح بارگیر میله که از راس تا پای خرپا است ، طراحی شود.



طراحی میل مهارها

Design of Sag Rods

میل مهار واقع در راس خرپا باید بار همه میل مهارهای دیگر در هر دو طرف خرپا را تحمل کند.



مطلوبست طراحی میل مهار سقف برای لایه‌های خربای شکل (۳-۴)، این لایه‌ها در $\frac{1}{3}$ دهانه دارای میل مهار خواهند بود و قطر حداقل میل مهار 12 mm است. دهانه لایه‌ها 6.3 m انتخاب شده است. پوشش سقف از نوع ورقهای سرامیکی با وزن 77 kg/m^2 و شدت بار برف در منطقه 100 kg/m^2 است. جزییات اتصالات میل مهار سقف در شکلهای (۳-۴) و (۴-۴) نشان داده شده است. در این شکلها خطوط خط چین روش اجرایی استفاده از قطعات کششی و فشاری را به منظور بالا بردن استحکام باربری سازه نشان می‌دهد (حالتی که معمولاً هرگاه بار برف در یک سمت سازه به دلیل وزش باد انباشته گردد مورد نیاز خواهد بود).

حل:

بارهای ثقلی و وارد بر واحد مترمربع سقف به صورت شیب‌دار:

$$\text{لایه‌ها} = \frac{7 \times 16}{11.38} = 9.84 \text{ kg/m}^2 (\text{daN/m}^2)$$

$$\text{بار برف} = 100 \times \frac{3}{\sqrt{10}} = 94.9 \text{ kg/m}^2 (\text{daN/m}^2)$$

$$\text{سرامیک سقف} = 77 \text{ kg/m}^2 (\text{daN/m}^2)$$

$$w_u = 1.2(9.84 + 77) + 0.5(94.9) = 151.7 \text{ kg/m}^2$$

$$w_u = 1.2(9.84 + 77) + 1.6(94.9) = 256.0 \text{ kg/m}^2$$

$$(\text{مؤلفه موازی سقف بار وارده}) = \frac{1}{\sqrt{10}} (256) = 80.97 \text{ kg/m}^2$$

$$(\text{بار وارده بر میل مهار}) = 11.38 \left(\frac{6.3}{3} \right) (80.97) = 1935 = 1935 \text{ kg} (\text{daN})$$

$$A_O = \frac{1935}{0.75(0.75)(3700)} = 0.93 \text{ cm}^2$$

می‌توان از میلگرد به قطر ۱۲ mm استفاده کرد.

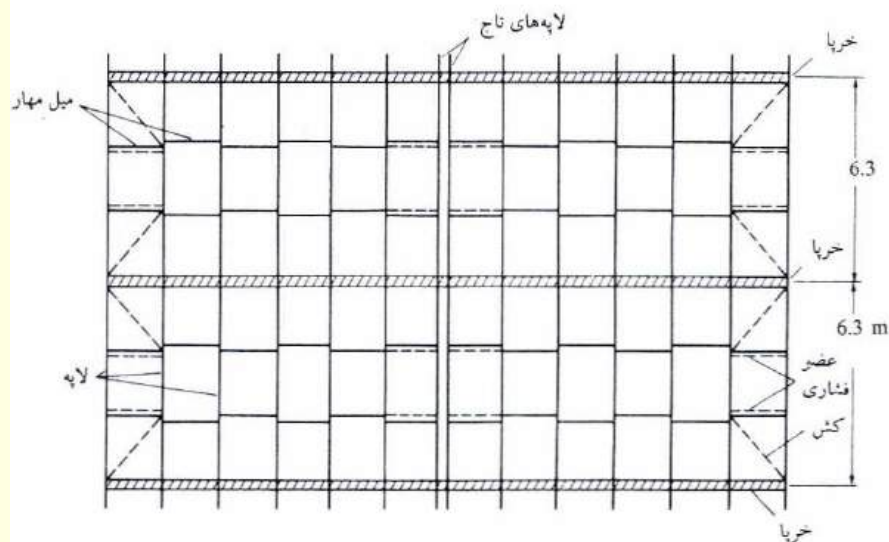
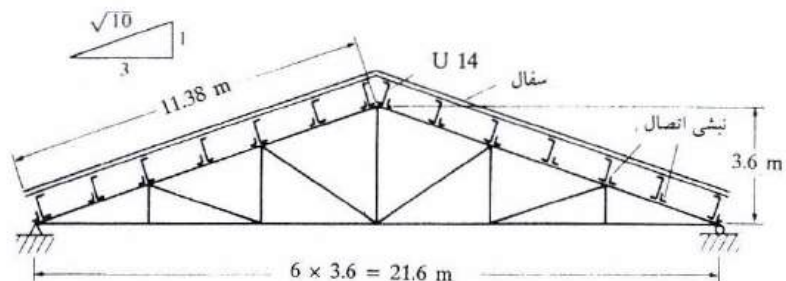
$$A_D = 1.13 \text{ cm}^2$$

مقدار نیرو در میل مهار واقع شده در رأس خربا:

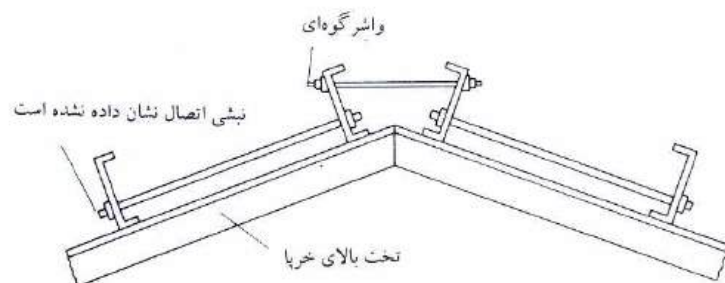
$$T = \frac{\sqrt{10}}{3} (1935) = 2040 \text{ kg}$$

$$A_D = \frac{2040}{0.75(0.75)(3700)} = 0.98 \text{ cm}^2$$

می‌توان از میل مهار 12 mm استفاده کرد.



شکل ۳-۴ نقشه تیرریزی لایه‌ها



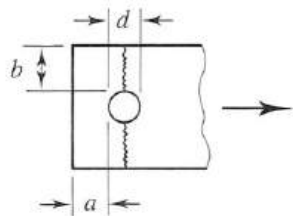
شکل ۴-۴ جزییات اجرایی میل مهار

اعضای کششی با اتصالات لولایی

PIN-CONNECTED MEMBERS

برای ایجاد یک اتصال عاری از خمش ، سوراخی در عضو و قطعات متصل به آن ایجاد کرده و یک پین از سوراخ گذرانده می‌شود.

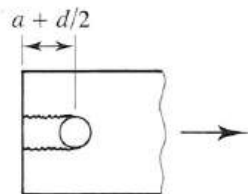
مقاومت کششی طراحی به روش LRFD ، و نیز P_n / Ω مقاومت کششی مجاز به روش ASD باید براساس حالات حدی زیر تعیین شود :
(AISC05 D5.1 p.16.1-28 و صفحه ۱۶۷ مبحث دهم)



(a) Fracture of net section

(الف) گسیختگی کششی در سطح مقطع موثر خالص :

$$\phi_t = 0.75, \Omega_t = 2.00, P_n = 2tb_{\text{eff}}F_u$$



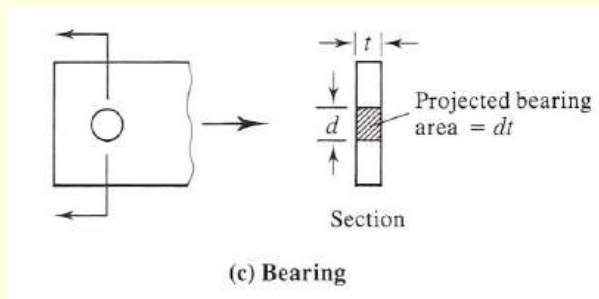
(b) Longitudinal shear

(ب) گسیختگی برشی در سطح مقطع موثر :

$$\phi_{sf} = 0.75, \Omega_{sf} = 2.00, P_n = 0.6F_u A_{sf}$$

اعضای کششی با اتصالات لولایی

PIN-CONNECTED MEMBERS



پ) مقاومت اتکایی در سطح تصویر شده قلم لولا (پین) :

$$\phi = 0.75, \Omega = 2.00, P_n = 1.8F_y A_{pb}$$

ت) تسلیم در سطح مقطع کل :

$$\phi_t = 0.75, \Omega_t = 1.67, P_n = F_y A_g$$

که در این روابط :

t = ضخامت ورق

$$b_{eff} = 2t + 0.63, \text{ in. } (= 2t + 16, \text{ mm}) \leq b$$

b = فاصله لبه سوراخ تا لبه عضو در راستای عمود بر نیروی وارده

$$A_{sf} = 2t(a + d/2),$$

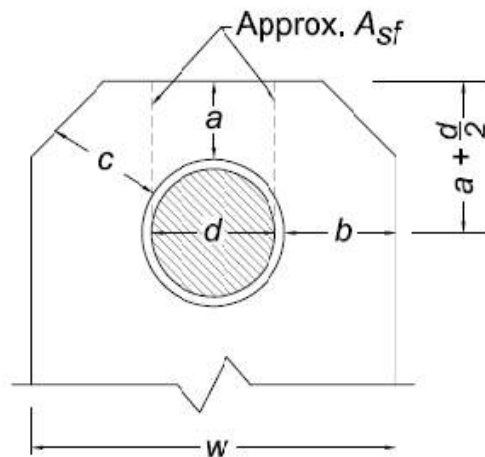
a = کوتاه ترین فاصله لبه سوراخ تا لبه عضو در امتداد نیرو

d = قطر پین

$$A_{pb} = \text{سطح تصویر شده پین} = dt$$

اعضای با اتصالات لولایی – محدودیت های ابعادی تسمه های لولا شده

PIN-CONNECTED MEMBERS - DIMENSIONAL REQUIREMENTS



Dimensional Requirements

1. $a \geq 4/3 b_{eff}$
2. $w \geq 2b_{eff} + d$
3. $c \geq a$

where

$$b_{eff} = 2t + 0.625 \text{ in. (16 mm)} \leq b$$

محدودیت های ابعادی برای اعضای با اتصالات مفصلی طبق AISC05 D5.2 p.16.1-30 و نیز مبحث دهم صفحه ۱۶۶ در شکل زیر نشان داده شده است :

EYEBARS

- تسمه سرپهن نوع خاصی از عضو با اتصال مفصلی است که در آن قطر انتهای سوراخدار توسعه داده شده است.
- مقاومت کششی موجود تسمه های سرپهن به طریقی مشابه حالت کلی اعضای کششی تعیین می شود. (براساس ضوابط AISC D2)،
- با این تفاوت که، A_g برابر با سطح مقطع بدنه تسمه در نظر گرفته می شود.
- محدودیت های ابعادی برای تسمه های سرپهن طبق ضوابط AISC05 D6.2 p.16.1-30 و نیز مبحث دهم صفحه ۱۷۱ در شکل زیر نشان داده شده است :

Dimensional Requirements

$t \geq 1/2$ in. (13mm) (Exception is provided in D6.2)

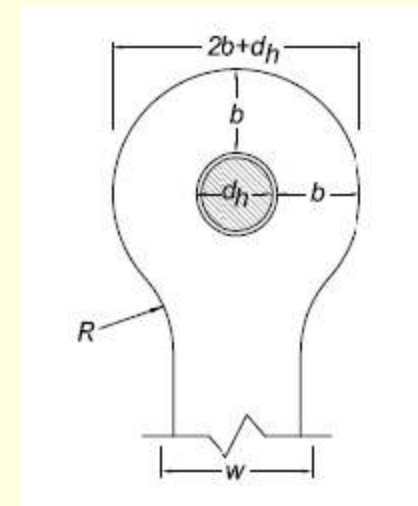
$w \leq 8t$

$d \geq 7/8 w$

$d_h \leq d + 1/32$ in. (1mm)

$R \geq d_h + 2b$

$2/3 w \leq b \leq 3/4 w$ (Upper limit is for calculation purposes only)



اعضای کششی مرکب - براساس ضوابط AISC

Built-Up Tension Members-According to AISC D.4 p16.1-28

■ هرچند اعضای کششی مرکب چندان متداول نیستند لیکن ضوابط AISC ساخت اعضای کششی مرکب با استفاده از قیده‌های (بست ها، صفحات) موازی، مورب و صفحات پوششی سوراخدار را مجاز می‌داند.

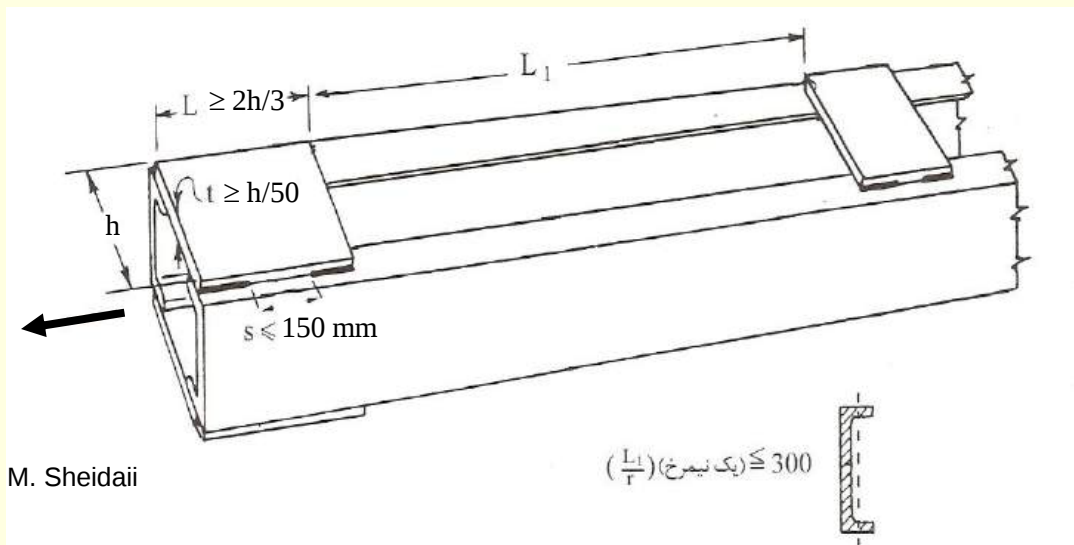
■ در رابطه با محدودیت‌های وضع شده در زمینه فاصله طولی ابزار اتصال (connectors) اجزای با اتصال ممتد متشکل از یک ورق و یک نیمرخ، یا دو ورق، به ضوابط AISC J3.5 مراجعه شود.

■ در وجه باز اعضای کششی مرکب استفاده از ورق های پوششی سوراخدار و یا بست‌های موازی بدون چپ و راست مجاز است.

اعضای کششی مرکب - براساس ضوابط AISC

Built-Up Tension Members-According to AISC D.4 p16.1-28

- طول صفحات بست نباید کمتر از دو سوم فاصله بین خطوط جوش یا پیچ های اتصال آنها به اجزای عضو مرکب باشد.
- ضخامت این صفحات بست نباید کمتر از یک پنجاهم فاصله بین خطوط جوش یا پیچهای اتصال آنها به اجزای عضو مرکب باشد.
- فاصله طولی جوش ها یا پیچهای متناوب در صفحات بست نباید بیش از ۱۵۰ میلیمتر (۶ اینچ) باشد.
- فاصله بین ابزار اتصال از یکدیگر باید به اندازه ای باشد که ضریب لاغری هریک از اجزای کششی متصل شده بین این اتصالات ترجیها از ۳۰۰ بیشتر نشود.
- آیین نامه فولاد ایران نیز ضوابط تقریبا مشابهی را در صفحه ۱۶۶ مبحث دهم مطرح نموده است.



Compression Members

فصل چهارم - قسمت اول : اعضای فشاری

Compression Members

■ اعضای سازه ای که تحت نیروی فشاری محوری هستند (ستونها، اعضای خرپا، سیستم های مهاربندی و ...).

■ به اعضای فشاری ضعیف تر بعضی مواقع strut گفته می شود.



Compression Members

■ تنش در مقطع ستون را می توان از رابطه زیر محاسبه کرد :

$$f = P/A$$

که فرض می شود به صورت یکنواخت در کل مقطع توزیع شده باشد.

■ این وضعیت ایده آل هیچگاه در عمل پیش نخواهد آمد. توزیع تنش در مقطع عضو به خاطر عوامل زیر غیر یکنواخت خواهد بود :

■ برون محوری تصادفی بار گذاری نسبت به مرکز سطح عضو،

■ مستقیم نبودن (خمیدگی) عضو، یا

■ تنش های پسماند در سطح مقطع عضو ناشی از عملیات ساخت.

■ برون محوری تصادفی و خمیدگی عضو می تواند باعث ایجاد لنگر خمشی در عضو شود. هر چند که، اینها لنگر ثانویه بوده و اغلب مورد صرف نظر قرار می گیرند.

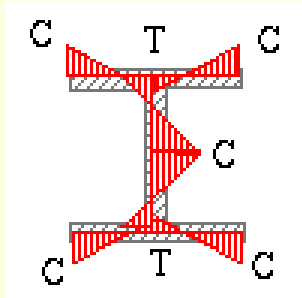
■ اگر لنگر خمشی بر عضو وارد شود نمی توان از اثرات خمشی صرفنظر کرد، اعضایی که تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی هستند تیر-ستون (beam-column) نامیده می شوند.

Residual Stresses

- تنش های پسماند و توزیع آنها، عوامل بسیار مهم تأثیرگذار در مقاومت ستونهای فولادی تحت بار محوری هستند (به خصوص برای ستونهای متداول با ضریب لاغری متغیر بین 40 تا 120)
- اجتناب ناپذیر - ناشی از سرد شدن غیر یکنواخت نیمرخها پس از نورد گرم، یا جوشکاری مقاطع مرکب.
- می توانند مقدار بسیار قابل توجهی داشته باشند (تا $0.5F_y$)

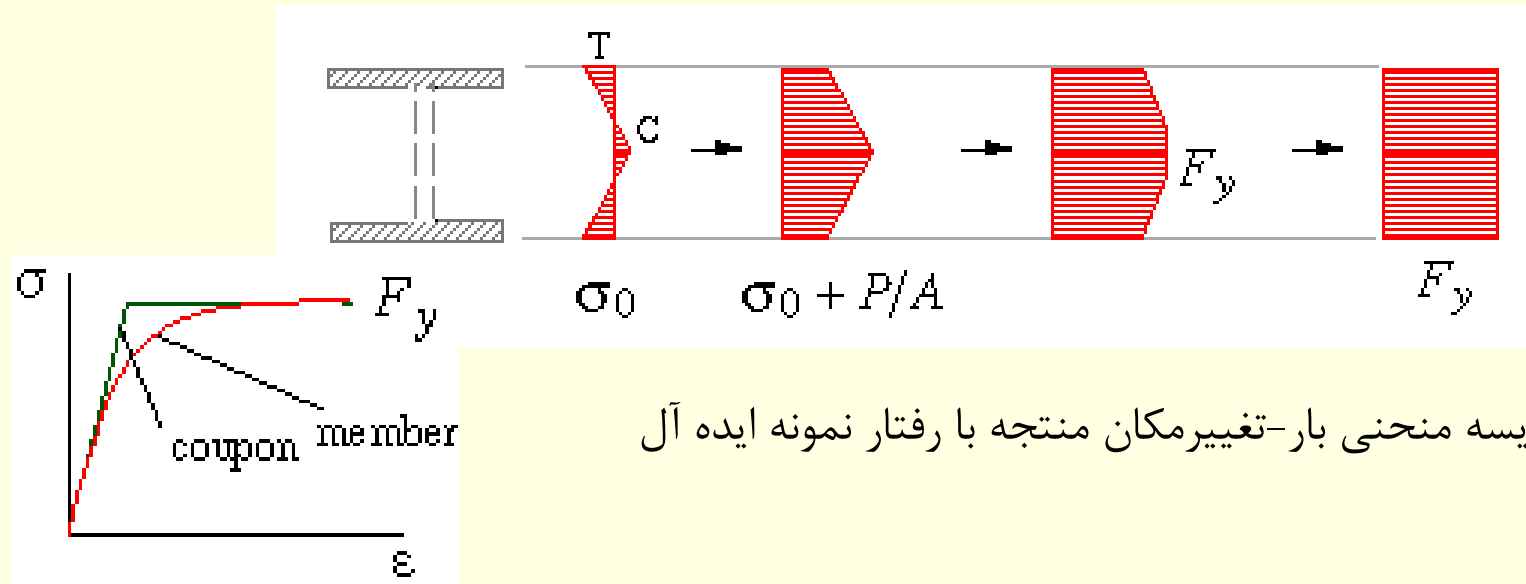
تنش های پسماند

Residual Stresses



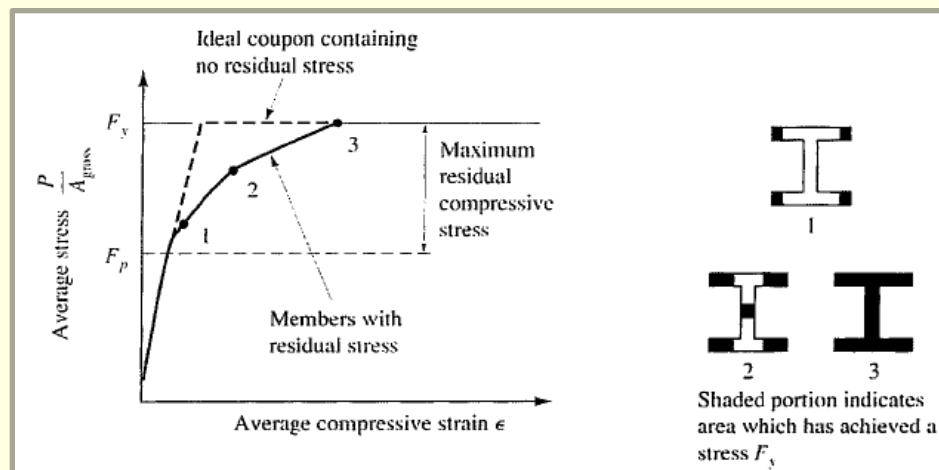
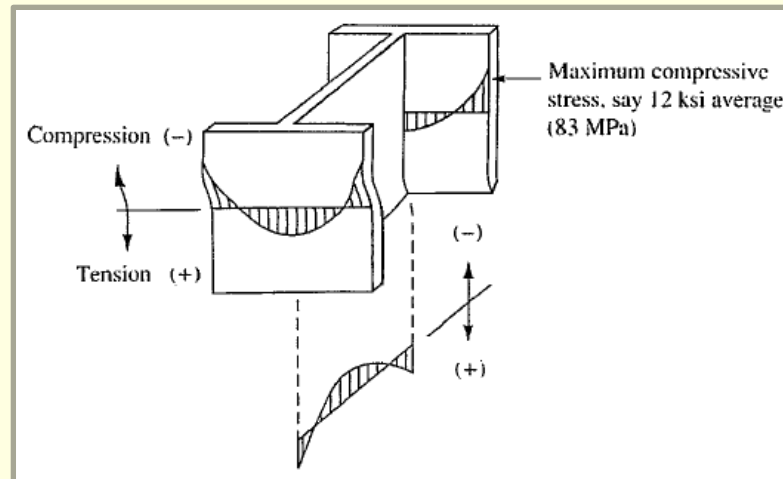
توزیع تنش های پسماند در مقطع یک نیمرخ بال پهن :

نحوه توزیع تنش در جان عضو در طی بارگذاری :



مقایسه منحنی بار-تغییر مکان منتجه با رفتار نمونه ایده آل

Residual Stresses



اثرات تنش های فشاری پسماند

Effects of Residual Compressive Stresses

- تسلیم زود هنگام (early yield) در بخش هایی از مقطع عرضی
- ایجاد رفتار غیرخطی قابل ملاحظه قبل از تسلیم کامل مقطع عرضی
- رفتار ستون مشابه ستونی با مقطع عرضی کاهش یافته است (فقط قسمت ارتجاعی مقطع ستون)
- این امر ممکن است در بعضی موارد باعث کاهش 25 درصدی در مقاومت عضو شود.

ستونها چطور می توانند خراب شوند؟

How can columns fail?



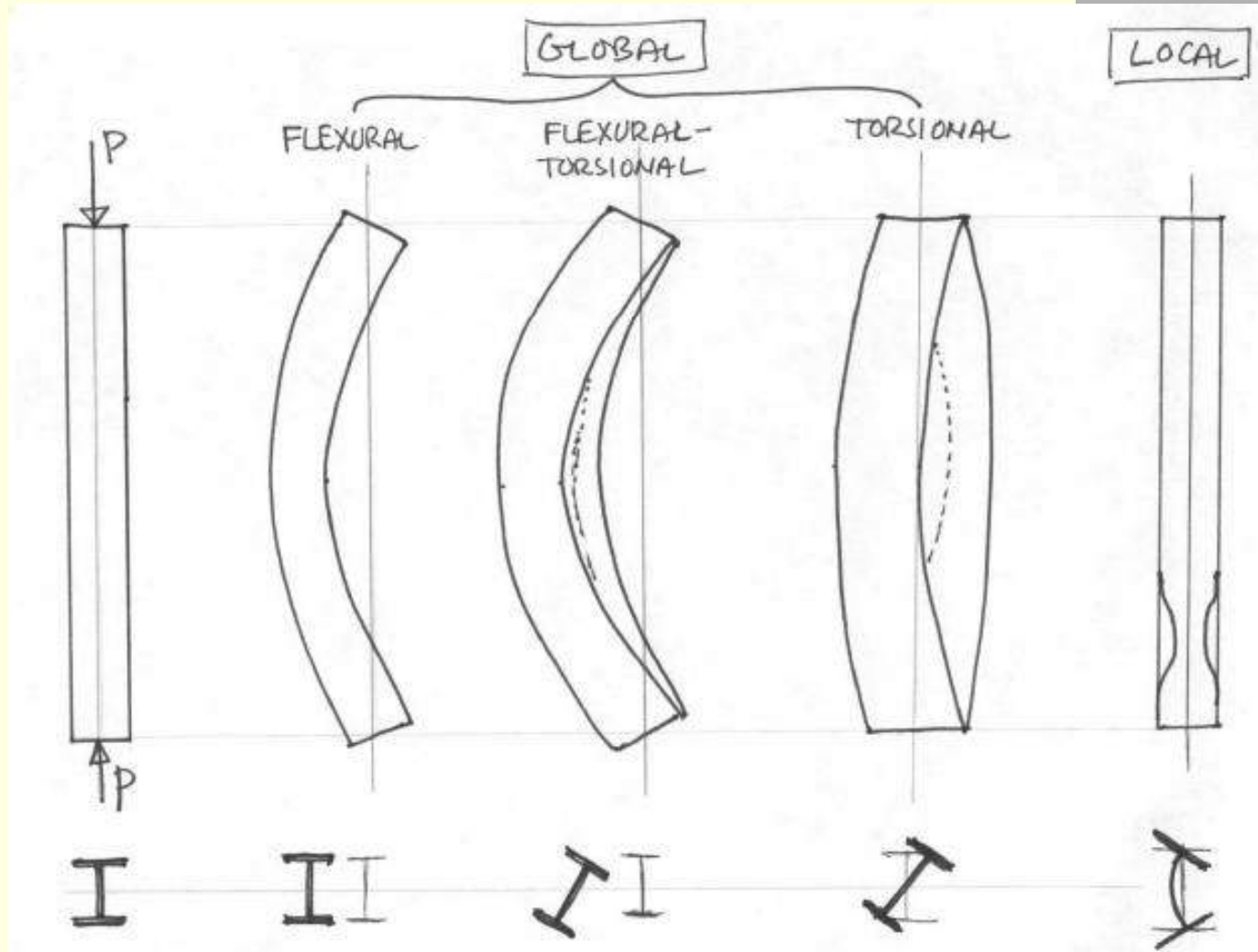
■ تسلیم فشاری (Compression Yielding)

■ کمانش کلی (Global Buckling)

- کمانش جانبی یا خمشی (Flexural or Lateral Buckling)
- کمانش پیچشی-خمشی (Flexural-Torsional Buckling)
- کمانش پیچشی (Torsional Buckling)

■ کمانش موضعی (Local Buckling)

Buckling Types

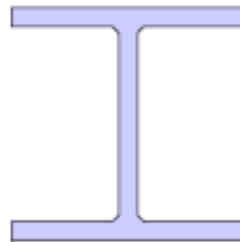


مقاطع متداول برای ستون

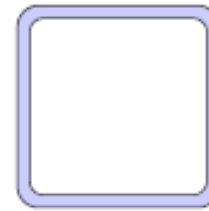
Sections used for Column



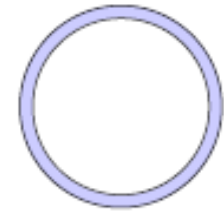
Double angle



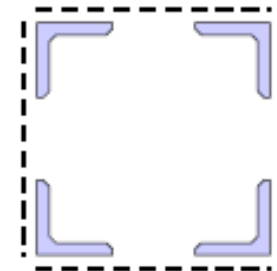
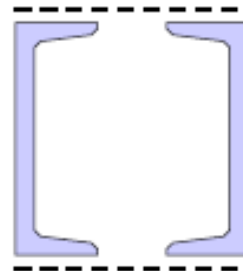
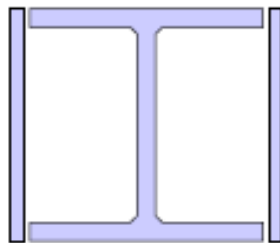
Wide flange



Tube



Pipe

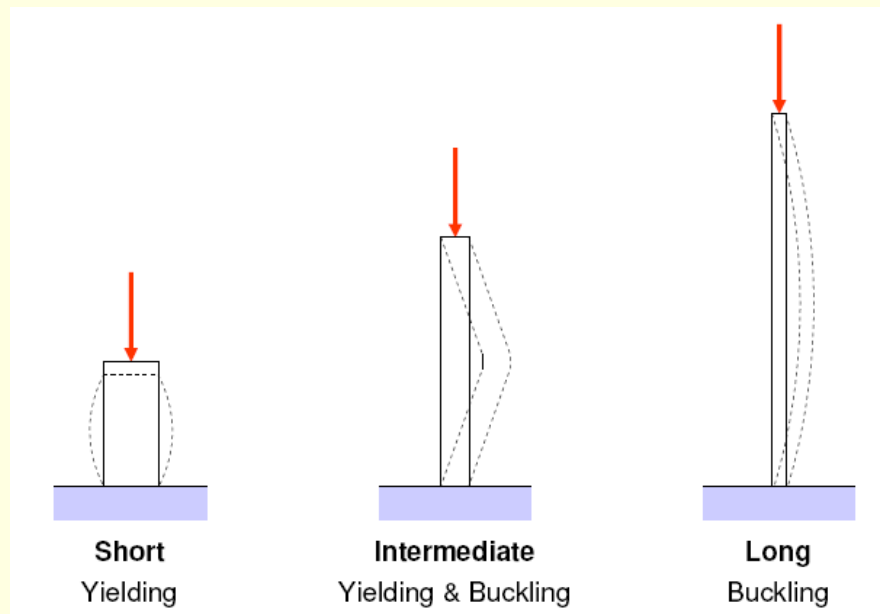


Built-up sections

طبقه بندی رفتار ستون

Column Behavior Classification

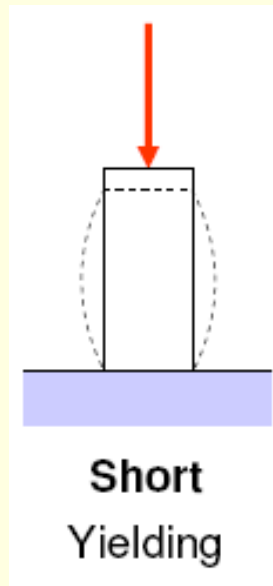
- ستونهای کوتاه – خرابی فشاری (Short Columns - Compression failure)
- ستونهای لاغر (بلند) – خرابی کمانشی (Slender (Long) Columns – Buckling failure)
- ستونهای متوسط – خرابی ترکیبی فشاری و پایداری (Intermediate Columns – combined compression and stability failure)



ستونهای کوتاه

Short Columns

■ مقاومت تسلیم و مساحت مقطع عرضی تعیین کننده ظرفیت ستون است.



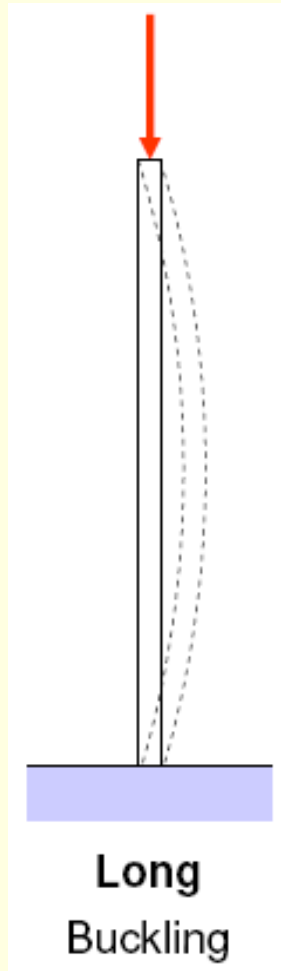
■ در سازه های فولادی خیلی متداول نیستند.

■ ظرفیت اسمی عضو برابر است با :

$$P_n = F_y A_g$$

ستونهای لاغر (بلند)

Slender (Long) Columns



■ غالباً کمانش خمشی تعیین کننده ظرفیت عضو است.

■ ظرفیت عضو، بر اساس معادله اولر، مستقل از مقاومت تسلیم مصالح است.

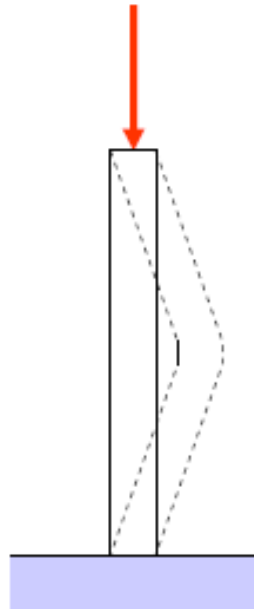
■ کمانش به صورت ارتجاعی است.

■ ظرفیت عضو بسیار حساس به شرایط انتهایی عضو است :

$$P_e = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{L_{eff}^2}$$

$$\frac{P_e}{A} = F_e = \pi^2 \cdot \frac{E}{(L_{eff} / r)^2}$$

Intermediate Columns



Intermediate
Yielding & Buckling

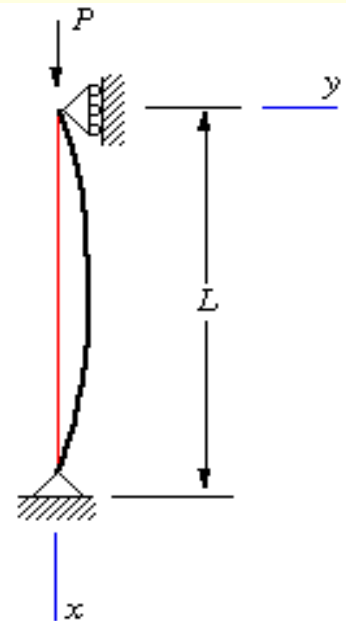
- مقاومت و پایداری تعیین کننده ظرفیت عضو است.
- کمانش به صورت غیر ارتجاعی است.
- تنش های پسماند بسیار تأثیرگذار در ظرفیت عضو هستند.

$$P_{Eng} = \pi^2 \cdot \frac{E_t \cdot I}{L_{eff}^2}$$

$$\frac{P_{Eng}}{A} = F_{Eng} = \pi^2 \cdot \frac{E_t}{(L_{eff} / r)^2}$$

The Euler Formula

معادله اساس حاکم بر کمانش خمشی ستون دو سر مفصلی در زیر آورده شده است :



Moment equation:
 $EIy'' = -Py$

Rearranged:
 $y'' + \frac{P}{EI}y = 0$

Boundary Conditions:
 $y(0) = y(L) = 0$

حل این معادله دیفرانسیلی (همگن، مرتبه دو، با ضرایب ثابت) عبارتست از :

$$y(x) = A \sin\left(\sqrt{\frac{P}{EI}}x\right) + B \cos\left(\sqrt{\frac{P}{EI}}x\right)$$

The Euler Formula

ضرایب ثابت A و B بر اساس شرایط مرزی ستون تعیین می شود :

$$y(0) = 0 \Rightarrow B = 0$$

$$y(L) = 0 \Rightarrow A = 0 \text{ OR } \sqrt{\frac{P}{EI}} L = n\pi$$

بر اساس رابطه فوق، برای بدست حل کمانشی، بار باید به یک مقدار بحرانی برسد :

$$P = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2} \Rightarrow P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

برای اهداف طراحی، بهتر است عبارت فوق بر حسب تنش بحرانی نوشته شود (به جای بار بحرانی) :

$$P_{cr} = F_{cr} A_g = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \Rightarrow F_{cr} = \pi^2 E \frac{I/A_g}{L^2}$$

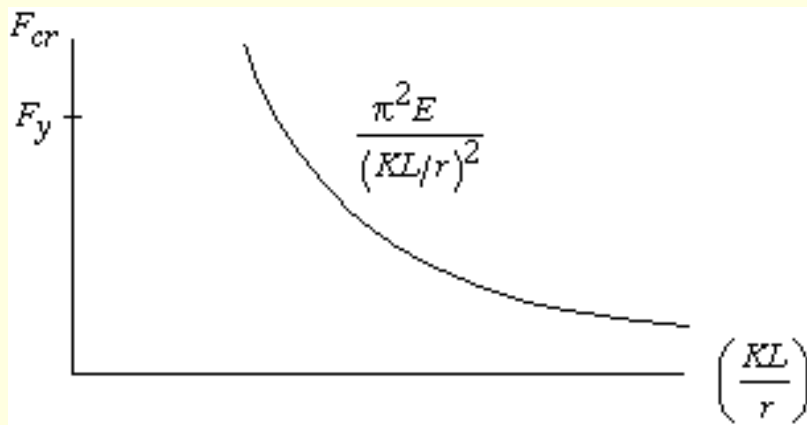
$$I = r^2 A_g \Rightarrow F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2}$$

The Euler Formula

برای شرایط تکیه گاهی بسیار کلی تر، روش تحلیل یکسان بوده - تنها تفاوت در عبارت لاغری خواهد بود. این تفاوت را می توان با تعریف ضریب طول مؤثر K ، که در رابطه کمانش ارتجاعی زیر آمده است، اعمال نمود :

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad \text{or} \quad \frac{F_{cr}}{F_y} = \pi^2 \frac{E}{F_y} \frac{1}{(KL/r)^2}$$

این معادله، رابطه ای اساسی برای فهم رفتار کمانشی ستون بوده و به صورت ترسیمی زیر قابل نمایش است:



کمانش ارتجاعی

Elastic Buckling

بار کمانش بحرانی P_{cr} ، برای یک عضو فشاری لاغر بلند به صورت تئوریک با معادله اولر تعیین می شود:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

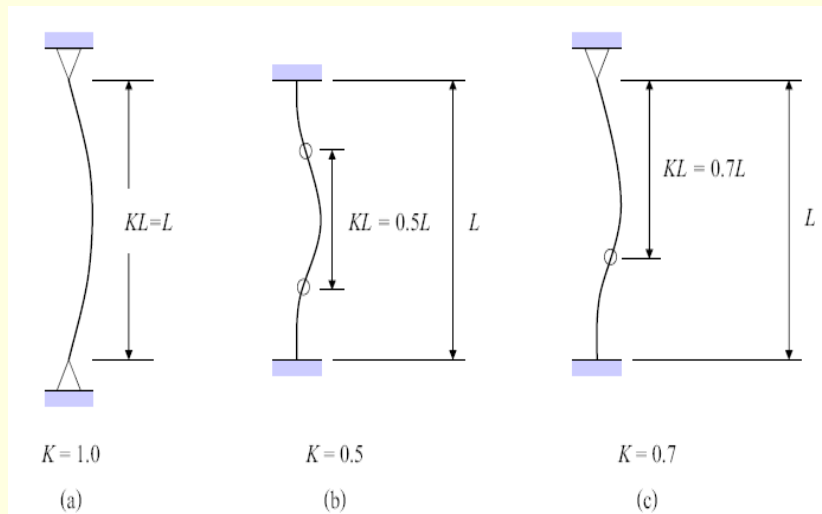
$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

که :

r = شعاع ژیراسیون

KL/r = ضریب لاغری

K = ضریب طول مؤثر بر اساس شرایط مرزی انتهای



ضریب طول مؤثر، K

Effective Length Factor, K

■ شرایط انتهایی و تکیه گاهی تعیین کننده طول مؤثر است:

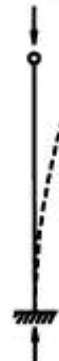
- قیود دورانی
- انتقال یا حرکت جانبی

■ مقادیر K تقریبی برای طراحی عملی در AISC05 p. 16.1-240 آمده است (اسلاید بعدی).

■ مقادیر تئوریک و پیشنهادی K با هم فرق دارند، زیرا وضعیت های گیرداری و لولایی کامل عملاً امکان پذیر نیست.

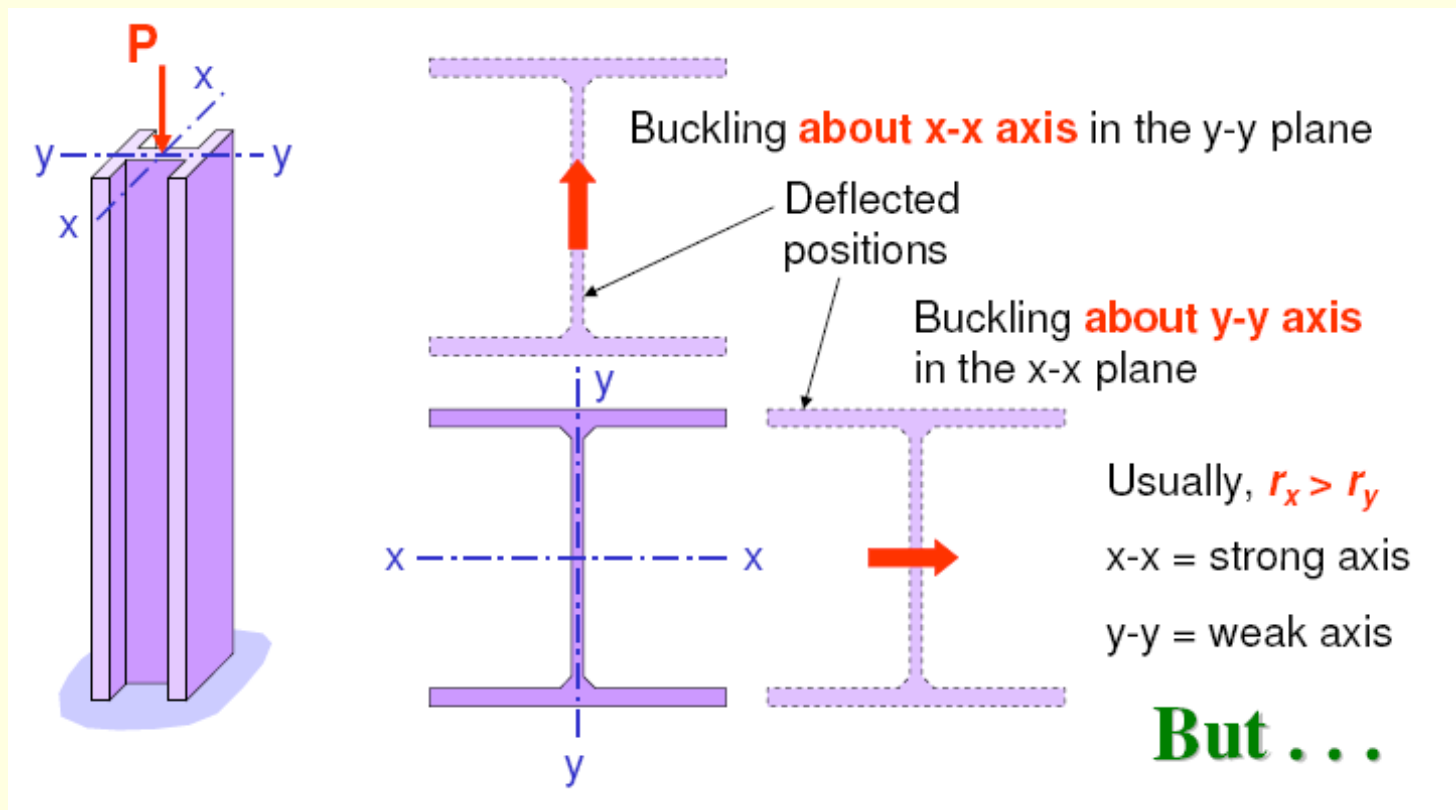
ضرب طول مؤثر، K

Effective Length Factor, K

TABLE C-C2.2 Approximate Values of Effective Length Factor, K						
Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code	 <i>Rotation fixed and translation fixed</i> <i>Rotation free and translation fixed</i> <i>Rotation fixed and translation free</i> <i>Rotation free and translation free</i>					

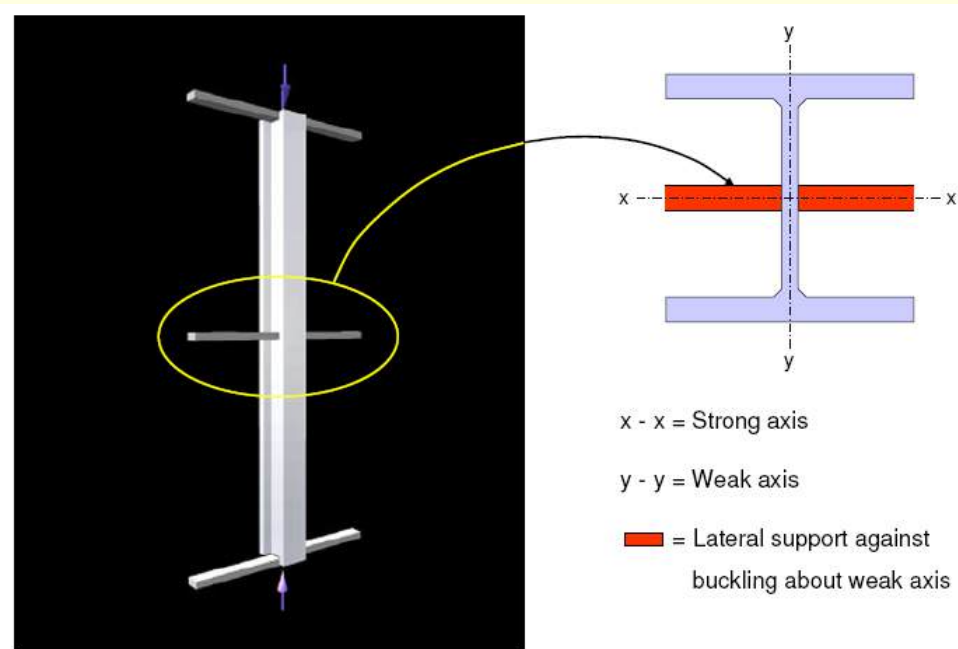
Buckling Axis

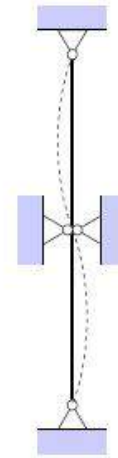
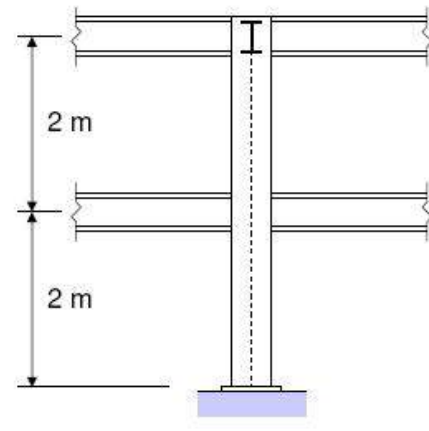
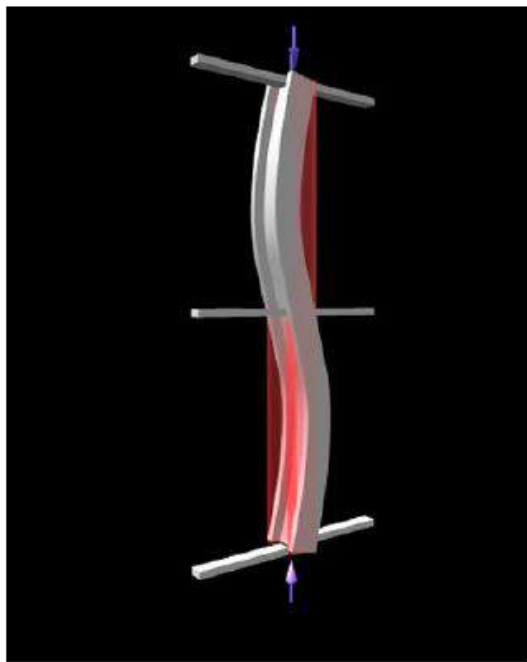
- ستونها معمولاً به صورت جانبی کمانه می کنند (مقطع عرضی حرکت جانبی می نماید).
- کمانش جانبی حول محوری که بیشترین مقدار L / r را دارد اتفاق می افتد.
- این محور معمولاً محور $y-y$ است، اما بایستی هر دو محور مورد بررسی قرار گیرند.



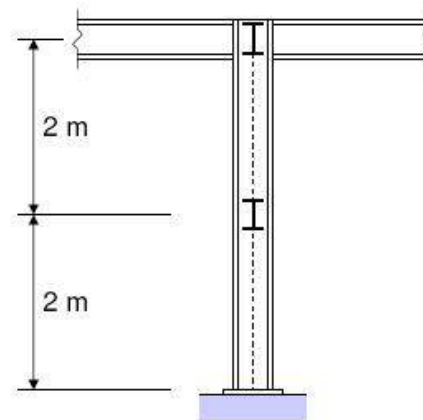
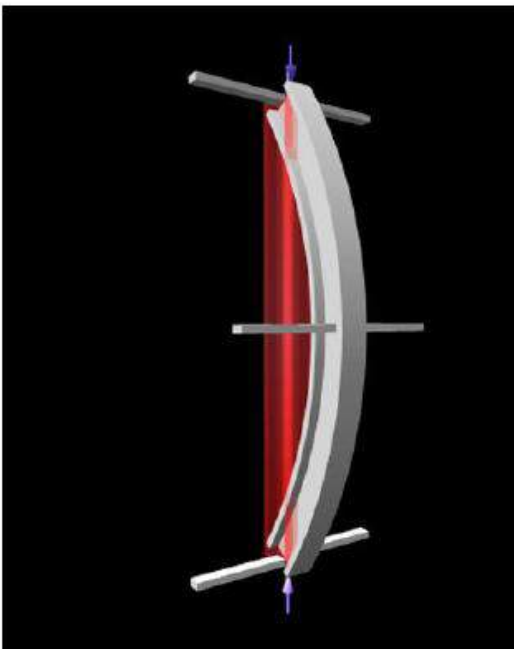
Buckling Axis

■ اگر عضو فشاری در کمانش حول دو محور اصلی شرایط تکیه گاهی متفاوتی داشته باشد، طول مؤثر برای دو راستا متفاوت خواهد بود و ضریب لاغری بزرگتر باید برای تعیین ظرفیت عضو مورد استفاده قرار گیرد.





$KL = 2 \text{ m}$



$KL = 4 \text{ m}$

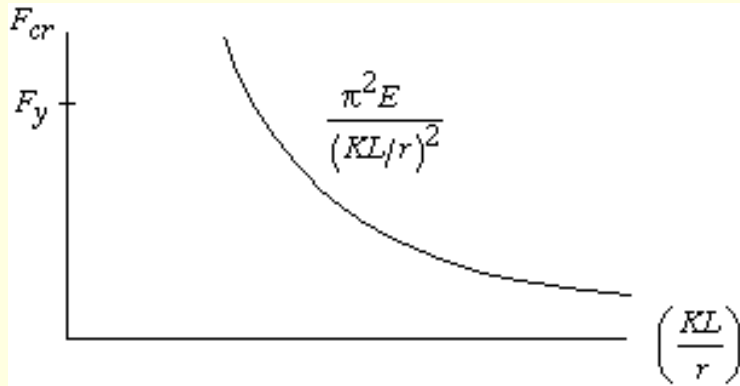
طراحی اعضای مهاربندی

Design of Bracing Members

- اعضای مهاربندی باید قادر به تأمین نیروهای جانبی لازم باشند، بدون اینکه خودشان کمانه کنند.
- نیروهایی که برای طراحی اعضای مهاربندی در نظر گرفته می شود کاملاً کوچک بوده و اغلب مقدار محافظه کارانه ای برابر با 0.02 بار طراحی ستون در نظر گرفته می شود.
- طرح و انتخاب مهارها را می توان نظیر سایر اعضای فشاری انجام داد.
- انتهای دیگر عضو مهاربند باید به اعضای دیگر به نحوی اتصال یابد که از جابجایی جانبی ستون جلوگیری نماید.

کمانش غیر ارتجاعی

Inelastic Buckling



■ منحنی اولر نشان می دهد که وقتی لاغری عضو به صفر نزدیک می شود ظرفیت آن به بی نهایت می رسد.

■ اما در واقع امکان تجاوز ظرفیت ستون از ظرفیت تسلیم مقطع کل وجود ندارد.

■ معادله اولر تا هنگامی صادق است که مصالح در تمام مقطع در محدوده ارتجاعی باشند.

■ برای ضرایب لاغری کوچکتر، مصالح وارد محدوده غیرارتجاعی شده و لذا معادله اولر قابل استفاده نخواهد بود.

کمانش غیر ارتجاعی

Inelastic Buckling

عوامل متعدد دیگری نیز در محدوده غیر ارتجاعی وجود دارند که تحلیل ساده کمانش اولر آنها را به حساب نیاورده است :

- مستقیم نبودن عضو تأثیر قابل توجهی بر مقاومت کمانشی در محدوده غیر ارتجاعی دارد.

- تنش های پسماند در عضو ناشی از عملیات ساخت، باعث می شود تسلیم شدگی در مقطع بسیار زودتر از اینکه تنش یکنواخت $f = P/A$ به تنش تسلیم F_y برسد پدید می آید.

- شکل مقطع عرضی (I ، C و ...) نیز بر مقاومت کمانش تأثیرگذار است.

- در محدوده غیر ارتجاعی، مصالح فولادی می توانند به سخت شدگی کرنشی برسند.

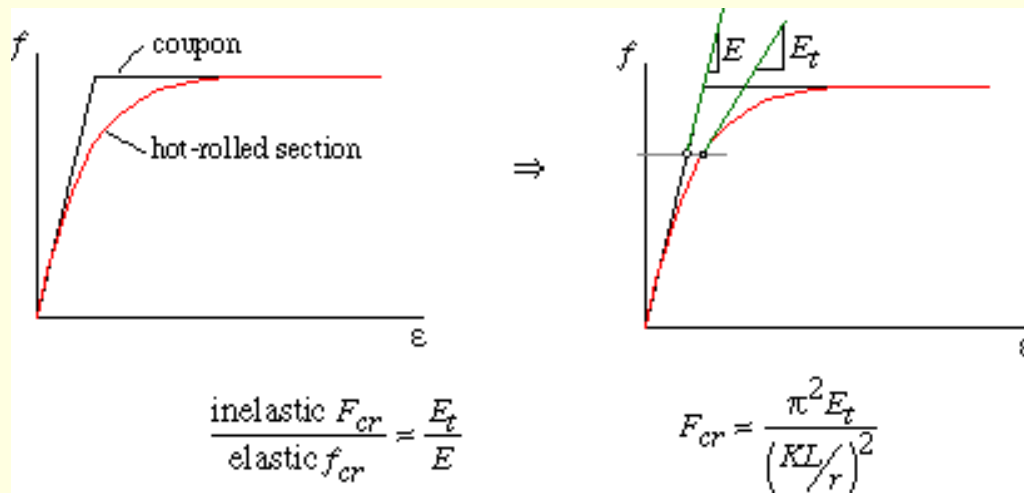
کمانش غیر ارتجاعی

Inelastic Buckling

■ مدل اولیه ای که در آن رفتار ستونهای کوتاهتر در نظر گرفته شده است بر پایه ملاحظات مربوط به گسترش تسلیم شدگی ناشی از نیروی محوری در سطح مقطع عضو استوار گردیده است.

■ رفتار تسلیم شدگی مقطع شدیداً متأثر از تنش های پسماند است.

■ همانطور که در شکل زیر نشان داده شده است، سختی مؤثر مقطع کاهش یافته است.

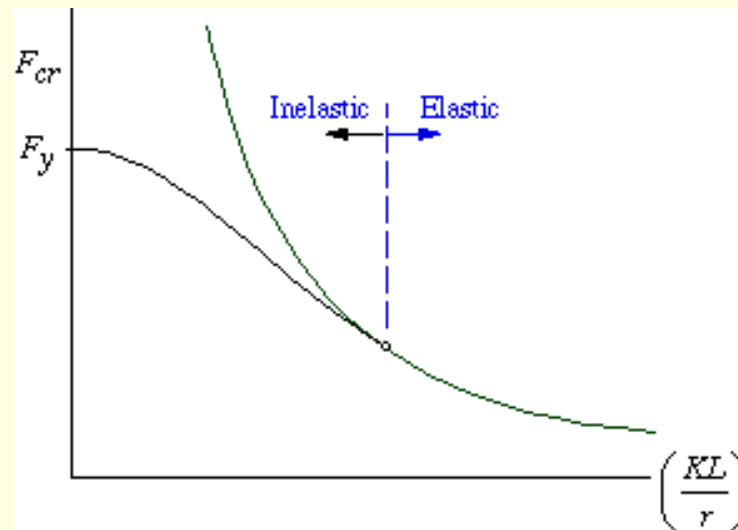


کمانش غیر ارتجاعی

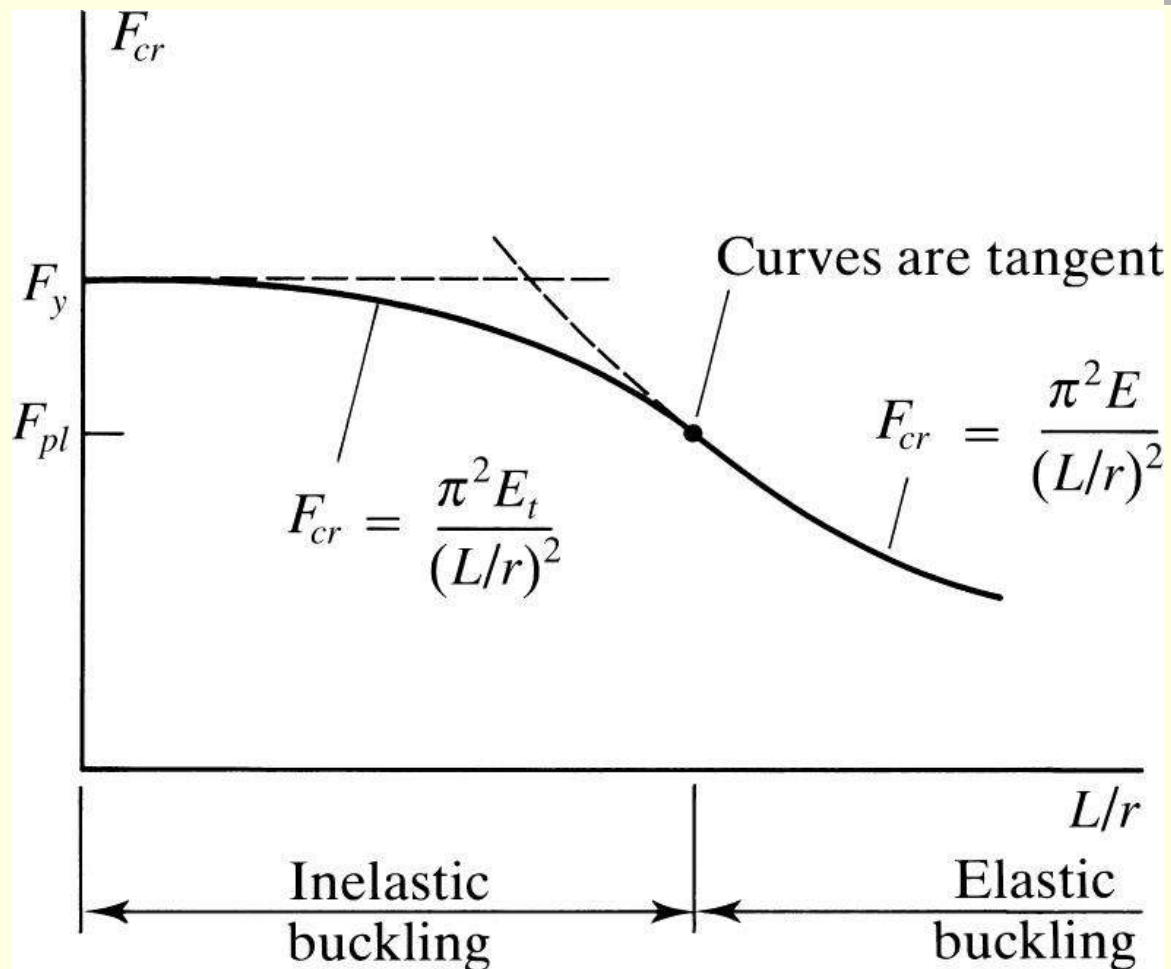
Inelastic Buckling

■ استفاده از چنین مقدار کاهش یافته ای در معادله اولر منجر به منحنی اصلاح شده ای مطابق شکل زیر می شود.

■ شکل عملی منحنی طراحی مورد استفاده برای بخش کمانش غیر ارتجاعی منحنی کمانش ستون، بصورت تجربی توسط آزمایشهای گسترده ای تعیین گردیده است.



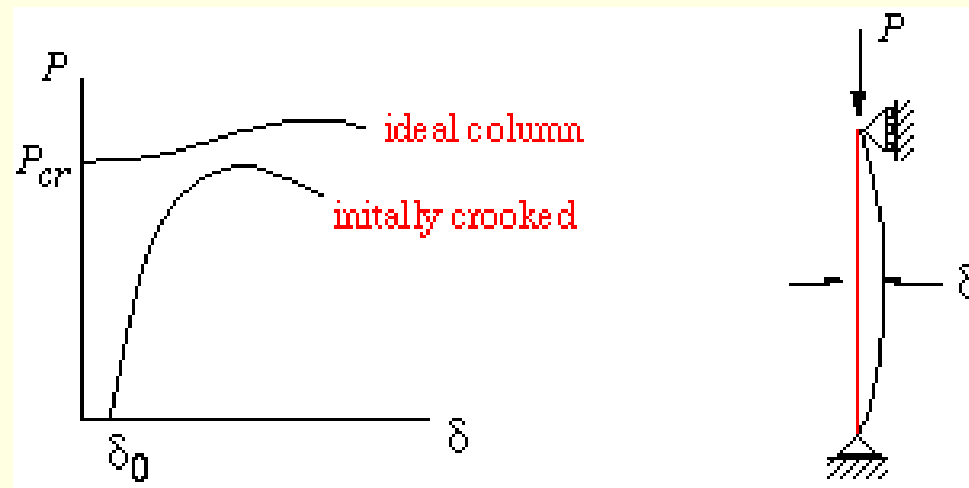
Column Strength Curve



ناکاملی های هندسی اولیه

Initial Geometric Imperfections

- عامل مهم تأثیرگذار دیگر در طراحی ستونها، اثر انحنای اولیه عضو است.
- در شکل زیر رفتار یک ستون ایده آل با ستونی که از اول کاملاً مستقیم نیست مقایسه شده است:



- این عامل باعث کاهش ظرفیت و سختی ستون می شود.

ضوابط AISC برای مقاومت عضو فشاری

AISC Specifications for Compression Member Strength

■ ضوابط AISC برای طراحی اعضای فشاری، که در AISC Chapter E p.16.1-32 بیان شده است، بر مبنای تحقیقات انجام شده در سالهای متمادی استوار گردیده است.

■ ضوابط آیین نامه فولاد ایران در طراحی اعضای فشاری نیز از آیین نامه AISC اقتباس گردیده و در بخش ۱۰-۲-۴ صفحه ۱۷۳ مبحث ششم آورده شده است.

■ در دستورالعمل های AISC برای طرح اعضای فشاری سه حالت حدی اصلی در نظر گرفته شده است:

- (i) کمانش کلی ارتجاعی (بر اساس معادله اولر)
- (ii) کمانش کلی غیر ارتجاعی (شامل حالت حدی تسلیم فشاری نیز هست)
- (iii) کمانش موضعی اجزای مقطع عرضی

■ این ضوابط در بر گیرنده کمانش ارتجاعی و غیر ارتجاعی ستونها شامل کلیه مباحث فوق الذکر (انحنای عضو، تنش های پسماند، برون محوری تصادفی و ...) می باشند.

