Seismic Design of Structures Handbook

هندبوک طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی و بتن‌آرمه

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)

مقدمه

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 فشرده‌ترین حالت ممکن جمع آوری شوند. ممکن است برخی اشکالات تایپی یا مفهومی وجود داشته باشد. دانشگاه صنعتی شریف و پروفسور ملکی در قبال اشتباهات این جزوه مسئولیتی ندارند و این جزوه تنها بر اساس مطالعات نویسنده و شرکت در کلاس‌های طراحی استاد عزیز، جمع‌آوری 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 ذهنِ خود بهره‌گیرد. از عزیزانی که در تکمیل و اصلاح این جزوه کوشش می‌کنند به ویژه مهندس محمدی عزیز، تشکر می‌کنم. 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

- **<u>بارگذاری</u>**: ۱- حداقل بارها (min loads) ۲- سطح خطر (Hazard level) ۳- ضوابط طراحی (Criteria) ۴- کارایی (Performance)
- **مواردی که بررسی نمی‌شوند**: 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 می‌شود). (l طول تیر و ارتفاع دیوار است)
- **عمر مفید سازه**: ۱- ساختمان ۵۰ سال ۲- پل ۷۵ سال
- **معادله اصلی LRFD:**

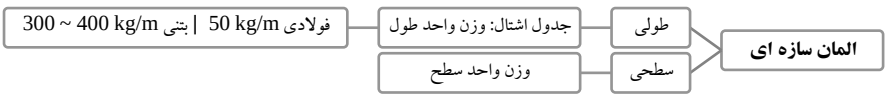
$$\underbrace{\sum \gamma_i Q_i}_{\substack{\text{مقاومت لازم} \\ required\ str. \\ \text{تقاضا}\ demand}} \leq \underbrace{\varphi R_n}_{\substack{\text{مقاومت موجود، طراحی} \\ Design\ str. \\ \text{ظرفیت}\ capacity}}$$

R_n = مقاومت اسمی , φ = ضرایب کاهش مقاومت , Q_i = اثرات بار , γ_i = ضرایب بار

- **علل ضرایب کاهش مقاومت**: ۱- عدم قطعیت‌ها ۲- احتمال وقوع همزمان چند بار عظیم
- **بار سرویس**: ۱- مرده ۲- زنده ۳- محیطی ۴- خودکرنشی (نشست نامتقارن، دما، رطوبت، خزش و انقباض بتن، خطای ساخت)
- **سیستم سازه‌ای مطلوب** ← (آنالیز) ۱- مقاومت ۲- پایداری ۳- سرویس‌دهی ۴- پیوستگی ۵- شکل‌پذیری ۶- مشخصات کوتاه‌مدت و بلندمدت مصالح ۷- تکرار بار
- **ترکیبات بار ASCE7-22**:

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

❖ **<u>بار مرده</u>**: 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 5-3 | سیمان14-8	1300 | 1600	2100	2800	>2000	1600 - 1800	1300	2400 - 2500	7850

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

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

- **پارتیشن:**

Partition	$\omega\ (kg/m^2)$	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 $L > 400\ kg/m^2$ باشد $q = 0$ (آجرفشاری= $1850\ kg/m^2$)

$$q_{eq} = \frac{\omega \times \text{ارتفاع دیوار} \times \text{طول تیغه ها در پلان}}{\text{سطح مفید پلان}}$$

- **بالکن**: $\boxed{L = 1.5L_{next} < 500\ kg/m^2}$ اگر المان کششی دارد فقط بار زنده $\times 1.33$
- **بارگذاری شطرنجی**: ۱- سازه نامعین ۲- $L > 400\ \ or\ L > 1.5D$
- **کاهش بار زنده: <u>ممنوع</u>**: ۱- محل ازدحام ۲- $*L > 500$ ۳- پارکینگ* (* المان بار ۲ طبقه یا بیشتر را ببرد: ۲۰ درصد کاهش)

$$if\ \boxed{K_{\ell\ell}A_t \geq 37}\ \text{مجاز} \rightarrow L = L_0\left(0.25 + \frac{4.75}{\sqrt{K_{\ell\ell}A_t}}\right) \qquad \underbrace{L \geq 0.5L_0}_{\text{یک کف}}\ or\ \underbrace{L \geq 0.4L_0}_{\text{چند کف}}$$

❖ بارگذاری لرزه‌ای

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

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

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

➢ W = **۱**- بار مرده **۲**- ۲۵٪ بار زنده مخزن و انبار **۳**- پارتیشن ثابت + متغیر اگر $< 50\ ٤\ \frac{kg}{m^2}$ **٤**- تاسیسات ثابت **٥**- ۱۵٪ بار برف اگر $< 220\ ٦\ \frac{kg}{m^2}$ **٦**- باغ بام **۷**- مایعات مخازن

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

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

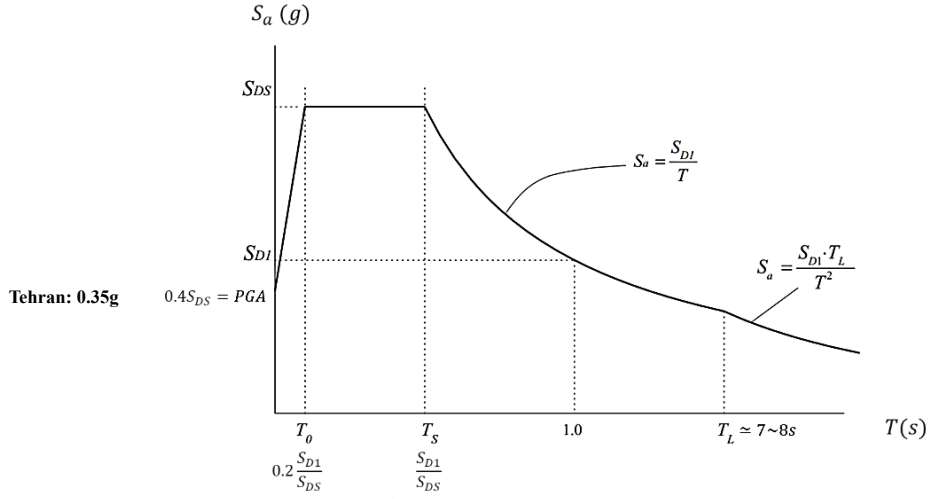
Structure	C_t	x
Steel moment frame	0.0724	0.8
Concrete moment frame	0.0466	0.9
Steel EBF	0.0731	0.75
Steel BRBF	0.0731	0.75
All other structures	0.0488	0.75

$$Risk\ Category \left(\underbrace{I, II, III}_{S_1 \geq 0.75 \rightarrow E} \ , \ \underbrace{IV}_{S_1 \geq 0.75 \rightarrow F} \right)$$

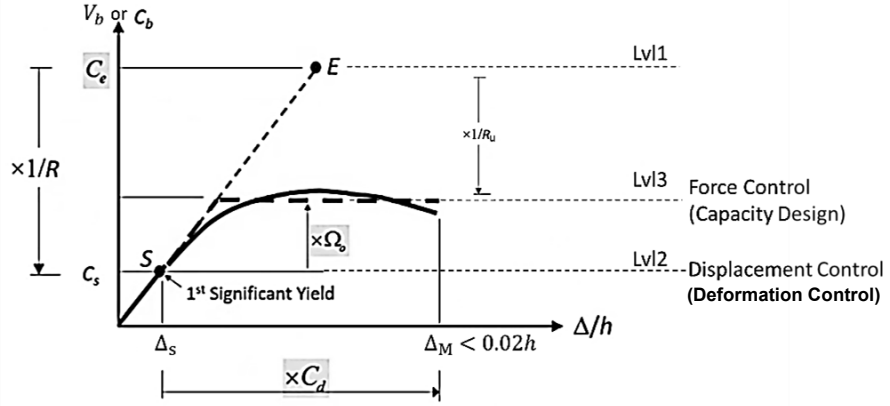
$$\underbrace{Seismic\ Design\ Category}_{\substack{2\ Tables \\ S_{DS} \\ S_{D1}}} \left(A, B, \underbrace{C, D, E, F}_{100-30} \right)$$

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

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



Ω_0= 2 for SCBF and OCBF Ω_0=3 forOMF,IMF,SMF



❖ الزامات عمومی طراحی سیستم‌های سازه‌ای

- مواد و مصالح: حداقل تنش تسلیم باید از $3500\ kg/cm^2$ کمتر باشد. ($F_y < 3500\ kg/cm^2 (= 50\ ksi) \simeq st-52$)
- استثنا۱ : در OMF و OCBF : $F_y < 3870\ kg/cm^2 = 55\ ksi$
- استثنا۲: ستون‌های OMF و OCBF و SCBF : $F_y < 5000\ kg/cm^2 = 70\ ksi$
- میزان کربن فولاد: $C_{eq} = C + \frac{Cr+Mo+V}{5} + \frac{Mn+Si}{6} + \frac{Ni+Cu}{15} \rightarrow <\%0.2 Mild \mid <\%0.4 Weldable \mid >\%0.55 Forbidden$

❖ مقاومت مورد انتظار فولاد و بتن:

$$F_{ye} = R_y F_y \quad , \quad F_{ue} = R_t F_u \quad , \quad F'_{ce} = R_c F'_c \quad (R_c = 1.3)$$

- مقاطع سنگین (ضخیم): فولاد گرم نورد — ضخامت بیشتر از ۳۸ میلی متر — CVN(21°c , 27J)
- مقاطع سنگین (ضخیم): ورق — ضخامت بیشتر از ۵۰ میلی متر — ۱- مقاطع ساخته شده۲-ورق گاست ۳- هسته فولادیBRBF
- جوشکاری: Filler — CVN(-18°c , 27J)
- جوشکاری: Demand critical — CVN(+20°c , 54J)

❖ الزامات عمومی طراحی اعضا

Members → Non-seismic → AISC360 ; SFRS → MD ; SFRS → HD

بال پیوسته به جان متصل باشد

$$\frac{b}{t} = \lambda < \lambda_{hd\ or\ md}$$

- **مهاربند پایداری**: ۱- محل مفصل پلاستیک ۲- طول تیر (LTB X)
- **تیر فولادیMD** : 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 فولادیHD** : 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 ستون های 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		
نوع مصالح	R_y	R_t
مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نوردشده	1.25	1.1
سایر مقاطع نوردشده I شکل و H شکل و ناودانی و سپری و نبشی	1.2	1.1
مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	1.15	1.1
میلگردها	1.2	1.2
مقادیر R_c بتن		
تنش فشاری مشخصهٔ بتن	R_c	
$f'_c \le 50$ MPa	1.4	
$f'_c > 50$ MPa	1.2	

❖ 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_{cl} , E_{mh} طرح شود. ۳- جوش باید CJP باشد.
- **Base Plate** کف ستون برای E_{cl} , E_{mh} طرح شود. (۱- محوری ۲- برشی ۳-خمشی)
- **پیچ**: در کار لرزه ای تمام پیچ ها پیش تنیده می‌شوند و تحت بار سرویس به صورت اصطکاکی عمل می کنند.

