

بهسازی سازه های فولادی

ایمان الیاسیان، کارشناس ارشد سازه i.elyasian@gmail.com

چکیده

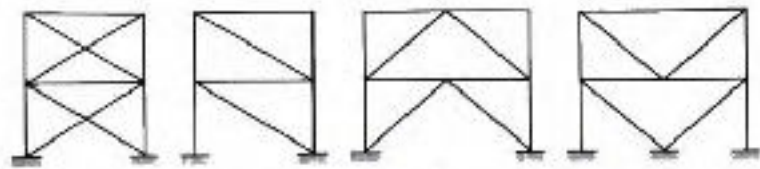
مقاوم سازی سازه های فولادی عمدتاً به بهسازی و تقویت رفتار مهاربندها، اتصالات، اعضای کششی، دیوارهای برشی و ترکیب رفتار بتن و فولاد بر می گردد. در طول یک زلزله شدید مقدار زیادی انرژی دینامیکی به سازه اعمال می شود. تمامی آیین نامه های معتبر زلزله تصدیق می کنند که اتلاف انرژی لرزه ای از طریق رفتار الاستیک مواد روشی غیر اقتصادی است. یک روش معمول این است که اعضای ساختمان تسلیم شود، اما این تسلیم باید کنترل شده و از راهی مناسب و مطمئن صورت گیرد. یک ایده این است که تسلیم در المانهای طراحی شده یا فیوزهای سازه ای روی دهد تا افزایش نیروها در سازه محدود شود. در قابهای با مهاربندی معمولی، مهاربندها بعنوان فیوزهای سازه ای عمل می کنند، اما اغلب کمانش در فشار به آنها اجازه تسلیم را نمی دهد و باعث تنزل در رفتار و کاهش شکل پذیری آنها میشود اخیراً به منظور رفع این مشکل مهاربندی جدیدی به نام مهاربندهای کمانش ناپذیر ارائه شده اند که در برابر کمانش مقاومت می کنند این مهاربند از محصور شدن توسط یک غلاف فلزی که از ملات بتنی پر شده ولی این ملات به مهاربند چسبندگی نداشته و فقط از کمانش آن جلوگیری می کند، ساخته میشود و مقاومت لرزه ای را با تلفیق مقاومت و شکل پذیری افزایش می دهد

1- از طریق تقویت بادبندها

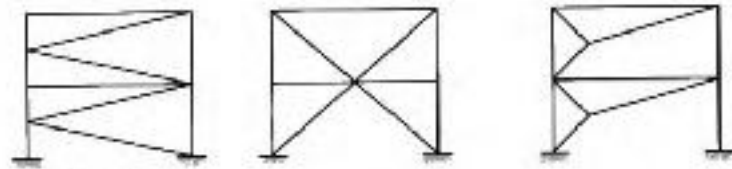
انواع بادبندهای همگرا CBF

1- ضربدری 2- قطری 3- شورن یا 8 4- معکوس شورن 5- k شکل

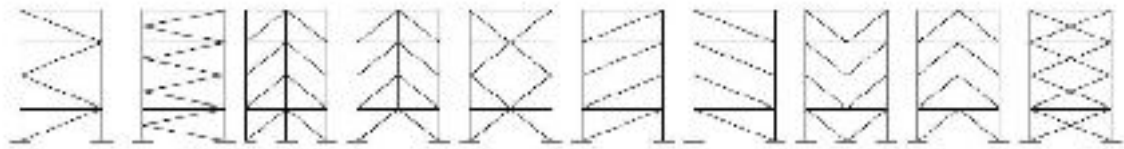
6- زانویی 7- Zipper



مهر بند ضربدری (X) مهر بند قطری (Diagonal) مهر بند V وارونه (Inverted Chevron) مهر بند V (Chevron)



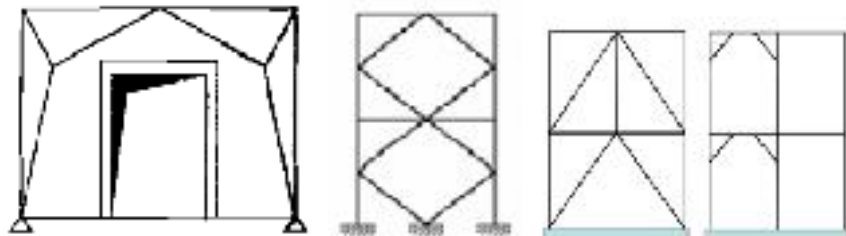
مهر بند K



j i h g f e d c h a

پیکربندی‌های قاب همگرا

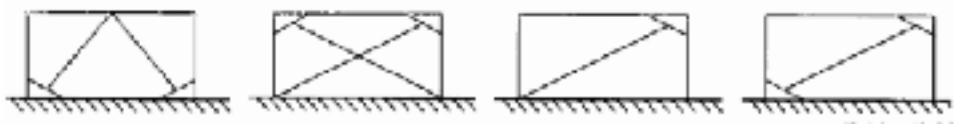
آموزه استفاده از بادبند K توسط آیین نامه AISC ممنوع می باشد



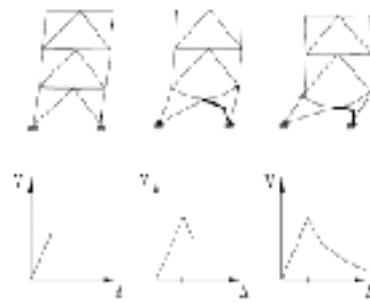
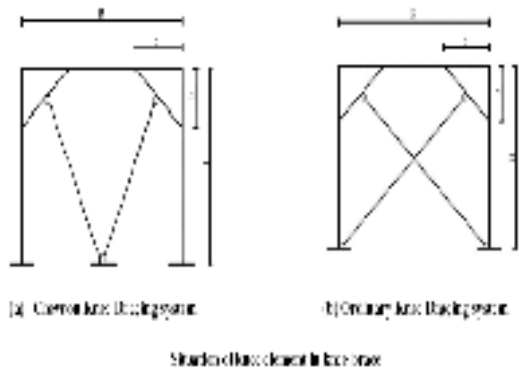
قاب با مهار بند دروازه ای A

(a) chevron/sum

(b) chevron/sum

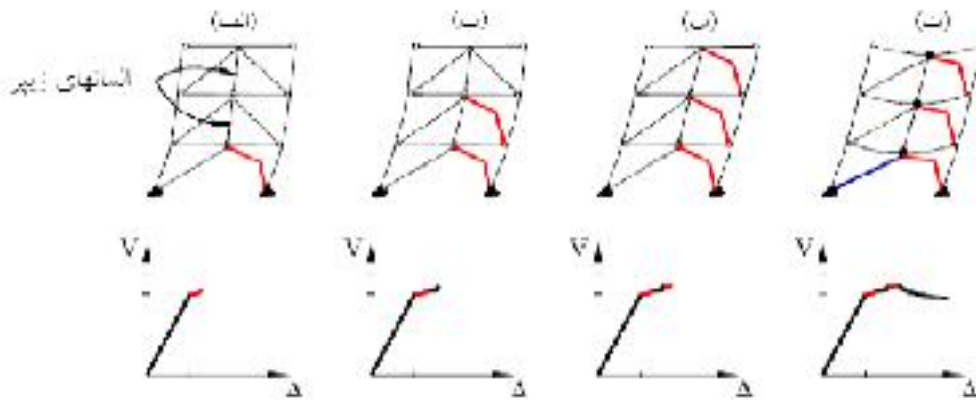


انواع تکیه‌های مهار بند زاتونی

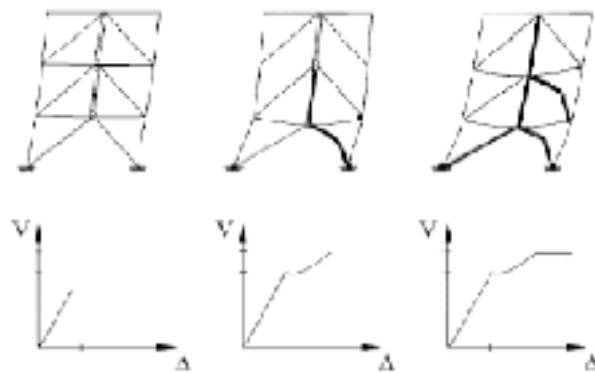
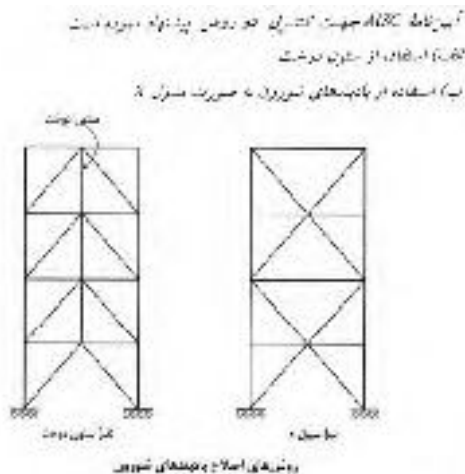


مکانیسم خرابی قابهای مهاربندی شده مخروطی و نمونه بار جایی - تغییر مکان آن

استفاده از ستونک بین بادبند 8 یا شورن مزایای زیر دارد
 1- افزایش اندک شکل پذیری و ضریب رفتار 2- رفتار یکنواخت تر در تغییر مکان نسبی



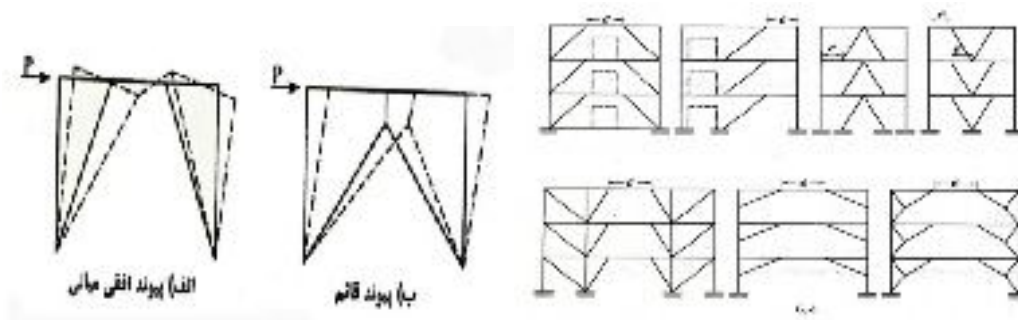
مکانیسم خرابی در قابهای مهاربندی شده زیر معمولی



مکانیسم خرابی در قابهای مهاربندی شده زیر معق

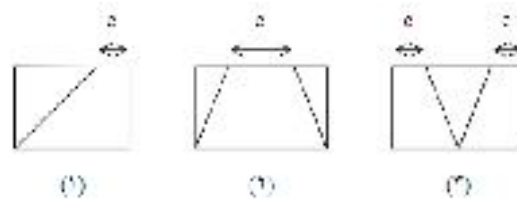
ویژگی‌های سیستم قاب واگرا

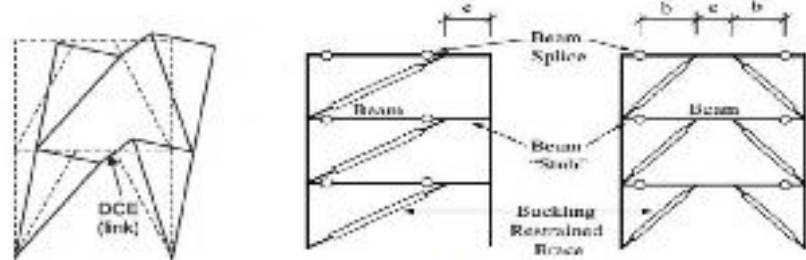
- ✓ شکل‌پذیری مناسب و قابل مقایسه با قاب خمشی ویژه
- ✓ سختی مناسب و قابل مقایسه با قاب هم‌تراز
- ✓ امکان ایجاد بازشوهای مناسب و خصوصیات مطلوب معماری
- ✓ احتیاج به دقت در طرح و اجرایی تیر پیوند به منظور نامین شکل‌پذیری مورد نیاز
- ✓ امکان ایجاد دور تسلسل در طراحی قاب
- ✓ احسان تشکیل طبقه نرم در طبقات اولیه
- ✓ در صورت خرابی تیر پیوند بعد از زلزله، عویض تیر سوت با دشواری همراه است
- ✓ استفاده از فولاد به عنوان مصالح قاب رایج‌تر از بتن است



قابهای مهار بندی شده برون محور (واگرا) با پیوند افقی (II-FBF)

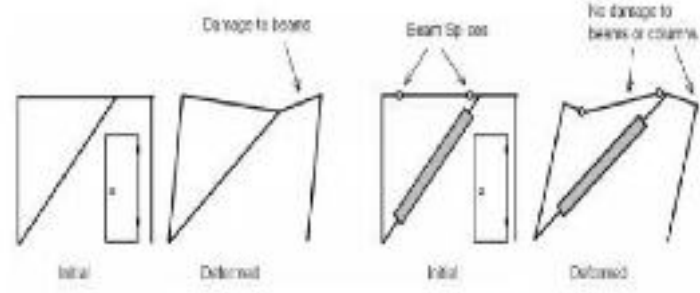
قابهای مهار بندی شده برون محور (واگرا) با پیوند قائم (V-LBF)



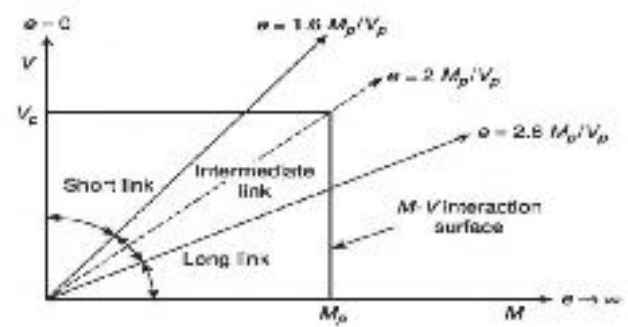


ساختار تیرمستقل با هسته تاب و انرا

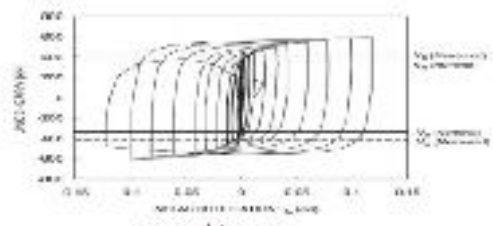
تیرمستقل قاب گمانش تاب و انرا



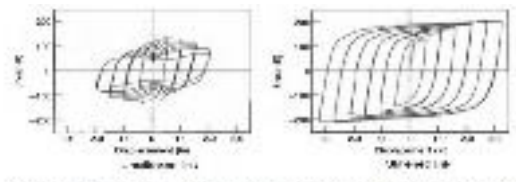
تاب گمانش تاب و انرا در مقایسه تاب و انرا



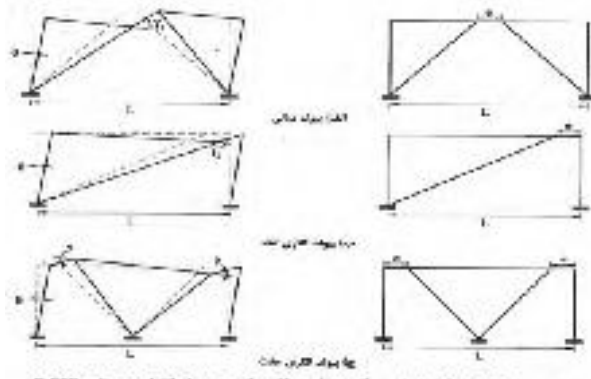
تقسیم بندی رفتار بر مبنای برانداس طول لینک