ضوابط AISC برای مقاومت عضو فشاری

AISC Specifications for Compression Member Strength

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \text{مقاومت فشاری اسمی}$$

$$\phi_c P_n = \text{مقاومت فشاری طراحی LRFD}$$

$$P_n / \Omega_c = \text{مقاومت فشاری مجاز ASD}$$

که :

F_{cr} = تنش بحرانی خمشی

A_g = سطح مقطع کل

LRFD Method

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

P_u = مقاومت نهایی لازم از تحلیل سازه تحت ترکیبات بار ضریب دار

$\phi_c = 0.90$ ضریب مقاومت برای فشار

$\phi_c P_n$ = مقاومت فشاری طراحی

ASD Method

$$P_a \leq \frac{P_n}{\Omega_c}$$

مقاومت لازم از تحلیل سازه تحت ترکیبات بارگذاری بهره برداری = P_a

ضریب ایمنی برای فشار = 1.67 safety factor compression = Ω_c

مقاومت فشاری مجاز = allowable compressive strength P_n / Ω_c

روش تنش مجاز – ASD

ASD – Allowable Stress

$$f_a \leq F_a$$

f_a = computed axial compressive stress = P_a / A_g تنش فشاری محوری محاسبه شده

F_a = allowable axial compressive stress مجاز تنش فشاری محوری

$$= \frac{F_{cr}}{\Omega_c} = \frac{F_{cr}}{1.67} = 0.6 F_{cr}$$

مقاومت فشاری برای کمانش خمشی در اعضای بدون اجزای لاغر

Compressive Strength for Flexural Buckling of Members without Slender Elements

The design compressive strength is $\phi_c P_n$ with $\phi_c = 0.90$

The *nominal compressive strength*, P_n , shall be determined based on the *limit state of flexural buckling*.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E3-1})$$

The *flexural buckling stress*, F_{cr} , is determined as follows:

(a) When $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $F_e \geq 0.44 F_y$)

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

(b) When $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (or $F_e < 0.44 F_y$)

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

where

F_e = elastic critical buckling stress determined according to Equation E3-4, Section E4, or the provisions of Section C2, as applicable, ksi (MPa)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad (\text{E3-4})$$

The limiting slenderness ratio $\frac{KL}{r_{\min}} \leq 200$

Design Stress for Compression Member of $F_y=2333 \text{ kgf/cm}^2$, $\phi_c=0.9$

K L / r	$\phi_c F_{cr}$	K L / r	$\phi_c F_{cr}$	K L / r	$\phi_c F_{cr}$	K L / r	$\phi_c F_{cr}$	K L / r	$\phi_c F_{cr}$
1	2100	41	1932	81	1517	121	1017	161	600
2	2099	42	1924	82	1505	122	1005	162	593
3	2099	43	1916	83	1493	123	993	163	586
4	2098	44	1908	84	1481	124	981	164	579
5	2097	45	1899	85	1468	125	969	165	572
6	2096	46	1891	86	1456	126	957	166	565
7	2095	47	1882	87	1443	127	945	167	558
8	2093	48	1873	88	1431	128	933	168	551
9	2091	49	1864	89	1418	129	921	169	545
10	2089	50	1855	90	1406	130	909	170	539
11	2087	51	1846	91	1393	131	898	171	532
12	2085	52	1837	92	1381	132	886	172	526
13	2082	53	1827	93	1368	133	874	173	520
14	2079	54	1817	94	1356	134	863	174	514
15	2076	55	1808	95	1343	135	852	175	508
16	2073	56	1798	96	1330	136	840	176	502
17	2070	57	1788	97	1318	137	829	177	497
18	2066	58	1778	98	1305	138	818	178	491
19	2062	59	1767	99	1292	139	806	179	486
20	2059	60	1757	100	1280	140	794	180	480
21	2054	61	1746	101	1267	141	783	181	475
22	2050	62	1736	102	1254	142	772	182	470
23	2045	63	1725	103	1242	143	761	183	465
24	2041	64	1714	104	1229	144	751	184	460
25	2036	65	1703	105	1216	145	740	185	455
26	2031	66	1692	106	1204	146	730	186	450
27	2025	67	1681	107	1191	147	720	187	445
28	2020	68	1670	108	1178	148	711	188	440
29	2014	69	1659	109	1166	149	701	189	436
30	2008	70	1647	110	1153	150	692	190	431
31	2002	71	1636	111	1141	151	683	191	427
32	1996	72	1624	112	1128	152	674	192	422
33	1989	73	1613	113	1116	153	665	193	418
34	1983	74	1601	114	1103	154	656	194	414
35	1976	75	1589	115	1091	155	648	195	409
36	1969	76	1577	116	1078	156	640	196	405
37	1962	77	1565	117	1066	157	631	197	401
38	1955	78	1554	118	1054	158	623	198	397
39	1947	79	1541	119	1041	159	616	199	393
40	1940	80	1529	120	1029	160	608	200	389

Table 4-22
Available Critical Stress for
Compression Members

$F_y = 35\text{ksi}$			$F_y = 36\text{ksi}$			$F_y = 42\text{ksi}$			$F_y = 46\text{ksi}$			$F_y = 50\text{ksi}$		
K/r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	K/r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	K/r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	K/r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	K/r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
1	21.0	31.5	1	21.6	32.4	1	25.1	37.8	1	27.5	41.4	1	29.9	45.0
2	21.0	31.5	2	21.6	32.4	2	25.1	37.8	2	27.5	41.4	2	29.9	45.0
3	20.9	31.5	3	21.5	32.4	3	25.1	37.8	3	27.5	41.4	3	29.9	45.0
4	20.9	31.5	4	21.5	32.4	4	25.1	37.8	4	27.5	41.4	4	29.9	44.9
5	20.9	31.5	5	21.5	32.4	5	25.1	37.7	5	27.5	41.3	5	29.9	44.9
6	20.9	31.4	6	21.5	32.3	6	25.1	37.7	6	27.5	41.3	6	29.9	44.9
7	20.9	31.4	7	21.5	32.3	7	25.1	37.7	7	27.5	41.3	7	29.8	44.8
8	20.9	31.4	8	21.5	32.3	8	25.1	37.7	8	27.4	41.2	8	29.8	44.8
9	20.9	31.4	9	21.5	32.3	9	25.0	37.6	9	27.4	41.2	9	29.8	44.7
10	20.9	31.3	10	21.4	32.2	10	25.0	37.6	10	27.4	41.1	10	29.7	44.7
11	20.8	31.3	11	21.4	32.2	11	25.0	37.5	11	27.3	41.1	11	29.7	44.6
12	20.8	31.3	12	21.4	32.2	12	24.9	37.5	12	27.3	41.0	12	29.6	44.5
13	20.8	31.2	13	21.4	32.1	13	24.9	37.4	13	27.2	40.9	13	29.6	44.4
14	20.7	31.2	14	21.3	32.1	14	24.8	37.3	14	27.2	40.9	14	29.5	44.4
15	20.7	31.1	15	21.3	32.0	15	24.8	37.3	15	27.1	40.8	15	29.5	44.3
16	20.7	31.1	16	21.3	32.0	16	24.8	37.2	16	27.1	40.7	16	29.4	44.2
17	20.7	31.0	17	21.2	31.9	17	24.7	37.1	17	27.0	40.6	17	29.3	44.1
18	20.6	31.0	18	21.2	31.9	18	24.7	37.1	18	27.0	40.5	18	29.2	43.9
19	20.6	30.9	19	21.2	31.8	19	24.6	37.0	19	26.9	40.4	19	29.2	43.8
20	20.5	30.9	20	21.1	31.7	20	24.5	36.9	20	26.8	40.3	20	29.1	43.7
21	20.5	30.8	21	21.1	31.7	21	24.5	36.8	21	26.7	40.2	21	29.0	43.6
22	20.4	30.7	22	21.0	31.6	22	24.4	36.7	22	26.7	40.1	22	28.9	43.4
23	20.4	30.7	23	21.0	31.5	23	24.3	36.6	23	26.6	40.0	23	28.8	43.3
24	20.3	30.6	24	20.9	31.4	24	24.3	36.5	24	26.5	39.8	24	28.7	43.1
25	20.3	30.5	25	20.9	31.4	25	24.2	36.4	25	26.4	39.7	25	28.6	43.0
26	20.2	30.4	26	20.8	31.3	26	24.1	36.3	26	26.3	39.6	26	28.5	42.8
27	20.2	30.3	27	20.7	31.2	27	24.0	36.1	27	26.2	39.4	27	28.4	42.7
28	20.1	30.3	28	20.7	31.1	28	24.0	36.0	28	26.1	39.3	28	28.3	42.5
29	20.1	30.2	29	20.6	31.0	29	23.9	35.9	29	26.0	39.1	29	28.2	42.3
30	20.0	30.1	30	20.6	30.9	30	23.8	35.8	30	25.9	39.0	30	28.0	42.1
31	20.0	30.0	31	20.5	30.8	31	23.7	35.6	31	25.8	38.8	31	27.9	41.9
32	19.9	29.9	32	20.4	30.7	32	23.6	35.5	32	25.7	38.6	32	27.8	41.8
33	19.8	29.8	33	20.4	30.6	33	23.5	35.4	33	25.6	38.5	33	27.7	41.6
34	19.8	29.7	34	20.3	30.5	34	23.4	35.2	34	25.5	38.3	34	27.5	41.4
35	19.7	29.6	35	20.2	30.4	35	23.3	35.1	35	25.4	38.1	35	27.4	41.2
36	19.6	29.5	36	20.1	30.3	36	23.2	34.9	36	25.2	37.9	36	27.2	40.9
37	19.5	29.4	37	20.1	30.1	37	23.1	34.8	37	25.1	37.8	37	27.1	40.7
38	19.5	29.3	38	20.0	30.0	38	23.0	34.6	38	25.0	37.6	38	26.9	40.5
39	19.4	29.1	39	19.9	29.9	39	22.9	34.4	39	24.9	37.4	39	26.8	40.3
40	19.3	29.0	40	19.8	29.8	40	22.8	34.3	40	24.7	37.2	40	26.6	40.0

ASD LRFD
 $\Omega_c = 1.67$ $\phi_c = 0.90$

Table 4-22 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members

$F_y = 35\text{ksi}$			$F_y = 36\text{ksi}$			$F_y = 42\text{ksi}$			$F_y = 46\text{ksi}$			$F_y = 50\text{ksi}$		
K/r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	K/r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	K/r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	K/r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	K/r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
41	19.2	28.9	41	19.7	29.7	41	22.7	34.1	41	24.6	37.0	41	26.5	39.8
42	19.2	28.8	42	19.6	29.5	42	22.6	33.9	42	24.5	36.8	42	26.3	39.5
43	19.1	28.7	43	19.6	29.4	43	22.5	33.7	43	24.3	36.6	43	26.2	39.3
44	19.0	28.5	44	19.5	29.3	44	22.3	33.6	44	24.2	36.3	44	26.0	39.1
45	18.9	28.4	45	19.4	29.1	45	22.2	33.4	45	24.0	36.1	45	25.8	38.8
46	18.8	28.3	46	19.3	29.0	46	22.1	33.2	46	23.9	35.9	46	25.6	38.5
47	18.7	28.1	47	19.2	28.9	47	22.0	33.0	47	23.8	35.7	47	25.5	38.3
48	18.6	28.0	48	19.1	28.7	48	21.8	32.8	48	23.6	35.4	48	25.3	38.0
49	18.5	27.9	49	19.0	28.5	49	21.7	32.6	49	23.4	35.2	49	25.1	37.7
50	18.4	27.7	50	18.9	28.4	50	21.6	32.4	50	23.3	35.0	50	24.9	37.5
51	18.3	27.6	51	18.8	28.3	51	21.4	32.2	51	23.1	34.8	51	24.8	37.2
52	18.3	27.4	52	18.7	28.1	52	21.3	32.0	52	23.0	34.5	52	24.6	36.9
53	18.2	27.3	53	18.6	28.0	53	21.2	31.8	53	22.8	34.3	53	24.4	36.7
54	18.1	27.1	54	18.5	27.8	54	21.0	31.6	54	22.6	34.0	54	24.2	36.4
55	18.0	27.0	55	18.4	27.6	55	20.9	31.4	55	22.5	33.8	55	24.0	36.1
56	17.9	26.8	56	18.3	27.5	56	20.7	31.2	56	22.3	33.5	56	23.8	35.8
57	17.7	26.7	57	18.2	27.3	57	20.6	31.0	57	22.1	33.3	57	23.6	35.5
58	17.6	26.5	58	18.1	27.1	58	20.5	30.7	58	22.0	33.0	58	23.4	35.2
59	17.5	26.4	59	17.9	27.0	59	20.3	30.5	59	21.8	32.8	59	23.2	34.9
60	17.4	26.2	60	17.8	26.8	60	20.2	30.3	60	21.6	32.5	60	23.0	34.6
61	17.3	26.0	61	17.7	26.6	61	20.0	30.1	61	21.4	32.2	61	22.8	34.3
62	17.2	25.9	62	17.6	26.5	62	19.9	29.9	62	21.3	32.0	62	22.6	34.0
63	17.1	25.7	63	17.5	26.3	63	19.7	29.6	63	21.1	31.7	63	22.4	33.7
64	17.0	25.5	64	17.4	26.1	64	19.6	29.4	64	20.9	31.4	64	22.2	33.4
65	16.9	25.4	65	17.3	25.9	65	19.4	29.2	65	20.7	31.2	65	22.0	33.0
66	16.8	25.2	66	17.1	25.8	66	19.2	28.9	66	20.5	30.9	66	21.8	32.7
67	16.7	25.0	67	17.0	25.6	67	19.1	28.7	67	20.4	30.6	67	21.6	32.4
68	16.5	24.9	68	16.9	25.4	68	18.9	28.5	68	20.2	30.3	68	21.4	32.1
69	16.4	24.7	69	16.8	25.2	69	18.8	28.2	69	20.0	30.1	69	21.1	31.8
70	16.3	24.5	70	16.7	25.0	70	18.6	28.0	70	19.8	29.8	70	20.9	31.4
71	16.2	24.3	71	16.5	24.8	71	18.5	27.7	71	19.6	29.5	71	20.7	31.1
72	16.1	24.2	72	16.4	24.7	72	18.3	27.5	72	19.4	29.2	72	20.5	30.8
73	16.0	24.0	73	16.3	24.5	73	18.1	27.2	73	19.2	28.9	73	20.3	30.5
74	15.8	23.8	74	16.2	24.3	74	18.0	27.0	74	19.1	28.6	74	20.1	30.2
75	15.7	23.6	75	16.0	24.1	75	17.8	26.8	75	18.9	28.4	75	19.8	29.8
76	15.6	23.4	76	15.9	23.9	76	17.6	26.5	76	18.7	28.1	76	19.6	29.5
77	15.5	23.3	77	15.8	23.7	77	17.5	26.3	77	18.5	27.8	77	19.4	29.2
78	15.4	23.1	78	15.6	23.5	78	17.3	26.0	78	18.3	27.5	78	19.2	28.8
79	15.2	22.9	79	15.5	23.3	79	17.1	25.8	79	18.1	27.2	79	19.0	28.5
80	15.1	22.7	80	15.4	23.1	80	17.0	25.5	80	17.9	26.9	80	18.8	28.2

ASD LRFD
 $\Omega_c = 1.67$ $\phi_c = 0.90$

Table 4-22 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members

$F_y = 35\text{ksi}$			$F_y = 36\text{ksi}$			$F_y = 42\text{ksi}$			$F_y = 46\text{ksi}$			$F_y = 50\text{ksi}$		
KI r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	KI r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	KI r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	KI r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	KI r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi			
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD			
81	15.0	22.5	81	15.3	22.9	81	16.8	25.3	81	17.7	26.6	81	18.5	27.9
82	14.9	22.3	82	15.1	22.7	82	16.6	25.0	82	17.5	26.3	82	18.3	27.5
83	14.7	22.1	83	15.0	22.5	83	16.5	24.8	83	17.3	26.0	83	18.1	27.2
84	14.6	22.0	84	14.9	22.3	84	16.3	24.5	84	17.1	25.8	84	17.9	26.9
85	14.5	21.8	85	14.7	22.1	85	16.1	24.3	85	16.9	25.5	85	17.7	26.5
86	14.4	21.6	86	14.6	22.0	86	16.0	24.0	86	16.7	25.2	86	17.4	26.2
87	14.2	21.4	87	14.5	21.8	87	15.8	23.7	87	16.6	24.9	87	17.2	25.9
88	14.1	21.2	88	14.3	21.6	88	15.6	23.5	88	16.4	24.6	88	17.0	25.5
89	14.0	21.0	89	14.2	21.4	89	15.5	23.2	89	16.2	24.3	89	16.8	25.2
90	13.8	20.8	90	14.1	21.2	90	15.3	23.0	90	16.0	24.0	90	16.6	24.9
91	13.7	20.6	91	13.9	21.0	91	15.1	22.7	91	15.8	23.7	91	16.3	24.6
92	13.6	20.4	92	13.8	20.8	92	15.0	22.5	92	15.6	23.4	92	16.1	24.2
93	13.5	20.2	93	13.7	20.5	93	14.8	22.2	93	15.4	23.1	93	15.9	23.9
94	13.3	20.0	94	13.5	20.3	94	14.6	22.0	94	15.2	22.8	94	15.7	23.6
95	13.2	19.9	95	13.4	20.1	95	14.4	21.7	95	15.0	22.6	95	15.5	23.3
96	13.1	19.7	96	13.3	19.9	96	14.3	21.5	96	14.8	22.3	96	15.3	22.9
97	13.0	19.5	97	13.1	19.7	97	14.1	21.2	97	14.6	22.0	97	15.0	22.6
98	12.8	19.3	98	13.0	19.5	98	13.9	21.0	98	14.4	21.7	98	14.8	22.3
99	12.7	19.1	99	12.9	19.3	99	13.8	20.7	99	14.2	21.4	99	14.6	22.0
100	12.6	18.9	100	12.7	19.1	100	13.6	20.5	100	14.1	21.1	100	14.4	21.7
101	12.4	18.7	101	12.6	18.9	101	13.4	20.2	101	13.9	20.8	101	14.2	21.3
102	12.3	18.5	102	12.5	18.7	102	13.3	20.0	102	13.7	20.6	102	14.0	21.0
103	12.2	18.3	103	12.3	18.5	103	13.1	19.7	103	13.5	20.3	103	13.8	20.7
104	12.1	18.1	104	12.2	18.3	104	12.9	19.5	104	13.3	20.0	104	13.6	20.4
105	11.9	17.9	105	12.1	18.1	105	12.8	19.2	105	13.1	19.7	105	13.4	20.1
106	11.8	17.7	106	11.9	17.9	106	12.6	19.0	106	12.9	19.4	106	13.2	19.8
107	11.7	17.5	107	11.8	17.7	107	12.4	18.7	107	12.8	19.2	107	13.0	19.5
108	11.5	17.3	108	11.7	17.5	108	12.3	18.5	108	12.6	18.9	108	12.8	19.2
109	11.4	17.2	109	11.5	17.3	109	12.1	18.2	109	12.4	18.6	109	12.6	18.9
110	11.3	17.0	110	11.4	17.1	110	12.0	18.0	110	12.2	18.3	110	12.4	18.6
111	11.2	16.8	111	11.3	16.9	111	11.8	17.7	111	12.0	18.1	111	12.2	18.3
112	11.0	16.6	112	11.1	16.7	112	11.6	17.5	112	11.8	17.8	112	12.0	18.0
113	10.9	16.4	113	11.0	16.5	113	11.5	17.3	113	11.7	17.5	113	11.8	17.7
114	10.8	16.2	114	10.9	16.3	114	11.3	17.0	114	11.5	17.3	114	11.6	17.4
115	10.7	16.0	115	10.7	16.2	115	11.2	16.8	115	11.3	17.0	115	11.4	17.1
116	10.5	15.8	116	10.6	16.0	116	11.0	16.5	116	11.1	16.7	116	11.2	16.8
117	10.4	15.6	117	10.5	15.8	117	10.8	16.3	117	11.0	16.5	117	11.0	16.5
118	10.3	15.5	118	10.4	15.6	118	10.7	16.1	118	10.8	16.2	118	10.8	16.2
119	10.2	15.3	119	10.2	15.4	119	10.5	15.8	119	10.6	16.0	119	10.6	16.0
120	10.0	15.1	120	10.1	15.2	120	10.4	15.6	120	10.4	15.7	120	10.4	15.7
ASD		LRFD												
$\Omega_c = 1.67$		$\phi_c = 0.90$												

Table 4-22 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members

$F_y = 35\text{ksi}$				$F_y = 36\text{ksi}$				$F_y = 42\text{ksi}$				$F_y = 46\text{ksi}$				$F_y = 50\text{ksi}$			
KI/r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$		KI/r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$		KI/r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$		KI/r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$		KI/r	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	
	ksi	ksi			ksi	ksi			ksi	ksi			ksi	ksi			ksi	ksi	
	ASD	LRFD			ASD	LRFD			ASD	LRFD			ASD	LRFD			ASD	LRFD	
121	9.91	14.9		121	10.0	15.0		121	10.2	15.4		121	10.3	15.4		121	10.3	15.4	
122	9.79	14.7		122	9.85	14.8		122	10.1	15.2		122	10.1	15.2		122	10.1	15.2	
123	9.67	14.5		123	9.72	14.6		123	9.93	14.9		123	9.94	14.9		123	9.94	14.9	
124	9.55	14.3		124	9.59	14.4		124	9.78	14.7		124	9.78	14.7		124	9.78	14.7	
125	9.43	14.2		125	9.47	14.2		125	9.62	14.5		125	9.62	14.5		125	9.62	14.5	
126	9.31	14.0		126	9.35	14.0		126	9.47	14.2		126	9.47	14.2		126	9.47	14.2	
127	9.19	13.8		127	9.22	13.9		127	9.32	14.0		127	9.32	14.0		127	9.32	14.0	
128	9.07	13.6		128	9.10	13.7		128	9.17	13.8		128	9.17	13.8		128	9.17	13.8	
129	8.95	13.4		129	8.98	13.5		129	9.03	13.6		129	9.03	13.6		129	9.03	13.6	
130	8.83	13.3		130	8.86	13.3		130	8.89	13.4		130	8.89	13.4		130	8.89	13.4	
131	8.71	13.1		131	8.73	13.1		131	8.76	13.2		131	8.76	13.2		131	8.76	13.2	
132	8.60	12.9		132	8.61	12.9		132	8.63	13.0		132	8.63	13.0		132	8.63	13.0	
133	8.48	12.7		133	8.49	12.8		133	8.50	12.8		133	8.50	12.8		133	8.50	12.8	
134	8.37	12.6		134	8.37	12.6		134	8.37	12.6		134	8.37	12.6		134	8.37	12.6	
135	8.25	12.4		135	8.25	12.4		135	8.25	12.4		135	8.25	12.4		135	8.25	12.4	
136	8.13	12.2		136	8.13	12.2		136	8.13	12.2		136	8.13	12.2		136	8.13	12.2	
137	8.01	12.0		137	8.01	12.0		137	8.01	12.0		137	8.01	12.0		137	8.01	12.0	
138	7.89	11.9		138	7.89	11.9		138	7.89	11.9		138	7.89	11.9		138	7.89	11.9	
139	7.78	11.7		139	7.78	11.7		139	7.78	11.7		139	7.78	11.7		139	7.78	11.7	
140	7.67	11.5		140	7.67	11.5		140	7.67	11.5		140	7.67	11.5		140	7.67	11.5	
141	7.56	11.4		141	7.56	11.4		141	7.56	11.4		141	7.56	11.4		141	7.56	11.4	
142	7.45	11.2		142	7.45	11.2		142	7.45	11.2		142	7.45	11.2		142	7.45	11.2	
143	7.35	11.0		143	7.35	11.0		143	7.35	11.0		143	7.35	11.0		143	7.35	11.0	
144	7.25	10.9		144	7.25	10.9		144	7.25	10.9		144	7.25	10.9		144	7.25	10.9	
145	7.15	10.7		145	7.15	10.7		145	7.15	10.7		145	7.15	10.7		145	7.15	10.7	
146	7.05	10.6		146	7.05	10.6		146	7.05	10.6		146	7.05	10.6		146	7.05	10.6	
147	6.96	10.5		147	6.96	10.5		147	6.96	10.5		147	6.96	10.5		147	6.96	10.5	
148	6.86	10.3		148	6.86	10.3		148	6.86	10.3		148	6.86	10.3		148	6.86	10.3	
149	6.77	10.2		149	6.77	10.2		149	6.77	10.2		149	6.77	10.2		149	6.77	10.2	
150	6.68	10.0		150	6.68	10.0		150	6.68	10.0		150	6.68	10.0		150	6.68	10.0	
151	6.59	9.91		151	6.59	9.91		151	6.59	9.91		151	6.59	9.91		151	6.59	9.91	
152	6.51	9.78		152	6.51	9.78		152	6.51	9.78		152	6.51	9.78		152	6.51	9.78	
153	6.42	9.65		153	6.42	9.65		153	6.42	9.65		153	6.42	9.65		153	6.42	9.65	
154	6.34	9.53		154	6.34	9.53		154	6.34	9.53		154	6.34	9.53		154	6.34	9.53	
155	6.26	9.40		155	6.26	9.40		155	6.26	9.40		155	6.26	9.40		155	6.26	9.40	
156	6.18	9.28		156	6.18	9.28		156	6.18	9.28		156	6.18	9.28		156	6.18	9.28	
157	6.10	9.17		157	6.10	9.17		157	6.10	9.17		157	6.10	9.17		157	6.10	9.17	
158	6.02	9.05		158	6.02	9.05		158	6.02	9.05		158	6.02	9.05		158	6.02	9.05	
159	5.95	8.94		159	5.95	8.94		159	5.95	8.94		159	5.95	8.94		159	5.95	8.94	
160	5.87	8.82		160	5.87	8.82		160	5.87	8.82		160	5.87	8.82		160	5.87	8.82	
ASD		LRFD		ASD		LRFD		ASD		LRFD		ASD		LRFD		ASD		LRFD	
$\Omega_c = 1.67 \quad \phi_c = 0.90$																			

Table 4-22 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members

$F_y = 35\text{ksi}$			$F_y = 36\text{ksi}$			$F_y = 42\text{ksi}$			$F_y = 46\text{ksi}$			$F_y = 50\text{ksi}$		
$\frac{KI}{r}$	$\frac{F_{cr}/\Omega_c}{\text{ksi}}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KI}{r}$	$\frac{F_{cr}/\Omega_c}{\text{ksi}}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KI}{r}$	$\frac{F_{cr}/\Omega_c}{\text{ksi}}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KI}{r}$	$\frac{F_{cr}/\Omega_c}{\text{ksi}}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KI}{r}$	$\frac{F_{cr}/\Omega_c}{\text{ksi}}$	$\phi_c F_{cr}$
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
161	5.80	8.72	161	5.80	8.72	161	5.80	8.72	161	5.80	8.72	161	5.80	8.72
162	5.73	8.61	162	5.73	8.61	162	5.73	8.61	162	5.73	8.61	162	5.73	8.61
163	5.66	8.50	163	5.66	8.50	163	5.66	8.50	163	5.66	8.50	163	5.66	8.50
164	5.59	8.40	164	5.59	8.40	164	5.59	8.40	164	5.59	8.40	164	5.59	8.40
165	5.52	8.30	165	5.52	8.30	165	5.52	8.30	165	5.52	8.30	165	5.52	8.30
166	5.45	8.20	166	5.45	8.20	166	5.45	8.20	166	5.45	8.20	166	5.45	8.20
167	5.39	8.10	167	5.39	8.10	167	5.39	8.10	167	5.39	8.10	167	5.39	8.10
168	5.33	8.00	168	5.33	8.00	168	5.33	8.00	168	5.33	8.00	168	5.33	8.00
169	5.25	7.89	169	5.25	7.89	169	5.25	7.89	169	5.25	7.89	169	5.25	7.89
170	5.20	7.82	170	5.20	7.82	170	5.20	7.82	170	5.20	7.82	170	5.20	7.82
171	5.14	7.73	171	5.14	7.73	171	5.14	7.73	171	5.14	7.73	171	5.14	7.73
172	5.08	7.64	172	5.08	7.64	172	5.08	7.64	172	5.08	7.64	172	5.08	7.64
173	5.02	7.55	173	5.02	7.55	173	5.02	7.55	173	5.02	7.55	173	5.02	7.55
174	4.96	7.46	174	4.96	7.46	174	4.96	7.46	174	4.96	7.46	174	4.96	7.46
175	4.91	7.38	175	4.91	7.38	175	4.91	7.38	175	4.91	7.38	175	4.91	7.38
176	4.85	7.29	176	4.85	7.29	176	4.85	7.29	176	4.85	7.29	176	4.85	7.29
177	4.80	7.21	177	4.80	7.21	177	4.80	7.21	177	4.80	7.21	177	4.80	7.21
178	4.74	7.13	178	4.74	7.13	178	4.74	7.13	178	4.74	7.13	178	4.74	7.13
179	4.69	7.05	179	4.69	7.05	179	4.69	7.05	179	4.69	7.05	179	4.69	7.05
180	4.64	6.97	180	4.64	6.97	180	4.64	6.97	180	4.64	6.97	180	4.64	6.97
181	4.59	6.90	181	4.59	6.90	181	4.59	6.90	181	4.59	6.90	181	4.59	6.90
182	4.54	6.82	182	4.54	6.82	182	4.54	6.82	182	4.54	6.82	182	4.54	6.82
183	4.49	6.75	183	4.49	6.75	183	4.49	6.75	183	4.49	6.75	183	4.49	6.75
184	4.44	6.67	184	4.44	6.67	184	4.44	6.67	184	4.44	6.67	184	4.44	6.67
185	4.39	6.60	185	4.39	6.60	185	4.39	6.60	185	4.39	6.60	185	4.39	6.60
186	4.34	6.53	186	4.34	6.53	186	4.34	6.53	186	4.34	6.53	186	4.34	6.53
187	4.30	6.46	187	4.30	6.46	187	4.30	6.46	187	4.30	6.46	187	4.30	6.46
188	4.25	6.39	188	4.25	6.39	188	4.25	6.39	188	4.25	6.39	188	4.25	6.39
189	4.21	6.32	189	4.21	6.32	189	4.21	6.32	189	4.21	6.32	189	4.21	6.32
190	4.16	6.26	190	4.16	6.26	190	4.16	6.26	190	4.16	6.26	190	4.16	6.26
191	4.12	6.19	191	4.12	6.19	191	4.12	6.19	191	4.12	6.19	191	4.12	6.19
192	4.08	6.13	192	4.08	6.13	192	4.08	6.13	192	4.08	6.13	192	4.08	6.13
193	4.04	6.06	193	4.04	6.06	193	4.04	6.06	193	4.04	6.06	193	4.04	6.06
194	3.99	6.00	194	3.99	6.00	194	3.99	6.00	194	3.99	6.00	194	3.99	6.00
195	3.95	5.94	195	3.95	5.94	195	3.95	5.94	195	3.95	5.94	195	3.95	5.94
196	3.91	5.88	196	3.91	5.88	196	3.91	5.88	196	3.91	5.88	196	3.91	5.88
197	3.87	5.82	197	3.87	5.82	197	3.87	5.82	197	3.87	5.82	197	3.87	5.82
198	3.83	5.76	198	3.83	5.76	198	3.83	5.76	198	3.83	5.76	198	3.83	5.76
199	3.80	5.70	199	3.80	5.70	199	3.80	5.70	199	3.80	5.70	199	3.80	5.70
200	3.76	5.65	200	3.76	5.65	200	3.76	5.65	200	3.76	5.65	200	3.76	5.65
ASD		LRFD												
$\Omega_c = 1.67$		$\phi_c = 0.90$												

مراحل تحلیل ستون

Steps for Column Analysis

■ ارزیابی شرایط تکیه گاهی و انتهای برای تعیین K

■ محاسبه KL/r

■ تعیین $P_n = F_{cr} A_g$

■ محاسبه ظرفیت عضو

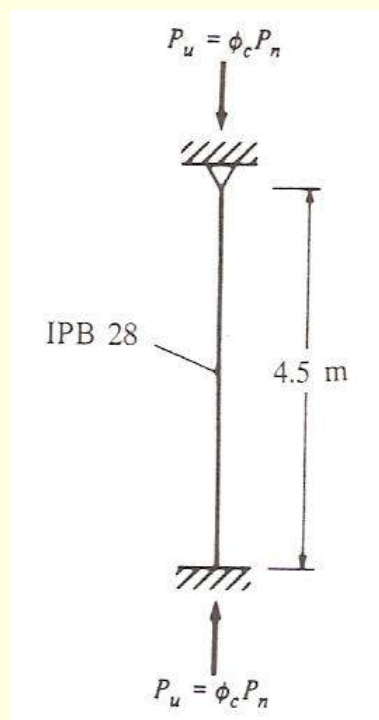
LRFD : $P_u \leq \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$

ASD : $P_a \leq P_n / \Omega_c = F_{cr} A_g / \Omega_c$

مثال:

مطلوبست تعیین مقاومت طراحی ستون شکل زیر. ستون از فولاد ساختمانی معمولی ($F_y = 2333 \text{ kgf/cm}^2$) و بار وارده محوری است.

حل:



$$\text{IPB 28 } (A_g = 131.4 \text{ cm}^2, r_y = 7.09 \text{ cm})$$

$$K = 0.8$$

$$KL/r = 0.8(450)/7.09 = 50.8$$

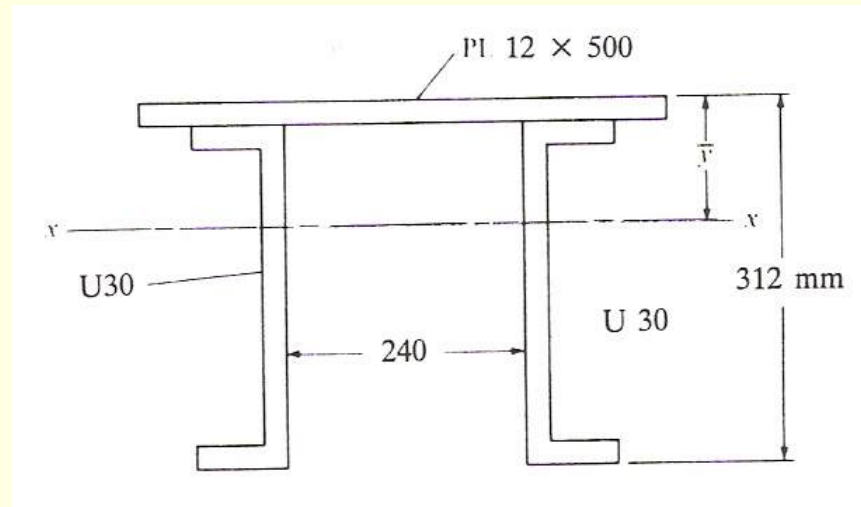
$$\phi_c F_{cr} = 1849 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 1.849(131.4) = 243 \text{ ton}$$

Example:

Determine the design strength $\phi_c P_n$ of the axially loaded column shown in the figure if $KL=5.7$ m and ST37 steel is used.

U30 ($A=58.8 \text{ cm}^2$, $d=300\text{mm}$,
 $I_x=8030\text{cm}^4$, $I_y=495\text{cm}^4$,
 $e=2.7\text{cm}$ from back of U)



Solution:

$$A=(50)(1.2)+2(58.8)=177.6 \text{ cm}^2$$

$$\bar{Y} \text{ from top} = [2(58.8)(16.2)+(50)(1.2)(0.6)]/177.6= 10.93 \text{ cm}$$

$$I_x = 2(8030)+2(58.8)(5.27)^2+(50)(1.2)(10.33)^2+(50)(1.2)^3/12= 25736 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2(492)+2(58.8)(14.7)^2 + (1.2) (50)^3/12= 38902 \text{ cm}^4$$

$$\text{Min } r=\sqrt{(25736/177.6)}= 12.04 \text{ cm}$$

$$KL/r=570/12.04=47.3$$

$$\phi_c F_{cr} = 1879.4 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\begin{aligned}\phi_c P_n &= \phi_c F_{cr} A_g \\ &= 1.879(177.6)=333.8 \text{ ton}\end{aligned}$$

مثال ۳-۵

مطلوبست تعیین استحکام طراحی $\phi_c P_n$ ستون شکل (۵-۱۰)، این ستون از IPB 32 بوده و در جهت ضعیف خود به دلیل ارتفاع بالای ستون در دو مقطع مطابق شکل مهار جانبی دارد. امکان دوران نیمرخ در محل مهار ممکن بوده ولی امکان جابجایی افقی نیمرخ در مقاطع مهار شده وجود ندارد.

حل:

مشخصات نیمرخ
طولهای مؤثر

$$\text{IPB 320} (A = 161.3 \text{ cm}^2, r_x = 13.8 \text{ cm}, r_y = 7.57)$$

$$K_x L_x = (0.8)(960) = 768 \text{ cm}$$

$$K_y L_y = (1.0)(300) = 300 \text{ cm}$$

$$K_y L_y = (0.8)(360) = 288 \text{ cm}$$

ضرایب لاغری معین می شود،

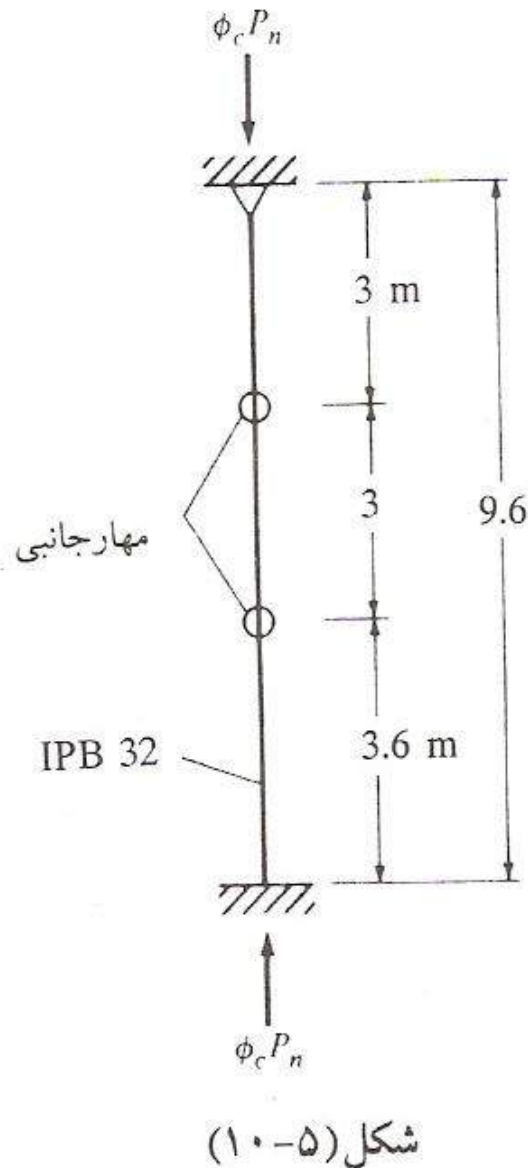
$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{768}{13.8} = 55.65$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{300}{7.57} = 39.63$$

بامراجعه به جدول خواهیم داشت:

$$\frac{KL}{r} = 55.65 \quad \phi_c F_c = 1802 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = (1802)(161.3) = 291 \text{ ton}$$



جزئیات طراحی اعضای فشاری به روش LRFD

Design of Compression Members

طراحی ستونها دارای یک روند سعی و خطا بوده و شامل گامهای زیر است:

1. ارزیابی شرایط انتهایی و تکیه گاهی برای تعیین K
2. فرض مقداری برای تنش طراحی $\phi_c F_{cr}$
 - با فرض KL/r بین 40 تا 60 برای ستون های متوسطی بطول 3 تا 4.5 متر
 - برای اعضای مهاربندی با بارگذاری سبک، ضرایب لاغری بزرگی در حد 100 یا بیشتر ممکن است تخمین زده شود.
3. تعیین $A_g \geq P_u / \phi_c F_{cr}$
4. مقطعی انتخاب شود که نیاز سطح مقطع را ارضا نماید،
5. محاسبه مقدار A_g برای مقطع انتخابی،
6. تجدیدنظر در مقطع انتخابی در صورت لزوم (تکرار روند فوق با مقدار F_{cr} مقطع انتخابی مزبور به عنوان مقداری برای گام 2)،
7. کنترل کمانش موضعی.

Example:

Using $F_y=2333\text{kgf/cm}^2$, select the lightest IPB available for the service column loads $P_D=45\text{ton}$ and $P_L=70\text{ton}$. $KL=3\text{ m}$.

Solution:

$$P_u = 1.2(45) + 1.6(70) = 166 \text{ ton}$$

$$\text{Assume } KL/r = 50 \rightarrow \phi_c F_{cr} = 1855 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Required } A = 166000 / 1855 = 89.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Try IPB24 (} A=106 \text{ cm}^2, r_y=6.08 \text{ cm)}$$

$$KL/r = 300 / 6.08 = 49.34 \rightarrow \phi_c F_{cr} = 1861 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 1.861 (106) = 197.3 > 166 \text{ ton OK.}$$

Example:

Select the lightest satisfactory IPB for the following conditions:

$$F_y = 2333 \text{ kgf/cm}^2, P_u = 200 \text{ ton}, K_x L_x = 6.0 \text{ m}, K_y L_y = 3.0 \text{ m}$$

Solution:

$$\text{Assume } KL/r = 50 \rightarrow \phi_c F_{cr} = 1855 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Required } A = 200000 / 1855 = 107.82 \text{ cm}^2$$

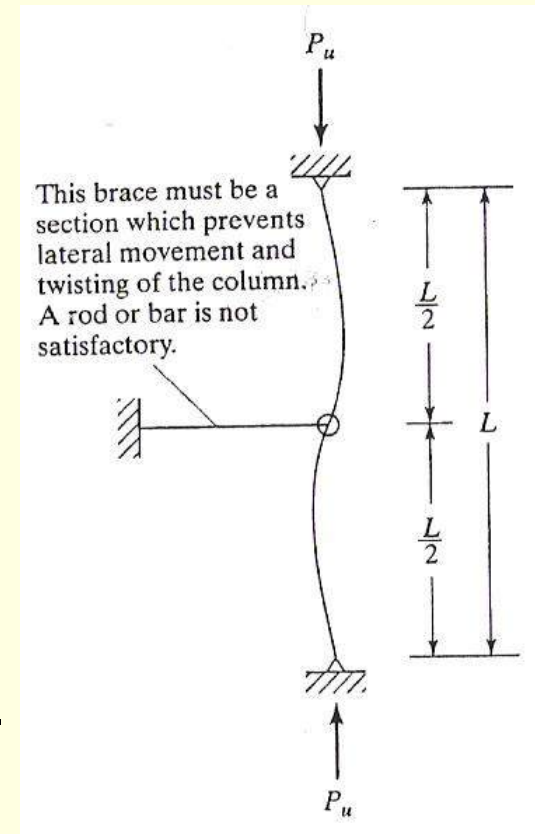
$$\text{Try IPB26 (} A = 118.4 \text{ cm}^2, r_x = 11.2 \text{ cm}, r_y = 6.58 \text{ cm)}$$

$$(KL/r)_x = 600 / 11.2 = 53.6 \leftarrow$$

$$(KL/r)_y = 300 / 6.58 = 45.6$$

$$\phi_c F_{cr} = 1822 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 1.822 (1118.4) = 215.7 > 200 \text{ ton OK.}$$



ملاحظات مربوط کمانش پیچشی و پیچشی-خمشی

Remarks on Torsional and Flexural-torsional Buckling

■ ستونها به طرق مختلفی می توانند کمانه کنند :

■ کمانش موضعی اجزای مقطع عرضی

■ کمانش خمشی

■ کمانش پیچشی

■ کمانش پیچشی-خمشی

■ تا به اینجا فقط کمانش خمشی مورد توجه قرار گرفته است.

■ با به کار بردن مقاطعی که فاقد اجزای لاغر هستند می توان از حالت حدی کمانش موضعی در ارزیابی مقاومت ستون صرفنظر کرد.

ملاحظات مربوط کمانش پیچشی و پیچشی-خمشی

Remarks on Torsional and Flexural-torsional Buckling

- چون کمانش پیچشی می تواند خیلی پیچیده باشد ، از اینرو مطلوبتر است که از وقوع آن جلوگیری شود . این کار ممکن است به طرق زیر انجام پذیرد :
- چینش (arrangement) دقیق اعضا
- نصب مهار برای جلوگیری از حرکت جانبی و پیچشی
- تامین تکیه گاه های انتهایی و مهارهای جانبی میانی به مقدار کافی
- استفاده از مقاطع قوطی شکل ، یا به صورت قوطی شکل در آوردن مقاطع I شکل با افزودن ورقهای جانبی جوش شده (II)
- کوتاه گرفتن طول اعضایی که تحت پیچش هستند.

ملاحظات مربوط کمانش پیچشی و پیچشی-خمشی

Remarks on Torsional and Flexural-torsional Buckling

اما به هر حال:

- کمانش پیچشی - خمشی قطعاً امکان وقوع داشته و ممکن است کنترل کننده مقاومت فشاری طراحی در اعضای زیر باشد:
- مقاطع دارای یک محور تقارن نظیر سپری ها (مقاطع T شکل) یا زوج نبشی ها
- تک نبشی با طول بالهای برابر
- کمانش پیچشی - خمشی اغلب کنترل کننده مقاومت فشاری طراحی نبشی های تکی با طول بال های نامساوی خواهد بود .
- مقاطع باز نظیر مقاطع I شکل و ناودانی ها مقاومت پیچشی کمی دارند.

ملاحظات مربوط کمانش پیچشی و پیچشی-خمشی

Remarks on Torsional and Flexural-torsional Buckling

کمانش پیچشی یا کمانش پیچشی - خمشی ممکن است باعث کاهش قابل ملاحظه مقاومت فشاری ستونهای نامتقارن یا ستونهای متقارن ساخته شده از ورقهای نازک شود.

مقاومت فشاری برای کمانش پیچشی و پیچشی-خمشی اعضای بدون اجزای لاغر باید براساس ضوابط AISC05 E4 p.16.1-34 (یا عینا بطور مشابه براساس بند ۱۰-۲-۴-۲-۲ صفحه ۱۷۸ مبحث دهم) تعیین شود (اسلاید بعدی).

مقاومت فشاری برای اعضای با اجزای لاغر باید براساس حالات حدی کمانش خمشی، پیچشی و پیچشی-خمشی برطبق ضوابط AISC05 E7 p.16.1-39 تعیین شود.

E4. COMPRESSIVE STRENGTH FOR TORSIONAL AND FLEXURAL-TORSIONAL BUCKLING OF MEMBERS WITHOUT SLENDER ELEMENTS

This section applies to singly symmetric and unsymmetric members, and certain doubly symmetric members, such as cruciform or built-up *columns* with *compact* and *noncompact sections*, as defined in Section B4 for uniformly compressed elements. These provisions are not required for single angles, which are covered in Section E5.

The *nominal compressive strength*, P_n , shall be determined based on the *limit states* of *flexural-torsional* and *torsional buckling*, as follows:

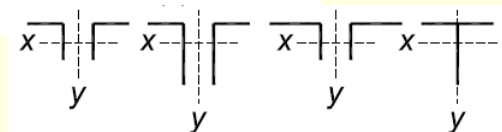
$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E4-1})$$

(a) For double-angle and tee-shaped compression members:

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \quad (\text{E4-2})$$

where F_{cry} is taken as F_{cr} from Equation E3-2 or E3-3, for *flexural buckling* about the y -axis of symmetry and $\frac{KL}{r} = \frac{KL}{r_y}$, and

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_o^2} \quad (\text{E4-3})$$



(b) For all other cases, F_{cr} shall be determined according to Equation E3-2 or E3-3, using the torsional or flexural-torsional elastic buckling *stress*, F_e , determined as follows:

(i) For doubly symmetric members:

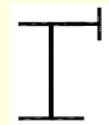
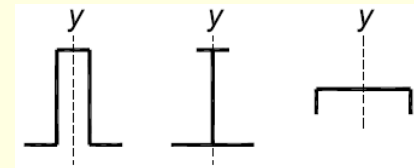
$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (\text{E4-4})$$

(ii) For singly symmetric members where y is the axis of symmetry:

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (\text{E4-5})$$

(iii) For unsymmetric members, F_e is the lowest root of the cubic equation:

$$\begin{aligned} (F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey}) \left(\frac{x_o}{r_o} \right)^2 \\ - F_e^2(F_e - F_{ex}) \left(\frac{y_o}{r_o} \right)^2 = 0 \end{aligned} \quad (\text{E4-6})$$



where

A_g = gross area of member, in.² (mm²)

C_w = warping constant, in.⁶ (mm⁶)

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \quad (\text{E4-7})$$

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \quad (\text{E4-8})$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L}{r_x} \right)^2} \quad (\text{E4-9})$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L}{r_y} \right)^2} \quad (\text{E4-10})$$

$$F_{ez} = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right) \frac{1}{A_g \bar{r}_o^2} \quad (\text{E4-11})$$

G = shear modulus of elasticity of steel = 11,200 ksi
(77 200 MPa)

I_x, I_y = moment of inertia about the principal axes, in.⁴ (mm⁴)

J = torsional constant, in.⁴ (mm⁴)

K_z = *effective length factor* for torsional buckling, based on the amount of end restraints against twisting

x_o, y_o = coordinates of shear center with respect to the centroid, in. (mm)

$\bar{r}_o$ = polar radius of gyration about the shear center, in. (mm)

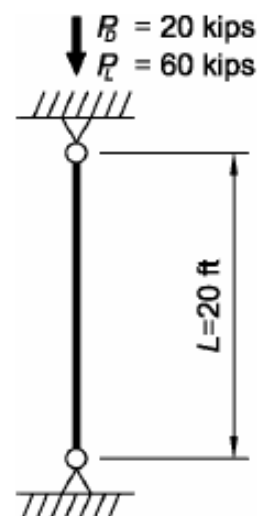
r_y = radius of gyration about y-axis, in. (mm)

User Note: For doubly symmetric I-shaped sections, C_w may be taken as $I_y h_o^2/4$, where h_o is the distance between flange centroids, in lieu of a more precise analysis. For tees and double angles, omit term with C_w when computing F_{ez} and take x_o as 0.

Example E.7 Design of a WT Compression Member without Slender Elements

Given:

Select a WT-shape compression member with a length of 20 ft to support a dead load of 20 kips and live load of 60 kips in axial compression. The ends are pinned.



Because WT sections are cut from ASTM A992 W-shape beams, the material properties are:

Material Properties:

ASTM A992 $F_y = 50 \text{ ksi}$ $F_u = 65 \text{ ksi}$

Manual
Table 2-3

Calculate the required strength

LRFD	ASD
$P_u = 1.2(20.0 \text{ kips}) + 1.6(60.0 \text{ kips}) = 120 \text{ kips}$	$P_a = 20.0 \text{ kips} + 60.0 \text{ kips} = 80.0 \text{ kips}$

Geometric Properties:

WT7×34 $A_g = 9.99 \text{ in.}^2$ $r_x = 1.81 \text{ in.}$ $r_y = 2.46 \text{ in.}$ $\bar{r}_o = 3.19 \text{ in.}$ $J = 1.50 \text{ in.}^4$
 $H = 0.916$ $d = 7.02 \text{ in.}$ $t_w = 0.415 \text{ in.}$ $b_f = 10.0 \text{ in.}$ $t_f = 0.720 \text{ in.}$

Manual
Table 1-8



Check for slender elements

$$\frac{d}{t_w} = \frac{7.02 \text{ in.}}{0.415 \text{ in.}} = 16.9 < 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.75 \sqrt{\frac{29,000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = 18.1 \text{ therefore, the web is not slender.}$$

Table B4.1
Case 8

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{10 \text{ in.}}{2(0.720 \text{ in.})} = 6.94 < 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56 \sqrt{\frac{29,000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = 13.5 \text{ therefore, the flange is not slender.}$$

Table B4.1
Case 3

There are no slender elements.

For compression members without slender elements, Specification Sections E3 and E4 apply. The nominal compressive strength, P_n , shall be determined based on the limit states of flexural, torsional, and flexural-torsional buckling.

Check flexural buckling about the x-x axis

Section E3

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1.0(20.0 \text{ ft})(12 \text{ in./ft})}{1.81 \text{ in.}} = 133$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29,000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} = 113 < 133 \text{ therefore, Specification Equation E3-3 applies.}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (29,000 \text{ ksi})}{(133)^2} = 16.3 \text{ ksi}$$

Eqn. E3-4

$$F_{cr} = 0.877 F_e = 0.877(16.3 \text{ ksi}) = 14.3 \text{ ksi controls}$$

Eqn. E3-3

Check torsional and flexural-torsional buckling about y-y axis:

Because the WT7×34 section does not have any slender elements, Specification Section E4 will be applicable for torsional and flexural-torsional buckling. F_{cr} will be calculated using Specification Equation E4-2

Calculate F_{cry}

F_{cry} is taken as F_{cr} From Specification Section E3, where $\frac{KL}{r} = \frac{KL}{r_y}$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1.0(20.0 \text{ ft})(12 \text{ in./ft})}{2.46 \text{ in.}} = 97.6 < 113 \text{ therefore, Eqn. E3-2 applies}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (29,000 \text{ ksi})}{(97.6)^2} = 30.1 \text{ ksi} \quad \text{Eqn. E3-4}$$

$$F_{cry} = F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = \left[0.658^{\frac{50.0 \text{ ksi}}{30.1 \text{ ksi}}} \right] 50.0 \text{ ksi} = 24.9 \text{ ksi} \quad \text{Eqn. E3-2}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_o^2} = \frac{(11,200 \text{ ksi})(1.50 \text{ in.}^4)}{(9.99 \text{ in.}^2)(3.19 \text{ in.})^2} = 165 \text{ ksi} \quad \text{Eqn. E4-3}$$

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \quad \text{Eqn. E4-2}$$

$$= \left(\frac{24.9 \text{ ksi} + 165 \text{ ksi}}{2(0.916)} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4(24.9 \text{ ksi})(165 \text{ ksi})(0.916)}{(24.9 \text{ ksi} + 165 \text{ ksi})^2}} \right]$$

$$= 24.5 \text{ ksi}$$

does not control

x-x axis flexural buckling governs, therefore

$$P_n = F_{cr} A_g = (14.3 \text{ ksi}) 9.99 \text{ in.}^2 = 143 \text{ kips} \quad \text{Eqn. E3-1}$$

LRFD	ASD
$\phi_c P_n = 0.90(143 \text{ kips})$ $= 128 \text{ kips} > 120 \text{ kips} \quad \text{o.k.}$	$P_n / \Omega_c = \frac{143 \text{ kips}}{1.67}$ $= 85.4 \text{ kips} > 80.0 \text{ kips} \quad \text{o.k.}$

Section E1

اجتناب از کمانش موضعی

Avoiding Local Buckling



- اغلب مقاطع فولادی از اجزای نازک جداگانه‌ای ساخته شده‌اند.
- اجزای مقطع عرضی ممکن است با کمانش موضعی حول محور ضعیف تر عضو نازک دچار خرابی شوند.
- کمانش موضعی، از رسیدن مقطع عرضی به تسلیم فشاری یا ظرفیت خمیری کامل جلوگیری خواهد کرد.
- برای اجتناب از کمانش موضعی، نسبت های عرض به ضخامت اجزای مقطع عرضی مطابق ضوابط بند 14-16.1 AISC05 B4 (یا متناظر با آن بند ۱۰-۲-۲-۵ صفحه ۱۵۴ مبحث دهم) محدود می‌گردد.

اجزای تقویت شده و تقویت نشده

Stiffened and Unstiffened Elements

Unstiffened Elements اجزای تقویت نشده (با یک لبه متکی) ☐

فقط در طول یک لبه موازی با امتداد نیروی فشاری تکیه دارند .

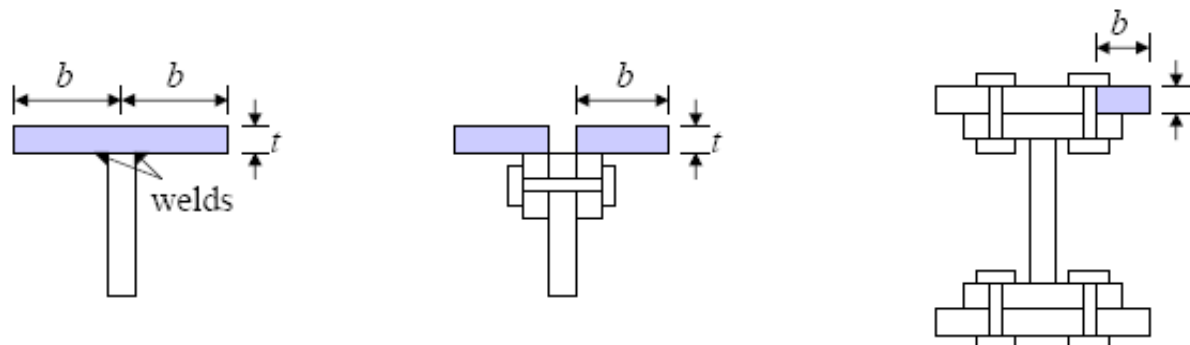
Stiffened Elements اجزای تقویت شده (با دو لبه متکی) ☐

در طول هر دو لبه موازی با امتداد نیروی فشاری تکیه دارند .

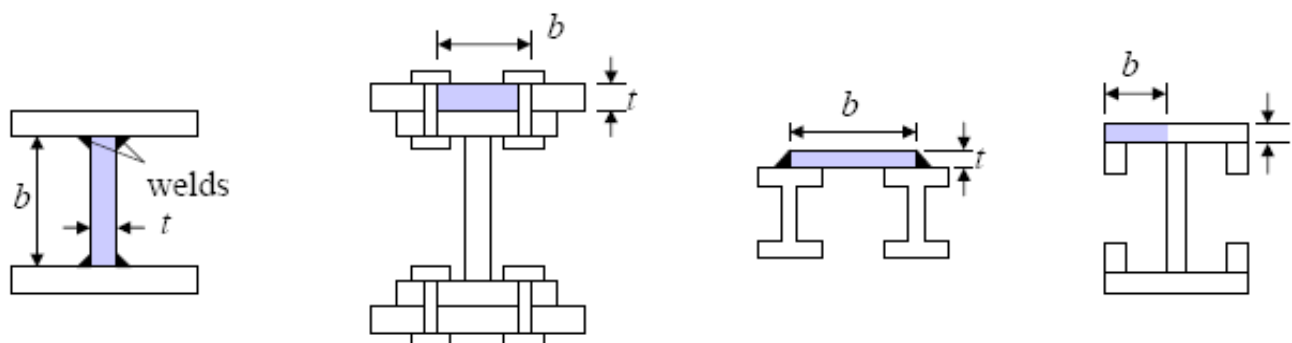
اجزای تقویت شده و تقویت نشده

Stiffened and Unstiffened Elements

عرض اجزا باید به صورت نشان داده شده در شکل های زیر در نظر گرفته شود :



Unstiffened Elements



Stiffened Elements

طبقه بندی مقاطع عرضی برای کمانش موضعی

Classifications Cross-section for Local Buckling

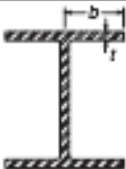
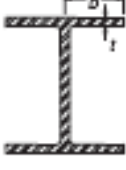
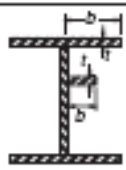
■ مقاطع فشرده (Compact): تسلیم کل مقطع قبل از کمانش موضعی .

برای اینکه مقطعی فشرده محسوب شود بالهای آن باید بطور ممتد به جان یا جانها متصل شده و نسبت عرض به ضخامت اجزای فشاری آن نباید بیش از نسبت حدی عرض به ضخامت λ_p باشد $b/t \leq \lambda_p$. برای مقادیر حدی عرض به ضخامت λ_p و λ_r به AISC05 Table B4.1 p.16.1-16 (یا متناظر با آن جدول ۱۰-۲-۲-۱ ص ۱۵۵ مبحث دهم) مراجعه شود.

■ مقاطع غیرفشرده (Non-Compact): تسلیم بخشی از مقطع قبل از کمانش موضعی. اگر نسبت عرض به ضخامت یک یا چند جزء فشاری مقطع از λ_p بیشتر بوده اما در عین حال کمتر از λ_r قید شده در جدول B4.1 باشد، مقطع غیرفشرده است $(\lambda_p < b/t \leq \lambda_r)$.

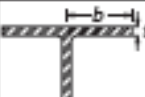
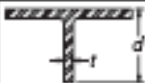
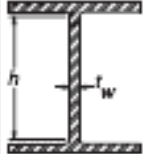
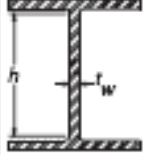
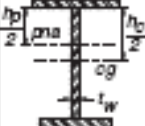
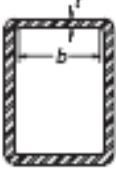
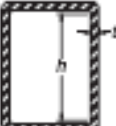
■ مقاطع لاغر (Slender): بدون هرگونه تسلیم شدگی در مقطع قبل از کمانش موضعی. اگر نسبت عرض به ضخامت حتی تنها یک جزء مقطع از λ_r تجاوز نماید، مقطع مزبور مقطعی با اجزای لاغر محسوب می شود $(\lambda_r < b/t)$

TABLE B4.1
Limiting Width-Thickness Ratios for
Compression Elements

Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
1	Flexure in flanges of rolled I-shaped sections and channels	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
2	Flexure in flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.95\sqrt{k_c E/F_y}^{[a][b]}$	
3	Uniform compression in flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact and flanges of channels	b/t	NA	$0.56\sqrt{E/F_y}$	
4	Uniform compression in flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	b/t	NA	$0.84\sqrt{k_c E/F_y}^{[a]}$	
5	Uniform compression in legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	b/t	NA	$0.45\sqrt{E/F_y}$	
6	Flexure in legs of single angles	b/t	$0.54\sqrt{E/F_y}$	$0.91\sqrt{E/F_y}$	

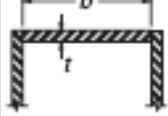
Unstiffened Elements

TABLE B4.1 (cont.)
Limiting Width-Thickness Ratios for
Compression Elements

Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
7	Flexure in flanges of tees	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
8	Uniform compression in stems of tees	d/t	NA	$0.75\sqrt{E/F_y}$	
9	Flexure in webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
10	Uniform compression in webs of doubly symmetric I-shaped sections	h/t_w	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
11	Flexure in webs of singly-symmetric I-shaped sections	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_r$ $\left(0.54 \frac{M_x}{M_y} - 0.09\right)^2 \leq \lambda_r$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
12	Uniform compression in flanges of rectangular box and hollow structural sections of uniform thickness subject to bending or compression; flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
13	Flexure in webs of rectangular HSS	h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

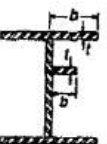
Stiffened Elements

TABLE B4.1 (cont.)
Limiting Width-Thickness Ratios for
Compression Elements

B C	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
14	Uniform compression in all other stiffened elements	b/t	NA	$1.49 \sqrt{E/F_y}$	
15	Circular hollow sections				
	In uniform compression In flexure	D/t D/t	NA $0.07 E/F_y$	$0.11 E/F_y$ $0.31 E/F_y$	

^(a) $\lambda_c = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$, but shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes. (See Cases 2 and 4)
^(b) $F_L = 0.7F_y$ for minor-axis bending, major axis bending of slender-web built-up I-shaped members, and major axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$; $F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \geq 0.5F_y$ for major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$. (See Case 2)

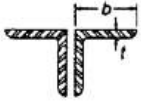
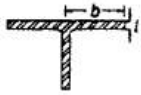
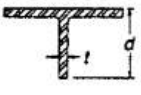
جدول ۱۰-۲-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری

ردیف	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال
			مقاطع فشرده λ_p	مقاطع غیرفشرده λ_r	
۱	بال‌های تیر نوردشده I و ناودانی تحت اثر خمش	$\frac{b}{t}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۲	بال‌های تیرهای ساخته‌شده از ورق با مقطع I تحت اثر خمش با یک یا دو محور تقارن	$\frac{b}{t}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.76 \sqrt{k_c \frac{E}{F_y}}$ [a], [b]	
۳	بال‌های تیر نورد شده I، بال‌های ناودانی، بال‌های برجسته جفت نبشی در تماس سرتاسری با یکدیگر و بال‌های نیمرخ سپری تحت اثر فشار یکنواخت	$\frac{b}{t}$	کاربرد ندارد	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۴	بال‌های تیرهای ساخته شده از ورق به شکل I، تسمه - های برجسته متصل به تیورق‌ها، بال‌های برجسته نبشی‌های متصل به تیورق تحت اثر فشار یکنواخت	$\frac{b}{t}$	کاربرد ندارد	$0.64 \sqrt{k_c \frac{E}{F_y}}$ [a]	

E = ضریب الاستیسیته فولاد

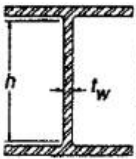
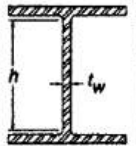
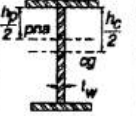
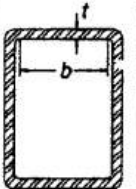
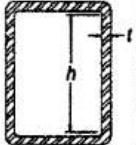
F_y = تنش تسلیم فولاد

جدول ۱۰-۲-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری (ادامه)

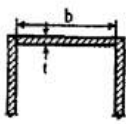
مثال	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	فایل
	مقاطع غیرفشرده λ_f	مقاطع فشرده λ_p			
	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	کاربرد ندارد	$\frac{b}{t}$	بال‌های تک نبشی، بال‌های جفت نبشی با فاصله ولقمه‌های بین آنها و سایر اجزا با یک لبه متکی تحت اثر فشار یکنواخت	۵
	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	بال‌های تک نبشی تحت اثر خمش	۶
	$0.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t}$	بال‌های سبیری تحت اثر خمش	۷
	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	کاربرد ندارد	$\frac{d}{t}$	جان نیم‌رخ سبیری تحت اثر فشار یکنواخت	۸

فایل‌ها در وبسایت قرار دارند

جدول ۱۰-۲-۱ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری (ادامه)

مثال	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	شماره
	مقاطع غیرفشرده λ_r	مقاطع فشرده λ_p			
	$\frac{5}{\sqrt{F_y}} \sqrt{E}$	$\frac{3}{\sqrt{F_y}} \sqrt{E}$	$\frac{h}{t_w}$	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی تحت اثر خمش	۹
	$\frac{1}{49} \sqrt{E} \sqrt{F_y}$	کاربرد ندارد	$\frac{h}{t_w}$	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن تحت اثر فشار یکنواخت	۱۰
	$\frac{5}{\sqrt{F_y}} \sqrt{E}$	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{E} \sqrt{F_y} \quad [c]$ $\left(\frac{0.54 M_p}{M_y} - 0.09 \right)^{1/2} \leq \lambda_r$	$\frac{h_c}{t_w}$	جان مقاطع I شکل با یک محور تقارن تحت اثر خمش	۱۱
	$\frac{1}{40} \sqrt{E} \sqrt{F_y}$	$\frac{1}{12} \sqrt{E} \sqrt{F_y}$	$\frac{b}{t}$	بال‌های مقطع قوطی‌شکل (مربع یا مستطیل)، ورق‌های تقویتی سوراخدار با ضخامت یکنواخت، ورق‌های تقویتی روی بال تیر و ورق‌های دیافراگم در حد فاصل خطوط جوش یا پیچ تحت اثر فشار یکنواخت	۱۲
	$\frac{5}{\sqrt{F_y}} \sqrt{E}$	$\frac{2}{42} \sqrt{E} \sqrt{F_y}$	$\frac{h}{t}$	جان مقاطع قوطی‌شکل تحت اثر خمش	۱۳

تیر و ورق تقویتی

مثال	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	فاز	اجزا با دو لبه متکی
	مقاطع غیرفشرده λ_r	مقاطع فشرده λ_p				
	$\frac{1}{49} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	کاربرد ندارد	$\frac{b}{t}$	کلیه اجزا با دو لبه متکی غیر از حالت‌های ۹ تا ۱۳ تحت اثر فشار یکنواخت	۱۴	
	$\frac{0.11 E}{F_y}$	کاربرد ندارد	D/t	تحت اثر فشار یکنواخت	۱۵	مقاطع دایره‌ای توخالی (لوله‌ای شکل)
	$\frac{0.31 E}{F_y}$	$\frac{0.07 E}{F_y}$	D/t	تحت اثر خمش		

$$[a] \quad 0.35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \leq 0.76$$

[b] برای خمش حول محور ضعیف، خمش حول محور قوی در مقاطع I شکل با جان لاغر و خمش حول

محور قوی در مقاطع I شکل با جان فشرده و غیرفشرده با $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.7$ مقدار F_L برابر است با:

$$F_L = 0.7 F_y$$

برای خمش حول محور قوی در مقاطع I شکل با جان فشرده و غیرفشرده با $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7$ مقدار F_L برابر

است با:

$$F_L = \frac{S_{xt}}{S_{xc}} F_y \geq 0.5 F_y$$

که در آن:

S_{xt} = اساس مقطع الاستیک اجزا نسبت به‌بال کششی

S_{xc} = اساس مقطع الاستیک اجزا نسبت به‌بال فشاری

[c]

h_c = دو برابر فاصله تار خنثای الاستیک تا محل اتصال جان به‌بال فشاری

h_p = دو برابر فاصله تار خنثای پلاستیک تا محل اتصال جان به‌بال فشاری

Local Buckling

■ در اغلب موارد عملی، نسبت‌های عرض به ضخامت اجزای مقطع در حدی هستند که مقطع با اجزای لاغر نبوده و حالت حدی کمانش موضعی تعیین‌کننده نیست. لذا غالبا نیازی به روند محاسباتی ذیل نخواهد بود.

■ اگر در اجزای مقطع عرضی، جزئی لاغر وجود داشته باشد، مقاومت طراحی فشاری باید کاهش یابد (به کمک ضریب کاهش Q) ضوابط مربوطه در AISC05 E7 p.16.1-39 آورده شده است (اسلاید بعدی).

E7. MEMBERS WITH SLENDER ELEMENTS

This section applies to compression members with slender sections, as defined in Section B4 for uniformly compressed elements.

The *nominal compressive strength*, P_n , shall be determined based on the *limit states* of *flexural*, *torsional* and *flexural-torsional buckling*.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E7-1})$$

$$\text{(a) When } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad (\text{or } F_e \geq 0.44QF_y)$$

$$F_{cr} = Q \left[0.658^{\frac{QF_y}{F_e}} \right] F_y \quad (\text{E7-2})$$

$$\text{(b) When } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad (\text{or } F_e < 0.44QF_y)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (\text{E7-3})$$

where

F_e = elastic critical buckling stress, calculated using Equations E3-4 and E4-4 for doubly symmetric members, Equations E3-4 and E4-5 for singly symmetric members, and Equation E4-6 for unsymmetric members, except for single angles where F_e is calculated using Equation E3-4.

$Q = 1.0$ for members with *compact* and *noncompact sections*, as defined in Section B4, for uniformly compressed elements

= $Q_s Q_a$ for members with *slender-element sections*, as defined in Section B4, for uniformly compressed elements.

User Note: For cross sections composed of only unstiffened slender elements, $Q = Q_s$ ($Q_a = 1.0$). For cross sections composed of only stiffened slender elements, $Q = Q_a$ ($Q_s = 1.0$). For cross sections composed of both stiffened and unstiffened slender elements, $Q = Q_s Q_a$.

1. Slender Unstiffened Elements, Q_s

The reduction factor Q_s for slender *unstiffened elements* is defined as follows:

- (a) For flanges, angles, and plates projecting from rolled *columns* or other compression members:

(i) When $\frac{b}{t} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1.0 \quad (\text{E7-4})$$

(ii) When $0.56 \sqrt{E/F_y} < b/t < 1.03 \sqrt{E/F_y}$

$$Q_s = 1.415 - 0.74 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{E7-5})$$

(iii) When $b/t \geq 1.03 \sqrt{E/F_y}$

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2} \quad (\text{E7-6})$$

- (b) For flanges, angles, and plates projecting from built-up columns or other compression members:

(i) When $\frac{b}{t} \leq 0.64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = 1.0 \quad (\text{E7-7})$$

(ii) When $0.64 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < b/t \leq 1.17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = 1.415 - 0.65 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}} \quad (\text{E7-8})$$

$$(iii) \text{ When } b/t > 1.17 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$$

$$Q_s = \frac{0.90Ek_c}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (E7-9)$$

where

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, and shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes

(c) For single angles

$$(i) \text{ When } \frac{b}{t} \leq 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = 1.0 \quad (E7-10)$$

$$(ii) \text{ When } 0.45 \sqrt{E/F_y} < b/t \leq 0.91 \sqrt{E/F_y}$$

$$Q_s = 1.34 - 0.76 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (E7-11)$$

$$(iii) \text{ When } b/t > 0.91 \sqrt{E/F_y}$$

$$Q_s = \frac{0.53E}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (E7-12)$$

where

b = full width of longest angle leg, in. (mm)

(d) For stems of tees

$$(i) \text{ When } \frac{d}{t} \leq 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = 1.0 \quad (E7-13)$$

$$(ii) \text{ When } 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < d/t \leq 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = 1.908 - 1.22 \left(\frac{d}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (E7-14)$$

$$(iii) \text{ When } d/t > 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{d}{t} \right)^2} \quad (E7-15)$$

where

b = width of unstiffened compression element, as defined in Section B4,
in. (mm)

d = the full nominal depth of tee, in. (mm)

t = thickness of element, in. (mm)

2. Slender Stiffened Elements, Q_a

The reduction factor, Q_a , for slender *stiffened elements* is defined as follows:

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A} \quad (E7-16)$$

where

A = total cross-sectional area of member, in.² (mm²)

A_{eff} = summation of the effective areas of the cross section based on the reduced *effective width*, b_e , in.² (mm²)

The reduced effective width, b_e , is determined as follows:

- (a) For uniformly compressed slender elements, with $\frac{b}{t} \geq 1.49\sqrt{\frac{E}{f}}$, except flanges of square and rectangular sections of uniform thickness:

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.34}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (\text{E7-17})$$

where

f is taken as F_{cr} with F_{cr} calculated based on $Q = 1.0$.

- (b) For flanges of square and rectangular *slender-element sections* of uniform thickness with $\frac{b}{t} \geq 1.40\sqrt{\frac{E}{f}}$:

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.38}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (\text{E7-18})$$

where

$$f = P_n/A_{eff}$$

User Note: In lieu of calculating $f = P_n/A_{eff}$, which requires iteration, f may be taken equal to F_y . This will result in a slightly conservative estimate of column capacity.

- (c) For axially-loaded circular sections:

$$\text{When } 0.11\frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} < 0.45\frac{E}{F_y}$$

$$Q = Q_a = \frac{0.038E}{F_y(D/t)} + \frac{2}{3} \quad (\text{E7-19})$$

where

D = outside diameter, in. (mm)

t = wall thickness, in. (mm)

جداول طراحی اعضای فشاری

Design Tables (Manual of Steel Construction)

■ جداول تنش بحرانی موجود برای اعضای فشاری

(Available critical stress for compression members-table 4-22)

با استفاده از این نوع جداول مقدار $\phi_c F_{cr}$ (برای روش LRFD) و F_{cr}/Ω_c (برای روش ASD) به صورت تابعی از KL/r به ازای مقادیر مختلف F_y قابل تعیین است.



■ جداول مقاومت موجود در فشار محوری (جداول بار ستون)

(Available strength in axial compression (column load tables)-Table 4-1)

با استفاده از این نوع جداول مقدار $\phi_c P_n$ (برای روش LRFD) و P_n/Ω_c (برای روش ASD) به صورت تابعی از KL به ازای مقادیر مختلف F_y قابل تعیین است.



