



کانال مهمات شریف

✓ @SHARIF_IE

Seismic Design of Structures Handbook

هندبوک طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی و بتن آرمه

نگارنده: علیرضا شیخ الاسلامی

دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران - سازه

دانشگاه صنعتی شریف

منابع:

جزوه درس طراحی لرزه‌ای پروفسور ملکی

IBC 2021

ASCE 7-22

AISC 360-22

AISC 341-22

AISC 358-22

ACI 318-19

بخش‌هایی از مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران (۱۴۰۱)

نسخه ۱.۱ (ویرایش خرداد ۱۴۰۲)

در نگارش این جزوه، سعی شده است، مهم ترین نکات و فرمول‌های مورد نیاز به هنگام طراحی لرزه ای یک سازه فولادی یا بتنی، در فشرده ترین حالت ممکن جمع آوری شوند. ممکن است برخی اشکالات تاییبی یا مفهومی وجود داشته باشد. دانشگاه صنعتی شریف و پروفیسور ملکی در قبال اشتباهات این جزوه مسئولیتی ندارند و این جزوه تنها بر اساس مطالعات نویسنده و شرکت در کلاس‌های طراحی استاد عزیز، جمع آوری شده است. طبیعی است با توجه به تجربه کم نگارنده به هنگام انتشار این جزوه، ممکن است نکاتی از قلم افتاده باشند؛ فلذا از خواننده خواهشمند است مبنای کار را آیین‌نامه قرار دهد و تنها از این جزوه، پس از مطالعه آیین‌نامه‌هایی که در منابع درج شده‌اند، جهت انسجام مطالب در ذهن خود بهره گیرد. از عزیزانی که در تکمیل و اصلاح این جزوه کوشش می کنند به ویژه مهندس محمدی عزیز، تشکر می کنم. لطفا نظرات خود را در تلگرام برای بنده ارسال فرمایید.

علیرضا شیخ الاسلامی

Telegram: @Sheikh_Support

Email: Ali.Sheikh98@sharif.edu

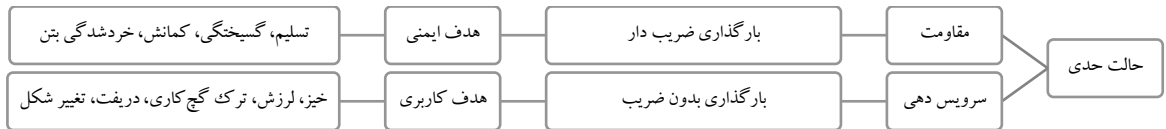
Instagram: @Sheikh.CivilEngineer

فهرست مطالب

- ۱- بارگذاری ثقلی و لرزه‌ای
- ۲- الزامات عمومی طراحی سیستم‌های سازه‌ای
- ۳- الزامات لرزه‌ای طراحی سیستم‌های سازه‌ای
- ۴- طراحی قاب مهاربندی معمولی و ویژه، مهاربندها، اتصالات و ...
- ۵- KISS Method + Parallel Method + Uniform Force Method
- ۶- طراحی قاب خمشی غیرلرزه‌ای، لرزه‌ای معمولی، متوسط و ویژه + نکات تکمیلی و اتصالات از پیش تایید شده
- ۷- مبانی طراحی لرزه‌ای سازه بتن آرمه
- ۸- طراحی قاب خمشی ویژه بتن آرمه
- ۹- نکات تکمیلی و هندسی

بارگذاری: ۱- حداقل بارها (min loads) ۲- سطح خطر (Hazard level) ۳- ضوابط طراحی (Criteria) ۴- کارایی (Performance)

مواردی که بررسی نمی شوند: ۱- تعمیرات ۲- بهسازی ۳- افزودن به سازه های موجود



خیز: $\frac{l}{360}$ برای بار برف و باد و $\frac{l}{240}$ برای بار مرده و زنده (برای دستک طول دو برابر می شود). l طول تیر و ارتفاع دیوار است

عمر مفید سازه: ۱- ساختمان ۵۰ سال ۲- پل ۷۵ سال

معادله اصلی LRFD:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

مقاومت اسمی R_n ، ضرایب کاهش مقاومت ϕ ، اثرات بار Q_i ، ضرایب بار γ_i

مقاومت موجود، طراحی ϕ ، مقاومت لازم γ_i

Design str. ϕ ، required str. γ_i

capacity ظرفیت ϕ ، demand تقاضا γ_i

علل ضرایب کاهش مقاومت: ۱- عدم قطعیت ها ۲- احتمال وقوع همزمان چند بار عظیم

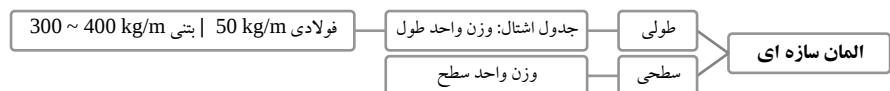
بار سرویس: ۱- مرده ۲- زنده ۳- محیطی ۴- خود کرنشی (نشست نامتقارن، دما، رطوبت، خزش و انقباض بتن، خطای ساخت)

سیستم سازه ای مطلوب ← ۱- مقاومت ۲- پایداری ۳- سرویس دهی ۴- پیوستگی ۵- شکل پذیری ۶- مشخصات کوتاه مدت و بلندمدت مصالح ۷- تکرار بار

ترکیبات بار ASCE7-22:

Basic		Seismic	
1a	1.4D	6	$1.2D + [0.5L]^* + 0.15S + E_v + E_h$
2a	$1.2D + 1.6L + (0.5L_r \text{ or } 0.3S \text{ or } 0.5R)$	7	$0.9D - E_v + E_h$
3a	$1.2D + (1.6L_r \text{ or } S \text{ or } 1.6R) + ([0.5L]^* \text{ or } 0.5W)$	Basic: E_h Overstrength: E_{mh} Capacity limited: E_{cl} * اگر بار زنده کمتر از 500 kg/m^2 باشد ضریب نیم دارد مگر آنکه محل ازدحام یا پارکینگ باشد	
4a	$1.2D + [0.5L]^* + (0.5L_r \text{ or } 0.3S \text{ or } 0.5R) + (W \text{ or } W_r)$		
5a	$0.9D + (W \text{ or } W_r)$		

بار مرده: وزن اجزای ثابت و غیر منقول: تیر، ستون، سقف، کف، راه پله، نازک کاری و عناصر معماری، پارتیشن ثابت (دیوار پیرامونی)، تاسیسات.



بلوک	گچ گچ و خاک	سرامیک و ملات	گرانیت	سنگ	خاک	بتن پوکه معدنی	بتن	فولاد
سفال 3-5 سیمان 8-14	1600 1300	2100	2800	>2000	1600 - 1800	1300	2400 - 2500	7850

انواع دال: ۱- یک طرفه: با المان مجزا (تیرچه) / صفحه ای با $\frac{a}{b} > 2$ | ۲- دو طرفه: صفحه ای با $\frac{a}{b} < 2$

انواع دال: ۱- صلب: $\frac{a}{b} < 3$ یا ۵ سانتی متر بتن کف (توزیع نیرو به نسبت سختی) | ۲- انعطاف پذیر (توزیع نیرو به نسبت سهم باربری)

بار زنده: متوسط گیری مجاز است اگر $L < 500 \text{ kg/m}^2$ باشد. برخی کف ها علاوه بر بار گسترده بار متمرکز هم دارند که باید جداگانه بررسی شوند.

پارتیشن:

Partition	$\omega \text{ (kg/m}^2\text{)}$	q_{min}	example
Light	$\omega < 40$	75	MDF, Wood, Gypsum, Sandwich panel
Medium	$40 < \omega < 200$	100	Masonry
Heavy	$200 < \omega$	at place	Lead wall (pb)

اگر $L > 400 \text{ kg/m}^2$ باشد $q = 0$ (آجر فشاری = 1850 kg/m^2) $q_{eq} = \frac{\omega \times \text{ارتفاع دیوار} \times \text{طول تیغه ها در پلان}}{\text{سطح مفید پلان}}$

بالکن: $L = 1.5L_{next} < 500 \text{ kg/m}^2$ اگر المان کششی دارد فقط بار زنده $1.33 \times$

بارگذاری شطرنجی: ۱- سازه نامعین ۲- $L > 400$ or $L > 1.5D$

کاهش بار زنده: ممنوع: ۱- محل ازدحام ۲- $L > 500$ ۳- پارکینگ* (* المان بار ۲ طبقه یا بیشتر را ببرد: ۲۰ درصد کاهش)

$$\text{if } [K_{\ell\ell} A_t \geq 37] \rightarrow L = L_0 \left(0.25 + \frac{4.75}{\sqrt{K_{\ell\ell} A_t}} \right) \quad \frac{L \geq 0.5L_0 \text{ or } L \geq 0.4L_0}{\text{یک کف} \quad \text{چند کف}}$$

$$E_h = \rho Q_E \rightarrow E_{mh} = \Omega_0 Q_E \leq E_{cl} \quad , \quad E_v = 0.2 S_{DS} D$$

$$S_s \Rightarrow S_{MS} = f_a S_s \Rightarrow S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad | \quad S_1 \Rightarrow S_{M1} = f_v S_1 \Rightarrow S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$Q_E = V_b = C_s W \Rightarrow F_x = C_{vx} V_b \quad , \quad C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum W_i h_i^k} \quad \boxed{T \leq 0.5s \rightarrow k = 1, T \geq 2.5s \rightarrow k = 2}$$

W = ۱- بار مرده ۲- ۲۵٪ بار زنده مخزن و انبار ۳- پارتیشن ثابت + متغیر اگر $< 50 \frac{kg}{m^2}$ ۴- تاسیسات ثابت ۵- ۱۵٪ بار برف اگر $< 220 \frac{kg}{m^2}$ ۶- باغ بام ۷- مایعات مخزن

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R} I_e \quad | \quad C_{smax}(T < T_L) = \frac{S_{D1}}{TR} I_e \quad | \quad C_{smax}(T > T_L) = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 R} I_e \quad | \quad C_{smin} = \max \{0.01, 0.044 S_{DS} I_e, \frac{S_1}{2R} I_e\}$$

$$T \rightarrow T_a = C_t h_n^x$$

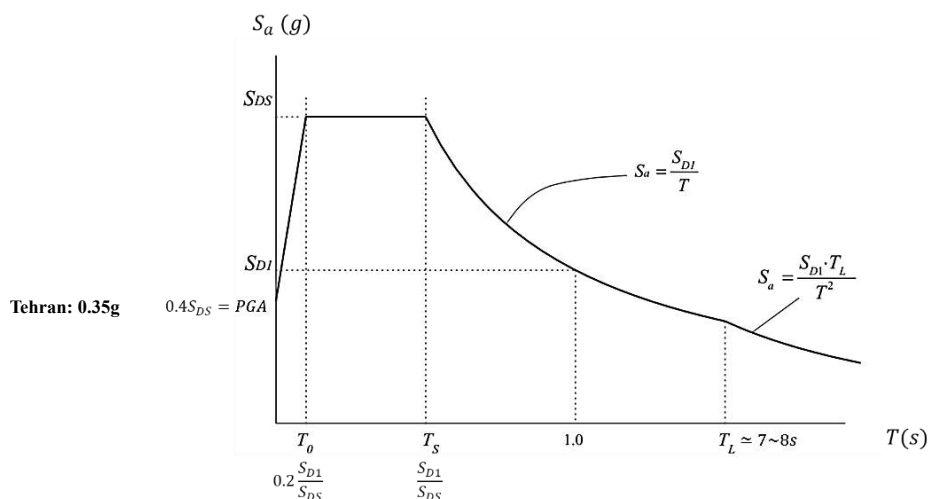
$$Risk \ Category \left(\begin{matrix} I, II, III, \\ S_1 \geq 0.75 \rightarrow E \quad S_1 \geq 0.75 \rightarrow F \end{matrix} \right)$$

$$\underbrace{Seismic \ Design \ Category}_{\substack{2 \ Tables \\ S_{DS} \\ S_{D1}}} \left(\begin{matrix} A, B, C, D, E, F \\ 100-30 \end{matrix} \right)$$

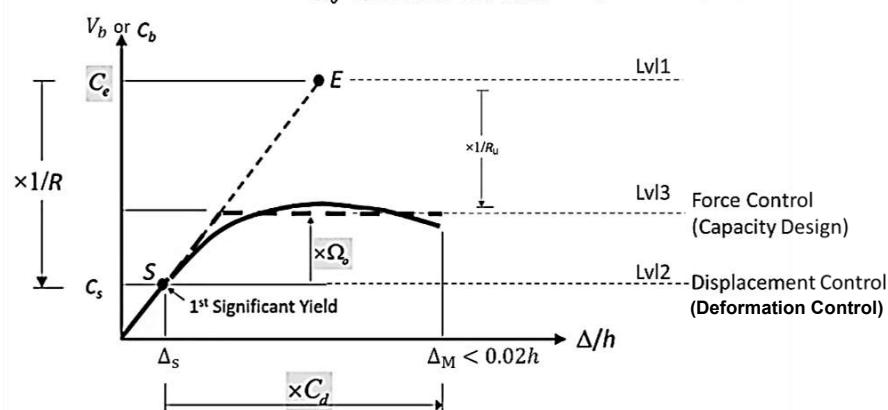
Structure	C_t	x
Steel moment frame	0.0724	0.8
Concrete moment frame	0.0466	0.9
Steel EBF	0.0731	0.75
Steel BRBF	0.0731	0.75
All other structures	0.0488	0.75

$$Site \ Class \rightarrow Soil \rightarrow F_v \ \& \ F_a$$

۱- Ω_0 : f_y و f_u بیشتر هستند. ۲- مقاطع oversized هستند. ۳- Strain Hardening فولاد ۴- میان قاب و مصالح بنایی