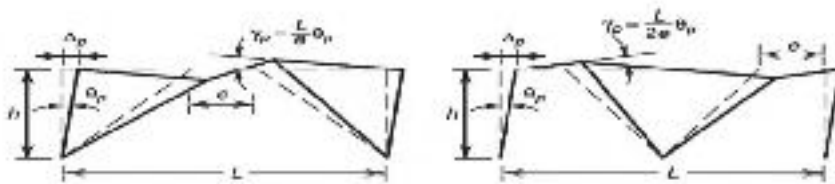
مقادیر بحرانی، هر سبوت



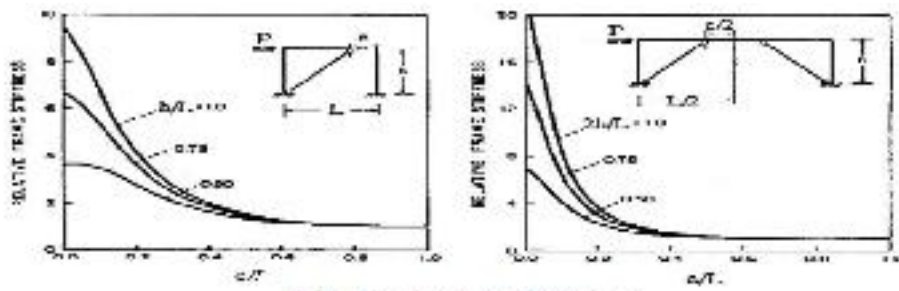
تغییرات هرچه ای که سبوت یا سبوت سخت گشته - در رفتار هرچه ای که سبوت نرم سبوت سخت گشته است - در سبوت گشته، هر که سبوت و رفتار هرچه ای است



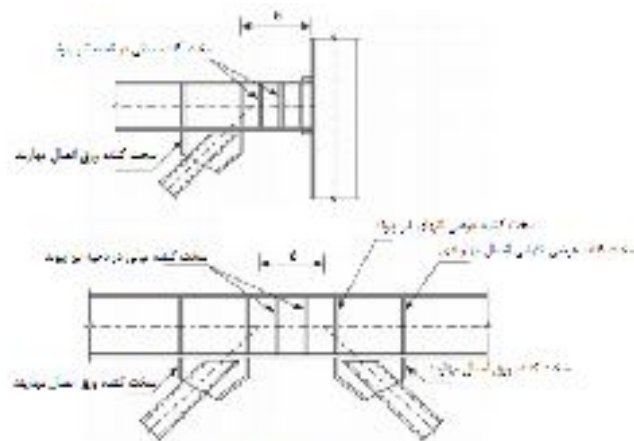
تفاوت در رفتار تیرها در بارهای افقی و عمودی



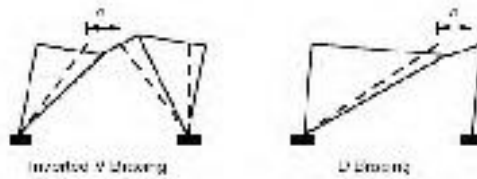
تغییر شکل تیر فولادی



نمودار تغییرات سختی جانبی تیر فولادی



جزئیات تیر فولادی



Yielding mechanism in eccentric braced frames



Typical initial course of Structural Engineers, Inc.

مقاومت برشی تیر پیوند

طراحی تیر پیوند برای برش بر اساس تعیین نامحدود زیر صورت هر یک برد.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$1 \quad \frac{P_u}{P_y} \leq 0.15 \rightarrow V_n = \min \left\{ \frac{2M_p}{e}, V_p \right\}$$

$$2 \quad \frac{P_u}{P_y} > 0.15 \rightarrow V_n = \min \left\{ \frac{2 - 1.15M_p \left(1 - \frac{P_u}{P_y} \right)}{e}, V_p \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y} \right)^2} \right\}$$

محدودیت طول تیر پیوند

برای مورد 1 محدودیت طول تیر پیوند عبارتست از :

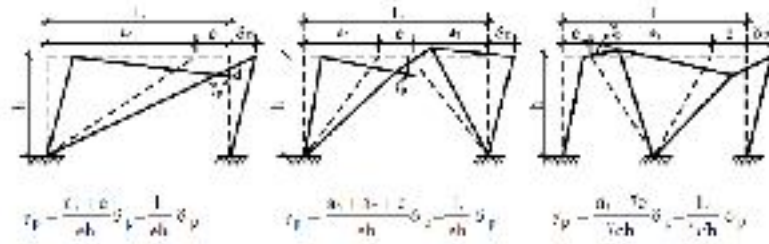
$$1 \quad \rho' \frac{A_w}{A_g} < 0.3 \rightarrow e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

$$2 \quad \rho' \frac{A_w}{A_g} > 0.3 \rightarrow e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} \left(1.15 - 0.5 \rho' \frac{A_w}{A_g} \right)$$

$\rho' = \frac{F_u}{F_y}$ - ضریب مسوولی
 $\rho = \frac{P_u}{P_y}$ - ضریب مسوولی تیر پیوند
 $\phi =$ ضریب کاهش مقاومت مسوولی یا 0.9

A_p - سطح مقطع کلی تیر پیوند
 A_w - سطح مقطع کلی جان تیر پیوند مسوولی یا جان پل
 A_g - لنگر پلاستیک تیر پیوند مسوولی یا جان پل
 V_p - نیرو پلاستیک تیر پیوند مسوولی یا جان پل
 M_p - لنگر پلاستیک تیر پیوند مسوولی یا جان پل

دوران تیر پیوند



۳- مساحت تقویتکار براساس نیروی دگرشکل که از شرط تقویتکار جایی نمی حاصل / با زاویه طول تیر

دوران تیر پیوند

الف- در مواردی که طول تیر پیوند $\leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ باشد:

از جدول $(\lambda_p = 1.0)$ $(\lambda_p = 1.0)$

ب- در مواردی که طول تیر پیوند $> 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ باشد:

از جدول $(\lambda_p = 1.0)$ $(\lambda_p = 1.0)$

پ- برای متادیر e بین دو مقدار فوق، e را با d یا $d/5$ حتمی تعیین نمود.

$$b_s = 0.5b_{fb} \quad l_{wh}$$

• پهنای سخت کننده

$$t_s > \max(0.75b_{fb}, 8mm)$$

• ضخامت سخت کننده

CASE1 $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$

فواصل سخت کننده های تیر پیوند

برای تیرهای پیوند با زاویه دوران $h/8$ تا $h/4$ رادیان

$$L_m = 30t_w \quad d_b/5$$

برای تیرهای پیوند با زاویه دوران $h/4$ تا $h/2$ رادیان یا کمتر-

$$L_m = 50t_w \quad d_b/5$$

برای تیرهای پیوند با زاویه دوران بین $h/2$ تا $h/8$ رادیان فواصل سخت کننده های میانی از درون یابی خطی بین دو مقدار فوق تعیین می شود.

فواصل سخت کننده های تیر پیوند

CASE 2 $(2.6 \frac{M_E}{V_P} < e < 5 \frac{M_E}{V_P})$

یک سخت کننده میانی باید به فاصله ۱/۵ برابر عرض بال تیر پیوند از هر یک از سخت کننده های انتهایی پیش بینی شود.

CASE 3 $(1.6 \frac{M_E}{V_P} < e < 2.6 \frac{M_E}{V_P})$

سخت کننده های میانی باید هر دو شرط حالت ۱ و ۲ را برآورده نمایند.

CASE 4 $(e > 5 \frac{M_E}{V_P})$

لزومی به تعبیه سخت کننده میانی نمی باشد.

اتصال سخت کننده های تیر پیوند

اتصال سخت کننده ها به جاز و بال ها، تیر پیوند باید توسط جوش گوشه برقرار گردد.

$$T_w = A_{wt} F_y$$

نیروی طرحی جوش اتصال سخت به جان تیر

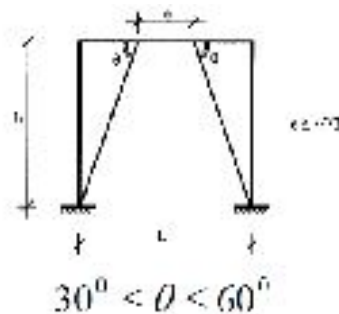
$$T_f = 0.25 A_{ft} F_y$$

نیروی طرحی جوش اتصال سخت به بال تیر

مهار جانبی تیر پیوند

دو انتهای تیر پیوند در بال های فوقانی و تحتانی، باید مهارهای جانبی پیش بینی شود. این مهارها باید، برای نیروی زیر طراحی شوند.

$$L_E = 0.06 b_f f_y L_{cr}$$



$$\frac{b}{L} < 0.65 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

مرحله اول: محاسبه نیروی طراحی

مرحله دوم: انتخاب مقطع و کنترل آن

مرحله سوم: کنترل لایبری عنصر

$$\lambda_{max} = \max\left(\lambda_x = \frac{KL}{i_y}, \lambda_y = \frac{KL}{i_x}\right) \quad \bullet \quad \lambda_{max} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$K_{eff} = \frac{\pi^2 EI}{\lambda_{max}^2}$$

مرحله چهارم: کنترل عنصر برای نیروی مشارقی

$$\lambda_{max} < \lambda_c = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.658 \frac{F_y}{\lambda_{max}^2} \rightarrow P_n < \phi P_n \quad \text{و} \quad I_{cr} < I_g$$

$$r_x^2 = x_0^2 + y_0^2, \quad I_x + I_y, \quad I_x = r_x^2 A_n, \quad I_y = r_y^2 A_n, \quad J = \sum \frac{1}{2} b t^3, \quad H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{r_0^2}$$

$$F_{cr} = \frac{GJ}{A_n r_0^2}$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{max}^2} > \lambda_{max} < \lambda_c = 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} > F_{cr} = 0.658 \frac{F_y}{\lambda_{max}^2}$$

$$K_{cr} = \left(\frac{F_{cr} + F_{cr}}{2H} \right) \left[1 + \sqrt{1 + \frac{4F_{cr} F_{cr} H}{(F_{cr} - F_{cr})^2}} \right]$$

مرحله پنجم: کنترل عضو نظری برای کشش وارده

$$\bullet \quad \lambda_{max} \leq 300 \quad \rightarrow \quad T \leq \phi T_n = 0.9 F_y A_g$$

$$\frac{L_1}{r_1} \leq \frac{3}{4} \lambda_{max}$$

مرحله ششم: تعیین فاصله بین تسمه‌ها

مهاربندهای کمانش ناپذیر BRBF

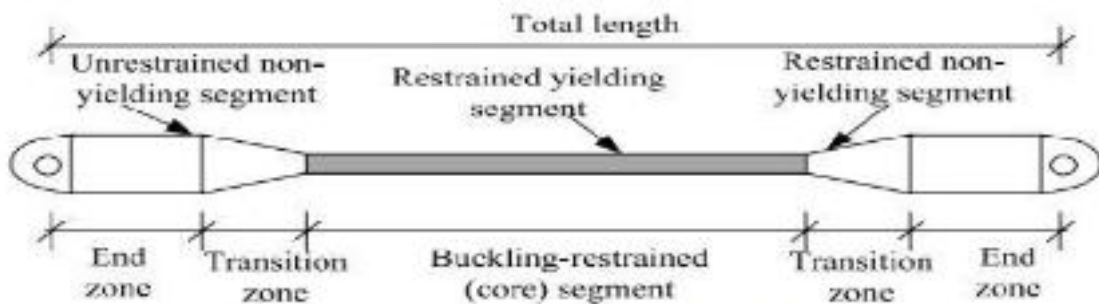
مزایای بادبند BRB :

1. ارضا Drift آیین نامه به دلیل سختی جانبی بالا در مقایسه با قابهای خمشی.
2. حذف کمانش و استهلاك انرژی پایدارتری در زمین لرزه های قوی
3. مانند یک فیوز سازه ای عمل می کند که موجب کاهش خرابی را در المانهای سازه ای دیگر می شود.
4. به راحتی بعد از زلزله های بزرگ قابل تعویض است و کاهش در هزینه تعمیرات بعد از زلزله
5. سهولت مدل کردن رفتار هیستریزیس BRB در آنالیزهای غیرخطی دینامیکی

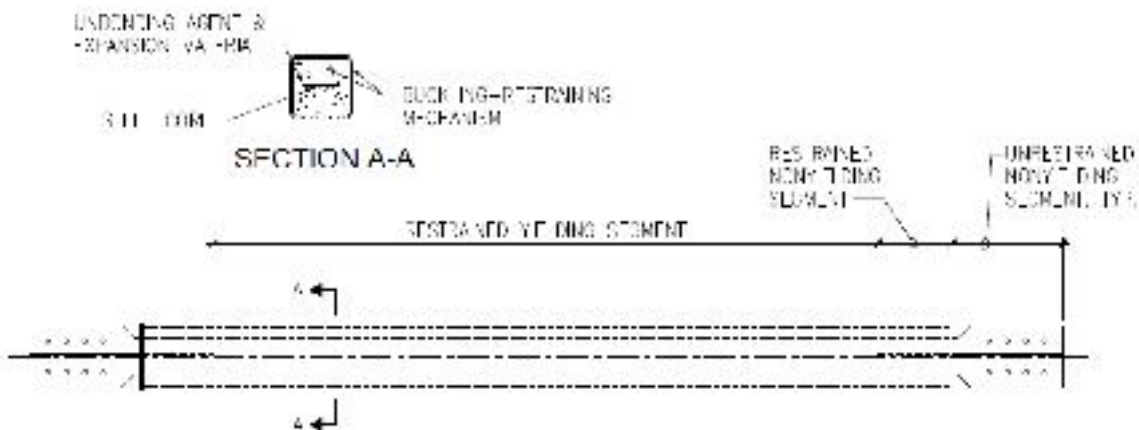
6. کاهش در ابعاد تیر و ستون و پی

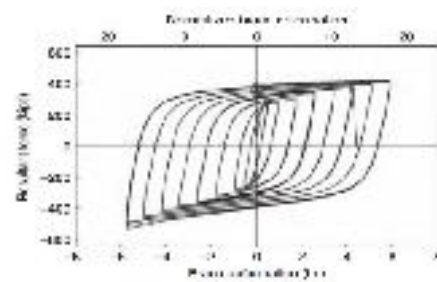
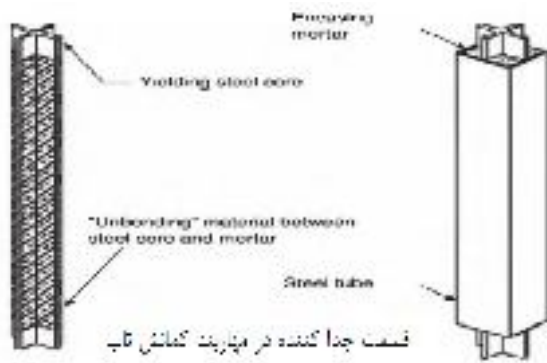
معایب بادبند BRB

1. در انحصار شرکتهای خصوصی قرار دارند.
2. تحمیل نیروهای اضافه ای به سازه اگر در ساختن هسته مرکزی از فولادهایی با بازه مقاومت جاری شدن وسیع استفاده شود.
3. نصب کارگاهی دقیق و مشکل.
4. تغییر شکلهای ماندگار تحت زلزله های بزرگ
5. لزوم ارائه معیارهایی برای تشخیص خرابی و تعویض بادبندهای BRB