جداول طراحی اعضای فشاری

Design Tables (Manual of Steel Construction)

Table 4-22 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members

$F_y = 35\text{ksi}$			$F_y = 36\text{ksi}$			$F_y = 42\text{ksi}$			$F_y = 46\text{ksi}$			$F_y = 50\text{ksi}$		
KL/r	F_c/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	KL/r	F_c/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	KL/r	F_c/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	KL/r	F_c/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	KL/r	F_c/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
41	19.2	28.9	41	19.7	29.7	41	22.7	34.1	41	24.6	37.0	41	26.5	39.8
42	19.2	28.8	42	19.6	29.5	42	22.6	33.9	42	24.5	36.8	42	26.3	39.5
43	19.1	28.7	43	19.6	29.4	43	22.5	33.7	43	24.3	36.6	43	26.2	39.3
44	19.0	28.5	44	19.5	29.3	44	22.3	33.6	44	24.2	36.3	44	26.0	39.0
45	18.9	28.4	45	19.4	29.1	45	22.2	33.4	45	24.0	36.1	45	25.8	38.8
46	18.8	28.3	46	19.3	29.0	46	22.1	33.2	46	23.9	35.9	46	25.6	38.5
47	18.7	28.1	47	19.2	28.9	47	22.0	33.0	47	23.8	35.7	47	25.5	38.3
48	18.6	28.0	48	19.1	28.7	48	21.8	32.8	48	23.6	35.4	48	25.3	38.0
49	18.5	27.9	49	19.0	28.5	49	21.7	32.6	49	23.4	35.2	49	25.1	37.7
50	18.4	27.7	50	18.9	28.4	50	21.6	32.4	50	23.3	35.0	50	24.9	37.5
51	18.3	27.6	51	18.8	28.3	51	21.4	32.2	51	23.1	34.8	51	24.8	37.2
52	18.3	27.4	52	18.7	28.1	52	21.3	32.0	52	23.0	34.6	52	24.6	36.9
53	18.2	27.3	53	18.6	28.0	53	21.2	31.8	53	22.8	34.3	53	24.4	36.7
54	18.1	27.1	54	18.5	27.8	54	21.0	31.6	54	22.6	34.0	54	24.2	36.4
55	18.0	27.0	55	18.4	27.6	55	20.9	31.4	55	22.5	33.8	55	24.0	36.1
56	17.9	26.8	56	18.3	27.5	56	20.7	31.2	56	22.3	33.5	56	23.8	35.9
57	17.7	26.7	57	18.2	27.3	57	20.6	31.0	57	22.1	33.3	57	23.6	35.6
58	17.6	26.5	58	18.1	27.1	58	20.5	30.7	58	22.0	33.0	58	23.4	35.2
59	17.5	26.4	59	17.9	27.0	59	20.3	30.5	59	21.8	32.8	59	23.2	34.9
60	17.4	26.2	60	17.8	26.8	60	20.2	30.3	60	21.6	32.5	60	23.0	34.6
61	17.3	26.0	61	17.7	26.6	61	20.0	30.1	61	21.4	32.2	61	22.8	34.3
62	17.2	25.8	62	17.6	26.5	62	19.9	29.9	62	21.3	32.0	62	22.6	34.0
63	17.1	25.7	63	17.5	26.3	63	19.7	29.6	63	21.1	31.7	63	22.4	33.7
64	17.0	25.5	64	17.4	26.1	64	19.6	29.4	64	20.9	31.4	64	22.2	33.4
65	16.9	25.4	65	17.3	25.9	65	19.4	29.2	65	20.7	31.2	65	22.0	33.0
66	16.8	25.2	66	17.1	25.8	66	19.2	28.9	66	20.5	30.9	66	21.8	32.7
67	16.7	25.0	67	17.0	25.6	67	19.1	28.7	67	20.4	30.6	67	21.6	32.4
68	16.5	24.9	68	16.9	25.4	68	18.9	28.5	68	20.2	30.3	68	21.4	32.1
69	16.4	24.7	69	16.8	25.2	69	18.8	28.2	69	20.0	30.1	69	21.1	31.8
70	16.3	24.5	70	16.7	25.0	70	18.6	28.0	70	19.8	29.8	70	20.9	31.4
71	16.2	24.3	71	16.5	24.8	71	18.5	27.7	71	19.6	29.5	71	20.7	31.1
72	16.1	24.2	72	16.4	24.7	72	18.3	27.5	72	19.4	29.2	72	20.5	30.8
73	16.0	24.0	73	16.3	24.5	73	18.1	27.2	73	19.2	28.9	73	20.3	30.5
74	15.8	23.8	74	16.2	24.3	74	18.0	27.0	74	19.1	28.6	74	20.1	30.2
75	15.7	23.6	75	16.0	24.1	75	17.8	26.8	75	18.9	28.4	75	19.8	29.8
76	15.6	23.4	76	15.9	23.9	76	17.6	26.5	76	18.7	28.1	76	19.6	29.5
77	15.5	23.3	77	15.8	23.7	77	17.5	26.3	77	18.5	27.8	77	19.4	29.2
78	15.4	23.1	78	15.6	23.5	78	17.3	26.0	78	18.3	27.5	78	19.2	28.8
79	15.2	22.9	79	15.5	23.3	79	17.1	25.9	79	18.1	27.2	79	19.0	28.5
80	15.1	22.7	80	15.4	23.1	80	17.0	25.5	80	17.9	26.9	80	18.8	28.2

ASD

LRFD

$\Omega_c = 1.67$ $\phi_c = 0.90$

ASD LRFD
 $\Omega_c = 1.67$ $\phi_c = 0.90$

Table 4-1 (continued)
Available Strength in
Axial Compression, kips
W Shapes



Shape		W14x															
WVH		145				132				120				109			
Design		P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$
Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_y	0	1290	1920	1160	1740	1060	1590	959	1440	872	1310	782	1190	782	1190	782	1190
	6	1250	1870	1130	1700	1030	1550	934	1400	849	1280	771	1160	771	1160	771	1160
	7	1240	1860	1120	1690	1020	1530	924	1390	840	1260	763	1150	763	1150	763	1150
	8	1220	1840	1110	1680	1010	1510	914	1370	831	1250	754	1130	754	1130	754	1130
	9	1210	1820	1090	1640	995	1500	902	1360	820	1230	745	1120	745	1120	745	1120
	10	1200	1800	1080	1620	981	1470	889	1340	808	1210	734	1100	734	1100	734	1100
	11	1180	1770	1069	1590	965	1450	875	1320	795	1200	722	1090	722	1090	722	1090
	12	1160	1740	1040	1570	949	1430	860	1290	781	1170	709	1070	709	1070	709	1070
	13	1140	1720	1020	1540	931	1400	844	1270	767	1150	696	1050	696	1050	696	1050
	14	1120	1690	1000	1510	912	1370	827	1240	751	1130	682	1020	682	1020	682	1020
	15	1100	1650	982	1480	893	1340	809	1220	734	1100	667	1000	667	1000	667	1000
	16	1080	1620	969	1440	872	1310	790	1190	717	1080	651	979	651	979	651	979
	17	1050	1580	936	1410	851	1280	771	1160	699	1050	635	954	635	954	635	954
	18	1030	1550	912	1370	829	1250	751	1130	681	1020	618	928	618	928	618	928
	19	1000	1510	887	1330	806	1210	730	1100	662	995	600	902	600	902	600	902
	20	979	1470	862	1300	783	1180	709	1070	642	966	583	876	583	876	583	876
	22	926	1390	809	1220	735	1100	665	1000	602	906	546	821	546	821	546	821
	24	871	1310	758	1140	685	1030	620	932	562	844	509	765	509	765	509	765
	26	815	1230	702	1050	636	956	575	864	520	782	471	708	471	708	471	708
	28	759	1140	647	973	586	881	530	797	479	720	434	652	434	652	434	652
	30	702	1050	594	892	537	807	485	730	438	659	397	596	397	596	397	596
	32	647	972	541	814	489	735	442	664	399	599	361	542	361	542	361	542
	34	592	890	491	738	443	666	400	601	360	542	326	490	326	490	326	490
	36	542	811	441	663	396	598	359	540	323	486	292	439	292	439	292	439
	38	489	734	396	595	357	537	322	404	290	436	262	394	262	394	262	394
	40	441	663	358	537	322	484	291	437	262	393	236	355	236	355	236	355

Properties

P_n (kips)	191	287	175	263	151	227	128	191	111	167	95.9	144
P_n (kips/in.)	22.7	34.0	21.5	32.3	19.7	29.5	17.5	26.3	16.2	24.3	14.7	22.0
P_n (kips)	477	717	407	612	312	468	220	330	173	260	128	194
P_n (kips)	222	334	199	298	155	249	138	208	114	171	94.3	142
L_c (in.)	14.1		13.3		13.2		13.2		13.5		15.2	
L_c (ft)	61.7		56.0		52.0		48.4		45.3		42.6	
A_g (in. ²)	42.7		38.8		35.3		32.0		29.1		26.5	
I_x (in. ⁴)	1710		1530		1380		1240		1110		999	
I_y (in. ⁴)	677		548		485		447		402		362	
r_x (in.)	3.98		3.76		3.74		3.73		3.71		3.70	
Ratio r_x/r_y	1.59		1.67		1.67		1.67		1.66		1.66	
$P_n/(KL)^2 \times 10^4$ (k-in. ²)	48900		43800		39500		35500		31800		28600	
$P_n/(KL)^2 \times 10^4$ (k-in. ²)	19400		15700		14200		12800		11500		10400	
ASD	LRFD											
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$											

طول موثر ستون در قابها

Effective Length of Columns in Frames

■ تا به اینجا، مقاومت کمانشی ستون‌های منفرد (تکی) مورد بررسی قرار گرفته است. این ستونها از شرایط انتهایی مختلفی برخوردار بودند، اما به اعضای دیگر توسط اتصالات خمشی (گیردار) متصل نبودند.

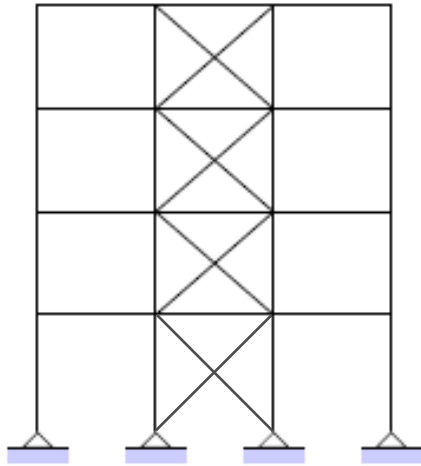
■ ضریب طول موثر K برای کمانش یک ستون منفرد را می‌توان از AISC Table C-C2.2 p. 16.1-240 تعیین کرد.

■ این ضرایب برای ستون‌های با قیدهای انتهایی ایده‌آل مشخص بسط داده شده‌اند.

■ این ضرایب برای طراحی‌های اولیه و برای شرایطی که از حرکت جانبی جلوگیری شده باشد، معمولاً بسیار رضایتبخش می‌باشند.

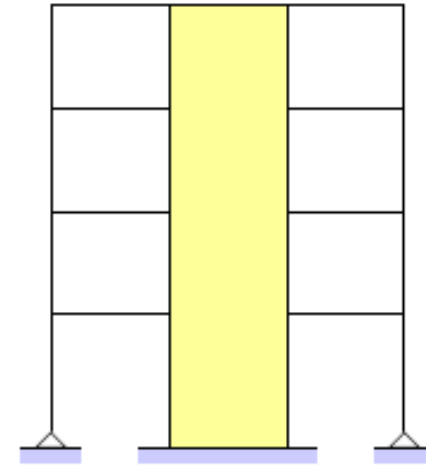
قابهای بدون حرکت جانبی

Sidesway Inhibited Frames



(a) Diagonal bracing

AISC (conservative)



(b) Shear wall

$$K = 1.0$$

طول موثر ستون در قابها

Effective Length of Columns in Frames

ضریب طول موثر برای ستونهای قابها باید به روال زیر تعیین شود

- اگر ستون عضوی از یک قاب مهار شده باشد طول موثر آن: $0 < K \leq 1$
بدیهی است که در حالت قابهای مهار شده، یک تقریب دست بالا از K عموماً کافی بوده، بدون اینکه نیازی به محاسبه نمودن جزئیات سختی قاب باشد.
- اگر ستون عضوی از یک قاب مهار نشده باشد در این صورت: $1 \leq K \leq \infty$
بعضی روشهای مرسوم برای تخمین K باید مورد استفاده قرار گیرند، زیرا محدوده مقادیر ممکن تا بی نهایت است.

طول موثر ستون در قابها

Effective Length of Columns in Frames

روشهایی که ممکن است برای محاسبه طول موثر مورد استفاده قرار گیرند عبارتند از:

■ تحلیل های کمانش کامل به ازای وضعیت های بارگذاری خاص و معین (روشی خیلی طولانی و شاید خیلی مشکل).

■ با استفاده از نمودارهای طول موثر ستون (نموگرافها). مراجعه شود به:

AISC05 p. 16.1-240

نمودارهای طول موثر ستون

Alignment Charts

روش بسیار متداول برای تعیین K استفاده از نمودارهای طول موثر ستون است که به آنها نمودگراف نیز گفته می شود.

این نمودارها در شکل های زیر از آیین نامه AISC05 آورده شده اند:

- شکل C-C2.3 برای قابهای بدون امکان حرکت جانبی (sidesway inhibited)، و
- شکل C-C2.4 برای قابهای با امکان حرکت جانبی (sidesway uninhibited).

نمودارهای طول موثر ستون

Alignment Charts

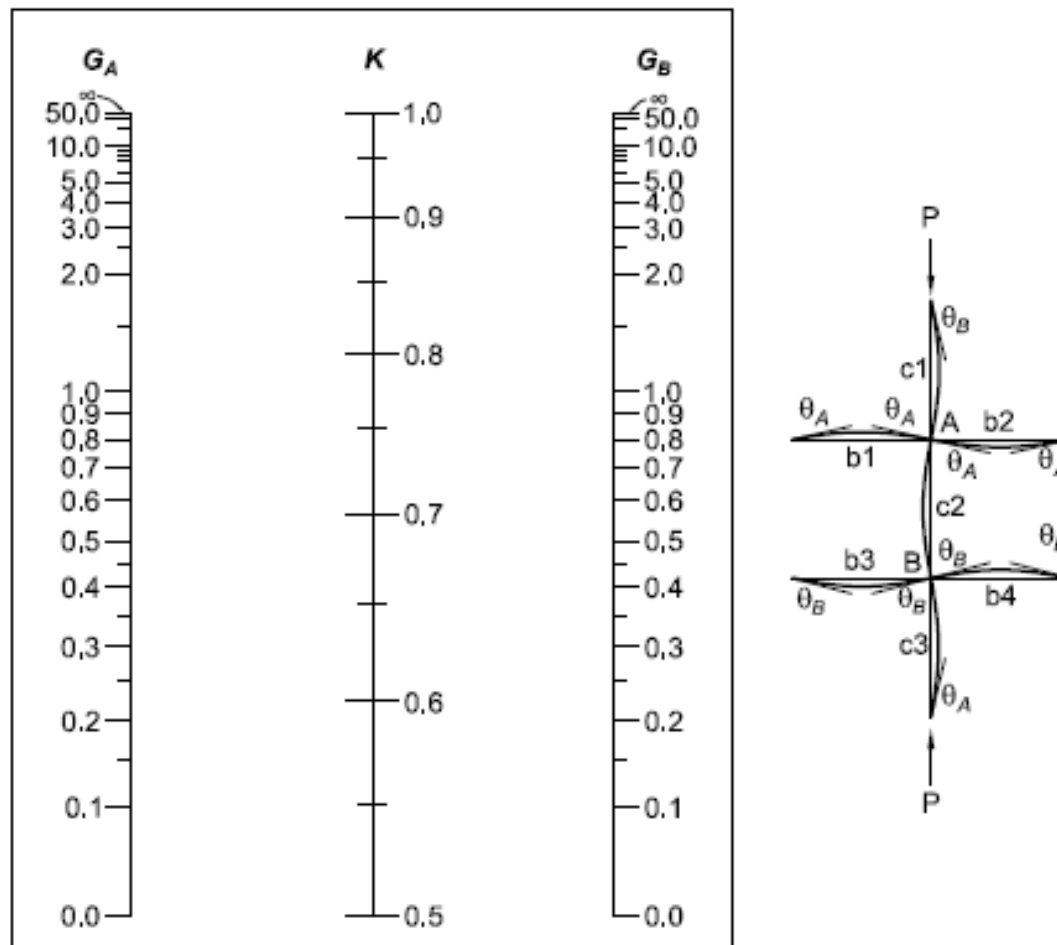


Fig. C-C2.3. Alignment chart—sidesway inhibited (braced frame).

نمودارهای طول موثر ستون

Alignment Charts

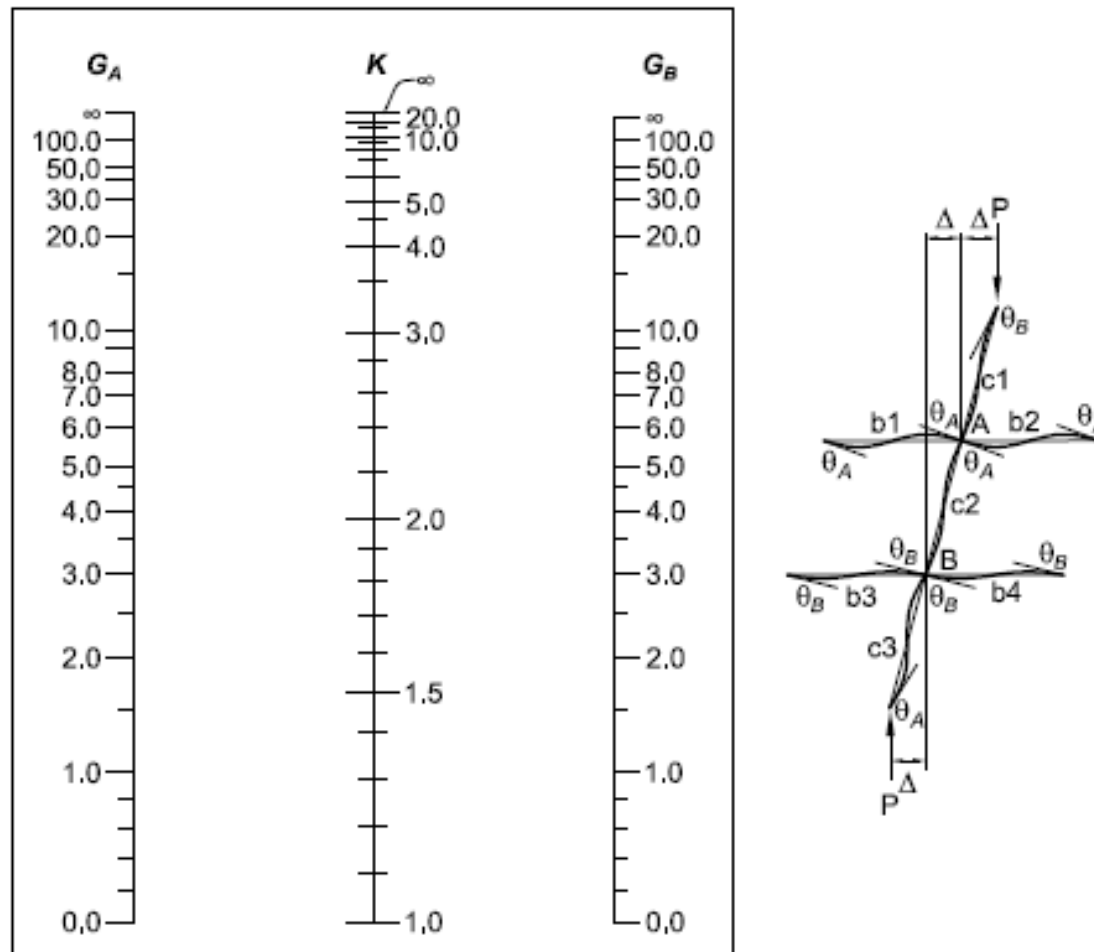


Fig. C-C2.4. Alignment chart—sidesway uninhibited (moment frame).

نمودارهای طول موثر ستون

Alignment Charts

نمودارهای طول موثر ستون براساس فرضیات شرایط ایده آلی تهیه شده اند که در سازه های واقعی به ندرت محقق می شوند. این فرضیات عبارتند از :

1. رفتار کاملاً ارتجاعی است.
2. همه اعضا سطح مقطع شان ثابت است.
3. همه گره ها صلب هستند.
4. برای ستونهای قابهای بدون حرکت جانبی، دورانها در دو انتهای تیرهای مقیدکننده ستون، مقدارشان برابر و جهت شان مخالف هم بوده؛ لذا دارای خمش با انحنای ساده (تکی) هستند.
5. برای ستون های قابهای با امکان حرکت جانبی، دورانهای دو انتهای تیر مقیدکننده ستون، مقدار و جهت شان برابر بوده، لذا دارای خمش با انحنای مضاعف (معکوس) هستند.
6. $L\sqrt{P/EI}$ پارامتر سختی همه ستونها برابر است.
7. توزیع گیرداری گرهی بین ستون بالا و پایین گره به نسبت EI/L دو ستون بوده است.
8. همه ستون ها همزمان کمانه می کنند.
9. هیچ نیروی فشاری محوری قابل توجهی در تیرها وجود ندارد.

نمودارهای طول موثر ستون

Alignment Charts

■ نمودار طول موثر ستون برای قابهای بدون امکان حرکت جانبی که در شکل C-C2.3 نشان داده شده، براساس معادله زیر است:

$$\frac{G_A G_B}{4} (\pi/K)^2 + \left(\frac{G_A + G_B}{2} \right) \left(1 - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)} \right) + \frac{2 \tan(\pi/2K)}{(\pi/K)} - 1 = 0$$

■ نمودار طول موثر ستون برای قابهای با امکان حرکت جانبی که در شکل C-C2.4 نشان داده شده، براساس معادله زیر است:

$$\frac{G_A G_B (\pi/K)^2 - 36}{6 (G_A + G_B)} - \frac{(\pi/K)}{\tan(\pi/K)} = 0$$

که ضریب صلبیت نسبی G عبارتست از :

$$G = \frac{\Sigma(E_c I_c / L_c)}{\Sigma(E_g I_g / L_g)} = \frac{\Sigma(EI/L)_c}{\Sigma(EI/L)_g}$$

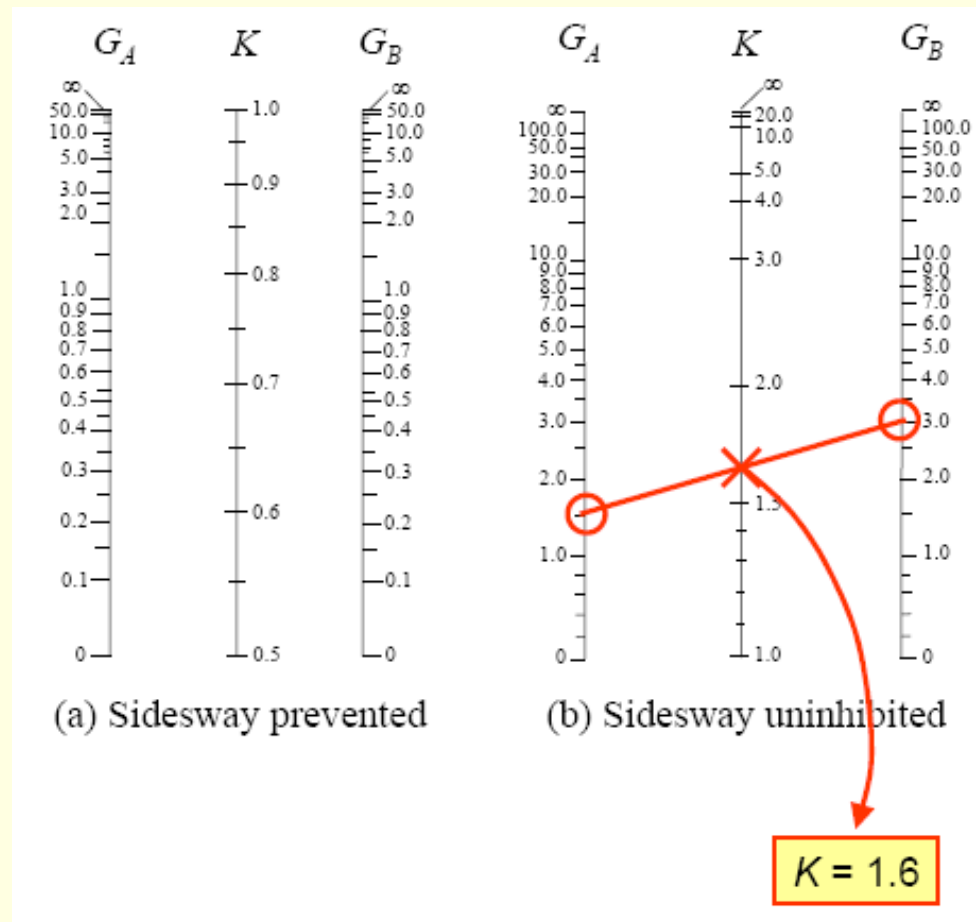
نمودارهای طول موثر ستون

Alignment Charts

$$G = \frac{\Sigma(E_c I_c / L_c)}{\Sigma(E_g I_g / L_g)} = \frac{\Sigma(EI / L)_c}{\Sigma(EI / L)_g}$$

برای تعیین K:

1. نمودار مناسب انتخاب شود
2. G برای هر دو انتهای ستون محاسبه شود (G_A, G_B)
3. خط مستقیمی بین G_A و G_B رسم شده، مقدار K قرائت شود.



نمودارهای طول موثر ستون – تصحیحات مربوط به دورانهای گرهی

Modifications on Alignment Charts – Joint Rotations

تصحیحات برای شرایط انتهایی مختلف ستون:

1. برای ستونهای مفصلی: از نظر تئوری G بی نهایت بوده اما بکارگیری مقدار **10** پیشنهاد شده است (البته مگر در مواردیکه یک مفصل بدون اصطکاک واقعی طرح شده باشد).

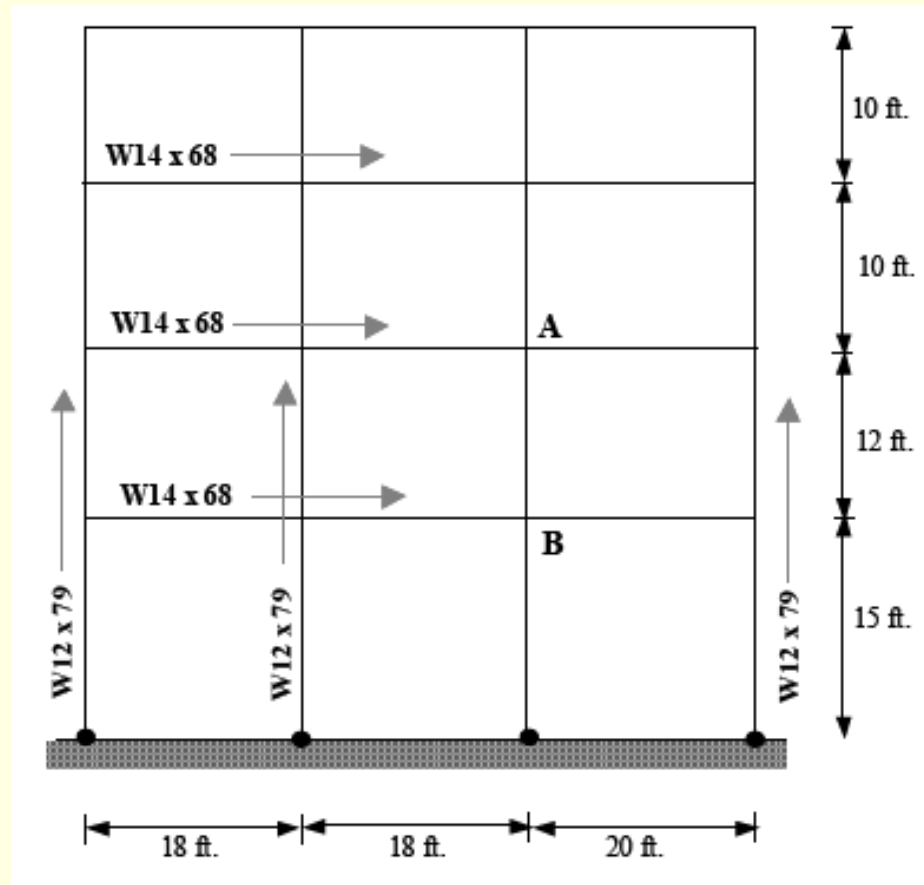
2. برای اتصالات صلب ستونها به شالوده ها: از نظر تئوری G صفر بوده اما بکارگیری مقدار **1.0** پیشنهاد شده است چون عملاً هیچ اتصال کاملاً صلبی وجود ندارد.

تصحیحات مربوط به شرایط انتهایی مختلف تیر: (ضرایب جدول زیر در $(EI/L)g$ عضو تیر ضرب شود)

Condition at far end	Sidesway Prevented	Sidesway Uninhibited
Pinned	1.5	0.5
Fixed against rotation	2.0	0.67

EXAMPLE

Calculate the effective length factor for the W12 x 53 column AB of the frame shown below. Assume that the column is oriented in such a way that major axis bending occurs in the plane of the frame. Assume that the columns are braced at each story level for out-of-plane buckling. Assume that the same column section is used for the stories above and below.



Step I. Identify the frame type and calculate L_x , L_y , K_x , and K_y if possible.

- It is an unbraced (sidesway uninhibited) frame.
- $L_x = L_y = 12$ ft.
- $K_y = 1.0$
- K_x depends on boundary conditions, which involve restraints due to beams and columns connected to the ends of column AB.
- Need to calculate K_x using alignment charts.

Step II - Calculate K_x

- W 12 x 53 ($I_{xx} = 425$ in⁴ , $r_x = 5.23$ in, $r_y = 2.48$ in),
W 14 x 68 ($I_{xx} = 723$ in⁴)

$$G_A = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_b}{L_b}} = \frac{\frac{425}{10 \times 12} + \frac{425}{12 \times 12}}{\frac{723}{18 \times 12} + \frac{723}{20 \times 12}} = \frac{6.493}{6.360} = 1.021$$

$$G_B = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_b}{L_b}} = \frac{\frac{425}{12 \times 12} + \frac{425}{15 \times 12}}{\frac{723}{18 \times 12} + \frac{723}{20 \times 12}} = \frac{5.3125}{6.360} = 0.835$$

Using G_A and G_B : $K_x = 1.3$ from Alignment Chart

Step III – Design strength of the column

- $K_y L_y = 1.0 \times 12 = 12$ ft = 144 in. $(KL/r)_y = 144 / 2.48 = 58.06 \leftarrow$
- $K_x L_x = 1.3 \times 12 = 15.6$ ft = 187.2 in. $(KL/r)_x = 187.2 / 5.23 = 35.79$

Therefore, y-axis buckling governs.

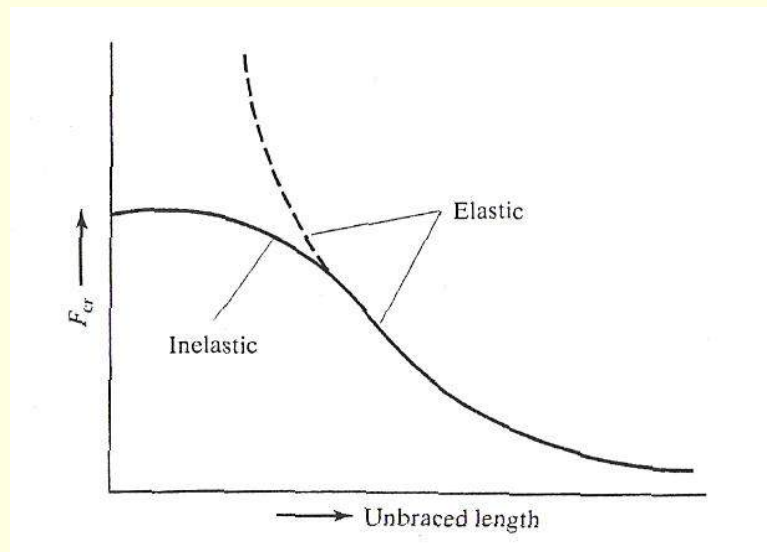
Therefore $\phi_c P_n = 548$ kips

نمودارهای طول موثر ستون – تصحیحات مربوط به کمانش غیرارتجاعی

Modifications on Alignment Charts –Inelastic Buckling

نمودارهای طول موثر ستون بر مبنای فرض خرابی کاملاً ارتجاعی ستون استوار هستند، که این فرض در عمل بندرت محقق می گردد.

خرابی درصد بالایی از ستونها در محدوده غیر ارتجاعی است . در این گونه موارد، مقادیر K نمودار خیلی محافظه کارانه بوده و باید تصحیح شود.

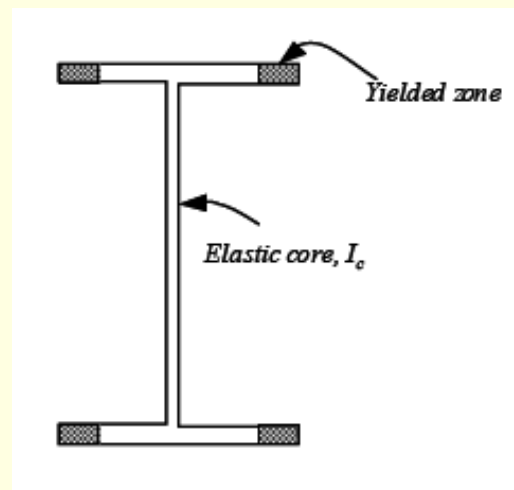


نمودارهای طول موثر ستون – تصحیحات مربوط به کمانش غیرارتجاعی

Modifications on Alignment Charts –Inelastic Buckling

همانطور که قبلا ذکر شد ، ضریب صلبیت نسبی G نشان دهنده نسبت صلبیت خمشی ستونها (EI_c/L_c) به تیرها (EI_g/L_g) است .

اما، اگر کمانش ستون در محدوده غیرارتجاعی اتفاق بیافتد $(KL/r \leq 4.71\sqrt{(E/F_y)})$ ، صلبیت خمشی ستون کاهش خواهد یافت چون I_c ممان اینرسی فقط هسته ارتجاعی مقطع خواهد بود .



نمودارهای طول موثر ستون – تصحیحات مربوط به کمانش غیرارتجاعی

Modifications on Alignment Charts –Inelastic Buckling

تیرها صلبیت خمشی بیشتری در مقایسه با صلبیت کاهش یافته (EI_c) ستونهای غیرارتجاعی خواهند داشت. در نتیجه تیرها خواهند توانست ستونها را بهتر مقید کنند که این امر برای طراحی ستون مطلوبتر است.

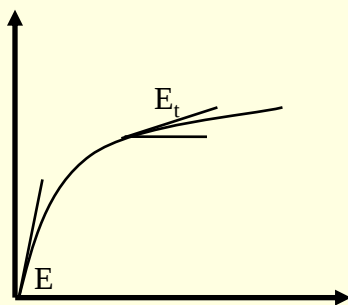
برای به حساب آوردن این موضوع، ضریب صلبیت نسبی G تصحیح می شود بدین ترتیب که در عبارت سختی ستون به جای مدول ارتجاعی E از مدول ارتجاعی مماسی E_t استفاده می شود:

$$G_{\text{inelastic}} = \frac{\sum (E_t I_c / L_c)}{\sum (E I_g / L_g)}$$
$$G_{\text{inelastic}} = \frac{E_t}{E} \frac{\sum (I_c / L_c)}{\sum (I_g / L_g)} = (E_t / E) G_{\text{elastic}}$$

نمودارهای طول موثر ستون - تصحیحات مربوط به کمانش غیرارتنجایی

Modifications on Alignment Charts –Inelastic Buckling

معادله فوق الذکر روند تصحیح را نشان می دهد: G به روال پیشین محاسبه می شود، و سپس به ضریب تصحیح $\tau = E_t/E$ که ضریب کاهش سختی (SRF) نامیده می شود ضرب می گردد.



نسبت E_t/E فرض می شود معادل باشد با نسبت :

$$\tau = \frac{E_t}{E} \approx \frac{F_{cr \text{ inelastic}}}{F_{cr \text{ elastic}}} = \frac{P_u / A}{F_{cr \text{ elastic}}}$$

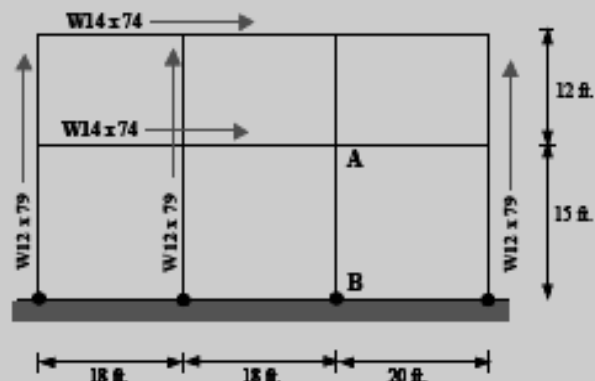
جدول زیر ضریب کاهش سختی (τ) را به صورت تابعی از تنش تسلیم F_y و تنش تسلیم P_u/A_g می دهد، که P_u بار طراحی ضریب دار (از تحلیل) می باشد.

TABLE 7.2 Stiffness Reduction Factor τ

P_u/A_g	F_y , ksi				
	35	36	42	46	50
43	-	-	-	-	-
42	-	-	-	-	0.0319
41	-	-	-	-	0.0944
40	-	-	-	-	0.155
39	-	-	-	0.00696	0.215
38	-	-	-	0.0756	0.273
37	-	-	-	0.142	0.329
36	-	-	-	0.207	0.383
35	-	-	0.0529	0.270	0.436
34	-	-	0.127	0.331	0.486
33	-	-	0.198	0.390	0.535
32	-	-	0.267	0.447	0.582
31	-	-	0.334	0.501	0.627
30	-	0.0529	0.398	0.554	0.670
29	0.0678	0.139	0.460	0.604	0.711
28	0.155	0.221	0.519	0.657	0.749
27	0.240	0.301	0.576	0.697	0.785
26	0.321	0.377	0.629	0.739	0.819
25	0.398	0.450	0.680	0.779	0.850
24	0.472	0.519	0.727	0.816	0.879
23	0.542	0.585	0.772	0.850	0.905
22	0.608	0.646	0.813	0.882	0.929
21	0.670	0.704	0.850	0.910	0.949
20	0.727	0.757	0.884	0.934	0.966
19	0.780	0.806	0.914	0.955	0.981
18	0.828	0.850	0.941	0.973	0.991
17	0.871	0.890	0.963	0.987	0.999
16	0.909	0.924	0.980	0.996	1.00
15	0.941	0.952	0.993	1.00	
14	0.966	0.975	1.00		
13	0.986	0.991			
12	0.998	1.00			
11	1.00				
10					
9					
8					

- indicates stiffness reduction factor is not applicable because P_u exceeds $\phi_c F_y A_g$ (column design strength for $K/r = 0$).

EXAMPLE Calculate the effective length factor for a W10 x 60 column AB made from 50 ksi steel in the unbraced frame shown below. Column AB has a design factor load $P_u = 450$ kips. The columns are oriented such that major axis bending occurs in the plane of the frame. The columns are braced *continuously along the length* for out-of-plane buckling. Assume that the same column section is used for the story above



Solution

Step I. Identify the frame type and calculate L_x , L_y , K_x , and K_y if possible.

- It is an unbraced (*sideway uninhibited*) frame.
- $L_y = 0$ ft.
- K_y has no meaning because out-of-plane buckling is not possible.
- K_x depends on boundary conditions, which involve restraints due to beams and columns connected to the ends of column AB.
- Need to calculate K_x using alignment charts.

Step II (a) - Calculate K_x

I_{xx} of W 14 x 74 = 796 in⁴

I_{xx} of W 10 x 60 = 341 in⁴

- $G_A = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_b}{L_b}} = \frac{\frac{341}{12 \times 12} + \frac{341}{15 \times 12}}{\frac{796}{18 \times 12} + \frac{796}{20 \times 12}} = \frac{4.2625}{7.002} = 0.609$
- $G_B = 10$ - for pin support
- Using G_A and G_B : $K_x = 1.8$ - from Alignment Chart
- Note, K_x is greater than 1.0 because it is an unbraced frame.

Step II (b) - Calculate $K_{x-inelastic}$ using stiffness reduction factor method

- Reduction in the flexural rigidity of the column due to residual stress effects
 - First calculate, $P_u / A_g = 450 / 17.6 = 25.57$ ksi
 - Then go to Table and read the value of stiffness reduction factor for $F_y = 50$ ksi and $P_u / A_g = 25.57$ ksi.
 - Stiffness reduction factor = $\tau = 0.833$
- $G_{A-inelastic} = \tau \times G_A = 0.833 \times 0.609 = 0.507$
- $G_B = 10$ - for pin support,
- Using $G_{A-inelastic}$ and G_B : $K_{x-inelastic} = 1.75$ - alignment chart
- Note: You can combine Steps II (a) and (b) to calculate the $K_{x-inelastic}$ directly. You don't need to calculate elastic K_x first. It was done here for demonstration purposes.
- Note that $K_{x-inelastic} < K_x$. This is in agreement with the fact that the beams offer better resistance to the *inelastic* column AB because it has reduced flexural rigidity.

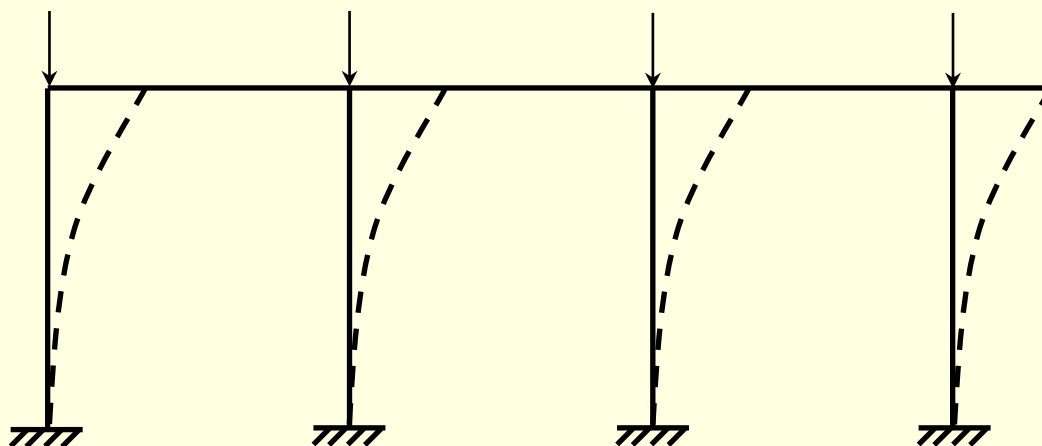
Step III - Design strength of the column

- $K_x L_x / r_x = (1.75)(15 \times 12) / (4.39) = 71.75$
- $\phi_c F_{cr} = 30.92$ ksi
- $\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 30.92 \times 17.6 = 544.2$ kips

ستون‌های متکی به یکدیگر

Columns Leaning on Each Other

- در جهت ایمنی خواهد بود اگر هر ستون از قاب مهار نشده، مستقلا با استفاده از نمودارهای طول موثر قابهای با امکان حرکت جانبی طراحی شود .
- ضریب K به دست آمده احتمالا به میزان قابل توجهی بیش از 1.0 خواهد بود .
- اما، عملا یک ستون نمی تواند کمانش با حرکت جانبی نماید مگر آنکه همه ستونهای آن طبقه کمانش با حرکت جانبی نمایند .



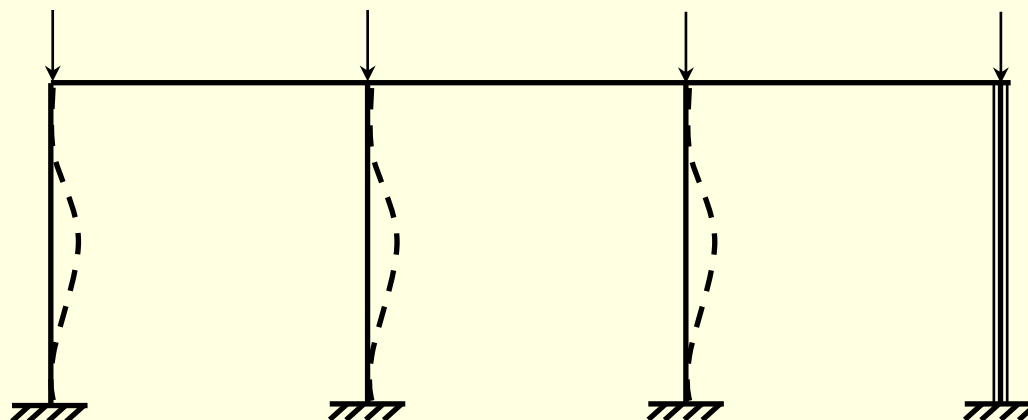
ستون‌های متکی به یکدیگر

Columns Leaning on Each Other

نمودارهای طول موثر ستون برای قابهای با امکان حرکت جانبی براساس این فرض تهیه شده اند که همه ستون‌های طبقه به صورت همزمان کمانه کنند، یعنی ستون‌ها نتوانند همدیگر را مهار کرده یا به هم تکیه نمایند.

بعضی مواقع، ستون‌های خاصی از یک قاب دارای مقاومت کمانشی اضافه‌تری هستند،

هنگامیکه سایر ستون‌ها به بار کمانش‌شان می‌رسند، چنین ستونی به بار کمانش نخواهد رسید، لذا قاب کمانه نخواهد کرد.



ستون‌های متکی به یکدیگر

Columns Leaning on Each Other

- ستون‌های با مقاومت کمانشی اضافی، ستون‌های دیگر را مهار خواهند کرد.
- به عبارت دیگر، ستون‌های دیگر بر ستون‌های با مقاومت کمانشی اضافی تکیه خواهند کرد. لذا ضریب طول موثر K این ستون‌ها به 1.0 خواهد رسید.
- وضعیت‌های بسیاری وجود دارد که در آنها بعضی ستون‌ها دارای مقاومت کمانشی اضافی هستند، برای مثال می‌توان به مواردی اشاره کرد که در آن در طراحی ستون‌های مختلف یک طبقه ساختمان، ترکیبات بارگذاری مختلفی کنترل کننده باشد.
- کل بار ثقلی که یک قاب مهار شده قادر به تحمل آن است برابر است با جمع مقاومت تک تک ستون‌ها.

کل بار ثقلی که سبب کمانش با حرکت جانبی یک قاب می‌شود را می‌توان بین ستون‌ها به نسبت‌های مختلف تقسیم کرد البته بشرطی که بار حداکثر وارد بر هر ستون از باری که ستون را به صورت مهار نشده (یعنی با $K=1$) به کمانش می‌رساند بیشتر نباشد.

Column Splices

وصله ستونها

■ در ساختمانهای چند طبقه نیاز به اجرای وصله ستون خواهد بود.

■ محل مناسب برای اجرای وصله حدود یک متر بالاتر از کف طبقه است در این حالت وصله‌ها تداخلی با اتصالات تیر و ستون، و مهاربندها نخواهند داشت.

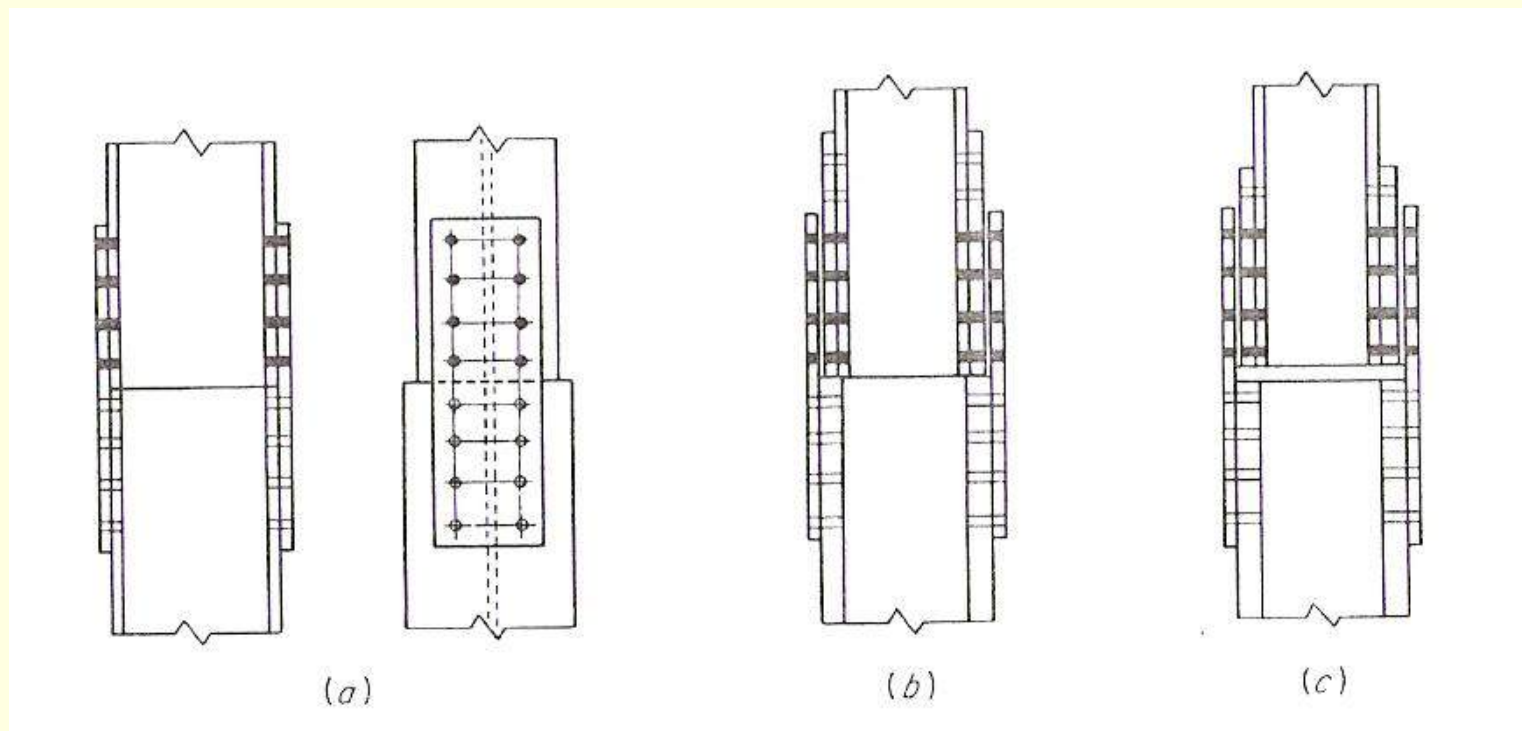


Column Splices

وصله ستونها

- تفاوت وصله‌های اعضای فشاری و کششی:
 - در اعضای کششی کل بار توسط وصله انتقال می‌یابد
 - در اعضای فشاری بخش عمده‌ای از بار مستقیماً با تماس دو ستون و بقیه توسط وصله‌ها انتقال می‌یابد.
- سنگ‌زنی انتهای ستون باعث صاف شدن مقطع و تماس بهتر در محل اتکا و انتقال مستقیم قسمت عمده‌ای از نیرو از طریق سطح تماس می‌شود.
- اما بهر حال حتی اگر تماس کامل نیز در محل وصله برقرار گردد باز وجود ورق وصله به دلایل زیر ضرورت دارد:
 - برای جفت کردن (با هم نگهداشتن) دو ستون در حین اجرا
 - برای تحمل نیروهای برشی و خمشی موجود در ستونها

Typical Bolted or Riveted Splices

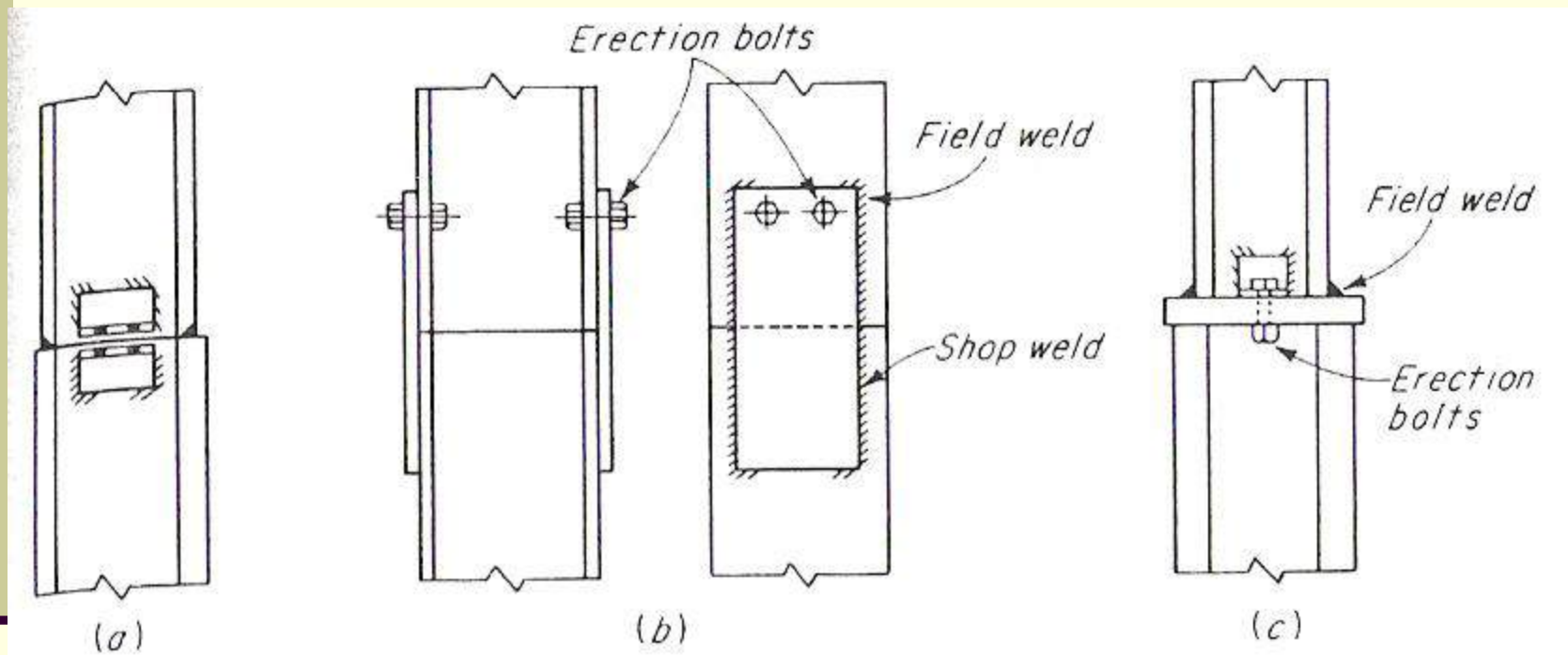


شکل (a): وصله پیچی ساده -
مناسب برای وصله دوستون با عمق
برابر

شکل (b): وصله با ورقهای پرکننده -
مناسب برای وصله دوستون با عمق
نابرابر

شکل (c): وصله با ورق زیرسری -
عدم ضرورت اتکای ورقهای پرکننده

Typical Welded Splices



شکل (a): وصله جوشی با جوش
شیاری نفوذی

شکل (b): وصله با ورقهای وصله
جوش شده - مناسب برای وصله
دوستون با عمق اسمی برابر

شکل (c): وصله جوشی با ورق زیرسری
- مناسب برای وصله دوستون با عمق
نابرابر

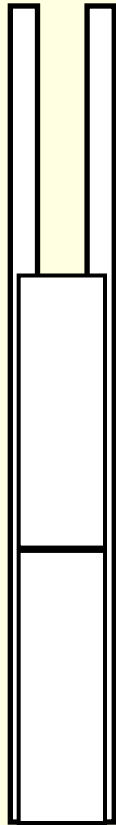
وصله ستونها - توصیه‌ها

■ بهتر است از نیمرخهای هم‌عمق در طبقات مختلف ساختمان استفاده شود. در صورتی که عمق ستون بالایی خیلی کمتر از عمق ستون پایینی باشد باید از ورقهای پرکننده (لقمه، لایه Filler) بین ستون بالایی و ورق وصله استفاده شود.

■ در ساختمانهای چند طبقه از جنبه تئوریک باید اندازه ستون در هر طبقه تغییر یابد اما با توجه به هزینه نسبتاً بالای اجرای وصله، پیشنهاد می‌شود حداقل در هر دو طبقه، اندازه ستون ثابت باقی بماند (علیرغم اینکه به این ترتیب وزن کل فولاد مصرفی بالا خواهد رفت).

■ البته وصله ستونها در هر سه طبقه و بیشتر از آن نیز، مشکلات اجرایی زیادی دارد از این رو بکارگیری ستون با اندازه ثابت در سه طبقه توصیه نمی‌شود.

وصله ستونها - توصیه‌ها



I I

I I

I I I

■ بکارگیری ستونی با شماره ثابت در طبقات مختلف و استفاده از ورقهای تقویتی در طبقات پایین‌تر بنحوی که در طبقات بالاتر بتدریج از مقدار ورقهای تقویتی کاسته شود توصیه می‌گردد.

■ البته استفاده از چنین مقاطع مرکبی بدون اجرای وصله فقط تا حداکثر چهار طبقه امکان‌پذیر خواهد بود چرا که اگر طول ستون بیشتر از ۱۲ متر شود اجرای وصله اجتناب‌ناپذیر خواهد بود.

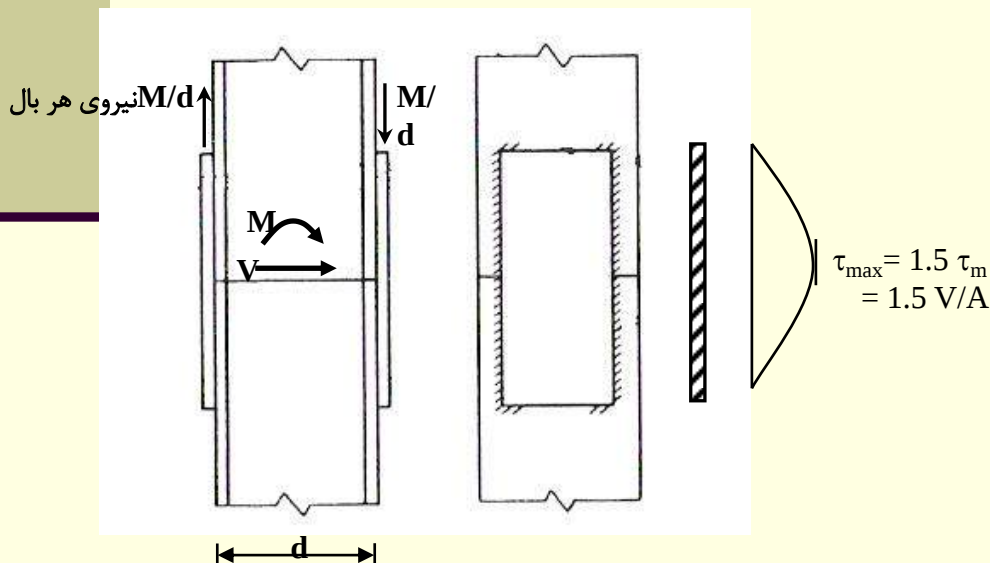
طراحی وصله ستونها

تخمین بار وصله‌ها:

- (1) اگر انتهای ستون سنگ‌خورده نباشد ← ۱۰۰٪ کل بار ستون
- (2) اگر سطوح سنگ‌خورده بوده و ستون فقط تحت بار محوری باشد ← ۲۵ الی ۵۰٪ کل بار ستون
- (3) اگر ستون تحت خمش نیز باشد ← ۵۰ الی ۷۵٪ بار ستون

انتقال خمش توسط ورقهای وصله بالها، انتقال برش توسط ورقهای وصله جان، و نیروی محوری نیز بین همه ورقها توزیع می‌شود

برای تعیین مساحت ورق وصله، مجموع مساحت موردنیاز برای تحمل نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی محاسبه و ورق یکجا طرح شود.

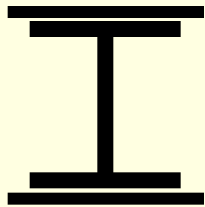


Built-up Compression Members

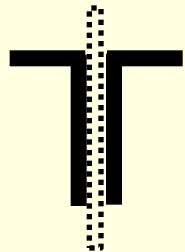
فصل چهارم - قسمت دوم: اعضای فشاری مرکب

اعضای فشاری مرکب

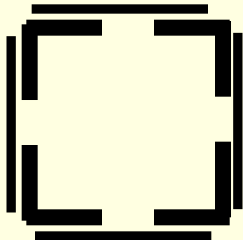
ممکن است عضو فشاری از ترکیب دو یا چند جزء به صورتهای مختلف ساخته شود:



(1) ستونهای با اجزای در تماس مستقیم با هم،
نظیر نیمرخهای با ورقهای تقویتی



(2) ستونهای با اجزای در تماس نزدیک با هم،
نظیر زوج نبشی با فاصله جزئی از هم به اندازه ضخامت ورق لچکی

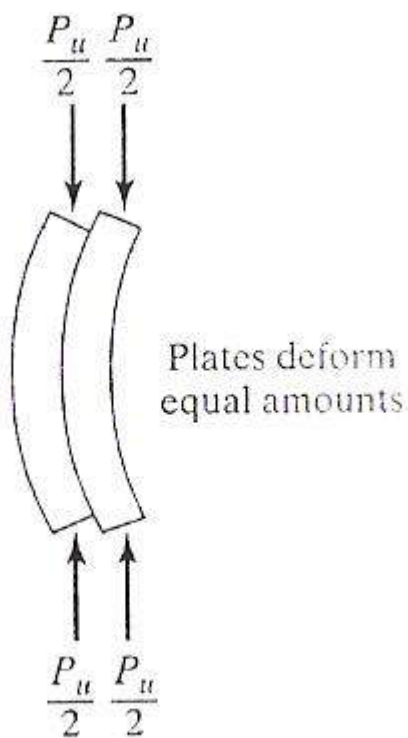


(3) ستونهای با اجزای بدون تماس با هم،
نظیر زوج ناودانی یا چهار نبشی، مناسب برای ستونهای بلند،
ضرورت اتصال اجزا با ورقهای بست

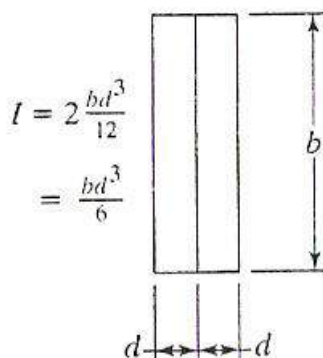
اعضای فشاری مرکب با اجزای در تماس با هم

بحث مقدماتی: بررسی رفتار ستونی مرکب از دو ورق مشابه در حالات مختلف اتصال

(1) در صورت عدم اتصال ورقها بهم:



(b) Deformed shape of column

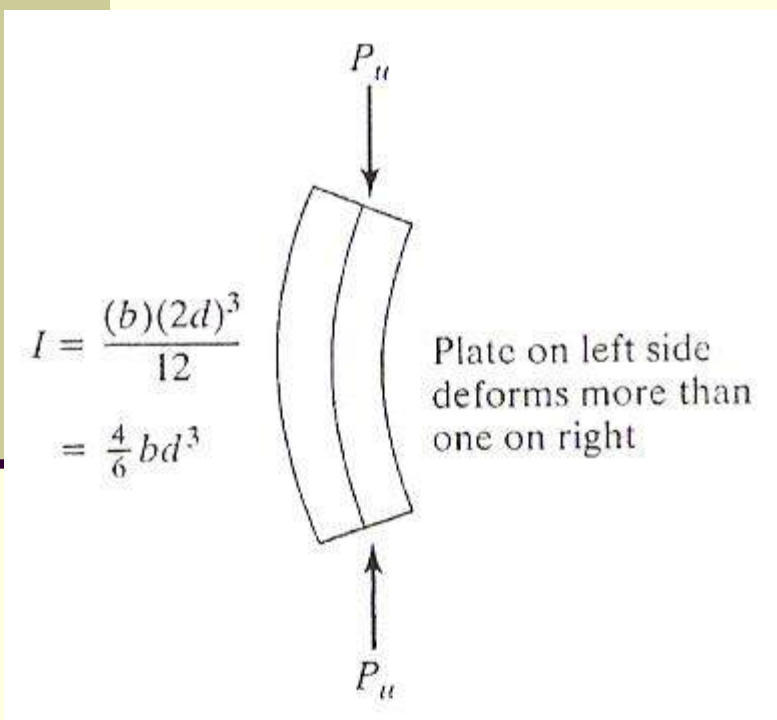


(a) Column cross section

- عملکرد مشابه هر دو جزء و تغییر شکل های مشابه
- ممان اینرسی ستون دو برابر ممان اینرسی یک ورق
- بار هر جزء نصف بار ستون
- $K=1$

اعضای فشاری مرکب با اجزای در تماس با هم

(2) در صورت تامین اتصالات کافی در برابر لغزش:



■ عملکرد به صورت یک قطعه واحد

■ تغییر شکل متفاوت ورقها

■ محاسبه ممان اینرسی برای کل مقطع مرکب

(۴ برابر حالت قبل).

■ $K=1$

■
$$\frac{KL}{r} = \frac{(1)(L)}{\sqrt{\frac{4bd^3}{6} / 2bd}} = 1.732L / d$$

اعضای فشاری مرکب با اجزای در تماس با هم

(3) در صورت تامین اتصالات محدود فقط در چند جا:

- مقاومت قطعه بین دو حالت قبل خواهد بود
- چون کمترین جابجایی ورقها نسبت بهم در مرکز ستون است قرار دادن اتصالات لغزش گیر در وسط کمترین اثر را دارد
- چون بیشترین جابجایی ورقها نسبت بهم در دو انتهاست قرار دادن اتصالات لغزش گیر در دو انتها بیشترین اثر را دارد در این حالت:

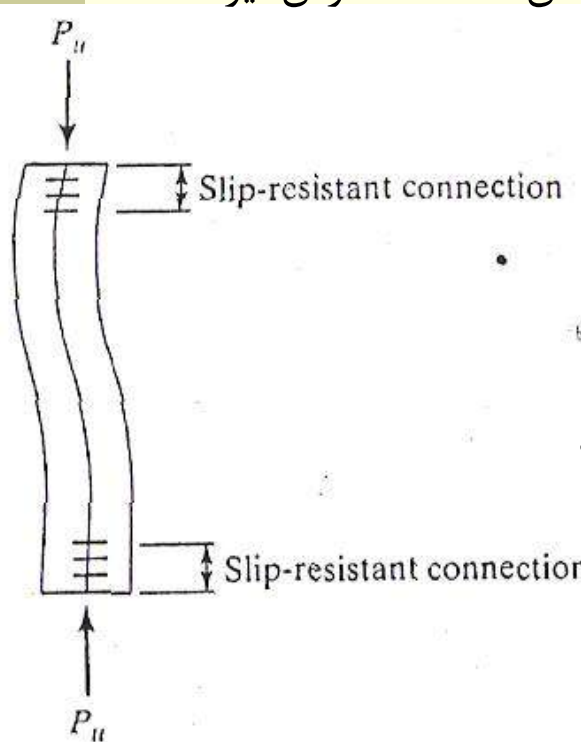
■ تغییر شکل ستون به شکل حرف S

■ $K=0.5$

$$\frac{KL}{r} = \frac{(0.5)(L)}{\sqrt{\frac{bd^3}{6} / 2bd}} = 1.732L / d$$

■ تنش طراحی و ظرفیت باربری از لحاظ نظری برابر با حالت قبل است.

■ البته در حالات متعارف موجود، قطعات تمایل به کنده شدن از یکدیگر خواهند داشت.



اعضای فشاری مرکب با اجزای در تماس با هم

■ برای ضوابط اعضای فشاری مرکب مراجعه شود به AISC E6 p. 16.1-37

■ در انتهای اعضای فشاری مرکب واقع بر روی کف ستونها با سطوح صاف و یا در محل وصله ها، باید اجزا توسط جوش یا پیچ اصطکاکی به هم اتصال یابند.

■ اتصال اجزا به یکدیگر می تواند به صورتهای مختلف زیر انجام گیرد:

(i) مستقیم، (ii) به کمک لقمه (لایی)، (iii) به کمک ورق خارجی

■ در صورت جوشکاری، باید اجزا در محلهای یادشده با جوش پیوسته در طولی حداقل برابر با عرض حداکثر عضو به یکدیگر متصل شوند.

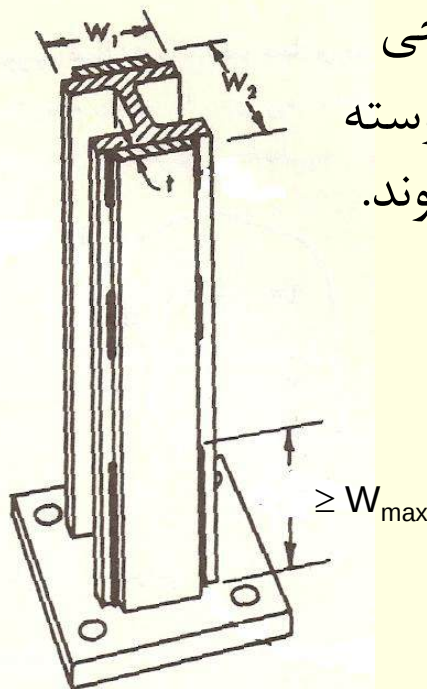
■ در صورت پیچکاری:

❖ فاصله مرکز به مرکز پیچها در جهت طولی عضو

نباید بیش از ۴ برابر قطر پیچها باشد

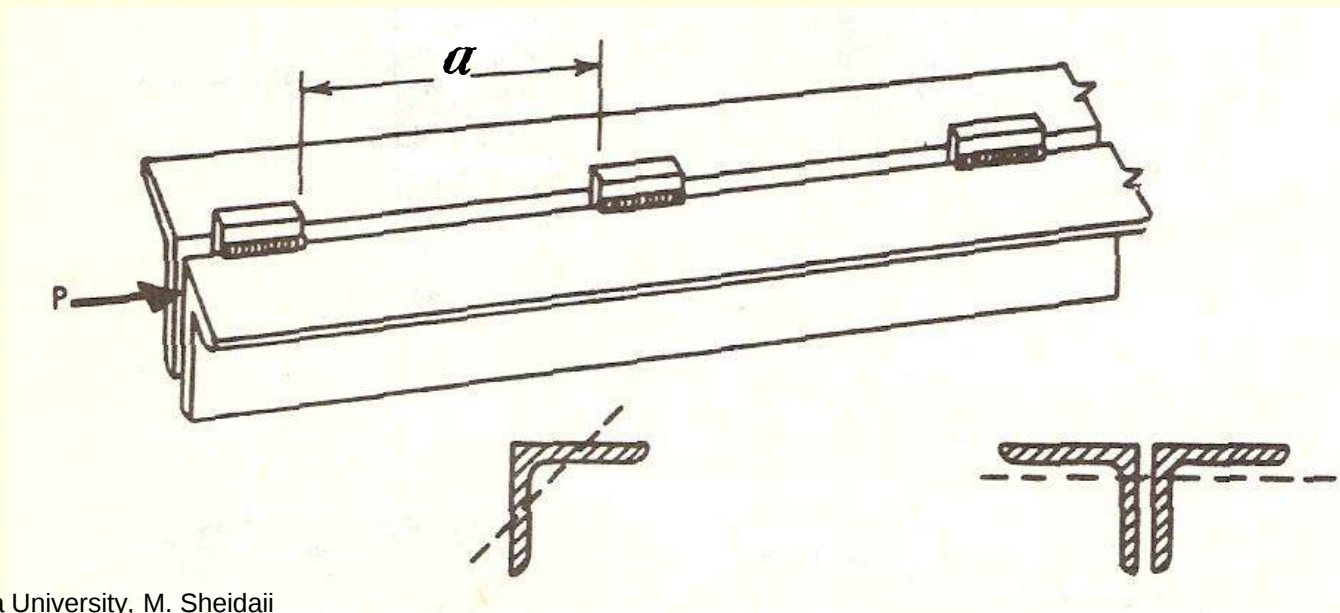
❖ طول کل اتصال نباید کمتر از ۱/۵ برابر بزرگترین

عرض عضو باشد.



مقاومت طراحی اعضای فشاری مرکب با اجزای در تماس با هم

- لاغری موثر تک تک نیمرخها (a/r_i) در حد فاصل اتصالات باید از $3/4$ ضریب لاغری حاکم عضو مرکب بزرگتر نباشد (در محاسبه ضریب لاغری هر نیمرخ باید کوچکترین شعاع ژیراسیون منظور گردد).
- در طول یک عضو مرکب، حداقل دو نقطه اتصال میانی در نقاط یک سوم طول بین دو سر عضو موجود باشد.