$\Omega_0 = 2$ for SCBF and OCBF $\Omega_0 = 3$ for OMF, IMF, SMF



❖ الزامات عمومی طراحی سیستم‌های سازه‌ای

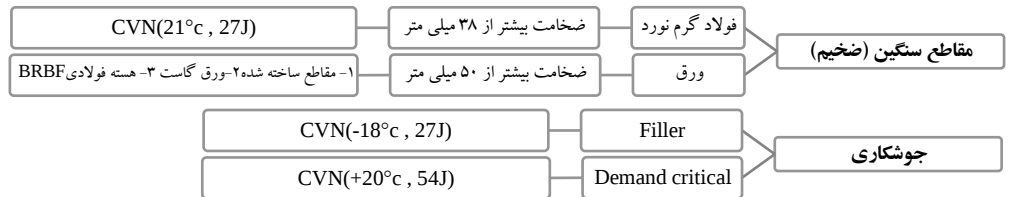
مواد و مصالح: حداقل تنش تسلیم باید از $3500 \text{ kg/cm}^2 (= 50 \text{ ksi}) \approx st - 52$ باشد. ($F_y < 3500 \text{ kg/cm}^2$)

استثنا ۱: در OMF و OCBF: $F_y < 3870 \text{ kg/cm}^2 = 55 \text{ ksi}$

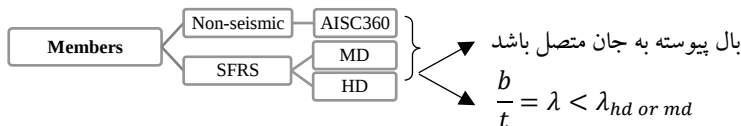
استثنا ۲: ستون‌های OMF و OCBF و SCBF: $F_y < 5000 \text{ kg/cm}^2 = 70 \text{ ksi}$

میزان کربن فولاد: $\%0.2 \text{Mild} | < \%0.4 \text{Weldable} | > \%0.55 \text{Forbidden}$ $C_{eq} = C + \frac{Cr+Mo+V}{5} + \frac{Mn+Si}{6} + \frac{Ni+Cu}{15} \rightarrow$

❖ مقاومت مورد انتظار فولاد و بتن: $F_{ye} = R_y F_y$, $F_{ue} = R_t F_u$, $F'_{ce} = R_c F'_c$ ($R_c = 1.3$)



❖ الزامات عمومی طراحی اعضا



❖ مهاربند پایداری: ۱- محل مفصل پلاستیک ۲- طول تیر (LTB X)

❖ تیر فولادی MD: ۱- هر دو بال فشاری و کششی مهار شوند. ۲- مقاومت خمشی لازم مهاربند $M_r = R_y F_y Z$ ۳- حداکثر فاصلع مهاربندها $l_b = 0.17 \frac{r_y E}{R_y F_y}$

❖ تیر فولادی HD: علاوه بر موارد فوق: $l_b = 0.086 \frac{r_y E}{R_y F_y} = 49 r_y (st37)$

❖ ستون:

▪ همگی برای E_{mh} طرح می‌شوند.

▪ از لنگر سر ستون می‌توان چشم پوشی کرد مگر آنکه نیرو مابین مهاربندها وارد شود.

▪ برای ستون‌های کناری (محل برخورد قاب‌ها) اثر همزمان هر دو جهت باید چک شود.

❖ مقاطع ساخته شده:

▪ اتصال بین قطعات در معرض رفتار غیر الاستیک: نیروی حاصل از آن رفتار را باید تحمل کند

▪ در غیر این صورت باید E_{mh} را تحمل کند

▪ اتصال در Protected Zone: مقاومت کششی اتصال $R_y F_y t_p$ (بر اساس قطعه نازک تر)

مقادیر R_y و R_t فولاد		
R_t	R_y	نوع مصالح
1.1	1.25	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده
1.1	1.2	سایر مقاطع نورد شده I شکل و H شکل و ناودانی و سبزی و نبشی
1.1	1.15	مقاطع ساخته شده از ورق و ورق‌ها و تسمه‌ها
1.2	1.2	میله‌گردها
مقادیر R_t بتن		
R_t	تنش فشاری مشخصه بتن	
1.4	$f'_c \leq 50 \text{ MPa}$	
1.2	$f'_c > 50 \text{ MPa}$	

SMAW خودحفاظ

GMAW(MIG) با حفاظ گازی

SAW زیر پودری

FCAW با مغزه

❖ الزامات لرزه ای طراحی اتصالات

❖ جوش: نکته اضافه ندارد بر اساس AISC360 طرح شود. جوش و پیچ عملکرد همزمان ندارند.

❖ ورق پیوستگی: در ستون لازم است.

❖ وصله ستون: ۱- ۱/۲ متر بالاتر از بال فوقانی تیر قرار بگیرد ۲- برای E_{mh} , E_{cl} طرح شود. ۳- جوش باید CJP باشد.

❖ Base Plate کف ستون برای E_{mh} , E_{cl} طرح شود. (۱- محوری ۲- برشی ۳- خمشی)

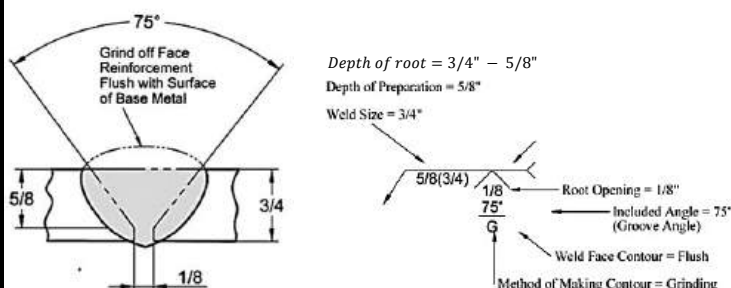
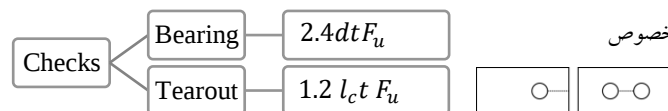
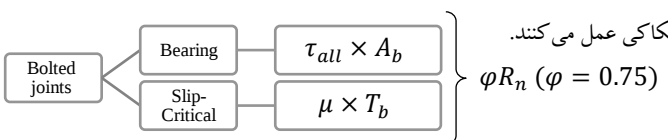
❖ پیچ: در کار لرزه ای تمام پیچ‌ها پیش تنیده می‌شوند و تحت بار سرویس به صورت اصطکاکی عمل می‌کنند.

به هنگام وقوع زلزله این پیچ‌ها به صورت اتکایی عمل می‌کنند.

اندازه اسمی پیچ $\leftarrow$ اندازه اسمی سوراخ $\leftarrow$ اندازه محاسباتی سوراخ $\leftarrow$

پیش تنیده کردن پیچ: ۱- یک سوم دور اضافه ۲- ترک متر ۳- وشر مخصوص ۴- پیچ مخصوص

✓ به تاثیر اعضای وزنی (Non-SFRS) روی $P - \Delta$ توجه شود!



System	Highly Ductile λ_{hd}	Moderately Ductile λ_{md}	No Ductility Requirements per AISC Seismic Provisions	AISC Seismic Provisions Section Reference
Ordinary Moment Frame (OMF)			*	E1.5a
Intermediate Moment Frame (IMF)		*		E2.5a E2.5a
Special Moment Frames (SMF)		*		E3.5a E3.5a
Ordinary Concentrically Braced Frames (OCBF)		*		F1.5a
Special Concentrically Braced Frames (SCBF)	*	*		F2.5a F2.5a F2.5a

❖ قاب مهاربندی شده: CBF و EBF

❖ قاب مهاربندی شده CBF: ۱- Single Diagonal - ۲ X-Bracing - ۳ 2Story X-Bracing - ۴ V-Bracing - ۵ Inverted V-Bracing

✓ یک خرابای قائم = نیروهای محوری = اقتصادی

✓ سختی بالا

✗ شکل پذیری کم

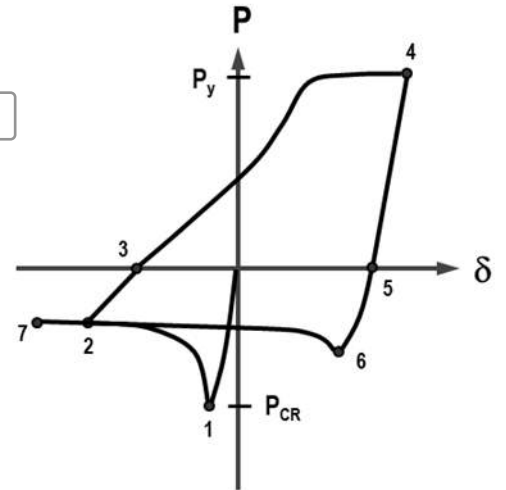
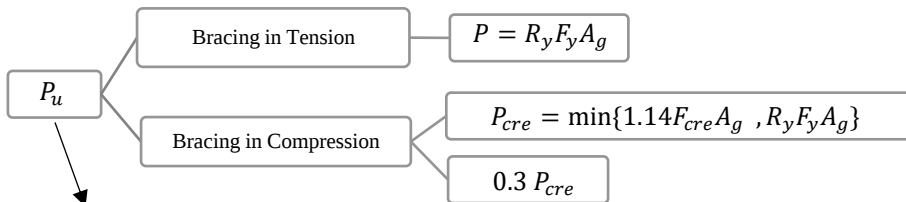
✗ ایراد معماری

◀ عملکرد سازه ای: ۱- مهاربند در کشش تسلیم شود (Ductile) ۲- مهاربند در فشار کمانش کند (Non-Ductile) ۳- تیر و ستون و اتصالات الاستیک بمانند.

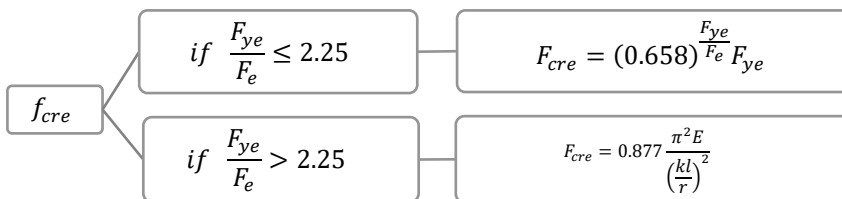
Bracings: Deformation Control (LRFD)

Column, Beam, Connections: Force Control (E_{cl})

Post-Buckling: $P \downarrow \Rightarrow M \uparrow$

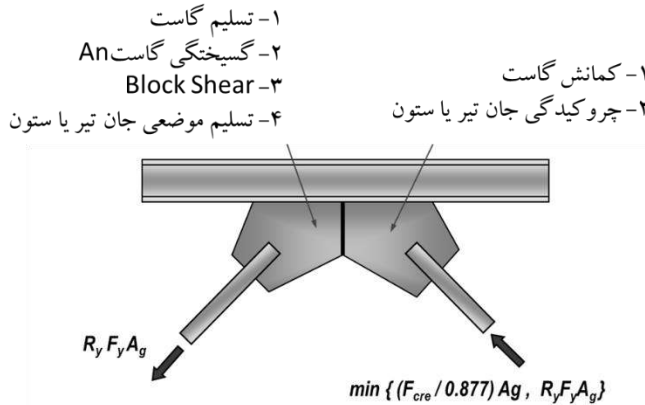


ایجاد شده توسط مهاربند در تیر و ستون و اتصالات

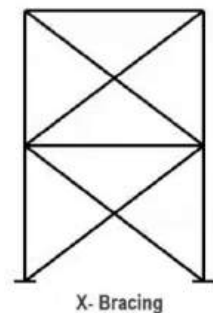
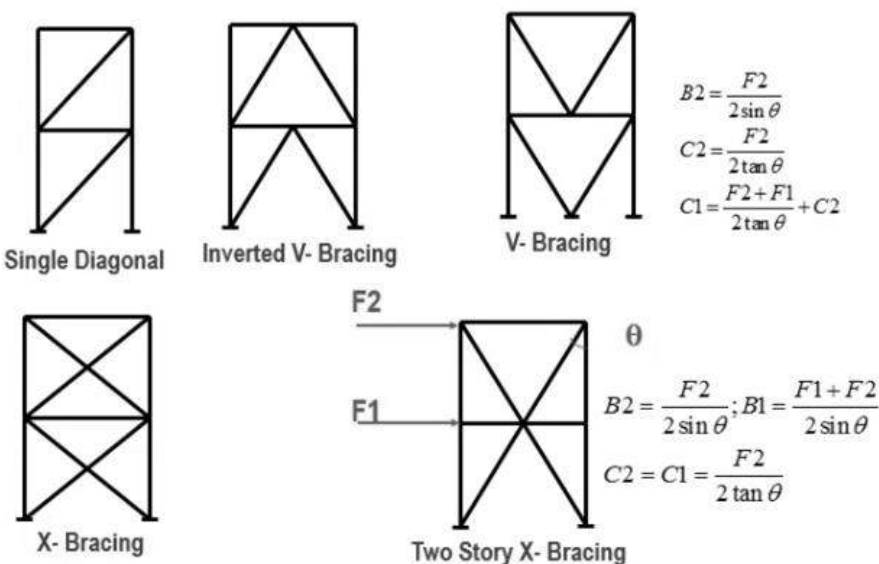


◀ اگر انتهای مهاربند گیردار شد: $M = 1.1 R_y F_y Z_{brace}$

◀ چک های گاست پلیت:



نکات تکمیلی:



$$K_{ip} = 0.5$$

$$K_{oop} = 1.0$$

می توان L را طول واقعی گرفت
(حدود ۵۰ سانتی متر کمتر از خط)

❖ SCBF → HD تمام اعضا (تیر خمشی - ستون و مهاربند فشار)