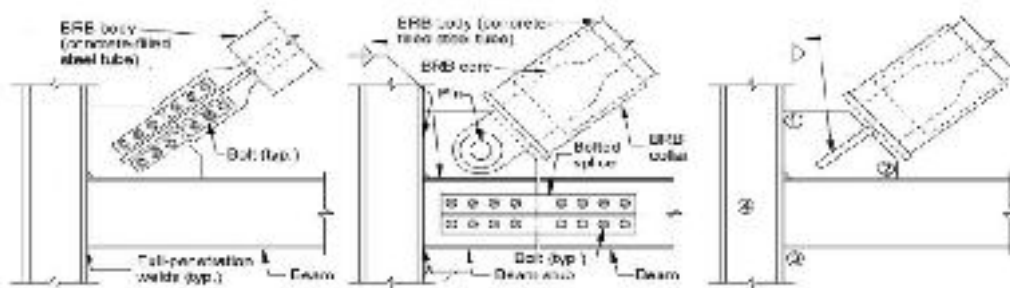


اجزای تشکیل دهنده داخلی مهاربند کمانش تاب



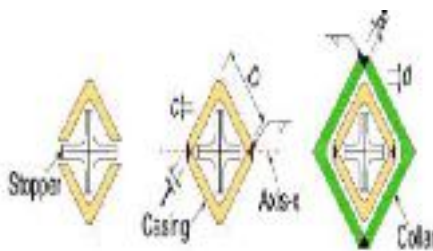


رفتار چرخشی مهاربند کماتش تاب



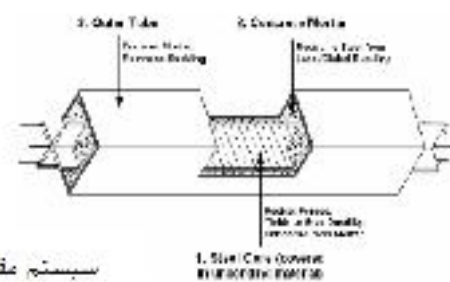
الف) مهاربند با اتصال جوش ب) مهاربند با اتصال بین ج) مهاربند با اتصال پیچ

حالات مختلف اتصال مهاربند کماتش تاب به ستاره

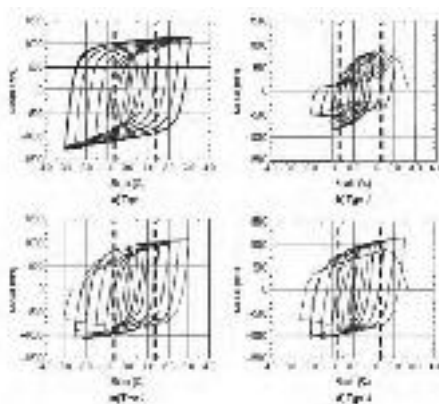


سیستم مقبذ کننده کماتش هسته

ب) سیستم مقبذ کننده فلزی

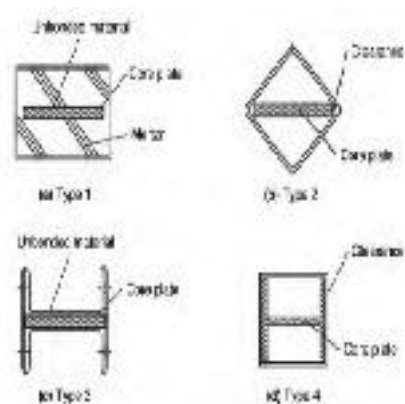


الف) سیستم مقبذ کننده شش همراه علاف فبری



ب) نمودارهای چرخشی مهاربند با مقاطع عرضی

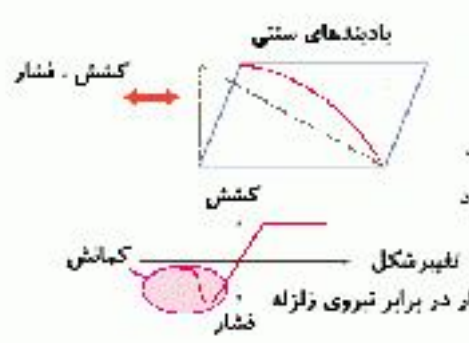
مختلف:



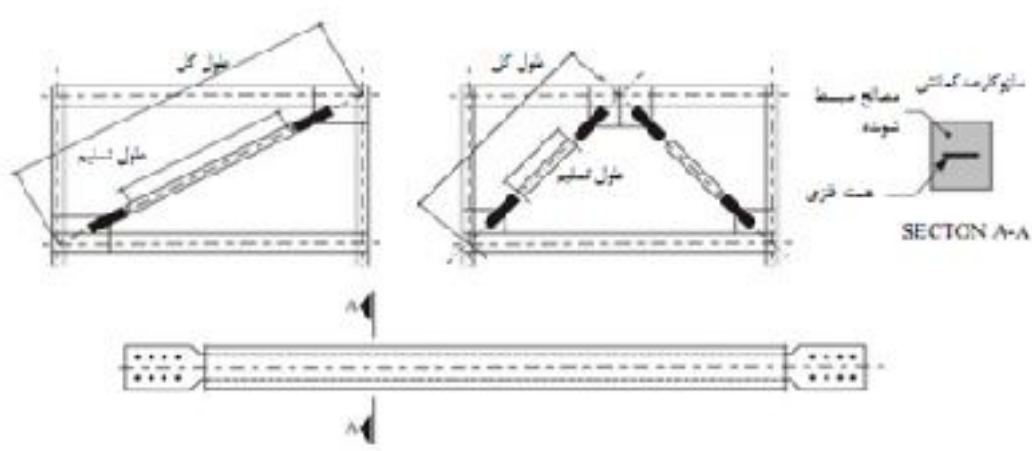
الف) مقطع عرضی مهاربند با شکل‌های متفاوت



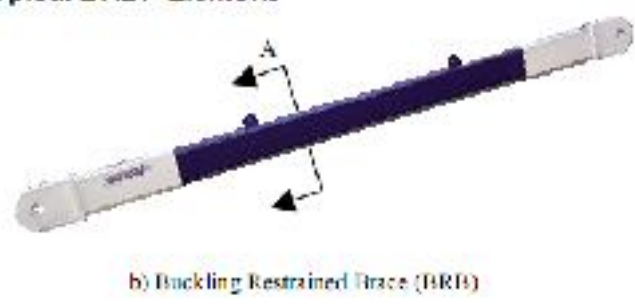
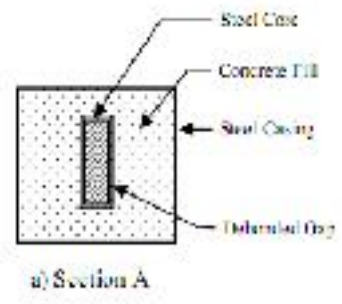
ستونها و تیرها آسیب نمی بینند
 میراگرها با رفتاری مشرف کوز انرژی زلزله را جذب می کنند.
 مقاطع آسیب دیده بعد از زلزله می توانند براحتی مشخص و کنترل شوند.
 جایگزینی در اجزای سازه ای فقط در یادبندها اتفاق می افتد.

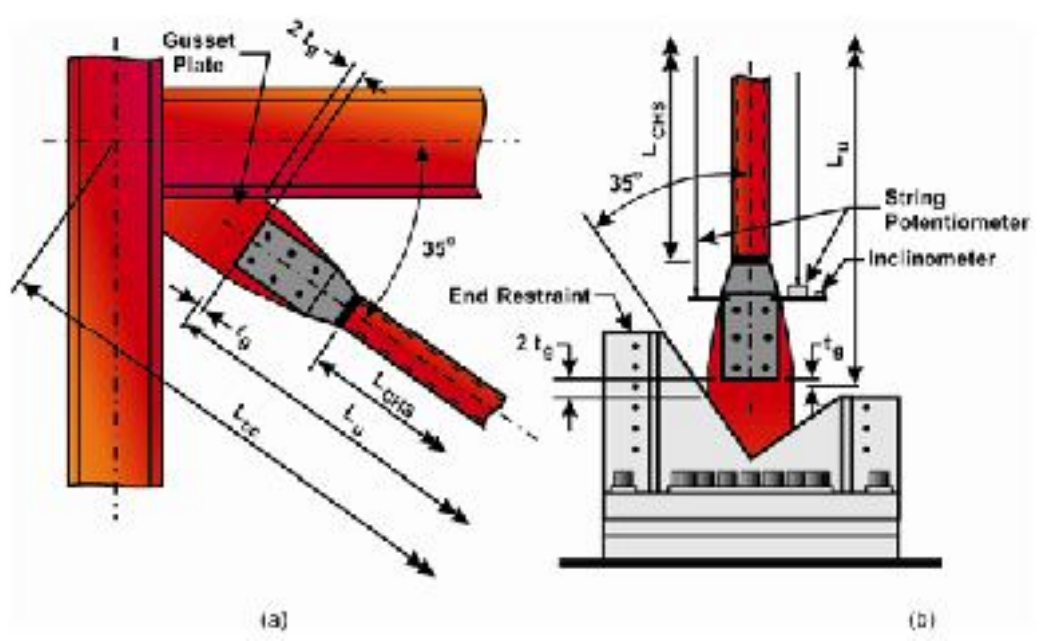
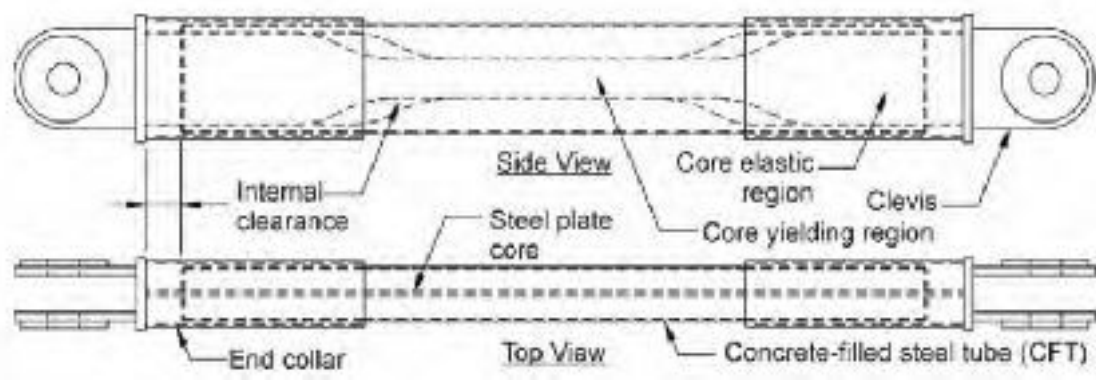
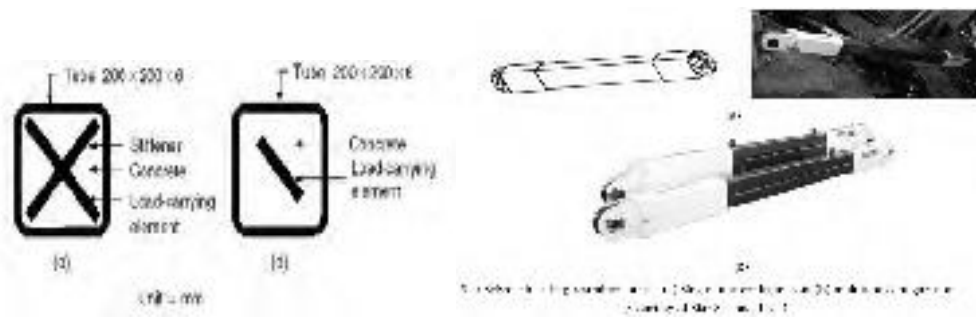


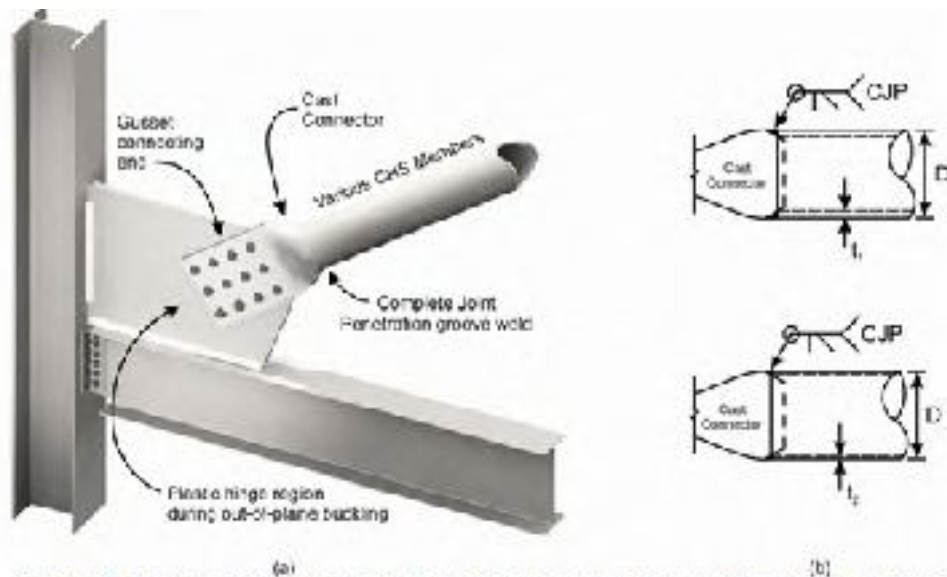
ستونها و تیرها آسیب می بینند
 ستونها و تیرها انرژی زلزله را جذب می کنند.
 مقاطع به طور گسترده ای آسیب می بینند
 تعمیر و مقاوم سازی بسیار مشکل می شود



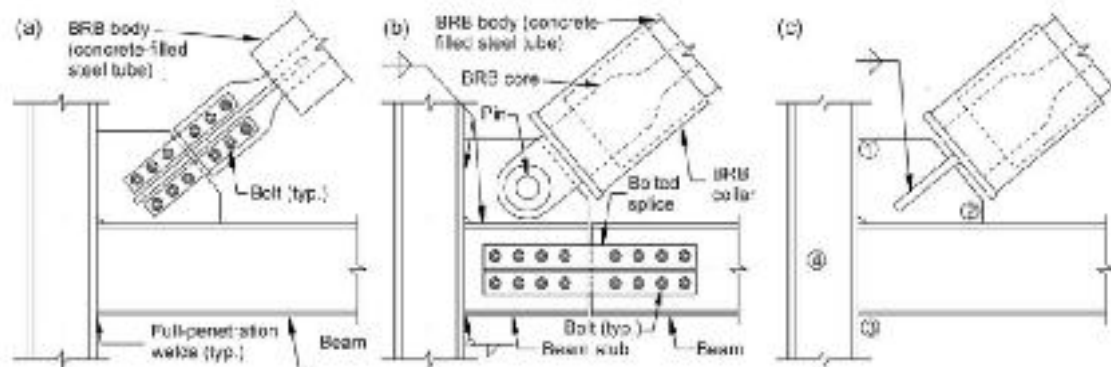
Typical BRBF Element







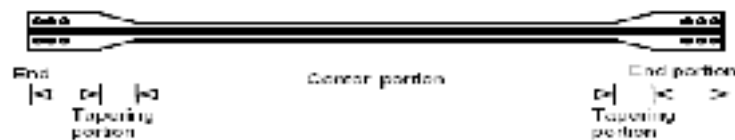
(a) Standardized cast steel CHS brace connector: (a) brace-connector assembly in frame; (b) beveled nose detail that accommodates CHS sections of different wall thickness



BRB connection details



(a)



(b)

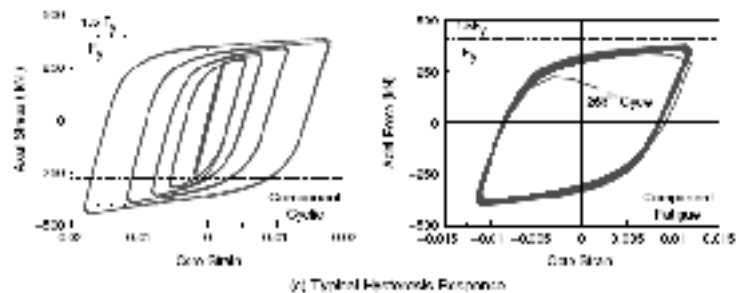
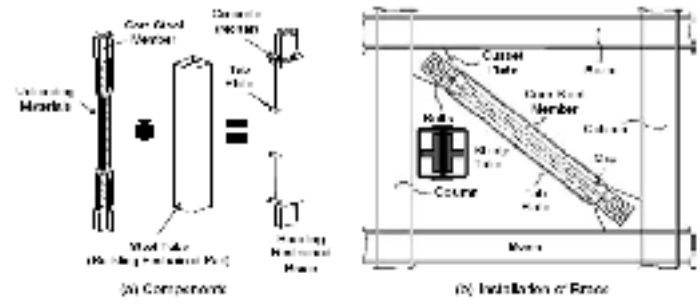