Bolted joints → Bearing → $\tau_{all} \times A_b$; Slip-Critical → $\mu \times T_b$

$\varphi R_n\ (\varphi = 0.75)$

به هنگام وقوع زلزله این پیچ ها به صورت اتکایی عمل می کنند.

اندازه اسمی پیچ $\overset{+۲}{\leftarrow}$ اندازه اسمی سوراخ $\overset{+۲}{\leftarrow}$ اندازه محاسباتی سوراخ

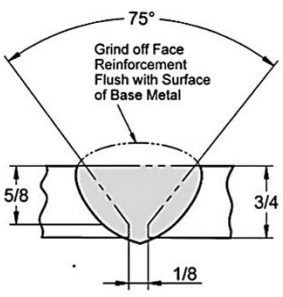
پیش تنیده کردن پیچ: ۱- یک سوم دور اضافه ۲- ترک متر ۳- واشر مخصوص ۴- پیچ مخصوص

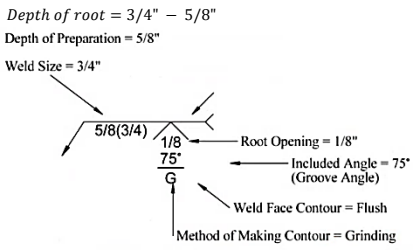
Checks → Bearing → $2.4 dt F_u$; Tearout → $1.2\ l_c t\ F_u$

SMAW	خودحفاظ
GMAW(MIG)	با حفاظ گازی
SAW	زیر پودری
FCAW	با مغزه

✓ **به تاثیر اعضای وزنی (Non-SFRS) روی $\Delta - P$ 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)				
• Beams		•		E2.5a
• Columns		•		E2.5a
Special Moment Frames (SMF)				
• Beams	•			E3.5a
• Columns	•			E3.5a
Ordinary Concentrically Braced Frames (OCBF)				
• Diagonal Braces		•		F1.5a
Special Concentrically Braced Frames (SCBF)				
• Diagonal Braces	•			F2.5a
• Beams	•			F2.5a
• Columns	•			F2.5a





❖ **قاب مهاربندی شده : CBF و EBF**

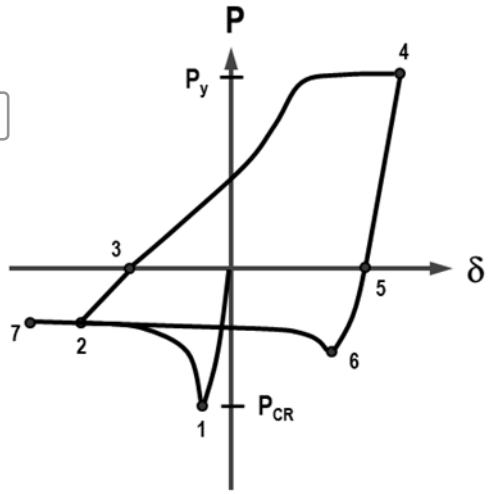
❖ **قاب مهاربندی شده CBF** : ۱- Single Diagonal ۲- X-Bracing ۳- 2Story X-Bracing ۴- V-Bracing ۵- Inverted V-Bracing

- ✓ یک خرپای 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: $P \downarrow \Rightarrow M \uparrow$



P_u
- Bracing in Tension → $P = R_y F_y A_g$
- Bracing in Compression → $P_{cre} = \min\{1.14 F_{cre} A_g \ , R_y F_y A_g\}$
- $0.3\ P_{cre}$

ایجاد شده توسط مهاربند در تیر و ستون و اتصالات

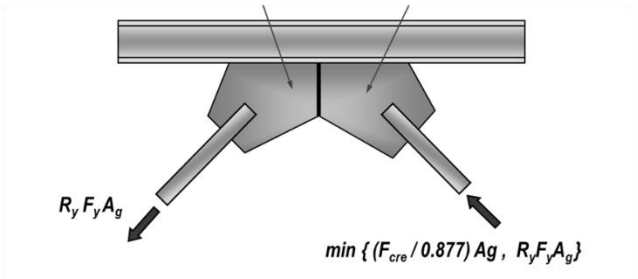
f_{cre}
- $if\ \frac{F_{ye}}{F_e} \le 2.25$ → $F_{cre} = (0.658)^{\frac{F_{ye}}{F_e}} F_{ye}$
- $if\ \frac{F_{ye}}{F_e} > 2.25$ → $F_{cre} = 0.877 \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2}$

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

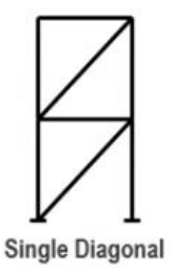
➢ **چک های گاست پلیت**:

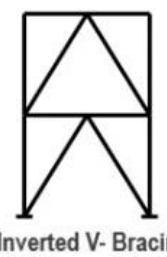
۱- تسلیم گاست
۲- گسیختگی گاست An
۳- Block Shear
۴- تسلیم موضعی جان تیر یا ستون

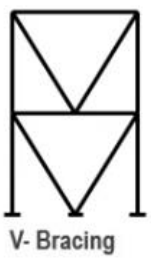
۱- کمانش گاست
۲- چروکیدگی جان تیر یا ستون



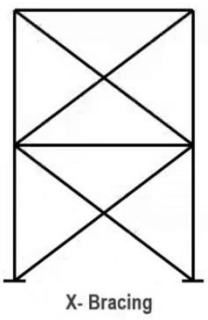
نکات تکمیلی:


Single Diagonal


Inverted V- Bracing

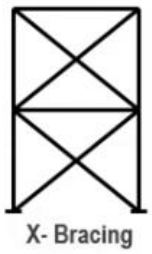

V- Bracing

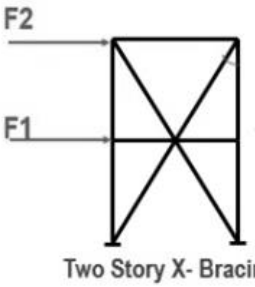
$$B2 = \frac{F2}{2\sin\theta}$$
$$C2 = \frac{F2}{2\tan\theta}$$
$$C1 = \frac{F2+F1}{2\tan\theta} + C2$$


X- Bracing

K_{ip}=0.5

K_{oop}=1.0


X- Bracing



Two Story X- Bracing

$$B2 = \frac{F2}{2\sin\theta}; B1 = \frac{F1+F2}{2\sin\theta}$$
$$C2 = C1 = \frac{F2}{2\tan\theta}$$

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

❖SCBF → HD تمام اعضا (تیر خمش – ستون و مهاربند فشار)

1. Load Combinations

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

2. Member → non-Seismic

1. Yielding → $\varphi P_n = 0.9F_yA_g \quad > LRFD$
2. Rupture → $\varphi P_n = 0.75F_uA_e \quad > LRFD$
3. Block Shear → $\varphi P_n = \min\{0.75[F_uA_{nt} + 0.6F_uA_{nv}\ \ or\ \ 0.6F_yA_{gv}]\} \quad > LRFD$

3. Member → Seismic

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

4. Connectors

- **Bolted Joint**
  1. Bolt Capacity → $\varphi R_n = \boxed{0.75} F_{nb}A_bN_sN_b \ > E_{cl}$

     $(F_{nb} = X \rightarrow 0.55F_u\ or\ N \rightarrow 0.45F_u \mid N_s = 1\ or\ 2) \qquad (F_{ub} = 8.8(A325) = 8000\frac{kg}{cm^2}\ , 10.9(A490) = 10000)$
  2. Gusset Control
     - Bearing → $\varphi R_n = \boxed{0.75}[3dtF_uN_b] \quad > E_{cl}$ — d = قطر اسمی پیچ , if OCBF = 2.4
     - Tear out → $\varphi R_n = \boxed{0.75}[1.5\ l_ctF_uN_b] \quad > E_{cl}$ — l_c بر اساس قطر اسمی سوراخ , if OCBF = 1.2
  3. Member Control
     - Bearing → × $R_t \ > E_{cl}$
     - Tear out → × $R_t \ > E_{cl}$
- **Welded Joint**
  1. Weld Capacity → $\varphi R_n = 0.75\left[0.707 \times 0.6 \times F_{u_{Electrode}}\right]al \xrightarrow{E60} 1336\ a\boxed{l}$

     $\boxed{l}$ اگر جوش دور تا دور باشد (مقدار بزرگ تر) → 1. کل طول جوش یکسان 2. عرضی 1.5 + طولی 0.85