1. Load Combinations

Load Combinations	Compression (-)	Tension (+)
1.4D		
1.2D + 1.6 L		
1.2D + 0.5L + 0.15S ± E		
0.9D ± E		
$P_u \rightarrow E_{mh} \text{ or } E_{cl}$		

2. Member → non-Seismic

1. Yielding → $\phi P_n = 0.9F_y A_g > LRFD$
2. Rupture → $\phi P_n = 0.75F_u A_e > LRFD$
3. Block Shear → $\phi P_n = \min\{0.75[F_u A_{nt} + 0.6F_u A_{nv} \text{ or } 0.6F_y A_{gv}]\} > LRFD$

3. Member → Seismic

1. Yielding → No Change
2. Rupture → $A_e \geq A_g$
3. Block Shear → $\times R_y \text{ \& } R_t > E_{cl} \rightarrow \boxed{\text{Do not check if welded!}}$

4. Connectors

- Bolted Joint

1. Bolt Capacity → $\phi R_n = \boxed{0.75} F_{nb} A_b N_s N_b > E_{cl}$
 $(F_{nb} = X \rightarrow 0.55F_u \text{ or } N \rightarrow 0.45F_u \mid N_s = 1 \text{ or } 2) \quad (F_{ub} = 8.8(A325) = 8000 \frac{kg}{cm^2}, 10.9(A490) = 10000)$
2. Gusset Control
 - Bearing → $\phi R_n = \boxed{0.75} [3dtF_u N_b] > E_{cl}$ $d = \text{قطر اسمی پیچ, if OCBF} = 2.4$
 - Tear out → $\phi R_n = \boxed{0.75} [1.5 l_c t F_u N_b] > E_{cl}$ $l_c = \text{بر اساس قطر اسمی سوراخ, if OCBF} = 1.2$
3. Member Control
 - Bearing → $\times R_t > E_{cl}$
 - Tear out → $\times R_t > E_{cl}$

- Welded Joint

1. Weld Capacity → $\phi R_n = 0.75 [0.707 \times 0.6 \times F_{u_{electrode}}] a l \xrightarrow{E60} 1336 a [l]$
 $[l] \text{ عرضی } 1.5 + \text{ طولی } 0.85$ 2. کل طول جوش یکسان 1. مقدار بزرگ تر اگر جوش دور تا دور باشد
 $F_{nw} = 0.6F_{EXX}(1 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) \rightarrow \phi R_n = \max\{0.75[R_{nwL} + R_{nwT}] \text{ or } 0.75[0.85R_{nwL} + 1.5 R_{nwT}]\}$
2. Member Base Metal (SR) → $\phi R_n = 0.75 [0.6F_u A_{nv}] \quad (A_{nv} = l \times t_{\min}(\text{member}))$
3. Gusset Base Metal (BS: U & L) → $\phi R_n = 0.75 [F_u A_{nt} + 0.6F_u A_{nv} \text{ or } 0.6F_y A_{nt}] \quad (A_{nv,t} = l \times t_{\text{gusset or min}})$

5. Connecting Element → non-Seismic

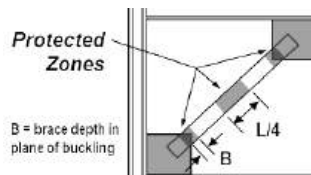
1. Yielding → $\phi P_n = 0.9F_y A_g \text{ و ستون } > LRFD$
2. Rupture → $\phi P_n = 0.75F_u A_e (U=1) > LRFD$
3. Block Shear (U&L) → $\phi P_n = \min\{0.75[F_u A_{nt} + 0.6F_u A_{nv} \text{ or } 0.6F_y A_{gv}]\} > LRFD$

6. Connecting Element → Seismic

1. Yielding → No Change $> E_{cl}$
2. Rupture → No Change $> E_{cl}$
3. Block Shear → No Change $> E_{cl}$
4. Gusset Compression → $\frac{kl}{r} = \frac{0.5l_1}{0.29t} \quad (\phi = 0.9, \beta = 4) \text{ if } < 25 \rightarrow \text{reaches yield without buckling} \rightarrow F_{cr} = F_y$
 $\rightarrow \phi R_n = 0.9F_{cr} A_g > P_{u(Brace:E_{cl})} = \min\{1.14F_{cremember} A_g \text{ or } R_y F_y A_g\}$

7. Final checks

1. نسبت لاغری اعضا → $\frac{kl}{r} \leq 200$
2. Made-up → $\frac{ka}{r_t} < 0.4 \frac{kl}{r}$
3. Local Buckling → $\lambda_{md} \text{ \& } \lambda_{hd} \rightarrow \boxed{\text{Attention: } b \text{ for HSS} = b - 3t}$
4. Fold Line → $\boxed{2t}$ → اگر بخواهیم گاست کماتش نکند باید برای لنگر طراحی شود $M = 1.1R_y(M_p = F_y Z)$
5. 30-70 Rule
6. در مهاربند ۷ و ۸ در محل برخورد به تیر مهار جانبی لازم است - تیر بین دو ستون پیوسته باشد → V Brace: $l_b = 0.19 \frac{r_y E}{R_y F_y}$
7. K-Bracing & Tension Only Bracing: Forbidden / MTBF has some criteria
8. مجموع مقاومت برشی قطعات اتصال دهنده باید از ظرفیت کششی هر قطعه بیشتر باشد
9. مقاومت برشی لازم برای جوش گاست به تیر یا ستون = $\boxed{0.6R_y F_y t_p \times \text{Joint Length}}$ ($F_y \text{ \& } t_p \rightarrow \text{Gusset}$)
10. Demand Critical Welds (CVN): 1. وصله ستون 2. تیر به ستون 3. ستون به کف ستون
11. Protected Zone for Bracing =



❖ OCBF → MD تمام اعضا معمولی فقط مهاربندها

تغییرات: $1.14 \rightarrow 1.1$ & $3 \rightarrow 2.4$ & $1.5 \rightarrow 1.2$

مهاربند ۷ و ۸: ۱- مهاربند برای تیر تکیه گاه نباشد.

۲- برای ترکیبات بار زلزله دار تیر بر اساس E طرح میشود:

- اگر مهاربند کششی باشد E_{cl} or E_{mh}

- اگر مهاربند فشاری باشد $0.3 P_n$

قانون ۳۰-۷۰ اجباری نیست

Tension Only مجاز است

K ممنوع

MTBF در شرایطی مجاز است

نسبت لاغری: $\frac{kl}{r} \leq 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 117$ for st - 37

طراحی اتصالات و تیر و ستون بر اساس E_{mh} انجام میشود.

❖ معادلات اصلی تحلیل سازه: (UBT1&3 و LBT1&2)

روش ساده و روش نیروهای موازی - مجموعه نیروهای در تعادل

۱- تعادل

۲- حالات حدی

۳- سازگاری

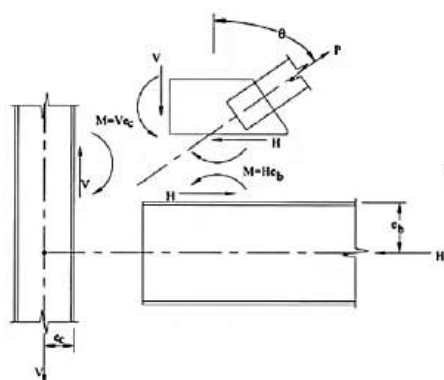


Fig. 1. KISS method.

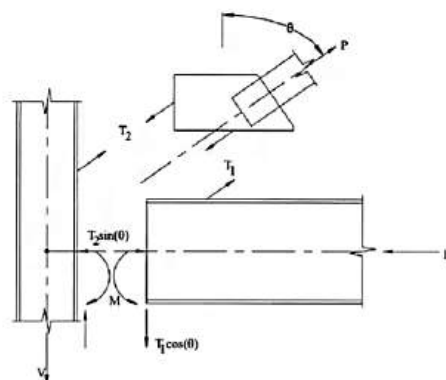
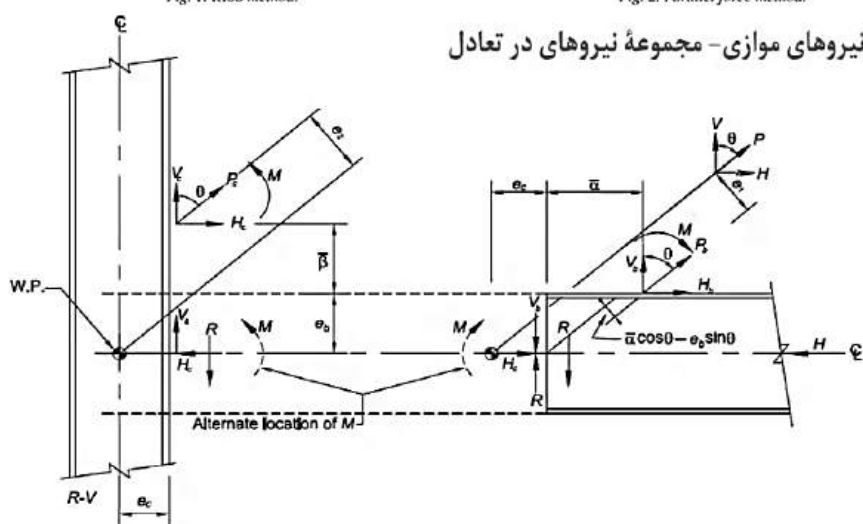


Fig. 2. Parallel force method.

روش نیروهای موازی - مجموعه نیروهای در تعادل



$$e_1 = (e_c + \bar{\alpha}) \cos \theta - e_b \sin \theta$$

$$e_2 = (e_b + \bar{\beta}) \sin \theta - e_c \cos \theta$$

$$P_b = \frac{e_2}{e_1 + e_2} P \quad P_c = \frac{e_1}{e_1 + e_2} P$$

$$M = \frac{e_2}{e_1 + e_2} P (\bar{\alpha} \cos \theta - e_b \sin \theta)$$

Fig. 4-2b. Parallel force method admissible force field.

❖ Uniform Force Method

1. Load Combinations
2. Check Work Point:

- General Case:

$$\text{if } \bar{\alpha} - \bar{\beta} \tan \theta = e_b \tan \theta - e_c :$$

$$\alpha = \bar{\alpha} \text{ \& } \beta = \bar{\beta} \quad | \quad r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2}$$

$$V_c = \frac{\beta}{r} P_u \quad V_b = \frac{e_b}{r} P_u$$

$$H_c = \frac{e_c}{r} P_u \quad H_b = \frac{\alpha}{r} P_u$$

$$M_c = 0 \quad M_b = 0$$

$$\text{if } \bar{\alpha} - \bar{\beta} \tan \theta \neq e_b \tan \theta - e_c :$$

$$\alpha \neq \bar{\alpha} \text{ \& } \beta \neq \bar{\beta} \quad | \quad r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2}$$

$$\alpha = \frac{K' \tan \theta + K \left(\frac{\alpha}{\beta} \right)^2}{D}, \quad \beta = \frac{K' - K \tan \theta}{D}$$

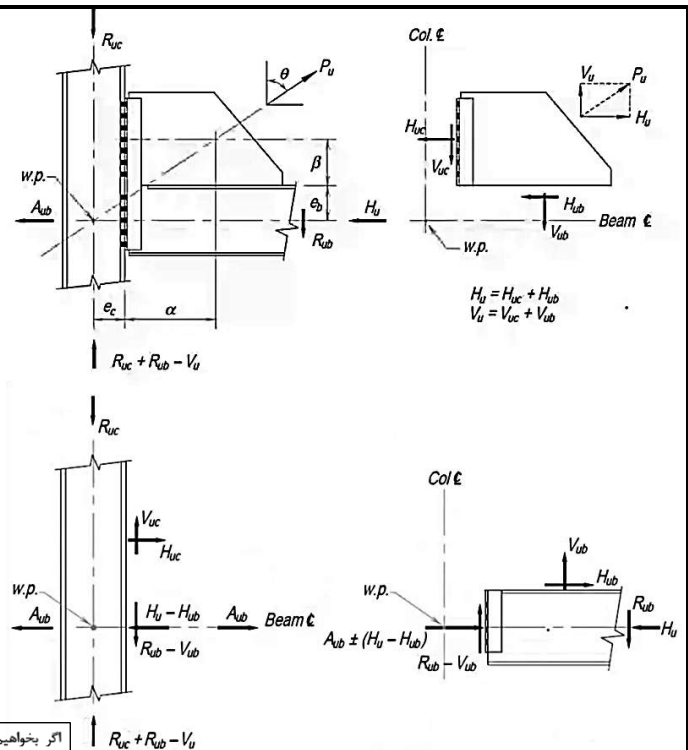
$$K = e_b \tan \theta - e_c \quad | \quad K' = \bar{\alpha} (\tan \theta + \frac{\bar{\alpha}}{\bar{\beta}}) \quad | \quad D = \tan^2 \theta + \left(\frac{\bar{\alpha}}{\bar{\beta}} \right)^2$$

$$V_c = \frac{\beta}{r} P_u \quad V_b = \frac{e_b}{r} P_u$$

$$H_c = \frac{e_c}{r} P_u \quad H_b = \frac{\alpha}{r} P_u$$

$$M_c = H_c (\beta - \bar{\beta}) \quad M_b = V_b (\alpha - \bar{\alpha})$$

اگر بنخواهیم اثر خروج از محوریت را منظور کنیم باید
لنگر اعمال کنیم.
این لنگر اگر اتصال ترکیب جوش و پیچ باشد فقط به
جوش وارد میشود ولی اگر هر دو اتصال گاست به تیر و
ستون جوشی باشد مطابق فرمول زیر میرویم:



3. Check Gusset Joint to Beam
4. Check Gusset Joint to Column

- Welded

1. Weld Capacity

$$f_v = \frac{\text{Force}}{l_w \times \text{lines}} \rightarrow \left[\begin{matrix} f_{v1} \\ f_{v2} \\ f_{v3} \end{matrix} \right] \rightarrow \left[\begin{matrix} f_{avg} = \frac{1}{2} (\sqrt{(f_a - f_b)^2 + f_v^2} + \sqrt{(f_a + f_b)^2 + f_v^2}) \times 1.25 \\ f_{peak} = \sqrt{(f_a + f_b)^2 + f_v^2} \end{matrix} \right] \rightarrow \text{max} = R_u = 1 \text{ cm جوش برای}$$

$$\varphi R_n = \left[\frac{E60:1336}{E70:1559} \right] \times a \times (l_w = 1 \text{ cm}) \times (1 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) \rightarrow \text{تتا زاویه با سطح برشی است}$$

$$\text{مقاومت برشی لازم برای جوش گاست به تیر یا ستون} = \left[0.6 R_y F_y t_p \times \text{Joint Length} \right] > \varphi R_n \quad F_y \& t_p \rightarrow \text{Gusset} \quad R_y \text{ for plates} = 1.15$$

$$\text{E70 + SCBF + OOP} \rightarrow \left[0.53 t \leq a \right]$$

$$\text{E60 + SCBF + OOP} \rightarrow \left[0.63 t \leq a \right]$$

2. Base Metal Check (گاست پلیت یا بال تیر یا بال ستون)

$$\text{Shear Yield} \rightarrow \varphi R_n = 0.6 F_y \times (A_{gv} = \left[\frac{t_{min}}{1} \times 1 \text{ cm} \right]) > [1 \text{ or } 2 \text{ weld lines}] \times R_{u1 \text{ cm/1 line}}$$

$$\text{Shear Rupture} \rightarrow \varphi R_n = 0.75 \left[0.6 F_u \times (A_{nv} = \left[\frac{t_{min}}{1} \times 1 \text{ cm} \right]) \right] > [1 \text{ or } 2 \text{ weld lines}] \times R_{u1 \text{ cm/1 line}}$$

* t_{min} : اگر بال تیر مد نظر بود ضرب در ۲ میشود (۲ تا بال)

Ignore shear yield if loading is E_d

- Bolted

- نیروی عمود بر پیچ به صورت کشش

- نیروی برشی به صورت برش در پیچ

$$\text{لنگر خمشی به صورت کشش در پیچ} \rightarrow \frac{MC}{I} \rightarrow I = \sum A d^2$$

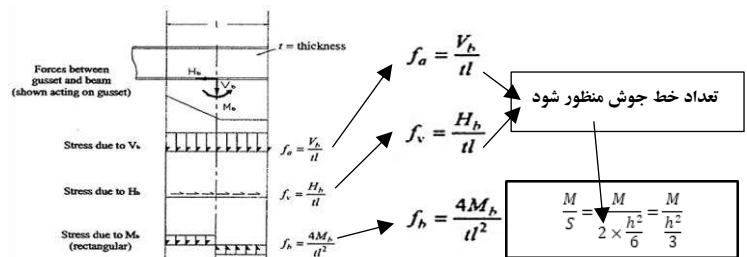
- ضرایب کاهش مقاومت (اتکایی و لغزش بحرانی)

1. Bolt Capacity

$$\varphi R_n = 0.75 \left[0.6 (F_{nb} = \frac{0.55 F_{ub}}{0.45}) A_b N_s N_b \right] > R_u$$

2. Gusset Check

3. Member Check



5. Plastic Interaction Check

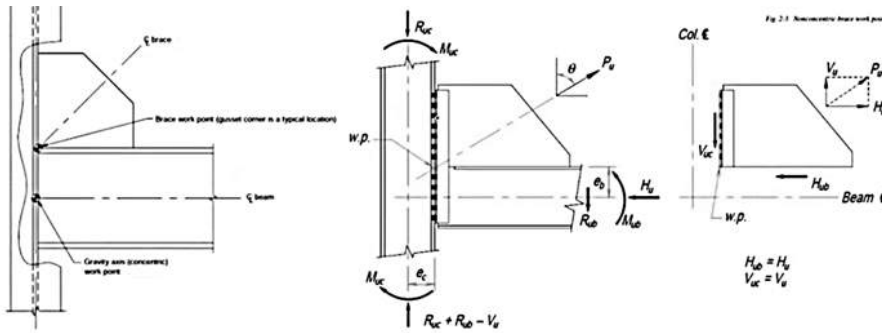
یکبار برای ستون و یکبار برای تیر جداگانه چک شود

که مطمئن شویم خود گاست پلیت در مقابل M و H و V مقاومت کافی را داشته باشد

$$\left(\frac{V_u}{\varphi V_n = 0.9 \times 0.6 F_y (A_{gv} = t l)} \right)^4 + \left(\frac{N_u}{\varphi N_n = 0.9 F_y (A_{gt} = t l)} \right)^2 + \left(\frac{M_u}{\varphi M_n = 0.9 F_y \left(Z = \frac{b h^2}{4} = \frac{t l^2}{4} \right)} \right) \leq 1$$

$$\text{or if } M = 0 \rightarrow \left(\frac{V_u}{\varphi V_n} \right)^2 + \left(\frac{N_u}{\varphi N_n} \right)^2 \leq 1$$

❖ حالت ویژه ۱: گوشه گاست یبفتد (گاست به جان ستون وصل شود)



$$H_b = H_u = P_u \sin \theta$$

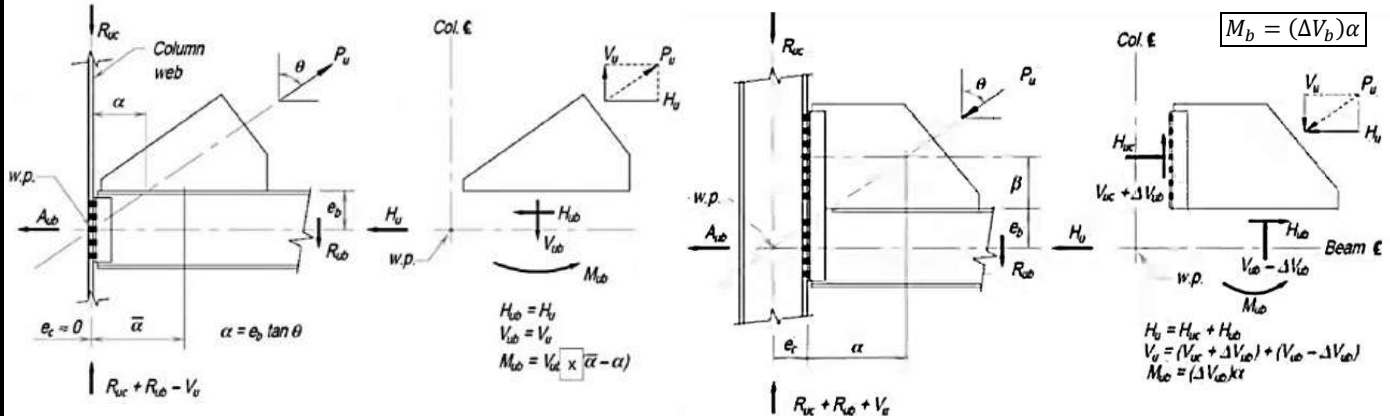
$$V_c = V_u = P_u \cos \theta$$

$$V_b = H_c = 0$$

$$+ M_b = H_b e_b$$

$$+ M_c = V_c e_c$$

❖ حالت ویژه ۲: کاهش برش اتصال تیر به ستون



➤ Check single plate:

1. UFM forces H_c & $V_c \rightarrow \bar{\alpha} - \bar{\beta} \tan \theta = e_b \tan \theta - e_c$ is satisfied
2. Check single plate **shear** yield and rupture for V_c
3. Check single plate **tension** yield and rupture for H_c
4. Check **combined** net tension rupture + net shear rupture (H & V) based on elliptical interaction
5. Check **block shear** in single plate for H_c
6. Check **block shear** in single plate for V_c
7. Check **combined** block shear (H & V) based on elliptical interaction
8. Check **CJP weld** to column for H_c & V_c and moment ($V_c * a$)

❖ قاب خمشی فولادی

➤ عناصر مقاوم در مقابل بار جانبی: خمش + برش در تیر و ستون و اتصالات

➤ فراهم کردن شکل پذیری:

- ۱- تسلیم خمشی (تشکیل مفصل پلاستیک) در تیر (مد نظر ماست: فیوز اصلی در حالی که باقی اعضا الاستیک هستند)
- ۲- تسلیم برشی چشمه جان ستون (جذب انرژی کم و گریز بالا - مستطیل تبدیل به متوازی الاضلاع میشود، همچنین پدیده Kinking میتواند باعث شکست ترد بال تیر شود)
- ۳- تسلیم خمشی (تشکیل مفصل پلاستیک) در ستون (باعث ایجاد Soft Story یا Weak Story در طبقات بالاتر میشود - البته در همکف اجتناب ناپذیر است)

➤ مزایا: ۱- شکل پذیری و جذب انرژی بالا (ایمنی) ۲- مزایای معماری

➤ معایب: سختی الاستیک کم که باعث گریز و تغییر شکل زیاد در سازه می شود.

➤ الزامات مورد نیاز: اتصالات باید بتوانند ایجاد مفصل پلاستیک در اعضا را تحمل کنند.

➤ تغییرات بعد از زلزله نورث ریج:

- ۱- آزمایش CVN اعداد جدیدی دارد برای جوش های بحرانی و از الکترودهای بهتری باید استفاده کرد.
- ۲- ورق پشت بند و ناودانی جوشکاری بال پایین باید حذف شوند و یک جوش گوشه اجرا شود. برای بال بالایی حذف پشت بند سخت است عوضش ۸ میلیمتر جوش گوشه زیر آن میدهم.
- ۳- طرح هندسی اتصالات تغییراتی داشت مخصوصاً Access Hole تا تمرکز تنش ایجاد نشود.
- ۴- کنترل و بازرسی سخت گیرانه تر شد.
- ۵- ضرایب R_t و R_y معرفی شدند.
- ۶- فولادهای اصلاح شده معرفی شدند.
- ۷- اتصالات خمشی جدید معرفی شدند.

❖ حداقل ضوابط پایه AISC360 مشابه حالت R=3

◀ در ایران تمام سخت کننده‌ها تمام‌قد طرح می‌شوند.

1. Load Combinations: M_u & V_u & w_u

2. Flange Plate Check (top & bottom)

$$\triangleright P_u = \frac{M_u}{d^*}$$

$$\triangleright \text{Plate Yield: } \phi R_n = 0.9 F_y A_g \rightarrow \boxed{\text{assume } w_p} \rightarrow t_{fp} = \frac{P_u}{0.9 F_y w_p} \quad (6\text{mm}, 8\text{mm}, 10\text{mm}, \dots)$$

$$\triangleright \text{Plate Slenderness: } \lambda < 1.4 \sqrt{E/F_y} = 40 \quad (\text{AISC360})$$

3. Flange Plate Weld Check: will give us length of flange plate (lesser is better to have FR)

$$\triangleright \text{Weld Capacity: } \phi P_n = 0.75(0.6 \times 0.707 \times F_{EXX} \times a l_w) \geq P_u \rightarrow l_w \rightarrow l_{fp}$$

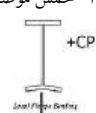
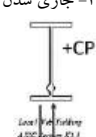
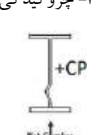
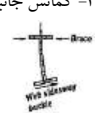
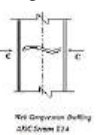
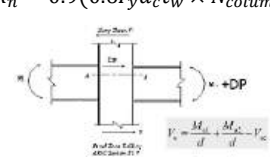
Weld Base Metal Check:

$$- \text{Shear Yield: } \phi R_n = 0.6 F_y (A_{gv} = l_{pl} t_{min}) \geq P_u$$

$$- \text{Shear Rupture: } \phi R_n = 0.75 [0.6 F_u (A_{nv} = l_{pl} t_{min})] \geq P_u$$

$$- \text{Block Shear: } \phi R_n = 0.75 (F_u A_{nt} + 0.6 F_y A_{gv}) \geq P_u$$

4. Panel Zone Check

نوع سخت کننده	اتصال صلب	تیر	
حداقل CP	☑	☑	۱- خمش موضعی بال (کششی) FLB $\phi R_n = 0.9(6.25 F_y t_f^2) \geq R_u / \text{Number of Columns}$ 
حداقل CP	☑	☑	۲- جاری شدن موضعی جان (کشش و فشار) WLY $\phi R_n = F_y w t_w [5k + (l_b = N = t_{fp})] \geq R_u / \text{Number of Columns}$ 
ستونی	☑	☑	۳- چروکیدگی جان (فشاری) WLC $\phi R_n = 0.75 \left[0.8 t_w^2 \left(1 + 3 \left(\frac{l_b}{d_c} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right) \sqrt{\frac{E F_y w t_f}{t_w}} \right] \geq R_u / \text{Number of Columns}$ 
مهار جانبی	-	☑	۴- کماتش جانبی جان (فشاری) [برای تیرهای عمیق هم کاربرد دارد] WSB 
ستونی	☑	-	۵- کماتش ستونی جان (جفت فشاری) WCB $\phi R_n = 0.9 \left(\frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_y w}}{d_c - 2k} \right) \geq R_u / \text{Number of Column}$ 
ورق دوبله یا قطری DP	☑	-	۶- برش در چشمه جان در صورت منظور کردن اثرات رفتار غیرخطی چشمه اتصال از روابط داخل کادر استفاده شود: $\text{if } P_r \leq 0.4 P_y \mid \boxed{P_r \leq 0.75 P_y} \rightarrow \phi R_n = 0.9(0.6 F_y d_c t_w \times N_{columns}) \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p \times N_{columns}} \right), \quad d_c = h \text{ Stahl}$ $\text{if } P_r > 0.4 P_y \mid \boxed{P_r > 0.75 P_y} \rightarrow \phi R_n = 0.9(0.6 F_y d_c t_w \times N_{columns}) \left(1.4 - \frac{P_r}{P_y} \right) \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p \times N_{columns}} \right)$ $P_r = P_u + P \Delta + \dots$ $P_y = F_y A_g$ 

مقاومت لازم جوش = همان برش چشمه اتصال

حداقل ورق دوبله جان:

$$\text{Min DP: } \frac{t_w + t_{DP \min}}{t_w} \phi R_n \geq R_u$$

حداقل ورق پیوستگی:

$$\text{Min CP: } b_{fp} \text{ must check for 1 column} \rightarrow b_{fp}^* = b_{fp} / \text{Number of columns}$$

$$b_{cp}^{\min} = \left(\frac{b_{fp}^*}{3} - \frac{t_{wc}}{2} \right) \quad \mid \quad t_{cp}^{\min} = \max \left\{ \frac{t_{fb}}{2}, \frac{b_{cp}}{16} \right\}$$

◀ هدف: فراهم کردن حداقل ظرفیت شکل‌پذیری غیر الاستیک در اعضا و اتصالات. (minimal inelastic deformation capacity)

◀ آنالیز بر اساس حداقل ضوابط AISC360: نسبت‌های عرض به ضخامت + مهارهای جانبی تیر

◀ تیرها می‌توانند کامپوزیت باشند و بارهای ثقلی از طریق برشگیر توسط تیر کامپوزیت تحمل شود.