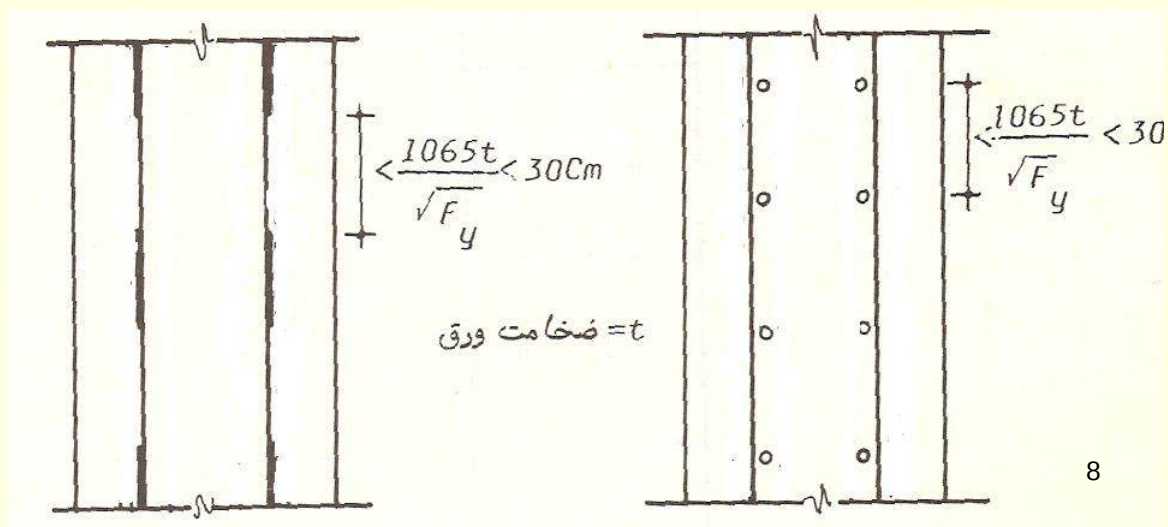
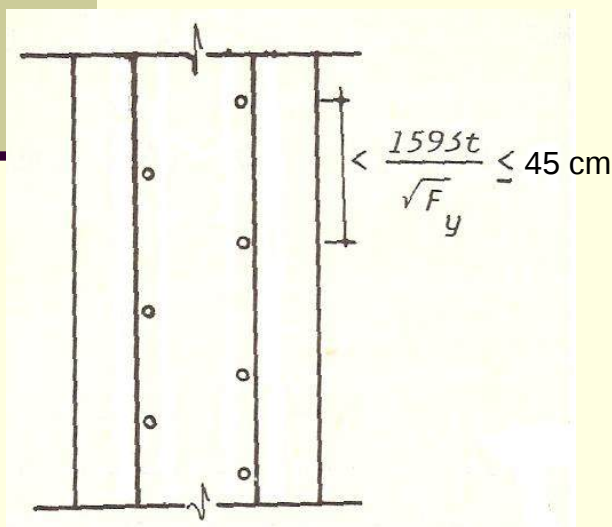


اعضای فشاری مرکب با اجزای در تماس با هم

در صورت اتصال اجزا توسط ورق خارجی (outside plate) فواصل پیچها و جوشهای منقطعی که ورق را به نیمرخها متصل می نمایند نباید کمتر از مقادیر زیر باشد:

- اگر عوامل اتصال روبروی هم باشند $\text{Min } (0.75t\sqrt{E/F_y}) = 1065t / \sqrt{F_y}, 30 \text{ cm}$
- اگر عوامل اتصال روبروی هم نباشند $\text{Min } (1.12t\sqrt{E/F_y}) = 1595t / \sqrt{F_y}, 45 \text{ cm}$

t = ضخامت نازکترین ورق پوششی خارجی

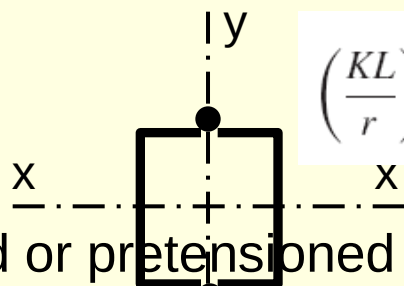


مقاومت طراحی اعضای فشاری مرکب با اجزای در تماس با هم

مقاومت طراحی این نوع ستونها براساس مطالب فصل پیشین، و با منظور نمودن اصلاح زیر تعیین می گردد:

اگر مد کمانش همراه با تغییر شکل نسبی (لغزش) باشد تنش های برشی در اتصالات بین نیمرخها ایجاد شده و ضریب لاغری KL/r با $(KL/r)_m$ جایگزین می شود:

i. برای اتصالات میانی پیچی معمولی (snug-tight bolted)



$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (E6-1)$$

در کمانش حول محور y بین نیمرخها لغزش ایجاد می شود

ii. برای اتصالات میانی جوشی و پیچی اصطکاکی (welded or pretensioned bolted)

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + 0.82 \frac{\alpha^2}{(1 + \alpha^2)} \left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \quad (E6-2)$$

مقاومت طراحی اعضای فشاری مرکب با اجزای در تماس با هم

که در این روابط:

$(KL/r)_o$ = ضریب لاغری عضو ستون مرکب به عنوان یک عضو یکپارچه

$(KL/r)_m$ = ضریب لاغری اصلاح شده عضو مرکب

α = فاصله بین اتصالات

r_i = شعاع ژیراسیون حداقل اجزای تشکیل دهنده ستون

r_{ib} = شعاع ژیراسیون جزء تکی نسبت به محور مرکزی آن موازی با محور کمانش

h = فاصله بین مراکز اجزا (نیمرخها) در امتداد عمود بر محور کمانش عضو

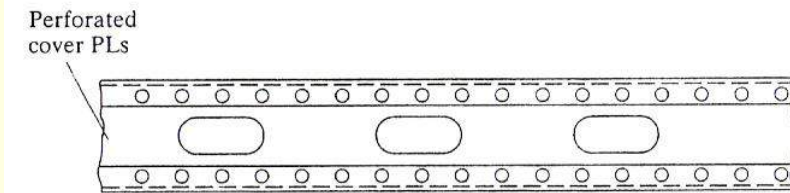
$\alpha =$ ضریب طبه (جداشدگی) $= h/2r_{ib}$

اعضای فشاری مرکب با اجزای بدون تماس با هم

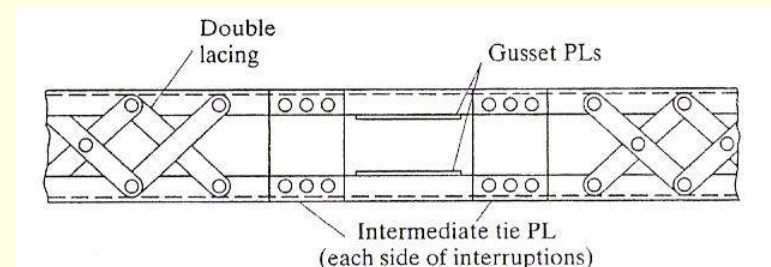
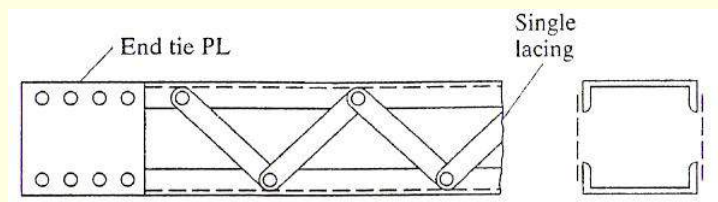
■ برای ضوابط اعضای فشاری مرکب مراجعه شود به AISC E6 p. 16.1-37

■ سطوح جانبی باز اعضای فشاری مرکب از چند نیمرخ را باید به روشهای زیر پوشاند:

1. توسط ورق پوششی ممتد با سوراخهای دسترسی (continuous perforated cover plate)



2. توسط بستهای چپ و راست (lacing) و با بستهای افقی (tie plates)



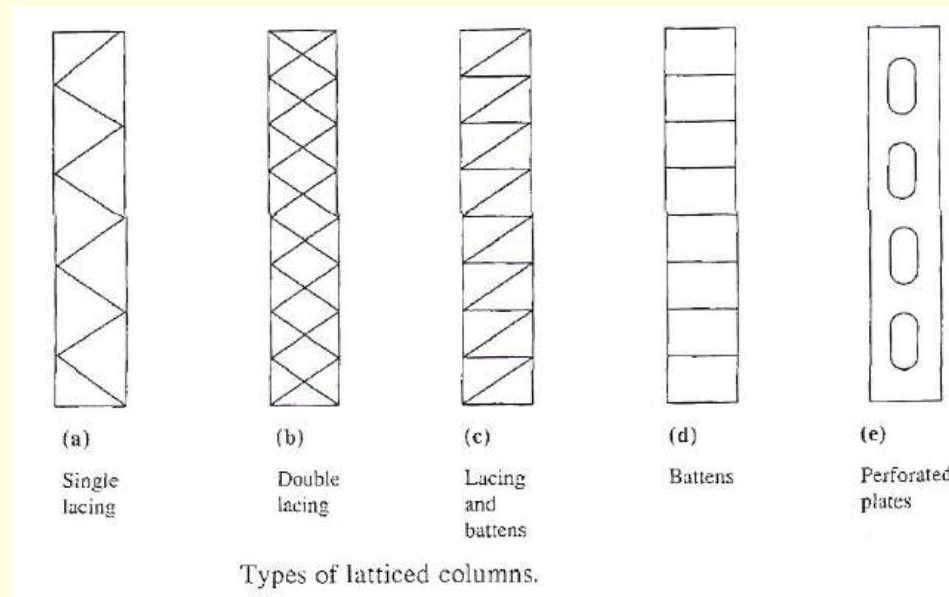
اعضای فشاری مرکب با اجزای بدون تماس با هم

نقش این اتصالات:

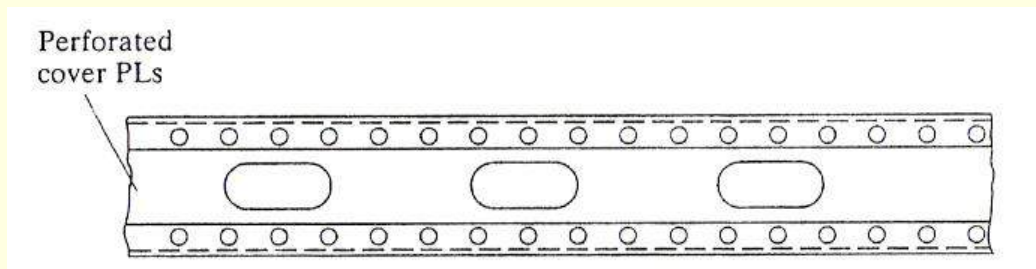
■ حفظ نیمرخهای مختلف ستون به موازات هم و در فاصله یکنواخت از هم و توزیع یکنواخت تنش بین آنها،

■ جلوگیری از کمانش انفرادی هر یک از اجزا

■ عملکرد عضو فشاری مرکب به صورت یک قطعه واحد تحت بار وارده



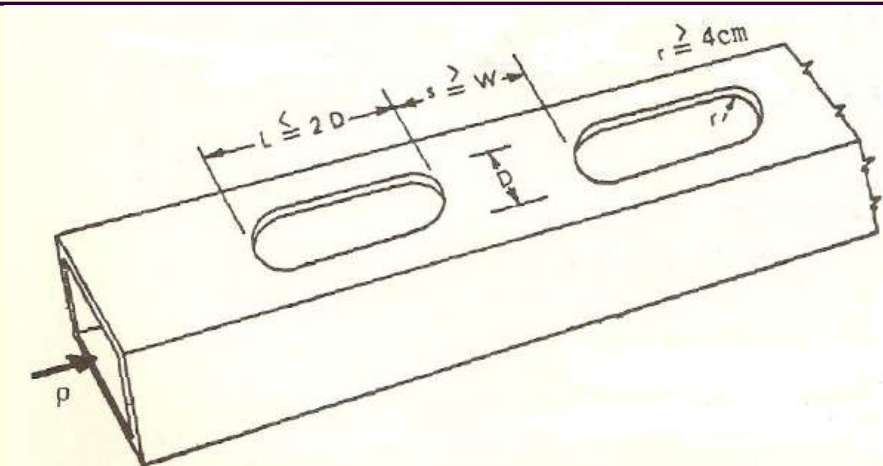
اعضای فشاری مرکب با ورق سوراخدار ممتد



مزایای ورقهای پوششی سوراخدار:

- (1) ساخت آنها با استفاده از دستگاه برش آسان است،
- (2) برخی آیین نامه ها سطح خالص ورق را در باربری عضو موثر می دانند البته بشرطی که ایجاد سوراخها بر اساس ضوابط تجربی مقرر شده (اسلاید بعدی)، صورت گیرد،
- (3) رنگ آمیزی اعضا ساده تر است.

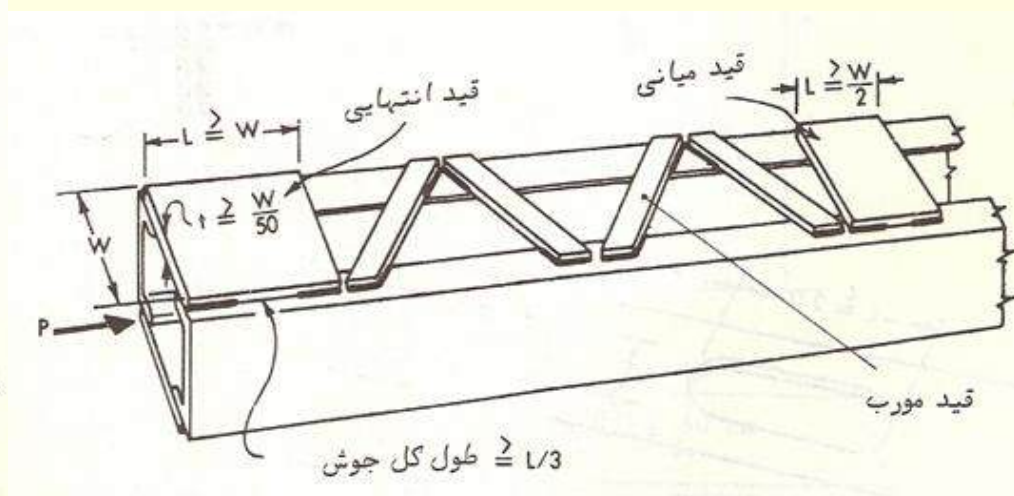
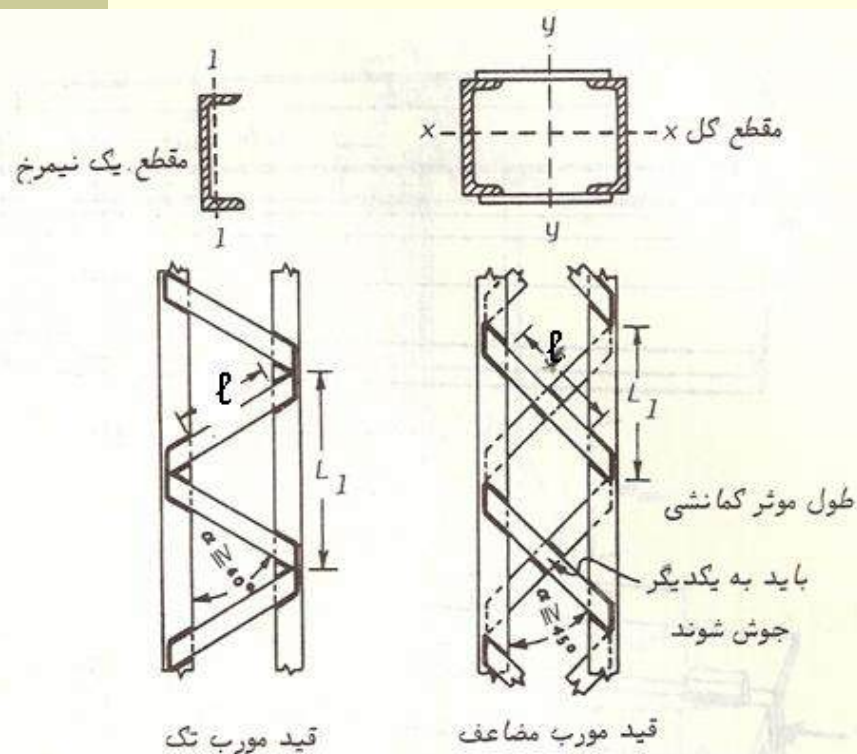
اعضای فشاری مرکب با ورق سوراخدار ممتد



اگر عرض باقیمانده (unsupported width) ورق در محل سوراخ حائز شرایط زیر باشد در مقاومت طراحی عضو مشارکت خواهد داشت:

- (1) نسبت عرض به ضخامت آن محدودیتهای بخش B4 آیین نامه را برآورده نماید (AISC05 Table B4.1 case 14).
- (2) نسبت طول سوراخ (در امتداد تنش) به عرض آن از دو تجاوز نکند،
- (3) فاصله خالص بین سوراخها در امتداد تنش، کمتر از فاصله عرضی بین نزدیکترین خطوط اتصال جوش یا پیچ نباشد،
- (4) محیط سوراخها در هیچ جایی، انحنایی با شعاع کمتر از ۴ سانتیمتر نداشته باشد.

اعضای فشاری مرکب با بست‌های چپ و راست و بست‌های افقی



ضوابط طراحی بست‌های افقی (قیدهای انتهایی، Tie plates)

■ در صورت بکارگیری بست‌های چپ و راست، باید در دو انتهای عضو فشاری و نیز در محلی که چپ و راست‌ها قطع می‌شوند از بست‌های افقی استفاده شود.

■ بست‌های افقی باید تا حد امکان به دو انتهای عضو نزدیک باشند،

■ طول بست‌های افقی انتهایی نباید کمتر از فاصله خطوط جوش یا پیچ اتصال دهنده آنها به اجزای (نیمرخها) عضو فشاری باشد و طول بست‌های افقی میانی نیز نباید از نصف این مقدار کمتر باشد.

■ ضخامت بست‌های افقی نباید کمتر از $1/50$ فاصله بین دو خط اتصال دو طرف آن باشد.

■ در صورت جوشکاری، کل طول جوش هر خط اتصال بست افقی نباید کمتر از $1/3$ طول بست باشد.

■ در صورت پیچکاری

فاصله پیچهای بست افقی از یکدیگر در جهت تنش، نباید بیش از ۶ برابر قطر پیچ باشد

✓ بست افقی باید در هر طرف خود حداقل با ۳ پیچ به نیمرخ اتصال یابد. ✓

ضوابط طراحی بست‌های چپ و راست (قیدهای مورب، Lacing)

- بست‌های چپ و راست معمولاً از نوع تسمه انتخاب می‌شوند ولی می‌توان از نبشی، ناودانی و یا سایر نیمرخ‌های نورد شده نیز برای این منظور استفاده کرد.
- بست‌های چپ و راست را باید طوری قرار داد که ضریب لاغری حداکثر L_1/r هر نیمرخ در بین اتصالات مربوطه از $3/4$ ضریب لاغری حاکم عضو بیشتر نشود،
- مقاومت برشی بست‌های چپ و راست در راستای عمود بر محور عضو فشاری مرکب، حداقل باید ۲٪ مقاومت فشاری طراحی عضو ($\phi_c P_n$) باشد.
- نسبت لاغری L/r برای بست‌های چپ و راست ساده (تکی) نباید بیشتر از ۱۴۰ باشد.
- نسبت لاغری L/r برای بست‌های چپ و راست زوج نباید بیشتر از ۲۰۰ باشد.
- بست‌های چپ و راست زوج باید در محل تقاطع به یکدیگر اتصال یابند.

ضوابط طراحی بست‌های چپ و راست (قیدهای مورب، Lacing)

- طول L برای محاسبه ضریب لاغری بست‌های چپ و راستی که در فشار قرار دارند را می‌توان برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:
 - طول آزاد تسمه بین جوشها یا پیچ‌های اتصال به نیمرخ‌های عضو مرکب (l)، برای بست‌های چپ و راست ساده،
 - ۷۰ درصد مقدار فوق ($0.70l$)، برای بست‌های چپ و راست زوج.
- زاویه بست‌های چپ و راست با امتداد محور عضو ارجح است کمتر از مقادیر زیر نباشد:
 - ❖ ۶۰ درجه، برای بست‌های چپ و راست ساده،
 - ❖ ۴۵ درجه، برای بست‌های چپ و راست زوج.
- اگر فاصله بین خطوط جوش یا پیچ دو سر بست بیش از ۳۸۰ mm باشد ارجح است که بست‌های چپ و راست زوج بکار روند و یا اینکه از نیمرخ نبشی استفاده شود.

مثال:

ستون مرکبی از دونوآدانی با فاصله پشت به پشت 25 cm برای تحمل بار ضریبدار $P_u=106 \text{ ton}$ طراحی نمایید.

حل:

الف) طراحی مقطع:

$$KL/r = 50 \rightarrow \phi_c F_{cr} = 1855 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A \geq P_u / \phi_c F_{cr} = 106000 / 1855 = 53.91 \text{ cm}^2 \text{ لازم}$$

USE 2UNP200

$$A = 2(32.2) = 64.4 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2(1910) = 3820 \text{ cm}^4 \leftarrow$$

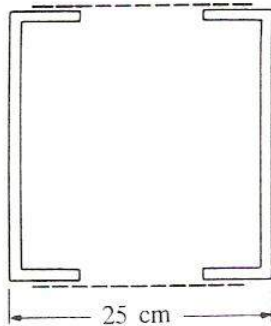
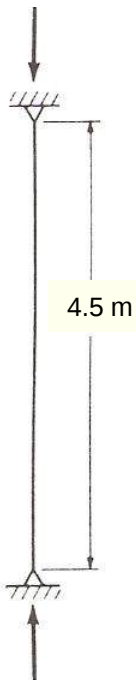
$$I_y = 2(148) + 2(32.2) (25/2 - 2.01)^2 = 7383 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{I_x / A} = \sqrt{(3820 / (2 \times 32.2))} = 7.70 \text{ cm}$$

$$KL/r = 1 \times 450 / 7.7 = 58.43 \rightarrow \phi_c F_{cr} = 1773 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = 1773 \times (2 \times 32.2) = 114.2 \text{ ton} > 106 \text{ ton O.K.}$$

$P_u=106 \text{ ton}$



$P_u=106 \text{ ton}$

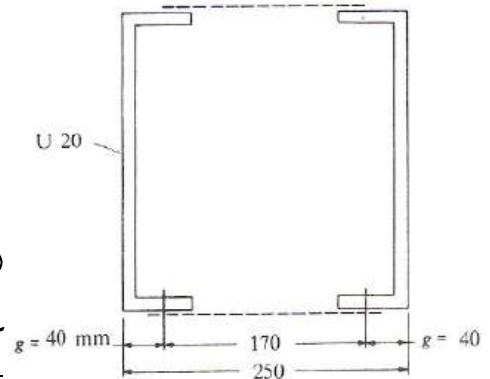
ادامه حل:

ب) طراحی بست‌های چپ و راست با اتصالات پیچی (قطر پیچها $\frac{3}{4}$ in):

بست چپ و راست ساده کافی است $\rightarrow 17 \text{ cm} < 38 \text{ cm}$ فاصله خطوط پیچ

زاویه چپ و راست ها با امتداد محور عضو 60° درجه انتخاب می شود

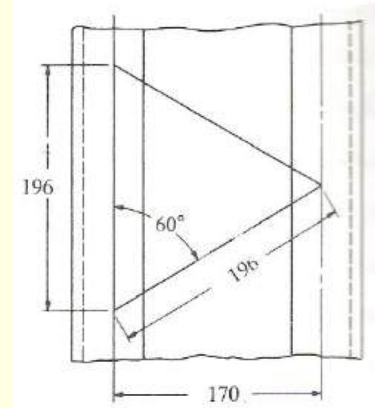
کنترل لاغری نیمرخ بین اتصالات:



$L = 17 / \cos 30 = 19.6 \text{ cm}$ طول ناودانی بین بست های چپ و راست

$L/r = 19.6 / 2.14 = 9.16 < (3/4) (58.43) = 43.82$

طراحی ابعاد مقطع چپ و راست ها:



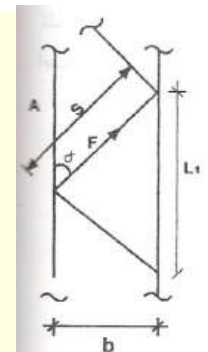
$V_u = 0.02 \phi c P_n$ مقاومت برشی حداقل بست های چپ و راست

$= 0.02(114.2) = 2282 \text{ kgf}$

$V_u/2 = 1141 \text{ kgf}$ نیروی برشی موثر بر هر صفحه چپ و راست

$F = V_u/2 \sin \alpha = 1141/(17/19.6)$ نیروی محوری موثر بر بست چپ و راست

$= 1315 \text{ kgf}$



ادامه طراحی ابعاد مقطع چپ و راست ها:

$$I = bt^3/12 \quad A=bt \quad r=\sqrt{I/A}=0.289t$$

با فرض اینکه حداکثر لاغری بسته‌های چپ و راست 140 باشد:

$$L/r=140 \quad 19.6/0.289t = 140 \quad t=0.484 \text{ cm}$$

$t=0.5 \text{ cm}$ انتخاب شد

$$L/r=19.6/(0.289(0.5))=136 \rightarrow \sigma_c F_{cr} = 841 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A \geq F / \sigma_c F_{cr} = 1315 / 841 = 1.56 \text{ cm}^2 \rightarrow (32 \times 5 \text{ mm})$$

فاصله لازم برای پیچ $\frac{3}{4}$ اینچ از لبه ورق 32 mm است لذا:

$$\text{طول هر تسمه چپ و راست} \geq 19.6 + 2(3.2) = 26 \text{ cm}$$

$PL260 \times 32 \times 5 \text{ mm}$ انتخاب شد.

طراحی ورقهای انتهایی قطعه (بست های افقی) :

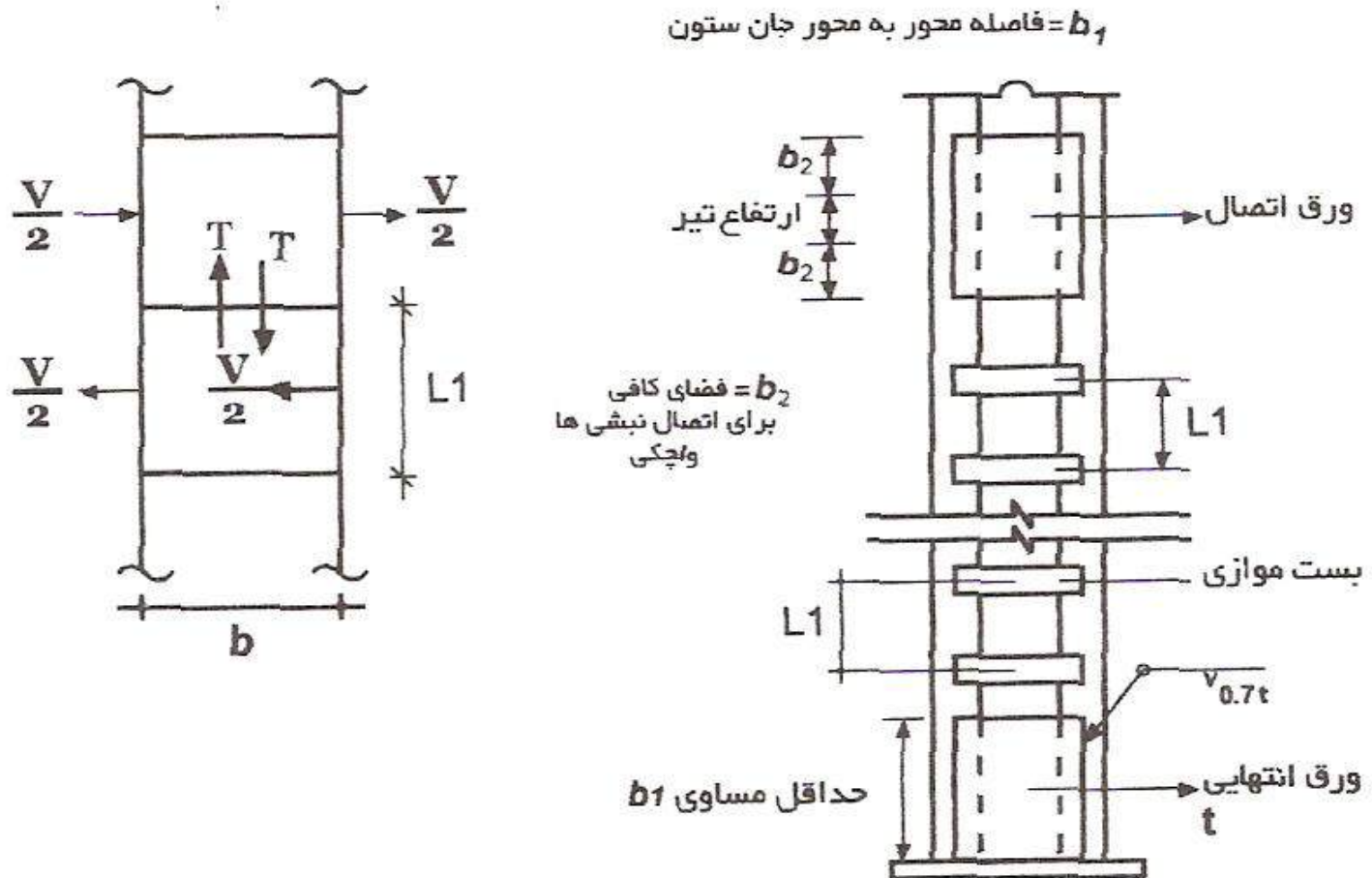
$$\text{حداقل طول} = 17 \text{ cm}$$

$$\text{حداقل ضخامت } t = 17 / 50 = 3.4 \text{ cm}$$

$$\text{حداقل عرض} = 17 + 2(3.2) = 23.4 \text{ cm}$$

$PL240 \times 170 \times 4 \text{ mm}$ انتخاب شد.

ستون با بست های موازی



شکل ۱۰-۱-۵-۵ ستون با بست های موازی

ت (ستونها و اعضای فشاری مرکب با بست موازی (شکل ۱۰-۱-۵-۵)

ستونها و اعضای فشاری مرکبی که از نیمرخها و بستهای موازی و عمود بر محور طولی عضو ساخته می شوند، باید شرایط زیر را داشته باشند :

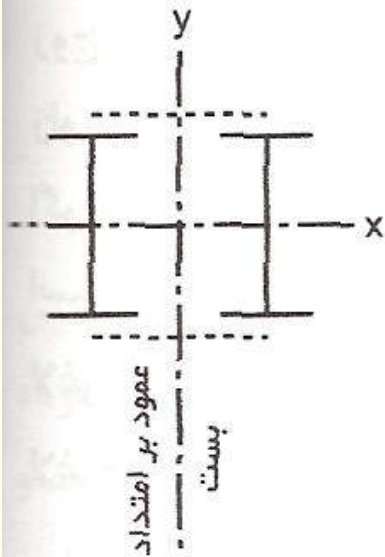
۱. بستهای میانی باید به تعدادی باشد که طول عضو فشاری (بین ورقهای قیدهای انتهایی) را حداقل به سه قسمت تقسیم کند.

۲. فاصله بستها از یکدیگر باید به اندازه ای باشد که ضریب لاغری

تک نیمرخ عضو فشاری $\left(\frac{L_1}{r_1} \right)$ در قسمتی که بین دو بست متوالی

قرار دارد، از ۴۰ و همچنین از $\frac{2}{3}$ ضریب لاغری (λ_y) بیشتر نشود.

λ_y ضریب لاغری عضو فشاری نسبت به محور $y-y$ (محور عمود بر امتداد بست) و L_1 فاصله مرکز به مرکز قیدها در امتداد طول عضو و r_1 شعاع ژیراسیون حداقل تک نیمرخ می باشد.



۳. بسته‌های موازی و اتصالات آنها باید برای تحمل لنگر خمشی و نیروی برشی وارده محاسبه شوند. فرض میشود لنگر و برش مؤثر بر بسته‌ها حاصل از نیروی برشی جانبی (V) میباشد که در امتداد عمود بر محور طولی عضو فشاری به موازات صفحه^{*} بسته‌ها عمل میکند و مقدار آن ۲ درصد بار محوری عضو فشاری به علاوه برش ناشی از نیروهای خارجی^{*} است و اثر آن بین یک جفت بست در روی دو سطح موازی عضو، به تساوی تقسیم می‌شود.

۴. بسته‌ها را میتوان از تسمه، ورق، ناودانی و یا نیمرخ I انتخاب کرد. اتصال بسته‌ها به نیمرخهای اصلی عضو فشاری باید توسط پیچ، پرچ و یا جوش دورادور صورت گیرد به طوری که هر اتصال و نیز مقطع هر بست در مقابل نیروی برشی طولی (عمود بر امتداد بست) $T_1 = \frac{V \cdot L_1}{2b}$ و لنگر خمشی $M_1 = \frac{V \cdot L_1}{4}$ مقاوم باشد.

در روابط فوق :

V = نیروی برشی جانبی ستون (طبق تعریف مندرج در زیر بند ۳ فوق) ،

L_1 = فاصله^{*} مرکز به مرکز بسته‌ها در امتداد طول عضو، مطابق شکل ۱۰-۱-۵-۵

b = فاصله بین مرکز هندسی اتصالهای دو سر بست است .

* در حالتی که ستون به صورت تیرستون عمل می‌کند.

۵. ورقهای انتهایی که در دو سر عضو فشاری قرار می گیرند، باید حداقل طولی (در امتداد محور طولی عضو) برابر با فاصله بین مراکز سطح نیمرخهای تشکیل دهنده عضو فشاری را داشته باشند. این ورقها باید با جوش دورادور با بعدی مساوی $0.7t$ و یا بعد جوش حداقل هر کدام که بزرگترند، به نیمرخها متصل شوند. t ضخامت ورق انتهایی است. ضخامت این ورقها نباید از $\frac{1}{4}$ فاصله بین مراکز هندسی اتصالات روی خود کمتر باشد.

۶. بستها باید حداقل ضخامتی برابر با $\frac{1}{4}$ فاصله بین مراکز هندسی اتصالات دو سر خود را داشته باشند. رعایت محدودیت اخیر برای بستهایی که از نیمرخ ناودانی و یا I با بالهای عمود بر سطح عضو فشاری تشکیل شده باشند، لازم نیست.

اگر در طرح عضو فشاری مرکب با بست های موازی تنها، محدودیتهای زیر بندهای ۱ تا ۶ فوق رعایت شده باشد، ضریب لاغری مؤثر (λ_{ye}) نسبت به محور $y-y$ (محور عمود بر صفحه بستها) را می توان از رابطه (۳-۵-۱-۱۰) تعیین کرد:

$$\lambda_{ye} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad (3-5-1-10)$$

در این رابطه $\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y}$ ضریب لاغری اسمی نسبت به محور $y-y$ و λ_1 ضریبی است که از رابطه (۴-۵-۱-۱۰) به دست می آید:

$$\lambda_1 = \frac{L_1}{r_1} \quad (4-5-1-10)$$

که در آن:

L_1 = فاصله مرکز به مرکز بست در امتداد طولی عضو،

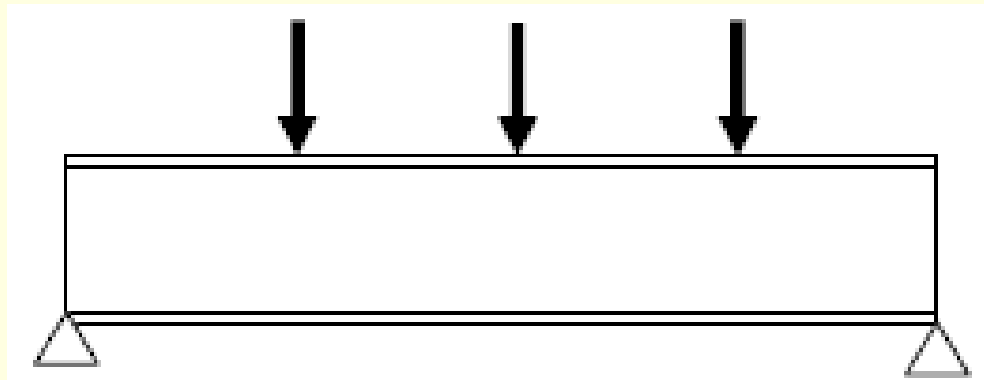
r_1 = شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از نیمرخهای فشاری تک می باشد.

Introduction to B E A M S

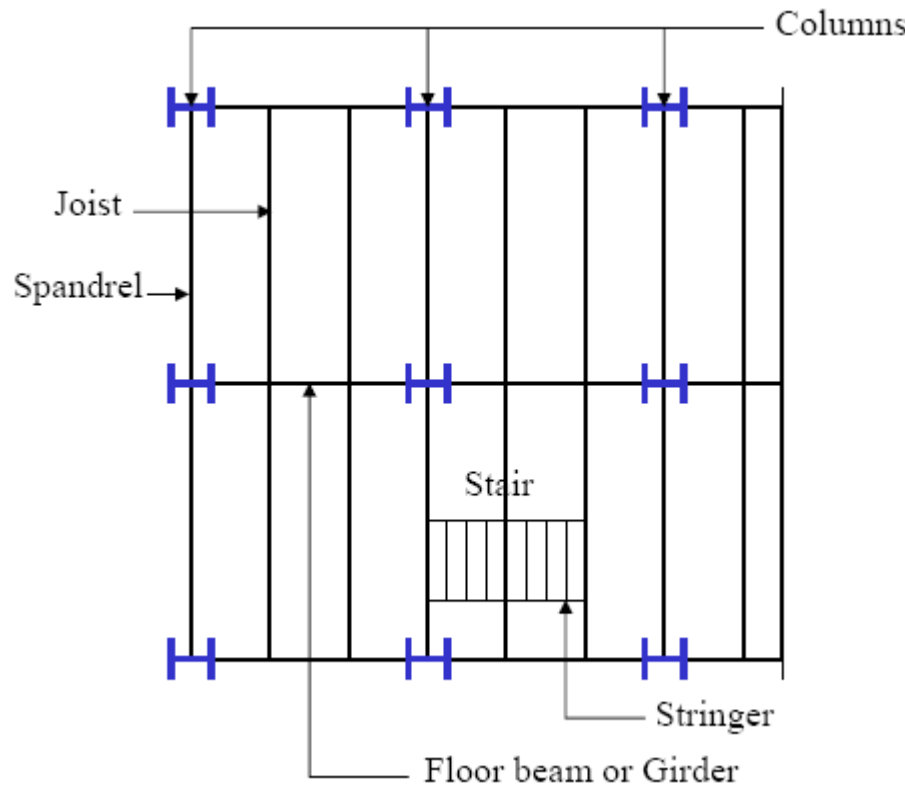
فصل پنجم- قسمت اول: مقدمه‌ای بر تیرها

مقدمه‌ای بر تیرها

- معمولاً به عضوی که تحت اثر بارهای جانبی قرار گیرد تیر می‌گویند.
- در صورتی که علاوه بر بار جانبی، نیروی محوری نیز موجود باشد عضو مزبور را تیرستون نامند.
- تیرها را اعضای خمشی flexure members نیز می‌نامند، طراحی تیرها بر اساس لنگر خمشی صورت می‌گیرد.



انواع تیرها



■ تیرهای فرعی (Joists): تیرهایی با فواصل کم از یکدیگر که بار کف‌ها یا سقف‌های ساختمان را به شاهتیرها حمل می‌کنند.

■ تیر اصلی (Spandrel): تیرهایی که در لبه‌های خارجی ساختمان قرار گرفته و بار دیوارهای خارجی، بخشی از بار کف و یا ورودی ساختمان را تحمل می‌کنند. چنین عضوی می‌تواند یک تیر اصلی، و یا تیری اصلی از نوع شاهتیر باشد.

■ شاهتیر (Girder): عضوی که بار تیرهای دیگر را تحمل کرده و به ستونها منتقل می‌نماید.

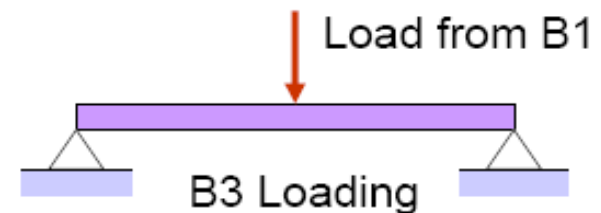
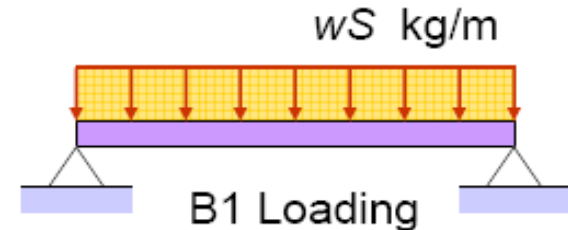
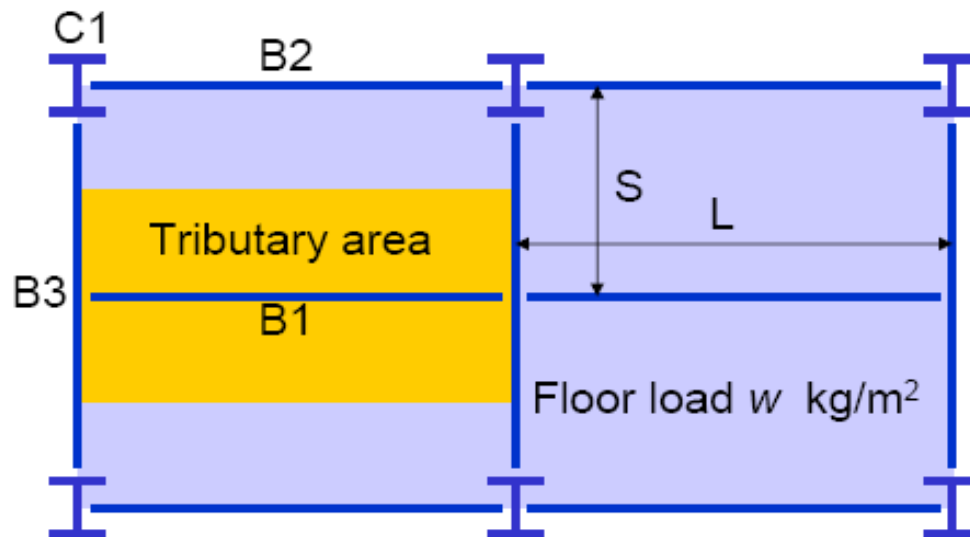
انواع تیرها

- نعل درگاه (Lintel): تیری که روی بازشو دیوار قرار گرفته و بار دیوار روی بازشو را تحمل می‌کند.
- لاپه (Purlin): تیری که بار پوشش سقف در ساختمانهای صنعتی را تحمل کرده و به خرپا یا قاب اصلی ساختمان صنعتی انتقال می‌دهد.
- تیر شیروانی، تیر شیب (Rafter): عضوی غالباً مورب که بار لاپه‌ها و تیرهای فرعی را تحمل می‌کند.
- تیر طولی (Stinger): تیرهای طولی در که به موازات طول پل قرار داشته و بار عبورگاه پل را تحمل می‌کنند، عمود بر این تیرها، تیرهای کف قرار دارند که بار عبورگاه را از تیرهای طولی به شاهتیرهای پل یا خرپاها منتقل می‌نمایند.

Loading on Beams

Tributary area = Area for which the beam is supporting

One-way Floor System ($m = S/L < 0.5$)

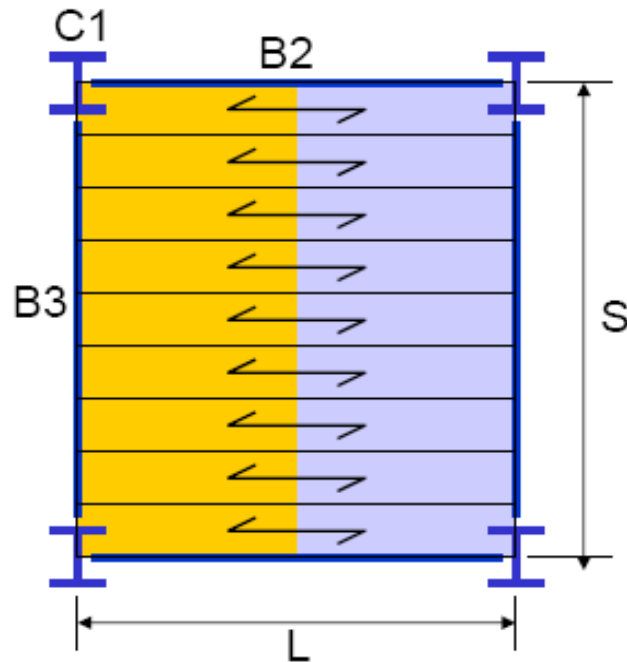
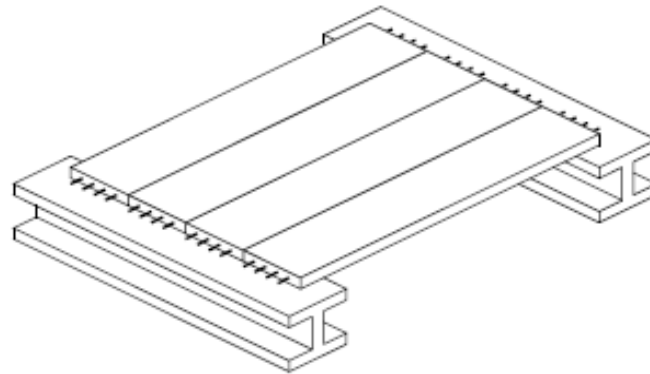


B1 = Secondary Beam

B3 = Primary Beam

If span of B3 is too large, more secondary beam may be used.

Precast Concrete Slab

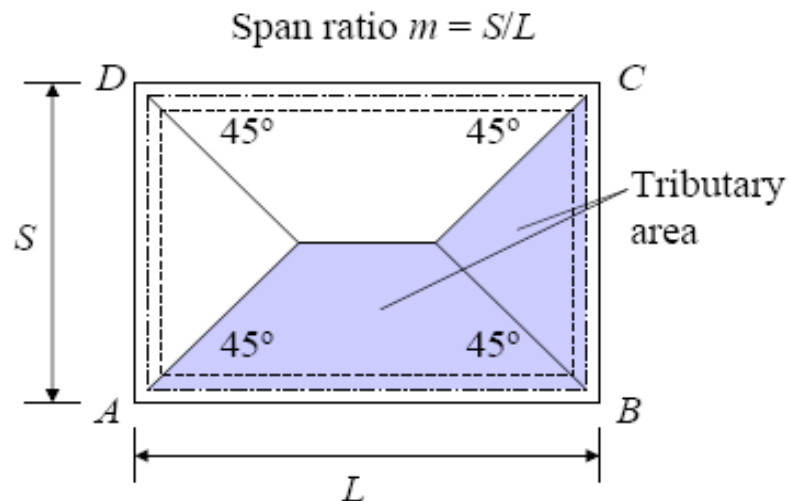


Floor load = w kg/sq.m

Tributary area = $0.5SL$ sq.m

Load on beam = $0.5wSL$ kg/m

Two-way Slab



Short span (BC):

Floor load = w kg/sq.m

Tributary area = $S^2/4$ sq.m

Load on beam = $wS/4 \rightarrow wS/3$ kg/m

Long span (AB):

Floor load = w kg/sq.m

Tributary area = $SL/2 - S^2/4 = \frac{S^2}{4} \left(\frac{2-m}{m} \right)$ sq.m

Sections Used as Beams

مقاطع متداول برای تیرها

- مقاطع I شکل متداولترین و اقتصادیترین مقاطع تیر هستند.
- مقاطع IPE دارای ممان اینرسی بالایی بوده و نسبت به سایر نیمرخها دارای راندمان مقاومتی (نسبت اساس مقطع به وزن واحد طول) بیشتری هستند.
- مقاطع INP که دارای شیب در سطح داخلی بال هستند (نظیر مقاطع S امریکایی) دارای راندمان مقاومتی کمتر و استفاده محدودی می‌باشند. استفاده از این مقاطع زمانی مطلوبیت خواهد داشت که:
 - عرض کم بال مطلوب باشد،
 - و یا نیروی برشی بالایی وجود داشته باشد،
 - و یا نیاز به ضخامت زیاد بال در مجاورت جان باشد (مثلا در ریل‌های جرثقیل)

Sections Used as Beams

مقاطع متداول برای تیرها

■ مقاطع ناودانی دارای استفاده کمی بوده لیکن در موارد زیر کاربرد دارند:

- تیرهایی که بار سبکی تحمل می کنند نظیر لایه ها،
- زمانی که بار تیر باید کم عرض باشد.

■ مقاطع Z شکل در بامهای شیبدار به عنوان لایه سقف بر مقاطع I شکل ارجحیت دارند زیرا نیروی وارد بر لایه Z شکل تقریباً از مرکز برش عبور می نماید.

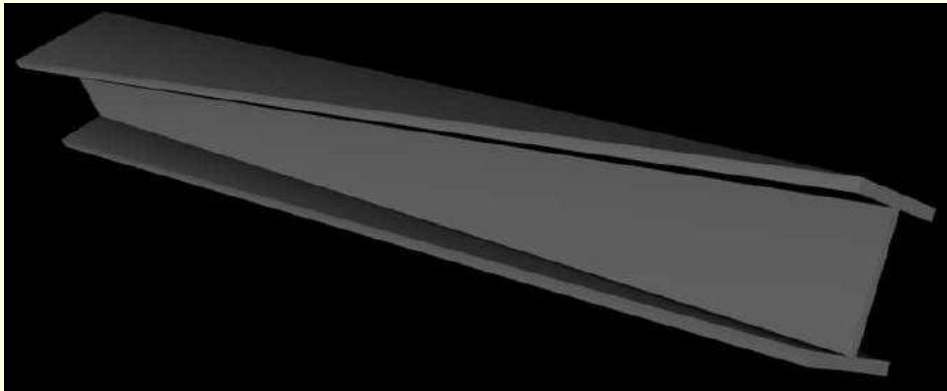
■ معمولاً ناودانی ها و نیمرخهای Z شکل مقاومت کمی در برابر بارهای عمود بر جان خود دارند لذا برای پایدارسازی آنها از میل مهار (sag rod) استفاده می شود.

■ مقاطع مرکب، تیرهای لانه زنبوری و تیرهای ساخته شده از میلگرد از جمله سایر انواع مقاطع متداول برای تیرها هستند.

Design Beams

طراحی تیر

- بال فشاری تیر مانند یک ستون عمل می کند و در صورت عدم تامین مهار جانبی کافی ممکن است کمانه کند.
- پدیده کمانش بال فشاری تیر را کمانش جانبی-پیچشی (lateral-torsional buckling) می نامند بروز این پدیده باعث کاهش ظرفیت لنگر خمشی عضو تیر می شود.
- تعبیه مهار جانبی کافی باعث جلوگیری از کمانش جانبی-پیچشی می شود (به واسطه کاهش طول کمانش).
- یک روش برای مهار نمودن تیر، قرار دادن آن در توده توپر می باشد (مثلا قرار دادن تیرچه و بلوک بین دو تیر و انجام بتن ریزی)
- برای مقاوم نمودن تیر در برابر کمانش جانبی-پیچشی می توان از مقاطع با بالهای پهن تر و یا مقاطع بسته استفاده نمود.



Design Beams

طراحی تیر

■ رابطه فاصله بین مهارهای جانبی و ظرفیت لنگر خمشی تیر در شکل مقابل نشان داده شده است.

■ در صورت تامین مهار جانبی کافی خرابی تیر با تسلیم بال فشاری همراه خواهد بود.

■ در صورت عدم تامین مهار جانبی کافی خرابی تیر با کمانش جانبی-پیچشی همراه خواهد بود.

■ طراحی تیرها بر اساس ضوابط

AISC Chapter F p.16.1-44 انجام می گیرد.

■ ملاحظات طراحی در آیین نامه AISC

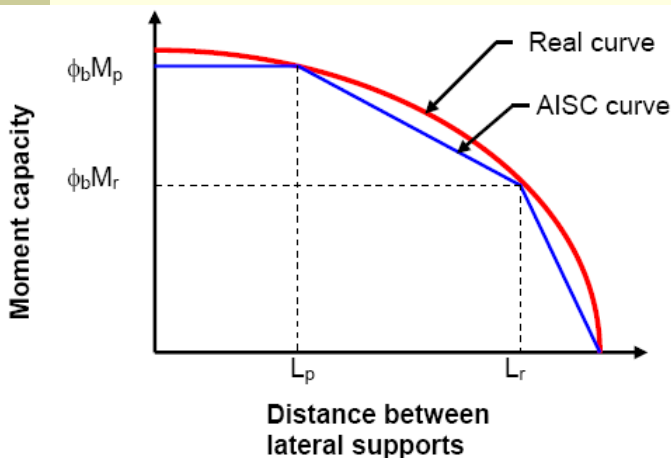
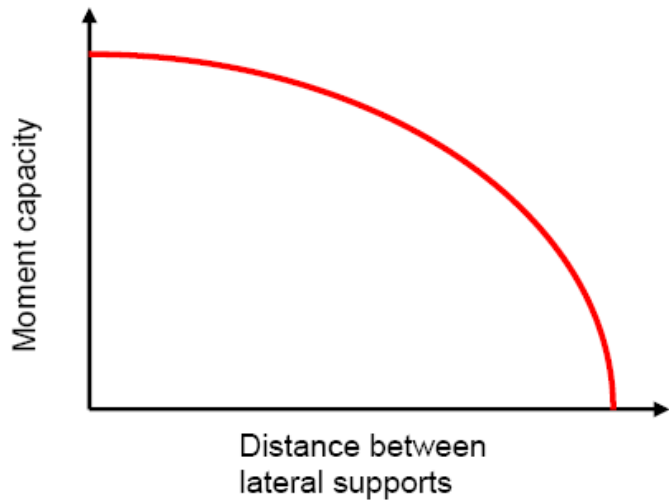
■ طراحی تیر برای تسلیم

■ طراحی تیر برای کمانش جانبی-پیچشی

■ البته حالات حدی دیگری نظیر کمانش موضعی بال،

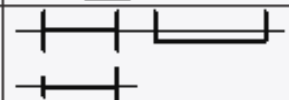
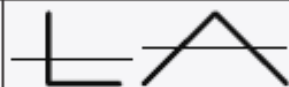
کمانش موضعی جان و تسلیم کششی بال از دیگر

ملاحظات مطرح در طراحی تیرها می باشند.



طراحی تیر

TABLE User Note F1.1
Selection Table for the Application
of Chapter F Sections

Section in Chapter F	Cross Section	Flange Slenderness	Web Slenderness	Limit States
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, FLB, WLB
F8		N/A	N/A	Y, LB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, FLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Unsymmetrical shapes	N/A	N/A	All limit states

Y = yielding, LTB = lateral-torsional buckling, FLB = flange local buckling, WLB = web local buckling, TFY = tension flange yielding, LLB = leg local buckling, LB = local buckling, C = compact, NC = noncompact, S = slender

راهنمای کاربرد بخش های مختلف فصل
طراحی اعضای خمشی آیین نامه AISC در
AISC Chapter F Table F1. p.16.1-45
آورده شده است.

طراحی تیر برای تسلیم

- در صورتی که تیر دارای مهار جانبی کافی باشد با تسلیم بال فشاری تیر خراب می شود.
- در این حالت لنگر خمشی طراحی تیر بر اساس لنگر خمیری مقطع تعیین می شود.
- مقاومت خمشی طراحی موجود طبق آیین نامه AISC به صورت زیر محاسبه می شود:

Available Design Flexural Strength = $\phi_b M_n$ (LRFD method)

Allowable Design Flexural Strength = M_n / Ω_b (ASD method)

$$\phi_b = 0.9 \quad ; \quad \Omega_b = 1.67$$

M_n = nominal flexural moment = مقاومت خمشی اسمی

= M_p = Plastic moment = لنگر خمیری

$$= F_y Z_x$$

Z_x = plastic section modulus = اساس مقطع خمیری

Bending Stresses

تنشهای خمشی

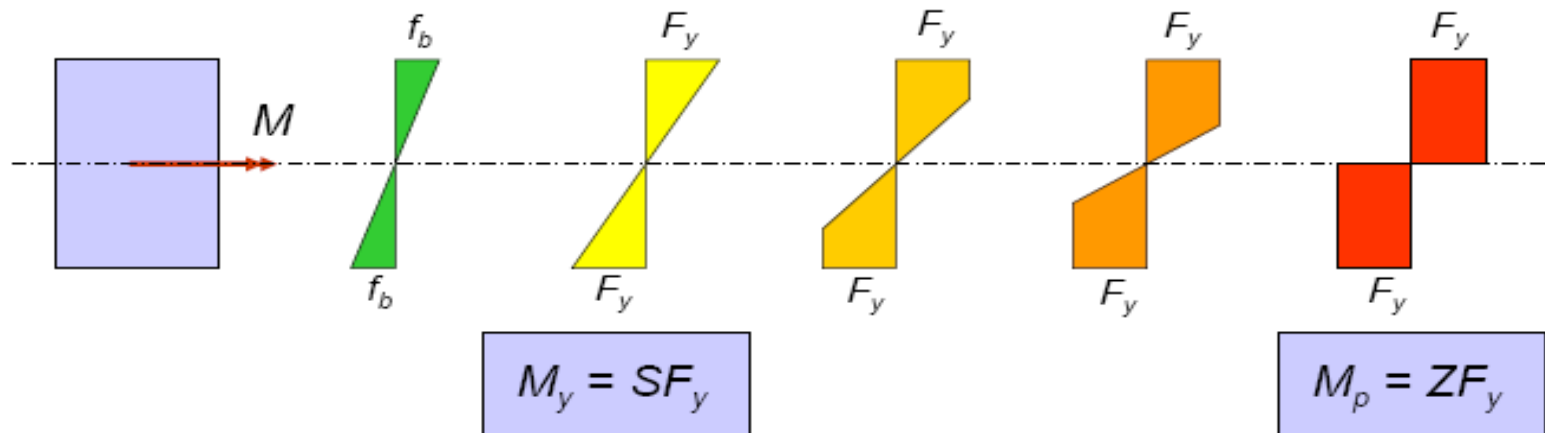
بررسی رفتار تیری با مقطع مستطیلی، که بخش فشاری آن دارای مهارهای جانبی کامل است، تحت اثر لنگر خمشی وارده:

■ تنش در تیر در حوزه ارتجاعی (elastic limit) به صورت خطی تغییر کرده و مقدار آن در تار خارجی عبارتست از:

$$f_b = M c / I = M / S$$

f_b = Bending Stress = تنش خمشی

$S = I / c$ = Section Modulus = اساس مقطع ارتجاعی



تغییرات خطی تنش تا هنگامی که تار خارجی به تنش تسلیم برسد برقرار خواهد بود. لنگری که در آن تار خارجی مقطع به تنش تسلیم برسد لنگر تسلیم $Yield\ Moment$ ، M_y ، نامیده می شود:

$$M_y = S F_y$$

در صورت افزایش لنگر وارده از لنگر تسلیم، در تیری ساخته شده از فولاد معمولی:

■ تارهای خارجی تیر که قبلاً به تنش تسلیم رسیده اند در همان تنش باقی مانده ولی ازدیاد طول پیدا خواهند کرد،

■ تارهای دیگر مقطع وظیفه تامین لنگر اضافی مقاوم را عهده دار خواهند شد،

■ تارهای بیشتری از مقطع با افزایش لنگر جاری خواهند شد.

■ با افزایش لنگر وارده در نهایت کل مقطع جاری شده، مفصل خمیری $Plastic\ Hinge$ در تیر ایجاد می شود.

■ با تشکیل مفصل خمیری تیر قادر به تحمل لنگر اضافی نبوده و تحت کوچکترین لنگر اضافی در مقطع مفصل خمیری دوران خواهد کرد.

Bending Stresses

تنشهای خمشی

لنگری که در اثر آن کل مقطع جاری شده و مفصل خمیری تشکیل می شود لنگر خمیری
Plastic Moment ، M_p ، نامیده می شود:

$$M_p = Z F_y$$

Z = Plastic Section Modulus = اساس مقطع خمیری

نسبت لنگر خمیری به لنگر تسلیم، ضریب شکل Shape Factor نامیده می شود:

$$M_p / M_y = Z F_y / S F_y = Z/S$$

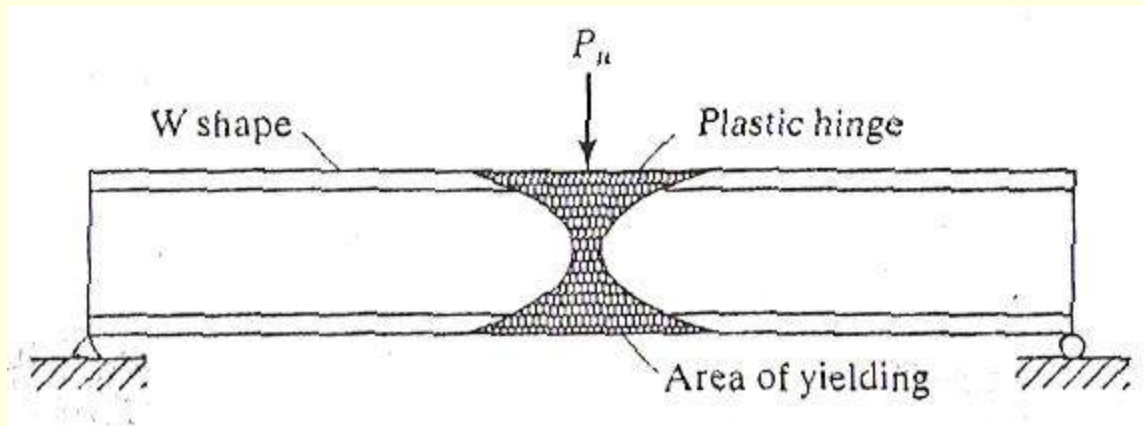
ضریب شکل برای مقطع مستطیلی برابر با 1.5 است.

بررسی تشکیل مفصل خمیری در تیر ساده تحت بار متمرکز در وسط تیر:

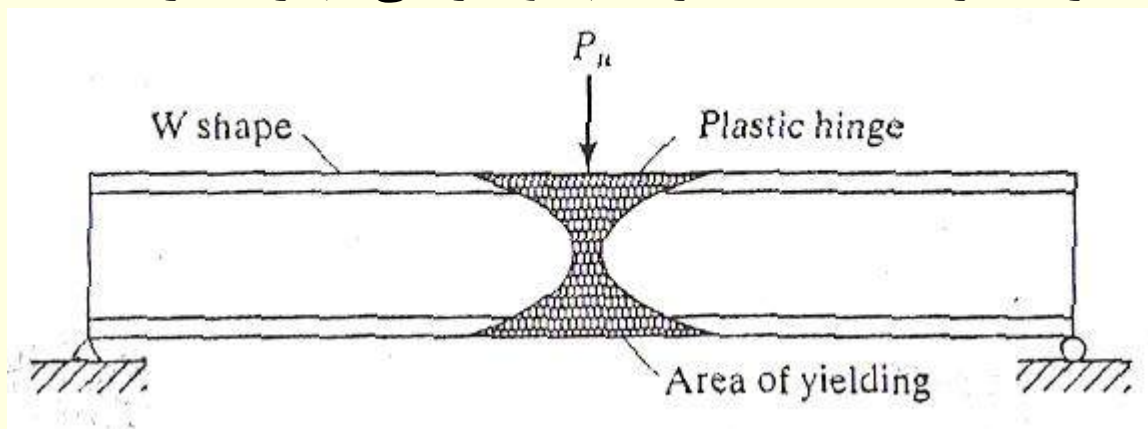
■ در اثر افزایش تدریجی بار، با رسیدن تنش در تار خارجی مقطع تیر به تنش تسلیم، لنگر خمشی به لنگر تسلیم، M_y ، می رسد.

■ با افزایش مجدد بار، تارهای خارجی دیگری از تیر شروع به تسلیم نموده و خمیری شدن تیر به مقاطع دیگری غیر از مقطع لنگر حداکثر مطابق شکل گسترش می یابد.

■ در طی افزایش بار، تارهای داخلی نیز در مقطع لنگر حداکثر، بتدریج جاری می شوند تا اینکه کل ارتفاع نیمرخ در آن مقطع جاری شده و مفصل خمیری طبق شکل ایجاد می شود.



- طول ناحیه جاری شده تیر بستگی به وضعیت بارگذاری و شکل نیمرخ دارد:
- اگر بار وارده متمرکز بوده و شکل مقطع مستطیلی باشد طول قسمت خمیری شده تیر به $1/3$ طول دهانه تیر می‌رسد،
- اگر بار وارده متمرکز بوده و شکل مقطع IPE و W باشد طول قسمت خمیری شده تیر به $1/8$ طول دهانه تیر خواهد بود.
- اگر چه اثر مفصل خمیری در طولی از دهانه تیر گسترش می‌یابد ولی فرض می‌شود که این مفصل فقط در یک مقطع از تیر وجود داشته باشد.
- طول ناحیه خمیری، در محاسبه تغییرمکانها و طراحی مهارها دارای اهمیت بسیاری است.



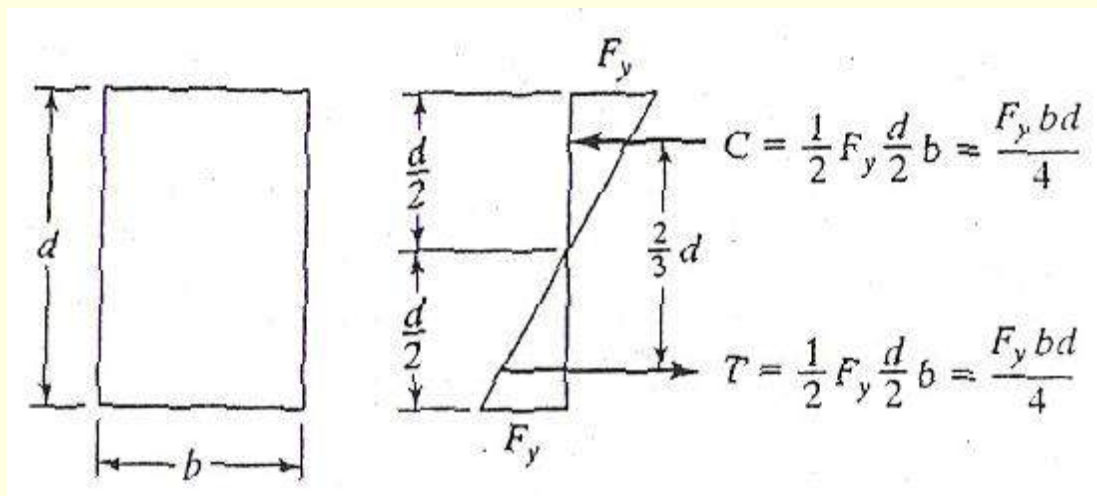
The Plastic Modulus

اساس مقطع خمیری

محاسبه لنگر تسلیم، M_y ، به یکی از دو روش زیر امکان پذیر است:
■ از حاصلضرب تنش تسلیم در اساس مقطع ارتجاعی

$$M_y = F_y S = F_y I/c = F_y bd^2/6$$

■ با محاسبه لنگر مقاوم داخلی در شکل زیر (حاصلضرب C یا T در بازوی لنگر بین آن دو)
 $M_y = (F_y bd/4) (2d/3) = F_y bd^2/6$



The Plastic Modulus

اساس مقطع خمیری

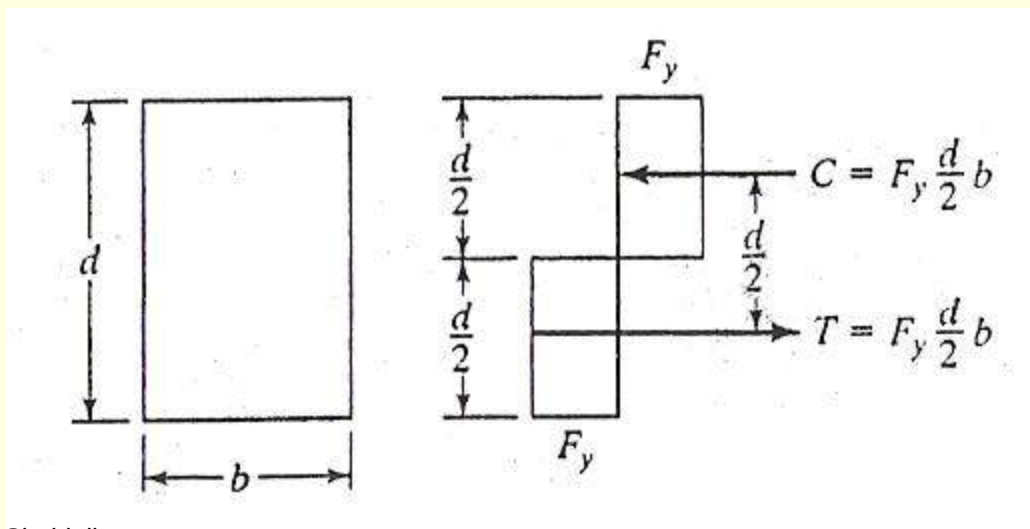
محاسبه لنگر خمیری، M_p ، (که در صورت تامین مهار جانبی کافی برابر با لنگر اسمی M_n نیز هست) به طریقی مشابه روش دوم انجام می گیرد:

$$M_p = M_n = T d/2 = C d/2 = (F_y b d/2) (d/2) = F_y b d^2/4$$

$$M_p = F_y Z = \text{اساس مقطع خمیری} \times \text{تنش تسلیم}$$

به این ترتیب اساس مقطع خمیری برای مقطع مستطیلی عبارتست از:

$$Z = b d^2/4$$



The Modulus Plastic

اساس مقطع خمیری

اساس مقطع خمیری، Z ، برابر با جمع لنگر سطح، سطوح تحت کشش و فشار حول تار خنثی است.

تنها در صورتی که مقطع شکل متقارنی داشته باشد محل تار خنثی در محدوده خمیری بر محل تار خنثی در محدوده ارتجاعی منطبق خواهد بود.

در تعیین محل تار خنثی در محدوده خمیری باید به این نکته توجه شود که سطح تحت فشار باید با سطح تحت کشش برابر باشد.

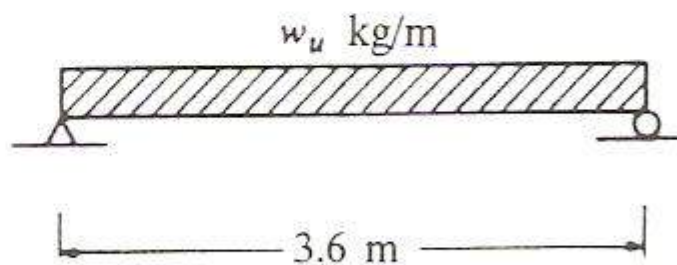
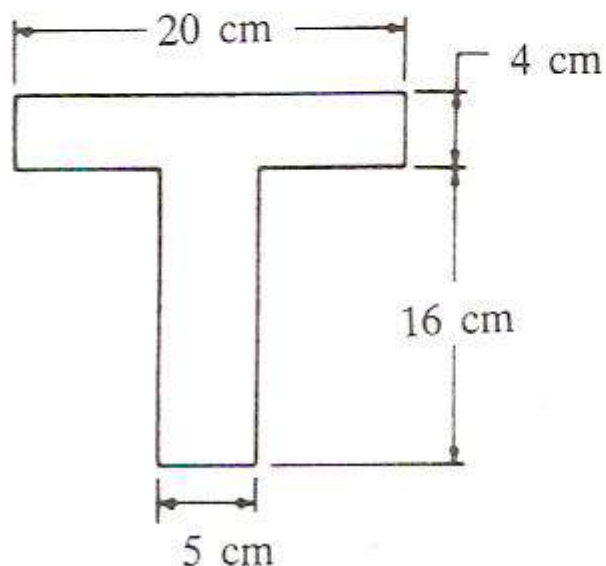
ضریب شکل (shape factor) برای مقطع مستطیلی برابر است با:

$$\frac{M_p}{M_y} = \frac{F_y Z}{F_y S} = \frac{Z}{S} = \frac{bd^2 / 4}{bd^2 / 6} = 1.5$$

ضریب شکل برای دیگر انواع مقاطع را نیز میتوان براساس روش فوق تعیین کرد. برای مقاطع دایره ای شکل مقدار آن 1.7 و برای مقاطع I شکل بین 1.1 تا 1.2 خواهد بود.

مثال ۸-۱

برای تیر فولادی شکل زیر مقادیر M_z ، M_y و Z رامعین کنید و هرگاه دهانه تیر 3.6 m و تنش تسلیم فولاد $F_y = 2333 \text{ kg/cm}^2$ باشد. ضریب شکل و بار گسترده یکنواخت اسمی که تیر قادر به تحمل آن است معین شود.



حل:

طرح ارتجاعی:

$$A = 20 \times 4 + 16 \times 5 = 160 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{80 \times 2 + 80 \times 12.0}{160} = 7 \text{ cm}$$

از تار بالا

$$I = (20 \times 20^3/3 - 15 \times 16^3/3) - (20 - 7.0)^2(160) = 5813 \text{ cm}^4$$

$$S_{\min} = \frac{I}{c} = \frac{5813}{20 - 7} = 447 \text{ cm}^3$$

$$M_y = F_y S_{\min} = 2333 \times \frac{447}{100} = 10429 \text{ m kg}$$

طرح خمیری: تار خنثی در تار پایین بال قرار دارد.

$$Z = 80 \times 2 + 80 \times 8 = 800 \text{ cm}^3$$

$$M_n = F_y Z = 2333 \times \frac{800}{100} = 18664 \text{ m kg}$$

$$\text{ضریب شکل} = \frac{M_n}{M_y} \text{ یا } \frac{Z}{S} = \frac{18664}{10429} = 1.79$$

$$M_n = \frac{w_n L^2}{8} =$$

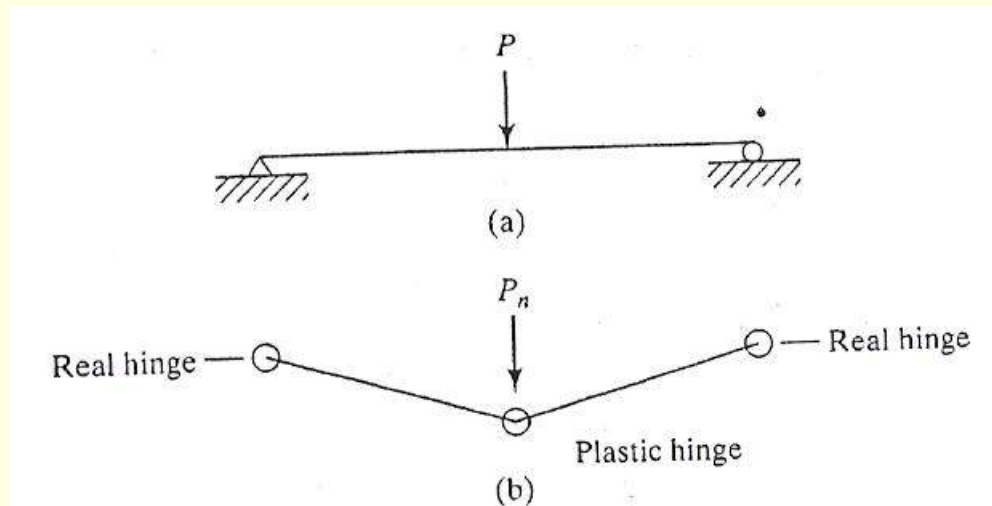
$$w_n = \frac{8 \times 18664}{3.6^2} = 11520 \text{ kg/m}$$

مکانیزم خرابی (شکست) - در سازه های معین

The Collapse Mechanism

در تیر ساده ای که تحت بار متمرکز در وسط دهانه قرار دارد با افزایش بار و رسیدن آن به تراز بار P_n ، مفصل خمیری در مقطع لنگر حداکثر (زیر بار) ایجاد شده و سازه ناپایدار می گردد.

افزایش مجدد بار باعث خرابی سازه شده و بار حداکثر، بار اسمی P_n قابل تحمل توسط سازه خواهد بود.



بنابراین:

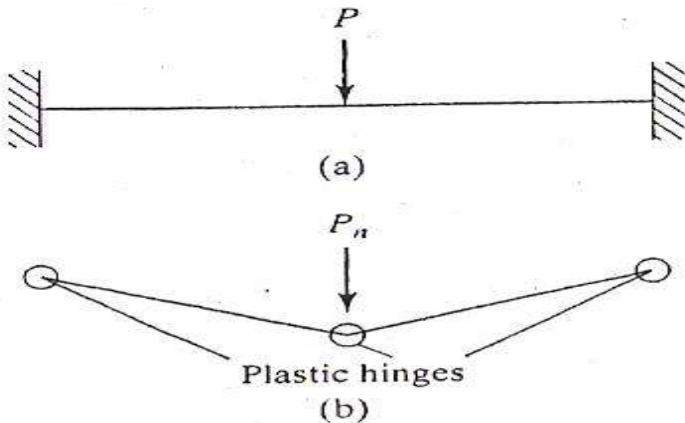
سازه ای که از نظر استاتیکی معین باشد با تشکیل یک مفصل خمیری دچار خرابی خواهد شد.