     $F_{nw} = 0.6F_{EXX}(1 + 0.5\sin^{1.5}\theta) \rightarrow \varphi R_n = \max\{0.75[R_{nwl} + R_{nwt}]\ \ or\ 0.75[0.85R_{nwl} + 1.5\ R_{nwt}]\}$
  2. Member Base Metal (SR) → $\varphi R_n = 0.75\ [0.6F_uA_{nv}] \qquad (A_{nv} = l \times t_{\min\ (member)})$
  3. Gusset Base Metal (BS: U & L) → $\varphi R_n = 0.75\ \left[F_uA_{nt} + 0.6F_uA_{nv}\ \ or\ \ 0.6F_yA_{nt}\right] \qquad (A_{nv,t} = l \times t_{gusset\ or\ min})$

5. Connecting Element→ non-Seismic

1. Yielding → $\varphi P_n = 0.9F_yA_{g\ \text{ویتمور}} \quad > LRFD$
2. Rupture → $\varphi P_n = 0.75F_uA_{e(U=1)} \quad > LRFD$
3. Block Shear (U&L) → $\varphi P_n = \min\{0.75[F_uA_{nt} + 0.6F_uA_{nv}\ \ or\ \ 0.6F_yA_{gv}]\} \quad > LRFD$

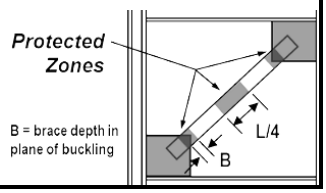
6. Connecting Element→ Seismic

1. Yielding → No Change $> E_{cl}$
2. Rupture → No Change $> E_{cl}$
3. Block Shear → No Change $> E_{cl}$
4. <u>Gusset Compression</u> → $\frac{kl}{r} = \frac{0.5l_1}{0.29t} \quad (\varphi = 0.9\ ,\beta = 4)\ if\ < 25 \rightarrow reaches\ yield\ without\ buckling \rightarrow F_{cr} = F_y$

   $\rightarrow \varphi R_n = 0.9F_{cr}A_g > P_{u(Brace:E_{cl})} = \min\{1.14F_{cre_{member}}A_g\ \ or\ R_yF_yA_g\}$

7. Final checks

1. نسبت لاغری اعضا → $\boxed{\frac{kl}{r} \leq 200}$
2. Made-up → $\frac{ka}{r_i} < 0.4\frac{kl}{r}$
3. Local Buckling → λ_{md} & $\lambda_{hd} \quad \rightarrow \boxed{Attention: b\ for\ HSS = b - 3t}$
4. Fold Line → $\boxed{2t}$ اگر بخواهیم گاست کمانش نکند باید برای لنگر طراحی شود → $\boxed{M = 1.1R_y(M_p = F_yZ)}$
5. 30-70 Rule
6. در سراسر طول تیر مهار جانبی لازم است - در مهاربند ۷ و ۸ در محل برخورد به تیر مهار جانبی لازم است - تیر بین دو ستون پیوسته باشد → $V\ Brace: \boxed{l_b = 0.19\frac{r_yE}{R_yF_y}}$
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 = $\boxed{0.6R_yF_yt_p \times Joint\ Length} \qquad (F_y\&t_p \rightarrow Gusset)$
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 : $\boxed{1.5 \rightarrow 1.2}$ & $\boxed{3 \rightarrow 2.4}$ & $\boxed{1.14 \rightarrow 1.1}$
- 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 $E_{cl} \quad or \quad E_{mh}$
- اگر مهاربند فشاری باشد $\boxed{0.3\ P_n}$

- 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: (LBT1&2 و UBT1&3)

روش ساده و روش نیروهای موازی- مجموعهٔ نیروهای در تعادل

۱- تعادل

۲- حالات حدی

۳- سازگاری

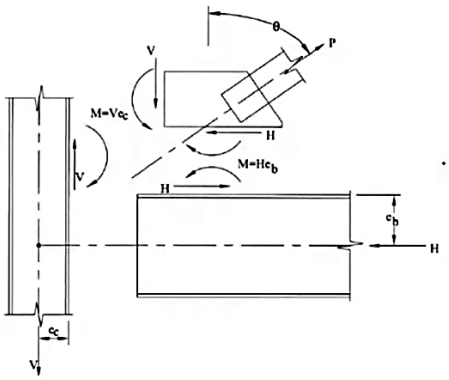


Fig. 1. KISS method.

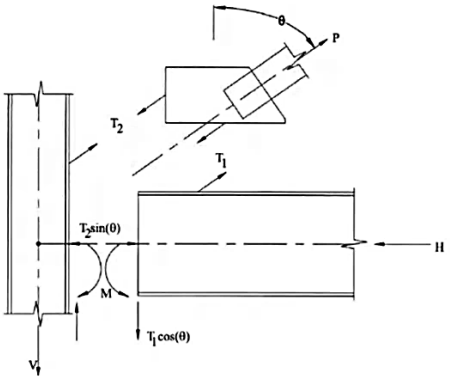
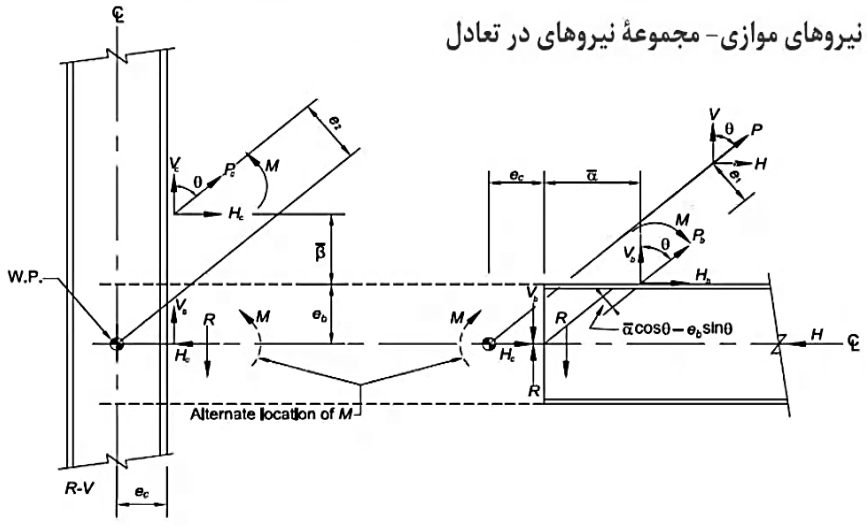


Fig. 2. Parallel force method.

روش نیروهای موازی- مجموعهٔ نیروهای در تعادل



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

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

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

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

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

❖ Uniform Force Method

1. **Load Combinations**
2. **Check Work Point:**

- **General Case:**

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

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

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

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

$M_c = 0 \qquad M_b = 0$

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

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

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

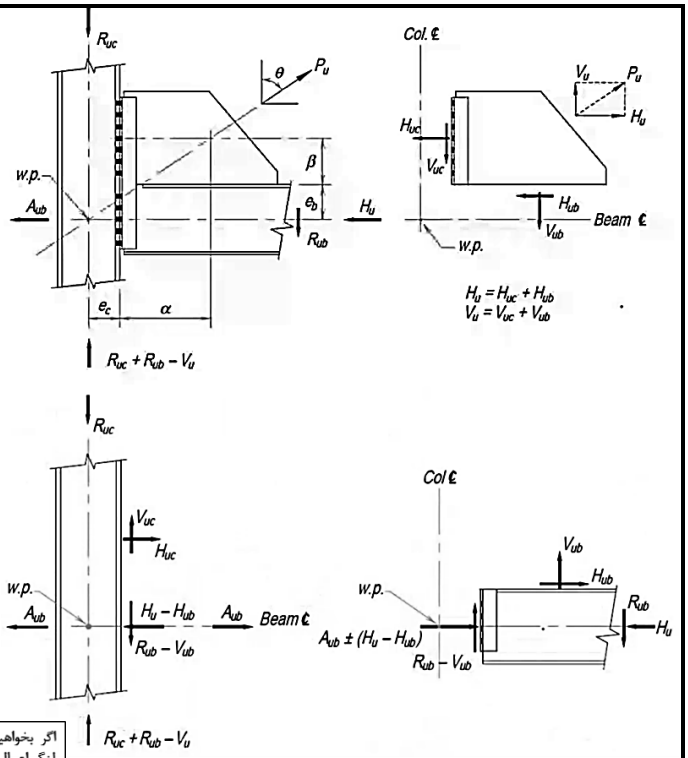
$K = e_b\tan\theta - e_c \ | \ K' = \bar{\alpha}(\tan\theta + \frac{\bar{\alpha}}{\bar{\beta}}) \ | \ D = \tan^2\theta + \left(\frac{\bar{\alpha}}{\bar{\beta}}\right)^2$

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

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

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

اگر بخواهیم 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**

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

φR_n برای ۱ خط جوش $\boldsymbol{cm}$ $= \begin{bmatrix} E60: 1336 \\ E70: 1559 \end{bmatrix} \times a \times (l_w = 1cm) \times (1 + 0.5\sin^{1.5}\theta)$ → تتا زاویه با سطح برشی است

مقاومت برشی لازم برای جوش گاست به تیر یا ستون $= \boxed{0.6R_yF_yt_p \times Joint\ Length} > \varphi R_{n_{\text{خط بالا}}} \qquad F_y\&t_p \rightarrow Gusset \mid R_y\ for\ plates = 1.15$

➢ E70 + SCBF + OOP → $\boxed{0.53t \leq a}$ ➢ E60 + SCBF + OOP → $\boxed{0.63t \leq a}$

     2. **Base Metal Check** **بر اساس قطعه نازک تر (گاست پلیت یا بال تیر یا بال ستون)**

- Shear Yield → $\varphi R_n = 0.6\ F_y \times \left(A_{gv} = \boxed{t_{min}} \times 1cm\right) > [1or2\ weld\ lines] \times R_{u_{1cm/1line}}$
- Shear Rupture → $\varphi R_n = 0.75[0.6\ F_u \times \left(A_{nv} = \boxed{t_{min}} \times 1cm\right)] > [1or2\ weld\ lines] \times R_{u_{1cm/1line}}$