◀ ناحیه حفاظت شده نداریم. ◀ اتصالات نیمه صلب هم مجاز هستند (ما همیشه FR استفاده می‌کنیم)

◀ جوشهای بحرانی: CJP اتصال بال تیر به ستون، در هیچ جوشی از E60 نباید استفاده کرد.

1. Load Combinations: LRFD $\rightarrow M_u$ & V_u & $\omega_u = 1.2D + 0.5L$ or $0.9D$

2. Flange Plate Check (top & bottom)

➤ For Beam: $M_p = F_y Z$

$$M_{pr} = 1.1R_y M_p \quad (C_{pr} \text{ for OMF \& IMF} = 1.1)$$

$$V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{l_h} + \frac{\omega_u \times l_h}{2} \quad (OMF \rightarrow S_h = 0)$$

$$M_f = M_{pr} + (V_{pr} S_h = 0)$$

$$P_u = \frac{M_f}{d^*} = [E_{cl}] \rightarrow R_u$$

➤ Plate Yield: $\phi R_n = 0.9F_y A_g \rightarrow \boxed{\text{assume } w_p} \rightarrow t_{fp} = \frac{P_u}{0.9F_y w_p}$ (6mm, 8mm, 10mm, ...)

➤ Plate Slenderness: $\lambda < 1.4\sqrt{E/F_y} = 40$ (AISC360)

3. Flange Plate Weld Check: will give us length of flange plate (lesser is better to have FR)

➤ Weld Capacity: $\phi P_n = 0.75(0.6 \times 0.707 \times F_{EXX} \times a l_w) \geq P_u \rightarrow l_w = \frac{P_u}{(0.75 \times 0.6 \times 0.707 F_{EXX})a} \leq [2 \times l_{pl}(-\text{clearance})] \rightarrow l_{fp}$

➤ Weld Base Metal Check:

$$\text{- Shear Yield: } \phi R_n = 0.6F_y (A_{gv} = l_w t_{min}) \geq P_u$$

$$\text{- Shear Rupture: } \phi R_n = 0.75[0.6F_u (A_{nv} = l_w t_{min})] \geq P_u$$

$$\text{- Block Shear: } \phi R_n = 0.75(F_u A_{nt} + 0.6F_y A_{gv}) \geq P_u$$

4. Panel Zone Check (LRFD Only for DP)

نوع سخت کننده	اتصال صلب	تیر	
حداقل CP	☑	☑	1- خمش موضعی بال (کششی) FLB $\phi R_n = 0.9(6.25F_y t_f^2) \geq R_u / \text{Number of Columns}$
حداقل CP	☑	☑	مقاومت لازم جوش = تقاضای مقاومت لازم و موجود خمش موضعی بال 2- جاری شدن موضعی جان (کشش و فشار) WLY $\phi R_n = F_{yw} t_w [5k + (l_b = N = t_{fp})] \geq R_u / \text{Number of Columns}$
ستونی	☑	☑	3- چروکیدگی جان (فشاری) WLC $\phi R_n = 0.75 \left[0.8t_w^2 \left(1 + 3 \left(\frac{l_b = N}{d_c} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right) \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \right] \geq R_u / \text{Number of Column}$
مهار جانبی	-	☑	4- کماتش جانبی جان (فشاری) [برای تیرهای عمیق هم کاربرد دارد] WSB
ستونی	☑	-	5- کماتش ستونی جان (جفت فشاری) WCB $\phi R_n = 0.9 \left(\frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_{yw}}}{d_c - 2k} \right) \geq R_u / \text{Number of Column}$
ورق دوبله یا قطری DP	☑	-	6- برش در چشمه جان در صورت منظور کردن اثرات رفتار غیرخطی چشمه اتصال از روابط داخل کادر استفاده شود: $V_{u \text{ panel zone}} = \frac{M_u}{d^*} \rightarrow$ تخفیف $\text{if } P_r \leq 0.4P_y \mid \boxed{P_r \leq 0.75P_y} \rightarrow \phi R_n = 0.9(0.6F_y d_c t_w \times N_{columns}) \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p \times N_{columns}} \right) \quad d_c = h \text{ Stahl}$ $\text{if } P_r > 0.4P_y \mid \boxed{P_r > 0.75P_y} \rightarrow \phi R_n = 0.9(0.6F_y d_c t_w \times N_{columns}) \left(1.4 - \frac{P_r}{P_y} \right) \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p \times N_{columns}} \right)$ $P_r = P_u + P_{\Delta} + \dots$ $P_y = F_y A_g$ مقاومت لازم جوش = همان برش چشمه اتصال

$$\text{Min DP: } \frac{\phi R_n}{t_w} (t_w + t_{DP \min}) \geq R_u$$

حداقل ورق دوبله جان:

$$\text{Min CP: } b_{fp} \text{ must check for 1 column} \rightarrow b_{fp}^* = b_{fp} / \text{Number of columns}$$

حداقل ورق پیوستگی:

$$\text{➤ } b_{cp}^{\min} = \left(\frac{b_{fp}^*}{3} - \frac{t_{wc}}{2} \right) \quad \text{➤ } t_{cp}^{\min} = \max \left\{ \frac{t_{fb}}{2}, \frac{b_{cp}}{16} \right\}$$

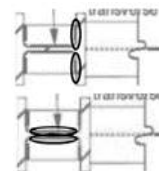
$$\boxed{R_u^* = \text{Max}(R_u - \phi R_n)}$$
 چک‌های چهارگانه

$$\bullet \text{ TY (at flange) CP Capacity: } \phi R_n = 0.9F_y (A_g = b_{cp} \times t_{cp}) \times N_{of \text{ CP}} \geq \boxed{R_u^*}$$

$$\bullet \text{ SY (at web) CP Capacity: } \phi R_n = 0.9[0.6F_y (A_{gv} = l_{min \text{ CP}} \times t_{cp})] \times N_{of \text{ CP}} \geq \boxed{R_u^*}$$

جوش ورق پیوستگی

$$a_{to \text{ flanges}}^{fillet} = \frac{R_u^*}{1.5[0.75 \times 0.6 \times 0.707 \times F_{EXX}](l_w = b_{cp}^{welded}) \times 2 \times 2} \rightarrow \text{if high use CJP}$$



$$a_{to \text{ web}}^{fillet} = \frac{V_{u \text{ LRFD}} \left(\text{تخفیف} \right) = M_u / d^*}{[0.75 \times 0.6 \times 0.707 \times F_{EXX}](l_w = l_{min \text{ CP}}^{welded}) \times 2 \times 2}$$

جوش ورق دوبله

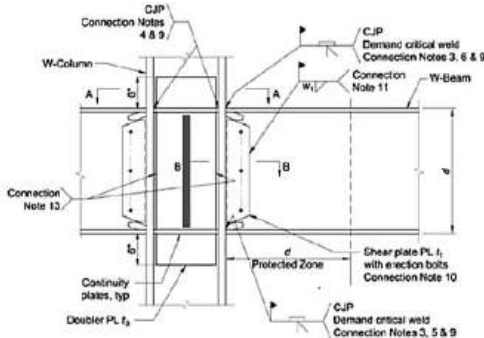
$$V_{u \text{ DP}}^* = V_{u \text{ LRFD}} \left(\text{تخفیف} \right) - 0.9(0.6F_y d_c t_w)$$

$$a_{DP}^{fillet} = \frac{V_{u \text{ DP}}^*}{[0.75 \times 0.6 \times 0.707 \times F_{EXX}] \times \min\{d_{DP}, h_{DP}\}} \text{ or use CJP}$$

- ◀ **هدف:** فراهم کردن ظرفیت شکل پذیری بالای غیر الاستیک در اعضا و اتصالات (در فولاد) با ایجاد تسلیم خمشی در تیرهای SFRS و تسلیم محدود چشمه اتصال ستون.
- ◀ دو مورد ستون قوی تیر ضعیف و گریز ساختمان معمولاً بحرانی ترین چک های ما هستند
- ◀ **ضرایب کاهش مقاومت:** در AISC358 ϕ هایی که Ductile هستند 1 و non-ductile ها 0.9 در نظر گرفته میشوند.
- ◀ **اعضا Members:**

- تمامی اعضای SMF باید به صورت HD طرح شوند.
 - تیرها در محل تشکیل مفصل پلاستیک نباید تغییر عرض بال داشته باشند و سوراخ کاری و برش کاری ممنوع است مگر مواردی که در AISC358 آمده باشند.
 - ستون ها باید از تیرهایی که تماماً تسلیم شده و وارد مرحله کرنش سختی شده اند قوی تر باشند.
 - تسلیم خمشی ستون در کف ستون مجاز است.
 - ستون ها برای E_{mh} طرح میشوند و ستون هایی که در دو جهت غیر موازی SMF شده باشند باید پتانسیل تسلیم همزمان در دو جهت بررسی شود.
 - اصل ستون قوی تیر ضعیف بر خلاف OMF و IMF اجباری است و در مرکز چشمه اتصال حساب میشود:
- $$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} = \frac{\Sigma Z_c(F_{yc} - P_r/A_g)}{\Sigma (M_{pr} + M_v)} > 1$$

- اگر ستون خارج از چشمه اتصال الاستیک بماند (رابطه ستون قوی تیر ضعیف بزرگتر از ۲ شود) تنها در تراز بال بالایی تیر متصل باید مهار شود و در غیر این صورت هم در تراز بال بالا و هم در تراز بال پایین نیازمند مهارجانی است. مقاومت لازم برای این مهاربند: $0.02F_y b_{bf} t_{bf}$ (عرض بال تیر، b_{bf} ضخامت بال تیر)
- ◀ **مهاربندی تیرها** (بر اساس AISC358 هم چک شود):



$$l_b = \frac{0.086r_y E}{R_y F_y} \approx 49r_y \approx 2 \text{ :LTB}$$

- ۱- در تیر ها HD برای جلوگیری از کماتش پیچشی جانبی
- ۲- در نزدیکی بار متمرکز
- ۳- جایی که مقطع عوض شود
- ۴- در محل تشکیل مفصل پلاستیک (که باید هر دو بال مهار شوند)
- مقاومت فشاری مهاربند در محل مفصل پلاستیک: $P_r = \frac{0.06R_y F_y Z}{h_0}$ (فاصله بین بال ها)
- مقاومت خمشی مهاربند در محل مفصل پلاستیک: $M_r = 0.06R_y F_y Z$

◀ اتصالات Connections:

- اتصالات باید بتوانند 0.04 رادیان Drift Angle تحمل کنند و کاهش مقاومت ندهند (تا ۲۰ درصد لنگر پلاستیک کاهش ظرفیت در 0.04 رادیان مجاز است)
- تمامی اتصالات باید FR باشند.
- **جوشهای بحرانی:** ۱- وصله ستون ۲- ستون به کف ستون ۳- CJP های اتصال بال تیر به بال ستون

- **مقاومت برشی مورد نیاز:** $E_{cl} = \frac{2M_{pr}}{L_h}$ که بیشینه لنگر محتمل در مفصل پلاستیک بوده و برابر با $C_{pr} R_y F_y Z$ است و L_h فاصله دو مفصل پلاستیک است.

- ◀ **ناحیه حفاظت شده Protected Zone:** اگر در AISC358 نگفته بود (عمق تیر) $0.5 d_b$ تا $0.5 d_b$

- ◀ **چشمه اتصال Panel Zone:** ϕR_n ($\phi = 1$ & $R_n \rightarrow$ Shear yield)

- ◀ برش در چشمه اتصال E_{cl} ی طرح میشود: $V_u = E_{cl} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity}$

○ ورق دبله DP:

- هم ورق دبله و هم ستون $\frac{w_z + d_z}{90} \geq t_{min}$ (عمق خالص عمیق ترین تیر، w_z عرض چشمه جان)
- فقط ورق دبله $t_{min} \geq 6mm$
- ورق دبله بدون ورق پیوستگی: ۱۵ سانتی متر از تراز بال های تیر ادامه میدهم و اگر دو شرط بالا ارضا شد نیاز به جوش بالا و پایین ورق دبله نیست
- ورق دبله با ورق پیوستگی:

- حالت ۱: Extend شود ۱۵ سانتی متر، بالا و پایین جوش نمیخواهد

- حالت ۲: ورق دبله بین دو ورق پیوستگی: بالا و پایین ورق دبله به ورقه های پیوستگی جوش شود.

$$Req. Strength of DP + CP weld = 0.75 \times (\phi R_n \rightarrow t = t_{DP}, l = l_{CP})$$

○ ورق پیوستگی CP:

- ورق پشت بند نیاز به حذف ندارد و ۸ میلیمتر جوش کفایت میکند.

$$P_f = \frac{0.85M_f}{d^*} \quad P_f = \frac{M_f}{d^*}$$

- اضافه بررسی نیاز به ورق پیوستگی: اگر در ستون I شکل: $t_{fc} < \frac{b_{bf}}{6}$ و یا در ستون I باکس شده: $t_{fc} < \frac{b_{bf}}{12}$ شود نیاز به ورق پیوستگی داریم.

$$\lambda = \frac{b}{t} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 15$$

- طول ورق پیوستگی: سراسر ستون را در بر بگیرد.