Core

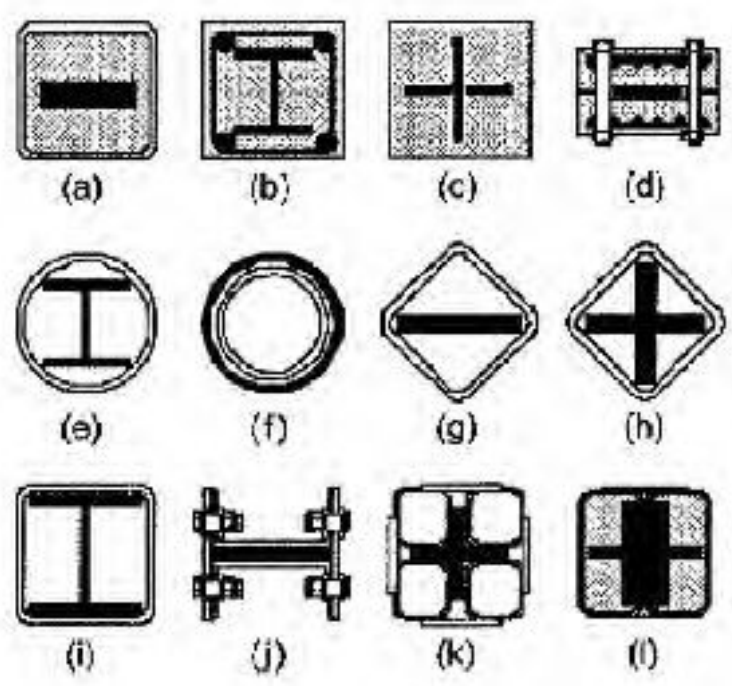
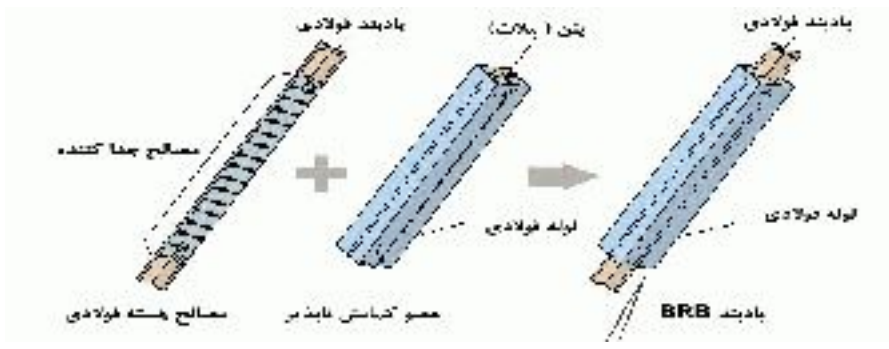


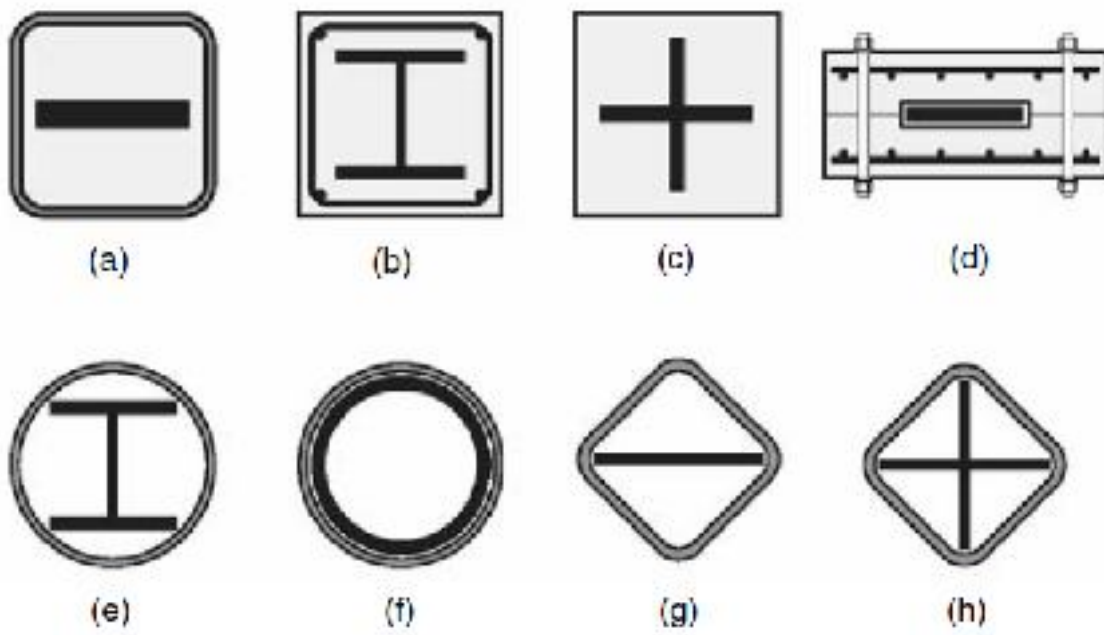
Casing

(c)

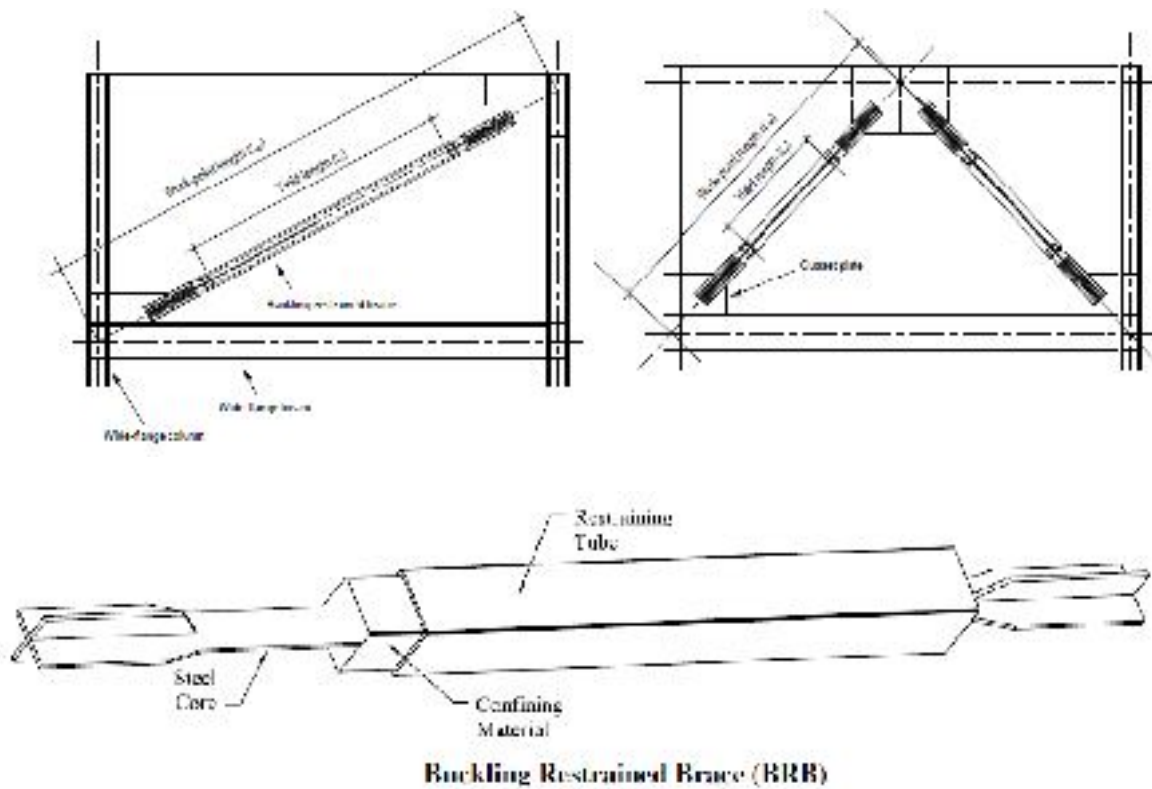


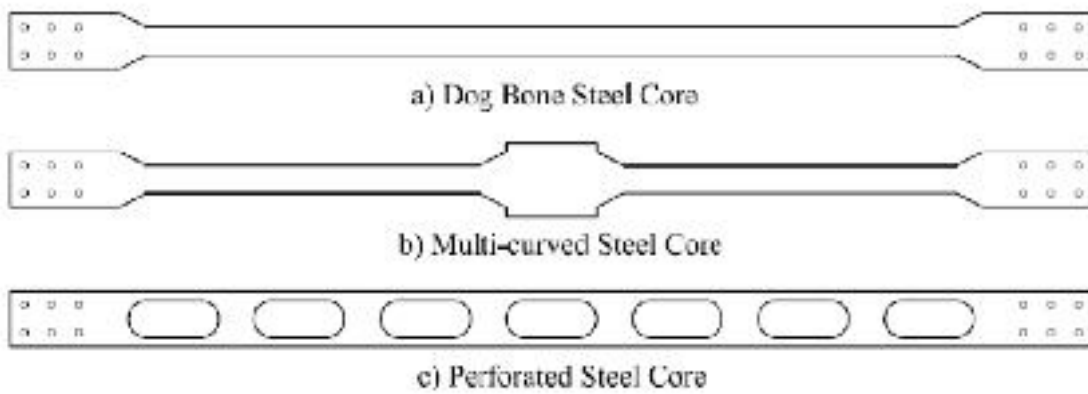
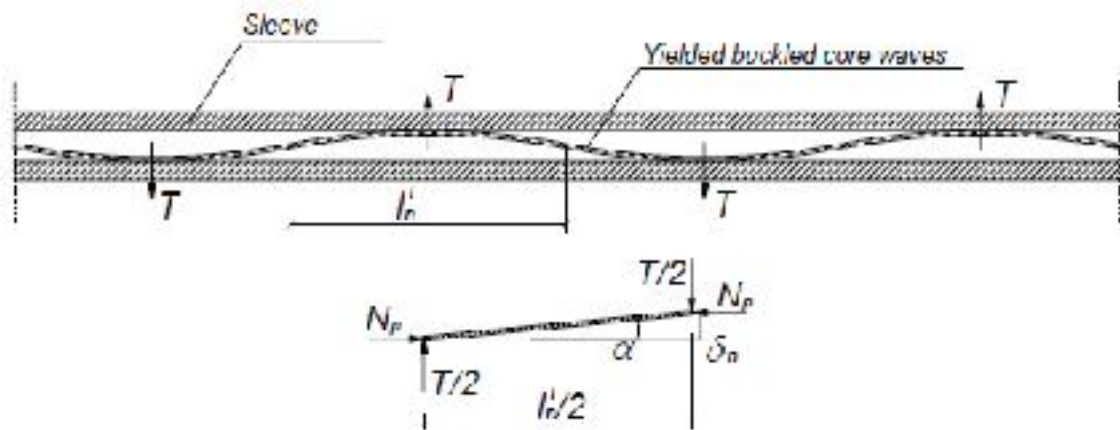
Double-tube building restrained brace (Tiga, K.C. and Lai J.W. (2007). A study of building restrained seismic braced frame. Structural Engineering 12(2), (in Chinese)



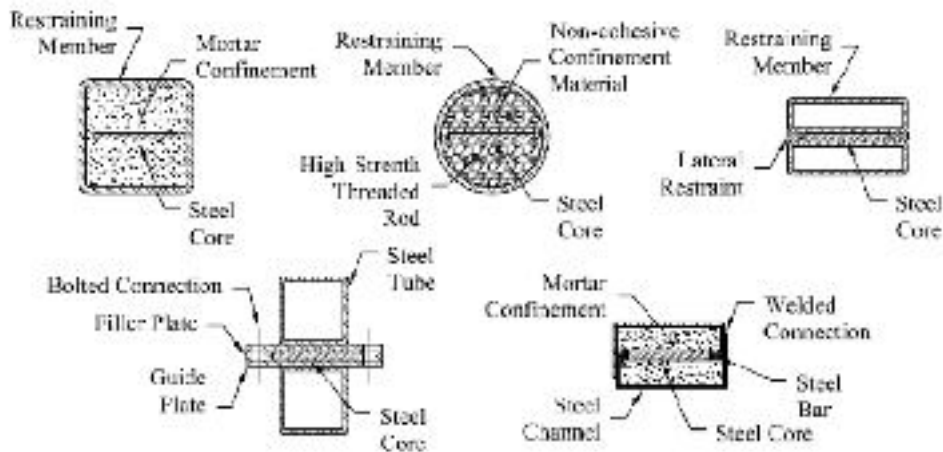


Cross sections of various buckling-restrained braces developed in Japan.

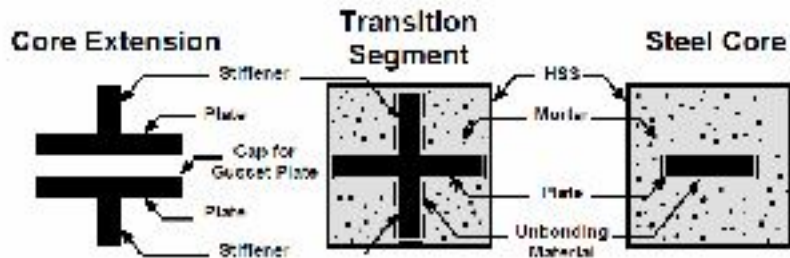
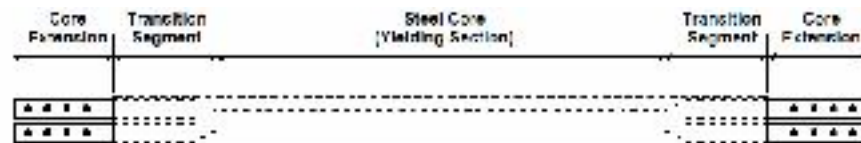




Steel Core Geometries for BRBs



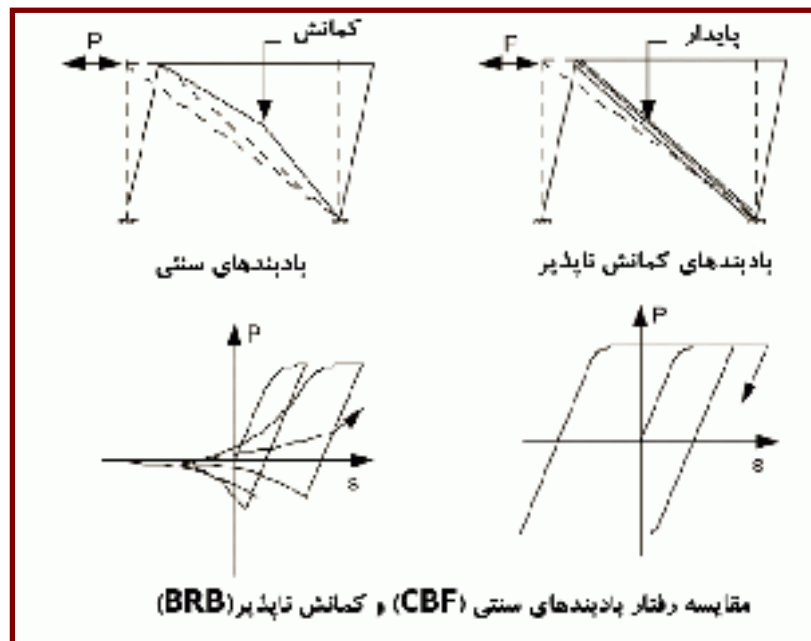
Various BRB Systems



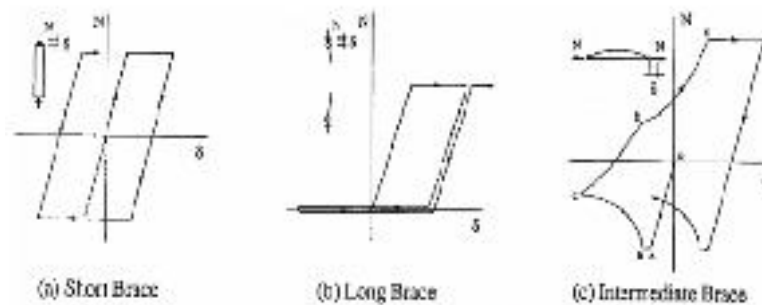
BRB Core Extension Assembly
(attaches to gusset plates)