Ignore shear yield if loading is E_{cl}

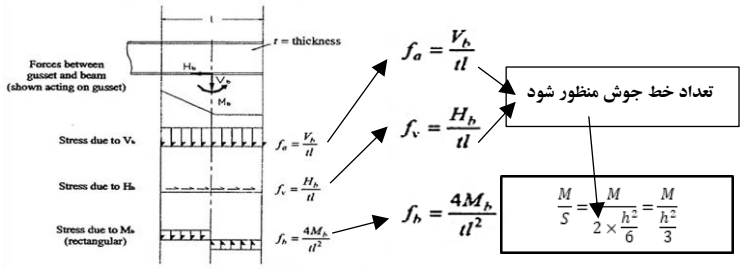
* $\boxed{t_{min}}$: اگر بال تیر مد نظر بود ضرب در ۲ میشود (۲ تا بال)

   - **Bolted**
     - نیروی عمود بر پیچ به صورت کشش
     - نیروی برشی به صورت برش در پیچ
     - لنگر خمشی به صورت کشش در پیچ $\frac{MC}{I} \rightarrow I = \sum Ad^2$
     - ضرایب کاهش مقاومت (اتکایی و لغزش بحرانی)

     1. **Bolt Capacity**

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

     2. **Gusset Check**
     3. **Member Check**

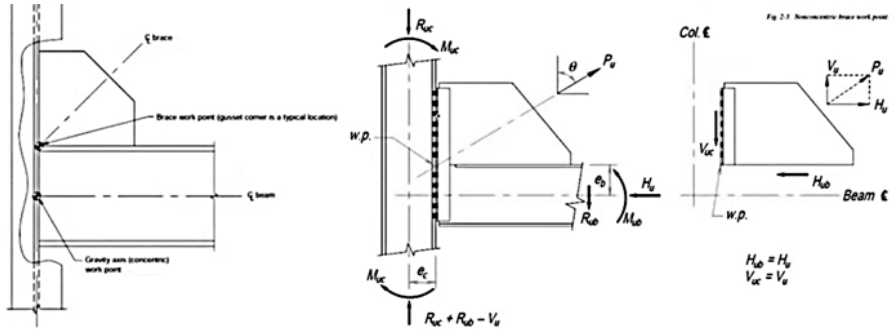


5. **Plastic Interaction Check** **یکبار برای ستون و یکبار برای تیر جداگانه چک شود**
که مطمئن شویم خود گاست پلیت در مقابل M و H و Vمقاومت کافی را داشته باشد

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

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

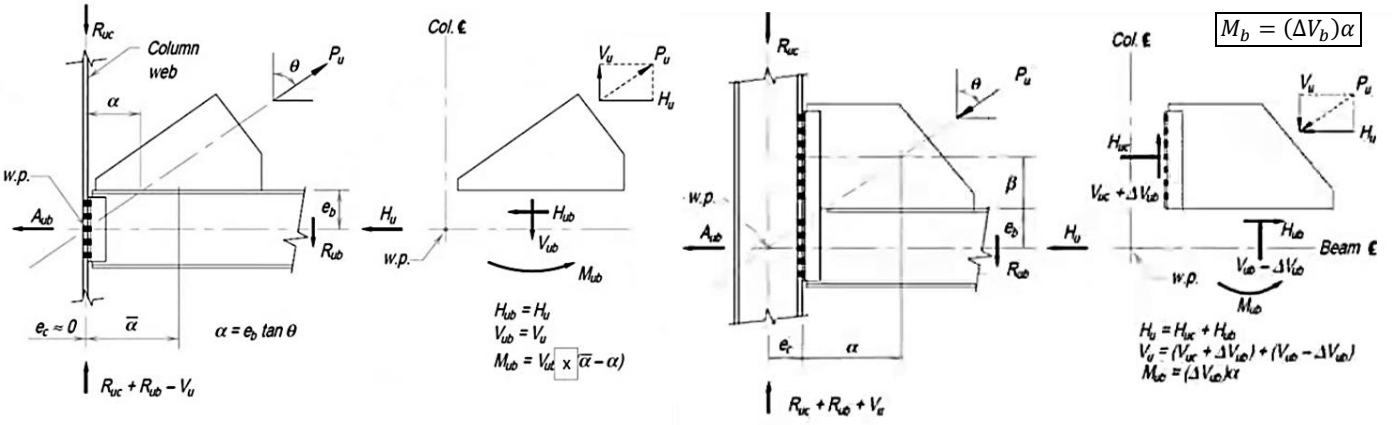
❖ **حالت ویژه ۱ : WP گوشه گاست بیفتد (گاست به جان ستون وصل شود)**



$$H_b = H_u = P_u \sin\theta$$
$$V_c = V_u = P_u \cos\theta$$
$$V_b = H_c = 0$$
$$+ \boxed{M_b = H_b e_b}$$
$$+ \boxed{M_c = V_c\, e_c}$$

❖ **حالت ویژه ۲ : کاهش برش اتصال تیر به ستون**

❖ **حالت ویژه ۳ :گاست فقط به تیر وصل شود**



➢ **Check single plate:**

1. UFM forces Hc & Vc → $\bar{\alpha} - \bar{\beta}\tan\theta = e_b \tan\theta - e_c$ is satisfied
2. Check single plate **shear** yield and rupture for Vc
3. Check single plate **tension** yield and rupture for Hc
4. Check **combined** net tension rupture+ net shear rupture(H&V) based on elliptical interaction
5. Check **block shear** in single plate for Hc
6. Check **block shear** in single plate for Vc
7. Check **combined** block shear (H&V) based on elliptical interaction
8. Check **CJP weld** to column for <u>Hc & Vc and moment</u> (Vc*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 در طبقه همکف 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 تغییرشکل زیاد در سازه می‌شود.

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

➢ **تغییرات بعد از زلزله نورثریج:**

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 میدهیم.

۳- طرح هندسی اتصالات تغییراتی داشت مخصوصا Access Hole تا تمرکز تنش ایجاد نشود.

۴- کنترل و بازرسی سخت گیرانه تر شد.

۵- ضرایب R_y و R_t معرفی شدند.

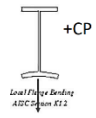
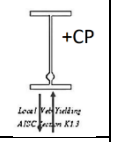
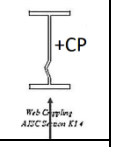
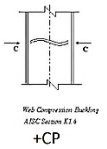
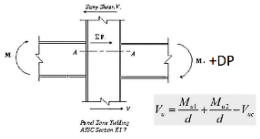
۶- فولادهای اصلاح شده معرفی شدند.

۷- اتصالات خمشی جدید معرفی شدند.

❖ حداقل ضوابط پایه AISC360 مشابه حالت R=3

➢ در ایران تمام سخت‌کننده‌ها تمام‌قد طرح می‌شوند.

1. **Load Combinations:** M_u & V_u & w_u
2. **Flange Plate Check** (top & bottom)
   - ➢ $P_u = \frac{M_u}{d^*}$
   - ➢ Plate Yield: $\varphi R_n = 0.9F_yA_g \rightarrow \boxed{assume\ w_p} \rightarrow t_{fp} = \frac{P_u}{0.9F_yw_p}$ (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: $\varphi P_n = 0.75(0.6 \times 0.707 \times F_{EXX} \times al_w) \geq P_u \rightarrow l_w \rightarrow\ l_{fp}$
   - ➢ Weld Base Metal Check:
     - Shear Yield: $\varphi R_n = 0.6F_y(A_{gv} = l_{pl}t_{min}) \quad \geq P_u$
     - Shear Rupture: $\varphi R_n = 0.75\left[0.6F_u(A_{nv} = l_{pl}t_{min})\right] \quad \geq P_u$
     - Block Shear: $\varphi R_n = 0.75\left(F_uA_{nt} + 0.6F_yA_{gv}\right) \geq P_u$
4. **Panel Zone Check**

تیر	اتصال صلب	نوع سخت کننده	
☑	☑	حداقل CP	۱- خمش موضعی بال (کششی) FLB $\varphi R_n = 0.9\left(6.25F_yt_f^2\right) \geq R_u/Number\ of\ Columns$  **مقاومت لازم جوش = تفاضل مقاومت لازم و موجود خمش موضعی بال**
☑	☑	حداقل CP	۲- جاری شدن موضعی جان (کشش و فشار) WLY $\varphi R_n = F_{yw}t_w[5k + (l_b = N = t_{fp})] \geq R_u/Number\ of\ Columns$ 
☑	☑	ستونی	۳- چروکیدگی جان (فشاری) WLC $\varphi R_n = 0.75\left[0.8t_w^2\left(1 + 3\left(\frac{l_b}{d_c}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right)\sqrt{\frac{E\,F_{yw}\,t_f}{t_w}}\right] \geq R_u/\ Number\ of\ Columns$ 
☑	–	مهار جانبی	۴- کمانش جانبی جان (فشاری) [برای تیر های عمیق هم کاربرد دارد] WSB
–	☑	ستونی	۵- کمانش ستونی جان (**جفت فشاری**) WCB $\varphi R_n = 0.9\left(\frac{24\,t_w^3\sqrt{E\,F_{yw}}}{d_c - 2k}\right) \geq R_u/Number\ of\ Column$ 
–	☑	ورق دوبله یا قطری DP	۶- برش در چشمه جان $V_{u_{panel\ zone}} = \frac{M_{u1}}{d} + \frac{M_{u2}}{d} - V_{uc}$ در صورت منظور کردن اثرات رفتار غیرخطی چشمه اتصال از روابط داخل کادر استفاده شود: $if\ P_r \leq 0.4P_y \mid \boxed{P_r \leq 0.75P_y} \rightarrow \varphi R_n = 0.9\left(0.6F_yd_ct_w \times N_{columns}\right)\boxed{\left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_bd_ct_p \times N_{columns}}\right)}\ ,\ d_c = h\ Stahl$ $if\ P_r > 0.4P_y \mid \boxed{P_r > 0.75P_y} \rightarrow \varphi R_n = 0.9\left(0.6F_yd_ct_w \times N_{columns}\right)\left(1.4 - \frac{P_r}{P_y}\right)\boxed{\left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_bd_ct_p \times N_{columns}}\right)}$ $P_r = P_u + P\Delta + \cdots$ $P_y = F_yA_g$  **مقاومت لازم جوش = همان برش چشمه اتصال**

حداقل ورق دوبله جان:

Min DP: $\frac{t_w + t_{DP_{min}}}{t_w}\varphi R_n \geq R_u$

حداقل ورق پیوستگی:

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

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

❖ OMF

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

➢ **آنالیز بر اساس حداقل ضوابط AISC360** : نسبت های 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) ➢ محدودیت تعداد طبقات و ناحیه لرزه خیزی.