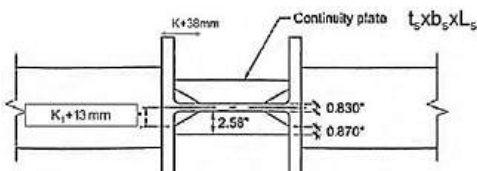
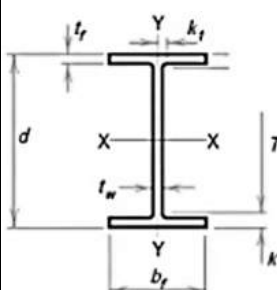
- عرض ورق پیوستگی: هم عرض تیر (ورق اتصال) یا بیشتر و اگر ستون جعبه شده است تا ورق جعبه

- ضخامت ورق پیوستگی: اگر از یک طرف اتصال داشتیم نصف ضخامت بال تیر یا ورق اتصال و اگر اتصال دو طرفه بود ۷۵ درصد.

- جوش ورق پیوستگی: - به بال ستون: ۱- CJP و ۲- Fillet ($weld size = 0.75t_{cp}$) جوش گوشه صرفه ندارد چون باید چند پاس عبور کند

- به جان ستون یا DP: ۱- CJP بدون چک

۲- اگر گوشه بود قانون سه گانه (حدافل)



❖ BFP Connection (Bolted Flange Plate)

- Load Combinations:** LRFD $\rightarrow M_u$ & V_u & $\omega_u = 1.2D + 0.5L$ or $0.9D$
- Slenderness Ratio for Column & beam $\rightarrow \lambda_{hd}$**
Beam and Column Flanges: Axial + Beam and Column Webs: Flexure
- Flange Plate Calculations:**

➤ Beam:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{eb} \quad \left(C_{pr} \text{ for SMF} = \frac{F_y + F_u}{2 F_y} \leq 1.2 \rightarrow \mathbf{st37 = 1.2} \right)$$

➤ Flange Plate:

assume $S_h \rightarrow L_h = L_{clearSpan} - 2S_h$

$$V_p = \frac{2M_{pr}}{l_h} + \frac{w_u l_h}{2}$$

$$M_f = M_{pr} + V_p \times S_h$$

$$P_f = \frac{M_f}{d^*}$$

assume $[b_{fp}] \rightarrow [t_p] = \frac{P_f}{F_y b_{fp}}$

$$d_{bolt} < \frac{b_{beam}}{2} \left(1 - \frac{R_y F_y}{R_t F_u} \right) - 0.4cm$$

$$\text{number of bolts} = \frac{P_f}{0.9 F_{nb} (= 0.55 \times 1000) A_b}$$

Check: $S_{min} = 3d_{bolt}$ & $L_{e_{min}} = 1.5d$ or $IR \rightarrow 2d$

$$\rightarrow PL [L_{fp}] \times b_{fp} \times t_{fp}$$

➤ Checks:

- Plate in Tension (Yield & Rupture):

$$\phi R_n = F_y A_g > P_f$$

$$\phi R_n = 0.9 F_u A_e > P_f$$

- Bearing & Tearout:

$$\phi R_n = 0.9 [2.4 d t_{min} F_u N_b] > P_f$$

$$\phi R_n = 0.9 [1.2 l_{c_{min}} t_{min} F_u N_b] > P_f \rightarrow \text{between bolts \& between bolt and edge}$$

- Block Shear:

✖ Don't use R_y & R_t

$$\phi R_n = 0.9 [F_u A_{nt} + 0.6 F_y A_{gv} \text{ or } 0.6 F_u A_{nv}] > P_f$$

- Compression Buckling:

$$\phi R_n = 0.9 [F_{cr} A_g] > P_f \rightarrow \frac{kl}{r} = \frac{0.65 S_1}{0.29 t_{fp}}$$

4. Panel Zone Check ($R_u = P_f$) (We can ignore V_c)

➤ در صورتی که در موارد ۳ و ۴ ضخامت DP را اضافه نماییم بهتر است که DP ۱۵ سانتی متر ادامه یابد

نوع سخت کننده	اتصال صلب	تیر	
حداقل CP	☑	☑	۱- خمش موضعی بال (کششی) FLB $\phi R_n = 0.9 [6.25 F_y t_f^2] \geq R_u / \text{Number of Columns}$ مقاومت لازم جوش = تفاضل مقاومت لازم و موجود خمش موضعی بال
حداقل CP	☑	☑	۲- جاری شدن موضعی جان (کشش و فشار) WLY $\phi R_n = F_{yw} t_w [5k + (l_b = N = t_{fp})] \geq R_u / \text{Number of Columns}$
ستونی	☑	☑	۳- چروکیدگی جان (فشاری) WLC $\phi R_n = 0.75 \left[0.8 (t_w + t_{DP})^2 \left(1 + 3 \left(\frac{l_b = N}{d_c} \right) \left(\frac{t_w + t_{DP}}{t_f} \right)^{1.5} \right) \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w + t_{DP}}} \right] \geq R_u / \text{Number of Column}$
مهار جانبی	-	☑	۴- کماتش جانبی جان (فشاری) [برای تیرهای عمیق هم کاربرد دارد] WSB
ستونی	☑	-	۵- کماتش ستونی جان (جفت فشاری) WCB $\phi R_n = 0.9 \left[\frac{24 (t_w + t_{DP})^3 \sqrt{E F_{yw}}}{d_c - 2k} \right] \geq R_u / \text{Number of Column}$
ورق دوبله یا قطری DP	☑	-	۶- برش در چشمه جان $V_{u_{panel zone}} = E_{cl} = (P_f = \frac{\Sigma M_f}{d^*}) - V_{col} \quad (V_{col} = \frac{\Sigma M_f}{0.5(h_{bot} + h_{top})})$ در صورت منظور کردن اثرات رفتار غیرخطی چشمه اتصال از روابط داخل کادر استفاده شود: $\text{if } P_r \leq 0.4 P_y \mid [P_r \leq 0.75 P_y] \rightarrow \phi R_n = \phi V_n = 0.6 F_y d_c t_w \times N_{columns} \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_{ctp} \times N_{columns}} \right] \quad d_c = h \text{ Stahl}$ $\text{if } P_r > 0.4 P_y \mid [P_r > 0.75 P_y] \rightarrow \phi R_n = \phi V_n = 0.6 F_y d_c t_w \times N_{columns} \left(1.9 - \frac{1.2 P_r}{P_y} \right) \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_{ctp} \times N_{columns}} \right]$ $P_r = P_u + P \Delta + \dots$ $P_y = F_y A_g$ ● Panel Zone Thicknesses (check individually) $t = \frac{d_z + w_z}{90} \quad (d_z = d - 2k) (w_z = \text{width of panel zone between column flanges})$ مقاومت لازم جوش = همان برش چشمه اتصال

$$\text{Min DP: } \frac{\phi R_n}{t_w} (t_w + t_{DPmin}) \geq R_u$$

حداقل ورق دوبله جان :

$$t_{DP} = \frac{V_{uDP} = R_u - \phi V_n}{\phi V_n}$$

$$\text{Recheck: } t = \frac{d_z + w_z}{90}$$

Min CP: b_{fp} must check for 1 column $\rightarrow b_{fp}^* = b_{fp} / \text{Number of columns}$

حداقل ورق پیوستگی:

$$\triangleright b_{cp}^{min} = \left(\frac{b_{fp}^*}{3} - \frac{t_{wc}}{2} \right) \quad \triangleright t_{cp}^{min} = \max \left\{ \frac{t_{fb}}{2}, \frac{b_{cp}}{16} \right\}$$

$\triangleright$ +SMF: عرض تا تراز بال تیر و ضخامت ورق پیوستگی اگر تیر از یک طرف باشد نصف ضخامت بال تیر و اگر دو طرفه باشد ۷۵٪

AISC341: If $t_{cf} < \frac{b_{bf}}{6} \rightarrow \text{needs CP}$ & for boxed column: If $t_{cf} < \frac{b_{bf}}{12} \rightarrow \text{needs CP}$

$R_u^* = \text{Max}(R_u - \phi R_n)$ چک های چهار گانه

$$\bullet \lambda = \frac{b}{t} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 15$$

$$\bullet \text{CP Capacity (TY): } \phi R_n = F_y (A_g = b_{cp} \times t_{cp}) \times N_{of CP} \geq R_u^*$$

$$\bullet \text{CP Capacity (SY): } \phi R_n = 0.6 F_y (A_{gv} = l_{minCP} \times t_{cp}) \times N_{of CP} \geq R_u^*$$

جوش ورق پیوستگی (clip شده) مقدار حداقل میشود نیروی ظرفیتی برای جوش

$$1. \phi R_n = 0.9 F_{yCP} (2 \text{ or } 4) (b_{CP} - \text{clip}) \times t_{CP} \quad (2 \rightarrow \text{one sided}, 4 \rightarrow \text{two sided})$$

$$2. \phi R_n = 0.6 F_{yCP} (l_{CP} - 2 \times \text{clip}) \times 2 t_{CP}$$

$$3. \phi R_n = 0.6 F_{ycol} \times \max \{ d_c t_{cw} \text{ or } l_{dp} t_{dp} \}$$

$$a_{to flanges}^{fillet} = \frac{R_u^*}{1.5 [0.75 \times 0.6 \times 0.707 \times F_{EXX}] (l_w = b_{cp}^{welded}) \times 2 \times 2} \rightarrow \text{if high use CJP}$$

$$a_{to web}^{fillet} = \frac{\phi R_{nmin(1,2,3)}}{[0.75 \times 0.6 \times 0.707 \times F_{EXX}] (l_w = l_{minCP}^{welded}) \times 2 \times 2}$$

جوش ورق دوبله

$\triangleright$ Vertical Weld (develop DP shear strength)

$$a_w = \frac{0.6 F_{yDP} t_{DP}}{0.9 \text{ or } 0.75 [0.6 \times 0.707 F_{EXX}]}$$

$\triangleright$ Horizontal Weld: %75 Vertical Weld

5. Strong Column Weak Beam

$\triangleright$ For Column:

$$M_p = F_y Z_c$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_c \quad \left(C_{pr} \text{ for SMF} = \frac{F_y + F_u}{2 F_y} \leq 1.2 \right)$$

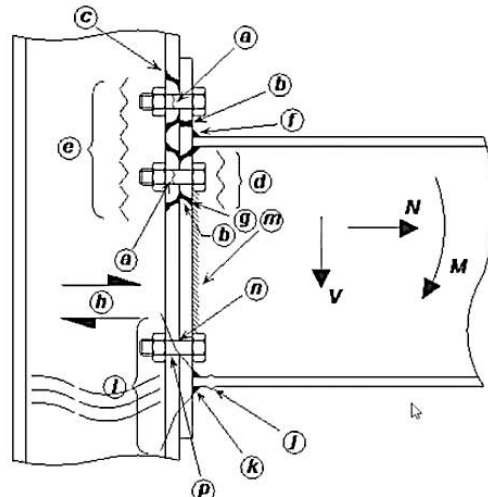
$$M_{pc_{top \text{ or } bot}}^* = M_{pr} + \Sigma V_{col} \left(\frac{d_{beam}}{2} \right) = M_{pc} \times \frac{0.5h}{0.5h - 0.5d_b}$$

$$\triangleright \frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} = \frac{\Sigma Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_r}{A_g} \right) \times \frac{0.5h}{0.5h - 0.5d_b}}{\Sigma (M_{pr} + M_V)} > 1, P_r \text{ based on } [E_{mh}] = \Omega_0 E \text{ (we can assume } P_r = 0.4 F_y A_g \text{)}$$

6. Check Beam Shear

$$V_{pr} < \phi V_n = 0.6 F_y d_b t_w$$

❖ End-Plate Connection



Zone	Ref	Component
Tension	a	Bolt tension
	b	End plate bending
	c	Column flange bending
	d	Beam web tension
	e	Column web tension
	f	Flange to end plate weld
	g	Web to end plate weld
Horizontal shear	h	Column web panel shear
	i	Beam flange compression
Compression	j	Beam flange weld
	k	Column web
Vertical shear	l	Web to end plate weld
	m	Bolt shear
	n	Bolt bearing (plate or flange)
	p	Bolt tension

❖ Fin(Finger) Plate / Shear Tab Connection

Flexible: متصل به بال تیر یا جان ستون: $e_b = |(n-1)2.54 - a| > a$

Rigid: متصل به بال ستون یا دیوار بتنی: $e_b = |(n-1)2.54 - a|$

$e = 0$ for Moment Frames

$e = a$ for extended single plate

Astane-AIsl: $[6 < a < 9\text{cm}]$: single column of n bolts

$$t_{pmin} = \frac{L}{64} > 6\text{mm}$$

$$t_{pmax} = \frac{d_b}{2} + 1.6\text{mm} > t_{pmin}$$

Weld: E60: $a_w = 0.75 \times t_p \times \frac{7}{6}$

$$\rightarrow T = V_{pr} \times e$$

➤ Stress in bolts:

$$1. \text{ Shear} = V_{pr} / (\text{number of bolts} \times A_b)$$

$$2. \text{ Torsion} = TC/J$$

$$J = I_x + I_y = \Sigma Ad^2$$

$$\rightarrow \phi R_n = 0.9 \text{ or } 0.75 \frac{F_{nb}}{0.55F_u} > f_v = \sqrt{\left(\frac{V_{pr}}{N_b \times A_b}\right)^2 + \left(\frac{TC}{J}\right)^2}$$