Reinforced Core Section
(w/ile sleeve during tensile yielding
maintaining reduced section inside)

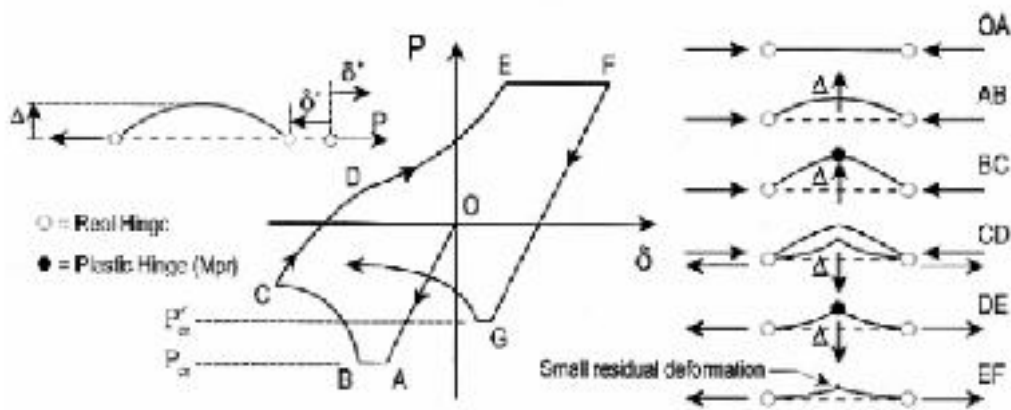
Reduced Cross-Section
(yields under tensile and
compressive loads)



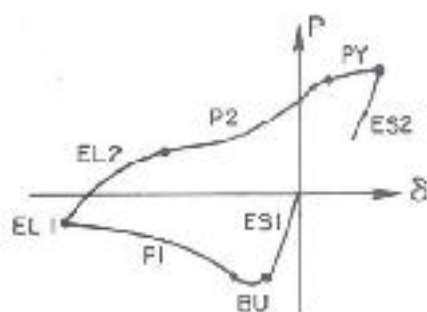
منحنی رفتار مهاربندها



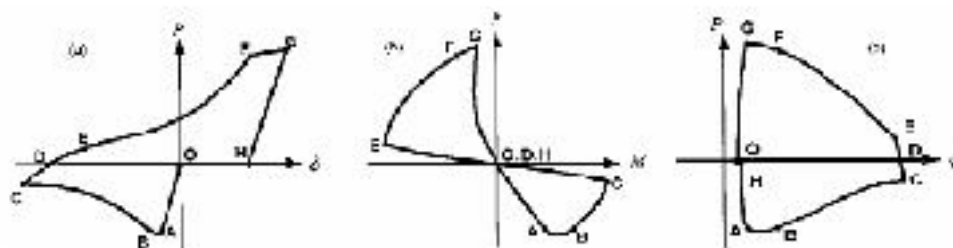
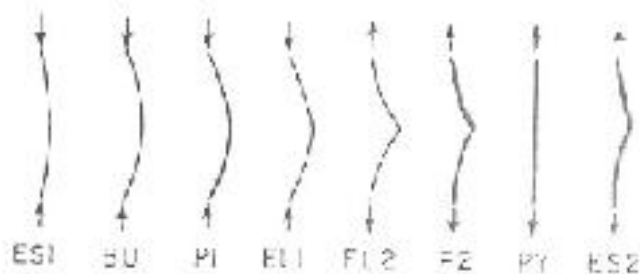
رفتار مهاربندهای کوتاه، متوسط و بلند



(Brucato et al 1998) تحت بارگذاری سیکلی



- ES1 : ناحیه کوتاه مدتی الاستیک در فشار
- DU : ناحیه کماتش
- P1 : ناحیه بلاستیک در فشار
- EL1 : ناحیه افزایش طول در فشار
- EL2 : ناحیه افزایش طول در کشش
- P2 : ناحیه بلاستیک در کشش
- PY : ناحیه تسلیم
- ES2 : ناحیه کوتاه مدتی الاستیک در کشش



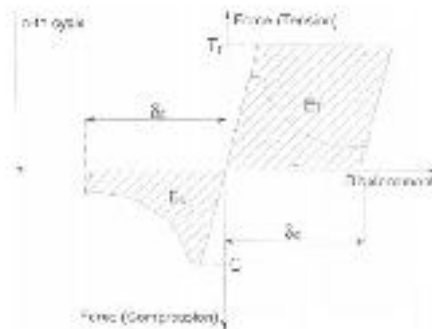
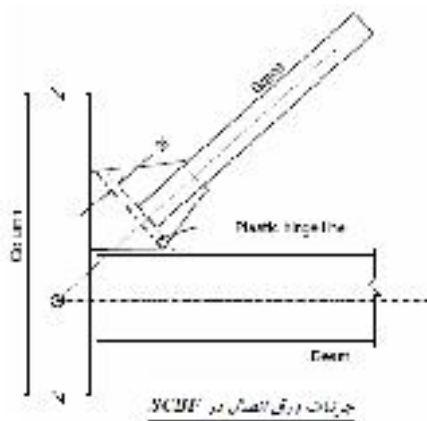
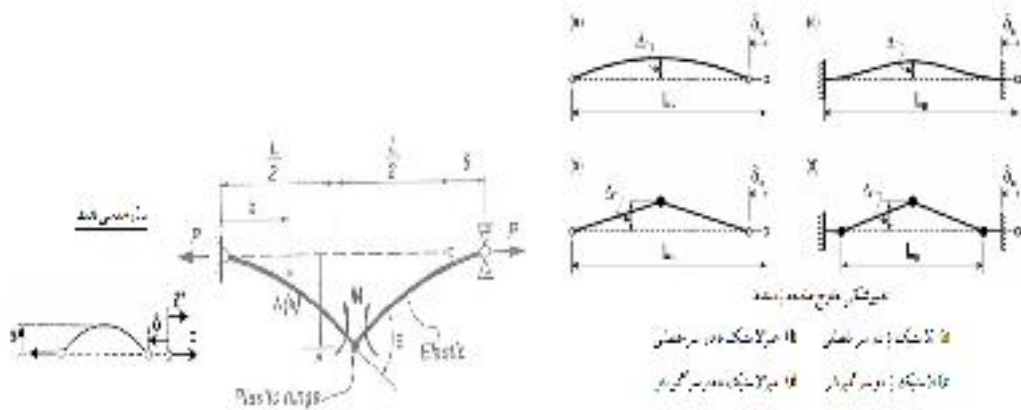
(a) تحت $P-\delta$ ، (b) تحت $P-M$ ، (c) تحت $P-\theta$

روشار دادند در بازگذارن میکی را می توان به ۴ بخش تقسیم کرد .

- ۱- ناحیه الاستیک
- ۲- ناحیه پلاستیک (کماتش غیر ارتجاعی)
- ۳- ناحیه تسلیم
- ۴- ناحیه کماتش الاستیک

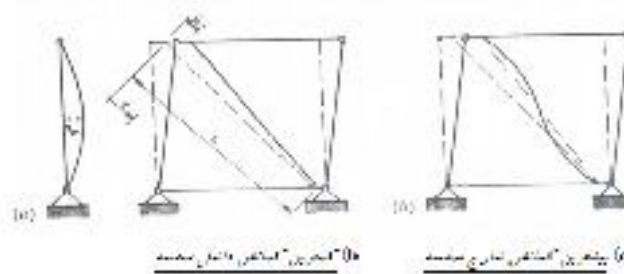
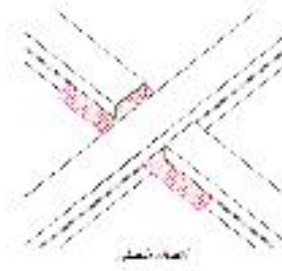
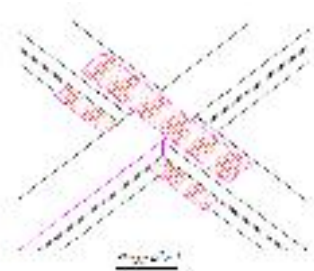
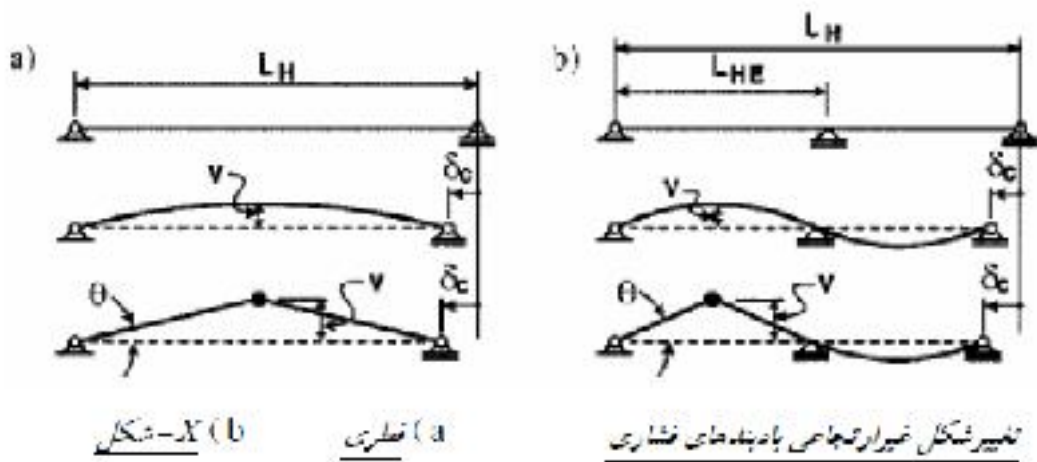
به تبع آن تغییر مکان محوری δ دادند را نیز می توان به چند بخش تقسیم کرد :

- ۱- تغییر طول الاستیک
- ۲- تغییر طول هندسی (ناشی از کماتش دادند)
- ۳- تغییر مکان ناشی از شکل مفضل پلاستیک (در حده مفضل)
- ۴- تغییر مکان ناشی از تسلیم در کنس
- ۵- تغییر مکان باقی دادند ناشی از غیر خطی بودن مصالح



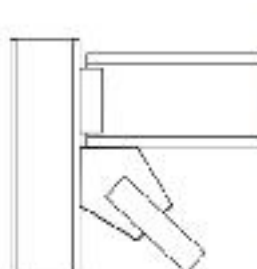
$$T_{T1} = \text{میزان جذب شده در فشار}$$

$$E_{T1} = \text{انرژی جذب شده در کشش}$$



کمانش در مهاربند قطری

انواع گسیختگی محتمل در اتصال مهاربند

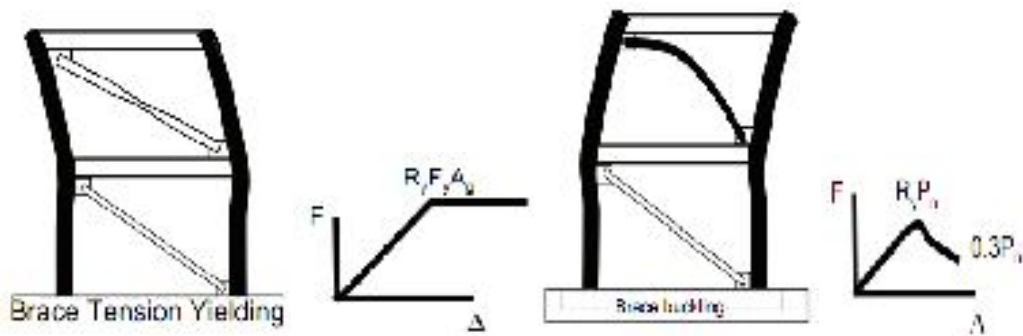
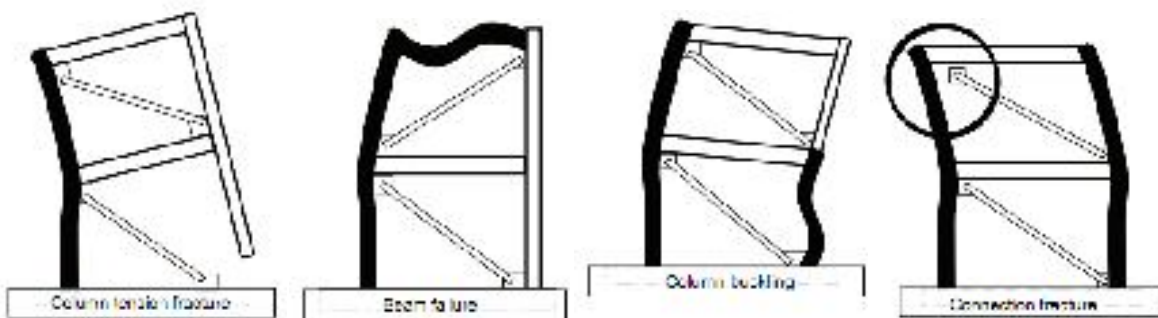
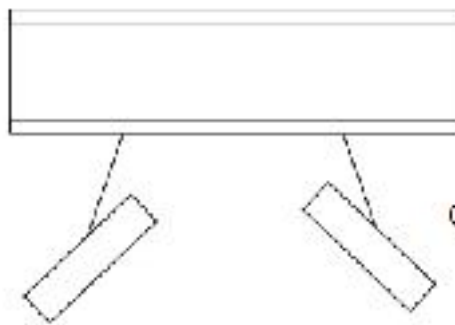


- Brace net section fracture
- Brace block shear fracture
- Brace-to-gusset weld fracture
- Gusset block shear fracture
- Gusset tension yield or fracture
- Gusset or weld failure at column
- Gusset or weld failure at beam
- Gusset buckling
- Column web yielding
- Column web crippling
- Column web shear
- Beam web yielding, crippling, shear
- Beam-column connection, shear
- Beam-column connection, axial