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

1. **Load Combinations:** LRFD → M_u & V_u & $\omega_u = 1.2D + 0.5L \; or \; 0.9D$
2. **Flange Plate Check** (top & bottom)
   - ➢ For Beam: $M_p = F_y Z$

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

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

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

     $P_u = \frac{M_f}{d^*} \quad = [E_{cl}] \rightarrow R_u$
   - ➢ Plate Yield: $\varphi R_n = 0.9 F_y A_g \rightarrow \boxed{assume \; w_p} \rightarrow t_{fp} = \frac{P_u}{0.9 F_y w_p}$ (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: $\varphi P_n = 0.75(0.6 \times 0.707 \times F_{EXX} \times a l_w) \geq P_u \rightarrow l_w = \frac{P_u}{(0.75 \times 0.6 \times 0.707 \; F_{EXX}) a} \leq [2 \times l_{pl}(-clearance)] \rightarrow \; l_{fp}$
   - ➢ Weld Base Metal Check:
     - Shear Yield: $\varphi R_n = 0.6 F_y (A_{gv} = l_w t_{min}) \quad \geq P_u$
     - Shear Rupture: $\varphi R_n = 0.75[0.6 F_u (A_{nv} = l_w t_{min})] \quad \geq P_u$
     - Block Shear: $\varphi R_n = 0.75(F_u A_{nt} + 0.6 F_y A_{gv}) \quad \geq P_u$
4. **Panel Zone Check (LRFD Only for DP)**

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

حداقل ورق دوبله جان :

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

حداقل ورق پیوستگی:

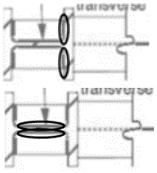
Min CP: b_{fp} must check for 1 column → $b_{fp}^* = b_{fp} / Number \; of \; columns$

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

$\boxed{R_u^* = Max(R_u - \varphi R_n)}$ چک های چهارگانه

- TY (at flange) CP Capacity: $\varphi R_n = 0.9 F_y (A_g = b_{cp} \times t_{cp}) \times N_{of \; CP} \quad \geq \boxed{R_u^*}$
- SY (at web) CP Capacity: $\varphi R_n = 0.9[0.6 F_y (A_{gv} = l_{min_{CP}} \times t_{cp})] \times N_{of \; CP} \quad \geq \boxed{R_u^*}$

جوش ورق پیوستگی



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

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

جوش ورق دوبله

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

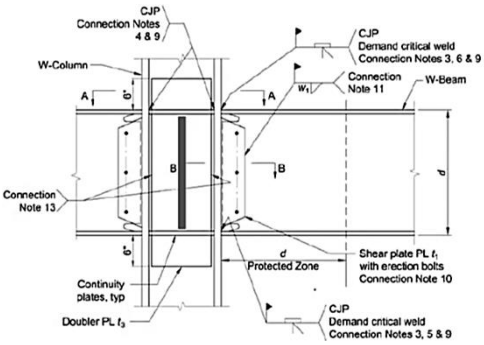
$a_{DP}^{fillet} = \frac{V_{u \; DP}^*}{[0.75 \times 0.6 \times 0.707 \times F_{EXX}] \times min\{d_{DP} \, , h_{DP}\}} \; or \; use \; CJP$

❖ SMF

- **هدف:** فراهم کردن ظرفیت شکل‌پذیری 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 معمولا بحرانی ترین چک های ما هستند
- **ضرایب کاهش مقاومت:** در AISC358 φهایی 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 سوراخ‌کاری و برش‌کاری ممنوع است مگر مواردی که در AISC358 آمده باشند.
  - ستون ها باید از تیرهایی که تماما 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 مهارجانبی است. مقاومت لازم برای این مهاربند : $0.02F_y b_{bf} t_{bf}$ (b_f عرض بال تیر ، t_{bf} ضخامت بال تیر)



- **مهاربندی تیرها** (بر اساس AISC358 هم چک شود) :

$l_b = \frac{0.086 r_y E}{R_y F_y} \simeq 49 r_y \simeq 2$:LTB ۱- در تیر ها HD برای جلوگیری از کمانش پیچشی جانبی

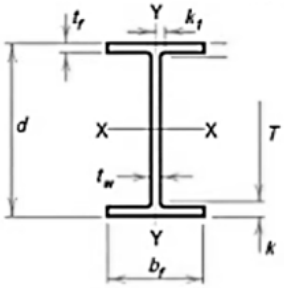
۲- در نزدیکی بار متمرکز

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 : $P_r = \frac{0.06 R_y F_y Z}{h_0}$ (h_0 فاصله بین بال ها)
  - مقاومت خمشی مهاربند در محل مفصل پلاستیک : $M_r = 0.06 R_y F_y Z$

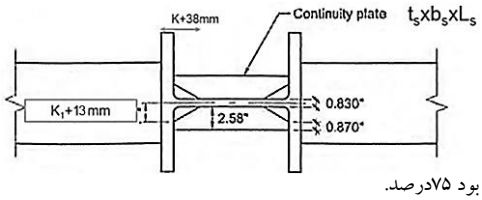
- **اتصالات Connections:**
  - اتصالات باید بتوانند ۰/۰۴ رادیان Drift Angle تحمل کنند و کاهش مقاومت ندهند (تا ۲۰درصد لنگر پلاستیک کاهش ظرفیت در ۰/۰۴ رادیان مجاز است)
  - تمامی اتصالات باید FR باشند.
  - **جوشهای بحرانی:** ۱- وصله ستون ۲-ستون به کف ستون ۳- CJPهای اتصال بال تیر به بال ستون
  - **مقاومت برشی مورد نیاز:** $E_{cl} = \frac{2M_{pr}}{L_h}$ که M_{pr} 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) $S_h + 0.5\, d_b$
- **چشمه اتصال Panel Zone:** $\varphi R_n (\varphi = 1 \;\&\; R_n \rightarrow Shear\ yield)$
  - برش در چشمه اتصال E_{cl}ی طرح میشود: $V_u = E_{cl} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity}$
  - **ورق دوبله DP:**
    - هم ورق دوبله و هم ستون $t_{min} \geq \frac{w_z + d_z}{90}$ ($d_z = d - 2t_f$ عمق خالص عمیق ترین تیر ، w_z عرض چشمه جان)
    - فقط ورق دوبله $t_{min} \geq 6mm$
    - ورق دوبله بدون ورق پیوستگی: ۱۵ سانتی متر از تراز بال های تیر ادامه میدهیم و اگر دو شرط بالا ارضا شد نیاز به جوش بالا و پایین ورق دوبله نیست
    - ورق دوبله با ورق پیوستگی:



- حالت ۱: Extend شود ۱۵ سانتی متر، بالا و پایین جوش نمیخواهد
- حالت ۲: ورق دوبله بین دو ورق پیوستگی: بالا و پایین ورق دوبله به ورقهای پیوستگی جوش شود.

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

  - **ورق پیوستگی CP:**
    - ورق پشت بند نیاز به حذف ندارد و ۸ میلیمتر جوش گوشه کفایت میکند.
    - $P_f = \frac{M_f}{d^*}$ اگر جان تیر هم به بال ستون جوش شده بود : $P_f = \frac{0.85 M_f}{d^*}$
    - اضافه بررسی نیاز به ورق پیوستگی: اگر در ستون I شکل : $t_{f_c} < \frac{b_{bf}}{6}$ و یا در ستونI باکس شده : $t_{f_c} < \frac{b_{bf}}{12}$ 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 ۷۵درصد.
    - جوش ورق پیوستگی: - به بال ستون: ۱- CJP و ۲-Fillet ($weld\ size = 0.75 t_{cp}$) 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 (حداقل)

❖BFP Connection (Bolted Flange Plate)

1. **Load Combinations:** LRFD → ~~M_u & V_u~~ & $\omega_u = 1.2D + 0.5L \; or \; 0.9D$
2. **Slenderness Ratio for Column & beam → λ_{hd}**
   Beam and Column Flanges: *Axial* + Beam and Column Webs: *Flexure*
3. **Flange Plate Calculations:**
   - Beam:

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

   - Flange Plate:

$$\boldsymbol{assume} \; S_h \rightarrow L_h = L_{ClearSpan} - 2S_h$$
$$V_p = \frac{2M_{pr}}{l_h} + \frac{w_u l_h}{2}$$
$$M_f = M_{pr} + V_p \times S_h$$
$$P_f = \frac{M_f}{d^*}$$
$$\boldsymbol{assume} \; \boxed{b_{fp}} \rightarrow \boxed{t_p} = \frac{P_f}{F_y b_{fp}}$$
$$d_{bolt} < \frac{b_{f_{beam}}}{2}\left(1 - \frac{R_y F_y}{R_t F_u}\right) - 0.4cm$$
$$number \; of \; bolts = \frac{P_f}{0.9 \; F_{nb}(= 0.55 \times 1000) A_b}$$
$$\boldsymbol{Check}: S_{min} = 3d_{bolt} \; \& \; L_{e_{min}} = 1.5d \; or \; IR \rightarrow 2d$$
$$\rightarrow PL \; \boxed{L_{fp}} \times b_{fp} \times t_{fp}$$