➤ Forces in bolts → check **bearing & Tearout**

$$R_{ubolt} = f_v A_b$$

➤ **Weld:** E70: $0.75t_p$ E60: $0.875t_p$

❖ Extended:

1. Plate + **Beam Web** Vertical Shear: SY + SR

$$\phi R_n = 0.6F_y A_{gv} > V_u$$

$$\phi R_n = 0.75[0.6F_u A_{nv}] > V_u$$

2. Plate + **Beam Web** Block Shear

$$\phi R_n = 0.75[F_u A_{nt} + 0.6F_y A_{gv}] > V_u$$

3. Plate Shear & Moment

$$\left(\frac{V_u}{\phi V_n \rightarrow SY}\right)^2 + \left(\frac{M_u (= T_{bolts})}{\phi M_n = (0.9F_y) \times \left(Z = \frac{t^3}{4}\right)}\right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{V_u}{\phi V_n \rightarrow SR}\right)^2 + \left(\frac{M_u (= T_{bolts})}{\phi M_n = (0.75F_u) \times (Z_{net})}\right)^2 \leq 1$$

$$Z_{net \text{ odd row}} = \frac{1}{4}t(s - d_{\text{سوراخ محاسبی}})(n^2s + d_{\text{سوراخ محاسبی}}), \quad Z_{net \text{ even row}} = \frac{1}{4}t(s - d_{\text{سوراخ محاسبی}})n^2s$$

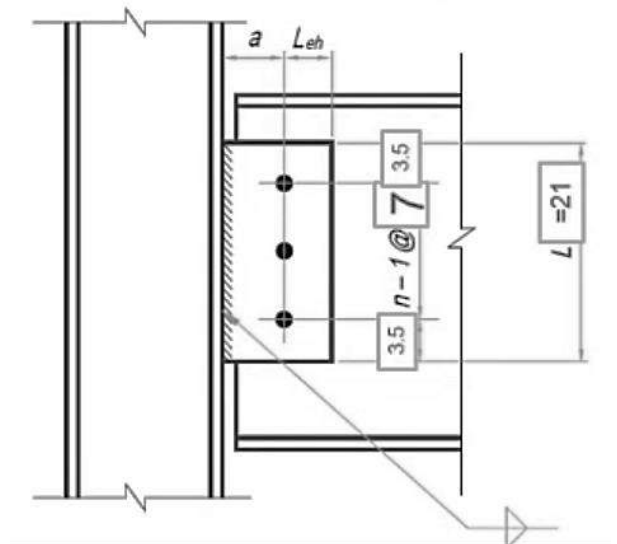
n = number of rows, s = vertical bolt row spacing

4. Plate Weld

$$\text{Astane: Weld: E60: } a_w = 0.75 \times t_p \times \frac{7}{6}$$

$$f_v = \sqrt{\left(\frac{V_u}{2 \times h}\right)^2 + \left(\frac{M_u}{2 \times \frac{h^2}{6}}\right)^2} \leq \phi R_n^{\text{for } 1\text{cm}} \text{ WeldCapacity} = 0.9[0.6 \times 0.707 \times F_{EXX}]a_w(\text{Astane})$$

5. **Beam Web** Compression Buckling



$$6\text{mm} < \frac{L}{64} < t_p < \frac{d_b}{2}$$



❖ طراحی لرزه‌ای سازه‌های بتن آرمه بر اساس آیین‌نامه ACI318-19

کاهش سختی در آنالیز سازه بتن آرمه (E و A را کاهش نمیدهیم): $I_{column} \times 0.7$ & $I_{beam} \times 0.35$

حداقل آرماتور ستون: ۱ درصد سطح مقطع | حداکثر آرماتور ستون: ۸ درصد سطح مقطع در کار غیر لرزه‌ای و در کار لرزه‌ای تا ۶ درصد (در عمل ۴ درصد)

تیر باید پاسخگوی برش E_{cl} و ستون پاسخگوی برش و لنگر E_{cl} باید باشد.

نداریم Ω_0 | شکل پذیری مطلوب در تیر بتن آرمه Ductility: $\mu = \phi_u / \phi_y = 20$

تبدیل واحد ها: $\sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 3.18 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$ و $\sqrt{f'_c} \text{ psi} = 0.27 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$

تسلیم خمشی تیر بدون تسلیم برشی مطلوب است.

تسلیم خمشی بر تسلیم برشی در تیر ارجح است. در هر دو کاهش سختی و pinching داریم ولی در برشی کاهش مقاومت شدید و سریع است به علت وادادگی خاموت ها.

کاهش میلگرد کششی = افزایش شکل پذیری و کاهش ظرفیت | افزودن میلگرد فشاری = افزایش شکل پذیری | تاثیر میلگرد فشاری با کاهش میلگرد کششی کم میشود.

آرماتور برشی جهت افزایش محصوریت لازم است و باید تحت بار رفت و برگشتی زلزله بسته باقی بماند. همچنین فاصله کمتر خاموت ها ظرفیت را بالاتر میبرد تا به E_{cl} برسیم.

از خرابی اتصال و تسلیم آن باید پرهیز شود

بارهای ثقیلی وارد بر تیر محدود شوند تا مفصل پلاستیک از بر ستون دور نشود.

❖ توصیه‌هایی برای کاهش خسارت به سازه بتن آرمه در زلزله:

۱- انتخاب محل مناسب برای احداث سازه و توجه به جنس خاک (تشدید زلزله در خاک نرم / روانگرایی)

۲- اجتناب از اعمال وزن زیاد به سازه

۳- جانمایی و چیدمان عناصر ساختمان جهت به حداقل رساندن پیچش سازه (مثلا اجتناب از قرار دادن هسته برشی سازه در یک گوشه)

۴- اجتناب از تغییر شدید سختی در ارتفاع

۵- اجتناب از طبقه نرم

اگر تنگ ها را نزدیک نگذاریم باعث:

۱- فشار زیاد روی آرماتورهای طولی

۲- کماتش آرماتور طولی

۳- بتن محصورشدگی خوبی نخواهد داشت

۴- برش های ناشی از زلزله توسط تنگ گرفته نمیشود

+ استفاده از ماریچ نسبت به خاموت محصورشدگی بیشتری ایجاد میکند

۶- کنترل گریز (دریفت) و فراهم کردن مهار جانبی کافی مثل استفاده از دیوارهای برشی

۷- ایزوله کردن ناسازه ها (توجه ویژه به عدم شکل گیری ستون کوتاه مثلا با قرار دادن فوم / یونولیت بین دیوار کوتاه و ستون + راه پله به تیر وصل شود نه به ستون)

۸- توجه به اصل ستون قوی تیر ضعیف

❖ مبانی تئوری خمش در بتن:

➤ تنش ترک خوردگی بتن $f_t = 2\sqrt{f'_c}$

➤ $E_c = 15100\sqrt{f'_c}$

➤ $\rho_b = \frac{0.85f'_c}{f_y} \beta_1 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_y} \xrightarrow{\epsilon_y=0.002, \epsilon_c=0.003} \rho_{max} = \frac{0.375\beta_1}{m} , m = \frac{f_y}{0.85f'_c} \quad | \quad \rho_{min} = f'_c < 300 \rightarrow \frac{14.1}{f_y} \quad \& \quad f'_c > 300 \rightarrow \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y}$

● ϕ for Moment or Moment + Axial (based on ρ_{max}) = 0.9

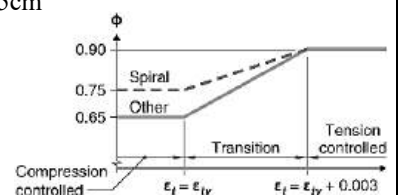
● ϕ for Shear = 0.75 or 0.6 ● ϕ for Connections = 0.85

➤ Cover for Concrete = Column & beam = 4cm | Slab & walls = 2cm | foundation = 7.5cm

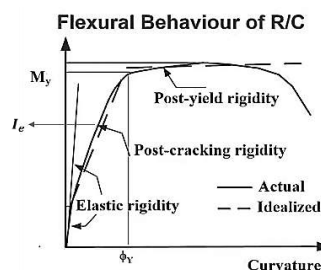
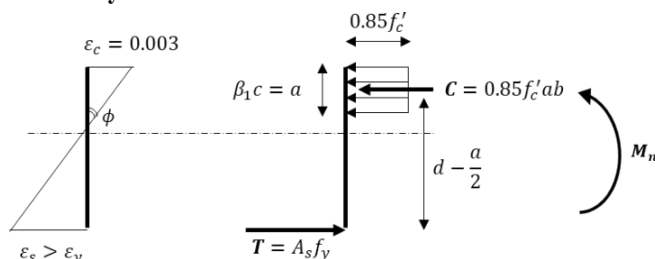
f'_c, MPa	β_1
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$
$f'_c \geq 55$	0.65

آرماتور	f_y	f_u	ϵ_y
A II	3000	5000	0.0015
A III	4000	6000	0.002

$\rightarrow \div E \rightarrow \epsilon_{ty} \approx 0.002$



➤ Whitney stress block



SMF

1. Material Check

- $f'_c > 200$
- $f_y < 4200$
- $\frac{f_u}{f_y} > 1.25$

2. Stability Properties (based on drift)

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_{elastic}}{V_{us} \ell_c \text{ (based on CL)}}$$

- Moment Magnification Method:

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1 \text{ or } \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0.75 \Sigma P_c}} \geq 1$$

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad \& \quad M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

3. Beam Design $\rightarrow$ min 2 bars Continuous

- Analysis Results: M_u @CL @Face & $M_u^+ \rightarrow$ LRFD

- Flexure

$$\rightarrow \ell_n > 4[d^*]$$

$$\rightarrow b \geq 0.3h \text{ or } 25\text{cm}$$

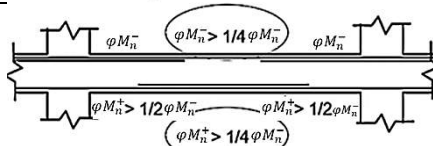
$\rightarrow$ Rebar: From Chart : $\rho_{min}/\rho_{max}/L_d/L_d\text{Hook}$

$$\text{Num of rebars} \rightarrow A_s \rightarrow \rho = \frac{A_s}{b[d^*]} \rightarrow \underbrace{\frac{14.1}{f_y} \text{ or } 1.33\rho_{Analysis}}_{\rho_{min}} < \rho < \underbrace{\frac{\rho_{max}}{0.375\beta_1} \text{ or } 0.25}_{\rho_{max}}$$

$$\text{Check: } A_s \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \rightarrow \phi M_n^{+-} = 0.9 A_s f_y \left(d - \frac{a_{max}^+}{2} \right) \geq M_u \text{ (LRFD @face)}$$

$$\text{Design: } R_u = \frac{M_u}{\phi b d^2}, \quad m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} \rightarrow \rho_{req} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_u}{f_y}} \right) \rightarrow 1.33 A_{sreq} = 1.33 \rho_{req} b d < A_s \text{ موجود}$$

Check: Beam Longitudinal Reinforcement



Top and Bottom 2 bars continuous

$$\text{Top and Bottom: } 1.4b_w d / f_y \leq \rho \leq 0.25$$

- Shear (E_{cl})

$$\rightarrow V_u \text{ @CL } \xrightarrow{\text{non-seismic}} \text{ @d from face } \rightarrow \text{Design} \xrightarrow{\text{seismic}} \text{ @d from face for } M_{pr}$$

$$\bullet [\text{non-seismic}] \text{ if } V_u > 0.5\phi V_c = 0.5 \times 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \rightarrow A_{vmin} \text{ is needed} = \frac{3.5b_w s}{f_y}$$

$$\bullet [\text{non-seismic}] s_{max} = [V_s < 2V_c] = \frac{d}{2} \text{ or } 60\text{cm} \quad \& \quad [V_s > 2V_c] = \frac{d}{4} \text{ or } 30\text{cm} \quad (V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d)$$

$$\rightarrow M_{pr}^{+-}(\text{top}) = A_s^{+-} (1.25 f_y) \left(d - \frac{a^*}{2} \right), \quad a^* = \frac{1.25 A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$\rightarrow w_u = [(1.2 + 0.2 S_{DS})D + 0.5L + \dots] \times \text{عرض باربر تیر}$$

$$\rightarrow V_e = V_p + V_g = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{\ell_n} \pm \frac{w_u \ell_n}{2} \xrightarrow{\text{if } V_p > 50\% V_e \rightarrow V_c = 0} \text{ else } (V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d \quad \& \quad V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \text{ برشی})$$

$$\rightarrow \phi V_n = [0.75 \text{ or } 0.6] (V_s + V_c) > V_{u \text{ seismic(plastic)}} \& V_{u \text{ non-seismic}}$$

Check:

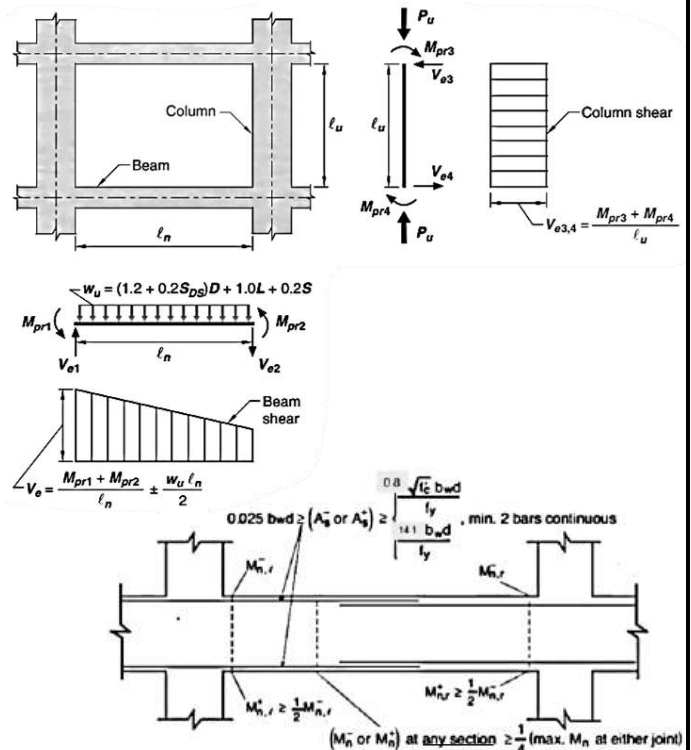
- اولین خاموت بسته ۵ سانتی متر از وجه ستون فاصله داشته باشد

$$- 2h : S_1 < \frac{d}{4} \quad \& \quad 6d_{\text{long bar min}} \quad \& \quad 15\text{cm}$$

$$* @2h \rightarrow \phi V_n > V_{up} = V_u^{max} - 2h \times \frac{V_u^+ + V_u^-}{\ell_n - 2h}$$

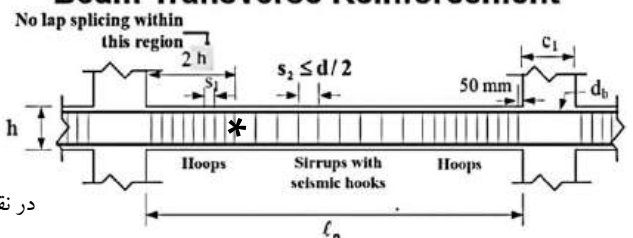
در نقطه * باید برش را از نمودار برش با تالس بدست آوریم و با ظرفیت برشی مقایسه کنیم

$$- \text{after } 2h : S_2 < \frac{d}{2} \approx [\text{non-seismic}] : S < \frac{d}{2} \quad \& \quad 60\text{cm}$$



در صورتی که ρ موجود از مقادیر حداقل جدول کمتر بود، ϕM_n مثبت و منفی را بر اساس ρ موجود حساب کرده و با M_u مقایسه میکنیم؛ اگر بیشتر شد لازم است یکبار هم A_s موجود را با $1.33 A_{sreq}$ (بر مبنای فرمول های طراحی) مقایسه کنیم؛ اگر کم بود آرماتور اضافه میکنیم.

Beam Transverse Reinforcement

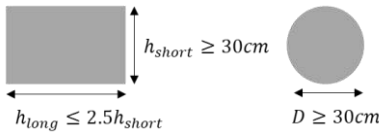


4. Column Design

- Load combinations: $[M_{ux} \& M_{uy} \& V_u \rightarrow E_{cl}] \& [P_u \rightarrow LRFD]$

- [non - seismic] $M_u @ P_u \rightarrow \text{inside } (\phi M_n @ \phi P_n): OK$

Check Geometry:



- Flexure

- $[P_u < \frac{1}{10} A_g f_y \rightarrow \text{beam behavior}] \rightarrow \text{but assume beam - col.}$

- Dimension Check: $b > 30\text{cm}$ & $0.01 \leq \rho \leq 0.06 (\rightarrow 0.04)$

- SCWB Check: $\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nb}$

$$[M_{nc} = \frac{\phi M_{nc} @ P_u}{\phi} \& M_{nb} = \frac{\phi M_{nb} @ \text{beam max}}{\phi}] \rightarrow \text{در وجه}$$

در ستون های طبقه آخر اجباری نیست

زلزله از راست به چپ و یکبار از چپ به راست چک میکنیم

- Shear

● [non - seismic] $s_{max} = [V_s < 2V_c] = \frac{d}{2}$ or 60cm & $[V_s > 2V_c] = \frac{d}{4}$ or 30cm

➤ check hoop spacing:

● $l_0 = \max(h_{\text{ستون}}, \frac{l_n}{6}, 45\text{cm})$

$$\rightarrow A_{sh} \text{ موجود} \rightarrow S_{\text{موجود}} < \left(\frac{c_1 \text{ or } c_2}{4}, 6d_b \right)$$

- $10 < S_0 < \min(15, 10 + \frac{35 - h_x}{3})$

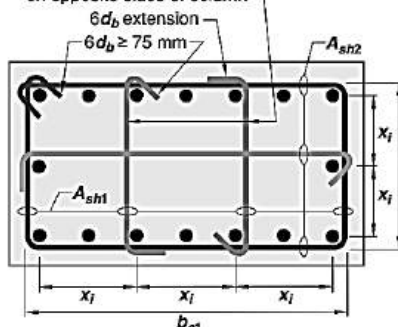
- $h_x = \max X_i$

● l_0 بعد از $\rightarrow \text{spacing} < 6d_b$ or 15cm

مگر آنکه وصله داشته باشیم که فاصله کم میشود

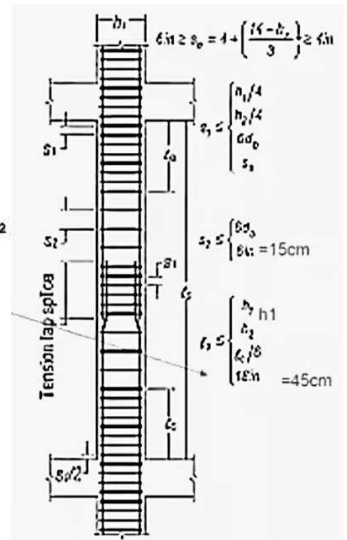
$$\begin{aligned} A_g &= c_1 \times c_2 \\ A_{ch} &= b_{c1} \times b_{c2} \\ A_{cp} &= \text{area enclosed by outside perimeter of concrete cross section} \\ A_{sh} &= \text{like } A_v \text{ for beam in each direction} \\ h_x &= \max X_i \rightarrow h_x < 35\text{cm} \text{ [if } p_u > 0.3A_g f'_c \rightarrow 20\text{cm}] \end{aligned}$$

Consecutive cross-ties engaging the same longitudinal bar have their 90-degree hooks on opposite sides of column



The dimension x_f from centerline to centerline of laterally supported longitudinal bars is not to exceed 350 mm. The term h_x used in Eq. (18.7.5.3) is taken as the largest value of x_f .

$$(V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d)$$



➤ check min amount of hoop در هر جهت جداگانه بررسی شوند

$$- A_{sh \text{ موجود}} > A_{sh \min} = \max \left[\left(0.3 S b_c \left(\frac{A_g}{A_{ch} = b_c^2} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{ytie}} \right), 0.09 S b_c \frac{f'_c}{f_{ytie}} \right] \rightarrow \text{اگر نبود مثلاً از رکابی استفاده شود} \rightarrow h_x \& S_0: \text{NEW}$$

$\rightarrow \text{recheck new } A_{sh}$

(در محاسبات خط بالا اگر $P_u > 0.3A_g f'_c$ به بند 18.7.5.4 مراجعه شود)

➤ check hoop capacity

$$0.75 [V_s + (V_c \approx 0)] > V_e \& (V_{uLRFD} \text{ often DNC})$$

$$\rightarrow \text{must be designed for } V_e \text{ based on } M_{pr \text{ col}} @ P_u \rightarrow V_e = \frac{M_{pr \text{ top}}^{\text{col}} + M_{pr \text{ bot}}^{\text{col}}}{2}$$

but need not exceed V_e based on $M_{pr \text{ beam}}$

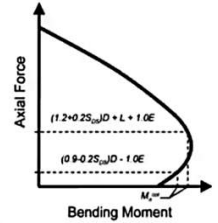
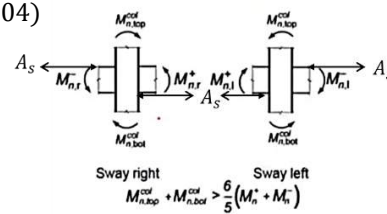
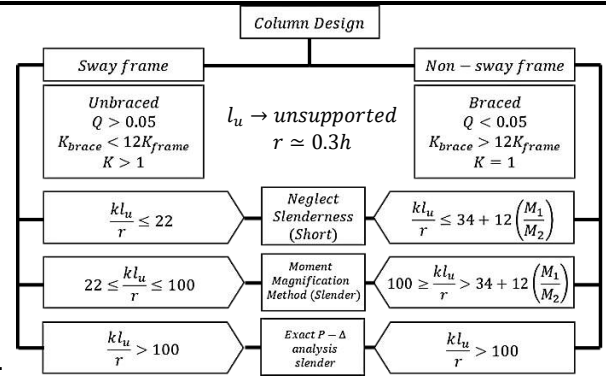
- [non-seismic] $\rightarrow A_{v \min} = \frac{3.5 b_w S}{f_y} < A_v$ (often DNC)

- [برش تنگ ها] $\rightarrow V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \rightarrow \phi V_s = 0.75 V_s$

- V_c ستون صفر: $[V_g \approx 0, V_p > 0.5 V_e]$

$$\rightarrow \phi V_s > V_{u \text{ Analysis}} \& V_e = V_e = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} \mid M_{pr}^{\text{column}} @ P_u (\text{no } \phi | f_y \text{ increase}) \mid M_{pr}^{\text{beam}} = A_s (1.25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \mid a = \frac{1.25 A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

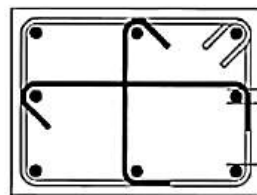
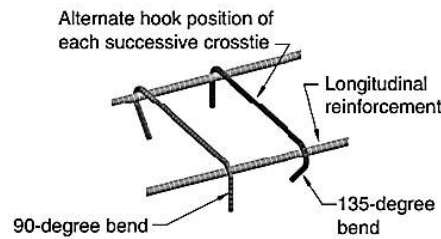
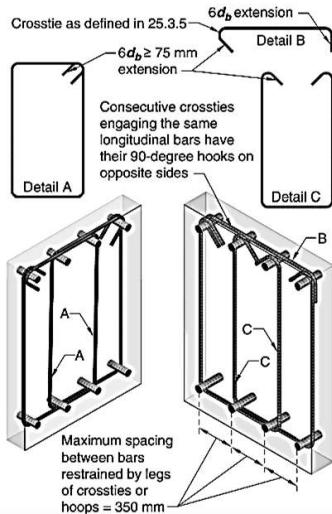
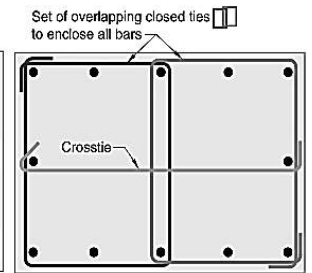
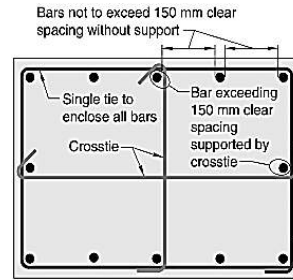
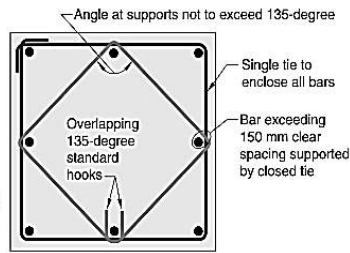
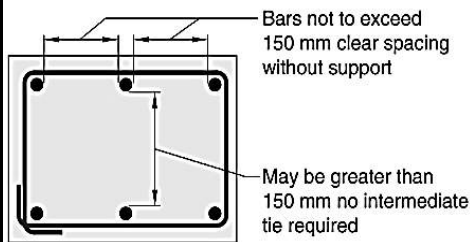
لازم نیست لنگر سر ستون بیشتر از لنگرهای چپ به راست و راست به چپ تیر باشد ولی خطرناک است



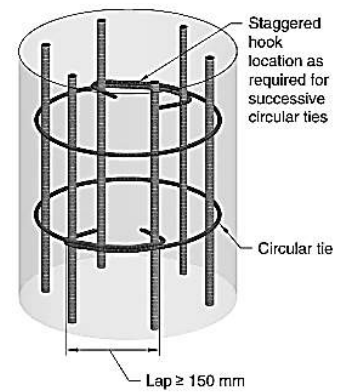
5. Geometry Checks

خاموت بسته | Cross-tie: رکیبی | Hook: قلاب | Tie: تنگ | Stirrup: خاموت

The spacing of transversely supported flexural reinforcing bars shall not exceed 35 cm.



column	beam
4cm	2.5cm
1.5d _b	d _b
1.33d _{agg}	1.33d _{agg}

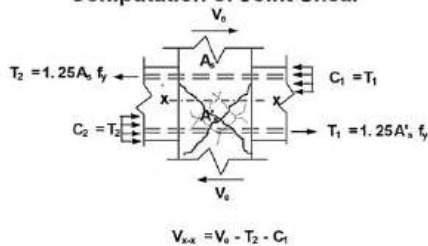


6. Joint Design

نیروها در صورتی که در اتصال کششی باشند باید E_{cl} طرح شوند $(1.25f_y)$

ϕ for joint shear = 0.85

Computation of Joint Shear



Shear Resistance of Joints kgf & cm²

31.2.4.4 For beam-column joints of special moment-resisting and diagonally reinforced coupling beams, ϕ for shear shall be 0.85.

$$V_j = 5.3\lambda\phi_c\sqrt{f'_c} A_j$$

$$V_j = 4.0\lambda\phi_c\sqrt{f'_c} A_j$$

$$V_j = 3.2\lambda\phi_c\sqrt{f'_c} A_j$$