مکانیزم خرابی - در سازه های نامعین

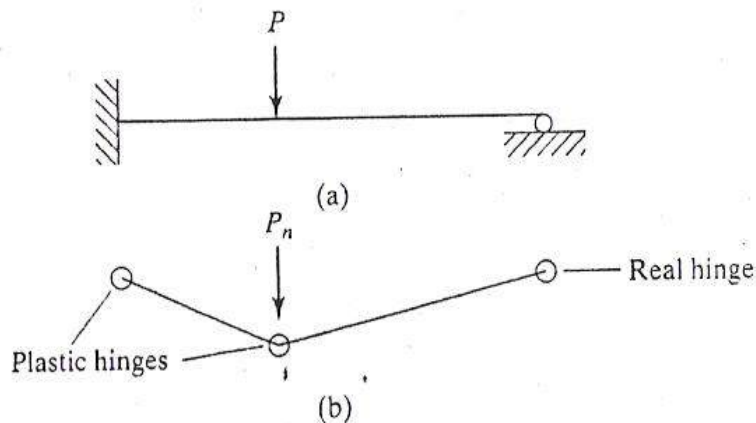
- در یک سازه نامعین پس از تشکیل یک مفصل خمیری، در صورتی که پیکربندی هندسی سازه اجازه دهد، امکان افزایش بار بدون خرابی سازه وجود خواهد داشت.
- در زمان افزایش بار مفصل خمیری عینا مانند یک مفصل واقعی عمل کرده، قادر به تحمل لنگر اضافی نخواهد بود لذا بازتوزیع لنگر در سازه اتفاق می افتد.
- با تشکیل مفصل های خمیری بیشتر و رسیدن تعداد آنها به حد لازم، سازه دچار خرابی می شود.
- آرایشی از مفصل های خمیری و واقعی که سبب خرابی سازه می شود مکانیزم (mechanism) نامیده می شود.
- در سازه های نامعین برای خرابی سازه (تشکیل مکانیزم خرابی) معمولا باید بیش از یک مفصل خمیری ایجاد شود.
- در تحلیل خمیری باید همه مکانیزم های ممکن خرابی مورد بررسی قرار گیرد تا مکانیزم خرابی صحیح به ازای کمترین مقدار بار تعیین شود.

مکانیزم خرابی - در سازه های نامعین

یک تیر دوسر گیردار با تشکیل سه مفصل خمیری به یک مکانیزم تبدیل می شود.



در یک تیر یک سر گیردار - یک سر مفصل با تشکیل دو مفصل خمیری، یک مکانیزم ایجاد می شود (وجود سه مفصل در یک امتداد).



فرضیات تئوری تحلیل خمیری

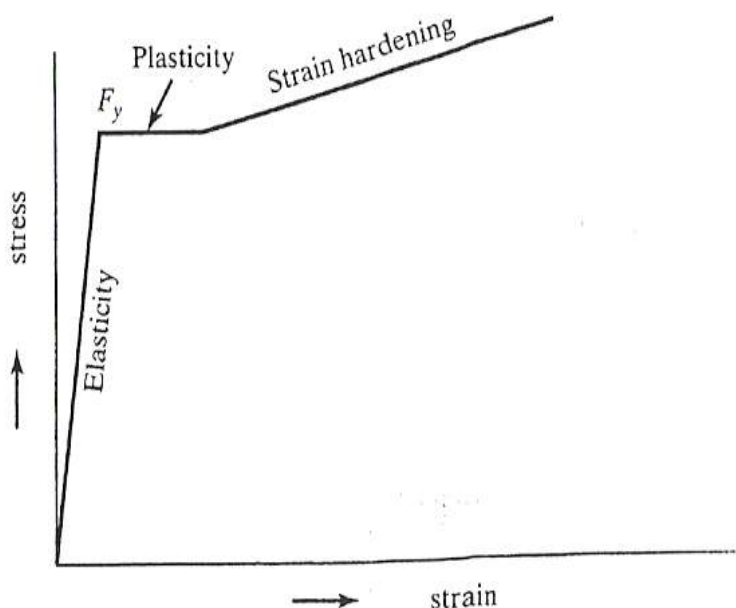
■ نمودار تنش-کرنش به صورت ایده آل نشان داده شده

■ انطباق نقطه تسلیم و نقطه حد خطی

■ وجود ناحیه سخت شدگی کرنش (که در آن فولاد قادر به تحمل تنش بالاتری است). البته در این رابطه لازم به تذکر است که:

■ عملاً در این حوزه، کرنش آنچنان بالاست که استفاده عملی ندارد،

■ هرچند که مقدار سخت شدگی کرنشی در نمودار قابل توجه است لیکن به دلیل کمانش غیرارجاعی قدرت باربری مقطع بیش از M_n نخواهد بود.



روش کار مجازی برای تحلیل خمیری سازه ها

The Virtual –work Method

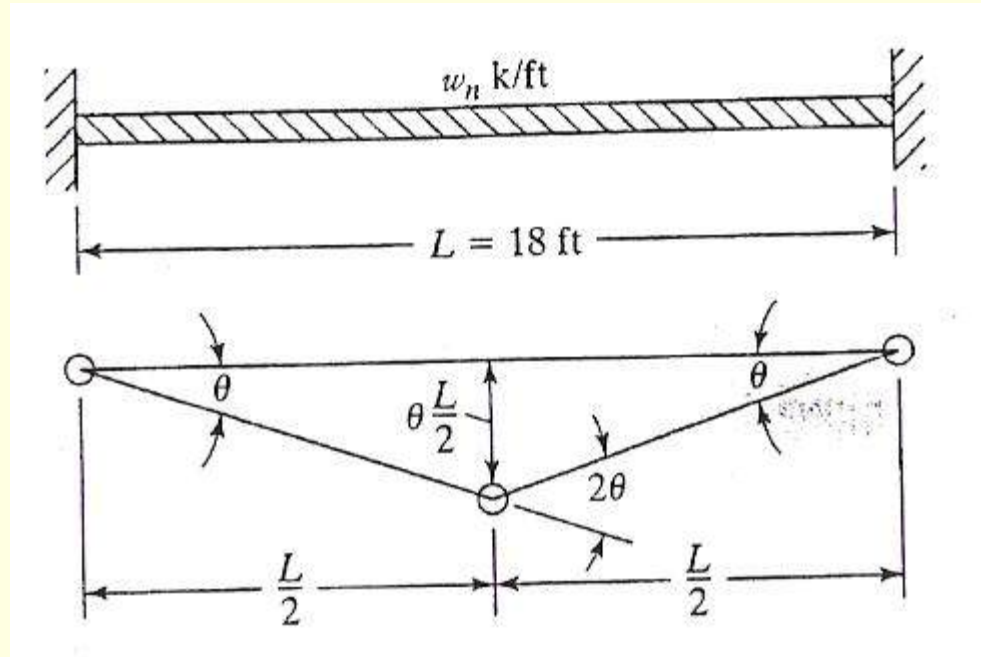
■ در این روش، ابتدا فرض می شود سازه تحت باری به میزان ظرفیت خمشی خود قرار داشته باشد،

■ سپس فرض می گردد سازه تحت بار نهایی وارده، تغییرمکان اضافی کوچکی یابد،

■ کار بارهای خارجی در طی این تغییرمکان اضافی، برابر با کار داخلی جذب شده توسط مفصل ها قرار داده می شود.

■ در این روش از نظریه زوایای کوچک استفاده می شود ($\sin \theta \approx \theta$, $\tan \theta \approx \theta$).

Example 1: Uniformly loaded fixed-ended beam

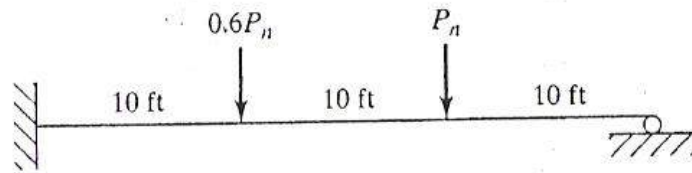


$$M_n(\theta + 2\theta + \theta) = w_n L \left(\frac{1}{2} \times \theta \times \frac{L}{2} \right)$$

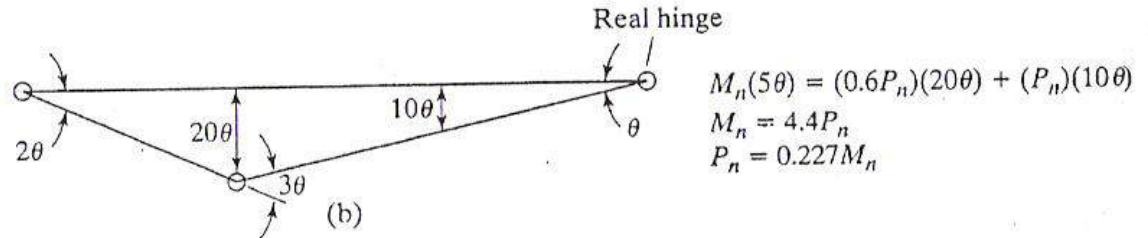
$$M_n = \frac{w_n L^2}{16}$$

$$w_n = \frac{16M_n}{L^2}$$

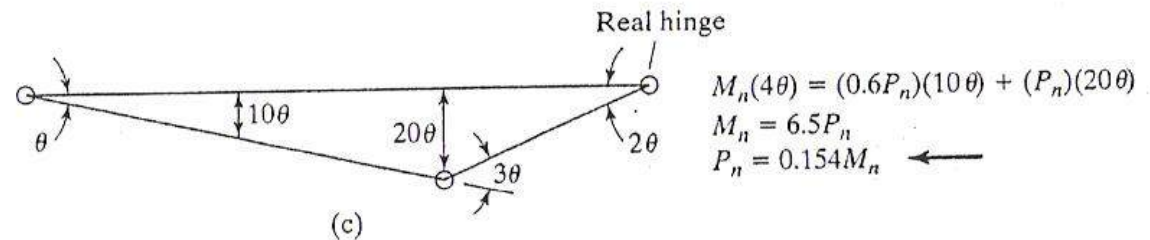
Example 2: Propped cantilever beam



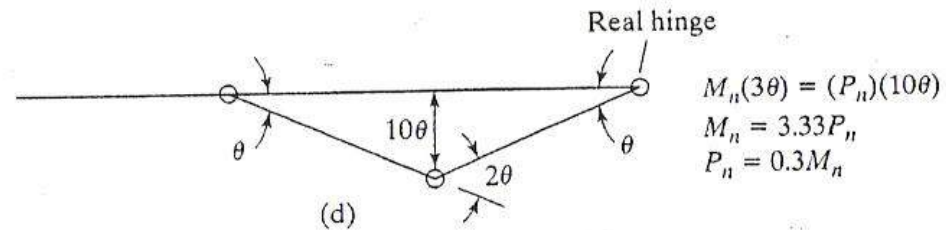
(a)



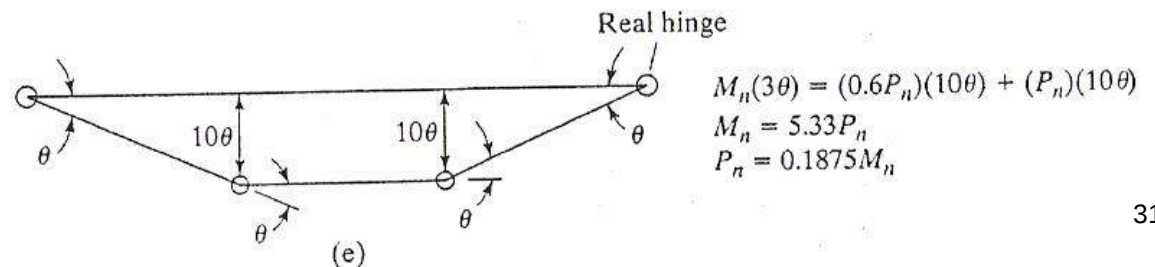
(b)



(c)



(d)



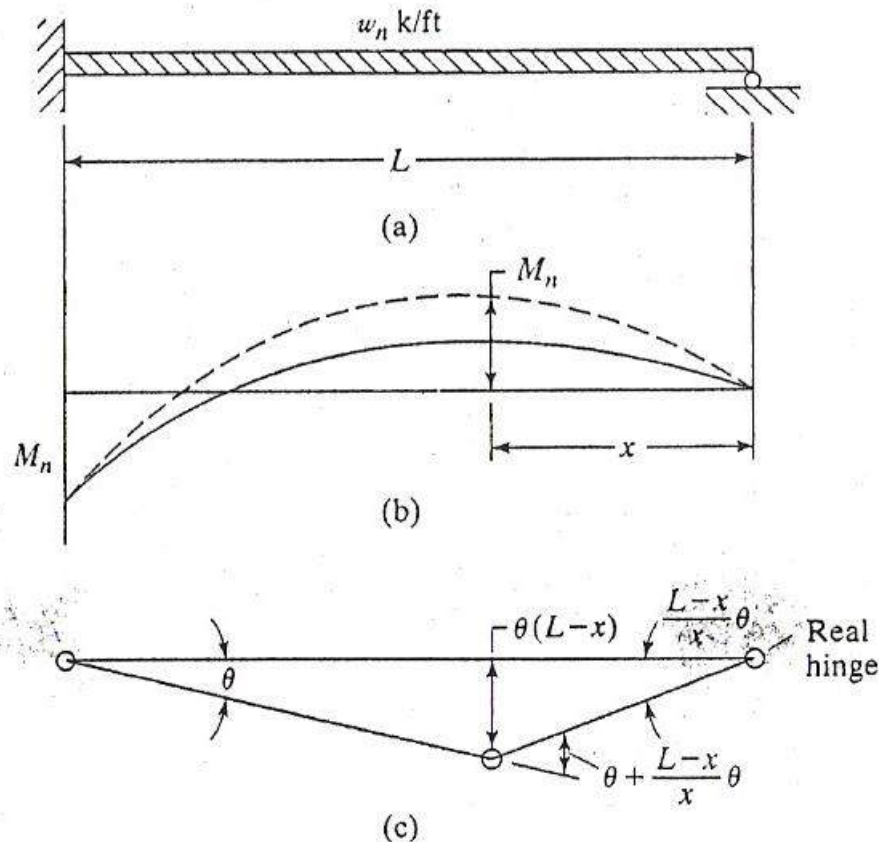
(e)

Example 3: Uniformly loaded propped cantilever beam

The virtual-work expression for the collapse mechanism of the beam shown in part (c) of Fig. 8.14 is written as follows:

$$M_n \left(\theta + \theta + \frac{L-x}{x} \theta \right) = (w_n L)(\theta)(L-x) \left(\frac{1}{2} \right).$$

Solving this equation for M_n , taking $dM_n/dx = 0$, the value of x can be calculated to equal $0.414L$. This value is also applicable to uniformly loaded end spans of continuous beams with simple end supports, as will be illustrated in the next section.



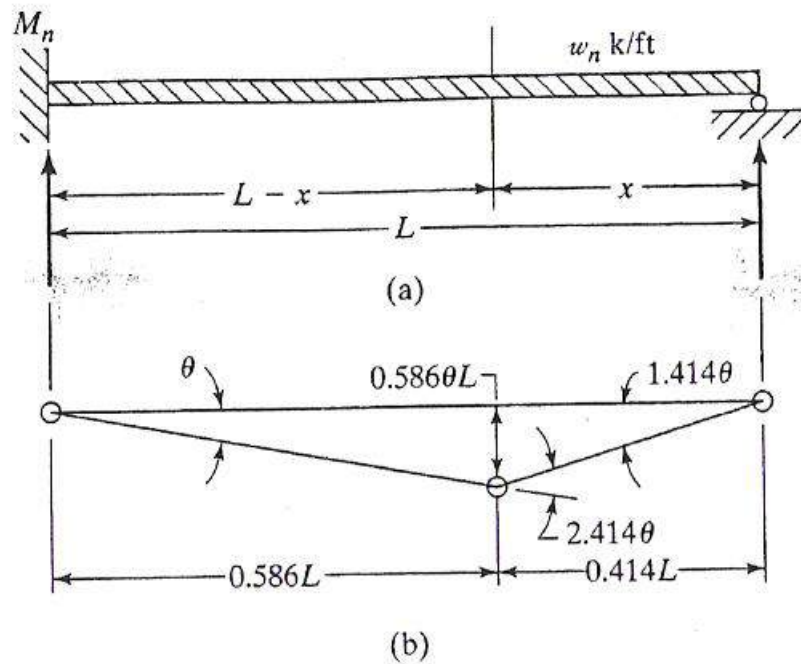


FIGURE 8.15

The beam and its collapse mechanism are redrawn in Fig. 8.15 and the following expression for the plastic moment and uniform load are written using the virtual-work procedure.

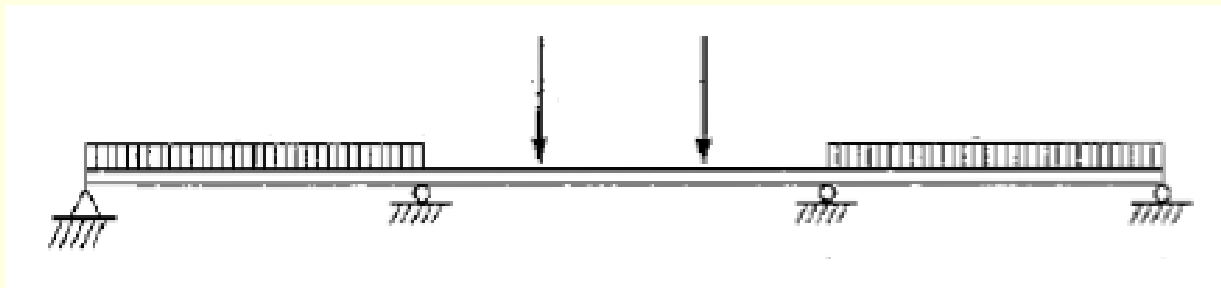
$$M_n(\theta + 2.414\theta) = (w_n L)(0.586\theta L)\left(\frac{1}{2}\right)$$

$$M_n = 0.0858 w_n L^2$$

$$w_n = 11.65 \frac{M_n}{L^2}$$

Continuous Beams

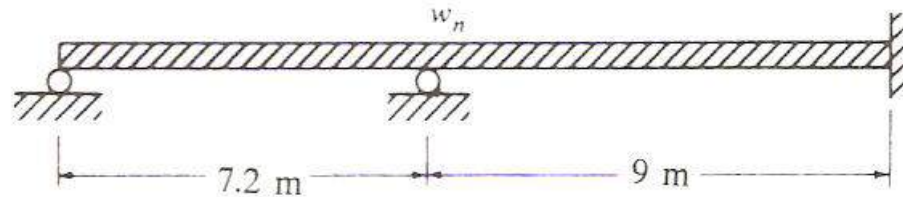
تیرهای سراسری (یکسره)



- تحلیل ارتجاعی تیرهای سراسری با توجه به نامعینی استاتیکی آنها پیچیده می شود.
- اما اعمال تحلیل خمیری بر تیرهای سراسری مانند اعمال آن بر تیرهای یک دهانه بوده و افزایش تعداد دهانه ها تاثیر چندانی بر حجم محاسبات ندارد.
- برای تحلیل خمیری تیرهای سراسری کافی است روش کار مجازی به طور جداگانه به هر یک از دهانه های تیر اعمال شود.
- مکانیزم صحیح برای سازه، مکانیزمی است که منجر به کوچکترین مقدار بار (متناظر با بزرگترین مقدار M_p) می شود.

مثال ۸-۲

برای تیر شکل (۸-۱۶) یک IPE 40 انتخاب شده است، اگر تیر دارای تکیه گاههای ممتد جانبی باشد مطلوبست تعیین w_n

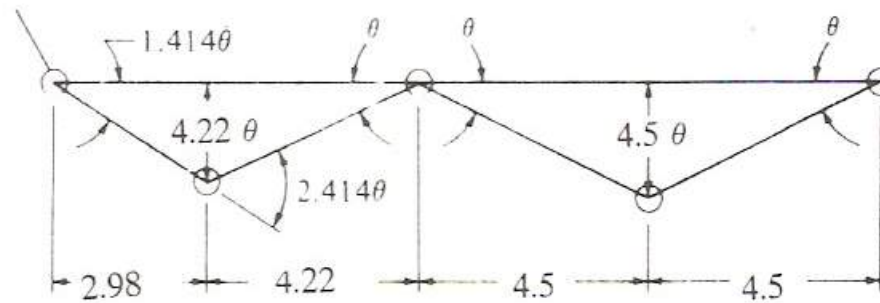


شکل ۸-۱۶

حل:

$$M_n = F_y Z = 2333(1308) 10^{-4} = 305 \text{ kN m}$$

اگر مکانیزم شکست را برای هر دو دهانه رسم کنیم خواهیم داشت



برای دهانه چپ

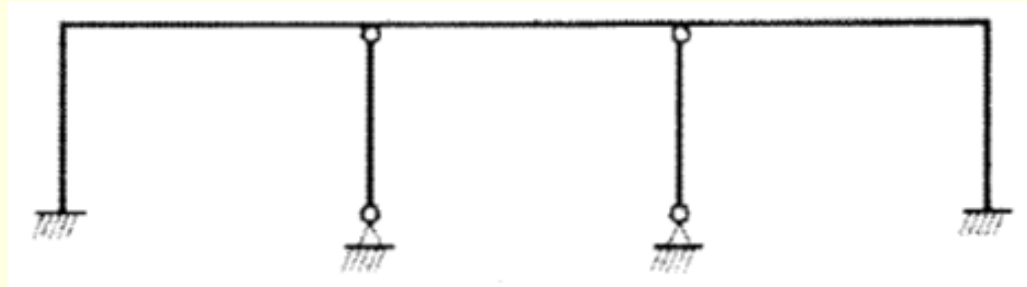
$$(M_n)(3.414 \theta) = (720 w_n) \left(\frac{1}{2} \right) (4.22 \theta)$$

$$w_n = 2.25 \times 10^{-5} M_n = 2.25 \times 10^{-5} (305 \times 10^4) = 68.6 \text{ kg/cm}$$

برای دهانه راست

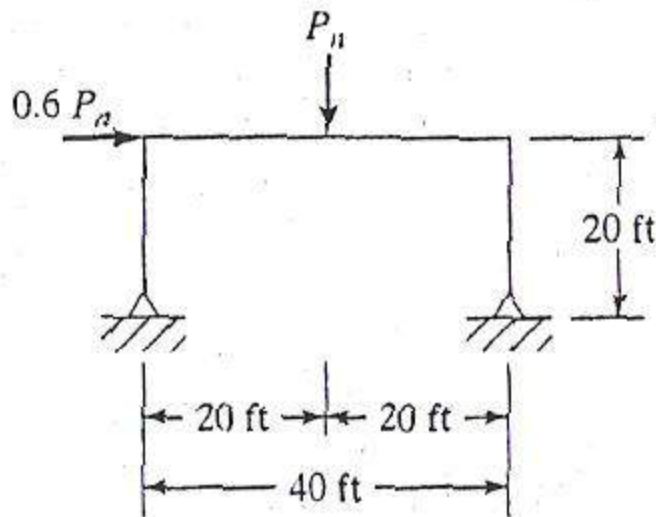
$$M_n(4 \theta) = (900 w_n) \left(\frac{1}{2} \right) (4.50 \theta)$$

$$w_n = 1.98 \times 10^{-5} M_n = 1.98 \times 10^{-5} (305 \times 10^4) = 60.4 \text{ kg/cm}$$

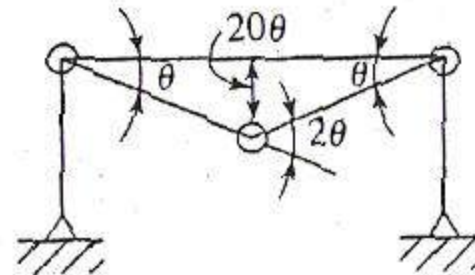


- روش کار مجازی برای قابها نیز همچون تیرها قابل استفاده است.
- در قابها مکانیزمهای دیگری غیر از مکانیزمهای تیر نظیر موارد زیر وجود دارد:
 - مکانیزم انتقال جانبی
 - مکانیزم ترکیبی تیر و انتقال جانبی
- بر خلاف تحلیل ارتجاعی در تحلیل خمیری اصل جمع آثار قابل استفاده نیست.
- در محل اتصال دو عضو با سازه‌های مختلف، مفصل خمیری بر روی عضو ضعیف‌تر تشکیل می‌شود.

Example : Possible mechanisms for a portal frame



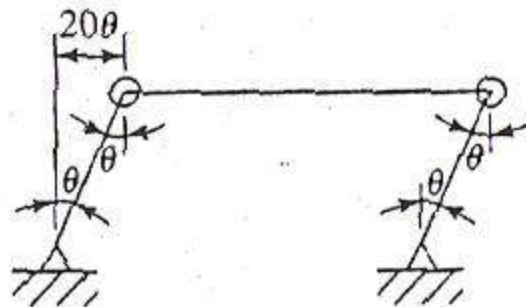
(a) Frame and loads



$$(P_n)(20\theta) = M_n(4\theta)$$

$$P_n = \frac{1}{5} M_n$$

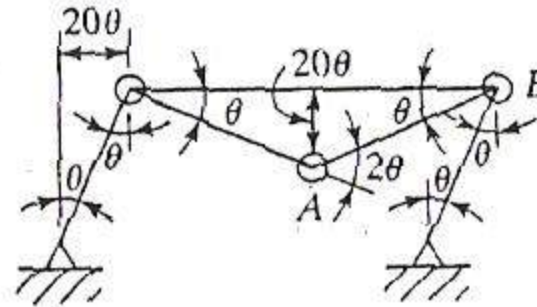
(b) Beam mechanism



$$(0.6 P_n)(20\theta) = M_n(2\theta)$$

$$P_n = \frac{1}{6} M_n$$

(c) Sidesway mechanism



$$(0.6 P_n)(20\theta) + (P_n)(20\theta) = M_n(4\theta)$$

$$P_n = \frac{1}{8} M_n \leftarrow$$

(d) Combined beam and sidesway mechanism

باز توزیع لنگر در طراحی تیرهای سراسری

Moment Redistribution in Design of Continuous Beams

■ در تیرهای با مقطع فشرده ساخته شده از فولاد با تنش تسلیم $F_y \leq 4500 \text{ kgf/cm}^2 (\equiv 65 \text{ ksi})$ که بال فشاری آنها از تکیه گاههای جانبی کافی برخوردار باشد امکان بازتوزیع لنگر حاصل از بارهای اضافه وارده وجود خواهد داشت.

■ در طرح خمیری تیرها عملاً چنین مزیتی در تحلیل لحاظ می گردد.

■ برای اینکه امکان بهره‌مندی از مزایای ناشی از بازتوزیع لنگر در طرح ارتجاعی تیر نیز فراهم آید می توان از قاعده موسوم به 0.9 لنگر منفی که در AISC05 App.1.3 p.16.1-151 مطرح گردیده است استفاده نمود.

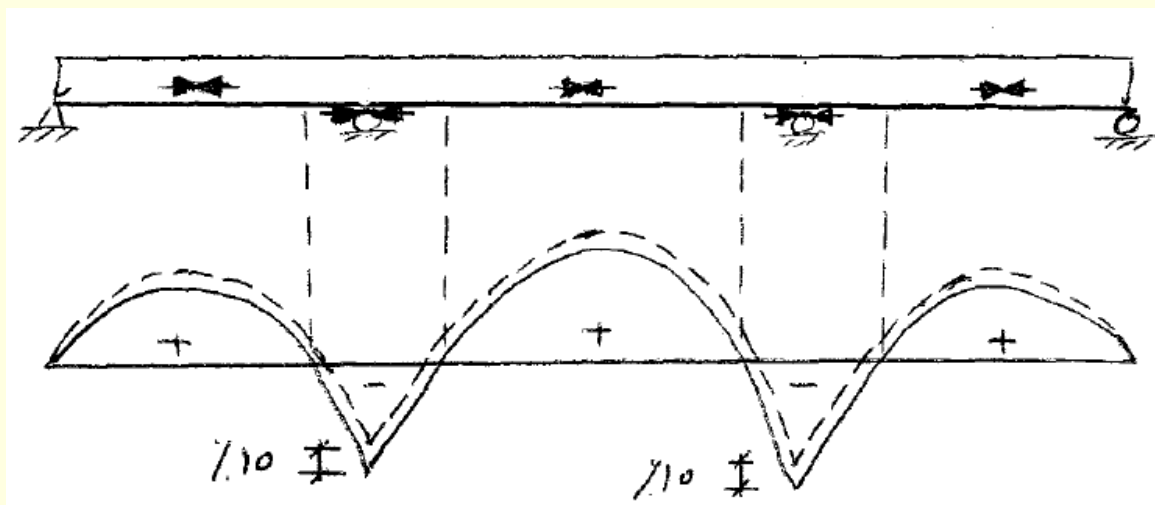
باز توزیع لنگر در طراحی تیرهای سراسری

Moment Redistribution in Design of Continuous Beams

■ قاعده 0.9 لنگر در طرح ارتجاعی تیرهای سراسری:

■ لنگرهای منفی تکیه گاهی ناشی از بارگذاری ثقیلی که با تحلیل الاستیک تعیین می شوند در ضریب 0.9 ضرب می شوند،

■ لنگرهای مثبت وسط دهانه نیز به اندازه 0.1 متوسط لنگرهای منفی تکیه گاههای طرفین افزایش می یابد.



باز توزیع لنگر در طراحی تیرهای سراسری

Moment Redistribution in Design of Continuous Beams

■ محدودیت های قاعده 0.9 لنگر:

■ این قاعده تنها در حالت اعمال بارهای ثقلی بکار رفته و در مورد بارهای جانبی نظیر بار باد و زلزله بکار نمی رود،

■ این کاهش در مورد لنگرهای ناشی از بارها روی کنسولها مجاز نیست،

■ این کاهش در طراحی بر اساس بخش های 1-8 تا AISC05 App.1-4 مجاز نیست (بخش های طراحی غیرالاستیک برای کمانش موضعی، پایداری و تحلیل مرتبه دوم، ستونها و سایر اعضای فشاری، تیرها و سایر اعضای خمشی، و اعضای تحت نیروهای ترکیبی)،

باز توزیع لنگر در طراحی تیرهای سراسری

Moment Redistribution in Design of Continuous Beams

■ اگر لنگر منفی بوسیله گیردار کردن ستونها به تیرها و شاهتیرها (قاب خمشی) مهار شود، کاهش 0.1 لنگر برای چنین ستونی که تحت ترکیب نیروی محوری و خمشی است قابل اعمال خواهد بود. در این حالت در طراحی بر اساس LRFD مقدار نیروی محوری ستون از $0.15\phi_c F_y A_g$ و در طراحی بر اساس ASD، مقدار نیروی محوری ستون از $0.15 F_y A_g / \Omega_c$ نباید بیشتر شود.

$$A_g = \text{سطح مقطع ناخالص (کل) عضو}$$

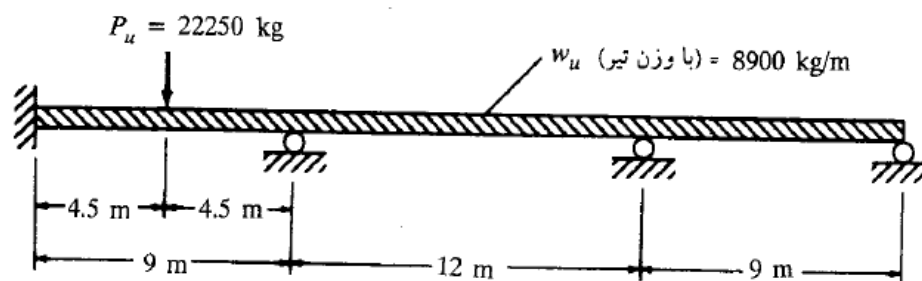
$$F_y = \text{حداقل تنش تسلیم بال}$$

$$\phi_c = \text{ضریب کاهش مقاومت فشاری} = 0.9$$

$$\Omega_c = \text{ضریب اطمینان فشاری} = 1.67$$

مثال ۱۰-۱

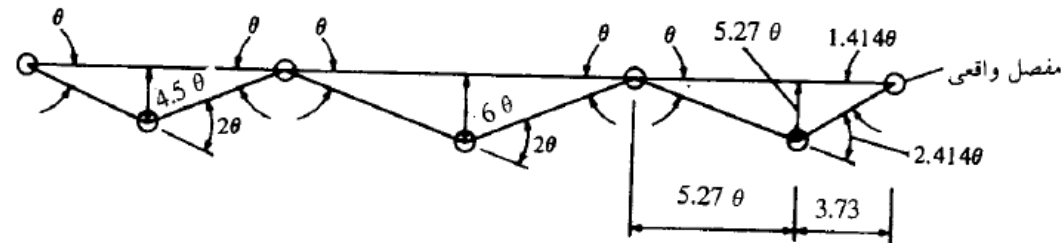
تیر شکل (۱۰-۱) از فولاد نرمه است. (الف) سبکترین نیمرخ I شکل را با اعمال تحلیل خمیری بر تیر برای آن معین کنید. تیر را با تکیه گاههای ممتد جانبی بگیرید. (ب) این تیر را به روش تحلیل ارتجاعی با بارهای ضربیدار طراحی کنید و از قانون ۰/۹ لنگر منفی استفاده نمایید، بالهای این تیر را با تکیه گاه ممتد جانبی بگیرید (ج) با استفاده از تحلیل ارتجاعی و ضرایب بار و قانون ۰/۹ لنگر منفی تکیه گاهی و با فرض تکیه گاه ممتد جانبی بال فوقانی و تنها با تکیه گاه جانبی در محل تکیه گاهها در بال تحتانی طراحی کنید.



شکل ۱۰-۱

حل:

الف - تحلیل و طرح خمیری



$$\text{دهانه اول} \left\{ \begin{array}{l} M_u 4\theta = (9 w_u) \left(\frac{1}{2} \right) (4.5 \theta) + P_u (4.5 \theta) \\ M_u = 5.063 w_u + 1.125 P_u \\ M_u = 5.063(8900) + 1.125(22250) \\ M_u = 70092 \text{ kg m} \end{array} \right.$$

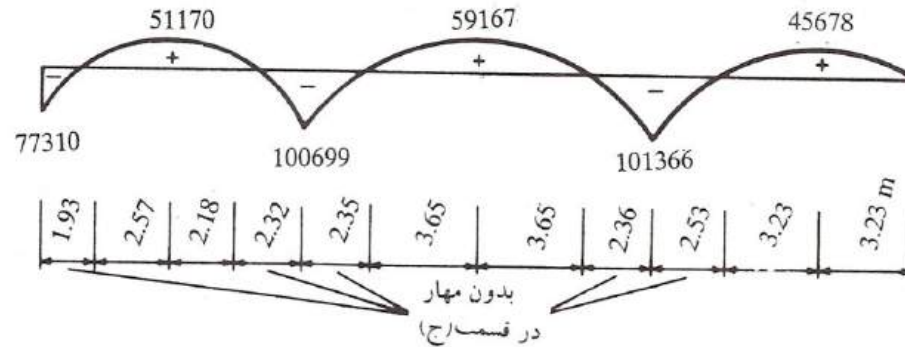
$$\text{دهانه دوم} \left\{ \begin{array}{l} M_u (4\theta) = (12 w_u) \left(\frac{1}{2} \right) (6\theta) \\ M_u = 9 w_u = 9(8900) \\ M_u = 80100 \text{ kg m} \end{array} \right.$$

$$\text{دهانه سوم} \left\{ \begin{array}{l} M_u = (3.414 \theta) = (9 w_u) \left(\frac{1}{2} \right) (5.27 \theta) \\ M_u = 6.95 w_u = 6.95(8900) \\ M_u = 61855 \text{ kg m} \end{array} \right.$$

$$Z_{\text{لازم}} = \frac{M_u}{\phi_b F_y} = \frac{8010000}{0.9(2333)} = 3815 \text{ cm}^3$$

انتخاب شد 45 IPB.

ب - تحلیل و طرح ارتجاعی با تکیه گاه کامل جانبی دو بال



شکل ۱۰-۲

$$(لنگر خمشی منفی حداکثر طراحی) = 0.9(101366) = 91229 \text{ kg m}$$

$$(لنگر خمشی مثبت حداکثر طراحی) = 59167 + \frac{1}{10} \left(\frac{100699 + 101366}{2} \right) = 69270 \text{ kg m}$$

$$Z \text{ لازم} = \frac{9122900}{0.9(2333)} = 4345 \text{ cm}^3$$

50 IPB. انتخاب شد.

ج - طرح ارتجاعی، باتکیه گاه جانبی ممتد بال فوقانی و تنها در محل تکیه گاهها برای بال تحتانی در این حالت دیده می شود که بزرگترین فاصله بدون مهار 2.53m است که در آن لنگر تقلیل یافته از قسمت (ب) برابر با $M_u = 91229 \text{ kg m}$ است، اولین نیمرخ که باید بررسی شود IPB 50 است که برای آن داریم:

$$L_p = \frac{2490 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} = \frac{2490 \times 7.27}{\sqrt{2333}} = 375 \text{ cm} > 253 \text{ cm}$$

پس همان نیمرخ باید انتخاب شود.

Design of B E A M S for Flexure

فصل پنجم - قسمت دوم: طراحی تیرها برای خمش

کمانش جانبی-پیچشی تیرها

Lateral-Torsional Buckling (LTB) of Beams

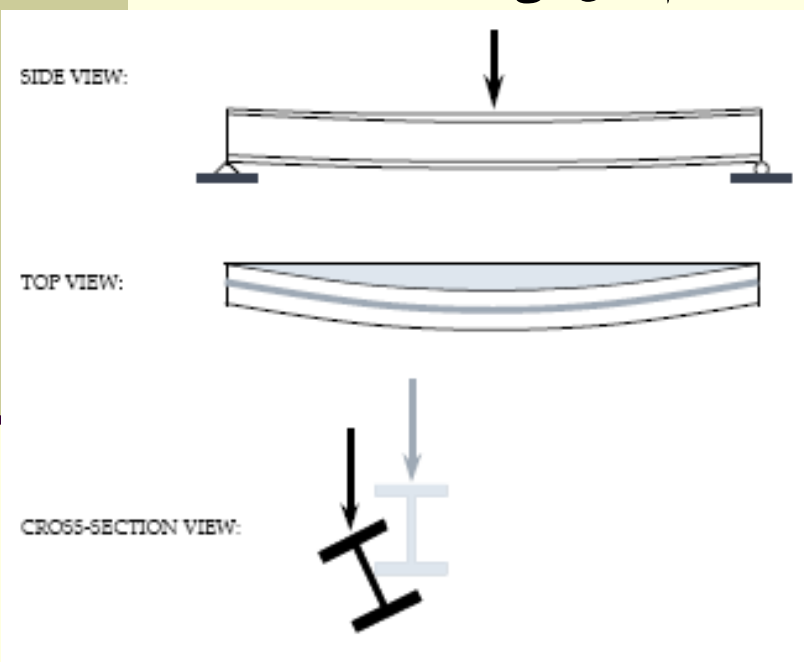
تحت بارهای جانبی وارده قسمت فشاری تیر مانند یک ستون عمل می کند و در صورت عدم تامین مهار جانبی کافی ممکن است کمانه کند. کمانش در راستای قائم اتفاق نمی افتد زیرا:

- ممان اینرسی در خمش حول محور افقی X بسیار بیشتر از محور قائم Y بوده،
- جان و بال کششی تیر به مثابه تکیه گاه تیر در راستای قائم عمل می کنند.

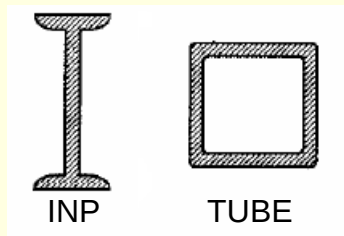
اما کمانش تیر در راستای افقی امکان پذیر بوده و این پدیده کمانش جانبی-پیچشی نامیده می شود.

این پدیده متقارن نمی باشد زیرا تیر از یک قسمت کششی و یک قسمت فشاری تشکیل شده است، که قسمت کششی کمانه نمی کند اما قسمت فشاری در راستای افقی کمانش می کند در نتیجه قسمت فشاری به صورت جانبی حرکت کرده و تیر شکل تابیده شده خواهد داشت.

بدیهی است که کمانش جانبی-پیچشی باعث کاهش ظرفیت لنگر خمشی عضو تیر می شود.



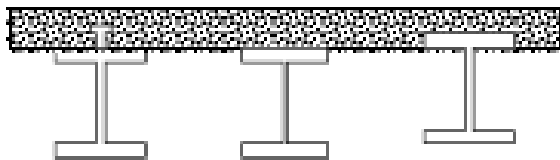
روشهای پیشگیری از کمانش جانبی-پیچشی تیرها



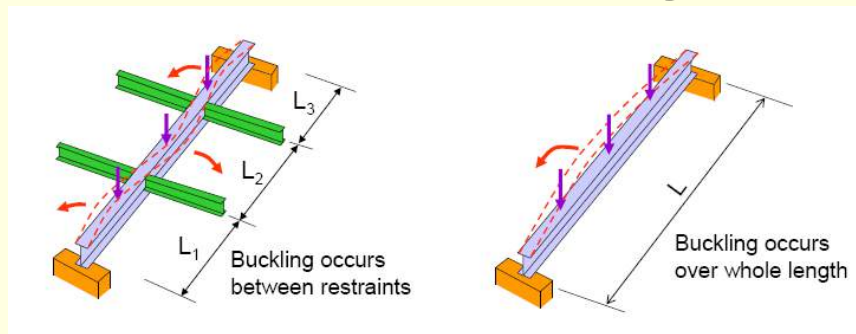
استفاده از مقاطع با بالهای پهن تر و یا مقاطع بسته

تأمین مهار جانبی پیوسته با قرار دادن تیر در توده توپر (مثلا قرار دادن تیرچه و بلوک بین دو تیر و انجام بتن ریزی) یا اتصال پیوسته با دال بتنی کف یا عرشه فلزی

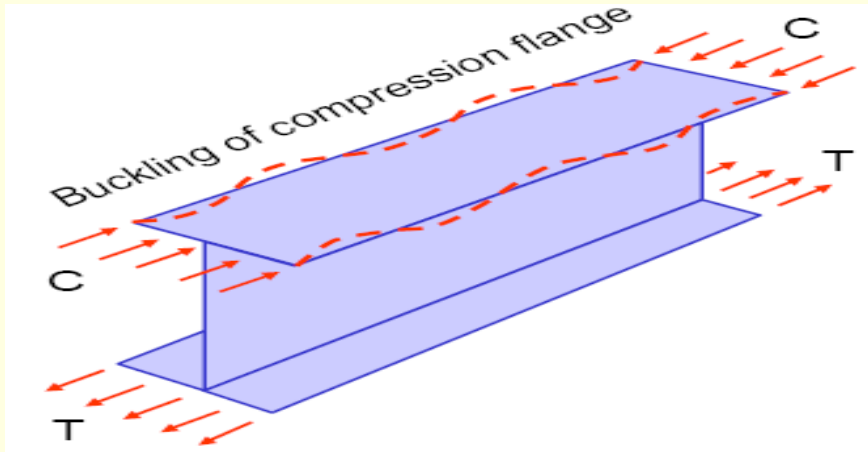
BEAMS SUPPORTING A CONCRETE SLAB:



تعبیه مهارهای جانبی برای بال فشاری در فواصل مختلف توسط تیرهای عرضی، قابهای عرضی یا میل مهارها. فاصله بین مهارهای جانبی، طول مهارنشده (unbraced length) نامیده شده و با L_b نشان داده می شود.

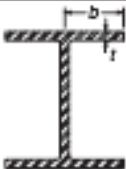
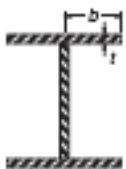
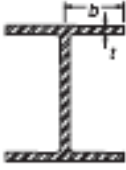
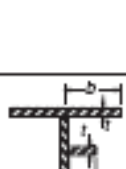
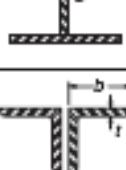
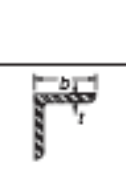


Local Buckling of Compression Flange



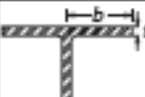
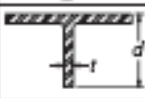
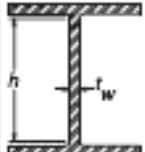
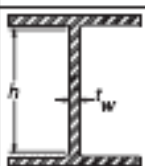
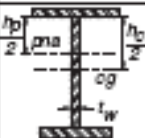
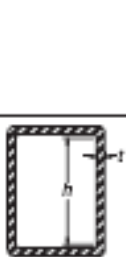
- در صورت لاغر بودن اجزای مقطع عرضی تیر، کمانش موضعی تیر قبل از رسیدن تنش‌ها به تنش تسلیم F_y اتفاق می‌افتد.
- کمانش موضعی باعث کاهش ظرفیت لنگر خمشی تیر شده و از رسیدن آن به ظرفیت خمیری کامل جلوگیری می‌کند.
- برای پیشگیری از حالت حدی کمانش موضعی نسبت عرض به ضخامت اجزای مقطع عرضی ($\lambda = b/t$) باید بر اساس مقادیر ذکر شده در AISC05 Table B4.1 p.16.1-14 محدود گردد.
- در مقاطع فشرده compact (با $\lambda \leq \lambda_p$) قبل از وقوع کمانش موضعی در اجزاء، کل مقطع به حالت تسلیم می‌رسد.

TABLE B4.1
Limiting Width-Thickness Ratios for
Compression Elements

Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
1	Flexure in flanges of rolled I-shaped sections and channels	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
2	Flexure in flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.95\sqrt{k_c E/F_y}^{[a][b]}$	
3	Uniform compression in flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact and flanges of channels	b/t	NA	$0.56\sqrt{E/F_y}$	
4	Uniform compression in flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	b/t	NA	$0.84\sqrt{k_c E/F_y}^{[a]}$	
5	Uniform compression in legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	b/t	NA	$0.45\sqrt{E/F_y}$	
6	Flexure in legs of single angles	b/t	$0.54\sqrt{E/F_y}$	$0.91\sqrt{E/F_y}$	

Unstiffened Elements

TABLE B4.1 (cont.)
Limiting Width-Thickness Ratios for
Compression Elements

Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
7	Flexure in flanges of tees	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
8	Uniform compression in stems of tees	d/t	NA	$0.75\sqrt{E/F_y}$	
9	Flexure in webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
10	Uniform compression in webs of doubly symmetric I-shaped sections	h/t_w	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
11	Flexure in webs of singly-symmetric I-shaped sections	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_r$ $\left(0.54 \frac{M_x}{M_y} - 0.09\right)^2 \leq \lambda_r$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
12	Uniform compression in flanges of rectangular box and hollow structural sections of uniform thickness subject to bending or compression; flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
13	Flexure in webs of rectangular HSS	h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

Stiffened Elements

کمانش موضعی بال فشاری

Local Buckling of Compression Flange

شرایط فشرده بودن نیمرخهای I و U شکل:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(= \frac{545}{\sqrt{F_y}} \text{ or } \frac{65^*}{\sqrt{F_y}} \right) \quad \text{برای بال:}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} \leq \lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(= \frac{5365}{\sqrt{F_y}} \text{ or } \frac{640^*}{\sqrt{F_y}} \right) \quad \text{برای جان:}$$

* یعنی در سیستم آحاد امریکایی

در ادامه این فصل به بررسی ظرفیت لنگر خمشی طراحی تیرهای با مقطع فشرده با فواصل مختلف مهارهای جانبی پرداخته خواهد شد.

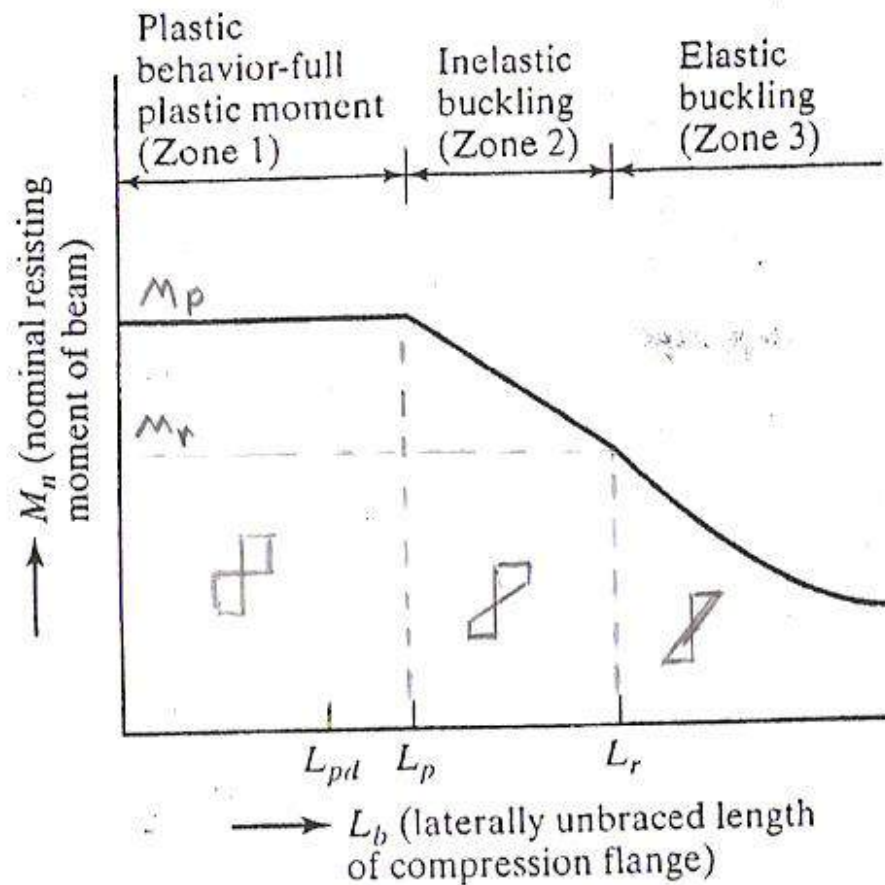
رفتار کمانشی تیرها

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)



رفتار پلاستیک (ناحیه ۱)

■ اگر نیمرخی فشرده دارای تکیه‌گاههای ممتد جانبی و یا فواصل کوتاه مهاری باشد می‌توان آن را تا تشکیل لنگر پلاستیک کامل بارگذاری کرد.

■ اعمال بار بیشتر پس از تشکیل مفصل پلاستیک باعث دوران مقطع و در نتیجه توزیع مجدد لنگر می‌شود لذا می‌توان از تحلیل پلاستیک (خمیری) استفاده کرد.

■ برای اینکه بتوان تیر را تا رسیدن به لنگر پلاستیک کامل M_p بارگذاری کرد فاصله مهارهای جانبی (L_b) نباید از مقدار معینی که L_p نامیده می‌شود تجاوز کند.

■ مقدار L_p به مشخصات هندسی مقطع تیر و تنش تسلیم آن بستگی دارد.

کمانش غیرالاستیک (ناحیه ۲)

■ در این ناحیه امکان اینکه برخی از تارهای فشاری مقطع قبل از کمانش به تسلیم برسند وجود دارد ولی نمی توان کلیه تارهای مقطع را به حد تسلیم (F_y) رسانید.

■ در این حالت ظرفیت مقطع در برابر دوران آنقدر بالا نیست که امکان توزیع مجدد کامل لنگر در تیر فراهم آید و لذا از تحلیل پلاستیک (خمیری) نیز نمی توان استفاده کرد.

■ در این ناحیه مقاومت طراحی تیر بر اساس کمانش جانبی-پیچشی غیرالاستیک تعیین می شود.

■ حداکثر فاصله مهارهای جانبی در این ناحیه با L_r نشان داده می شود که در آن به محض رسیدن تنش در مقطع به حدی که موجب تسلیم شدن تارهای از مقطع گردد (که عملاً به دلیل وجود تنش پسماند کمتر از F_y است) مقطع کمانش می کند.

■ مقدار L_r به مشخصات هندسی مقطع تیر، تنش تسلیم فولاد و نحوه توزیع تنش های پسماند در مقطع تیر بستگی دارد.

کمانش الاستیک (ناحیه ۳)

- اگر فواصل مهارهای جانبی بزرگتر از L_r باشد، قبل از رسیدن تنش در مقطع به تنش تسلیم، تیر به صورت ارتجاعی کمانه خواهد کرد.
- در این ناحیه مقاومت طراحی تیر بر اساس کمانش جانبی-پیچشی الاستیک تعیین می‌شود.
- لنگر طراحی تیر به مقاومت پیچشی و مقاومت تابیدگی (warping) تیر بستگی خواهد داشت.

مقاومت خمشی طراحی تیر

Beams Design Flexural Strength

مقاومت خمشی طراحی تیر طبق ضوابط آیین نامه AISC05 به صورت زیر محاسبه می شود:

Available Design Flexural Strength = $\phi_b M_n$ (LRFD method) مقاومت خمشی طراحی موجود

Allowable Design Flexural Strength = M_n / Ω_b (ASD method) مقاومت خمشی طراحی مجاز

مقاومت خمشی اسمی M_n = nominal flexural moment

$$\phi_b = 0.9 \quad (\text{LRFD})$$

$$\Omega_b = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

طراحی تیر برای تسلیم- لنگر پلاستیک کامل (ناحیه ۱)

Fully Braced Compact Beams

■ در صورتی که تیری با مقطع فشرده دارای مهار جانبی کافی باشد با تسلیم کل مقطع تیر خراب می شود.

■ این حالت، متداولترین و ساده ترین حالت طراحی تیر می باشد.

■ در این حالت لنگر خمشی طراحی تیر بر اساس لنگر پلاستیک مقطع M_p تعیین می شود.

■ مقاومت خمشی اسمی طراحی تیر طبق ضوابط آیین نامه AISC05 به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\begin{aligned} M_n &= \text{nominal flexural moment} = \text{مقاومت خمشی اسمی} \\ &= M_p = \text{Plastic moment} = \text{لنگر خمیری} \\ &= F_y Z < 1.6 F_y S \end{aligned}$$

Z = plastic section modulus = اساس مقطع خمیری

S = elastic section modulus = اساس مقطع ارتجاعی

تعیین اساس مقطع خمیری Z

■ برای نیمرخهای امریکایی Z_x و Z_y مستقیماً از جداول مربوطه قابل استخراج است (مطابق اسلاید بعدی).

■ برای نیمرخهای I و U شکل متداول در ایران:

- ✓ محاسبه Z_x : با دوبرابر کردن ((لنگر استاتیکی نیم سطح مقطع حول محور X))
- ✓ محاسبه Z_y : بواسطه صرفنظر از مقاومت خمیری جان و در نظر گرفتن ابعاد بال به صورت مستطیلی (توسط رابطه $2t_f b_f^2/4$)

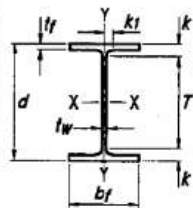


Table 1-1 (continued)
W Shapes
Dimensions

Shape	Area, A	Depth, d	Web				Flange				Distance					Work- able Gage
			Thickness, t _w	t _w 2	Width, b _f	Thickness, t _f	k		k ₁	T						
							k _{des}	k _{det}								
	in. ²	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.		
W14×132	38.8	14.7	14 ⁵ / ₈	0.645	5/8	5/16	14.7	14 ³ / ₄	1.03	1	1.63	2 ⁵ / ₁₆	1 ⁹ / ₁₆	10	5 ¹ / ₂	
×120	35.3	14.5	14 ¹ / ₂	0.590	9/16	5/16	14.7	14 ⁵ / ₈	0.940	1 ⁵ / ₁₆	1.54	2 ¹ / ₄	1 ¹ / ₂			
×109	32.0	14.3	14 ³ / ₈	0.525	1/2	1/4	14.6	14 ⁵ / ₈	0.860	7/8	1.46	2 ³ / ₁₆	1 ¹ / ₂			
×99 ^f	29.1	14.2	14 ¹ / ₈	0.485	1/2	1/4	14.6	14 ⁵ / ₈	0.780	3/4	1.38	2 ¹ / ₁₆	1 ⁷ / ₁₆			
×90 ^f	26.5	14.0	14	0.440	7/16	1/4	14.5	14 ¹ / ₂	0.710	1 ¹ / ₁₆	1.31	2	1 ⁷ / ₁₆			
W14×82	24.0	14.3	14 ¹ / ₄	0.510	1/2	1/4	10.1	10 ¹ / ₈	0.855	7/8	1.45	1 ¹ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆	10 ⁷ / ₈	5 ¹ / ₂	
×74	21.8	14.2	14 ³ / ₈	0.450	7/16	1/4	10.1	10 ¹ / ₈	0.785	1 ³ / ₁₆	1.38	1 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₁₆			
×68	20.0	14.0	14	0.415	7/16	1/4	10.0	10	0.720	3/4	1.31	1 ⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆			
×61	17.9	13.9	13 ⁷ / ₈	0.375	3/8	3/16	10.0	10	0.645	5/8	1.24	1 ¹ / ₂	1			
W14×53	15.6	13.9	13 ⁷ / ₈	0.370	3/8	3/16	8.06	8	0.660	1 ¹ / ₁₆	1.25	1 ¹ / ₂	1	10 ⁷ / ₈	5 ¹ / ₂	
×48	14.1	13.8	13 ³ / ₄	0.340	5/16	3/16	8.03	8	0.595	5/8	1.19	1 ¹ / ₁₆	1			
×43 ^c	12.6	13.7	13 ⁵ / ₈	0.305	5/16	3/16	8.00	8	0.530	1/2	1.12	1 ³ / ₈	1			
W14×38 ^c	11.2	14.1	14 ¹ / ₈	0.310	5/16	3/16	6.77	6 ³ / ₄	0.515	1/2	0.915	1 ¹ / ₄	1 ³ / ₁₆	11 ⁵ / ₈	3 ¹ / ₂ ^g	
×34 ^c	10.0	14.0	14	0.285	5/16	3/16	6.75	6 ³ / ₄	0.455	7/16	0.855	1 ³ / ₁₆	3/4		3 ¹ / ₂	
×30 ^c	8.85	13.8	13 ⁷ / ₈	0.270	1/4	1/8	6.73	6 ³ / ₄	0.385	3/8	0.785	1 ¹ / ₈	3/4		3 ¹ / ₂	
W14×26 ^c	7.69	13.9	13 ⁷ / ₈	0.255	1/4	1/8	5.03	5	0.420	7/16	0.820	1 ¹ / ₈	3/4	11 ⁵ / ₈	2 ³ / ₄ ^g	
×22 ^c	6.49	13.7	13 ³ / ₄	0.230	1/4	1/8	5.00	5	0.335	5/16	0.735	1 ¹ / ₁₆	3/4	11 ⁵ / ₈	2 ³ / ₄ ^g	
W12×336 ^h	98.8	16.8	16 ⁷ / ₈	1.78	1 ³ / ₄	7/8	13.4	13 ³ / ₈	2.96	2 ¹⁵ / ₁₆	3.55	3 ⁷ / ₈	1 ¹¹ / ₁₆	9 ¹ / ₈	5 ¹ / ₂	
×305 ^h	89.6	16.3	16 ³ / ₈	1.63	1 ⁵ / ₈	1 ³ / ₁₆	13.2	13 ¹ / ₄	2.71	2 ¹¹ / ₁₆	3.30	3 ⁵ / ₈	1 ⁵ / ₈			
×279 ^h	81.9	15.9	15 ⁷ / ₈	1.53	1 ¹ / ₂	3/4	13.1	13 ¹ / ₈	2.47	2 ¹ / ₂	3.07	3 ³ / ₈	1 ⁵ / ₈			
×252 ^h	74.0	15.4	15 ³ / ₈	1.40	1 ³ / ₈	1 ¹ / ₁₆	13.0	13	2.25	2 ¹ / ₄	2.85	3 ¹ / ₈	1 ¹ / ₂			
×230 ^h	67.7	15.1	15	1.29	1 ⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆	12.9	12 ⁷ / ₈	2.07	2 ¹ / ₁₆	2.67	2 ¹⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₂			
×210	61.8	14.7	14 ³ / ₄	1.18	1 ³ / ₁₆	5/8	12.8	12 ³ / ₄	1.90	1 ⁷ / ₈	2.50	2 ¹³ / ₁₆	1 ⁷ / ₁₆			
×190	55.8	14.4	14 ³ / ₈	1.06	1 ¹ / ₁₆	9/16	12.7	12 ⁵ / ₈	1.74	1 ³ / ₄	2.33	2 ⁹ / ₈	1 ³ / ₈			
×170	50.0	14.0	14	0.960	1 ⁵ / ₁₆	1/2	12.6	12 ⁵ / ₈	1.56	1 ³ / ₁₆	2.16	2 ⁷ / ₁₆	1 ⁵ / ₁₆			
×152	44.7	13.7	13 ³ / ₄	0.870	7/8	7/16	12.5	12 ¹ / ₂	1.40	1 ³ / ₈	2.00	2 ⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₄			
×136	39.9	13.4	13 ³ / ₈	0.790	1 ³ / ₁₆	7/16	12.4	12 ³ / ₈	1.25	1 ¹ / ₄	1.85	2 ¹ / ₈	1 ¹ / ₄			
×120	35.3	13.1	13 ³ / ₈	0.710	1 ¹ / ₁₆	3/8	12.3	12 ³ / ₈	1.11	1 ¹ / ₈	1.70	2	1 ³ / ₁₆			
×106	31.2	12.9	12 ⁷ / ₈	0.610	5/8	5/16	12.2	12 ¹ / ₄	0.990	1	1.59	1 ⁷ / ₈	1 ¹ / ₈			
×96	28.2	12.7	12 ³ / ₄	0.550	9/16	5/16	12.2	12 ¹ / ₈	0.900	7/8	1.50	1 ¹³ / ₁₆	1 ¹ / ₈			
×87	25.6	12.5	12 ¹ / ₂	0.515	1/2	1/4	12.1	12 ¹ / ₈	0.810	1 ³ / ₁₆	1.41	1 ¹¹ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆			
×79	23.2	12.4	12 ³ / ₈	0.470	1/2	1/4	12.1	12 ¹ / ₈	0.735	3/4	1.33	1 ³ / ₈	1 ¹ / ₁₆			
×72	21.1	12.3	12 ¹ / ₄	0.430	7/16	1/4	12.0	12	0.670	1 ¹ / ₁₆	1.27	1 ⁹ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆			
×65 ^f	19.1	12.1	12 ¹ / ₈	0.390	3/8	3/16	12.0	12	0.605	5/8	1.20	1 ¹ / ₂	1			

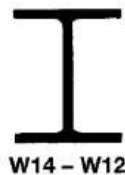
^e Shape is slender for compression with $F_y = 50$ ksi.

^f Shape exceeds compact limit for flexure with $F_y = 50$ ksi.

^g The actual size, combination, and orientation of fastener components should be compared with the geometry of the cross-section to ensure compatibility.

^h Flange thickness greater than 2 in. Special requirements may apply per AISC Specification Section A3.1c.

Table 1-1 (continued)
W Shapes
Properties



Nom- inal WL	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{ts}	h_o	Torsional Properties	
	$\frac{b_f}{t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	I	S	r	Z	I	S	r	Z			J	C_w
lb/ft	$2t_f$	t_w	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in.	in.	in. ⁴	in. ⁶
132	7.15	17.7	1530	209	6.28	234	548	74.5	3.76	113	4.23	13.6	12.3	25500
120	7.80	19.3	1380	190	6.24	212	495	67.5	3.74	102	4.20	13.5	9.37	22700
109	8.49	21.7	1240	173	6.22	192	447	61.2	3.73	92.7	4.17	13.5	7.12	20200
99	9.34	23.5	1110	157	6.17	173	402	55.2	3.71	83.6	4.14	13.4	5.37	18000
90	10.2	25.9	999	143	6.14	157	362	49.9	3.70	75.6	4.11	13.3	4.06	16000
82	5.92	22.4	881	123	6.05	139	148	29.3	2.48	44.8	2.85	13.5	5.07	6710
74	6.41	25.4	795	112	6.04	126	134	26.6	2.48	40.5	2.82	13.4	3.87	5990
68	6.97	27.5	722	103	6.01	115	121	24.2	2.46	36.9	2.80	13.3	3.01	5380
61	7.75	30.4	640	92.1	5.98	102	107	21.5	2.45	32.8	2.78	13.2	2.19	4710
53	6.11	30.9	541	77.8	5.89	87.1	57.7	14.3	1.92	22.0	2.22	13.3	1.94	2540
48	6.75	33.6	484	70.2	5.85	78.4	51.4	12.8	1.91	19.6	2.20	13.2	1.45	2240
43	7.54	37.4	428	62.6	5.82	69.6	45.2	11.3	1.89	17.3	2.18	13.1	1.05	1950
38	6.57	39.6	385	54.6	5.87	61.5	26.7	7.88	1.55	12.1	1.82	13.6	0.798	1230
34	7.41	43.1	340	48.6	5.83	54.6	23.3	6.91	1.53	10.6	1.80	13.5	0.569	1070
30	8.74	45.4	291	42.0	5.73	47.3	19.6	5.82	1.49	8.99	1.77	13.5	0.380	887
26	5.98	48.1	245	35.3	5.65	40.2	8.91	3.55	1.08	5.54	1.31	13.5	0.358	405
22	7.46	53.3	199	29.0	5.54	33.2	7.00	2.80	1.04	4.39	1.27	13.4	0.208	314
336	2.26	5.47	4060	483	6.41	603	1190	177	3.47	274	4.13	13.9	243	57000
305	2.45	5.98	3550	435	6.29	537	1050	159	3.42	244	4.05	13.6	185	48600
279	2.66	6.35	3110	393	6.16	481	937	143	3.38	220	4.00	13.4	143	42000
252	2.89	6.96	2720	353	6.06	428	828	127	3.34	196	3.93	13.2	108	35800
230	3.11	7.56	2420	321	5.97	386	742	115	3.31	177	3.87	13.0	83.8	31200
210	3.37	8.23	2140	292	5.89	348	664	104	3.28	159	3.82	12.8	64.7	27200
190	3.65	9.16	1890	263	5.82	311	589	93.0	3.25	143	3.76	12.6	48.8	23600
170	4.03	10.1	1650	235	5.74	275	517	82.3	3.22	126	3.71	12.5	35.6	20100
152	4.46	11.2	1430	209	5.66	243	454	72.8	3.19	111	3.66	12.3	25.8	17200
136	4.96	12.3	1240	186	5.58	214	398	64.2	3.16	98.0	3.61	12.2	18.5	14700
120	5.57	13.7	1070	163	5.51	186	345	56.0	3.13	85.4	3.56	12.0	12.9	12400
106	6.17	15.9	933	145	5.47	164	301	49.3	3.11	75.1	3.52	11.9	9.13	10700
96	6.76	17.7	833	131	5.44	147	270	44.4	3.09	67.5	3.49	11.8	6.85	9410
87	7.48	18.9	740	118	5.38	132	241	39.7	3.07	60.4	3.46	11.7	5.10	8270
79	8.22	20.7	662	107	5.34	119	216	35.8	3.05	54.3	3.43	11.6	3.84	7330
72	8.99	22.6	597	97.4	5.31	108	195	32.4	3.04	49.2	3.40	11.6	2.93	6540
65	9.92	24.9	533	87.9	5.28	96.8	174	29.1	3.02	44.1	3.38	11.5	2.18	5780

محدودیت فواصل مهارهای جانبی، ناحیه ۱

■ برای طراحی تیر در ناحیه ۱ میتوان از تحلیل ارتجاعی (الاستیک) یا تحلیل خمیری (پلاستیک) استفاده کرد.

■ در طراحی بر اساس تحلیل ارتجاعی فاصله مهارهای جانبی (L_b) نباید از L_p تجاوز کند:

برای نیمرخهای I و U در خمش حول محور قوی

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

■ در طراحی بر اساس تحلیل خمیری طول مهارنشده (L_b) نباید از L_{pd} تجاوز کند:

برای نیمرخهای I در خمش حول محور قوی

$$L_{pd} = \left[0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y$$

برای میله های مستطیلی توپر و تیرهای قوطی
شکل متقارن در خمش حول محور قوی

$$L_{pd} = \left[0.17 + 0.10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \geq 0.1 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y$$

محدودیت فواصل مهارهای جانبی، ناحیه ۱ (ادامه)

که:

M_1 = لنگر کوچکتر در انتهای طول مهارنشده تیر

M_2 = لنگر بزرگتر در انتهای طول مهارنشده تیر

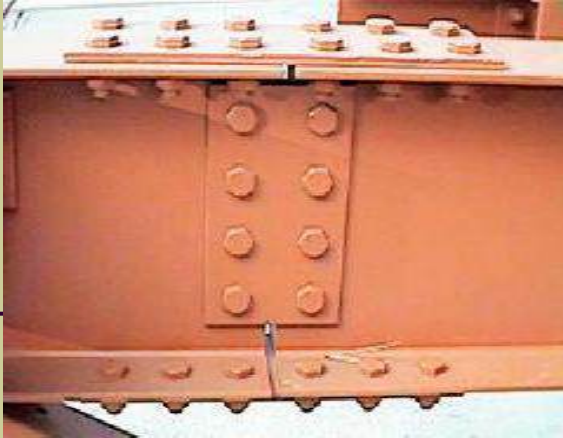
r_y = شعاع ژیراسیون حول محور ضعیف

توجه: (M_1/M_2) وقتی مثبت است که لنگرها باعث ایجاد انحنای مضاعف $\sim$ در تیر شوند و وقتی منفی است که باعث ایجاد انحنای منفرد $\cup$ در تیر شوند.

■ بر اساس توضیحات AISC05 Appendix 1-2 تحلیل و طراحی غیر الاستیک تنها برای اعضای قابل پذیرش است که در آنها $F_y \leq 4500 \text{ kgf/cm}^2$ باشد بدین مفهوم که فولاد مصرفی باید از نوع شکل پذیر بوده و دارای پله خمیری باشد.

■ هیچ حدی برای فواصل مهارهای جانبی (L_b) در تیرهای با مقطع مربع، دایره و یا در تیر تحت خمش حول محور ضعیف وجود ندارد.

سوراخ در تیرها

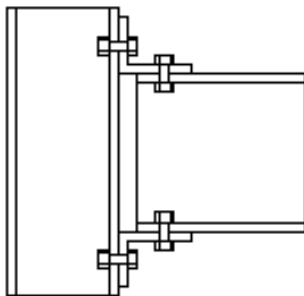
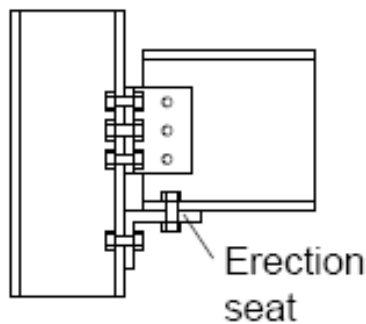


■ اغلب لازم است در تیرهای فولادی سوراخهایی برای اتصالات پیچی یا عبور لوله‌ها، کانالها و ... ایجاد گردد.

■ ایجاد سوراخ در جان تیر، کاهش شدیدی در اساس مقطع و ظرفیت لنگر خمشی مقطع ایجاد نمی‌کند اما وجود سوراخ بزرگ در جان، مقاومت برشی مقطع فولادی را بشدت کاهش می‌دهد.

■ اگر نیروی برشی در تیر کوچک باشد بهتر است سوراخها در جان تیر ایجاد شوند.

■ اگر لنگر خمشی در تیر کوچک باشد بهتر است سوراخها در بال تیر ایجاد شوند.



سوراخ در تیرها (ادامه)

اثرکاهشی وجود سوراخ در بال کششی تیرها بر مقاومت خمشی اسمی M_n بر اساس ضوابط AISC05 F13.1 p 16.1-61 بشرح زیر تعیین می شود.

در صورت وجود سوراخ مقاومت خمشی اسمی M_n باید بر طبق حالت حدی گسیختگی بال تحت کشش نیز محدود شود:

(a) اگر $F_u A_{fn} \geq Y_t F_y A_{fg}$ باشد حالت حدی گسیختگی کشش اعمال نمی شود (تسلیم در مقطع کل بال پیش از گسیختگی در مقطع خالص بال).