   - Checks:
     - Plate in Tension (Yield & Rupture):

$$\varphi R_n = F_y A_g \quad > P_f$$
$$\varphi R_n = 0.9 F_u A_e \; > P_f$$

     - Bearing & Tearout:

$$\varphi R_n = 0.9[2.4 d t_{min} F_u N_b] \quad > P_f$$
$$\varphi R_n = 0.9\left[1.2 l_{c_{min}} t_{min} F_u N_b\right] \; > P_f \; \rightarrow between \; bolts \; \& \; between \; bolt \; and \; edge$$

     - Block Shear:
       × Don't use R_y & R_t

$$\varphi R_n = 0.9\left[F_u A_{nt} + 0.6 F_y A_{gv} \; or \; 0.6 F_u A_{nv}\right] \; > P_f$$

     - Compression Buckling:

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

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

➢ در صورتی که در موارد ۳ و۴ 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 $\varphi R_n = 0.9[6.25 F_y t_f^2] \geq R_u / Number \; of \; Columns$ **مقاومت لازم جوش = تفاضل مقاومت لازم و موجود خمش موضعی بال**
حداقل CP	☑	☑	۲- جاری شدن موضعی جان (کشش و فشار) WLY $\varphi R_n = F_{yw} t_w [5k + (l_b = N = t_{fp})] \geq R_u / Number \; of \; Columns$
ستونی	☑	☑	۳- چروکیدگی جان (فشاری) WLC $\varphi R_n = 0.75\left[0.8(\boldsymbol{t_w + t_{DP}})^2\left(1 + 3\left(\frac{l_b = N}{d_c}\right)\left(\frac{\boldsymbol{t_w + t_{DP}}}{t_f}\right)^{1.5}\right)\sqrt{\frac{E \, F_{yw} \, t_f}{\boldsymbol{t_w + t_{DP}}}}\right] \geq R_u / Number \; of \; Column$
مهار جانبی	-	☑	۴- کمانش جانبی جان (فشاری) [برای تیر های عمیق هم کاربرد دارد] WSB
ستونی	☑	-	۵- کمانش ستونی جان (**جفت فشاری**) WCB $\varphi R_n = 0.9\left[\frac{24 \, (\boldsymbol{t_w + t_{DP}})^3 \sqrt{E \, F_{yw}}}{d_c - 2k}\right] \geq R_u / Number \; of \; Column$
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: $if \; P_r \leq 0.4P_y \; | \; \boxed{P_r \leq 0.75P_y} \rightarrow \varphi R_n = \varphi V_n = 0.6 F_y d_c t_w \times N_{columns} \boxed{\left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p \times N_{columns}}\right)} \quad d_c = h \; Stahl$ $if \; P_r > 0.4P_y \; | \; \boxed{P_r > 0.75P_y} \rightarrow \varphi R_n = \varphi V_n = 0.6 F_y d_c t_w \times N_{columns}\left(1.9 - \frac{1.2P_r}{P_y}\right)\boxed{\left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p \times N_{columns}}\right)}$ $P_r = P_u + P\Delta + \cdots$ $P_y = F_y A_g$ ● **Panel Zone Thicknesses (check individually)** $t = \frac{d_z + w_z}{90} \quad (d_z = d - 2k)(w_z = width \; of \; panel \; zone \; between \; column \; flanges)$ **مقاومت لازم جوش = همان برش چشمه اتصال**

حداقل ورق دوبله جان :

Min DP: $\frac{\varphi R_n}{t_w}\left(t_w + t_{DP_{min}}\right) \geq R_u$

$t_{DP} = \frac{V_{u_{DP}} = R_u - \varphi V_n}{\varphi V_n}$

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

حداقل ورق پیوستگی:

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

- $b_{cp}^{min} = \left(\frac{b^*_{fp}}{3} - \frac{t_{wc}}{2}\right)$
- $t_{cp}^{min} = max\left\{\frac{t_{fb}}{2}\ ,\ \frac{b_{cp}}{16}\right\}$
- **+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 $\boxed{t_{cf} < \frac{b_{bf}}{6}} \rightarrow$ ***needs CP*** **& for boxed column: If** $\boxed{t_{cf} < \frac{b_{bf}}{12}} \rightarrow$ ***needs CP***

$R^*_u = Max(R_u - \varphi R_n)$ چک های چهارگانه

- $\lambda = \frac{b}{t} \leq 0.56\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = \boxed{15}$
- CP Capacity (TY): $\varphi R_n = F_y\left(A_g = b_{cp} \times t_{cp}\right) \times N_{of\ CP} \geq R^*_u$
- CP Capacity (SY): $\varphi R_n = 0.6F_y(A_{gv} = l_{min_{CP}} \times t_{cp}) \times N_{of\ CP} \geq R^*_u$

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

1. $\varphi R_n = 0.9F_{y_{CP}}(2\ or\ 4)(b_{CP} - clip) \times t_{CP}$ $\quad (2 \rightarrow one\ sided\ ,\ 4 \rightarrow two\ sided)$
2. $\varphi R_n = 0.6F_{y_{cp}}\left(l_{cp} - 2 \times clip\right) \times 2t_{cp}$
3. $\varphi R_n = 0.6F_{y_{col}} \times max\left\{d_c t_{cw}\ or\ l_{dp} t_{dp}\right)$

$$a^{fillet}_{to\ flanges} = \frac{R^*_u}{1.5[0.75 \times 0.6 \times 0.707 \times F_{EXX}](l_w = b^{welded}_{cp}) \times 2 \times 2} \rightarrow if\ high\ use\ CJP$$

$$a^{fillet}_{to\ web} = \frac{\varphi R_{n_{\min(1,2,3)}}}{[0.75 \times 0.6 \times 0.707 \times F_{EXX}](l_w = l^{welded}_{min_{cp}}) \times 2 \times 2}$$

جوش ورق دوبله

- Vertical Weld (develop DP shear strength)

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

- Horizontal Weld: %75 Vertical Weld

5. Strong Column Weak Beam

- For Column:

$$M_p = F_y Z_c$$

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

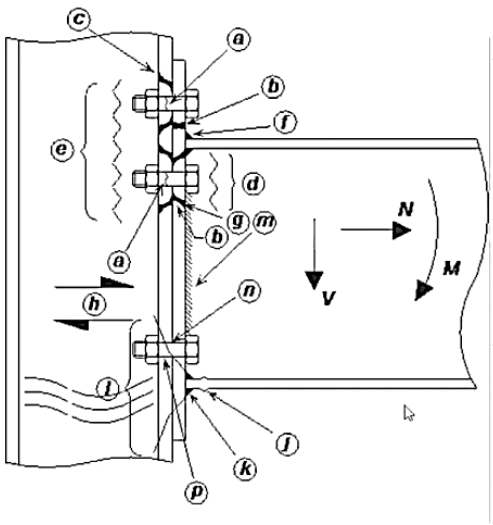
$$M^*_{pc_{top\ or\ bot}} = M_{pr} + \Sigma V_{Col}\left(\frac{d_{beam}}{2}\right) = M_{pc} \times \frac{0.5h}{0.5h - 0.5d_b}$$

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

6. Check Beam Shear

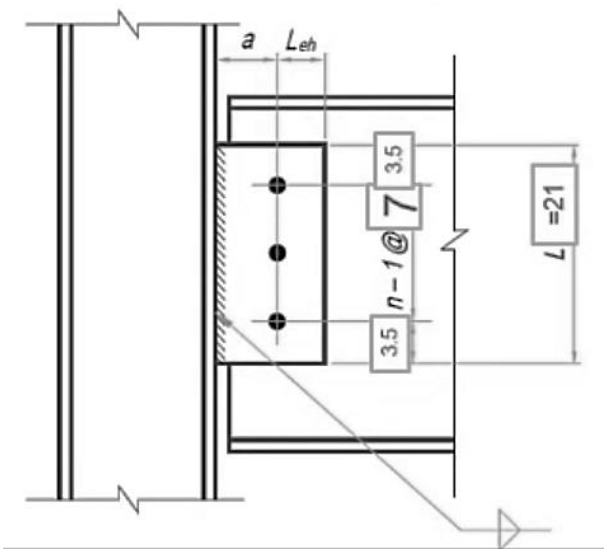
$V_{pr} < \varphi V_n = 0.6F_y d_b t_w$

❖ 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
Compression	j	Beam flange compression
	k	Beam flange weld
	l	Column web
Vertical shear	m	Web to end plate weld
	n	Bolt shear
	p	Bolt bearing (plate or flange)

❖ 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-Asl: $\boxed{6 < a < 9cm}$: single column of n bolts

$t_{p_{min}} = \frac{L}{64} > 6mm$

$t_{p_{max}} = \frac{d_b}{2} + 1.6\ mm > t_{p_{min}}$

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

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

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

➢ **Stress in bolts**:

1. Shear = $V_{pr}/(number\ of\ bolts \times A_b)$
2. Torsion = TC/J
   $J = I_x + I_y = \Sigma Ad^2$
   $\rightarrow \varphi R_n = 0.9\ or\ 0.75\ \underbrace{F_{nb}}_{0.55F_u} > f_v = \sqrt{\left(\frac{V_{pr}}{N_b \times A_b}\right)^2 + \left(\frac{TC}{J}\right)^2}$

➢ Forces in bolts → check **bearing** & **Tearout**
$R_{u_{bolt}} = f_v A_b$

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

❖ Extended:

1. Plate + ***Beam Web*** Vertical Shear: SY + SR
   $\varphi R_n = 0.6F_y A_{gv} > V_u$
   $\varphi R_n = 0.75[0.6F_u A_{nv}] > V_u$
2. Plate + ***Beam Web*** Block Shear
   $\varphi R_n = 0.75\left[F_u A_{nt} + 0.6F_y A_{gv}\right] > V_u$
3. Plate Shear & Moment
   $$\left(\frac{V_u}{\varphi V_n \rightarrow SY}\right)^2 + \left(\frac{M_u(=T_{bolts})}{\varphi M_n = (0.9F_y) \times \left(Z = \frac{tl^2}{4}\right)}\right)^2 \leq 1$$
   $$\left(\frac{V_u}{\varphi V_n \rightarrow SR}\right)^2 + \left(\frac{M_u(=T_{bolts})}{\varphi M_n = (0.75F_u) \times (Z_{net})}\right)^2 \leq 1$$
   $Z_{net_{odd\ row}} = \frac{1}{4}t\ (s - d_{\text{سوراخ محاسباتی}})(n^2 s + d_{\text{سوراخ محاسباتی}})$, $Z_{net_{even\ row}} = \frac{1}{4}t\left(s - d_{\text{سوراخ محاسباتی}}\right)n^2 s$
   n = number of rows , s = vertical bolt row spacing
4. Plate Weld
   Astane: Weld: E60: $a_w = 0.75 \times t_p \times \frac{7}{6}$
   $$f_v = \sqrt{\left(\frac{V_u}{2 \times h}\right)^2 + \left(\frac{M_u}{2 \times \frac{h^2}{6}}\right)^2} \leq \varphi R_n^{for\ 1cm}{}_{WeldCapacity} = 0.9[0.6 \times 0.707 \times F_{EXX}]a_{w(Astane)}$$
5. ***Beam Web*** Compression Buckling

❖ طراحی لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه بر اساس آیین‌نامه ACI318-19

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

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

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

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

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

➢ 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 Ecl برسیم.

➢ از خرابی اتصال و تسلیم آن باید پرهیز شود

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

❖ توصیه هایی 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- کمانش آرماتور طولی

۳- بتن محصورشدگی خوبی نخواهد داشت

۴- برش های ناشی از زلزله توسط تنگ گرفته نمیشود

+ استفاده از مارپیچ 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 $f_t = 2\sqrt{f_c'}$

➢ $E_c = 15100\sqrt{f_c'}$

➢ $\rho_b = \frac{0.85f_c'}{f_y}\beta_1\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c+\varepsilon_y} \xrightarrow{\varepsilon_y=0.002\ ,\varepsilon_c=0.003} \rho_{max} = \frac{0.375\beta_1}{m}\ ,m = \frac{f_y}{0.85f_c'}$ $|\ \rho_{min} = f_c' < 300 \rightarrow \frac{14.1}{f_y}$ & $f_c' > 300 \rightarrow \frac{0.8\sqrt{f_c'}}{f_y}$

● $\varphi\ for\ Moment\ or\ Moment + Axial\ (based\ on\ \rho_{max})$= 0.9

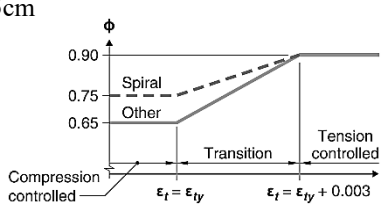
● $\varphi for\ Shear = 0.75\ or\ 0.6$ ● $\varphi for\ Connections = 0.85$

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

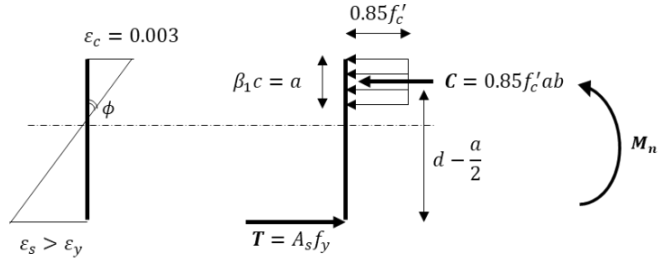
f_c', MPa	β_1
$17 \le f_c' \le 28$	0.85
$28 < f_c' < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f_c'-28)}{7}$
$f_c' \ge 55$	0.65

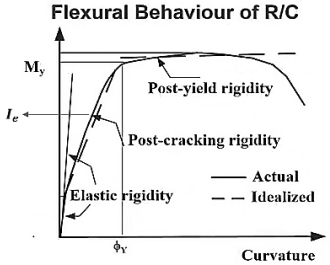
آرماتور	f_y	f_u	ε_y
A II	3000	5000	0.0015
A III	4000	6000	0.002

$\rightarrow \div E \rightarrow \varepsilon_{ty} \simeq 0.002$

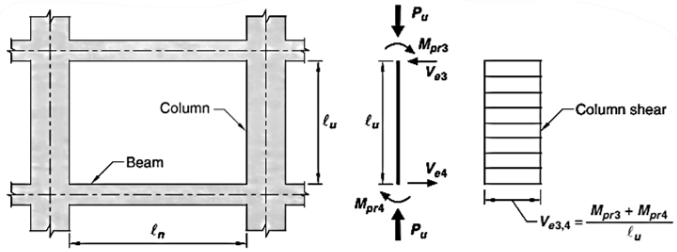


➢ **Whitney stress block**





SMF



1. **Material Check**
   - $f_c' > 200$
   - $f_y < 4200$
   - $\frac{f_u}{f_y} > 1.25$

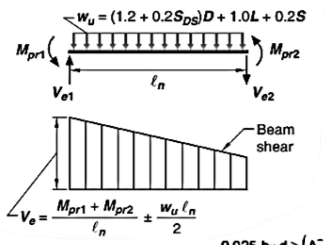
2. **Stability Properties (based on drift)**

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_{elastic}}{V_{us\ \text{برش طبقه}}\ell_{c(based\ on\ CL)}}$$

- Moment Magnification Method:

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

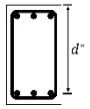
$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad \& \quad M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$



3. **Beam Design** → ***min 2 bars Continuous***

- Analysis Results: $M_u\ @CL\ @\boldsymbol{Face}\ \&\ M_u^+ \rightarrow \boxed{LRFD}$

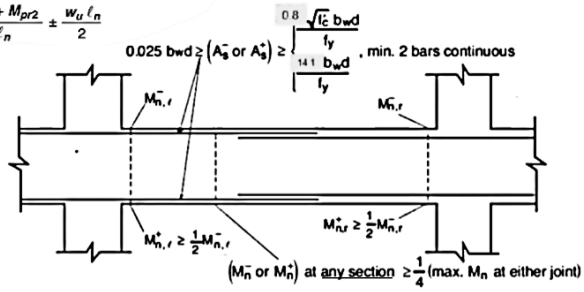
- Flexure



→ $l_n > 4\boxed{d^*}$

→ $b \geq 0.3h\ or\ 25cm$

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

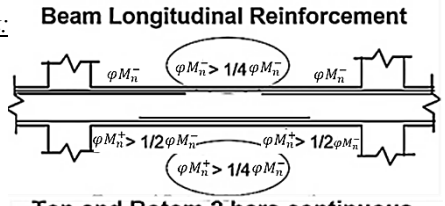


$$Num\ of\ rebars \rightarrow A_s \rightarrow \rho = \frac{A_s}{b\boxed{d^*}} \rightarrow \underbrace{\frac{\rho_{min}}{\frac{14.1}{f_y}\ or\ 1.33\rho_{Analysis}}} < \rho < \underbrace{\frac{\rho_{max}}{\frac{0.375\beta_1}{m}\ or\ 0.25}}$$

<u>*Check:*</u> $A_s \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85\ f'_c b} \rightarrow \varphi M_n^{+-} = 0.9A_s f_y\left(d - \frac{a_{max}^{+-}}{2}\right) \geq M_u \quad (LRFD\ @face)$

<u>*Design:*</u> $R_u = \frac{M_u}{\varphi b d^2}$, $m = \frac{f_y}{0.85f'_c} \rightarrow \rho_{req} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_u}{f_y}}\right) \rightarrow 1.33A_{s_{req}} = 1.33\rho_{req} bd < A_{s\ \text{موجود}}$

<u>*Check:*</u>



Top and Botom 2 bars continuous

Top and Bottom: $1.4b_w d / f_y \leq \rho \leq 0.025$

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_uها مقایسه میکنیم؛ اگر بیشتر شد لازم است یکبار هم A_s موجود را با $1.33A_{s_{req}}$ (بر مبنای فرمول های طراحی) مقایسه کنیم؛ اگر کم بود آرماتور اضافه میکنیم.

- Shear (E_{cl})

→ $V_u\ @CL\ \overbrace{@d\ from\ face \rightarrow Design}^{non-seismic}\ \ \overbrace{@d\ from\ face\ for\ M_{pr}}^{seismic}$

- $[non-seismic]\ if\ V_u > 0.5\varphi V_c = 0.5 \times 0.53\sqrt{f'_c} b_w d \rightarrow A_{v_{min}} is\ needed = \frac{3.5 b_w s}{f_y}$
- $[non-seismic]\ s_{max} = [V_s < 2V_c] = \frac{d}{2}\ or\ 60cm\ \ \&\ \ [V_s > 2V_c] = \frac{d}{4}\ or\ 30cm \qquad (V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d)$

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

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

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

→ $\varphi V_n = [0.75\ or\ 0.6](V_s + V_c) > V_{u_{seismic(plastic)}} \& V_{u_{non-seismic}}$

<u>*Check:*</u>

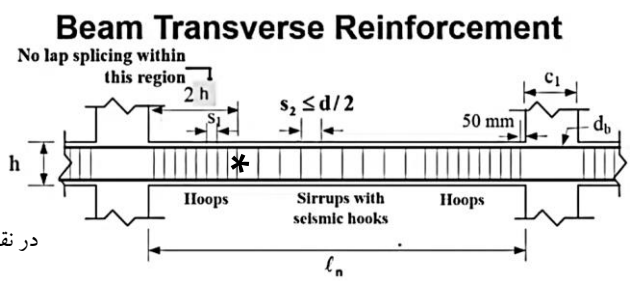
- اولین خاموت بسته ۵ سانتی متر از وجه ستون فاصله داشته باشد