Beam Midspan

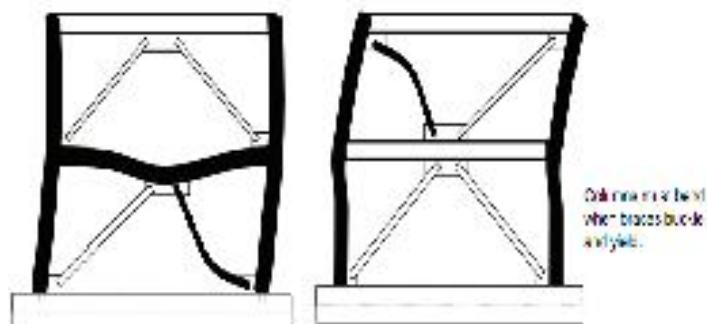
Beam web yielding
Beam web crippling

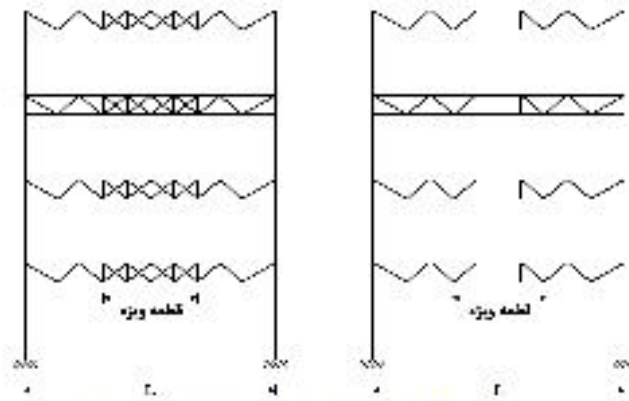
Brace net section
Brace block shear
Brace-to-gusset weld
Gusset block shear
Gusset fracture
Gusset or weld failure at beam
Gusset buckling



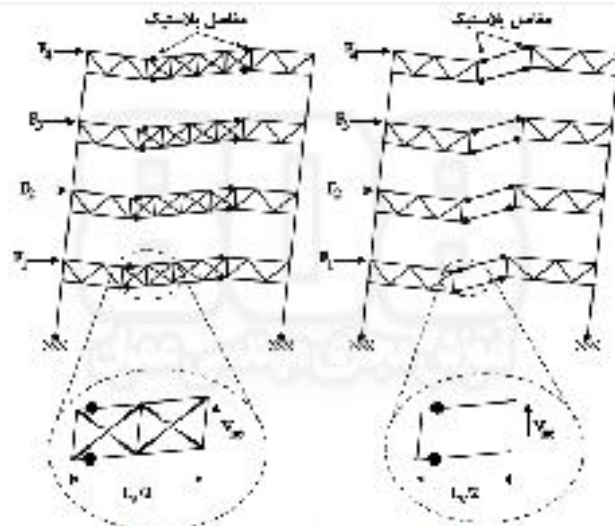
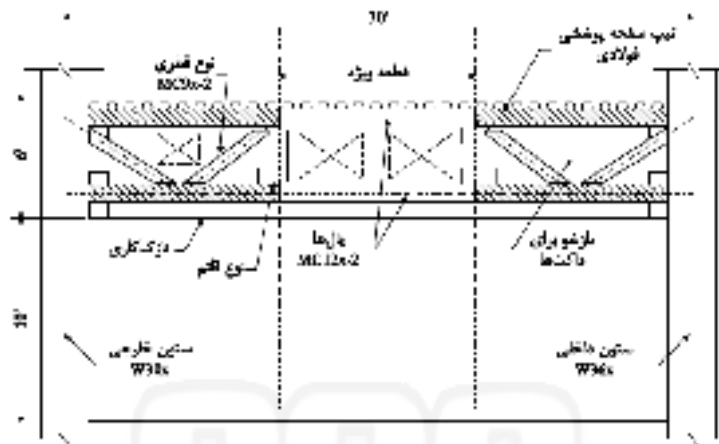
Beam Flexure

Column Flexure





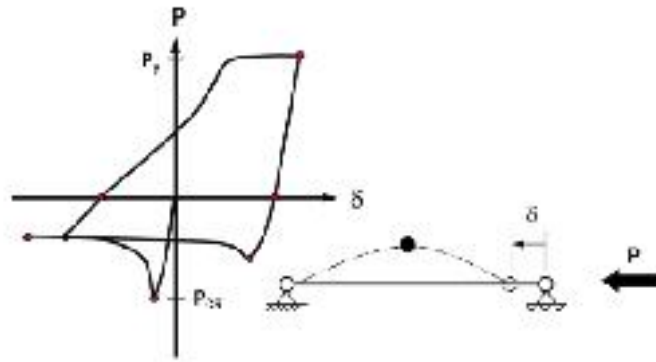
STMB با دو وضعیت مختلف برای قطعات ویژه



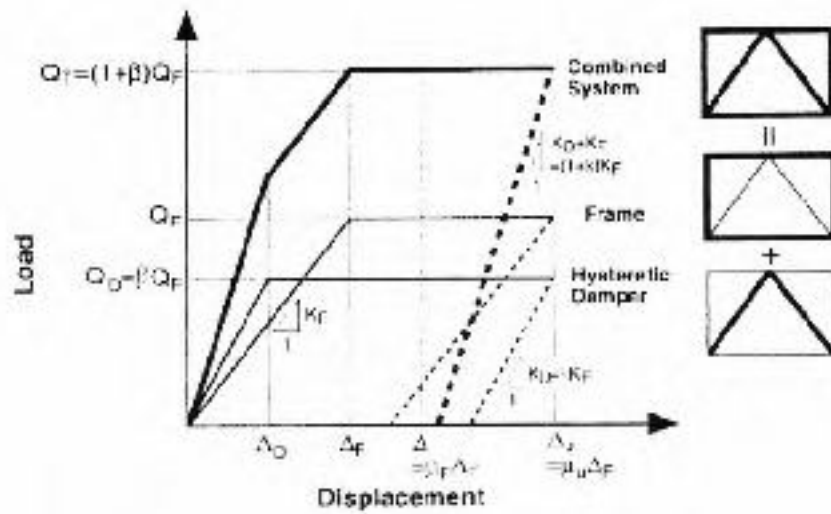
حداکثر مقاومت خمشی قائم مورد انتظار توسعه یافته در وسط طول قطعات ویژه

مهاربندهای کمانش ناپذیر

Buckling-Restrained Braced Frames



اختلاف در نیروی کششی و فشاری برای یک عضو تحت بار محوری



$$\varepsilon_{BRB} = \frac{2\Delta_{brb}}{L_{ysec}}$$

$$T_{max} = \omega R_y F_{ysec} A_{sc}$$

$$C_{max} = \beta \omega R_y F_{ysec} A_{sc}$$

سیستم گمانش ناپذیر باید قادر به تحمل بزرگترین دو مقدار تغییر مکان زیر باشد:

الف) دو برابر تغییر مکان واقعی طبقه

$$\Delta = 2C_d \Delta_p$$

ب) تغییر مکان مشافله با ۲ درصد تغییر مکان نسبی طبقه (0/02) Δ

$$\Delta = 0/02h$$

Δ : تغییر مکان نسبی ارتجاعی طبقه

C_d : ضریب بزرگ نسبی تغییر مکان

H: ارتفاع طبقه

$$k_{shear} = KI'(K_{core}) \frac{KF(A_c E)}{L_{top-to-top}}$$

اتصالات مهاربندی گمانش ناپذیر

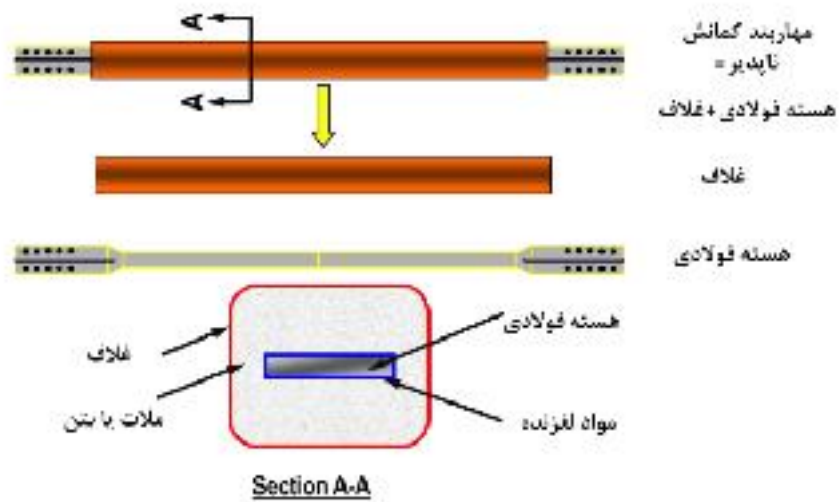
نیروی طراحی اتصالات مهاربند باید ۱۰٪ بیشتر از ظرفیت مهاربند در فشار باشد.

$$P_u = 1/1 \beta_o R_y P_{yc}$$

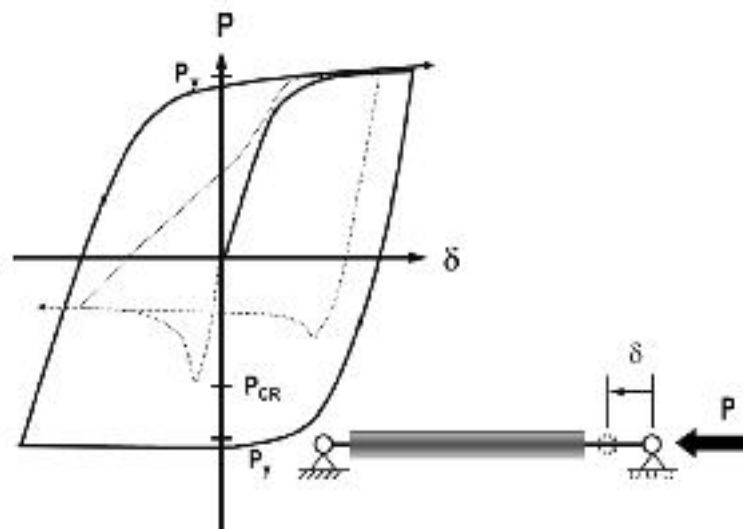
مقادیر ضریب رفتار، اضافه مقاومت و بزرگی نسبی تغییر مکان BRBF

C_d	Ω	R_y	سیستم باربر جانی
۵/۵	۲	۷	برای BRBF با اتصالات تیر به ستون ساده
۵	۲/۵	۸	برای BRBF اتصالات تیر به ستون گیردار
۵	۲/۵	۸	برای سیستم دوگانه قاب خمشی و BRBF

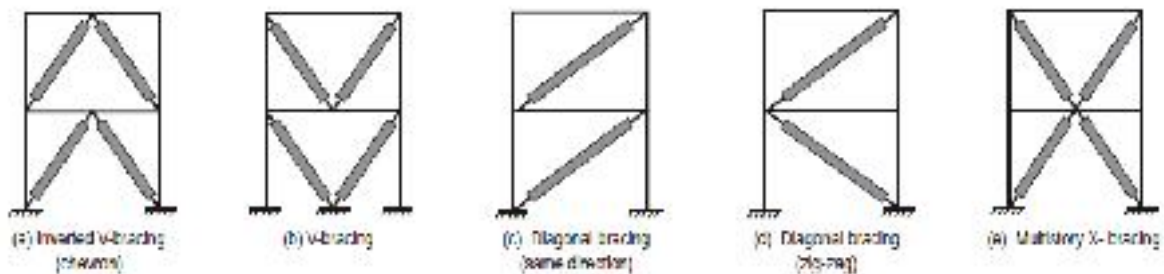
سختی واقعی مهاربند گمانش ناپذیر



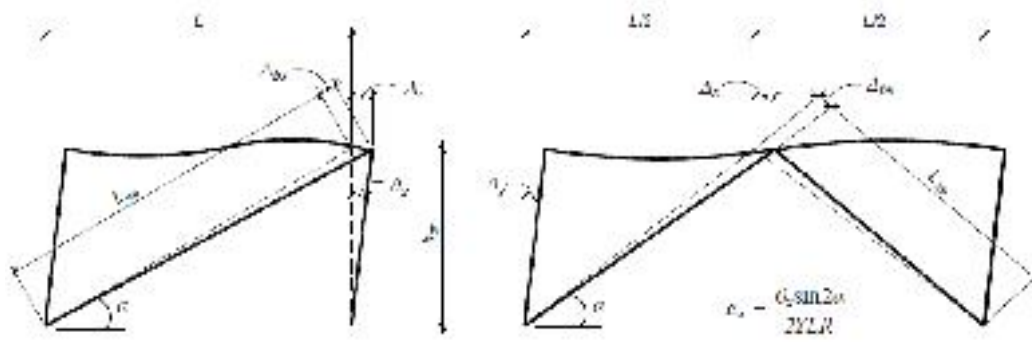
جزئیات مهاربند گمانش ناپذیر



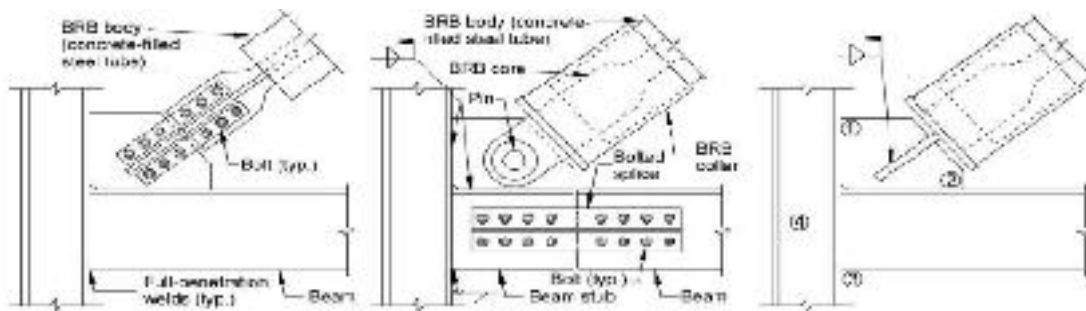
رفتار رفت و برگشتی برای یک عضو گمانش ناپذیر