(b) اگر $F_u A_{fn} < Y_t F_y A_{fg}$ باشد مقاومت خمشی اسمی M_n در محل سوراخها در بال کششی نباید بزرگتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$M_n = \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x$$

که در آن:

A_{fg} = سطح مقطع کل (ناخالص) بال کششی

A_{fn} = سطح مقطع خالص بال کششی

S_x = اساس مقطع ارتجاعی حول محور X

$Y_t = 1.0$ برای $F_y/F_u \leq 0.8$

$= 1.1$ برای سایر نسبتها

سوراخ در تیرها (ادامه)

پس برای فولاد معمولی ($F_u=3700\text{kgf/cm}^2$, $F_y=2333\text{kgf/cm}^2$) خواهیم داشت:

$$F_y/F_u=0.63 < 0.8 \rightarrow Y_t=1.0$$

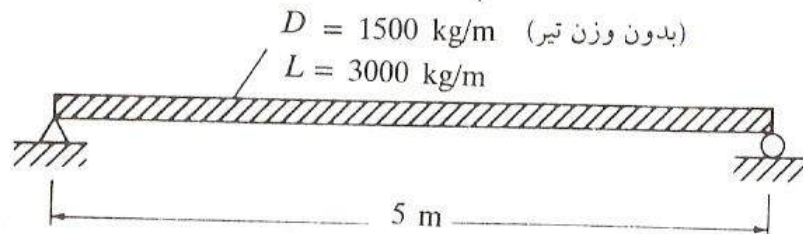
بنابراین باتوجه به اینکه $Y_t F_y/F_u=0.63$ است:

If $A_{fn} \geq 0.63 A_{fg} \rightarrow$ حالت حدی گسیختگی کشش اعمال نمیشود

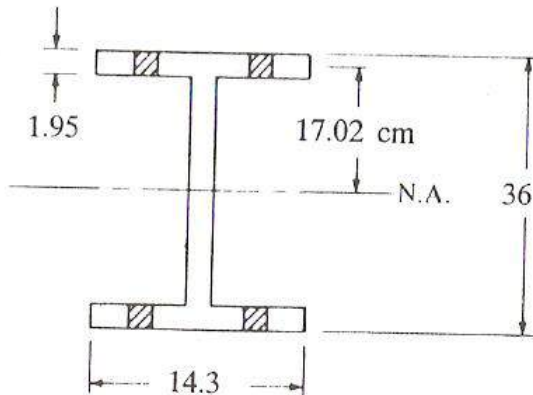
$$\text{If } A_{fn} < 0.63 A_{fg} \rightarrow M_n \leq \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x$$

مثال ۳-۹

مطلوبست تعیین سبکترین نیمرخ INP برای تیر شکل (۵-۹). قرار است در بال کششی این تیر و در محل لنگر خمشی حداکثر سوراخی برای دو پیچ به قطر ۱ اینچ تعبیه شود. نوع فولاد تیر نرمه و بالهای فشاری تیر دارای تکیه گاه ممتد جانبی است.



شکل ۵-۹



شکل ۶-۹

$$w_u = 1.2 D + 1.6 L$$

$$= 1.2 \times 1500 + 1.6 \times 3000 = 6600 \text{ kgf/m}$$

$$M_u = \frac{w_u l^2}{8} = \frac{6600 \times 5^2}{8} = 20625 \text{ kgf.m}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n = \phi_b F_y Z \rightarrow Z \geq \frac{M_u}{\phi_b F_y} = \frac{20625 \times 100}{0.9 \times 2333} = 982 \text{ cm}^3$$

اینکه به وجود سرشک در بال و نیز با توجه به اینکه وزن تیر در بالها ضریب رفات داده شده است
مقطع انتخابی یک تیر به سبب در رفاه تر است.

$$\text{USE I N P 36 } (Z = 1276 \text{ cm}^3, b_f = 14.3 \text{ cm}, t_f = 1.95 \text{ cm}, G = 76.1 \text{ kgf/m})$$

$$S = 1090 \text{ cm}^3$$

$$w_u = 1.2 (1500 + 76.1) + 1.6 \times 3000 = 6691 \text{ kgf/m}$$

$$M_u = \frac{w_u l^2}{8} = \frac{6691 \times 5^2}{8} = 20909 \text{ kgf.m}$$

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y Z = 0.9 \times 2333 \times 1276 = 26792 \text{ kgf.cm}$$

$$A_{fg} = 635 \times 14.3 = 27.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{fn} = 1.95 \times 14.3 - 2(2.54 + 0.3)(1.95) = 16.80 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{fn}}{A_{fg}} = \frac{16.80}{27.88} = 0.60 < 0.63$$

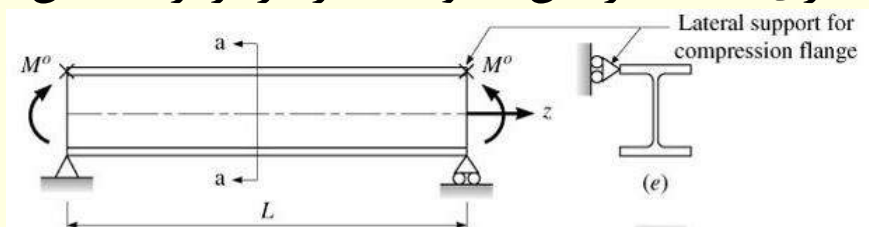
$$\phi M_n = M_n \begin{cases} \phi M_p = \phi F_y Z = 0.9 \times 1276 \times 2333 = 26792 \text{ kgf.m} \\ \phi \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x = 0.9 \times \frac{3700 \times 16.80}{27.88} \times 1090 = 21872 \end{cases}$$

$$M_u = 21150 < \phi M_n = 21872 \text{ kgf.cm} \quad \text{O.K.}$$

Lateral Support of Beams

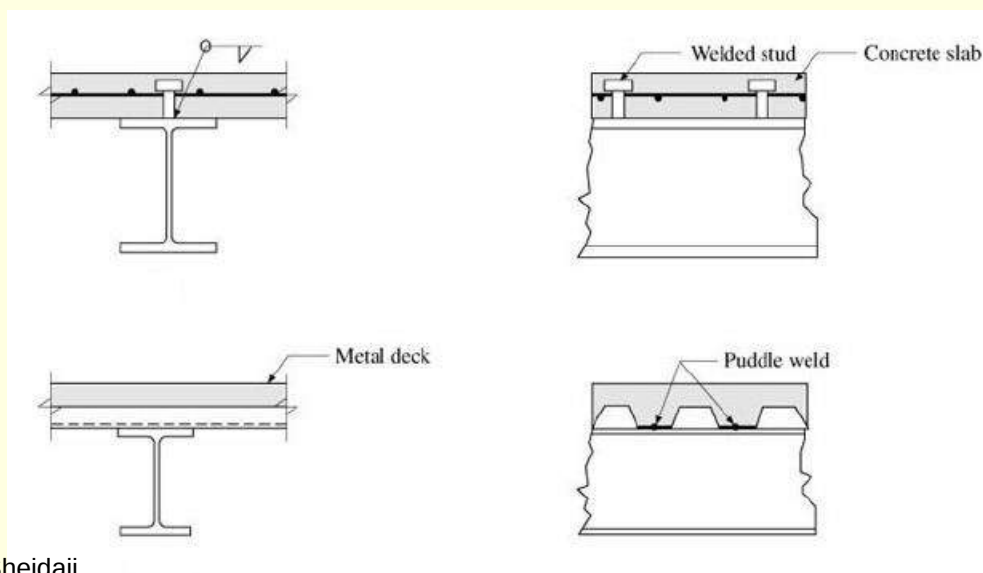
تکیه گاه جانبی تیرها

تعبیه تکیه گاههای جانبی برای بال فشاری باعث افزایش مقاومت تیر در برابر کمانش جانبی-پیچشی می شود.



انواع مهاربندی جانبی

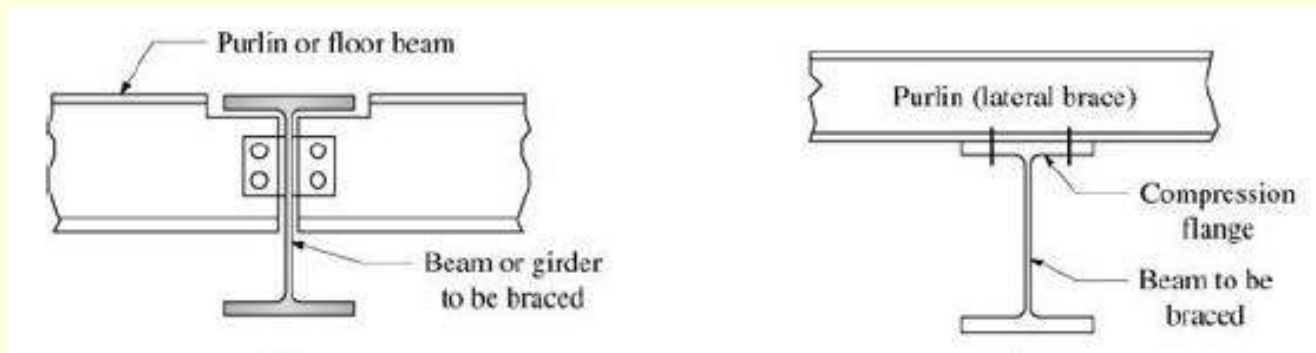
(a) مهاربندی جانبی پیوسته بال فشاری: که در آن مهارهای جانبی در فواصل بسیار کوتاه توسط دالهای بتن آرمه یا عرشه های فلزی و ... تامین می شود.



Lateral Support of Beams

تکیه‌گاه جانبی تیرها

(b) مهاربندی جانبی بال فشاری در فواصل: که در آن مهارهای جانبی در فواصل مجزایی توسط دیگر اعضای سیستم مهاربندی فراهم می‌شوند.

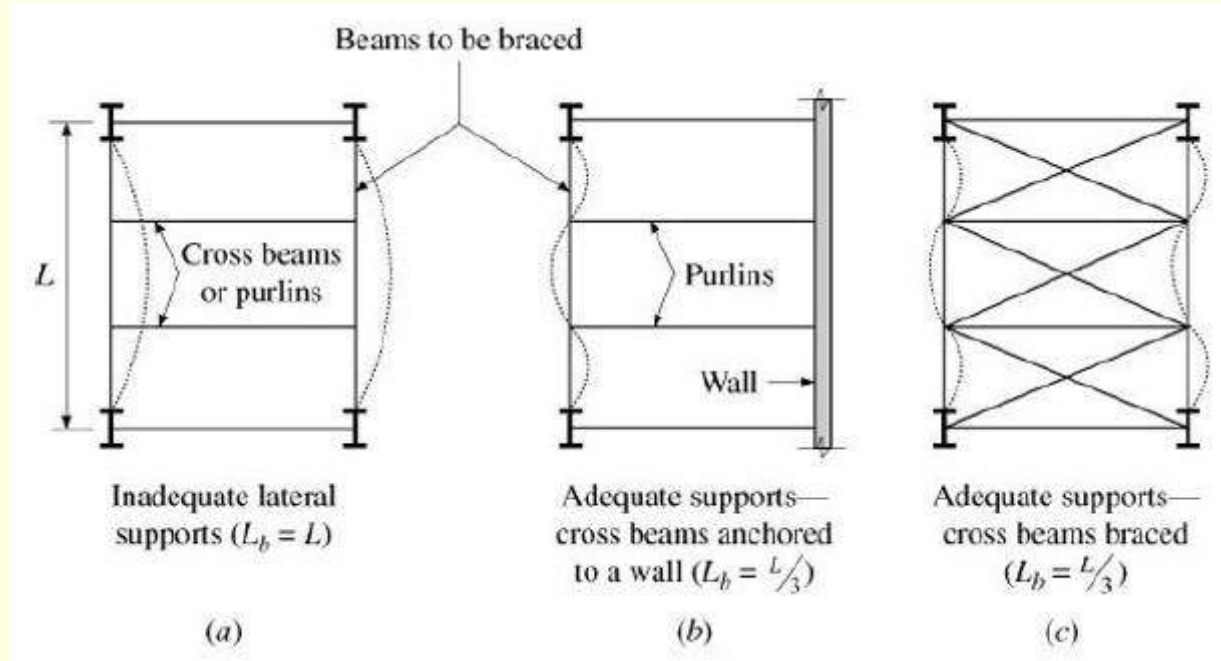


نکات ویژه در طراحی مهارهای جانبی

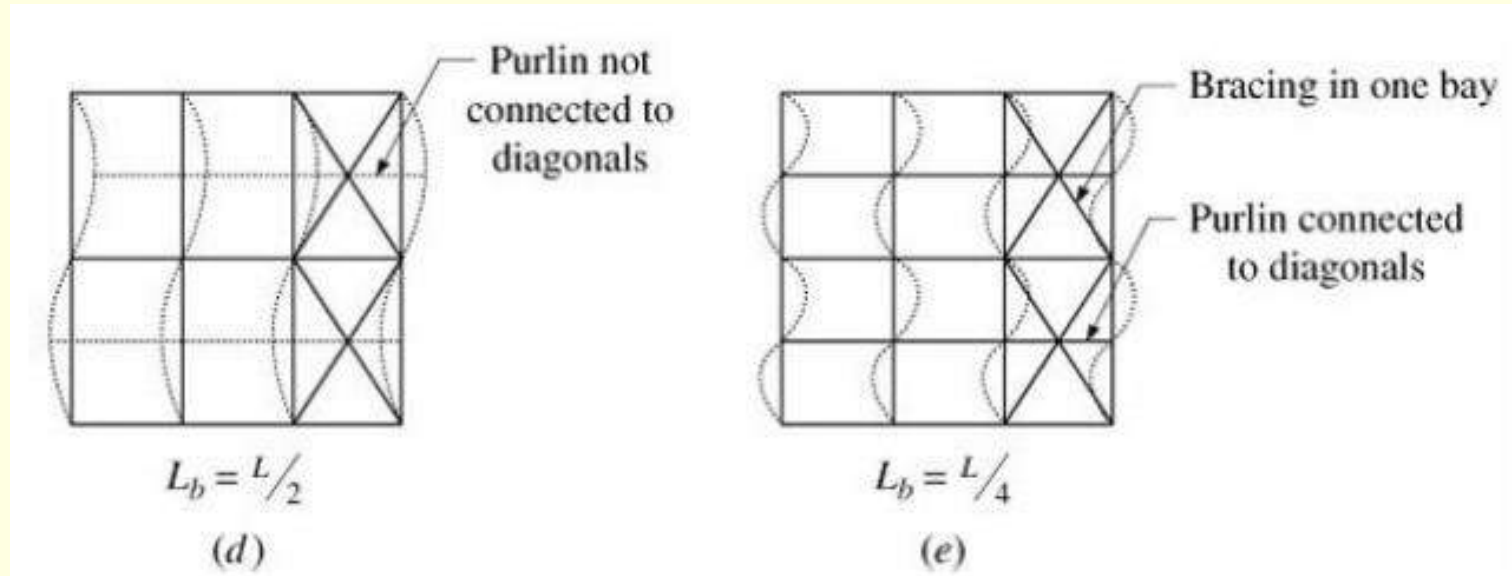
مهارهای جانبی باید دارای سختی و مقاومت کافی برای جلوگیری از انتقال جانبی مقطع عرضی باشند.

خوشبختانه نیروی عضو مهارى مقدار بزرگى نبوده و مقدار متداول آن 2.0-2.5% نیروی فشاری در بال فشاری میباشد.

مهارهای جانبی باید به نحوی طراحی شوند که در جلوگیری از کمانش جانبی-پیچشی موثر واقع شوند.



نکات ویژه در طراحی مهارهای جانبی



تیرهای فشرده مهارنشده (نواحی ۳ و ۲)

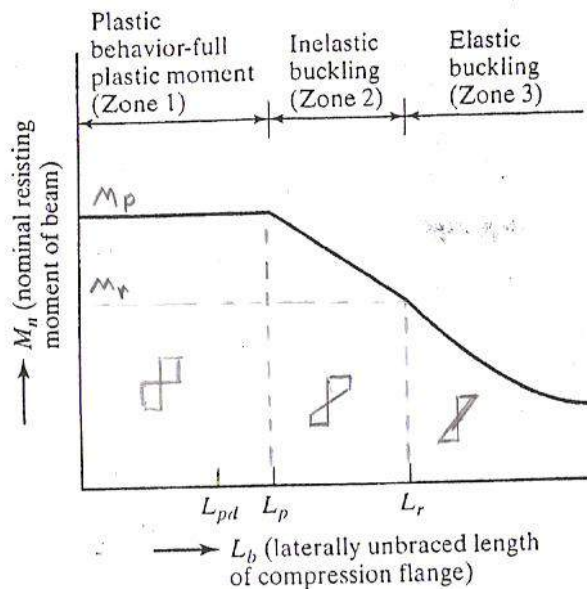
Unbraced Compact Beams

اگر فاصله مهارهای جانبی L_b بزرگتر از L_p باشد کمانش جانبی پیچشی تیر به صورت غیرالاستیک خواهد بود.

$$L_p < L_b \leq L_r \rightarrow \text{کمانش جانبی پیچشی غیرالاستیک}$$

اگر فاصله مهارهای جانبی L_b بزرگتر از L_r باشد کمانش جانبی پیچشی تیر به صورت الاستیک بوده در هنگام کمانش، تنش هیچ تاری از مقطع تیر به تنش تسلیم نخواهد رسید.

$$L_r < L_b \rightarrow \text{کمانش جانبی پیچشی الاستیک}$$



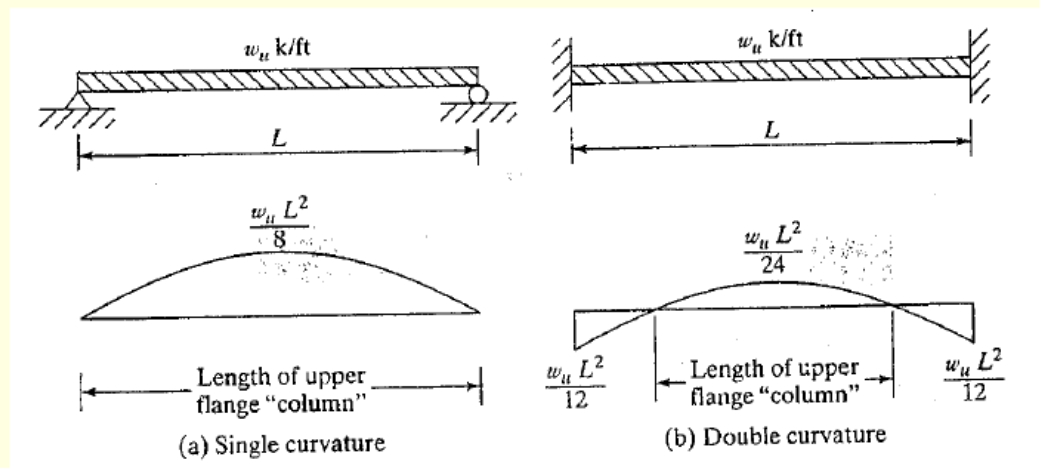
به دلیل وجود تنشهای پسماند در تیر، فرض می شود جاری شدن مقطع در تنشی برابر با $F_y - F_r = 0.7F_y$ ایجاد شود. F_r تنش پسماند فشاری مقطع است که برای سادگی برابر با $0.3F_y$ در نظر گرفته شده است.

ضریب اصلاحی تغییرات لنگر C_b

Modification Factor for Non uniform Moment

بارگذاری بسیار محتمل برای ایجاد کمانش جانبی پیچشی بارگذاری است که ایجاد لنگر خمشی یکنواخت در تیر می نماید زیرا در چنین حالتی است که کل بال فوقانی تحت فشار یکنواخت خواهد بود (تیر با یک انحنا خمیده خواهد شد).

در حالتی که لنگر در طول تیر ثابت نباشد، بالهای تیر تحت فشار متغیر بوده و ممکن است از کشش به فشار تغییر یابند و در نتیجه فقط بخشی از بال تیر تحت فشار باشد (تیر با یک انحنا خمیده نشود).



ضریب اصلاحی تغییرات لنگر C_b

Modification Factor for Non uniform Moment

■ اغلب تیرها با یک انحنا خمیده نمی شوند (به علت شرایط تکیه گاهی و بارگذاری مختلف) و در نتیجه عملاً تیرها دارای ظرفیت لنگر خمشی بیشتری خواهند بود.

■ برای در نظر گرفتن اثر تغییرات لنگر خمشی روی کمانش جانبی پیچشی، در آیین نامه از ضریب اصلاحی تغییرات لنگر C_b استفاده می شود.

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} R_m \leq 3.0 \quad (F1-1)$$

■ ضریب C_b بزرگتر یا مساوی واحد بوده، در لنگر مقاوم اسمی M_n ضرب می شود و در نتیجه به ظرفیت خمشی بالای تیر منجر می شود.

■ می توان بطور محافظه کارانه برای همه حالات $C_b = 1$ فرض نمود ولی با چنین فرضی، عملاً از صرفه جویی قابل ملاحظه ای در وزن فولاد مصرفی صرف نظر می شود.

ضریب اصلاحی تغییرات لنگر C_b

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} R_m \leq 3.0 \quad (\text{F1-1})$$

$M_{\max}$ = قدر مطلق حداکثر لنگر در قسمت مهار نشده،

M_A = قدر مطلق لنگر در نقطه یک چهارم قسمت مهار نشده،

M_B = قدر مطلق لنگر در مرکز قسمت مهار نشده،

M_C = قدر مطلق لنگر در نقطه سه چهارم قسمت مهار نشده،

R_m = پارامتر تک تقارنی monosymmetry مقطع،

$= 1.0$ برای اعضای دارای تقارن دوگانه doubly symmetric members.

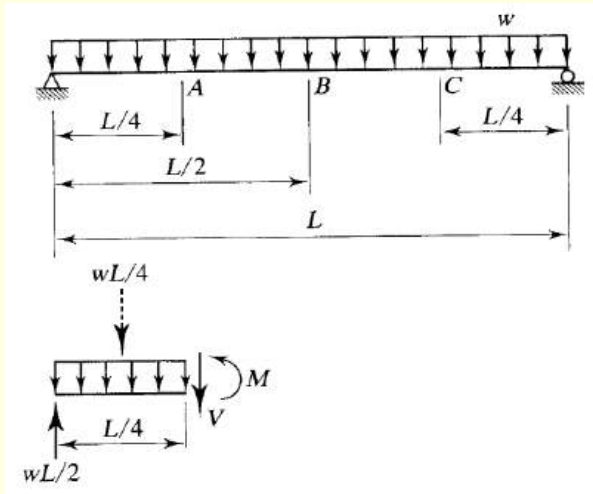
$= 1.0$ برای اعضای دارای تقارن ساده singly symmetric تحت خمش با انحنای منفرد

$= 0.5 + (I_{yc}/I_y)^2$ برای اعضای دارای تقارن ساده تحت خمش با انحنای مضاعف ~

I_y = ممان اینرسی حول محور اصلی y،

I_{yc} = ممان اینرسی بال تحت فشار حول محور اصلی y. برای خمش با انحنای مضاعف، از بال فشاری کوچکتر استفاده شود.

مثال: مطلوبست تعیین C_b برای تیری با تکیه گاههای ساده تحت بارگذاری گسترده یکنواخت با مهارهای جانبی فقط در دو انتها.



حل: با توجه به تقارن، لنگر حداکثر در وسط دهانه است:

$$M_{\max} = M_B = \frac{1}{8} wL^2$$

همچنین با توجه به تقارن، لنگر در نقطه یک چهارم با لنگر نقطه سه چهارم برابر است

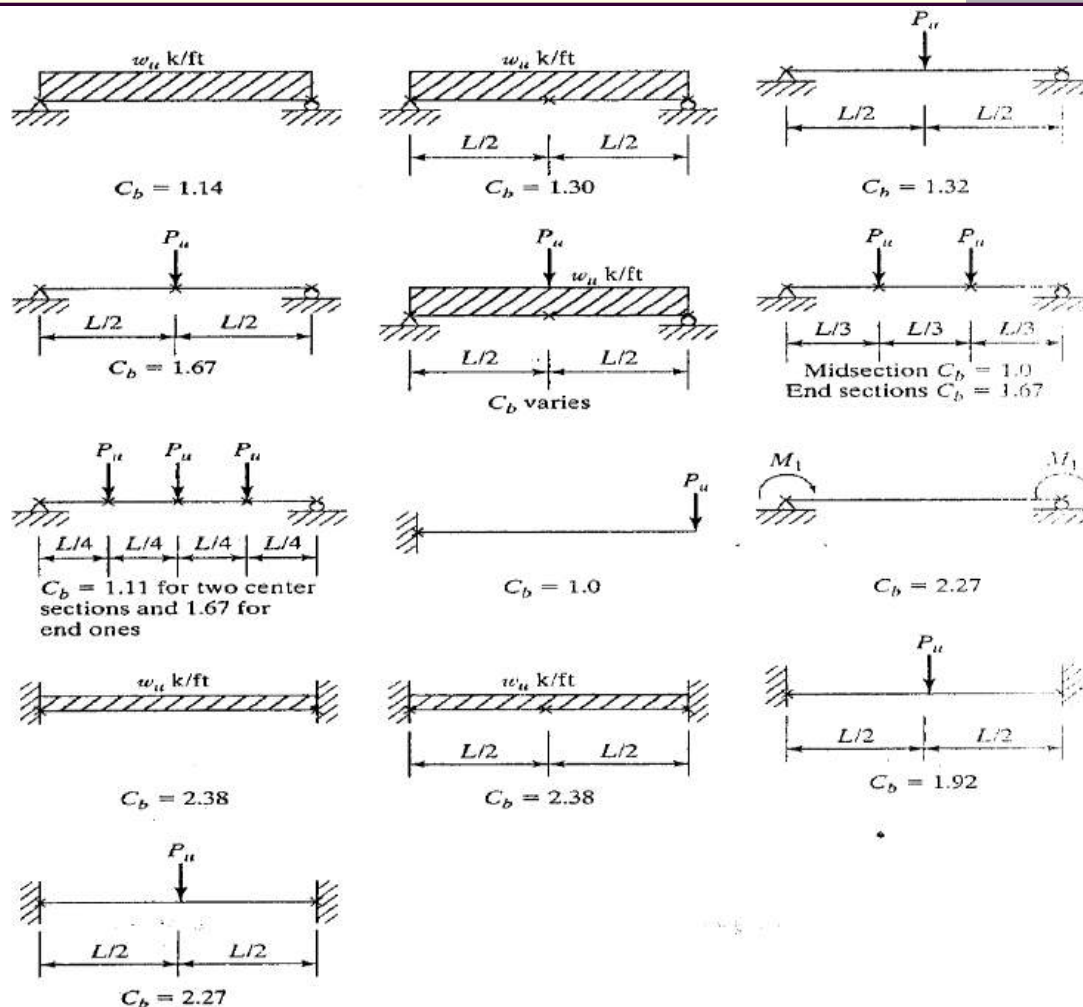
$$M_A = M_C = \frac{wL}{2} \left(\frac{L}{4} \right) - \frac{wL}{4} \left(\frac{L}{8} \right) = \frac{wL^2}{8} - \frac{wL^2}{32} = \frac{3}{32} wL^2$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

$$= \frac{12.5 \left(\frac{1}{8} \right)}{2.5 \left(\frac{1}{8} \right) + 3 \left(\frac{3}{32} \right) + 4 \left(\frac{1}{8} \right) + 3 \left(\frac{3}{32} \right)} = 1.14$$

$$C_b = 1.14.$$

ضرب اصلاحی تغییرات لنگر C_b – مقادیر نمونه

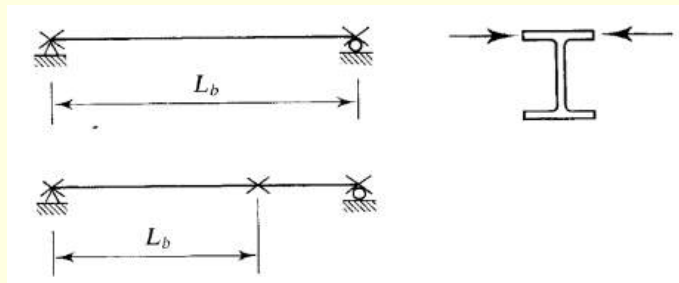


مقاومت خمشی تیرهای مهارنشده

Strength of Unbraced Beams

■ یک تیر قوی تر خواهد شد اگر:

الف) فواصل مهارهای جانبی (L_b) کوچکتر شود،



ب) تغییرات لنگر بزرگتر شود.

در ادامه به بررسی اثر این دو عامل در ظرفیت لنگر خمشی تیر پرداخته شده است.

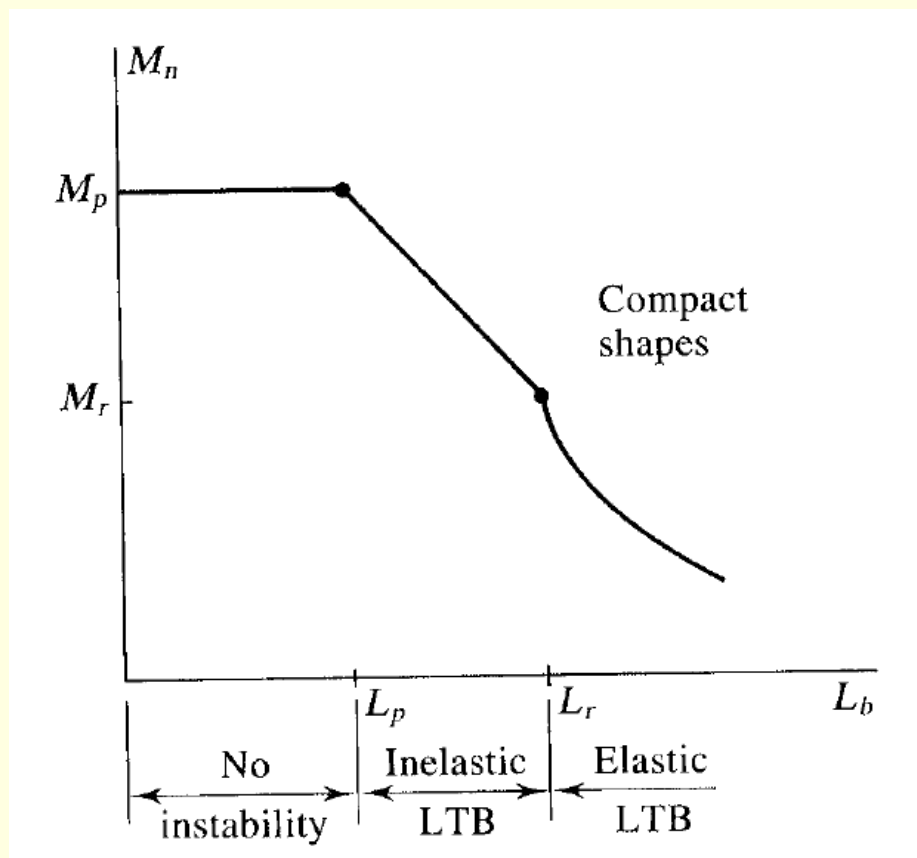
Effect of Unbraced Length

Unbraced length, L_b	Nominal moment capacity, M_n	Beam behavior
Small $L_b \leq L_p$	M_p	<u>No LTB.</u> The beam can be loaded until all of the steel is yielding.
Moderate $L_p \leq L_b \leq L_r$	between M_p and M_r	<u>Inelastic LTB.</u> Some of the steel is yielding, and the beam is weakened by some lateral-torsional buckling.
Large $L_r \leq L_b$	less than M_r	<u>Elastic LTB.</u> None of the steel is yielding, the beam strength is controlled by lateral-torsional buckling.

الف- اثر طول مهارنشده L_b

Effect of Unbraced Length

در شکل زیر رابطه لنگر خمشی اسمی و طول مهار نشده L_b نشان داده شده است:



الف- اثر طول مهارنشده L_b

Effect of Unbraced Length

■ معادله تئوریک برای مقاومت جانبی-پیچشی الاستیک برای مقاطع I و U شکل تحت بار در صفحه جان عبارتست از:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ} \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{L_b^2} \frac{EC_w}{GJ}}$$

که:

L_b	طول مهار نشده بخشی از تیر تحت لنگرهای انتهایی مساوی،
I_y	ممان اینرسی حول محور ضعیف تر،
G	مدول برشی مصالح،
E	مدول ارتجاعی مصالح،
J	ممان اینرسی قطبی مقطع (cm^4) (به عبارت دیگر ثابت پیچش سن ونان برابر با $\sum bt^3/3$)،
C_w	ثابت پیچش تابیدگی مقطع (cm^6).

الف- اثر طول مهارنشده L_b

Effect of Unbraced Length

- معادله تئوریک مزبور برای تعیین ظرفیت لنگر خمش تیرهایی که طول مهارنشده آنها بزرگتر از L_r باشد قابل استفاده است (ناحیه کمانش الاستیک).
- L_r فاصله ای از مهارهای جانبی است که در آن به محض رسیدن تنش در مقطع تیر به تنش تسلیم، کمانش اتفاق می افتد.
- با فرض وجود تنش پسماند حداکثری به میزان $F_r = 0.3F_y$ ، مقاومت خمشی اسمی مقطع به ازای طول مهارنشده L_r برابر با $M_r = (F_y - F_r)S_x = 0.7F_yS_x$ در نظر گرفته می شود.
- برای محاسبه L_r کافی است که در معادله تئوریک فوق الذکر، مقدار L_b به ازای $M_n = M_r = 0.7F_yS_x$ تعیین شود،
- ظرفیت لنگر خمشی مقطع در ناحیه II (ناحیه کمانش غیرالاستیک) یعنی وقتی $L_p \leq L_b \leq L_r$ است روی خط مستقیمی که بین M_p در L_p ، و M_r در L_r واقع شده است قرار می گیرد.

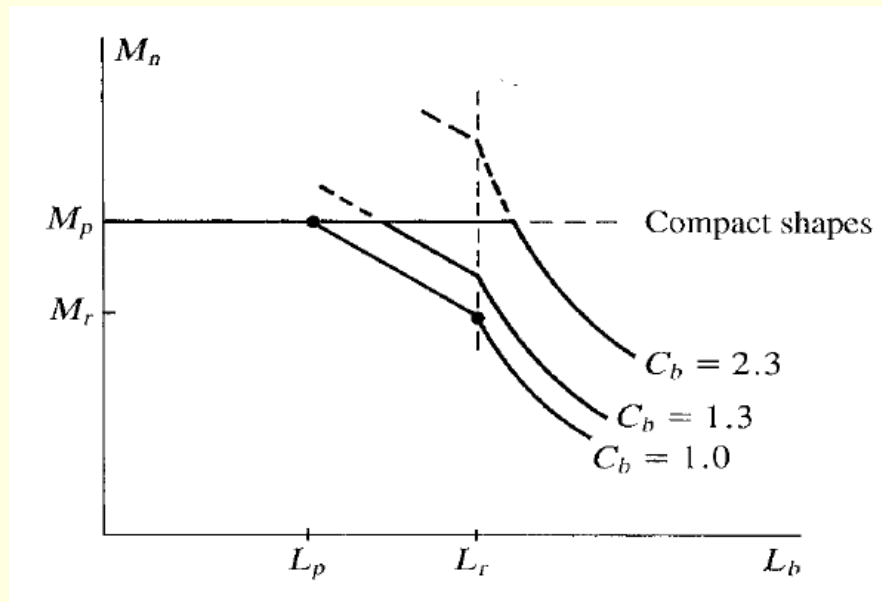
ب- اثر تغییرات لنگر C_b

Effect of Moment Gradient

■ اثر تغییرات لنگر به سادگی با ضرب کردن ضریب اصلاحی لنگر C_b به مقاومت خمشی اسمی M_n ، اعمال می شود.

■ مقاومت خمشی حاصل هیچگاه نباید بیشتر از M_p شود.

$$M_n = \text{Min} \left\{ C_b \times (M_n \text{ حاصل از تحلیل LTB}), M_p \right\}.$$



روابط آیین نامه AISC برای طراحی مقاطع فشرده I و U شکل

ضوابط مربوط به طراحی مقاطع فشرده I و U شکل در AISC05 F2 p.16.1-47 قید شده است:

a) When $L_b \leq L_p$, No LTB (Zone I)

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (F2-1)$$

b) When $L_p < L_b \leq L_r$, Inelastic LTB (Zone II)

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (F2-2)$$

c) When $L_r < L_b$, Elastic LTB (Zone III)

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (F2-3)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (F2-4)$$

این رابطه عیناً متناظر با معادله تئوریک کمانش جانبی-پیچشی الاستیک ذکر شده در قسمت قبل است.

روابط آیین نامه AISC برای طراحی مقاطع فشرده I و U شکل

طولهای محدود کننده L_p و L_r از روابط زیر تعیین می شود:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (F2-5)$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E J_c} \right)^2}} \quad (F2-6)$$

قسمت رادیکالی معادله (F2-4) می تواند بطور خیلی محافظه کارانه معادل با 1.0 در نظر گرفته شود. در این صورت معادله (F2-6) تبدیل می شود به:

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y}}$$

r_{ts} در روابط فوق عبارتست از:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (F2-7)$$

روابط آیین نامه AISC برای طراحی مقاطع فشرده I و U شکل

■ برای مقاطع شکل I دارای تقارن دوگانه با بالهای مستطیل شکل، داریم:

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2S_x}$$

لذا معادله (F2-7) به معادله زیر تبدیل می شود:

$$d - t_f = h_0 = \text{فاصله مراکز بالها}$$

■ r_{ts} را می توان بدقت و بطور محافظه کارانه به عنوان شعاع ژیراسیون بال فشاری به علاوه یک ششم جان تقریب زد در این صورت:

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{h t_w}{b_f t_f} \right)}}$$

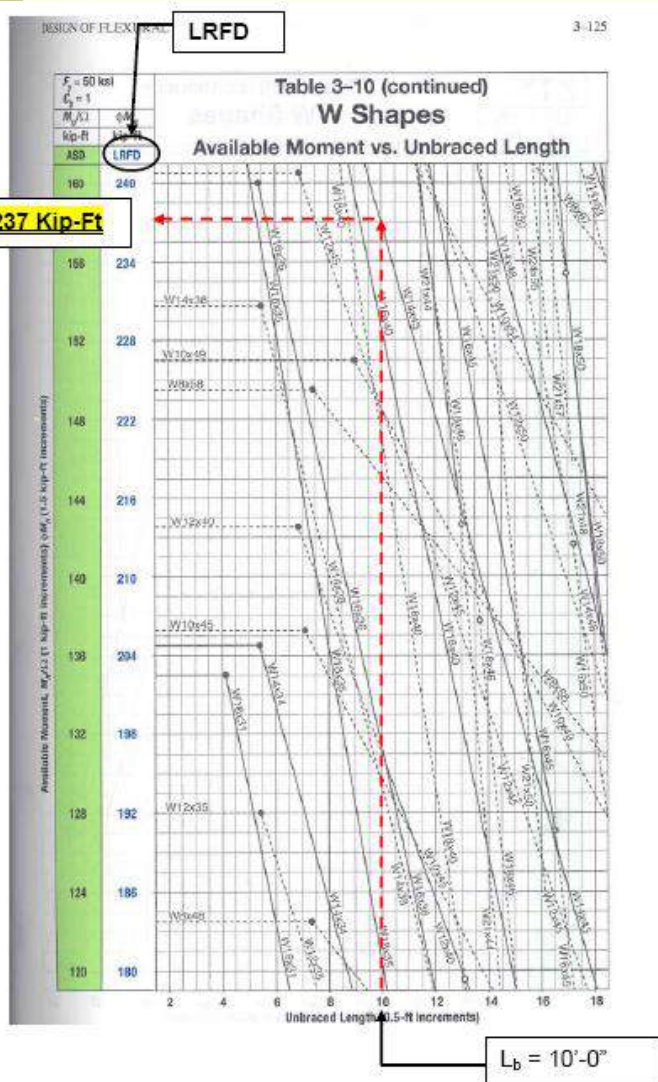
■ ضریب C در این روابط عبارتست از:

For a doubly symmetric I-shape: $c = 1$ (F2-8a)

For a channel: $c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$ (F2-8b)

Design Charts

نمودارهای طراحی تیر



جداول طراحی تیر

Table 3-2 (continued)
W Shapes
Selection by Z_x

$F_y = 50$ ksi

Z_x

Shape	Z_x in. ³	M_{px}/Ω_b	$\phi_b M_{px}$	M_{rx}/Ω_b	$\phi_b M_{rx}$	BF		L_p	L_r	I_x	V_{rx}/Ω_v	$\phi_v V_{rx}$
		kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kips	kips	ft	ft	in. ⁴	kips	kips
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ft	ft	in. ⁴	ASD	LRFD
W21×55	126	314	473	192	289	10.8	16.3	6.11	17.4	1140	156	234
W14×74	126	314	473	196	294	5.34	8.03	8.76	31.0	795	128	191
W18×60	123	307	461	189	284	9.64	14.5	5.93	18.2	984	151	227
W12×79	119	297	446	187	281	3.77	5.67	10.8	39.9	662	116	175
W14×68	115	287	431	180	270	5.20	7.81	8.69	29.3	722	117	175
W10×88	113	282	424	172	259	2.63	3.95	9.29	51.1	534	131	197
W18×55	112	279	420	172	258	9.26	13.9	5.90	17.5	890	141	212
W21×50	110	274	413	165	248	12.2	18.3	4.59	13.6	984	158	237
W12×72	108	269	405	170	256	3.72	5.59	10.7	37.4	597	105	158
W21×48 ^f	107	265	398	162	244	9.78	14.7	6.09	16.6	959	144	217
W16×57	105	262	394	161	242	7.98	12.0	5.65	18.3	758	141	212
W14×61	102	254	383	161	242	4.96	7.46	8.65	27.5	640	104	156
W18×50	101	252	379	155	233	8.69	13.1	5.83	17.0	800	128	192
W10×77	97.6	244	366	150	225	2.59	3.90	9.18	45.2	455	112	169
W12×65 ^f	96.8	237	356	154	231	3.60	5.41	11.9	35.1	533	94.5	142
W21×44	95.4	238	358	143	214	11.2	16.8	4.45	13.0	843	145	217
W16×50	92.0	230	345	141	213	7.59	11.4	5.62	17.2	659	124	185
W18×46	90.7	226	340	138	207	9.71	14.6	4.56	13.7	712	130	195
W14×53	87.1	217	327	136	204	5.27	7.93	6.78	22.2	541	103	155
W12×58	86.4	216	324	136	205	3.76	5.66	8.87	29.9	475	87.8	132
W10×68	85.3	213	320	132	199	2.57	3.86	9.15	40.6	394	97.8	147
W16×45	82.3	205	309	127	191	7.16	10.8	5.55	16.5	586	111	167
W18×40	78.4	196	294	119	180	8.86	13.3	4.49	13.1	612	113	169
W14×48	78.4	196	294	123	184	5.10	7.66	6.75	21.1	484	93.8	141
W12×53	77.9	194	292	123	185	3.65	5.48	8.76	28.2	425	83.2	125
W10×60	74.6	186	280	116	175	2.53	3.80	9.08	36.6	341	85.8	129
W16×40	73.0	182	274	113	170	6.69	10.1	5.55	15.9	518	97.7	146
W12×50	71.9	179	270	112	169	3.97	5.97	6.92	23.9	391	90.2	135
W8×67	70.1	175	263	105	159	1.73	2.60	7.49	47.7	272	103	154
W14×43	69.6	174	261	109	164	4.82	7.24	6.68	20.0	428	83.3	125
W10×54	66.6	166	250	105	158	2.49	3.74	9.04	33.7	303	74.7	112
ASD	LRFD	^f Shape exceeds compact limit for flexure with $F_y = 50$ ksi.										
$\Omega_b = 1.67$ $\Omega_y = 1.50$	$\phi_b = 0.90$ $\phi_y = 1.00$											

جداول طراحی تیر برای مقاطع IPE متداول در ایران

IPE	Z_x cm^3	$\phi_b = 0.9 \quad F_y = 2333 \frac{kg}{cm^2}$						$\phi_b = 0.9 \quad F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2}$						$\phi_b = 0.9 \quad F_y = 3000 \frac{kg}{cm^2}$					
		$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L_p	L_r	BF	$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L_p	L_r	BF	$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L_p	L_r	BF	$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L_p
		$t.m$	$t.m$	m	m	t	$t.m$	$t.m$	m	m	t	$t.m$	$t.m$	m	m	t	$t.m$	$t.m$	m
80	23.2	0.487	0.294	0.54	2.98	0.079	0.501	0.302	0.53	2.90	0.084	0.626	0.378	0.48	2.35	0.133			
100	39.4	0.827	0.503	0.64	3.05	0.134	0.851	0.517	0.63	2.97	0.143	1.064	0.646	0.56	2.42	0.225			
120	60.8	1.277	0.779	0.75	3.28	0.197	1.313	0.801	0.74	3.20	0.208	1.642	1.002	0.66	2.63	0.325			
140	88.4	1.856	1.136	0.85	3.54	0.268	1.909	1.169	0.84	3.45	0.284	2.387	1.461	0.75	2.85	0.441			
160	123.8	2.599	1.602	0.95	3.73	0.359	2.674	1.648	0.93	3.64	0.379	3.343	2.060	0.84	3.02	0.589			
180	166.4	3.494	2.146	1.06	4.05	0.451	3.594	2.208	1.04	3.96	0.475	4.493	2.759	0.93	3.30	0.732			
200	220	4.619	2.851	1.15	4.24	0.572	4.752	2.933	1.14	4.14	0.606	5.940	3.667	1.02	3.47	0.928			
220	286	6.005	3.704	1.28	4.62	0.689	6.178	3.810	1.26	4.52	0.726	7.722	4.763	1.13	3.80	1.108			
240	366	7.685	4.762	1.39	4.90	0.833	7.906	4.899	1.37	4.79	0.879	9.882	6.124	1.22	4.03	1.337			
270	478	10.037	6.305	1.56	5.28	1.003	10.325	6.486	1.53	5.16	1.058	12.906	8.108	1.37	4.38	1.594			
300	628	13.186	8.187	1.73	5.71	1.256	13.565	8.422	1.70	5.60	1.319	16.956	10.527	1.52	4.76	1.984			
330	804	16.882	10.480	1.83	5.95	1.554	17.366	10.781	1.80	5.83	1.634	21.708	13.476	1.61	4.97	2.450			
360	1020	21.417	13.287	1.95	6.38	1.835	22.032	13.668	1.93	6.25	1.936	27.540	17.086	1.72	5.33	2.896			
400	1308	27.464	17.050	2.04	6.53	2.319	28.253	17.539	2.01	6.39	2.446	35.316	21.924	1.79	5.47	3.639			
450	1698	35.653	22.047	2.12	6.78	2.920	36.677	22.680	2.09	6.64	3.076	45.846	28.350	1.87	5.70	4.568			
500	2200	46.193	28.367	2.22	7.08	3.668	47.520	29.182	2.19	6.94	3.861	59.400	36.477	1.96	5.96	5.731			
550	2780	58.372	35.863	2.29	7.31	4.484	60.048	36.893	2.26	7.16	4.726	75.060	46.116	2.02	6.16	6.991			
600	3520	73.909	45.123	2.40	7.71	5.421	76.032	46.418	2.37	7.56	5.706	95.040	58.023	2.12	6.49	8.471			

According to LRFD 2005

If $L_p < L_b < L_r$

$$\phi_b M_n = C_b \left[\phi_b M_p - (\phi_b M_p - \phi_b M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi_b M_p$$

Or

$$\phi_b M_n = C_b \left[\phi_b M_p - BF (L_b - L_p) \right] \leq \phi_b M_p$$

جداول طراحی تیر برای مقاطع IPB متداول در ایران

IPB	Z_x cm^3	$\phi_b = 0.9 \quad F_y = 2333 \frac{kg}{cm^2}$					$\phi_b = 0.9 \quad F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2}$					$\phi_b = 0.9 \quad F_y = 3000 \frac{kg}{cm^2}$				
		$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L_p	L_r	BF	$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L_p	L_r	BF	$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L_p	L_r	BF
		t.m	t.m	m	m	t	t.m	t.m	m	m	t	t.m	t.m	m	m	t
100	104.2	2.188	1.323	1.30	10.36	0.095	2.251	1.361	1.29	10.08	0.101	2.813	1.701	1.15	8.08	0.160
120	165.2	3.469	2.116	1.58	11.30	0.139	3.568	2.177	1.55	10.99	0.147	4.460	2.722	1.39	8.82	0.234
140	246	5.165	3.175	1.84	12.19	0.192	5.314	3.266	1.82	11.86	0.204	6.642	4.082	1.63	9.53	0.324
160	354	7.433	4.571	2.09	13.12	0.259	7.646	4.702	2.06	12.77	0.275	9.558	5.878	1.84	10.28	0.436
180	482	10.121	6.261	2.35	14.08	0.329	10.411	6.441	2.32	13.69	0.349	13.014	8.051	2.08	11.04	0.554
200	642	13.480	8.378	2.61	14.92	0.414	13.867	8.618	2.58	14.52	0.440	17.334	10.773	2.30	11.72	0.696
220	828	17.386	10.818	2.88	15.92	0.504	17.885	11.128	2.84	15.49	0.534	22.356	13.910	2.54	12.52	0.846
240	1054	22.131	13.787	3.13	16.84	0.609	22.766	14.183	3.09	16.38	0.646	28.458	17.728	2.76	13.25	1.023
260	1282	26.918	16.903	3.39	17.08	0.732	27.691	17.388	3.34	16.63	0.775	34.614	21.735	2.99	13.48	1.228
280	1534	32.209	20.283	3.65	17.62	0.854	33.134	20.866	3.60	17.16	0.905	41.418	26.082	3.22	13.95	1.429
300	1868	39.222	24.692	3.91	18.53	0.994	40.349	25.402	3.85	18.05	1.053	50.436	31.752	3.44	14.68	1.662
320	2140	44.934	28.367	3.90	18.72	1.118	46.224	29.182	3.85	18.23	1.185	57.780	36.477	3.44	14.82	1.872
340	2400	50.393	31.747	3.88	18.48	1.277	51.840	32.659	3.83	18.00	1.354	64.800	40.824	3.42	14.64	2.137
360	2680	56.272	35.275	3.86	18.26	1.458	57.888	36.288	3.81	17.78	1.546	72.360	45.360	3.40	14.48	2.437
400	3240	68.030	42.330	3.81	17.54	1.872	69.984	43.546	3.76	17.09	1.983	87.480	54.432	3.36	13.94	3.124
450	3980	83.568	52.178	3.78	16.80	2.411	85.968	53.676	3.72	16.37	2.553	107.460	67.095	3.33	13.40	4.008
500	4820	101.206	63.054	3.75	16.23	3.057	104.112	64.865	3.69	15.82	3.236	130.140	81.081	3.30	12.98	5.068
550	5600	117.583	73.049	3.69	15.31	3.833	120.960	75.146	3.64	14.93	4.058	151.200	93.933	3.26	12.31	6.328
600	6420	134.801	83.778	3.65	14.55	4.681	138.672	86.184	3.60	14.20	4.952	173.340	107.730	3.22	11.75	7.692
650	7320	153.698	95.242	3.60	13.93	5.659	158.112	97.978	3.55	13.60	5.983	197.640	122.472	3.18	11.31	9.246
700	8320	174.695	107.883	3.54	13.41	6.769	179.712	110.981	3.49	13.10	7.152	224.640	138.726	3.12	10.93	11.001
800	10220	214.589	131.987	3.44	12.28	9.344	220.752	135.778	3.39	12.01	9.858	275.940	169.722	3.04	10.12	15.003
900	12580	264.142	161.383	3.36	11.73	12.277	271.728	166.018	3.32	11.48	12.955	339.660	207.522	2.97	9.73	19.547
1000	14860	312.015	189.456	3.29	11.11	15.673	320.976	194.897	3.24	10.88	16.502	401.220	243.621	2.90	9.28	24.702

According to LRFD 2005

If $L_p < L_b < L_r$

$$\phi_b M_n = C_b \left[\phi_b M_p - (\phi_b M_p - \phi_b M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi_b M_p$$

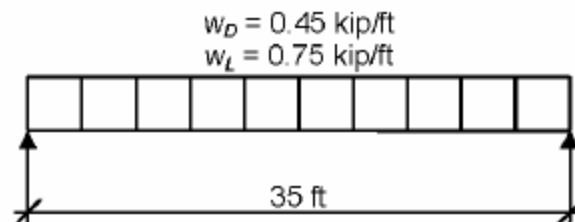
Or

$$\phi_b M_n = C_b \left[\phi_b M_p - BF (L_b - L_p) \right] \leq \phi_b M_p$$

Example F.1-1a W-Shape Flexural Member Design in Strong-Axis Bending, Continuously Braced.

Given:

Select an ASTM A992 W-shape beam with a simple span of 35 feet. Limit the member to a maximum nominal depth of 18 in. Limit the live load deflection to $L/360$. The nominal loads are a uniform dead load of 0.45 kip/ft and a uniform live load of 0.75 kip/ft. Assume the beam is continuously braced.



*Beam Loading & Bracing Diagram
(full lateral support)*

Solution:

Material Properties:

ASTM A992 $F_y = 50 \text{ ksi}$ $F_u = 65 \text{ ksi}$

Manual
Table 2-3

Calculate the required flexural strength

LRFD	ASD
$w_u = 1.2(0.450 \text{ kip/ft}) + 1.6(0.750 \text{ kip/ft})$ $= 1.74 \text{ kip/ft}$	$w_a = 0.450 \text{ kip/ft} + 0.750 \text{ kip/ft}$ $= 1.20 \text{ kip/ft}$
$M_u = \frac{1.74 \text{ kip/ft}(35.0 \text{ ft})^2}{8} = 266 \text{ kip-ft}$	$M_a = \frac{1.20 \text{ kip/ft}(35.0 \text{ ft})^2}{8} = 184 \text{ kip-ft}$

Calculate the required moment of inertia for live-load deflection criterion of $L/360$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{360} = \frac{35.0 \text{ ft}(12 \text{ in./ft})}{360} = 1.17 \text{ in.}$$

$$I_{x(reqd)} = \frac{5wl^4}{384E\Delta_{max}} = \frac{5(0.750 \text{ kip/ft})(35.0 \text{ ft})^4(12 \text{ in./ft})^3}{384 (29,000 \text{ ksi})(1.17 \text{ in.})} = 748 \text{ in.}^4$$

Manual
Table 3-23
Diagram 1

Select a W18×50 from Table 3-2

Per the User Note in Section F2, the section is compact. Since the beam is continuously braced and compact, only the yielding limit state applies.

LRFD	ASD
$\phi_b M_n = \phi_b M_{px} = 379 \text{ kip-ft} > 266 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$	$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{M_{px}}{\Omega_b} = 252 \text{ kip-ft} > 184 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$
$I_x = 800 \text{ in.}^4 > 748 \text{ in.}^4 \quad \text{o.k.}$	

Manual
Table 3-2

Manual
Table 3-2

Example F.1-1b W-Shape Flexural Member Design in Strong-Axis Bending, Continuously Braced.

Given:

Example F.1-1a can be easily solved by utilizing the tables of the AISC Steel Construction Manual. Alternatively, this problem can be solved by applying the requirements of the AISC Specification directly.

Solution:

Material Properties:

ASTM A992 $F_y = 50$ ksi $F_u = 65$ ksi

Manual
Table 2-3

Geometric Properties:

W18×50 $Z_x = 101$ in.³

Manual
Table 1-1

Required strength from Example F.1-1a

LRFD	ASD
$M_u = 266$ kip-ft	$M_a = 184$ kip-ft

Calculate the nominal flexural strength, M_n

Per the User Note in Section F2, the section is compact. Since the beam is continuously braced and compact, only the yielding limit state applies.

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 50 \text{ ksi}(101 \text{ in.}^3) = 5050 \text{ kip-in. or } 421 \text{ kip-ft}$$

Eqn. F2-1

Calculate the available flexural strength

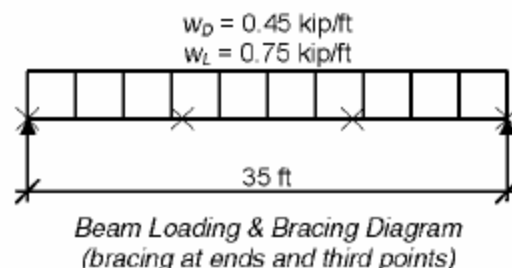
LRFD	ASD
$\phi_b = 0.90$ $\phi_b M_n = 0.90(421 \text{ kip-ft})$ $= 379 \text{ kip-ft} > 266 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$	$\Omega_b = 1.67$ $M_n / \Omega_b = (421 \text{ kip-ft}) / 1.67$ $= 252 \text{ kip-ft} > 184 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$

Section F1

Example F.1-2a W-Shape Flexural Member Design in Strong-Axis Bending, Braced at Third Points

Given:

Verify the strength of the W18×50 beam selected in Example F.1-1a if the beam is braced at the ends and third points rather than continuously braced.



Solution:

Required flexural strength at midspan from Example F.1-1a

LRFD	ASD
$M_u = 266 \text{ kip-ft}$	$M_a = 184 \text{ kip-ft}$

$$L_b = \frac{35.0 \text{ ft}}{3} = 11.7 \text{ ft}$$

By inspection, the middle segment will govern. For a uniformly loaded beam braced at the ends and third points, $C_b = 1.01$ in the middle segment. Conservatively neglect this small adjustment in this case.

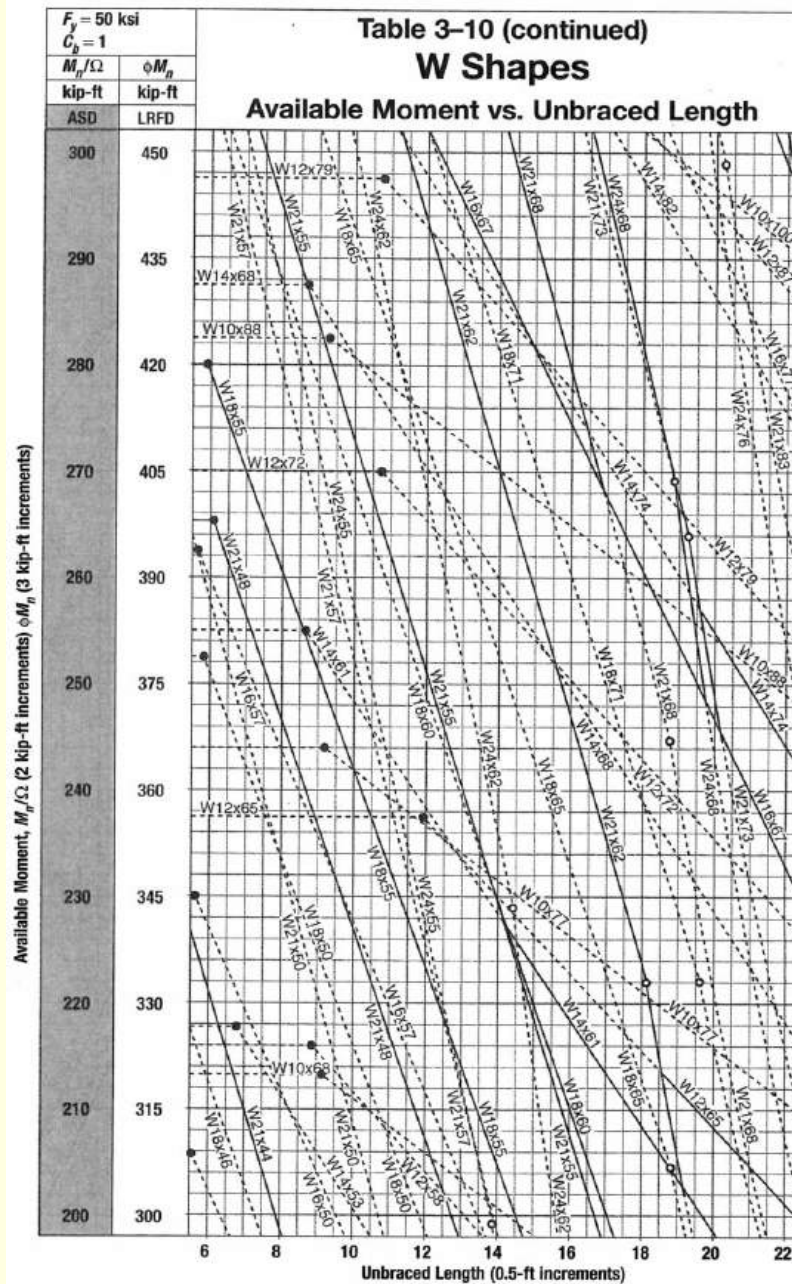
Manual
Table 3-1

Obtain the available strength from Table 3-10

Enter Table 3-10 and find the intersection of the curve for the W18×50 with an unbraced length of 11.7 ft. Obtain the available strength from the appropriate vertical scale to the left.

LRFD	ASD
$\phi_b M_n \approx 302 \text{ kip-ft} > 266 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$	$\frac{M_n}{\Omega_b} \approx 201 \text{ kip-ft} > 184 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$

Manual
Table 3-10



Example F.1-2b W-Shape Flexural Member Design in Strong-Axis Bending, Braced at Third Points

Given:

Example F.1-2a was solved by utilizing the tables of the AISC *Steel Construction Manual*. Alternatively, this problem can be solved by applying the requirements of the AISC Specification directly.

Solution:

Material Properties:

ASTM A992 $F_y = 50$ ksi $F_u = 65$ ksi

Manual
Table 2-3

Geometric Properties:

W18×50 $S_x = 88.9$ in.³

Manual
Table 1-1

Required strength from Example F.1-2a

LRFD	ASD
$M_u = 266$ kip-ft	$M_a = 184$ kip-ft

Calculate the nominal flexural strength, M_n

Calculate C_b

For the lateral-torsional buckling limit state, the nonuniform moment modification factor can be calculated using Specification Equation F1.1.

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.0 \quad \text{Eqn. F1-1}$$

For the center segment of the beam, the required moments for Equation F1-1 can be calculated as a percentage of the maximum midspan moment as: $M_{max} = 1.00$, $M_A = 0.972$, $M_B = 1.00$, $M_C = 0.972$.

$R_m = 1.0$ for doubly-symmetric members

$$C_b = \frac{12.5(1.00)}{2.5(1.00) + 3(0.972) + 4(1.00) + 3(0.972)} (1.0) = 1.01$$

For the end-span beam segments, the required moments for Equation F1-1 can be calculated as a percentage of the maximum midspan moment as: $M_{max} = 0.889$, $M_A = 0.306$, $M_B = 0.556$, and $M_C = 0.750$.

$$C_b = \frac{12.5(0.889)}{2.5(0.889) + 3(0.306) + 4(0.556) + 3(0.750)} (1.0) = 1.46$$

Thus, the center span, with the higher required strength and lower C_b , will govern.

$$L_p = 5.83 \text{ ft}$$

$$L_r = 17.0 \text{ ft}$$

Manual
Table 3-2

Note: The more conservative formula for L_r given in the User Note in Specification Section F2 can yield very conservative results.

For a compact beam with an unbraced length of $L_p < L_b \leq L_r$, the lesser of either the flexural yielding limit-state or the inelastic lateral-torsional buckling limit-state controls the nominal strength.

$$M_p = 5050 \text{ kip-in. (from Example F.1-2a)}$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{Eqn. F2-2}$$

$$M_n = 1.01 \left[5050 \text{ kip-in.} - (5050 \text{ kip-in.} - 0.7(50 \text{ ksi})(88.9 \text{ in.}^3)) \left(\frac{11.7 \text{ ft} - 5.83 \text{ ft}}{17.0 \text{ ft} - 5.83 \text{ ft}} \right) \right]$$

$$\leq 5050 \text{ kip-in.}$$

$$= 4070 \text{ kip-in. or } 339 \text{ kip-ft}$$

Calculate the available flexural strength

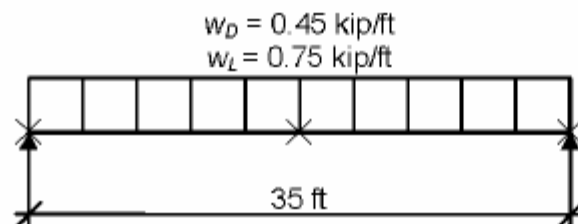
LRFD	ASD
$\phi_b = 0.90$ $\phi_b M_n = 0.90(339 \text{ kip-ft})$ $= 305 \text{ kip-ft} > 266 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$	$\Omega_b = 1.67$ $M_n / \Omega_b = (339 \text{ kip-ft}) / 1.67$ $= 203 \text{ kip-ft} > 184 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$

Section F1

Example F.1-3a. W-Shape Flexural Member design in Strong-Axis Bending, Braced at Midspan

Given:

Verify the strength of the W18×50 beam selected in Example F.1-1a if the beam is braced at the ends and center point rather than continuously braced.



*Beam Loading & Bracing Diagram
(bracing at ends & midpoint)*

Solution:

Required flexural strength at midspan from Example F.1-1a

LRFD	ASD
$M_u = 266$ kip-ft	$M_a = 184$ kip-ft

$$L_b = \frac{35.0 \text{ ft}}{2} = 17.5 \text{ ft}$$

For a uniformly loaded beam braced at the ends and at the center point, $C_b = 1.30$. There are several ways to make adjustments to Table 3-10 to account for C_b greater than 1.0.

Manual
Table 3-1

Procedure A.

Available moments from the sloped and curved portions of the plots in from Manual Table 3-10 may be multiplied by C_b , but may not exceed the value of the horizontal portion (ϕM_n for LRFD, M_n/Ω for ASD).

Obtain the available strength of a W18×50 with an unbraced length of 17.5 ft from Manual Table 3-10

Enter Table 3-10 and find the intersection of the curve for the W18×50 with an unbraced length of 17.5 ft. Obtain the available strength from the appropriate vertical scale to the left.

LRFD	ASD
$\phi_b M_n \approx 222 \text{ kip-ft}$ $\phi_b M_p \approx 379 \text{ kip-ft}$ (upper limit on $C_b M_n$) <i>Adjust for C_b</i> $(1.30)(222 \text{ kip-ft}) = 288 \text{ kip-ft}$	$M_n / \Omega_b \approx 147 \text{ kip-ft}$ $M_p / \Omega_b \approx 252 \text{ kip-ft}$ (upper limit on $C_b M_n$) <i>Adjust for C_b</i> $(1.30)(147 \text{ kip-ft}) = 191 \text{ kip-ft}$

Manual
Table 3-10

<i>Check Limit</i> $288 \text{ kip-ft} \leq \phi_b M_p = 379 \text{ kip-ft}$ o.k. <i>Check available versus required strength</i> $288 \text{ kip-ft} > 266 \text{ kip-ft}$ o.k.	<i>Check Limit</i> $191 \text{ kip-ft} \leq M_p / \Omega_b = 252 \text{ kip-ft}$ o.k. <i>Check available versus required strength</i> $191 \text{ kip-ft} > 184 \text{ kip-ft}$ o.k.
---	---

Procedure B.

For preliminary selection, the required strength can be divided by C_b and directly compared to the strengths in Table 3-10. Members selected in this way must be checked to ensure that the required strength does not exceed the available plastic moment strength of the section.

Calculate the adjusted required strength

LRFD	ASD
$M_u' = 266 \text{ kip-ft} / 1.3 = 205 \text{ kip-ft}$	$M_a' = 184 \text{ kip-ft} / 1.3 = 142 \text{ kip-ft}$

Obtain the available strength for a W18×50 with an unbraced length of 17.5 ft from Manual Table 3-10

LRFD	ASD
$\phi_b M_n \approx 222 \text{ kip-ft} > 205 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$	$M_n / \Omega_b \approx 147 \text{ kip-ft} > 142 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$
$\phi_b M_p \approx 379 \text{ kip-ft} > 266 \text{ kips} \quad \text{o.k.}$	$M_p / \Omega_b \approx 252 \text{ kip-ft} > 184 \text{ kips} \quad \text{o.k.}$

Manual
Table 3-10

Example F.1-3b. W-Shape Flexural Member Design in Strong-Axis Bending, Braced at Midspan

Given:

Example F.1-3a was solved by utilizing the tables of the AISC *Steel Construction Manual*. Alternatively, this problem can be solved by applying the requirements of the AISC Specification directly.

Solution:

Geometric Properties:

$$W18 \times 50 \quad r_x = 1.98 \text{ in.} \quad S_x = 88.9 \text{ in.}^3 \quad J = 1.24 \text{ in.}^4 \quad h_o = 17.4 \text{ in.}$$

Required strength from Example F.1-3a

LRFD	ASD
$M_u = 266 \text{ kip-ft}$	$M_a = 184 \text{ kip-ft}$

Calculate the nominal flexural strength, M_n

Calculate C_b

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.0 \quad \text{Eqn. F1-1}$$

The required moments for Equation F1-1 can be calculated as a percentage of the maximum midspan moment as: $M_{max} = 1.00$, $M_A = 0.438$, $M_B = 0.750$, and $M_C = 0.938$.

$R_m = 1.0$ for doubly-symmetric members

$$C_b = \frac{12.5(1.00)}{2.5(1.00) + 3(0.438) + 4(0.750) + 3(0.938)} (1.0) = 1.30$$

$$L_p = 5.83 \text{ ft}$$

$$L_r = 17.0 \text{ ft}$$

Manual
Table 3-6

For a compact beam with an unbraced length $L_b > L_r$, the limit state of elastic lateral-torsional buckling applies.

Calculate F_{cr} with $L_b = 17.5$ ft

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2} \quad \text{where } c = 1.0 \text{ for doubly symmetric I-shapes} \quad \text{Eqn. F2-4}$$

$$F_{cr} = \frac{1.30 \pi^2 (29,000 \text{ ksi})}{\left(\frac{17.5 \text{ ft}(12 \text{ in./ft})}{1.98 \text{ in.}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{(1.24 \text{ in.}^4) 1.0}{(88.9 \text{ in.}^3)(17.4 \text{ in.})} \left(\frac{17.5 \text{ ft}(12 \text{ in./ft})}{1.98 \text{ in.}}\right)^2} = 43.2 \text{ ksi}$$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad \text{Eqn. F2-3}$$

$$M_n = 43.2 \text{ ksi}(88.9 \text{ in.}^3) = 3840 \text{ kip-in.} < 5050 \text{ kip-in.}$$

$$M_n = 3840 \text{ kip-in or } 320 \text{ kip-ft}$$

Calculate the available flexural strength

LRFD	ASD
$\phi_b = 0.90$	$\Omega_b = 1.67$
$\phi_b M_n = 0.90(320 \text{ kip-ft}) = 288 \text{ kip-ft}$	$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{320 \text{ kip-ft}}{1.67} = 192 \text{ kip-ft}$
$288 \text{ kip-ft} > 266 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$	$192 \text{ kip-ft} > 184 \text{ kip-ft} \quad \text{o.k.}$

Section F1

Design of Beams for Shear and Deflection

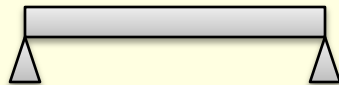
فصل پنجم - قسمت سوم: طراحی تیرها
برای برش و خیز

طراحی تیرها برای برش و خیز

Design of Beams for Shear and Deflection

تیرهای فولادی معمولاً فقط براساس خمش طراحی می شوند زیرا تنش های خمشی فاکتور بحرانی در طراحی تیرها می باشند .

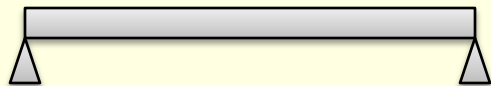
اما تحت شرایط خاص ، برش و خیز باید مورد بررسی قرار گیرد.