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

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

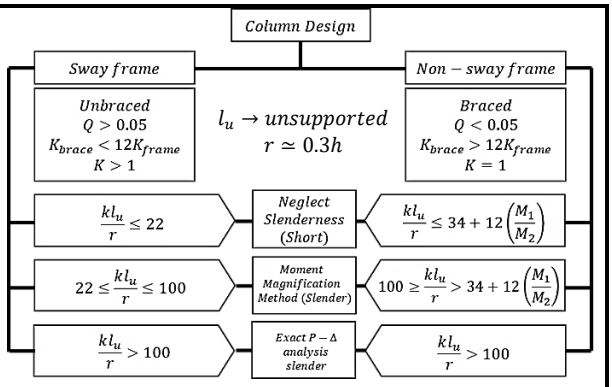
در نقطه * باید برش را از نمودار برش با تالس بدست آوریم و با ظرفیت برشی مقایسه کنیم

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

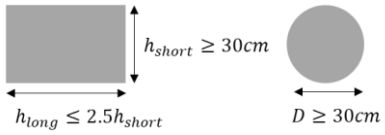


4. Column Design

- Load combinations: $[M_{u_x}\ \&\ M_{u_y}\ \&V_u \rightarrow E_{cl}]\ \&\ [P_u \rightarrow LRFD]$
- $[non-seismic]\ M_u@P_u \rightarrow inside\ (\varphi M_n@\varphi P_n): OK$



Underlined: *Check Geometry:*



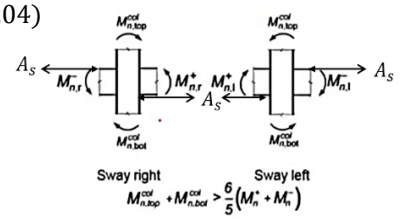
- *Flexure*

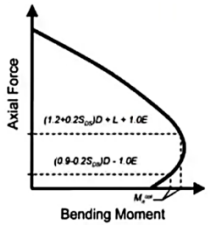
- $[P_u < \frac{1}{10}A_g f_y \rightarrow beam\ behavior] \rightarrow but\ assume\ beam-col.$
- Dimension Check: $b > 30cm \quad \& \quad 0.01 \le \rho \le 0.06\ (\rightarrow 0.04)$
- SCWB Check: $\Sigma M_{nc} \ge 1.2\ \Sigma M_{nb}$

$[M_{nc} = \frac{\varphi M_{nc}\ @\ P_u}{\varphi} \quad \& \quad M_{nb} = \frac{\varphi M_n\ @\ beam\ max}{\varphi}] \rightarrow$ در وجه

در ستون های طبقه آخر اجباری نیست

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





- *Shear*

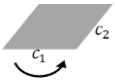
- $[non-seismic]\ s_{max} = [V_s < 2V_c] = \frac{d}{2}\ or\ 60cm \quad \& \quad [V_s > 2V_c] = \frac{d}{4}\ or\ 30cm \qquad (V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\,b_w d)$

➢ *check hoop spacing:*

- $l_0 = max\left(h_{\text{بعد ستون}}, \frac{l_n}{6}, 45cm\right)$

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

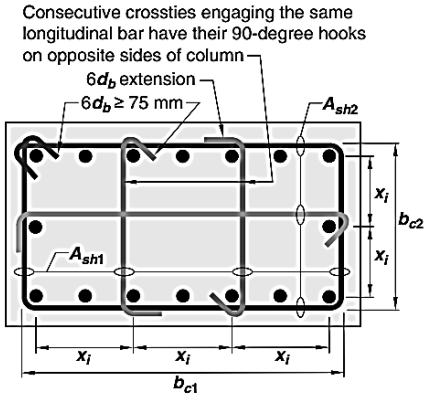
- $10 < S_{0_{\text{موجود}}} < \min\left(15, 10 + \frac{35-h_x}{3}\right)$
- $h_x = max\ X_i$



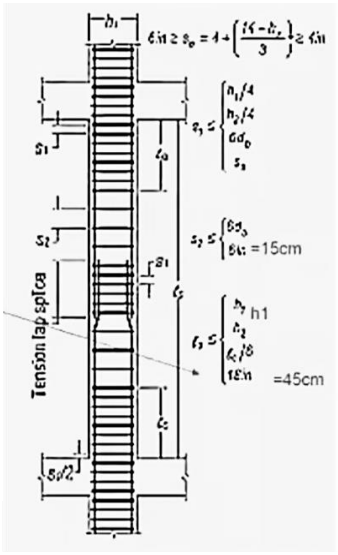
- l_0 بعد از $\rightarrow spacing < 6d_b\ or\ 15cm$

مگر آنکه وصله داشته باشیم که فاصله کم میشود

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



The dimension x_i 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_i.



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

➢ *check min amount of hoop* در هر جهت جداگانه بررسی شوند

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

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

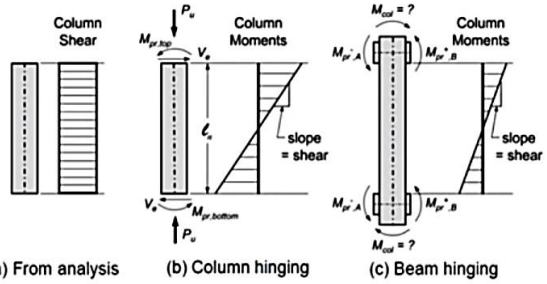
(در محاسبات خط بالا اگر $P_u > 0.3A_g f'_c$ به بند 18.7.5.4 مراجعه شود)

➢ *check hoop capacity*

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

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

but need not exceed V_e based on $M_{pr_{beam}}$



- [non-seismic] $\rightarrow A_{v_{min}} = \frac{3.5b_w S}{f_y} < A_v$ (often DNC)
- [برش تنگ ها] $\rightarrow V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \rightarrow \varphi V_s = 0.75V_s$
- V_c ستون: همیشه صفر $[V_g \simeq 0, V_p > 0.5V_e]$

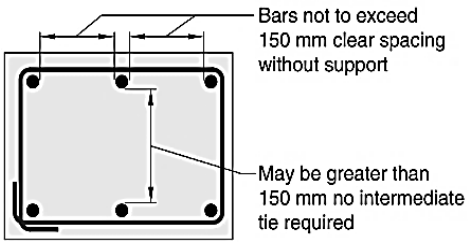
$\rightarrow \varphi V_s > V_{u_{Analysis}}\ \&\ V_e = V_e = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} \ |\ M_{pr}^{column}@P_u(no\ \varphi | f_y increase)\ |\ M_{pr(beam)}^- = A_s\left(1.25f_y\right)\left(d - \frac{a}{2}\right)\ |\ a = \frac{1.25A_s f_y}{0.85f'_c b}$

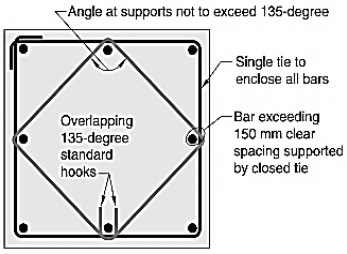
لازم نیست لنگر سر ستون بیشتر از لنگرهای چپ به راست و راست به چپ تیر باشد ولی خطرناک است

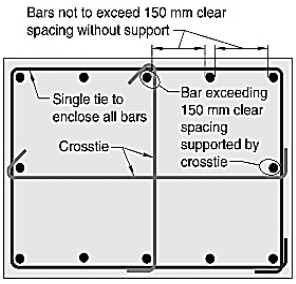
5. Geometry Checks

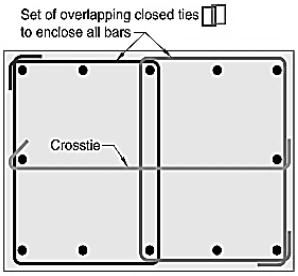
Hoop: خاموت بسته | Cross-tie: رکابی | Hook: قلاب | Tie: تنگ | Stirrup: خاموت

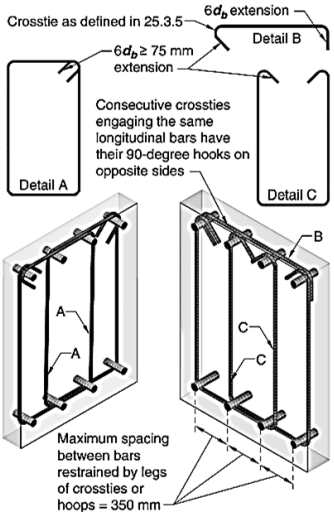
The spacing of transversely supported flexural reinforcing bars shall not exceed 35 cm.

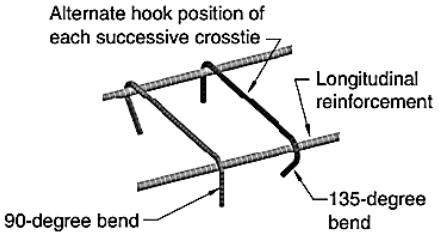


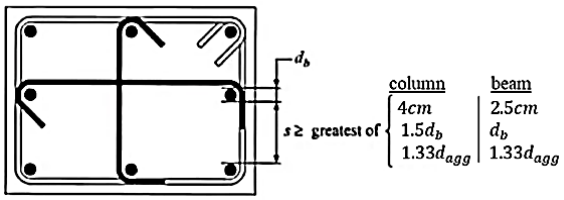


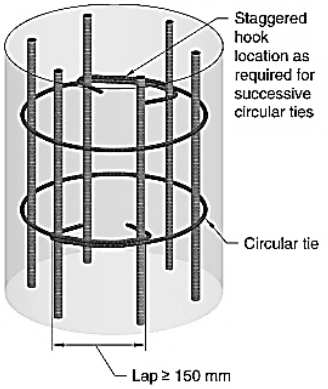












6. Joint Design

- نیروها در صورتی که در اتصال کششی باشند باید E_{cl}ی طرح شوند$(1.25f_y)$
- $\varphi\ for\ joint\ shear = \boxed{0.85}$