پیکربندی‌های قابل استفاده در مهاربندهای گمانش ناپذیر



تفاوت در شکل اتصال

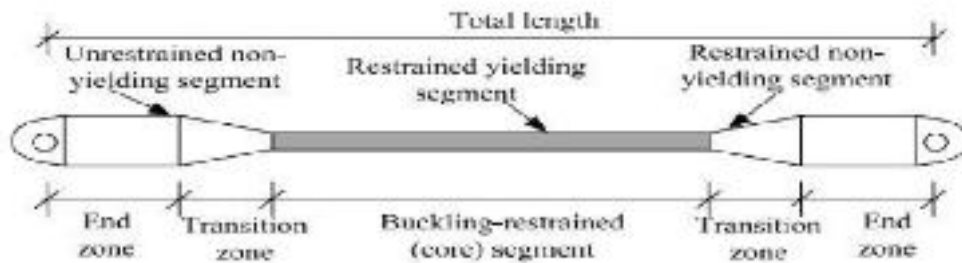


الف) مهاربند با اتصال جوش

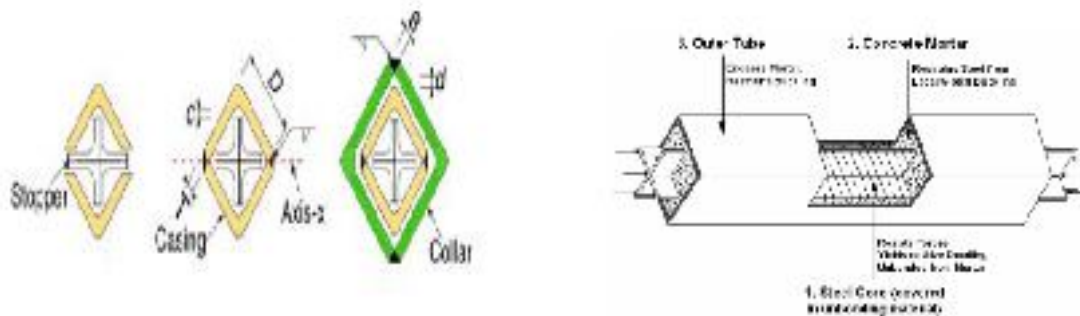
ب) مهاربند با اتصال پین

ج) مهاربند با اتصال پیچ

حالات مختلف اتصال مهاربند کمانش تاب به سازه



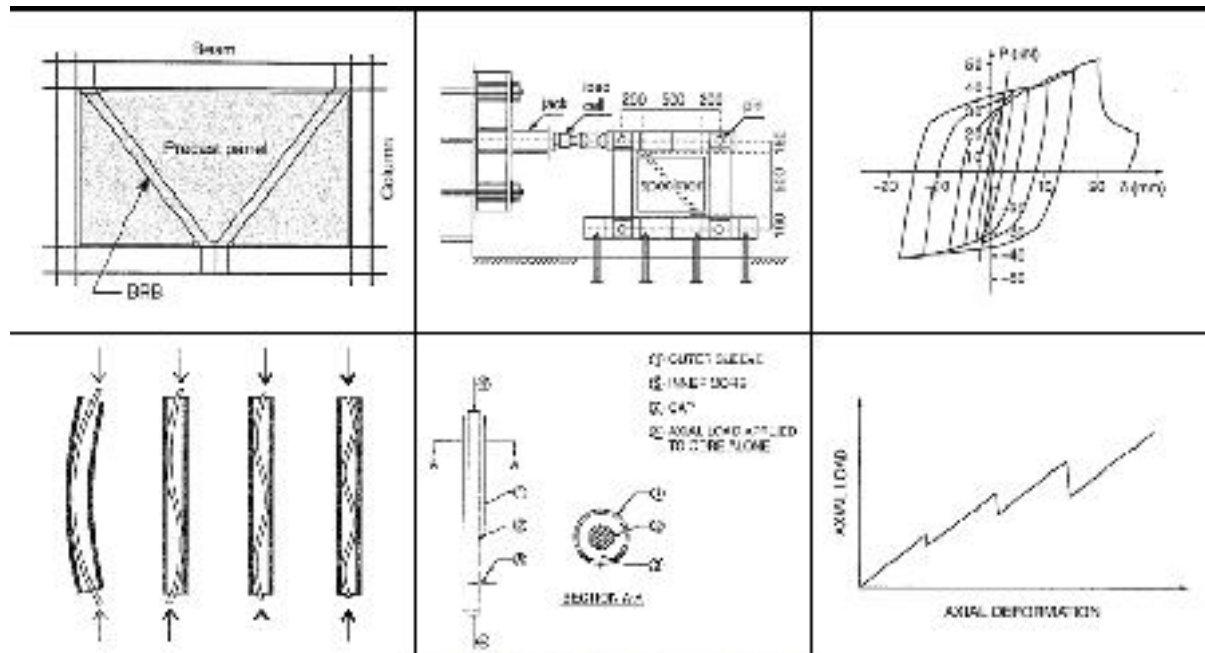
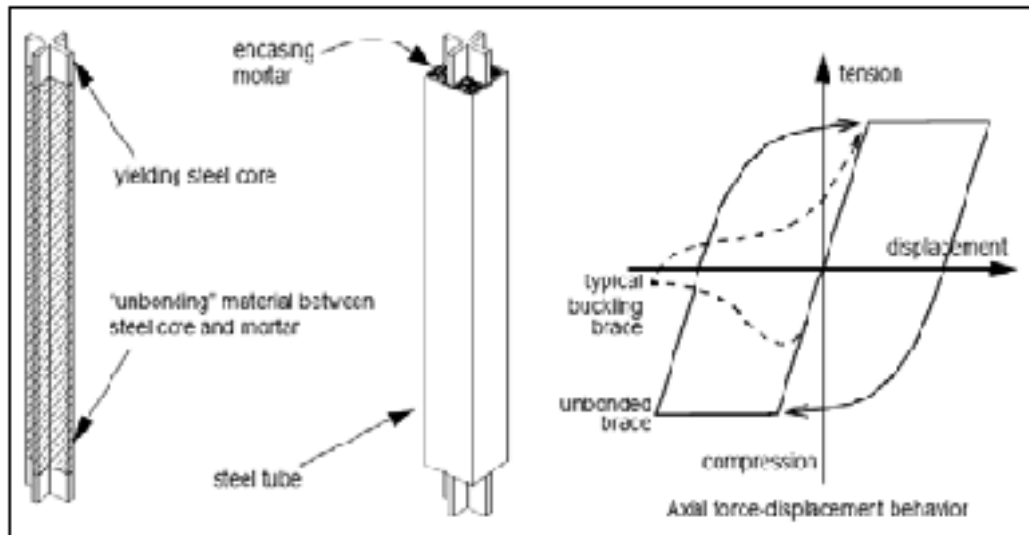
اجزای تشکیل دهنده داخلی مهاربند کمانش تاب

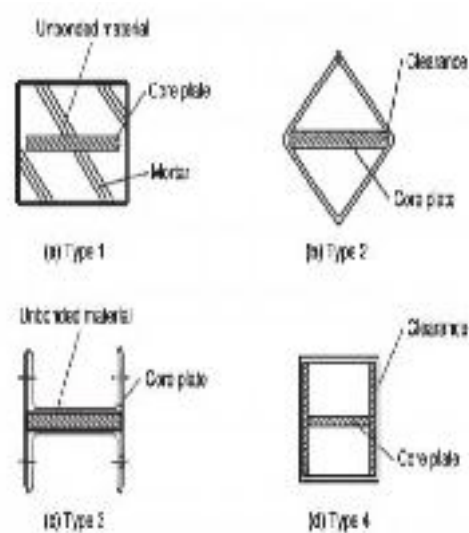
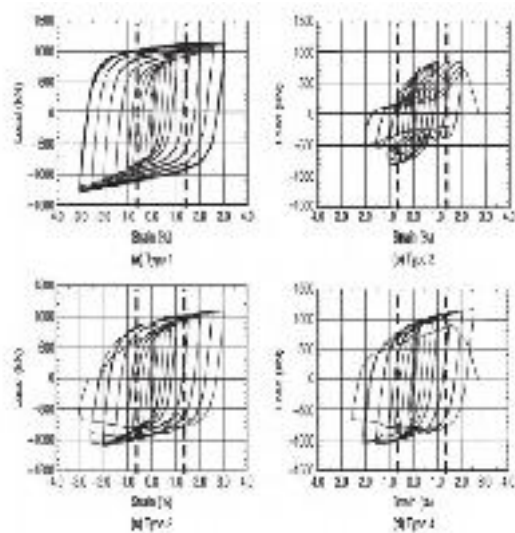
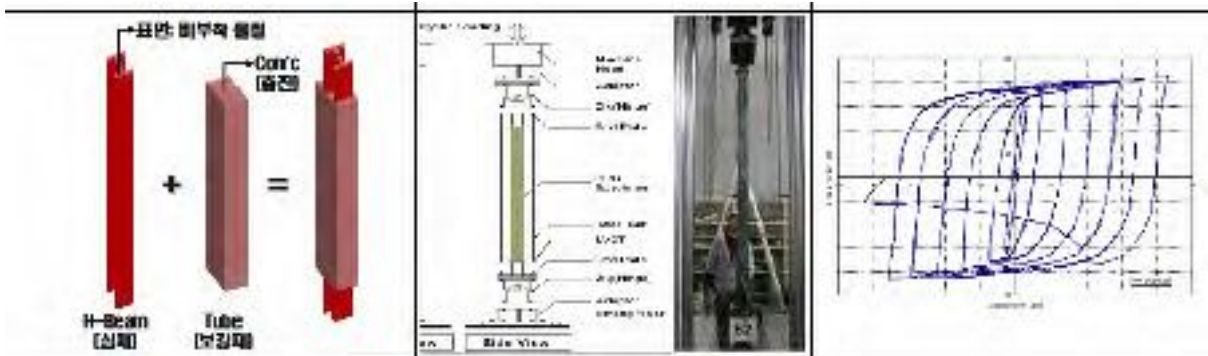
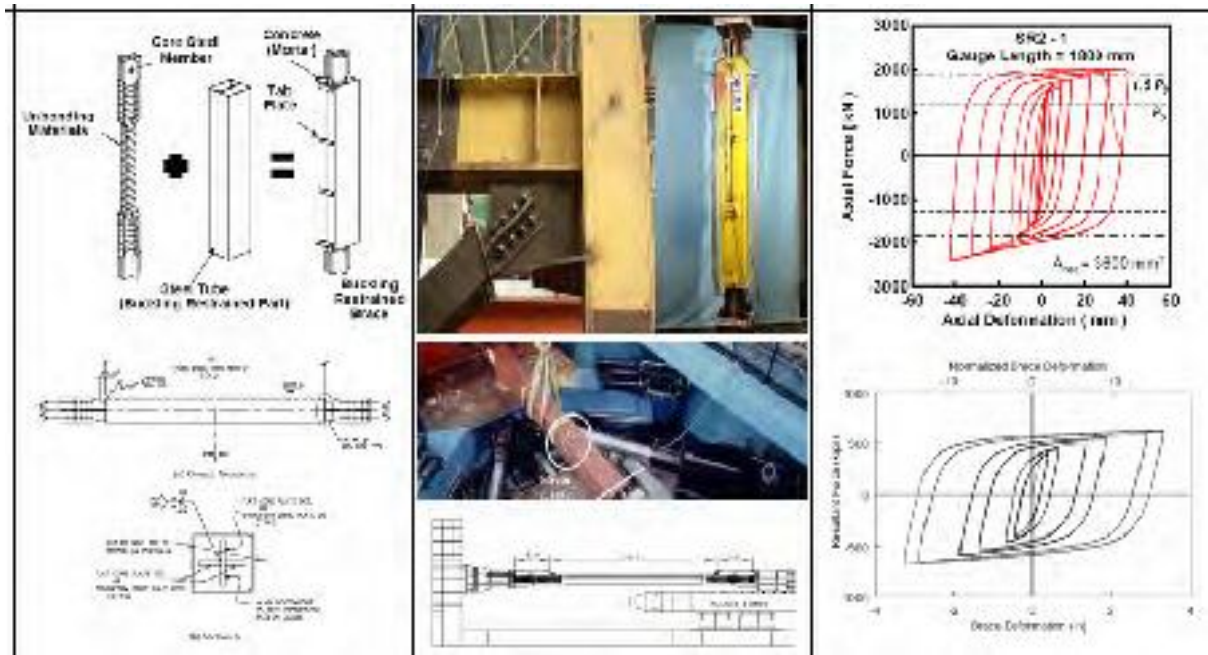


الف) سیستم متباعد کننده فازی

ب) سیستم متباعد کننده بتن همراه عایق فازی

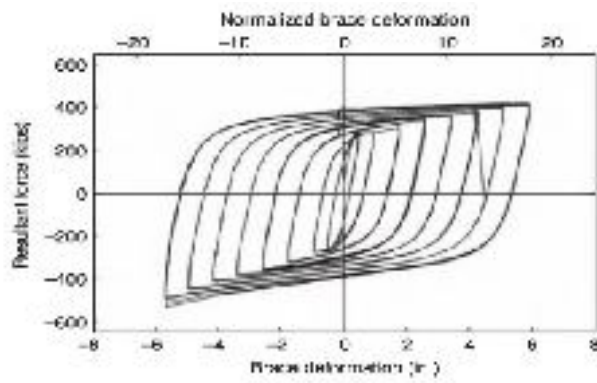
سیستم مقعد کننده کمانش هسته



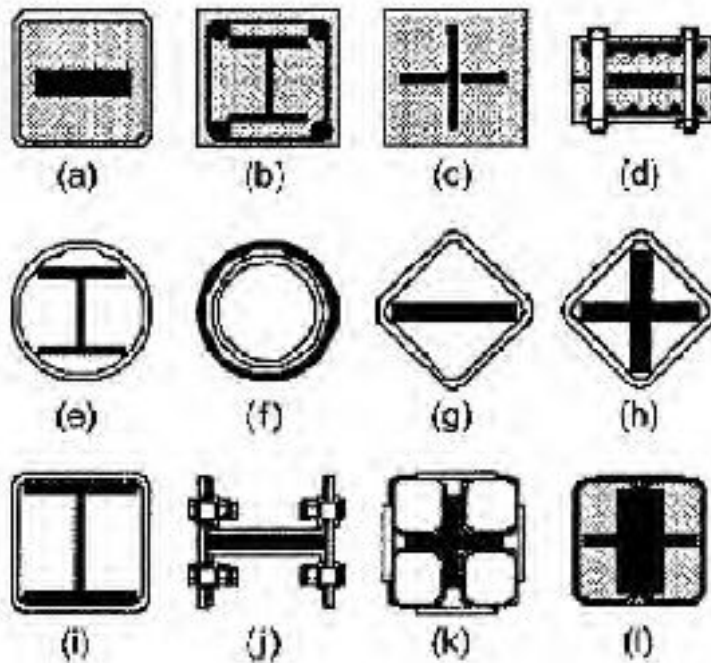


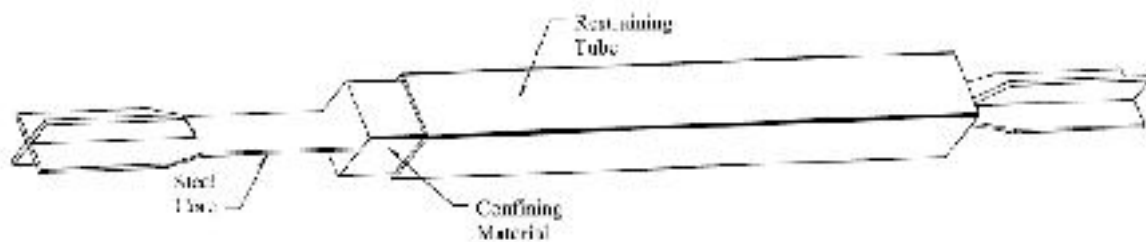
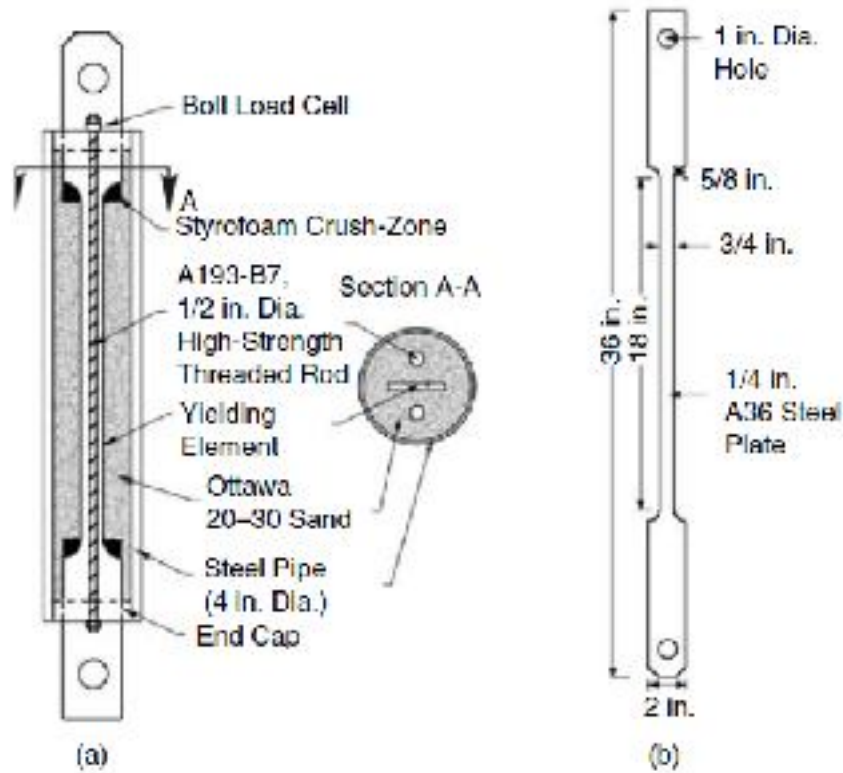
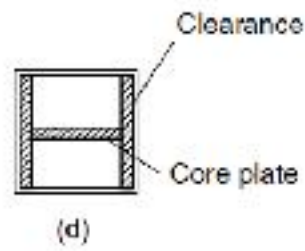
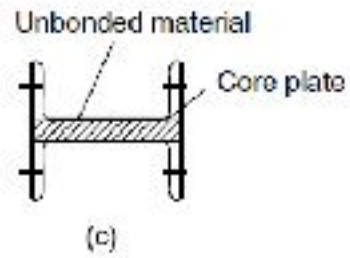
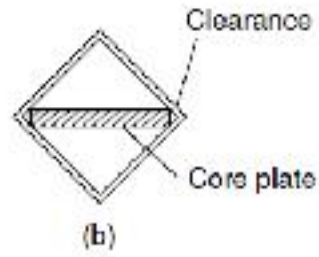
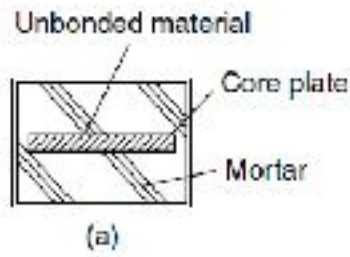
ب) نمودارهای چرخه‌ای مهاربند با مقاطع عرضی مختلف