• تیرهای معمولی: طراحی به خمش و کنترل به برش و خیز



• تیرهای کوتاه : طراحی به برش و کنترل به خمش و خیز



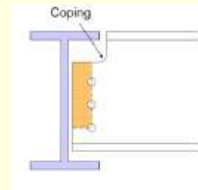
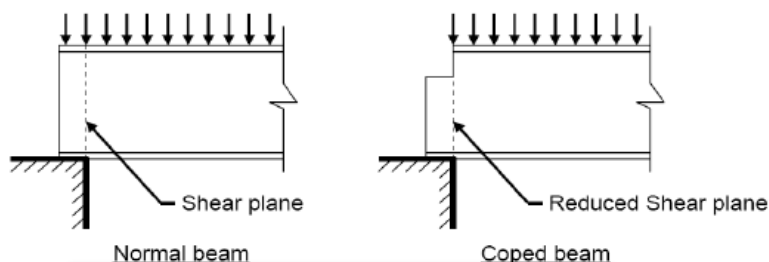
• تیرهای بلند : طراحی به خیز و کنترل به خمش و برش

طراحی به برش

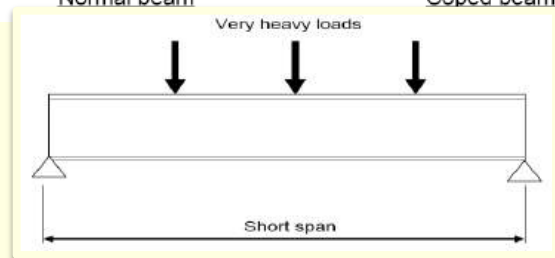
Design for Shear

برش در طراحی تیرها معمولا کنترل کننده نیست مگر در موارد زیر:

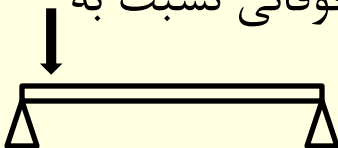
i. تیر با بریدگی در مقطع عرضی مانند تیرهای زبانه شده (coped beams) و تیرهای دارای بازشو در جان برای عبور کانالها



ii. تیرهای کوتاه تحت بارهای خیلی سنگین



iii. اعمال نیروی قابل ملاحظه متمرکز در نزدیکی تکیه گاه تیر (ایجاد تلاش برشی بالا بدون خمش قابل ملاحظه). در اثر وجود خروج از مرکزیت در ستون طبقه فوقانی نسبت به ستون تحتانی و در نتیجه اعمال بار آن به تیر متصل به ستون



iv. تیرهای با جان نازک نظیر تیرورق ها و تیرهای جدار نازک تحت بارهای معمولی

طراحی به برش

Design for Shear

از مقاومت مصالح، رابطه تنش های برشی به صورت زیر است :

$$f_v = \frac{VQ}{Ib}$$

که در آن:

f_v = تنش برشی افقی و قائم در نقطه مورد نظر

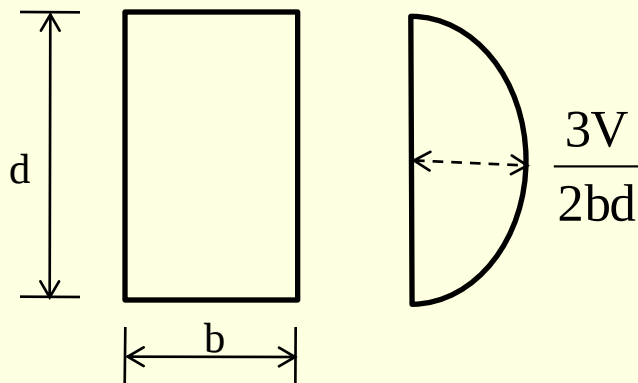
V = نیروی برشی مقطع

Q = لنگر اول سطح بین نقطه مورد نظر و لبه بالا یا پایین مقطع، حول تارخشی

I = ممان اینرسی حول تارخشی

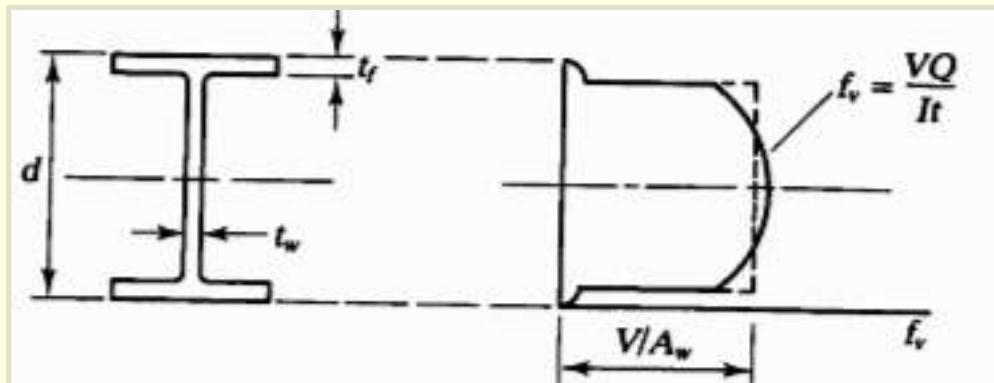
b = عرض مقطع در تراز مورد نظر

تغییرات تنش های برشی در ارتفاع یک مقطع مستطیلی:



Design for Shear

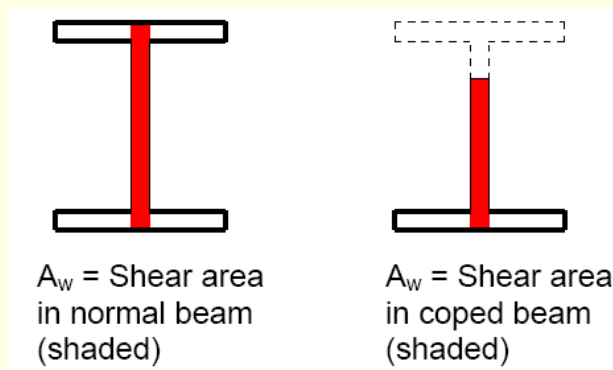
در یک تیر I شکل قسمت اعظم برش توسط جان تیر تحمل می شود (مطابق شکل)



در این تیرها مقدار تنش برشی ماکزیمم جان، نزدیک به تنش برشی متوسط جان بوده و لذا از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$f_v = \frac{V}{A_w}$$

مساحت جان تیر، A_w ، برای تیرهای معمولی و زبانه شده در شکل‌های زیر نشان داده شده است:



Design for Shear

□ تحت چنین شرایطی، تسلیم کامل جان خیلی قبل از تسلیم بالها اتفاق می افتد، لذا تسلیم برشی جان یکی از حالات حدی برشی می باشد.

□ با فرض اینکه تنش تسلیم برشی ۶۰٪ تنش تسلیم کششی باشد، مقاومت اسمی مربوط به حالت حدی تسلیم برشی جان، به شرط عدم کمانش برشی جان، عبارت خواهد بود از:

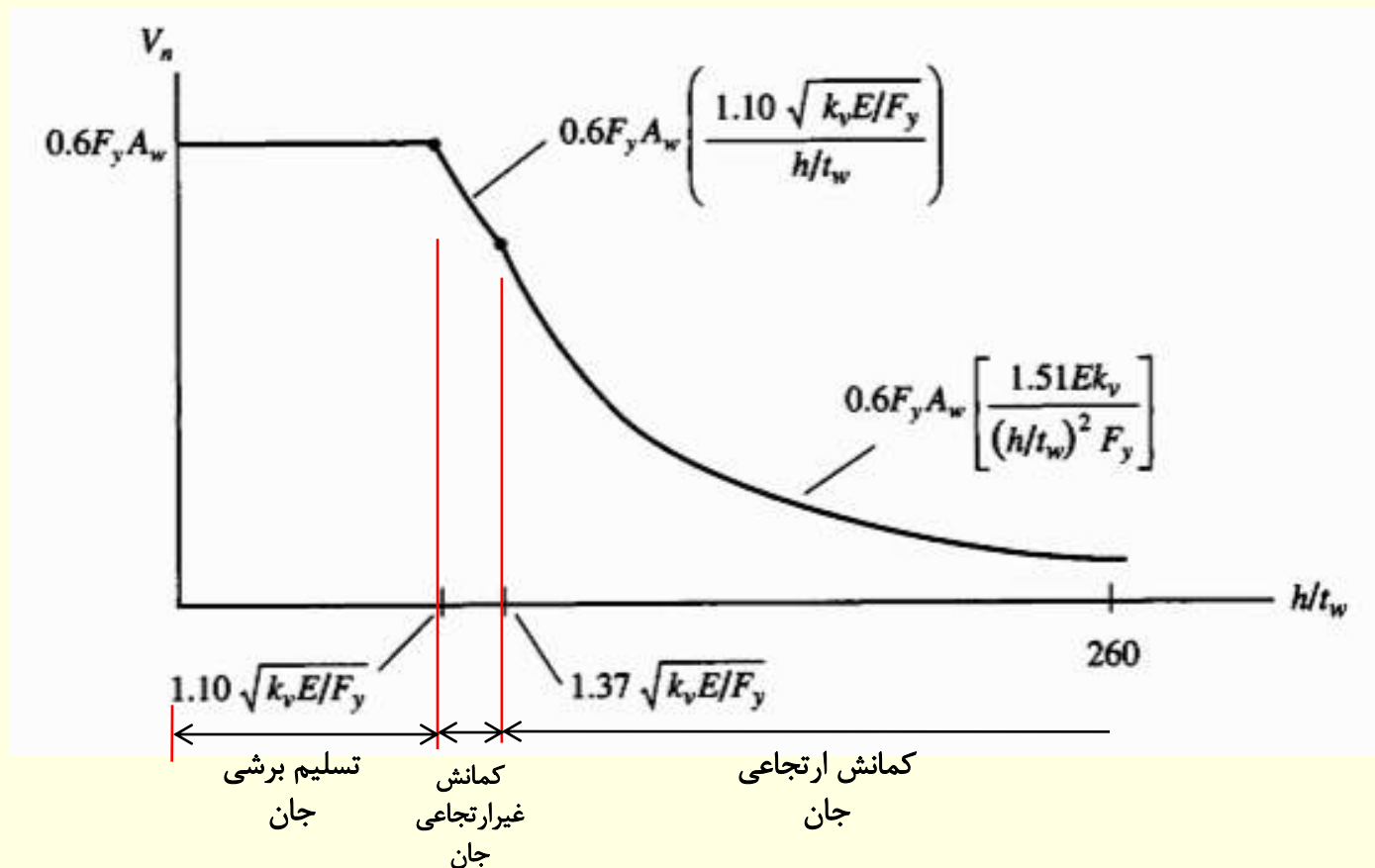
$$f_v = \frac{V_n}{A_w} = 0.60 F_y \quad \rightarrow \quad V_n = 0.6 F_y A_w$$

□ بروز پدیده کمانش برشی در جان به نسبت عرض به ضخامت جان، h/t_w ، بستگی خواهد داشت. اگر این نسبت خیلی بزرگ باشد (یعنی جان خیلی لاغر باشد)، جان تیر می تواند به صورت غیرالاستیک و یا الاستیک، در برش کمانه کند.

طراحی به برش

Design for Shear

□ رابطه بین مقاومت برشی، V_n ، و نسبت عرض به ضخامت، h/t_w ، مشابه رابطه بین مقاومت خمشی و طول مهارنشده (برای LTB) است.



Design for Shear

□ طراحی به برش مطابق ضوابط AISC05 G p.16.1-64 (یا مشابه آن ضوابط بند ۱۰-۲-۶ مبحث دهم) برای مقاطع با جان‌های سخت نشده یا سخت‌شده، براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی به شرح ذیل انجام می‌گیرد:

LRFD $\text{Design Shear Strength} = \phi_v V_n$ = مقاومت برش طراحی به روش

ASD $\text{Allowable Shear Strength} = V_n / \Omega_v$ = مقاومت برش طراحی به روش

$$V_n = \text{مقاومت برشی اسمی} = 0.6 F_y A_w C_v \quad (G2-1)$$

A_w = مساحت جان

= $t_w d$ (ارتفاع کل تیر) (ضخامت جان) : برای نیم‌رخ‌های نورد شده:

= مساحت ورق جان : برای تیرورق‌ها:

C_v = ضریب برشی جان

$\phi_v = 0.9$ = ضریب کاهش مقاومت برشی (LRFD) (البته به استثنای بند الف اسلاید بعدی)

$\Omega_v = 1.67$ = ضریب ایمنی (ASD) (البته به استثنای بند الف اسلاید بعدی)

طراحی به برش

Design for Shear

الف- برای جان مقاطع I شکل نوردشده با نسبت $h/t_w \leq 2.24\sqrt{E/F_y}$

$$\phi_v = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 1.50 \text{ (ASD)}$$

و

$$C_v = 1.0$$

ب- برای جان سایر مقاطع دارای تقارن ساده و دوگانه (مضاعف) و نیز مقاطع ناودانی، به استثنای مقاطع لوله‌ای:

$$\text{(i) For } h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E/F_y} \quad , \quad \text{No Web Instability} \quad \text{تسلیم برشی جان} \quad C_v = 1.0 \quad \text{(G2-3)}$$

یعنی در این حالت:

$$V_n = 0.6 F_y A_w$$

Design for Shear

(ii) For $1.10\sqrt{k_v E / F_y} < h / t_w \leq 1.37\sqrt{k_v E / F_y}$, Inelastic Web Buckling
کمانش غیرارتجاعی جان

$$C_v = \frac{1.10\sqrt{k_v E / F_y}}{h / t_w} \quad (G2-4)$$

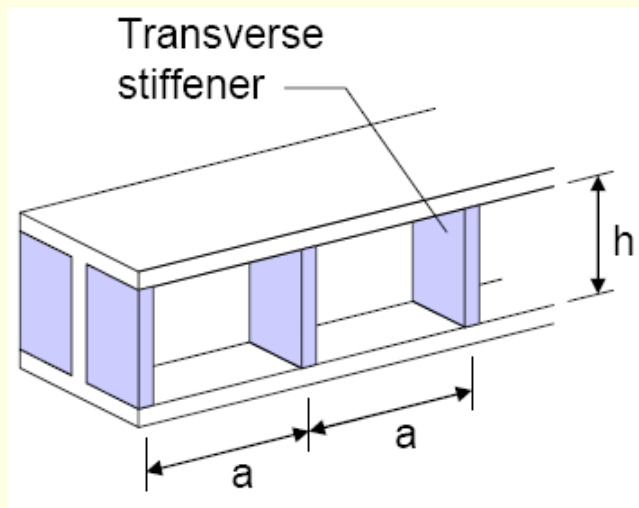
(iii) For $h / t_w > 1.37\sqrt{k_v E / F_y}$, Elastic Web Buckling
کمانش ارتجاعی جان

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{(h / t_w)^2 F_y} \quad (G2-5)$$

k_v - ضریب کمانش ورق جان است که بر اساس فواصل سخت‌کننده‌های عرضی (ورق‌های تقویت، transverse stiffeners) تعیین می‌شود.

- برطبق مفاد آیین نامه اگر $h/t_w > 260$ باشد، نصب سخت‌کننده‌های عرضی برای جان ضروری خواهد بود .

Design for Shear



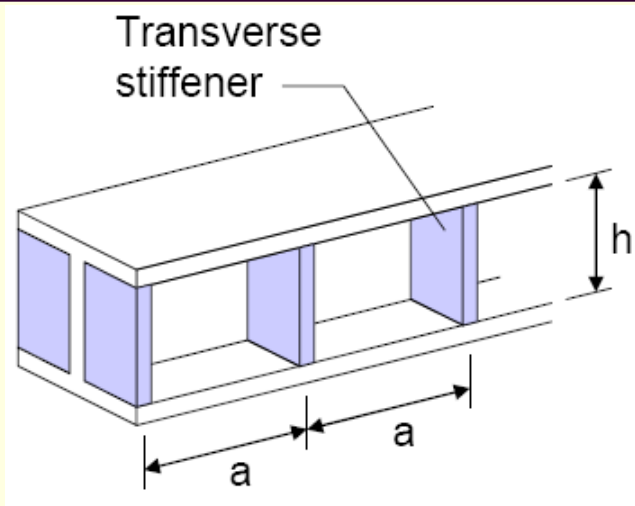
ضریب کمانش ورق جان، k_v ، به شرح زیر تعیین می شود:

i. برای جان بدون سخت کننده عرضی با $h/t_w < 260$ ، $k_v=5$ می باشد البته به استثنای جان مقاطع سپری شکل که در آن $k_v=1.2$ است.

ii. برای جان با سخت کننده های عرضی

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$
$$= 5 \text{ when } a/h > 3.0 \text{ or } a/h > \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2$$

Design for Shear



که در روابط اخیر:

a = فاصله خالص بین سخت‌کننده‌های عرضی جان
 h = برای مقاطع نوردشده، فاصله خالص بین بال‌ها منهای شعاع گوشه (شعاع گردی محل اتصال بال به جان)

= برای تیوررقه‌های جوشی، مساوی فاصله خالص بین بال‌ها
= برای تیوررقه‌های پیچی یا پرچی، مساوی فاصله بین خطوط پیچ یا پرچ
= برای مقاطع سپری شکل، مساوی ارتفاع کل مقطع

Design for Shear

□ ضوابط طراحی سخت کننده های عرضی در AISC05 G2.2 p.16.1-66 (یا مشابه آن ضوابط بند ۱۰-۲-۶-۲-۲ ص ۲۳۵ مبحث دهم) آمده است .

□ سخت کننده های عرضی ورقهایی هستند که به صورت تیغه قائم در فواصل a عمود بر ورق جان در حد فاصل دو بال قرار داده می شوند.

□ در صورتی که $\frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ بوده و یا تنش برشی متوسط جان در کلیه ترکیبات بارگذاری کوچکتر یا مساوی V_n محاسبه شده با فرض $K_v=5$ باشد احتیاجی به سخت کننده عرضی نخواهد بود.

□ در صورتی که $h/t_w \geq 260$ بوده و یا نیاز به مقاومت برشی بیشتر بدون افزایش ضخامت جان باشد باید از سخت کننده های عرضی جان با رعایت محدودیتهای آیین نامه ای مربوطه استفاده کرد.

Design for Shear

□ ممان اینرسی (I_{st}) در قطعات سخت کننده جفت نسبت به محور مرکزی جان و یا ممان اینرسی (I_{st}) در قطعات سخت کننده تک نسبت به محل تماس سخت کننده با ورق جان باید در رابطه زیر صدق کند:

$$I_{st} \geq at_w^3 j$$

که در آن:

$$j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0.5$$

□ سخت کننده ها به صورت تک یا جفت باید به بال فشاری متصل (جوش) شوند.

□

مثال: کفایت مقاومت برشی تیر W24×62 ASTM A992 که تحت نیروی برشی انتهایی 48kips ناشی از بارمرده و 145kips ناشی از بارزننده قرار دارد، بررسی شود.

حل:

Material Properties:

W24×62 ASTM A992 $F_y = 50 \text{ ksi}$ $F_u = 65 \text{ ksi}$

Manual
Table 2-3

Geometric Properties:

W24×62 $d = 23.7 \text{ in.}$ $t_w = 0.430 \text{ in.}$

Manual
Table 1-1

Calculate the required shear strength

LRFD	ASD
$V_u = 1.2(48.0 \text{ kips}) + 1.6(145 \text{ kips}) = 290 \text{ kips}$	$V_a = 48.0 \text{ kips} + 145 \text{ kips} = 193 \text{ kips}$

ادامه حل مثال:

The available shear strength

$$\frac{h}{t_w} = 50.1 < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{29000}{50}} = 53.9 \quad \rightarrow \phi_v = 1.0, \Omega_v = 1.50, C_v = 1.0 \quad \text{و پروفیل شکل مورد شده}$$

$$C_v = 1.0$$

Eqn. G2-2

Calculate A_w

$$A_w = dt_w = 23.7 \text{ in.} (0.430 \text{ in.}) = 10.2 \text{ in.}^2$$

Calculate V_n

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v = 0.6(50 \text{ ksi})(10.2 \text{ in.}^2)(1.0) = 306 \text{ kips}$$

Eqn. G2-1

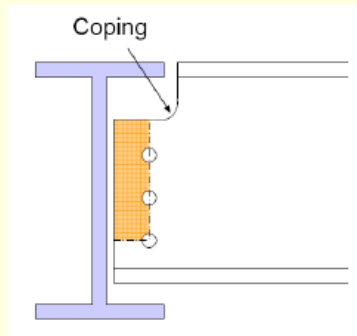
Calculate the available shear strength

LRFD	ASD
$\phi_v = 1.00$ $\phi_v V_n = 1.00(306 \text{ kips}) = 306 \text{ kips}$	$\Omega_v = 1.50$ $V_n / \Omega_v = 306 \text{ kips} / 1.50 = 204 \text{ kips}$

Section G2.1a

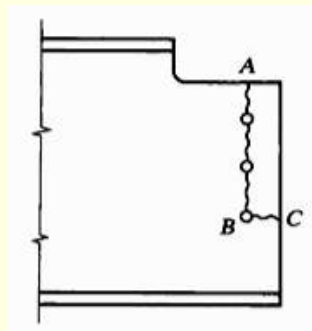
حوزه برشی (برش قالبی)

Block Shear



□ برای تسهیل در اتصالات تیرها به یکدیگر، در مواردی که بالهای فوقانی در یک تراز قراردارند، ممکن است طول کوتاهی از بال فوقانی یکی از تیرها بریده شود یا به عبارتی زبانه گردد.

□ اگر مطابق شکل، تیر زبانه شده با پیچ هایی اتصال یابد، قطعه ABC از تیر متمایل به پاره شدن خواهد داشت :



□ تحت بارگذاری وارده ، واکنش تکیه گاهی قائم تیر، ایجاد برش در طول ضلع AB و کشش در طول ضلع BC می نماید .

□ درچنین حالتی مقاومت حوزه برشی، یک مقدار حدی برای واکنش تکیه گاهی خواهد بود .

حوزه برشی (برش قالبی)

Block Shear

□ محاسبه مقاومت حوزه برشی عینا مطابق توضیحات فصل طراحی اعضای کششی، براساس ضوابط بند *AISC05 J4.3 p.16.1-112* یا به روالی مشابه طبق بند ۱۰-۲-۱۰-۴-۴ ص ۳۱۸ مبحث دهم انجام می گیرد. که جهت یادآوری، مجددا روابط مربوطه در زیر آورده شده است.

□ مقاومت موجود برای گسیختگی حوزه برشی (P_{bs}) در طول سطح (یا سطوح) برشی موازی، و سطح (یا سطوح) کششی عمود بر امتداد اثر نیرو به صورت زیر محاسبه می شود:

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$P_{bs} = \phi R_n$ مقاومت گسیختگی حوزه برشی موجود LRFD

$P_{bs} = R_n / \Omega$ مقاومت گسیختگی حوزه برشی مجاز ASD

که:

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

حوزه برشی (برش قالبی)

Block Shear

A_{nv} = سطح مقطع خالص تحت برش

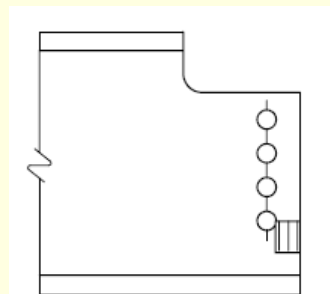
A_{nt} = سطح مقطع خالص تحت کشش

A_{gv} = سطح مقطع کلی تحت برش

U_{bs} = ضریب توزیع تنش

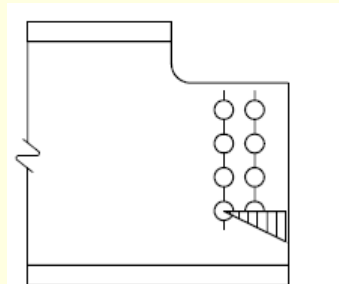
= 1.0 برای توزیع یکنواخت تنش کششی در انتهای عضو

= 0.5 برای توزیع غیریکنواخت تنش کششی در انتهای عضو



Single-row beam
end connections

$$U_{bs} = 1.0$$



Multiple-row beam
end connections

$$U_{bs} = 0.5$$

روشهای افزایش مقاومت برشی تیر

Possible Fixes for High Shear

□ استفاده از فولاد رده بالاتر (افزایش F_y)

□ بکارگیری تیری بزرگتر (افزایش A_w)

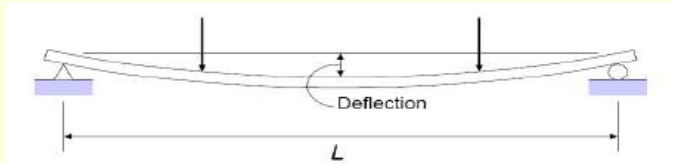
□ استفاده از سخت کننده های عرضی



□ جوش دادن صفحات اضافی به جان (افزایش A_w)

Design for Deflection

□ یک سازه مناسب علاوه بر ایمن بودن، باید دارای قابلیت بهره‌برداری (*serviceability*) باشد.



□ برای اینکه سازه قابل بهره‌برداری باشد به دلایل زیر لازم است خیز تیرهای فولادی به مقادیر حداکثر معینی محدود شود:

✓ خیز بیش از حد تیر باعث آسیب دیدن مصالح چسبیده به تیرها مثلاً ترک خوردن نازک کاری سقف و آسیب دیدن ظاهر ساختمان می‌شود.

✓ خیز زیاد نشانه‌ای از انعطاف‌پذیری بالای تیر بوده که منجر به مساله ارتعاش تیر می‌شود.

✓ دیدن خیز زیاد ساختمان، ممکن است به اشتباه برای ساکنین ایجاد احساس عدم امنیت کند (علیرغم مقاومت بالای ساختمان).

Design for Deflection

□ چون خیز یک حالت حدی بهره برداری است لذا محاسبه و کنترل خیز همیشه باید برای بارهای بهره برداری (بارهای بدون ضریب) صورت گیرد.

□ ضوابط *LRFD* محدودیت خاصی برای حداکثر خیز مجاز معین نکرده و قضاوت در این مورد را به عهده مهندس طراح گذاشته است تا بر اساس نوع کاربری تیر و میزان خرابی محتمل ناشی از خیز، محدودیت مناسبی برای خیز تعیین گردد.

□ اما مقررات ملی ساختمان ایران (مبحث دهم بند ۱۰-۱-۱۲-۳ الف ص ۱۳۸ ، و نیز بند ۱۰-۲-۱۱-۴ الف ص ۳۴۴) ضابطه زیر را در این رابطه مطرح نموده است:
"تیرها و شاهتیرهایی که سقف های نازک کاری شده را تحمل می کنند، باید طوری محاسبه شوند که تغییر مکان حداکثر نظیر بار مرده وزنده از $1/240$ طول دهانه و تغییر مکان حداکثر بار زنده از $1/360$ طول دهانه بیشتر نشود."

Design for Deflection

❑ محدودیت های خیز مجاز در آیین نامه ICC2003 برای ساختمان های فولادی به شرح زیر است:

نوع عضو	خیز حداکثر تحت بار زنده	خیز حداکثر تحت بار مرده + زنده	خیز حداکثر تحت بار برف یا باد
تیر بام:			
با نمای زیر سقف گچی	L/360	L/240	L/360
با نمای زیر سقف غیرگچی	L/240	L/180	L/240
بدون نمای زیر سقف	L/180	L/120	L/180
تیر طبقات	L/360	L/240	-

❑ محدودیت های نشان داده شده در جدول فوق برای خیز حداکثر تحت بار مرده با اضافه بار زنده، بر تیرهای فولادی اعمال نمی شود چون خیز ناشی از بار مرده غالباً بواسطه عواملی همچون انحنای معکوس تیر، نقش جبران کننده دارد.

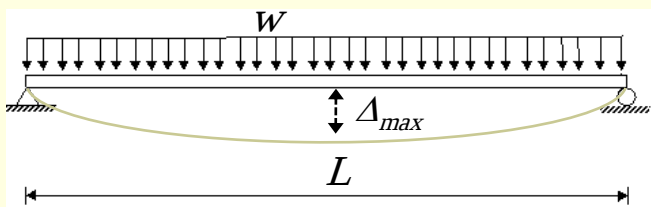
Design for Deflection

□ البته لازم بتذکر است که خیزهای مجاز فوق الذکر، مقادیر حداقل می باشند. مهندسين و معماران درموارد مختلف از معيارهای متفاوت استفاده می کنند و اغلب خیز را به $L/480$ یا حتی $L/360$ محدود می نمایند تا اطمینان حاصل کنند که کف حالت برجهندگی نداشته باشد.

□ روشهای محاسبه خیز:

- بکارگیری فرمولهای آماده برای تیرها و بارهای متداول (از MAISC یا کتب تحلیل سازه و مقاومت مصالح)
- استفاده از روشهای تحلیلی نظیر لنگر سطح، تیر مزدوج، کارمجازی برای حالات غیرمتداول

□ برای حالت بسیار متداول تیر ساده تحت بار گسترده یکنواخت، خیز حداکثر از رابطه زیر تعیین می شود .



$$\Delta_{max} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

مثال: تیر ساده ای بادهانه 7m تحت بار مرده گسترده به شدت 1200kgf/m و بار زنده گسترده به شدت 3000kgf/m قرار دارد. اگر بال فشاری این تیر دارای تکیه‌گاه ممتد جانبی باشد و حداکثر خیز بار وارده به 1/1500 طول دهانه محدود شود، مقطع مناسبی برای این تیر معین کنید.

حل:

الوزن تیر را 100 kgf/m فرض کنیم:

$$w_u = 1.2 (1200 + 100) + 1.6 (3000) = 6360 \text{ kgf/m}$$

$$M_u = \frac{w_u L^2}{8} = \frac{6360 \times 7^2}{8} = 38955 \text{ kgf.m}$$

$$Z \geq \frac{M_u}{\phi F_y} = \frac{3895500}{0.9 \times 2333} = 1855 \text{ cm}^3$$

انتخاب سبکترین پروفیل از بین IPE ، IPE ، IPB مناسبی:

$$\text{USE IPE 500 } Z = 2200 \text{ cm}^3 , G = 90.7 \text{ kgf/m} , I_x = 48200$$

کنترل خیز:

$$\Delta_{\text{مجاز}} = \frac{L}{1500} = \frac{700}{1500} = 0.47 \text{ cm}$$

$$w = w_D + w_L = (1200 + 90.7) + (3000) = 4290.7 \text{ kgf/m} = 42.907 \text{ kgf/cm}$$

$$\Delta_{\text{حاصل}} = \frac{5}{384} \frac{w L^4}{E I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{42.907 \times 700^4}{(2.03 \times 10^6) (48200)} = 1.37 > 0.47$$

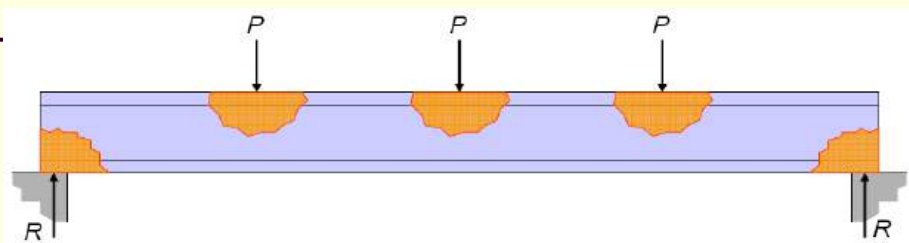
پس لازم است طراحی تیر براساس خیز مجاز انجام گیرد.

$$I_x \geq \frac{5}{384} \frac{w L^4}{E \Delta_{\text{مجاز}}} = \frac{5}{384} \times \frac{42.907 \times 700^4}{2.03 \times 10^6 \times 0.47} = 140600 \text{ cm}^4$$

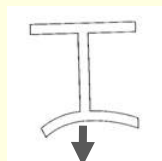
$$\text{USE IPB 600 } Z = 3210 \text{ cm}^3 , G = 212 \text{ kgf/m} , I_x = 171000 \text{ kgf/m}$$

جان و بال تیر تحت نیروهای متمرکز

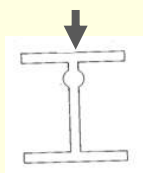
Webs and Flanges with Concentrated Loads



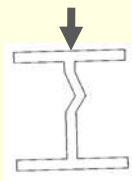
□ اگر تیری تحت نیروی متمرکز عمود بر بال و متقارن نسبت به جان قرار گیرد، جان و بال تیر باید از مقاومت طراحی کافی برای مقابله با هر یک از حالت‌های حدی ذیل برخوردار باشند:



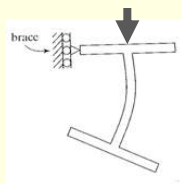
■ خمش موضعی بال *Flange local bending*



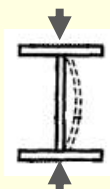
■ تسلیم موضعی جان *Web local yielding*



■ لهیدگی جان (کمانش موضعی جان) *Web crippling*



■ کمانش جانبی جان *Web side sway buckling*

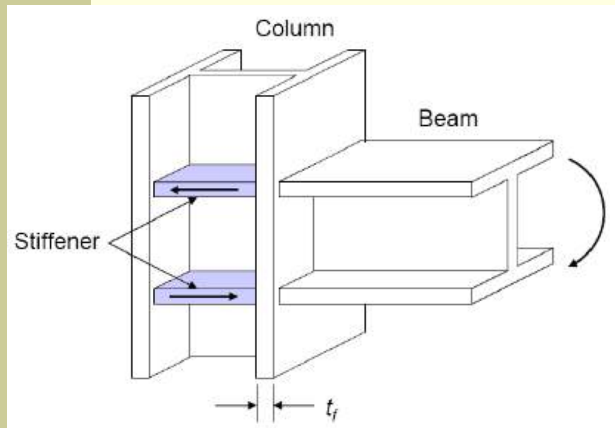


■ کمانش فشاری جان *Web compression buckling*

جان و بال تیر تحت نیروهای متمرکز

Webs and Flanges with Concentrated Loads

□ مطالب این بخش در مورد نیروهای متمرکز تک یا زوج عمود بر بال یا بالهای مقاطع بال پهن و مقاطع ساخته شده مشابه کاربرد دارد.



□ یک نیروی متمرکز تکی می تواند به صورت کششی یا فشاری وارد شود.

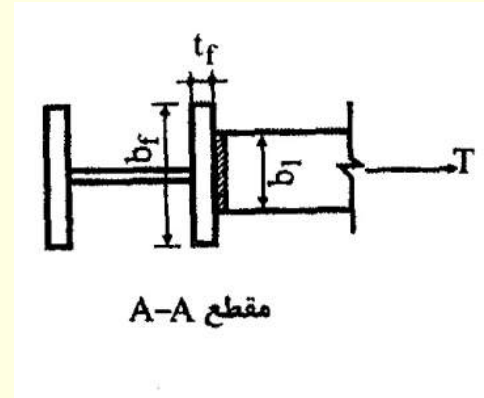
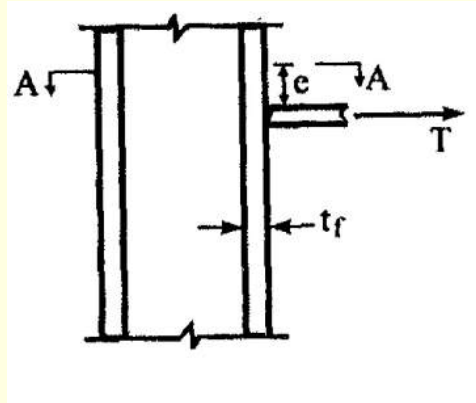
□ نیروهای متمرکز زوج، یکی به صورت کششی و دیگری بصورت فشاری بوده و ایجاد لنگر در وجه تحت بار عضو می کنند.

□ خمش موضعی بال فقط برای نیروهای متمرکز کششی، و تسلیم موضعی جان برای هردوی نیروهای متمرکز کششی و فشاری، و بقیه حالت های حدی فوق فقط برای نیروهای متمرکز فشاری اعمال می شوند .

□ اگر مقاومت مورد نیاز مقطع از مقاومت موجود براساس حالت حدی مشخص شده در این بخش تجاوز کند؛ باید از سخت کننده های عرضی و یا ورقهای مضاعف جان برای مقدار مازاد مقاومت مورد نیاز استفاده شود .

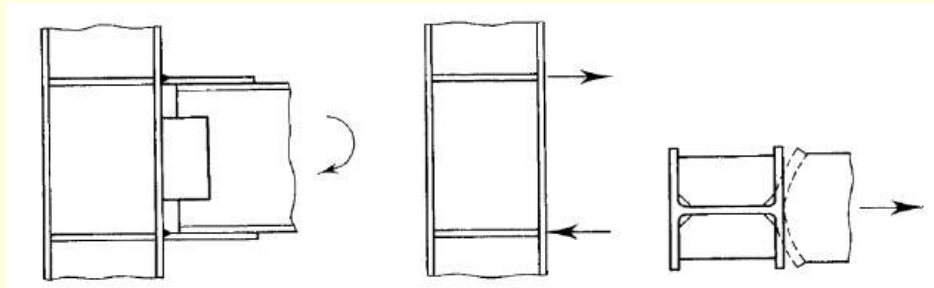
۱- خمش موضعی بال

Flanges Local Bending



□ برای ضوابط مربوطه به AISC05 J10-1 p.16.1-116 (یا مشابه آن ضوابط بند ۱۰-۲-۱۰-۹-۲ ص ۳۲۶ مبحث دهم) مراجعه شود.

□ ضوابط این بخش فقط به نیروهای متمرکز تکی کششی و مولفه کششی نیروهای متمرکز زوج اعمال می شود .



۱- خمش موضعی بال

Flanges Local Bending

□ مقاومت موجود برای حالت حدی خمش موضعی بال به صورت زیر محاسبه می شود:

LRFD = ϕR_n مقاومت طراحی به روش

ASD = R_n / Ω مقاومت مجاز به روش

R_n = مقاومت کششی اسمی برای حالت حدی خمش موضعی بال

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

$$R_n = 6.25 t_f^2 F_{yf} \quad (\text{J10-1})$$

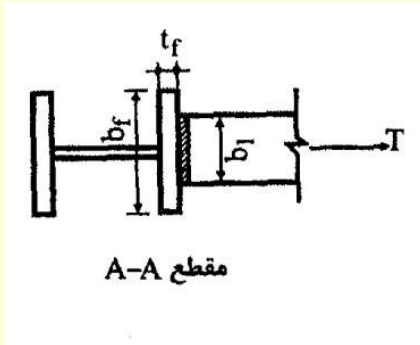
F_{yf} = تنش تسلیم مشخصه بال

t_f = ضخامت بال تحت بار

۱- خمش موضعی بال

Flanges Local Bending

□ اگر طول بارگذاری در امتداد عرضی بال (b_1) عضو از $0.15b_f$ کمتر باشد (b_f عرض بال عضو است) نیازی به کنترل معادله J10-1 نیست.



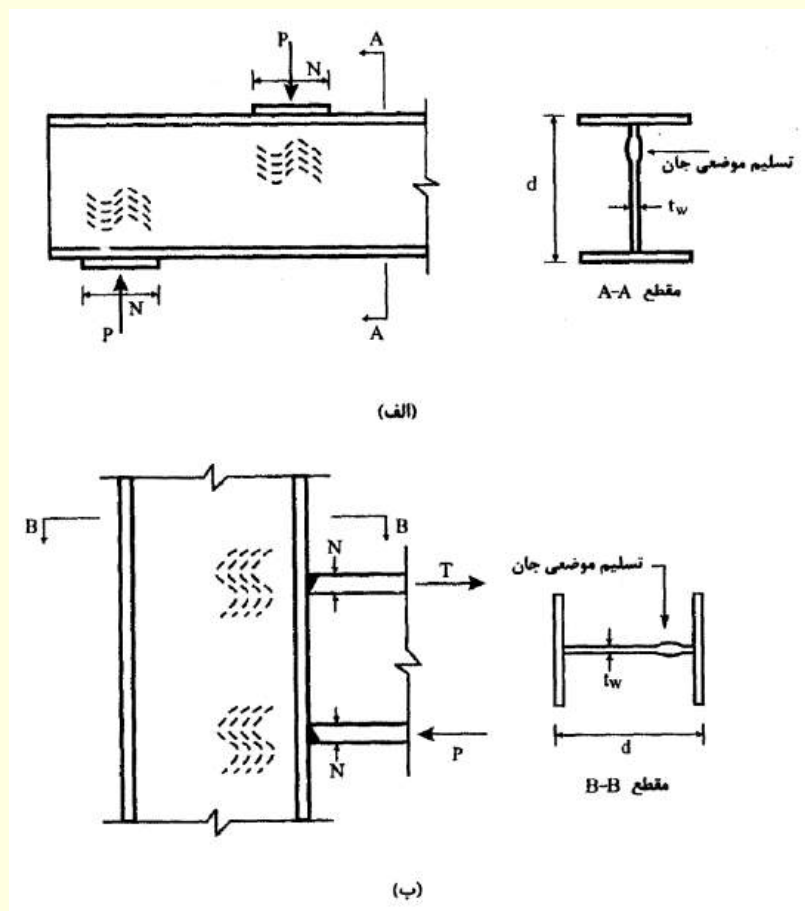
□ اگر نیروی متمرکز در فاصله کمتر از $10t_f$ از انتهای عضو وارد شود؛ R_n باید 50% کاهش یابد.

□ در صورت نیاز، یک جفت سخت کننده عرضی باید تعبیه گردد. یعنی در صورتی که مقاومت مورد نیاز از مقاومت موجود بیشتر باشد تعبیه یک جفت سخت کننده که دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت موجود در محل بارهای متمرکز باشد ضروری است.

۲- تسلیم موضعی جان

Web Local Yielding

□ تحت نیروی متمرکز تکی (کششی یا فشاری) و هر یک از دو مولفه نیروهای متمرکز زوج، خطر تسلیم موضعی جان در پای ماهیچه اتصال جان وجود خواهد داشت.



۲- تسلیم موضعی جان

Web Local Yielding

□ مقاومت موجود برای حالت حدى تسلیم موضعی جان طبق بند AISC05 J10-2 p.16.1-116 (یا مشابه آن ضوابط بند ۱۰-۲-۱۰-۹-۳ ص ۳۲۸ مبحث دهم) به صورت زیر محاسبه می شود:

LRFD ϕR_n = مقاومت طراحی به روش

ASD R_n / Ω = مقاومت مجاز به روش

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

الف) اگر فاصله نیروی متمرکز از انتهای عضو ، بیشتر از عمق عضو d باشد:

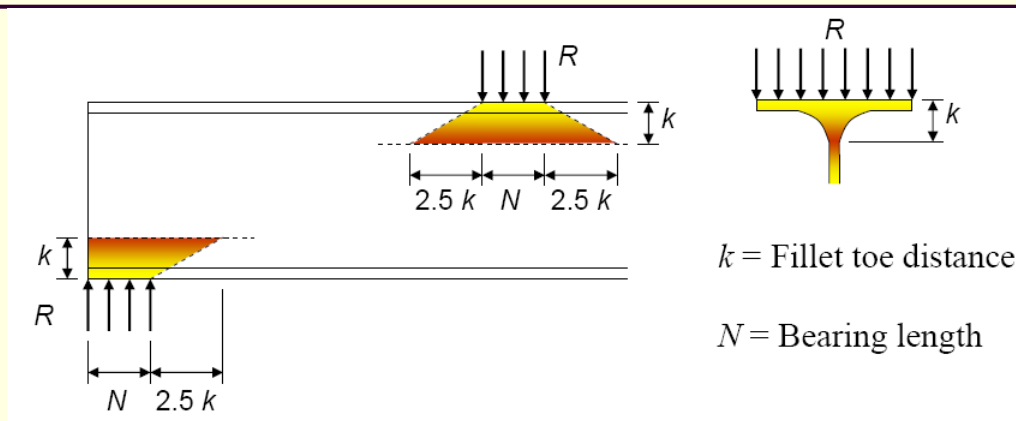
$$R_n = (5k + N)F_{yw}t_w \quad (\text{J10-2})$$
$$= 2R_1 + N R_2$$

ب) اگر فاصله نیروی متمرکز از انتهای عضو کمتر یا مساوی عمق عضو d باشد:

$$R_n = (2.5k + N)F_{yw}t_w \quad (\text{J10-3})$$
$$= R_1 + N R_2$$

۲- تسلیم موضعی جان

Web Local Yielding



که در روابط اخیر:

k = فاصله وجه بیرونی از خط آغاز ماهیچه اتصال جان

F_{yw} = تنش تسلیم حداقل جان

N = طول اتکای بار متمرکز (برای عکس العمل های انتهایی تیر نباید کمتر از k باشد)

t_w = ضخامت جان

□ در صورت لزوم باید یک جفت سخت کننده عرضی، یا یک ورق مضاعف جان (A doubler plate) در نظر گرفته شود. سخت کننده ها باید دارای مقاومتی حداقل برابر با اختلاف مقاومت مورد نیاز و مقاومت موجود در محل بارهای متمرکز باشند.

□ ضوابط مربوط به تسلیم موضعی جان به هردوی نیروهای کششی و فشاری اتکایی و اتصالات خمشی اعمال می شود.

Beam End Bearing Constants							
INP	R_1 (ton)	R_2 (ton/cm)	R_3 (ton)	R_4 (ton/cm)	R_5 (ton)	R_6 (ton/cm)	V_n (ton)
80	2.389	0.910	5.112	1.030	4.562	1.374	4.367
100	3.281	1.050	6.801	1.098	6.069	1.465	6.299
120	4.165	1.190	8.732	1.177	7.791	1.569	8.567
140	5.153	1.330	10.904	1.261	9.727	1.681	11.170
160	6.431	1.470	13.317	1.348	11.879	1.798	14.110
180	7.647	1.610	15.971	1.438	14.244	1.918	17.386
200	8.968	1.750	18.865	1.530	16.825	2.040	20.997
220	10.631	1.890	22.001	1.623	19.620	2.164	24.944
240	12.179	2.030	25.377	1.717	22.630	2.289	29.228
260	13.982	2.193	29.569	1.857	26.350	2.476	34.211
280	16.201	2.356	34.193	1.984	30.489	2.646	39.586
300	18.584	2.520	39.032	2.125	34.783	2.833	45.354
320	20.795	2.683	44.320	2.252	39.516	3.003	51.513
340	23.484	2.846	49.807	2.392	44.385	3.190	58.064
360	26.540	3.033	56.554	2.565	50.397	3.421	65.511
380	29.567	3.196	62.732	2.706	55.877	3.608	72.874
400	32.338	3.360	69.390	2.833	61.836	3.777	80.628
425	36.590	3.569	78.420	3.003	69.911	4.005	91.022
450	41.105	3.779	87.822	3.187	78.261	4.250	102.045
475	45.384	3.989	97.756	3.371	87.082	4.494	113.699
500	50.397	4.199	108.422	3.541	96.619	4.722	125.982
550	58.184	4.433	123.942	3.407	111.448	4.544	146.279
600	72.446	5.039	156.128	4.249	139.131	5.666	181.414
According to LRFD 2005 Web Local Yielding : $\begin{cases} \phi R_n = \phi(2R_1 + NR_2) & (J10-2) \\ \phi R_n = \phi(R_1 + NR_2) & (J10-3) \end{cases}$ Web crippling : $\begin{cases} \phi_c R_n = \phi_c(2R_3 + 2NR_4) & (J10-4) \\ N/d \leq 0.2 & \phi_c R_n = \phi_c(R_3 + NR_4) & (J10-5a) \\ N/d \geq 0.2 & \phi_c R_n = \phi_c(R_3 + NR_6) & (J10-5b) \end{cases}$ ϕV_n : shear yielding design strength							

Beam End Bearing Constants							
IPE	R_1 (ton)	R_2 (ton/cm)	R_3 (ton)	R_4 (ton/cm)	R_5 (ton)	R_6 (ton/cm)	V_n (ton)
80	2.217	0.887	4.615	1.081	4.039	1.442	4.255
100	2.989	0.957	5.416	0.991	4.755	1.322	5.739
120	3.465	1.027	6.330	0.924	5.591	1.232	7.391
140	3.838	1.097	7.313	0.881	6.491	1.175	9.211
160	4.812	1.167	8.310	0.865	7.387	1.154	11.198
180	5.256	1.236	9.429	0.847	8.413	1.130	13.354
200	6.696	1.306	10.556	0.847	9.427	1.129	15.678
220	7.227	1.376	11.877	0.832	10.657	1.109	18.169
240	9.041	1.446	13.205	0.831	11.876	1.108	20.829
270	9.624	1.540	14.796	0.856	13.256	1.141	24.944
300	10.561	1.656	16.909	0.914	15.081	1.219	29.816
330	12.906	1.750	19.031	0.911	17.027	1.215	34.645
360	14.233	1.866	22.033	0.918	19.830	1.224	40.314
400	17.307	2.006	25.319	0.966	22.744	1.287	48.153
450	19.465	2.193	30.088	1.036	26.979	1.382	59.212
500	22.014	2.380	35.603	1.087	31.979	1.450	71.390
550	26.546	2.590	41.906	1.185	37.561	1.580	85.458
600	30.098	2.800	49.508	1.242	44.538	1.657	100.786
$F_y = 2333 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $\phi = 1$ $\phi_c = 0.75$ $\phi_s = 1$		According to LRFD 2005					
		Web Local Yielding : $\begin{cases} \phi R_n = \phi(2R_1 + NR_2) & (J10-2) \\ \phi R_n = \phi(R_1 + NR_2) & (J10-3) \end{cases}$					
		Web crippling : $\begin{cases} \phi_c R_n = \phi_c(2R_3 + 2NR_4) & (J10-4) \\ N/d \leq 0.2 & \phi_c R_n = \phi_c(R_3 + NR_4) & (J10-5a) \\ N/d \geq 0.2 & \phi_c R_n = \phi_c(R_3 + NR_6) & (J10-5b) \end{cases}$					
		ϕV_n : shear yielding design strength					

Beam End Bearing Constants							
IPB	R_1 (ton)	R_2 (ton/cm)	R_3 (ton)	R_4 (ton/cm)	R_5 (ton)	R_6 (ton/cm)	V_n (ton)
100	7.700	1.400	12.699	1.771	11.518	2.361	8.399
120	8.720	1.516	15.017	1.705	13.653	2.274	10.918
140	9.799	1.633	17.529	1.674	15.967	2.232	13.718
160	13.066	1.866	22.291	2.018	20.139	2.690	17.917
180	14.378	1.983	25.335	1.998	22.938	2.664	21.417
200	17.324	2.100	28.572	1.992	25.916	2.656	25.196
220	18.841	2.216	32.002	1.997	29.073	2.662	29.256
240	22.165	2.333	35.625	2.009	32.410	2.679	33.595
260	24.207	2.333	36.145	1.802	33.022	2.402	36.395
280	25.724	2.450	39.441	1.883	35.927	2.510	41.154
300	29.515	2.566	43.450	1.914	39.622	2.552	46.193
320	31.863	2.683	48.245	1.900	44.191	2.534	51.513
340	33.948	2.800	52.665	1.938	48.273	2.584	57.112
360	36.092	2.916	57.278	1.977	52.534	2.636	62.991
400	40.160	3.150	66.395	2.101	60.793	2.801	75.589
450	43.281	3.266	72.981	1.922	67.213	2.563	88.187
500	46.518	3.383	79.829	1.785	73.879	2.380	101.486
550	48.997	3.500	85.480	1.734	79.120	2.313	115.484
600	51.535	3.616	91.324	1.696	84.541	2.261	130.181
650	54.130	3.733	97.362	1.666	90.142	2.222	145.579
700	58.505	3.966	108.337	1.798	99.947	2.397	166.576
800	64.309	4.083	114.906	1.664	106.031	2.219	195.972
900	70.142	4.316	128.623	1.648	118.738	2.197	233.067
1000	73.146	4.433	135.772	1.562	125.360	2.082	265.962
$F_y = 2333 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 1$ $\phi_c = 0.75$ $\phi_s = 1$		According to LRFD 2005 Web Local Yielding: $\begin{cases} \phi R_n = \phi(2R_1 + NR_2) & (J10-2) \\ \phi R_n = \phi(R_1 + NR_2) & (J10-3) \end{cases}$ Web crippling: $\begin{cases} \phi_c R_n = \phi_c(2R_3 + 2NR_4) & (J10-4) \\ N/d \leq 0.2 & \phi_c R_n = \phi_c(R_3 + NR_4) & (J10-5a) \\ N/d \geq 0.2 & \phi_c R_n = \phi_c(R_3 + NR_6) & (J10-5b) \end{cases}$ ϕV_n : shear yielding design strength					

$F_y = 50 \text{ ksi}$
 $\phi = 1.00$
 $\phi_r = 0.75$
 $\phi_v = 0.90$

Rev.
11/10/02

Table 9-5.
Beam End Bearing Constants

Shape	ϕR_1 kips	ϕR_2 kips/in.	ϕR_3 kips	ϕR_4 kips/in.	ϕR_5 kips	ϕR_6 kips/in.	$\phi R(N=3\frac{1}{4})$ kips	ϕR_6 kips
W44 x 335	327	51.0	495	14.8	452	19.7	500	1210
x290	258	43.5	368	10.4	338	13.8	402	1020
x262	218	39.5	302	8.69	277	11.6	331	924
x230	178	35.5	239	7.41	218	9.88	283	822
W40 x 593	990	89.5	1550	44.8	1430	59.7	1300	2080
x503	758	77.0	1150	34.1	1050	45.4	1020	1750
x431	593	67.0	861	26.8	787	35.7	825	1490
x397	516	61.0	722	21.8	662	29.1	732	1350
x372	488	58.0	648	20.3	591	27.1	689	1270
x362	447	56.0	607	18.7	557	24.9	637	1230
x324	374	50.0	488	14.9	446	19.9	534	1090
x297	329	46.5	416	13.3	381	17.7	459	999
x277	286	41.5	343	9.88	317	13.2	375	890
x249	244	37.5	280	8.17	258	10.9	306	798
x215	195	32.5	209	6.26	193	8.34	229	684
x199	183	32.5	198	7.19	177	9.58	219	679
W40 x 392	657	71.0	970	29.6	888	39.5	907	1590
x331	505	61.0	710	22.6	649	30.2	713	1340
x327	488	59.0	678	20.5	620	27.3	690	1300
x278	381	51.0	501	15.8	458	21.1	552	1110
x264	349	48.0	447	13.9	410	18.5	492	1040
x235	286	41.5	343	9.88	317	13.2	375	890
x211	244	37.5	280	8.17	258	10.9	306	798
x183	195	32.5	209	6.26	193	8.34	229	684
x167	180	32.5	191	7.56	172	10.1	216	677
x149	158	31.5	165	8.55	143	11.4	192	650
W38 x 798	1650	119	2750	81.1	2520	108	2040	2790
x660	1110	98.5	1980	57.8	1720	77.1	1510	2150
x527	777	80.5	1260	39.6	1160	52.9	1100	1700
x439	576	68.0	895	29.2	820	38.9	848	1410
x393	480	61.0	722	23.7	662	31.6	722	1250
x369	414	56.0	607	20.3	557	27.0	637	1130
x328	357	51.0	508	18.8	465	22.3	581	1020
x300	311	47.3	430	14.8	394	19.8	478	936
x280	279	44.3	377	13.1	345	17.5	419	872
x260	251	42.0	334	12.3	304	16.4	374	823
x245	230	40.0	300	11.4	273	15.2	337	780
x230	210	38.0	269	10.5	243	14.0	303	737
W38 x 258	298	48.0	447	14.8	410	19.8	471	989
x232	259	43.5	367	12.3	337	16.3	407	871
x210	219	41.5	319	12.4	288	16.6	359	822
x194	192	38.3	271	10.5	248	14.1	306	754
x182	175	36.3	242	9.64	219	12.9	274	711
x170	157	34.0	212	8.56	192	11.4	240	685
x160	143	32.5	191	8.11	172	10.8	218	632
x150	132	31.3	173	7.84	154	10.5	199	606
x135	116	30.0	149	8.32	129	11.1	176	577
W33 x 387	483	63.0	771	26.4	708	35.2	797	1220
x354	418	58.0	652	22.7	599	30.3	614	1110
x318	349	52.0	527	18.3	484	24.4	527	988
x291	302	48.0	447	15.9	410	21.2	471	902
x263	257	43.5	367	13.2	337	17.6	406	810
x241	227	41.5	323	12.9	294	17.3	385	786
x221	200	38.8	278	11.7	251	15.6	316	709
x201	174	35.8	234	10.2	211	13.6	287	651

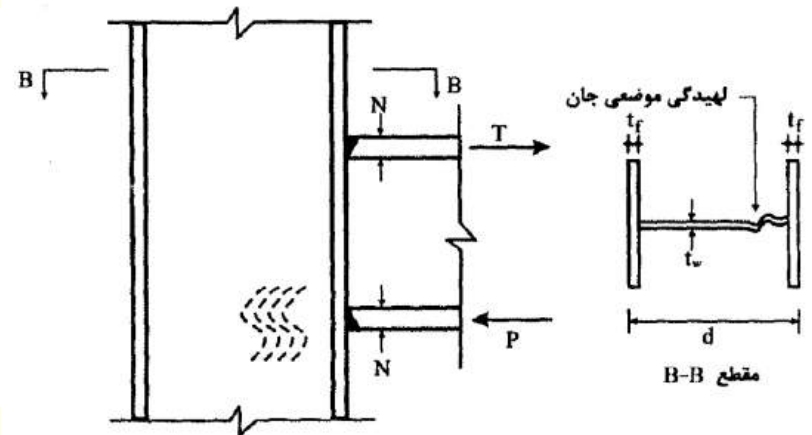
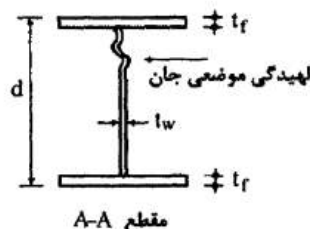
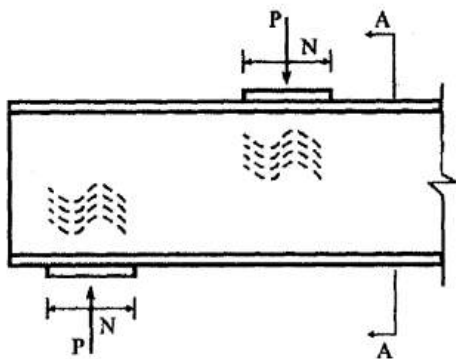
۳- لهیدگی جان (کمانش موضعی جان)

Web Crippling

□ تحت نیروی فشاری متمرکز تکی و یا مولفه فشاری زوج نیروی متمرکز، خطر لهیدگی جان وجود خواهد داشت.

□ لهیدگی جان به صورت مچاله شدن جان به شکل امواج کمانشی مستقیماً در مجاورت بار تعریف شده و در جان‌های بسیار لاغر پدید می‌آید، اما پدیده تسلیم موضعی جان که در قسمت پیش به آن اشاره شد عبارتست از تسلیم همان سطح، که در جان‌های چاق‌تر اتفاق می‌افتد.

□ پدیده لهیدگی جان در قسمتی از جان که در مجاورت بال تحت نیروی فشاری قرار دارد اتفاق می‌افتد و از اینرو اگر جان نیم‌رخ دارای یک یا دو تقویت‌کننده بوده و این تقویت‌کننده (یا تقویت‌کننده‌ها) حداقل به ارتفاع نصف عمق تیر باشد و یا اینکه یک ورق مضاعف جان به ارتفاع نصف عمق تیر وجود داشته باشد لهیدگی جان موردی نداشته و نیازی به بررسی این حالت حدی نخواهد بود.



۳- لهیدگی جان (کمانش موضعی جان)

Web Crippling

□ مقاومت موجود برای حالت حدی لهیدگی موضعی جان بر اساس ضوابط بند AISC05 J10-3 p.16.1-117 (یا مشابه آن ضوابط بند ۱۰-۲-۱۰-۹-۴ ص ۳۳۰ مبحث دهم) به صورت زیر محاسبه می شود:

LRFD = ϕR_n مقاومت طراحی به روش

ASD = R_n / Ω مقاومت مجاز به روش

R_n = مقاومت اسمی برای حالت حدی لهیدگی جان

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

الف) اگر فاصله نیروی متمرکز فشاری از انتهای عضو، بیشتر یا مساوی $d/2$ باشد:

$$R_n = 0.80 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (\text{J10-4})$$
$$= 2R_3 + 2 N R_4$$

۳- لهیدگی جان (کمانش موضعی جان)

Web Crippling

ب) اگر فاصله نیروی متمرکز فشاری از انتهای عضو، کمتر از $d/2$ باشد:

(i) For $N/d \leq 0.2$

$$R_n = 0.40t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (\text{J10-5a})$$
$$= R_3 + N R_4$$

(ii) For $N/d > 0.2$

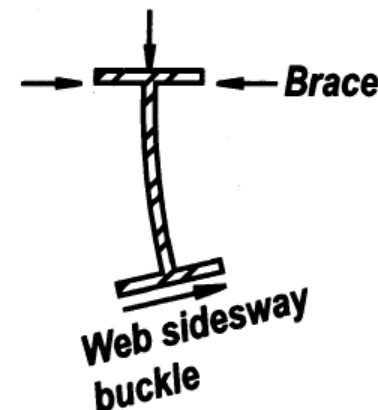
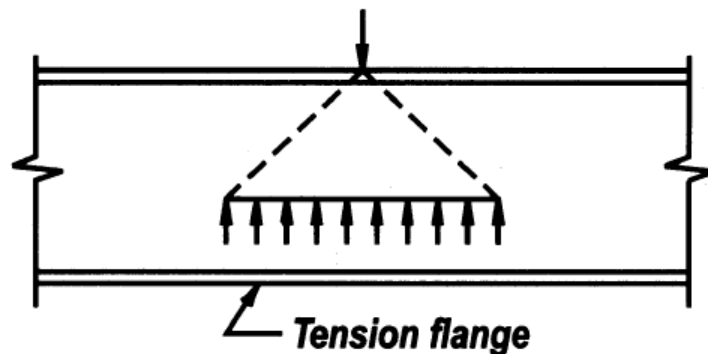
$$R_n = 0.40t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (\text{J10-5b})$$
$$= R_5 + N R_6$$

□ در صورت لزوم از تقویت کننده عرضی تک و یا جفت، و یا یک ورق مضاعف جان که حداقل در نصف عمق جان امتداد داده شوند، باید استفاده شود.

۴- کمانش جانبی جان

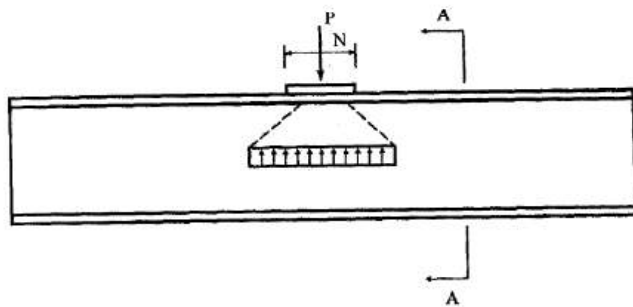
Web Side sway Buckling

- ❑ اگر نیروی متمرکز بر بال فشاری مهار شده تیری اثر کند جان تیر به فشار افتاده و بال کششی کمانه می کند.
- ❑ ضوابط کمانش جانبی جان فقط در مورد نیروهای متمرکز تکی فشاری وارد بر اعضایی است که در آنها حرکت جانبی نسبی بین بال فشاری تحت بار و بال کششی ، در نقطه اعمال نیروی متمرکز ، مقید نشده است
- ❑ ضوابط کمانش جانبی جان فقط بر نیروهای فشاری در اتصالات اتکایی اعمال شده و بر اتصالات خمشی اعمال نمی گردد.
- ❑ برای ضوابط مربوطه به کمانش جانبی جان به AISC05 J10.4 P.16.1-117 (یا مشابه آن ضوابط بند ۱۰-۲-۱۰-۹-۵ ص ۳۳۲ مبحث دهم) مراجعه شود .



۴- کمانش جانبی جان

Web Side sway Buckling



□ بر اساس ضوابط موجود، کمانش جانبی جان در حالات زیر اتفاق نخواهد افتاد:



(الف) بال فشاری در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری شده است. (مقطع A-A)
(انتقال بدون دوران)

الف) برای بالهای مهارشده در برابر دوران (نظیر حالت اتصال به دال بتنی) هنگامی که:

$$\frac{h/t_w}{l/b_f} > 2.3$$



(ب) بال فشاری در مقابل دوران زاویه‌ای نگهداری نشده است. (مقطع A-A)
(انتقال با دوران)

ب) برای بالهای مهارنشده در برابر دوران، هنگامی که:

$$\frac{h/t_w}{l/b_f} > 1.7$$

۴- کمانش جانبی جان

Web Side sway Buckling

در روابط فوق:

h = فاصله آزاد بین بال‌های منهای ماهیچه یا شعاع

گوشه در مقاطع مورد شده؛ فاصله بین خطوط

بست مجاور برای مقاطع پیچی ساخته شده؛

فاصله آزاد بین بال‌ها برای مقاطع جوشی

ساخته شده؛

l = بزرگترین طول مهارنشده جانبی در طول

هربال در نقطه اعمال بار

b_f = عرض بال

t_w = ضخامت جان

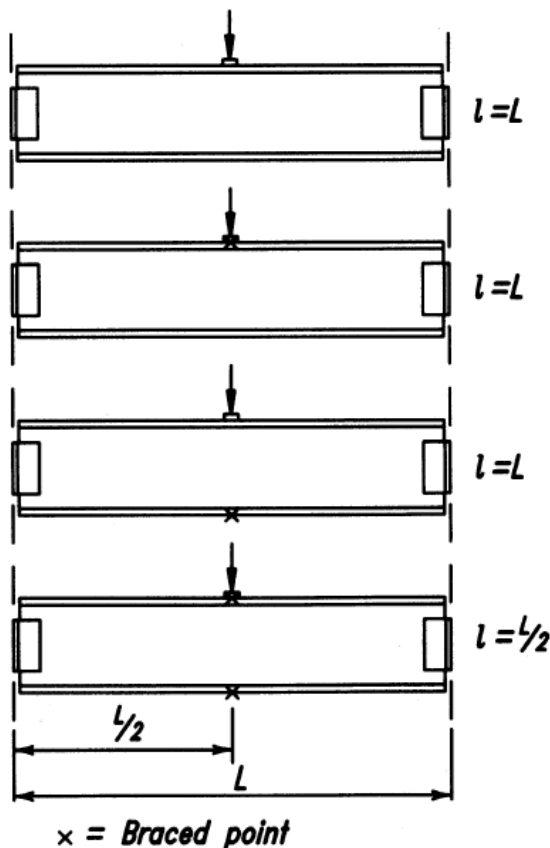


Fig. C-J10.2. Unbraced flange length for web sidesway buckling.

۴- کمانش جانبی جان

Web Side sway Buckling

□ مقاومت موجود برای حالت حدی کمانش جانبی جان بر اساس ضوابط بند AISC05 J10-4 p.16.1-117 (یا مشابه آن ضوابط بند ۱۰-۲-۱۰-۹-۵ ص ۳۳۲ مبحث دهم) به صورت زیر محاسبه می شود:

ϕR_n = مقاومت طراحی به روش LRFD

R_n / Ω = مقاومت مجاز به روش ASD

R_n = مقاومت اسمی برای حالت حدی کمانش جانبی جان

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

الف) اگر بال فشاری در برابر دوران مقید باشد:

(i) For $(h/t_w)/(l/b_f) \leq 2.3$

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[1 + 0.4 \left(\frac{h/t_w}{l/b_f} \right)^3 \right] \quad \text{(J10-6)}$$

(ii) For $(h/t_w)/(l/b_f) > 2.3$, حالت حدی کمانش جانبی جان اعمال نمی شود (کاربرد ندارد)

- در این حالت اگر مقاومت لازم جان، از مقاومت موجود مقطع تجاوز کند، باید از مهارهای جانبی موضعی در بال کششی و یا یک جفت سخت کننده عرضی و یا یک ورق مضاعف جان استفاده شود.

۴- کمانش جانبی جان

Web Side sway Buckling

ب) اگر بال فشاری در برابر دوران مقید نشده باشد:

(i) For $(h/t_w)/(l/b_f) \leq 1.7$

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[0.4 \left(\frac{h/t_w}{l/b_f} \right)^3 \right] \quad (\text{J10-7})$$

(ii) For $(h/t_w)/(l/b_f) > 1.7$, حالت حدی کمانش جانبی جان اعمال نمی شود (کاربرد ندارد)

که در رابطه فوق:

$C_r = 960,000 \text{ ksi } (6.62 \times 10^6 \text{ MPa})$ when $M_u < M_y$ (LRFD) or $1.5M_a < M_y$ (ASD) at the location of the force
= $480,000 \text{ ksi } (3.31 \times 10^6 \text{ MPa})$ when $M_u \geq M_y$ (LRFD) or $1.5M_a \geq M_y$ (ASD) at the location of the force

- در این حالت اگر مقاومت لازم جان، از مقاومت موجود مقطع بیشتر باشد، باید از مهارهای جانبی در هر دو بال در محل اعمال نیروهای متمرکز استفاده شود .

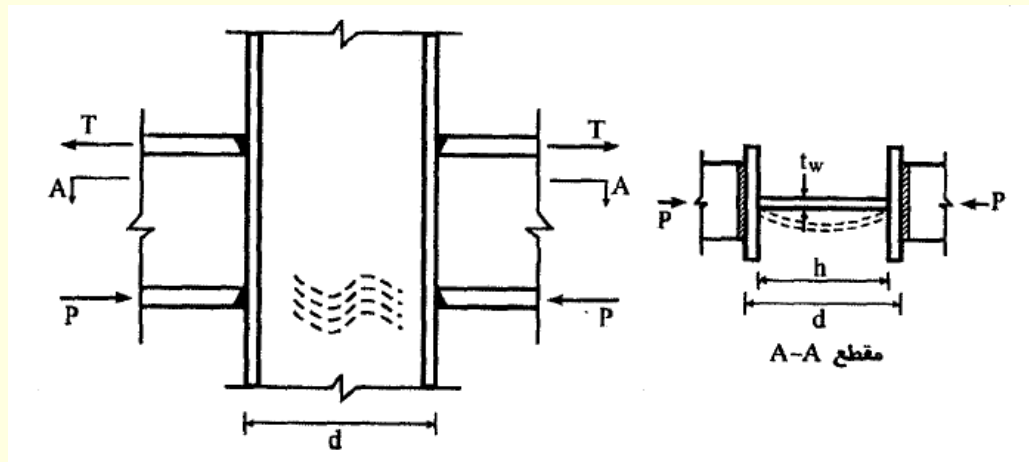
۴- کمانش جانبی جان

Web Side sway Buckling

- می‌توان با استفاده از مهارهای جانبی یا سخت‌کننده‌ها در محل اعمال نیروی متمرکز، از کمانش جانبی جان جلوگیری کرد.
- طبق توصیه آیین‌نامه *AISC05 Commentary J10.4* مهارهای موضعی در هر دو بال برای ۱٪ نیروی متمرکز وارد در نقطه مزبور طراحی می‌شوند.
- اگر از سخت‌کننده‌ها استفاده شود باید از نقطه اعمال بار، تا حداقل عمق تیر یا تیروورق ادامه یابند و جفت سخت‌کننده‌ها برای تحمل کل نیرو طراحی شوند.
- اگر از دوران بالی که تحت بار متمرکز قرار دارد جلوگیری نشود استفاده از سخت‌کننده‌ها و ورق‌های مضاعف جان در جلوگیری از کمانش جانبی جان موثر نخواهد بود.

۵- کمانش فشاری جان

Web Compression Buckling



□ در صورتی که هر دو بال عضو در یک مقطع تحت نیروهای متمرکز فشاری قرار گیرند امکان کمانش فشاری جان وجود خواهد داشت. چنین وضعیتی مثلاً در بال پایینی در اتصال خمشی پشت به پشت تحت بارهای ثقلی ایجاد می شود.

□ تحت چنین شرایطی نسبت لاغری جان باید محدود شود تا از کمانش فشاری جان اجتناب شود.

۵- کمانش فشاری جان

Web Compression Buckling

□ مقاومت موجود برای حالت حدی کمانش فشاری جان بر اساس ضوابط بند AISC05 J10.5 p.16.1-119 (یا مشابه آن ضوابط بند ۱۰-۲-۱۰-۹-۶ ص ۳۳۴ مبحث دهم) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\text{LRFD} \quad \phi R_n = \text{مقاومت طراحی به روش LRFD}$$

$$\text{ASD} \quad R_n / \Omega = \text{مقاومت مجاز به روش ASD}$$

R_n = مقاومت اسمی برای حالت حدی کمانش فشاری جان

$$R_n = \frac{24t_w^3 \sqrt{EF_{yw}}}{h} \quad (\text{J10-8})$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

□ اگر زوج نیروی متمرکز فشاری در فاصله ای کمتر از $d/2$ از انتهای عضو، اعمال شوند R_n باید ۵۰٪ کاهش یابد.

□ اگر بارهای متمرکز وارده (مقاومت لازم) بزرگتر از مقاومت موجود باشد، باید از یک سخت کننده عرضی تکی یا یک جفت سخت کننده، و یا یک ورق مضاعف جان که در کل عمق جان امتداد یافته‌اند استفاده شود.

Example 10-5

A W21 $\times$ 44 has been selected for moment in the beam shown in Fig. 10.10. Lateral bracing is provided for both flanges at beam ends and at concentrated loads. If the end bearing length is 3.50 in and the concentrated load bearing lengths are each 3.00 in, check the beam for web yielding, web crippling, and sidesway web buckling.

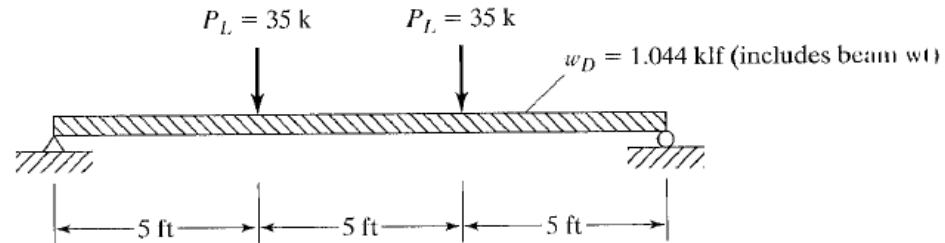


FIGURE 10.10

Solution

Using a W21 $\times$ 44 ($d = 20.7 \text{ in}$, $b_f = 6.50 \text{ in}$, $t_w = 0.350 \text{ in}$, $t_f = 0.450 \text{ in}$, $k = 0.950 \text{ in}$)

LRFD	ASD
End reaction	End reaction
$R_u = (1.2)(1.044)\left(\frac{15}{2}\right) + (1.6)(35)$ $= 65.4 \text{ k}$	$R_a = (1.044)\left(\frac{15}{2}\right) + 35$ $= 42.83 \text{ k}$
Concentrated load	Concentrated load
$P_u = (1.6)(35) = 56 \text{ k}$	$P_a = 35 \text{ k}$

Local web yielding

(N = bearing length of reactions = 3.50 in, for concentrated loads $N = 3.00$ in)

@ End reactions (AISC Equation J10-3)

$$R_n = (2.5 k + N)F_{yw}t_w = (2.5 \times 0.950 \text{ in} + 3.50 \text{ in})(50 \text{ ksi})(0.350 \text{ in}) = 102.8 \text{ k}$$

LRFD $\phi = 1.00$	ASD $\Omega = 1.50$
$\phi R_n = (1.00)(102.8) = 102.8 \text{ k}$ $> 65.4 \text{ k}$ OK	$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{102.8}{1.50} = 68.5 \text{ k}$ $> 42.83 \text{ k}$ OK

@ Concentrated loads (AISC Equation J10-2)

$$R_n = (5k + N)F_{yw}t_w = (5 \times 0.950 \text{ in} + 3.00 \text{ in})(50 \text{ ksi})(0.350 \text{ in}) = 135.6 \text{ k}$$

LRFD $\phi = 1.00$	ASD $\Omega = 1.50$
$\phi R_n = (1.00)(135.6) = 135.6 \text{ k}$ $> 56 \text{ k}$ OK	$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{135.6}{1.50} = 90.4 \text{ k}$ $> 35 \text{ k}$ OK

Web crippling

@ End reactions (AISC Equation J10-5a)

$$\begin{aligned}\frac{N}{d} &= \frac{3.5}{20.7} = 0.169 < 0.20 \\ R_n &= 0.40t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \\ &= (0.40)(0.350 \text{ in})^2 \left[1 + 3 \left(\frac{3.5 \text{ in}}{20.7 \text{ in}} \right) \left(\frac{0.350 \text{ in}}{0.450 \text{ in}} \right)^{1.5} \right] \\ &\quad \sqrt{\frac{(29 \times 10^3 \text{ ksi})(50 \text{ ksi})(0.450 \text{ in})}{0.350 \text{ in}}} \\ &= 90.3 \text{ k}\end{aligned}$$

LRFD $\phi = 0.75$	ASD $\Omega = 2.00$
$\phi R_n = (0.75)(90.3) = 67.7 \text{ k}$	$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{90.3}{2.00} = 45.1 \text{ k}$
$> 65.4 \text{ k}$ OK	$> 42.83 \text{ k}$ OK

(m) Concentrated loads (AISC Equation J10-4)

$$\begin{aligned}R_n &= 0.80t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \\ &= (0.80)(0.350)^2 \left[1 + 3 \left(\frac{3.0}{20.7} \right) \left(\frac{0.350}{0.450} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{(29 \times 10^3)(50)(0.450)}{0.350}} \\ &= 173.7 \text{ k}\end{aligned}$$

LRFD $\phi = 0.75$	ASD $\Omega = 2.00$
$\phi R_n = (0.75)(173.7)$	$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{173.7}{2.00} = 86.8 \text{ k}$
$= 130.3 \text{ k} > 56 \text{ k}$ OK	$> 35 \text{ k}$ OK

Sidesway web buckling

$$\frac{h}{t_w} \bigg/ \frac{\ell}{b_f} = \frac{20.7 - 2 \times 0.950}{0.350} \bigg/ \left(\frac{12 \times 5}{6.50} \right) = 5.82 > 2.3$$

∴ Sidesway web buckling does not have to be checked.

خمش نامتقارن

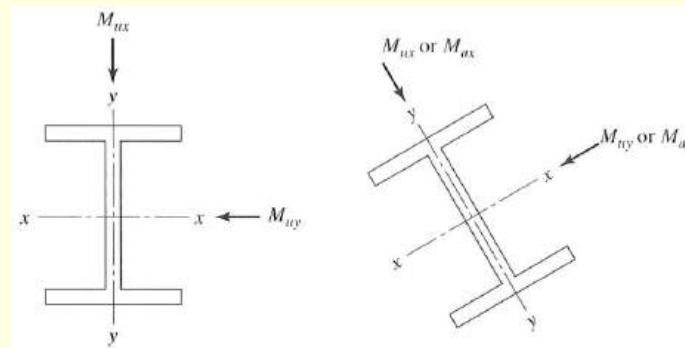
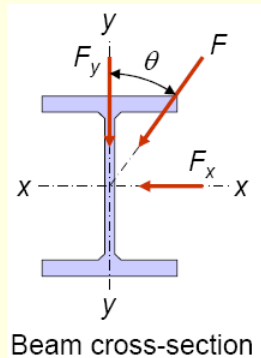
Unsymmetrical Bending

□ سطح مقطع هر نیمرخی دارای دو محورا اصلی است که نسبت به آن دومحور، I_{xy} ممان اینرسی حاصلضرب برابر با صفر است.

□ اگر خمش تیر حول هر محوری بجز محورهای اصلی اتفاق افتد، خمش نامتقارن نامیده می شود .

□ اگر بارهای خارجی در هیچ کدام از صفحات محورهای اصلی واقع نشود و یا همزمان در دو یا چند امتداد اثر کنند خمش نامتقارن اتفاق ما افتد .

□ اگر باری در امتداد هیچ یک از محورهای اصلی نباشد می توان آن بار را به دو مولفه در راستای محورهای اصلی تیر تصویر کرد. لنگرهای خمشی حاصل از هریک از این مولفه ها M_{ux} و M_{uy} در روش LRFD ، و یا M_{ax} و M_{ay} در روش ASD خواهند بود .



خمش نامتقارن

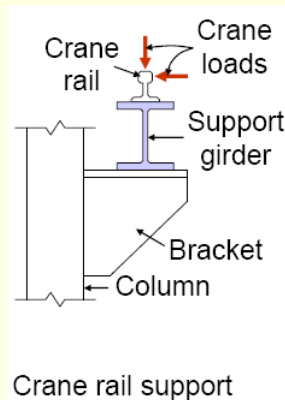
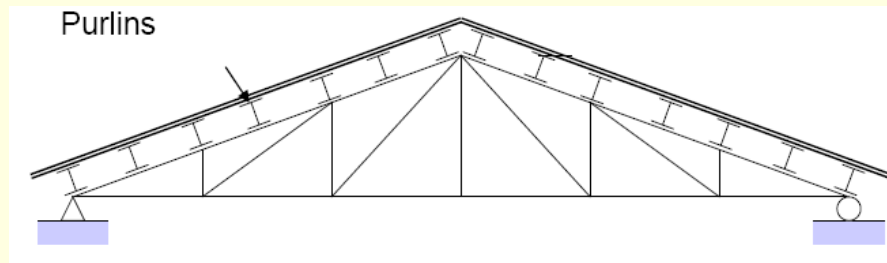
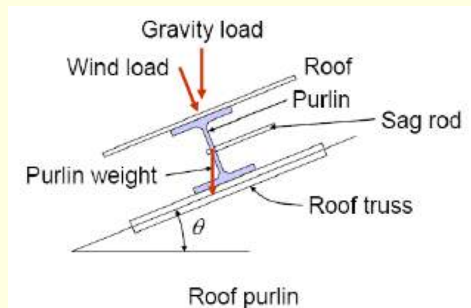
Unsymmetrical Bending

□ هرگاه مقطعی دارای یک محور تقارن باشد، آن محور تقارن یکی از محورهای اصلی خواهد بود و محاسبات لنگر خمشی و بررسی خمش نامتقارن برای آن ساده خواهد بود.

□ نمونه هایی از تیرهای تحت خمش نامتقارن :

✓ لایه ها در پوشش خرپاها و سقف های شیب دار

محور X لایه ها به موازات بام شیبدار بوده و تحت بارهای ثقیلی وارده (مرده، زنده و برف) خمش نامتقارن ایجاد می شود.



✓ تیر حمل جرثقیل ها در ساختمان های صنعتی

محور X تیرهای حمل جرثقیل ها معمولاً افقی است ولی این نوع تیرها تحت اثر بارهای جانبی ناشی از حرکت جرثقیل همزمان با بارهای ثقیلی قرار می گیرند.

Unsymmetrical Bending

□ کنترل کفایت تیرهای تحت خمش نامتقارن براساس معادله (H1-1b) از AISC05 H1.1 P16.1-70 یا متناظر با آن، معادله ۱۰-۲-۷-۱۵ ص ۲۵۲ مبحث دهم، صورت می گیرد:

$$\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

که در این رابطه:

$M_r = M_t$ مقاومت خمشی لازم (برابر با M_u بر اساس ترکیبات بارگذاری LRFD ، و یا M_a براساس ترکیبات بارگذاری ASD)

$M_c =$ مقاومت خمشی موجود مطابق با ضوابط فصل طراحی خمشی تیرها (برابر با مقاومت خمشی طراحی M_n بر اساس روش LRFD ، و یا مقاومت خمشی مجاز M_n/Ω_b براساس روش ASD)

$\phi_b =$ ضریب کاهش مقاومت برای خمش = 0.9

$\Omega_b =$ ضریب ایمنی برای خمش = 1.67

Unsymmetrical Bending

□ رابطه اخیر، که برای کنترل کفایت تیرهای تحت خمش نامتقارن بکار می رود، یک رابطه متقابل یا درصدی است یعنی مثلاً اگر M_{rx} حدود ۷۵ درصد مقاومت خمشی موجود حول محور X باشد، مقدار M_{ry} نباید بیشتر از ۲۵ درصد لنگر مقاوم خمشی حول محور Y گردد.

□ بنا بر این به طور خلاصه می توان نوشت:

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0$$

(روش LRFD)

$$\frac{M_{ax}}{M_{nx} / \Omega_b} + \frac{M_{ay}}{M_{ny} / \Omega_b} \leq 1.0$$

(روش ASD)

$$\begin{aligned} \phi_b &= \text{ضریب کاهش مقاومت برای خمش} = 0.9 \\ \Omega_b &= \text{ضریب ایمنی برای خمش} = 1.67 \end{aligned}$$

مثال:

تیری تحت لنگر خمشی حول محور X برابر با $M_{ux}=11\text{tm}$ و همزمان لنگر خمشی حول محور Y برابر با $M_{uy}=2.5\text{tm}$ قرار دارد. برای این تیر نیمرخی I شکل معین کنید. فرض می‌شود که این تیر دارای مهار جانبی ممتد در بال فشاری خود باشد.

حل:

حل:

IPB 200 بررسی می‌شود $\{t_f=1.5\text{ cm}, b_f=20\text{ cm}, Q=321\text{ cm}^3\}$

$$\phi_b M_p = \phi_b M_{nx} = 0.9 F_y Z_x = 0.9(2333)(642) = 13.48\text{ tm}$$

$$\phi_b M_{ny} = 0.9 F_y Z_y = 0.9(2333) \left(\frac{3 \times 20^2}{4} \right) = 6.3\text{ tm}$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = \frac{11}{13.48} + \frac{2.5}{6.3} = 1.21 \quad \text{N.G}$$

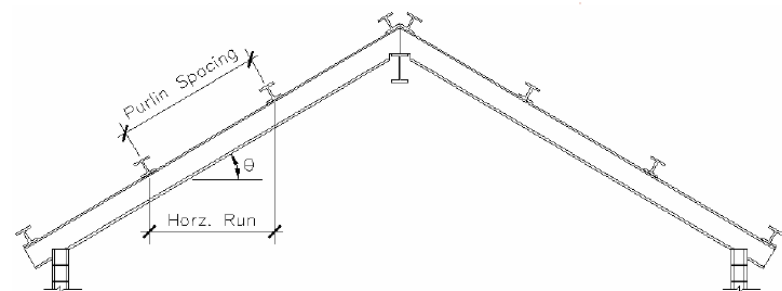
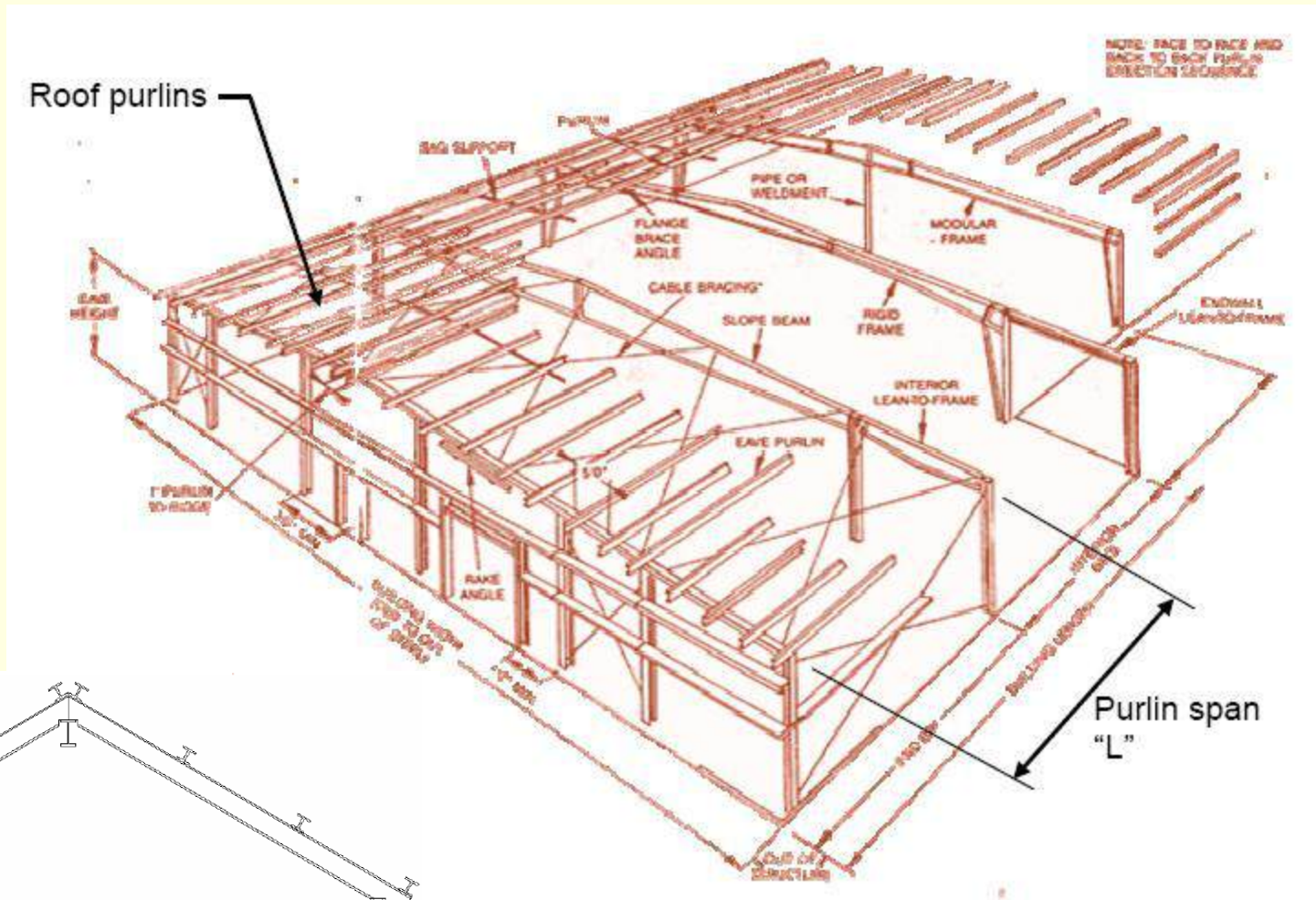
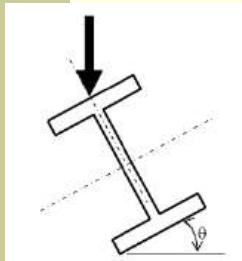
IPB 220 بررسی می‌شود $\{t_f=1.6\text{ cm}, b_f=22\text{ cm}, Q=414\text{ cm}^3\}$

$$\phi_b M_{nx} = \phi_b M_p = 0.9 F_y Z_x = 0.9(2333)(828) = 17.39\text{ tm}$$

$$\phi_b M_{ny} = \phi_b M_p = 0.9 F_y Z_y = 0.9(2333) \left(\frac{3.2 \times 22^2}{4} \right) = 8.13\text{ tm}$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = \frac{11}{17.39} + \frac{2.5}{8.13} = 0.94 < 1. \quad \text{OK.}$$

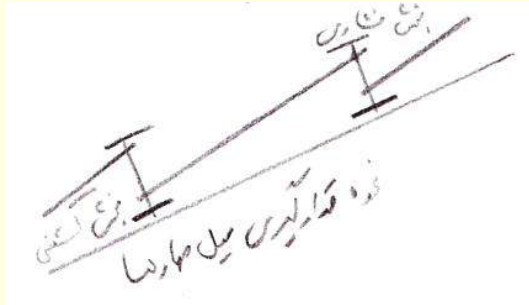
Design of Purlins



Design of Purlins

- ❑ در ساختمان‌های با سقف شیب‌دار برای پوشش دهانه در فاصله بین تیرهای شیب‌دار ضلع فوقانی (تیر شیروانی‌ها ، Rafters) سازه اصلی ، تیرهای افقی بنام لایه (Purlin) بکار برده می‌شود.
- ❑ لایه‌ها معمولاً به فاصله ۶۰ تا ۱۸۰ cm از یکدیگر قرار می‌گیرند و معمولاً نسبت ارتفاع به دهانه مطلوب آنها در حدود ۱/۲۴ است.
- ❑ برای لایه‌ها معمولاً از مقاطع ناودانی یا INP (S) استفاده می‌شود ولی گاهی نیز از نیمرخ‌های دیگری همچون نیمرخ Z استفاده می‌گردد.
- ❑ لایه‌های ناودانی یا INP شکل در خمش حول جان بسیار ضعیف هستند، از اینرو برای کاهش طول دهانه در خمش حول این محورها، از میل مهار استفاده می‌شود.
- ❑ میل مهارها باعث می‌شوند لایه‌ها در خمش حول محور ضعیف Y به صورت یک تیر سراسری عمل نمایند و مقادیر لنگر (حول این محورها) بسیار کاهش یابد.

Design of Purlins



□ وظایف میل مهارها:

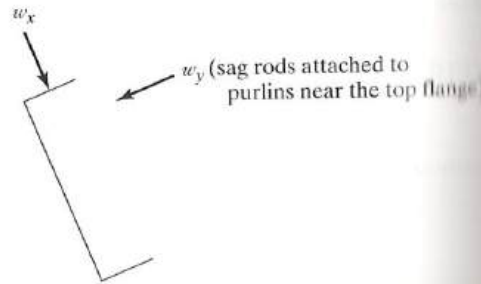
- (1) کاهش لنگر خمشی حول محور ضعیف جان - در خمش حول محور ضعیف Y مهارهای جانبی به صورت تکیه گاه میانی در نظر گرفته می شوند.
- (2) ایجاد مهار جانبی برای لایه در خمش حول محور قوی X
- (3) مستقیم بودن لایه ها قبل از نصب پوشش سقف

Design of Purlins

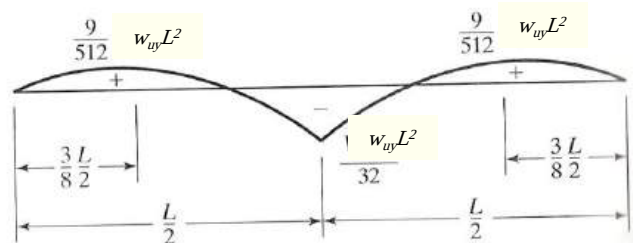
□ در تعیین لنگر خمشی لایه‌ها فرض می‌شود :

✓ تغییر طول مهارها ناچیز باشد.

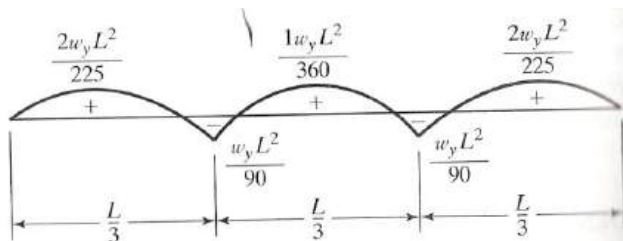
✓ لایه‌ها در محل اتصال به سازه اصلی دارای تکیه‌گاه ساده باشند (دو سر مفصلی). چنین فرضی در جهت اطمینان است، زیرا لایه‌ها معمولاً روی دو یا چند سازه اصلی به صورت سراسری عمل می‌کنند و اتصالات آنها به سازه اصلی سبب می‌شود که به صورت قابل توجهی با یکدیگر پیوستگی داشته باشند.



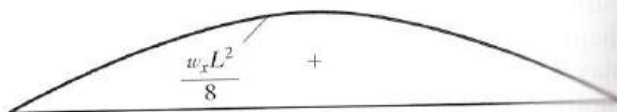
(الف) لایه از نیمرخ U



(ب) لنگر خمشی حول محور جان با یک میل مهار در وسط (75% کاهش در لنگر ماکزیمم)



(پ) لنگر خمشی حول محور جان با دو میل مهار (91% کاهش در لنگر ماکزیمم)



(ت) لنگر خمشی حول محور X لایه

مثال ۱۰-۷

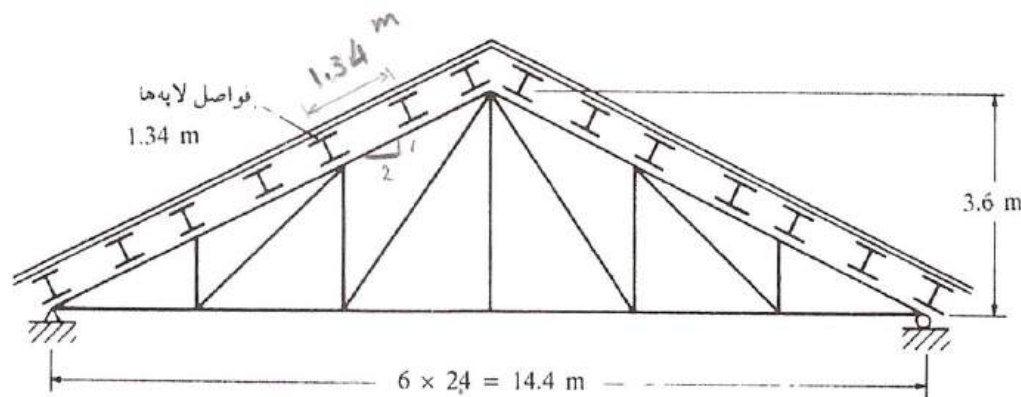
مطلوبست تعیین یک نیمرخ IPE برای پوشش سقف خرابای شکل (۱۰-۱۲)، از یک میل مهار در وسط دهانه استفاده خواهد شد و فواصل خرپاها ۴/۵ متر است. فرض می شود که بعد از نصب پوشش بتوان بال فوقانی لایه را با مهار ممتد جانبی گرفت و از امکان پیچش لایه صرف نظر می شود، بارهای وارده بر لایه به شرح زیر خواهد بود:

بار برف: 150 kg/m^2

وزن پوشش: 30 kg/m^2

وزن تقریبی لایه ها: 15 kg/m^2

بار باد که عمود بر سقف خواهد بود: 75 kg/m^2



شکل ۱۰-۱۲

حل:

مقدار w_{ux} که توسط لایه ها که به فاصله 1.34 m از یکدیگر قرار دارند تحمل می شود معیر

می شود.

Max Roof loads

$$w_{ux} = 1.2 D + 1.6 S + 0.8 W$$

$$= 1.2(30 + 15)(1.34) \left(\frac{2}{\sqrt{5}} \right) + 1.6(150)(1.34) \left(\frac{2}{\sqrt{5}} \right) +$$

$$+ 0.8(75)(1.34) = 433 \text{ kg/m}$$

Max Wind

$$w_{ux} = 1.2 D + 1.6 W + 0.5 S$$

$$= 1.2(30 + 15)(1.34) \left(\frac{2}{\sqrt{5}} \right) + 1.6(75)(1.34) +$$

$$+ 0.5(150)(1.34) \left(\frac{2}{\sqrt{5}} \right) = 315 \text{ kg/m}$$

$$w_{uy} = (1.2 D + 1.6 S) \frac{1}{\sqrt{5}}$$

$$= [1.2(30 + 15)(1.34) + 1.6(150)(1.34)] \frac{1}{\sqrt{5}} = 176 \text{ kg/m}$$

$$M_{ux} = \frac{w_{ux} L^2}{8} = \frac{433 \times 4.5^2}{8} = 1096 \text{ kg/m}$$

$$M_{uy} = \frac{w_{uy} L^2}{32} = \frac{176 \times 4.5^2}{32} = 111.4 \text{ kg/m}$$

IPE 14 بررسی می شود:

$$\phi_b M_{nx} = \phi_b M_{p_x} = 0.9(2333)(88.4) = 1856 \text{ kg/m}$$

$$\phi_b M_{ny} = \phi_b M_{p_y} = 0.9(2333) \left(\frac{1.38 \times 7.3^2}{4} \right) = 386 \text{ kg/m}$$

چون $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$ است لذا:

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0$$

$$\frac{1096}{1856} + \frac{111.4}{386} = 0.88 < 1 \quad \text{OK.}$$

Example 10-7

Using both the LRFD and ASD methods, select a W6 purlin for the roof shown in Fig. 10.13. The trusses are 18 ft 6 in on center, and sag rods are used at the midpoints between trusses. Full lateral support is assumed to be supplied from the roof above. Use 50 ksi steel and the AISC Specification. The full value of Z_y is to be used. Loads are as follows in terms of pounds per square foot of roof surface:

$$\text{Snow} = 30 \text{ psf}$$

$$\text{Roofing} = 6 \text{ psf}$$

$$\text{Estimated purlin weight} = 3 \text{ psf}$$

$$\text{Wind pressure} = 15 \text{ psf} \perp \text{ to roof surface}$$

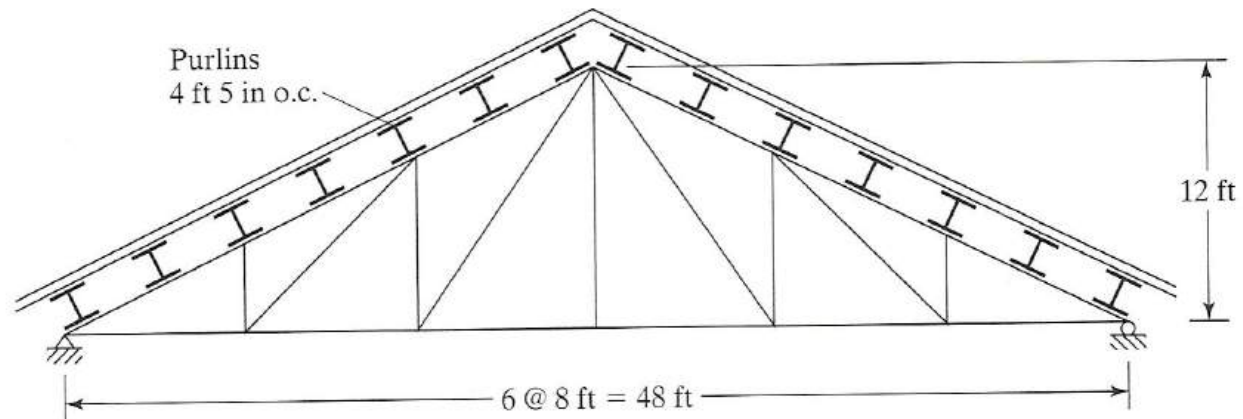


FIGURE 10.13

LRFD	ASD
$w_{ux} = 1.2D + 1.6S + 0.8W$ $= (1.2)(6 + 3)(4.42)\left(\frac{2}{\sqrt{5}}\right) + (1.6)(30)(4.42)\left(\frac{2}{\sqrt{5}}\right)$ $+ (0.8)(15)(4.42) = 285.5 \text{ lb/ft}$ $M_{ux} = \frac{(0.285)(18.5)^2}{8} = 12.19 \text{ ft-k}$ $w_{uy} = [1.2D + 1.6S]\left(\frac{1}{\sqrt{5}}\right)$ $= [(1.2)(6 + 3)(4.42) + (1.6)(30)(4.42)]\left(\frac{1}{\sqrt{3}}\right)$ $= 116.5 \text{ lb/ft}$ $M_{uy} = \frac{(0.1165)(18.5)^2}{32} = 1.25 \text{ ft-k}$	$w_{ax} = D + S + W$ $= (6 + 3)(4.42)\frac{2}{\sqrt{5}} + (15)(4.42)$ $+ (30)(4.42)\left(\frac{2}{\sqrt{5}}\right) = 220.5 \text{ lb/ft}$ $M_{ax} = \frac{(0.2705)(18.5)^2}{8} = 9.43 \text{ ft-k}$ $w_{ay} = (6 + 3 + 30)\left(\frac{1}{\sqrt{5}}\right)(4.42)$ $= 77.1 \text{ lb/ft}$ $M_{ay} = \frac{(0.0771)(18.5)^2}{32} = 0.82 \text{ ft-k}$

Solution

$$\text{Try W6} \times 9 \quad (Z_x = 6.23 \text{ in}^3, \phi_b M_{px} = \frac{(0.9)(50)(6.23)}{12} = 23.36 \text{ ft-k},$$

$$Z_y = 1.72 \text{ in}^3, \phi_b M_{py} = \frac{(0.9)(50)(1.72)}{12} \left(\frac{1}{2} \right) = 3.22 \text{ ft-k},$$

$$\frac{M_{px}}{\Omega_b} = \frac{(50)(6.23)}{(12)(1.67)} = 15.54 \text{ ft-k}, \quad \frac{M_{py}}{\Omega_b} = \frac{(50)(1.72)}{(12)(1.67)} \left(\frac{1}{2} \right) = 2.15 \text{ ft-k}$$

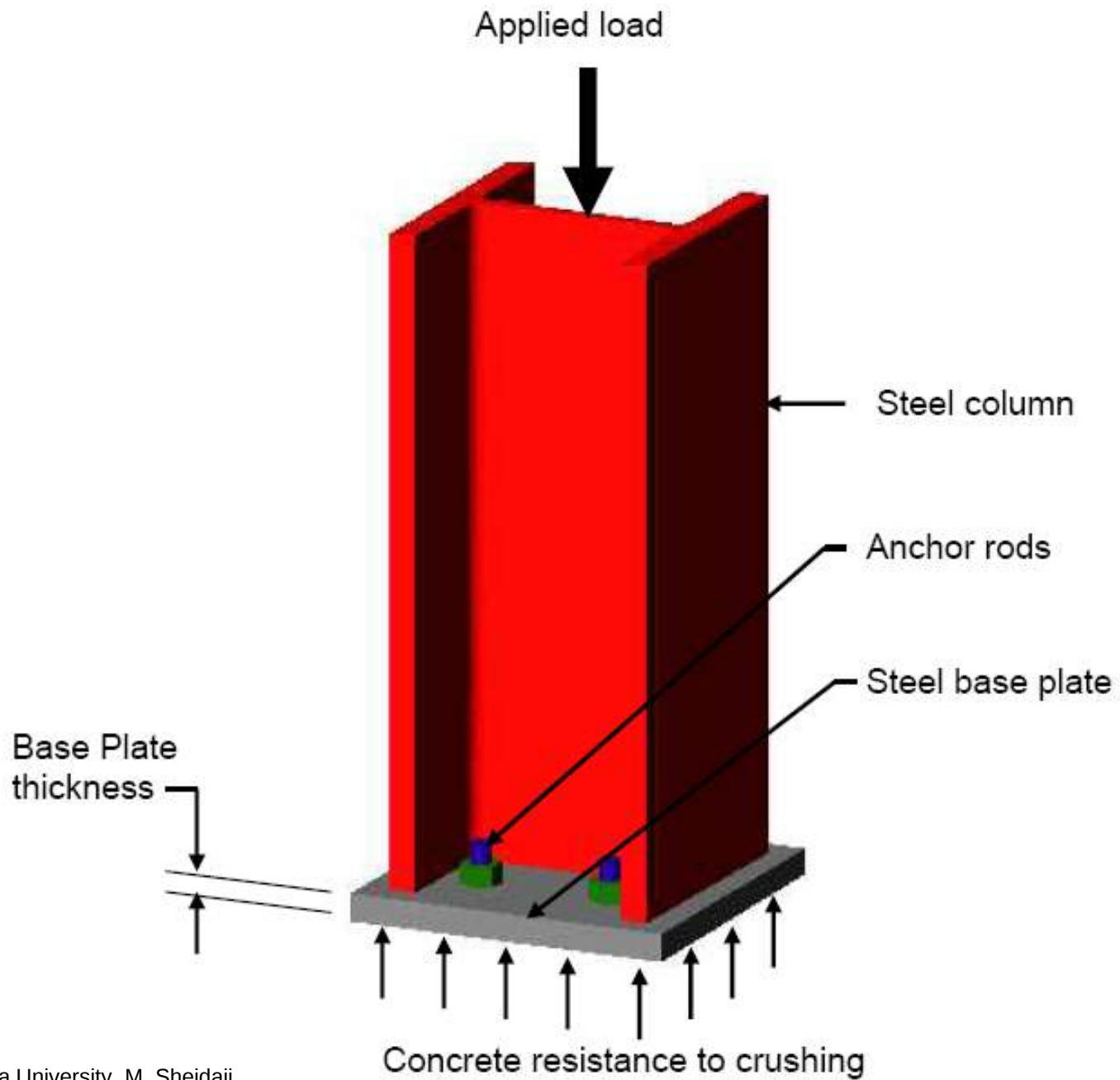
(the $\frac{1}{2}$ used on $\phi_b M_{py}$ and $\frac{M_{py}}{\Omega_b}$ since sag rod attached to top of purlin).

LRFD	ASD
$\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1.0$	$\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1.0$
$\frac{12.19}{23.36} + \frac{1.25}{3.22} = 0.910 < 1.00 \quad \mathbf{OK}$	$\frac{9.43}{15.54} + \frac{0.82}{2.15} = 0.988 < 1.00 \quad \mathbf{OK}$
Use W6 × 9.	Use W6 × 9.

Base Plates for Concentrically Loaded Columns

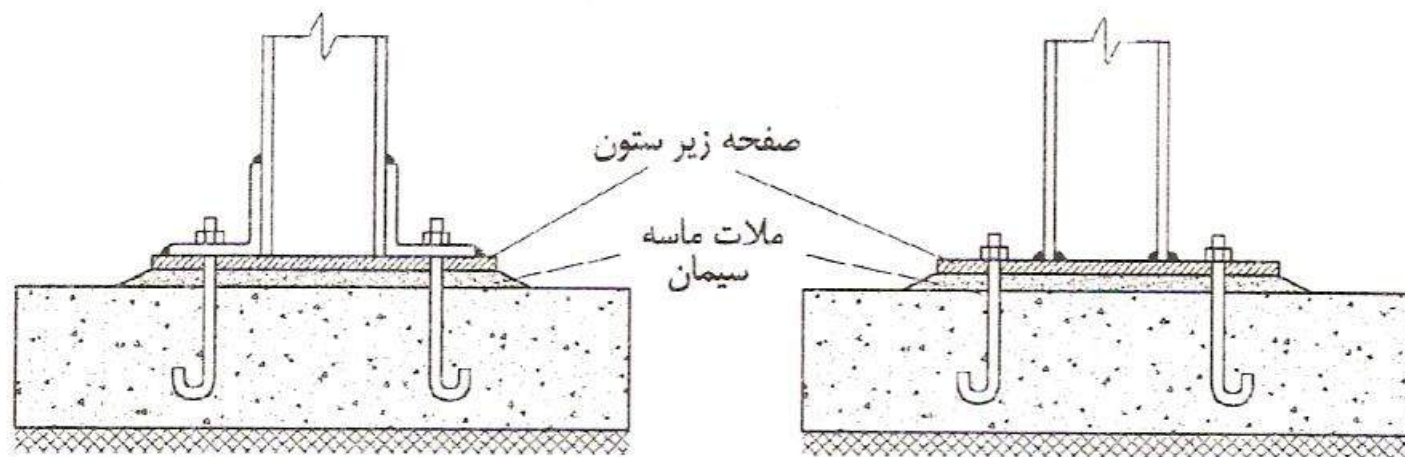
فصل ششم : صفحات زیرستون برای ستونهای
تحت بار محوری





مقدمه

- بار ستون باید از طریق شالوده بتنی به پی ساختمان منتقل گردد.
- صفحه زیر ستون بین ستون و شالوده بتنی قرار گرفته و با توزیع بار ستون در سطحی وسیع تر باعث می شود تنشها در شالوده از حد قابل تحمل توسط مصالح شالوده (حدود ۵۰ تا ۱۵۰ kgf/cm^2) تجاوز ننماید.
- شالوده بتنی نیز به طریقی مشابه، بار را روی پی بنحوی توزیع می کند که تنش در خاک زیر پی از حد لازم تجاوز (حدود ۰.۵ تا ۵ kgf/cm^2) نکند.



ب) اتصال ستون به صفحه زیرستون توسط نبشی

الف) اتصال مستقیم ستون به صفحه زیر ستون

- اگر محل اتصال ستون کاملاً صاف و گونیا باشد ستون را می‌توان مستقیماً به صفحه زیرستون جوش کرد در غیراینصورت باید از نبشی‌های اتصال یا ورقهای دوزنقه‌ای شکل برای انتقال بار ستون به صفحه زیرستون استفاده کرد.
- فاصله بین شالوده و صفحه زیر ستون توسط ملات ماسه سیمان بسیار نرم برای صاف کردن سطح تماس و جلوگیری از تمرکز تنش پر می‌شود.
- صفحات زیر ستون باید توسط حداقل ۴ میل مهار (anchor) که در بتن پی کار گذاشته شده است در جای خود ثابت و تنظیم گردند.
- در ستونهایی که فقط تحت اثر نیروی محوری خالص قرار دارند، میل مهارها پس از اجرای صفحه زیرستون نقش باربری نداشته، ولی در هنگام اجرا و نصب ستون، برای جلوگیری از افتادن ستون دارای نقش اساسی هستند.
- در ستونهایی که علاوه بر نیروی محوری، لنگر خمشی نیز از طریق صفحه زیرستون به پی منتقل می‌گردد عملکرد میل مهارها در تحمل نیرو دارای اهمیت است.

طراحی صفحات زیرستون

■ ضوابط مربوط به طراحی صفحات زیر ستون در AISC J8 p.16.1-70 آمده است.

■ دو حالت حدی مهم در طراحی صفحات زیر ستون مدنظر قرار می گیرد:

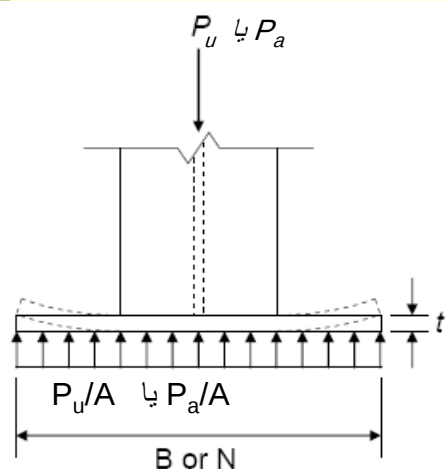
✓ حالت حدی شکست بتن (crushing)

✓ حالت حدی تسلیم خمشی صفحه زیر ستون

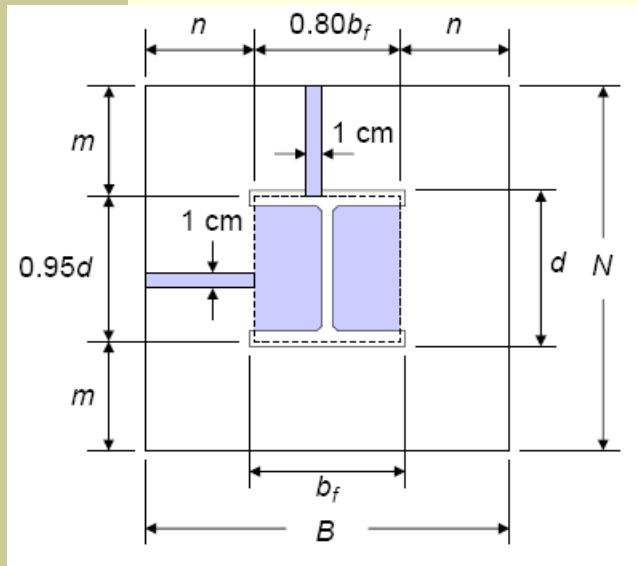
■ بار وارد برستون P_u (یا P_a) ستون از طریق صفحه زیرستون به شالوده فشاری برابر P_u/A (یا P_a/A) وارد می کند ($BN=A$ = مساحت صفحه زیرستون). عکس العمل شالوده روی صفحه زیرستون فشار رو به بالای P_u/A (یا P_a/A) است که تاثیر آن عبارتست از:

❖ خمیده شدن لبه های بیرونی صفحه زیرستون

❖ بالا راندن سطح صفحه زیرستون در ناحیه بین بالهای ستون



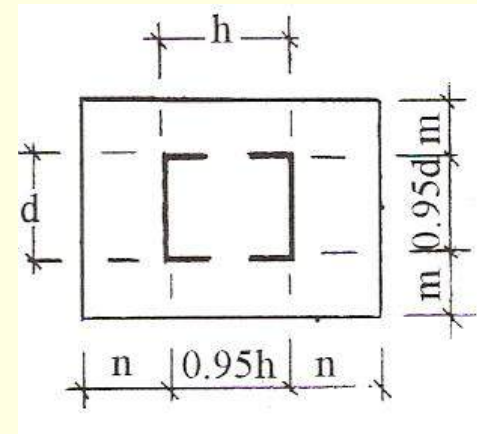
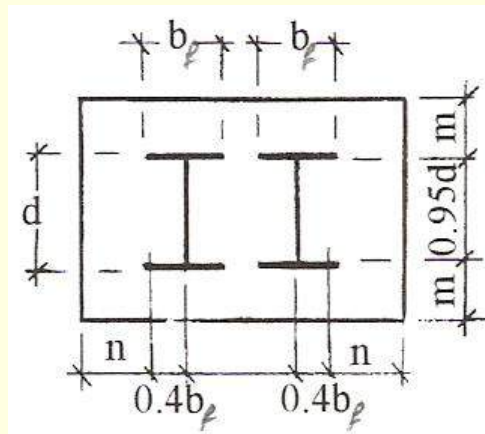
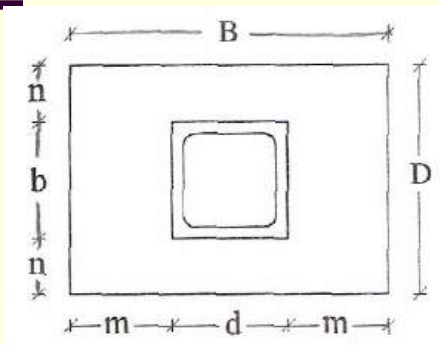
طراحی صفحات زیرستون



بیشترین تنش در صفحه زیرستون برای ستونهای I شکل، در محدوده تقریبی $0.8b_f$, $0.95d$ رخ می‌دهد.

لنگر حداکثر در این محدوده در فواصل m و n از لبه‌های آزاد صفحه زیرستون تعیین شده، و براساس آن ضخامت صفحه محاسبه می‌شود.

فواصل m و n پیشنهادی برای سایر ستونها در شکل‌های زیر نشان داده شده است:



تعیین سطح صفحه زیرستون

سطح صفحه زیرستون براساس حالت حدی شکست بتن تعیین می گردد بدین معنی که مقاومت اتکایی طراحی (design bearing strength) بتن زیر کف ستون باید حداقل برابر با بار وارده (بار نهایی ضربیدار P_u برای LRFD ، یا بار بهره برداری P_a برای ASD) باشد.

$$\text{LRFD} \quad \phi_c P_p = \text{مقاومت اتکایی طراحی به روش LRFD} \quad ; \quad \phi_c = 0.6$$

$$\text{ASD} \quad P_p / \Omega_c = \text{مقاومت اتکایی طراحی به روش ASD} \quad ; \quad \Omega_c = 2.5$$

P_p ، مقاومت اتکایی اسمی است که به صورت زیر تعیین می شود:

الف- اگر صفحه زیرستون کل سطح فوقانی شالوده را بپوشاند:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \quad (\text{J8-1})$$

ب- اگر صفحه زیرستون کل سطح فوقانی شالوده را نپوشاند:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \leq 1.7 f'_c A_1 \quad (\text{J8-2})$$

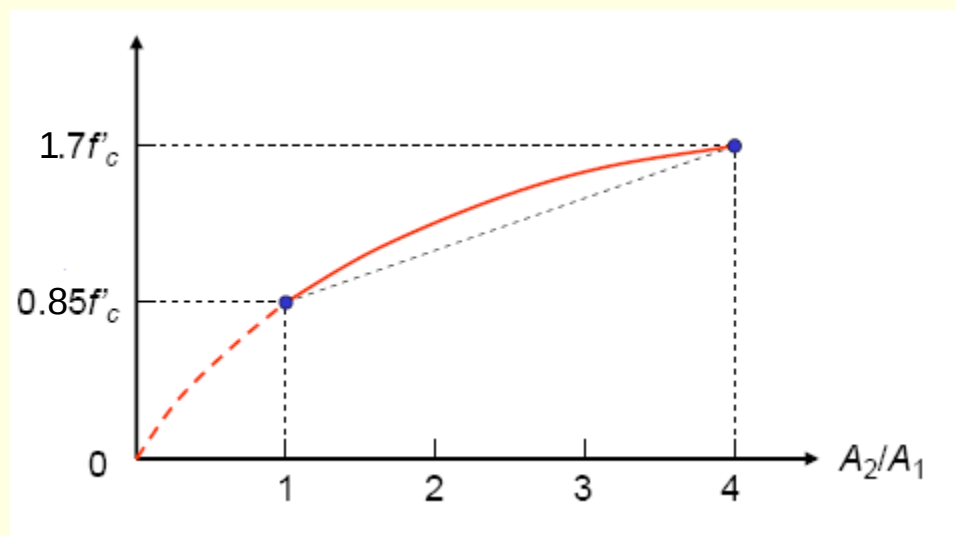
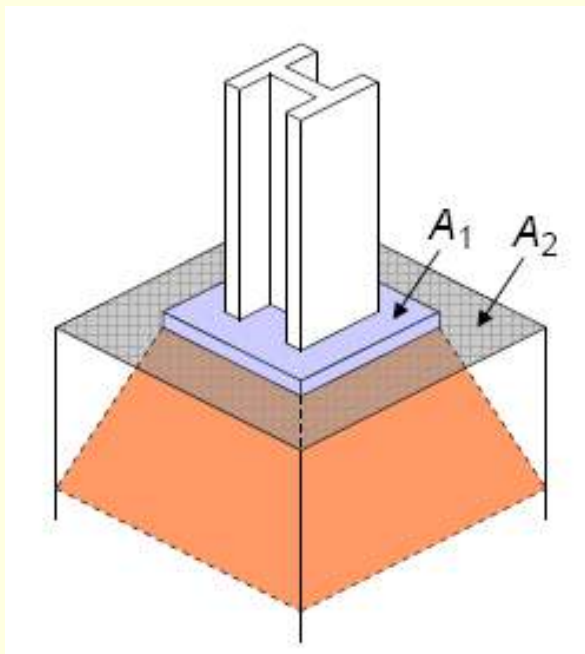
که در این روابط:

f'_c = مقاومت فشاری مشخصه بتن،

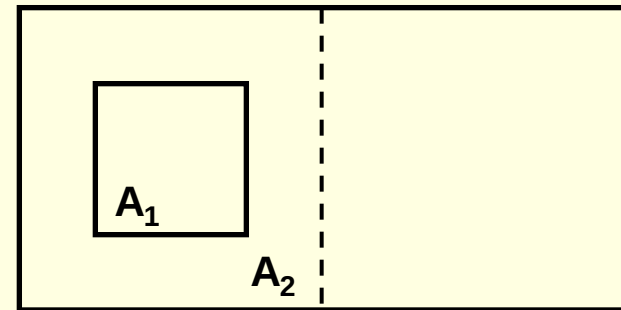
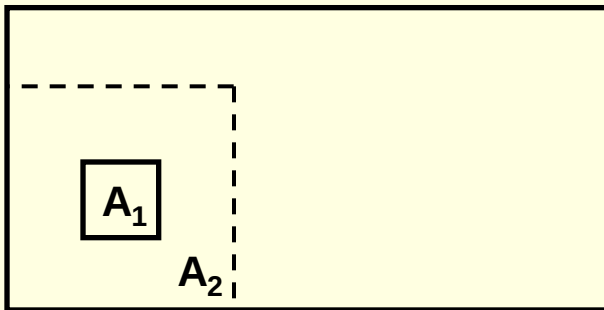
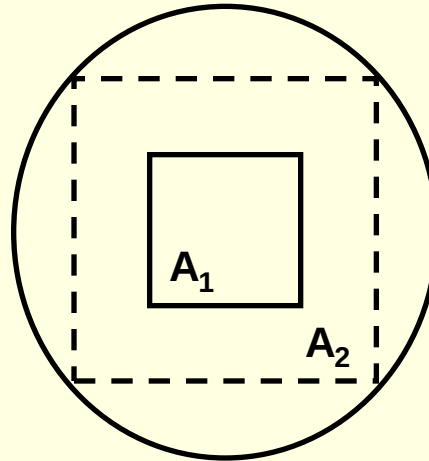
تعیین سطح صفحه زیرستون

A_1 = مساحت صفحه زیرستون متکی بر شالوده بتنی $B \times N$

A_2 = حداکثر مساحت ناحیه‌ای از سطح شالوده که از نظر هندسی متشابه و هم‌مرکز با صفحه زیرستون است.



تعیین سطح صفحه زیرستون



روابط تعیین سطح صفحه زیرستون

■ با توجه به اینکه مقاومت اتکایی طراحی بتن زیر کف ستون باید حداقل برابر با بار ضریبدار وارده باشد:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{LRFD : } P_u \leq \phi_c P_p = \phi_c (0.85 f'_c A_1) \rightarrow A_1 \geq \frac{P_u}{\phi_c (0.85 f'_c)} \\ \text{ASD : } P_a \leq \frac{P_p}{\Omega_c} = \frac{0.85 f'_c A_1}{\Omega_c} \rightarrow A_1 \geq \frac{P_a \Omega_c}{0.85 f'_c} \end{array} \right. \quad \text{و یا}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{LRFD : } P_u \leq \phi_c P_p = \phi_c (0.85 f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \rightarrow A_1 \geq \frac{P_u}{\phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}} ; \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \\ \text{ASD : } P_a \leq \frac{P_p}{\Omega_c} = \frac{(0.85 f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}{\Omega_c} \rightarrow A_1 \geq \frac{P_a \Omega_c}{(0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}} ; \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \end{array} \right.$$

■ همچنین مساحت صفحه زیرستون نباید کمتر از حاصلضرب عمق ستون در عرض آن باشد:

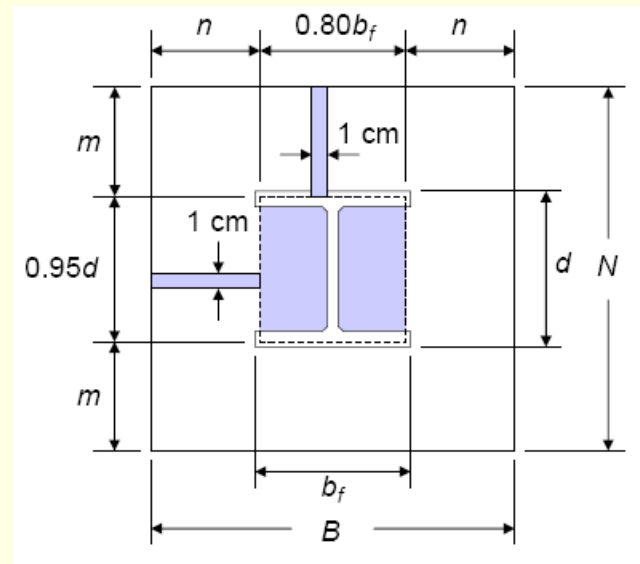
بهینه سازی ابعاد صفحه زیرستون

برای طرح صفحه زیرستونی با حداقل وزن (حداقل ضخامت) کافیست لنگر خمشی طره‌های فرضی در هر دو امتداد تقریباً برابر باشد بدین منظور باید $m=n$ باشد تحت چنین شرایطی:

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta$$

$$\Delta = 0.5(0.95d - 0.8b_f)$$

$$B \approx \frac{A_1}{N}$$



تعیین ضخامت صفحه زیرستون

ضخامت صفحه زیرستون براساس حالت حدی تسلیم خمشی در انتهای طره‌های پیش آمده به طولهای m و n در هر دو امتداد محاسبه می‌شود. این مقادیر لنگر برای عرض واحد صفحه عبارتند از ($P=P_u$ در روش LRFD ، و $P=P_a$ در روش ASD):

$$\frac{P}{BN} (m) \left(\frac{m}{2} \right) = \frac{P m^2}{2BN} \quad , \quad \frac{P}{BN} (n) \left(\frac{n}{2} \right) = \frac{P n^2}{2BN}$$

مقاومت خمشی طراحی موجود برای عرض واحد صفحه زیرستون برابر است با:

$$\begin{cases} \text{LRFD: } \phi_b M_n = \phi_b F_y Z_x = 0.9 F_y t^2 / 4 \\ \text{ASD: } \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{F_y Z_x}{1.67} = 0.6 F_y t^2 / 4 \end{cases}$$

مقاومت خمشی طراحی موجود صفحه زیرستون باید حداقل برابر با بزرگترین مقدار از مقادیر لنگر وارده مذکور باشد:

$$\begin{cases} \text{LRFD: } 0.9 F_y t^2 / 4 \geq \frac{P_u m^2}{2BN} \rightarrow t \geq m \sqrt{\frac{2P_u}{0.9 F_y BN}} ; 0.9 F_y t^2 / 4 \geq \frac{P_u n^2}{2BN} \rightarrow t \geq n \sqrt{\frac{2P_u}{0.9 F_y BN}} \\ \text{ASD: } 0.6 F_y t^2 / 4 \geq \frac{P_a m^2}{2BN} \rightarrow t \geq m \sqrt{\frac{2P_a}{0.6 F_y BN}} ; 0.6 F_y t^2 / 4 \geq \frac{P_a n^2}{2BN} \rightarrow t \geq n \sqrt{\frac{2P_a}{0.6 F_y BN}} \end{cases}$$

تعیین ضخامت صفحه زیرستون

و بصورت خلاصه می توان نوشت:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{LRFD : } t_{\min} \geq L \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_y BN}} \\ \text{ASD : } t_{\min} \geq L \sqrt{\frac{2P_a}{0.6F_y BN}} \end{array} \right. , \quad L = \text{Max}(m, n)$$

Example (LRFD)

GIVEN: A W14x82 A992 column has a factored axial load $P_u = 700$ KIPS. It bears on a steel base plate using A36 steel. The footing has concrete $f'_c = 3000$ PSI.

REQUIRED: Design the column base plate.

Step 1 – Determine required base plate area, A_1 to avoid conc. crushing:

$$\begin{aligned}\phi_c P_p &= \text{Design bearing strength of concrete} \\ &= 0.6 P_p \\ &= 0.6(0.85 f'_c A_1)\end{aligned}$$

Re-arranging to solve for A_1 :

$$\begin{aligned}A_1 &= \frac{P_u}{0.6(0.85 f'_c)} \\ &= \frac{700 \text{ KIPS}}{0.6(0.85(3 \text{ KSI}))} \\ A_1 &= 457.5 \text{ in}^2\end{aligned}$$

Step 2 – Determine “Optimized” base plate dimensions:

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2}$$

d and b_f → from properties p. 1-22

$$= \frac{0.95(14.3") - 0.8(10.1")}{2}$$

$$= 2.75"$$

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta$$

$$\approx \sqrt{457.5 \text{ in}^2} + 2.75"$$

$$\approx 24.14"$$

TRY N = 24" and B = 20" (Area = 480 in² > 457.5 in²)

Step 3 – Determine “m” and “n”:

$$\begin{aligned} m &= \frac{N - 0.95d'}{2} \\ &= \frac{24'' - 0.95(14.3'')}{2} \\ &= 5.2'' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{B - 0.80b_f}{2} \\ &= \frac{20'' - 0.80(10.1'')}{2} \\ &= 5.90'' \end{aligned}$$

Step 4 – Determine minimum base plate thickness, t_{min} :

$$t_{min} = L \sqrt{\frac{2f_{ps}}{0.9F_y}}$$

where: P_u = factored axial load, kips
= 700 Kips

$$f_{ps} = \frac{P_u}{BN}$$

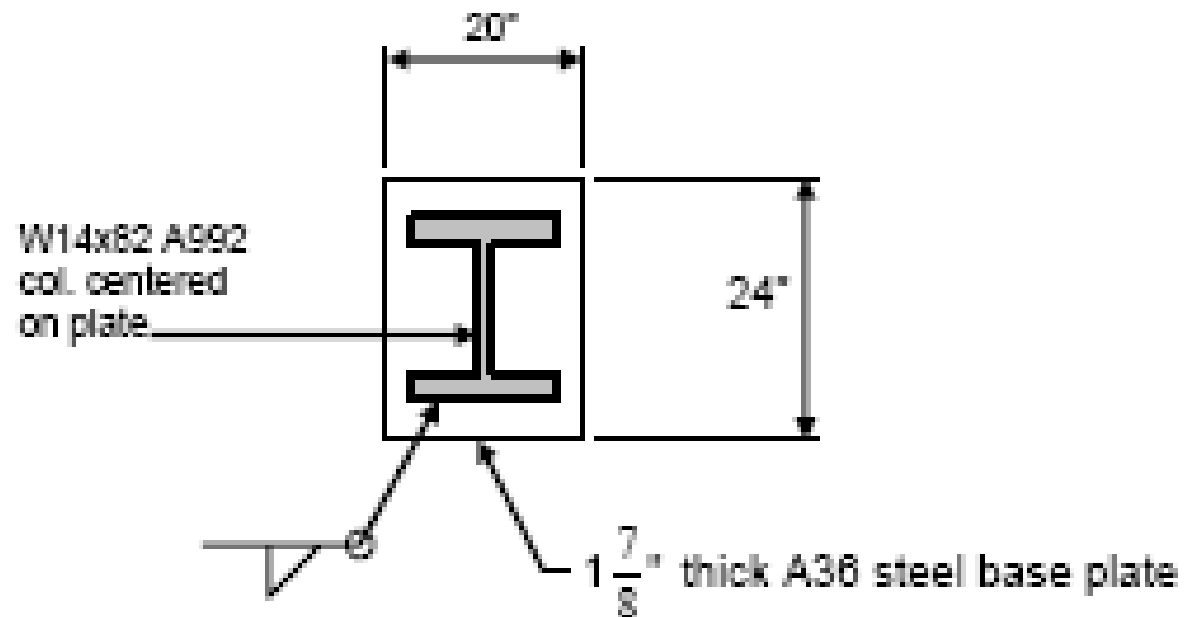
$$= \frac{700 \text{ Kips}}{(20'')(24'')} = 1.46 \text{ KSI}$$

$$L = \text{larger of } \begin{cases} m = 5.2'' \\ n = 5.96'' \leftarrow \text{use} \end{cases}$$

$$t_{min} = 5.96'' \sqrt{\frac{2(1.46 \text{ KSI})}{0.9(36 \text{ KSI})}} \leftarrow \text{Base plate yield stress}$$

$$= \underline{\underline{1.79'' \rightarrow \text{use } 1\frac{1}{2}'' \text{ thick plate}}}$$

Step 5 – Draw “Summary Sketch”:



روش پیشنهادی Thornton

برای تعیین ضخامت صفحه زیرستون

■ اگر ستون داری بار کمی باشد مساحت محاسبه شده به روش قبل برای صفحه زیرستون نسبتاً کوچک خواهد بود. طول قسمت پیش آمده از لبه‌های ستون خیلی کوچک و لنگرهای محاسبه شده و ضخامت ورق لازم بسیار کوچک خواهد گردید.

■ در چنین مواردی می‌توان از روش پیشنهادی Thornton استفاده کرد.

■ Thornton با ترکیب سه روش، طریق واحدی را برای محاسبه صفحات زیرستون تحت بارهای سبک و سنگین ارائه نموده است.

روش پیشنهادی Thornton

برای تعیین ضخامت صفحه زیرستون

در روش پیشنهادی Thornton ضخامت صفحه زیرستون براساس بزرگترین مقدار از مقادیر m , n , $\lambda n'$ که ℓ نامیده می شود تعیین می گردد:

$$\ell = \text{Max} (m, n, \lambda n')$$

$\lambda n'$ بر اساس روابط ذیل تعیین می شود:

$$\lambda n' = \frac{\lambda \sqrt{d b_f}}{4}$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1-X}} \leq 1$$

البته می توان مقدار λ را بطور محافظه کارانه برای همه حالت ها برابر با 1 در نظر گرفت.

$$X = \begin{cases} \left[\frac{4 d b_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c P_p} & \text{(LRFD Method with } \phi_c = 0.6) \\ \left[\frac{4 d b_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{\Omega_c P_a}{P_p} & \text{(ASD Method with } \Omega_c = 2.5) \end{cases} \quad \text{or}$$

روش پیشنهادی Thornton

برای تعیین ضخامت صفحه زیرستون

$$P_p = \begin{cases} 0.85f'_c A_1 & \text{(اگر صفحه زیرستون کل سطح فوقانی شالوده را بپوشاند)} \\ (0.85f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} & \text{(اگر صفحه زیرستون کل سطح فوقانی شالوده را نپوشاند)} \end{cases} ; \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

در نهایت پس از محاسبه ℓ ، می توان ضخامت صفحه زیرستون را از هر یک از روابط زیر تعیین نمود:

$$t = \ell \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_y B N}} \quad (\text{LRFD Method}) ;$$

$$t = \ell \sqrt{\frac{2P_a}{0.6F_y B N}} \quad (\text{ASD Method})$$

Example 7-5

Design a base plate of A36 steel ($F_y = 36$ ksi) for a W12 $\times$ 65 column ($F_y = 50$ ksi) that supports the loads $P_D = 200$ k and $P_L = 300$ k. The concrete has a compressive strength $f'_c = 3$ ksi, and the footing has the dimensions 9 ft $\times$ 9 ft.

Solution. Using a W12 $\times$ 65 column ($d = 12.1$ in, $b_f = 12.0$ in)

LRFD	ASD
$P_u = (1.2)(200) + (1.6)(300) = 720$ k	$P = 200 + 300 = 500$ k
$A_2 = \text{footing area} = (12 \times 9)(12 \times 9) = 11,664$ in ²	$A_2 = 11,664$ in ²

Determine required base plate area $A_1 = BN$. Note that the area of the supporting concrete is for greater than the base plate area, such that $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} > 2.0$.

LRFD $\phi_c = 0.6$	ASD $\Omega_c = 2.50$
$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c(0.85f'_c)\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}$ $= \frac{720}{(0.6)(0.85)(3)(2)} = 235.3 \text{ in}^2$	$A_1 = \frac{P_u \Omega_c}{0.85f'_c\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}} = \frac{(500)(2.50)}{(0.85)(3)(2)}$ $= 245 \text{ in}^2$

The base plate must be at least as large as the column $b_f d = (12.0)(12.1) = 145.2 \text{ in}^2 < 235.3 \text{ in}^2$ and 245 in^2 optimize base plate dimensions to make m and n approximately equal. Refer to Fig. 7.15.

LRFD	ASD
$\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2}$ $= \frac{(0.95)(12.1) - (0.8)(12.0)}{2} = 0.947 \text{ in}$	$\Delta = 0.947 \text{ in}$
$N = \sqrt{A_1} + \Delta = \sqrt{235.3} + 0.947 = 16.3 \text{ in}$ Say 16 in	$N = \sqrt{245} + 0.947 = 16.6 \text{ in}$ Say 17 in
$B = \frac{A_1}{N} = \frac{235.3}{16} = 14.71 \text{ in}$	$B = \frac{245}{17} = 14.41$

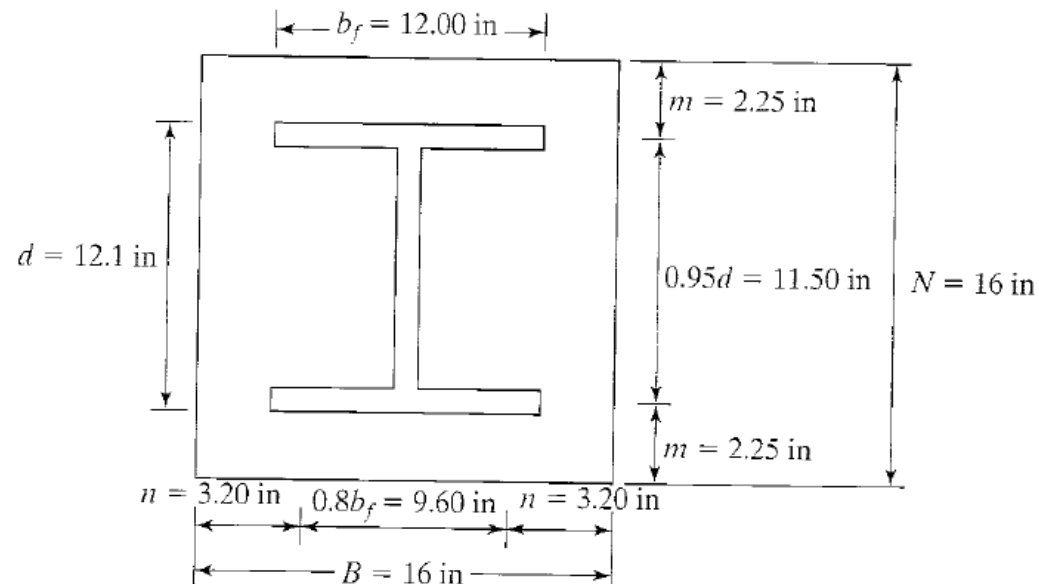


FIGURE 7.15

As previously mentioned, we might very well simplify the plates by making them square—say, 16 in $\times$ 16 in.

Check the bearing strength of the concrete.

LRFD $\phi_c = 0.60$	ASD $\Omega_c = 2.50$
$\phi_c P_p = \phi_c 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ $= (0.6)(0.85)(3)(16 \times 16)(2)$ $= 783.4 \text{ k} > 720 \text{ k} \quad \mathbf{OK}$	$\frac{P_p}{\Omega_c} = \frac{0.85 f'_c A_1}{\Omega_c} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ $= \frac{(0.85)(3)(16 \times 16)(2)}{2.50} = 522.2 \text{ k} > 500 \text{ k} \quad \mathbf{OK}$

Computing required base plate thickness

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{16 - (0.95)(12.1)}{2} = 2.25 \text{ in}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = \frac{16 - (0.8)(12.0)}{2} = 3.20 \text{ in}$$

$$n' = \frac{\sqrt{db_f}}{4} = \frac{\sqrt{(12.1)(12.0)}}{4} = 3.01 \text{ in}$$

$$\ell = \text{largest of } m, n, \text{ or } n' = 3.20 \text{ in}$$

LRFD	ASD
$t_{\text{reqd}} = \ell \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}}$ $= 3.20 \sqrt{\frac{(2)(720)}{(0.9)(36)(16 \times 16)}} = 1.33 \text{ in}$ Use PL $1\frac{1}{2} \times 16 \times 1$ ft 4 in A36.	$t_{\text{reqd}} = \ell \sqrt{\frac{3.33P_a}{F_yBN}}$ $= 3.20 \sqrt{\frac{(3.33)(500)}{(36)(16)(16)}} = 1.36 \text{ in}$ Use PL $1\frac{1}{2} \times 16 \times 1$ ft 4 in A36.

Example 7-6

A base plate is to be designed for a W12 $\times$ 152 column ($F_y = 50$ ksi) that supports the loads $P_D = 200$ k and $P_L = 450$ k. Select an A36 plate ($F_y = 36$ ksi) to cover the entire area of the 3 ksi concrete pedestal underneath.

Solution. Using a W12 $\times$ 152 column ($d = 13.7$ in, $b_f = 12.5$ in)

LRFD	ASD
$P_u = (1.2)(200) + (1.6)(450) = 960$ k	$P_a = 200 + 450 = 650$ k

Determine the required base plate area, noting that the term $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ is equal to 1.0 since $A_1 = A_2$.

LRFD $\phi_c = 0.6$	ASD $\Omega_c = 2.50$
$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c(0.85f'_c)\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}$	$A_1 = \frac{P_a\Omega_c}{0.85f'_c\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}$
$= \frac{960}{(0.6)(0.85 \times 3)(1)}$	$= \frac{(650)(2.5)}{(0.85)(3)(1)}$
$= 627.5 \text{ in}^2 \leftarrow$	$= 637.3 \text{ in}^2 \leftarrow$
$A_1 \text{ min} = db_f = (13.7)(12.5)$	$A_1 \text{ min} = db_f = (13.7)(12.5)$
$= 171.2 \text{ in}^2$	$= 171.2 \text{ in}^2$

Optimizing base plate dimensions $n \sim m$

LRFD	ASD
$\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2}$ $= \frac{(0.95)(13.7) - (0.8)(12.5)}{2} = 1.51 \text{ in}$	$\Delta = 1.51 \text{ in}$
$N = \sqrt{A_1} + \Delta = \sqrt{627.5} + 1.51$ $= 26.56 \text{ in} \quad \text{Say } 27 \text{ in}$	$N = \sqrt{637.3} + 1.51$ $= 26.75 \text{ in.} \quad \text{Say } 27 \text{ in}$
$B = \frac{A_1}{N} = \frac{627.5}{27} = 23.24 \text{ in}$ $\text{Say } 24 \text{ in}$	$B = \frac{637.3}{27} = 23.60 \text{ in}$ $\text{Say } 24 \text{ in}$

Check the bearing strength of the concrete.

LRFD $\phi_c = 0.60$	ASD $\Omega_c = 2.50$
$\phi_c P_p = \phi_c 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ $= (0.6)(0.85)(3)(24 \times 27)(1)$ $= 991.4 \text{ k} > 960 \text{ k} \quad \text{OK}$	$\frac{P_p}{\Omega_c} = \frac{0.85 f'_c A_1}{\Omega_c} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ $= \frac{(0.85)(3)(24 \times 27)}{2.50} (1.0)$ $= 661 \text{ k} > 650 \text{ k} \quad \text{OK}$

Computing required base plate thickness

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{27 - (0.95)(13.7)}{2} = 6.99 \text{ in}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = \frac{24 - (0.8)(12.5)}{2} = 7.00 \text{ in}$$

$$n' = \frac{\sqrt{db_f}}{4} = \frac{\sqrt{(13.7)(12.5)}}{4} = 3.27 \text{ in}$$

$$\ell = \text{maximum of } m, n \text{ or } n' = 7.00 \text{ in}$$

LRFD	ASD
$t_{\text{reqd}} = \ell \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}}$ $= 7.00 \sqrt{\frac{(2)(960)}{(0.9)(36)(27 \times 24)}}$ $= 2.12 \text{ in}$	$t_{\text{reqd}} = \ell \sqrt{\frac{3.33P_a}{F_yBN}}$ $= 7.00 \sqrt{\frac{(3.33)(650)}{(36)(24 \times 27)}}$ $= 2.13 \text{ in}$

Use $2\frac{1}{4} \times 24 \times 2$ ft 3 in A36 base plate with 24×27 concrete pedestal ($f'_c = 3$ ksi).