الف) مقطع عرضی مهاربند با شکل‌های متفاوت

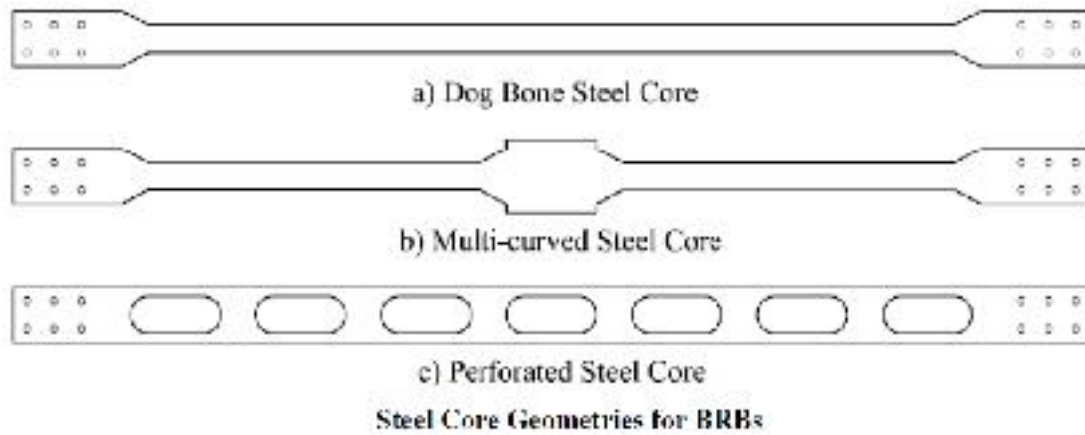
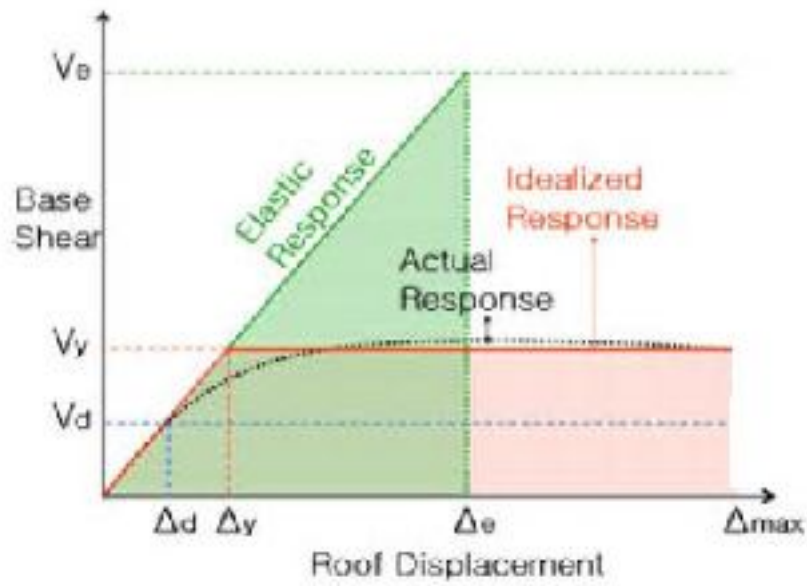


رفتار چرخه‌ای مهاربند گمانش تاب

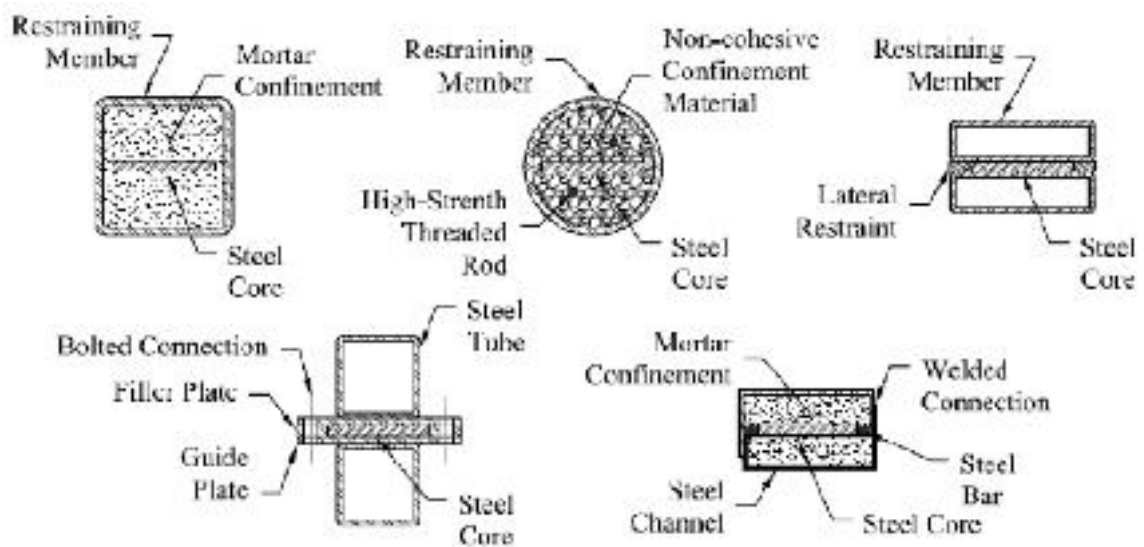




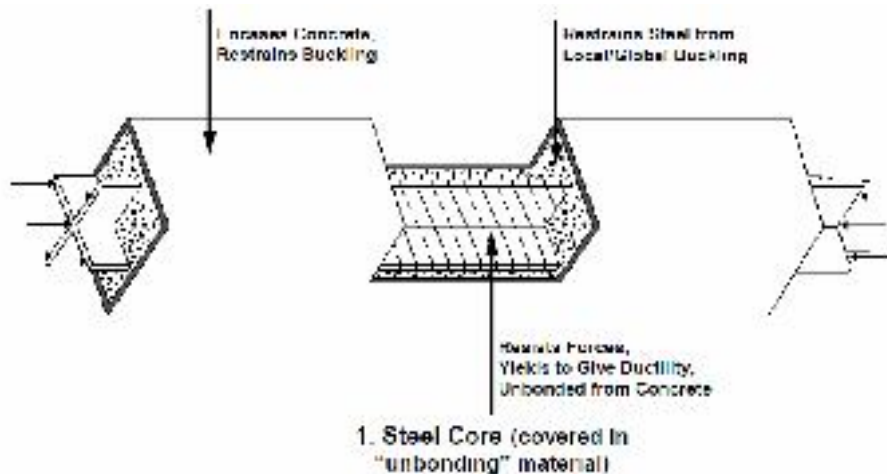
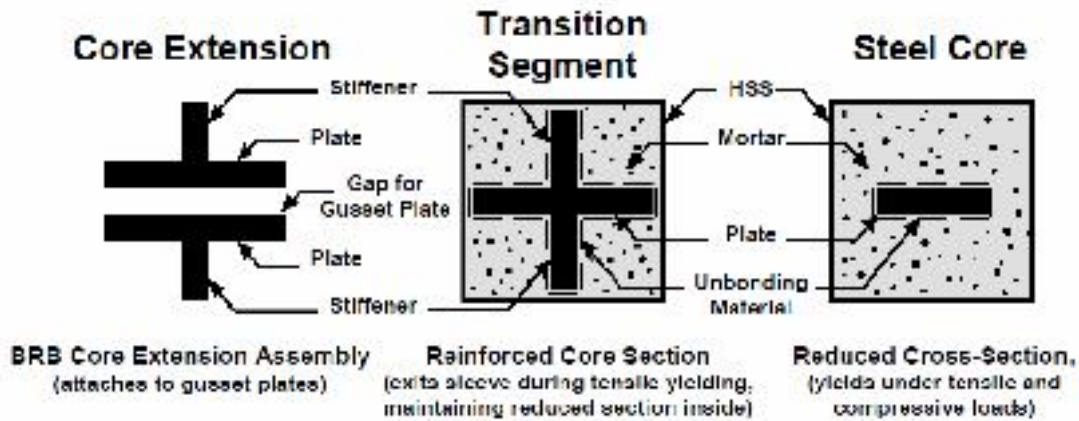
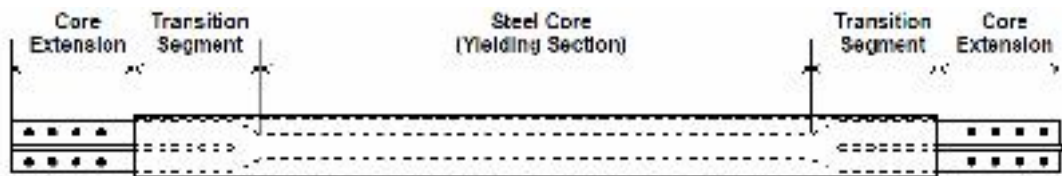
Buckling Restrained Brace (BRB)



Steel Core Geometries for BRBs



Various BRB Systems



مراجع :

مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران چاپ 1387

مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران چاپ 1392

فریبرز ناطق الهی، کتاب رفتار و طراحی لرزه ای قابهای خارج از مرکز

ابراهیم ثنایی کتاب طراحی سازه های فولادی

مجتبی ازهری سیدرسول میرقادری، جلد اول و دوم و چهارم کتب طراحی

سازه های فولادی ، انتشارات ارکان دانش

محمدتقی کاظمی، طراحی بادبند دروازه ای برای زلزله، سومین همایش

نقد و بررسی آیین نامه طرحی ساختمانها در برابر زلزله 6 و 7 اسفند 1381

Roy Becker, Michael Ishler, Seismic Design Practice For Eccentrically Braced Frames based on UBC1994, december 1996

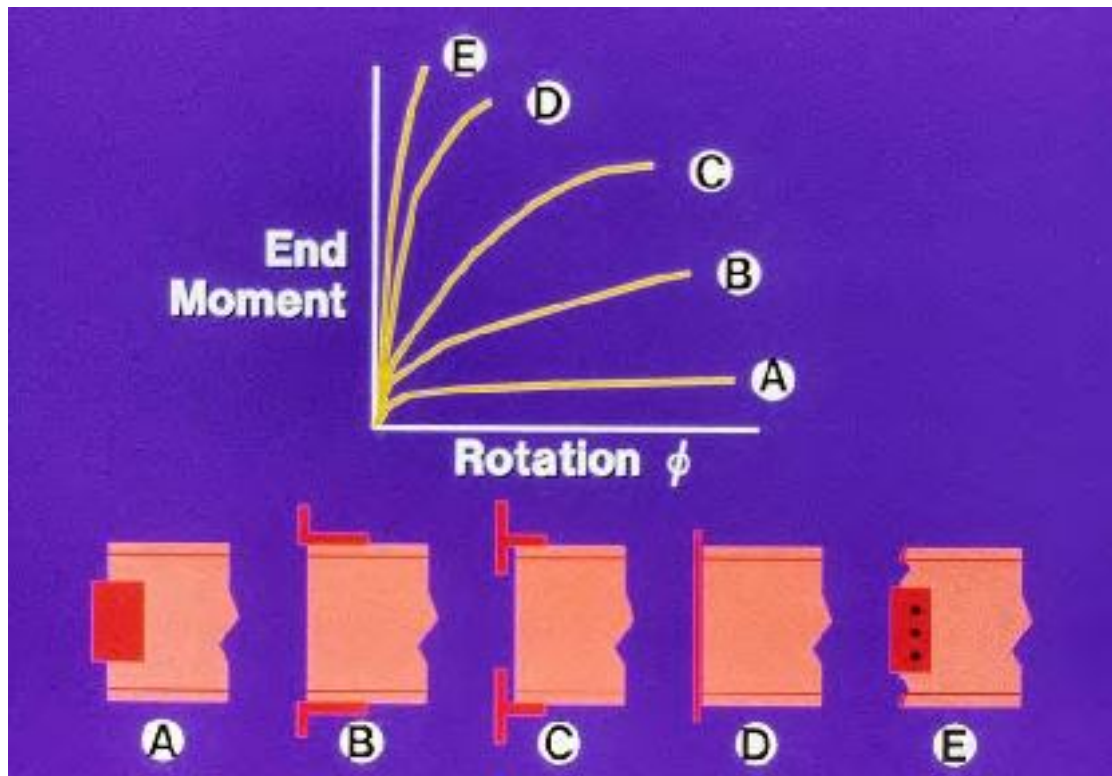
Rafael Sabelli ,Seismic Braced Frames, Design Concepts and Connection, 27 July 2006

chicago, ilinois, AISC

2- از طریق تقویت اتصالات

امروزه سازه های فولادی به علت مقاومت و استحکام عناصر تشکیل دهنده و پروفیل‌های آن و نیز سرعت و سهولت اجرایی از پرکاربردترین نوع سازه ها می باشد در سازه های فولادی عناصر جز شامل تیرها ، ستونها و بادبندها و غیره بوده و با توجه به این که این عناصر اکثراً در کارخانه تولید میشوند دارای ایمنی ساخت و کنترل کیفی مناسبی می باشند. این اجزا به وسیله یک یا ترکیبی از چند نوع وسیله اتصال و به وسیله عناصر واسطی به هم متصل شده و سازه را تشکیل میدهند. با توجه به این که این اتصالات اکثراً خارج از یک سیستم تولید مکانیزه و به صورت دستی طراحی و اجرا می شوند از کنترل کیفی کمتری برخوردار بوده و نقطه ضعف سازه های فولادی را رقم می زنند. بعد از وقوع زلزله نرتریج آمریکا در سال 1994 و کوبه ژاپن در سال 1995 و آسیب شدید اتصالات گیر دار ، پژوهشگران به این نقطه پی بردند که دلیل اساسی آسیب‌های وارده به اتصالات ایجاد مفصل پلاستیک در محل اتصال تیر به ستون می باشد. یکی از روش‌های ارائه شده جهت رفع این نقص استفاده از اتصال تیر به ستون با مقطع کاهش یافته تیر یا (RBS) می باشد که بر مبنای طرح پلاستیک تیر طراحی و اجرا می گردد. مقاوم سازی سازه های فولادی عمدتاً به بهسازی و تقویت رفتار مهاربندها، اتصالات، اعضای کششی، دیوارهای برشی و ترکیب رفتار بتن و فولاد بر می گردد که در این نوشتار به برخی از روش‌های تقویت اعضای سازه های فولادی می پردازیم .

- All connections have a certain amount of rigidity
- Simple connections (A above) have some rigidity, but are assumed to be free to rotate
- Partially-Restrained moment connections (B and C above) are designed to be semi-rigid
- Fully-Restrained moment connections (D and E above) are designed to be fully rigid



Acceptable SMF-type connections include:

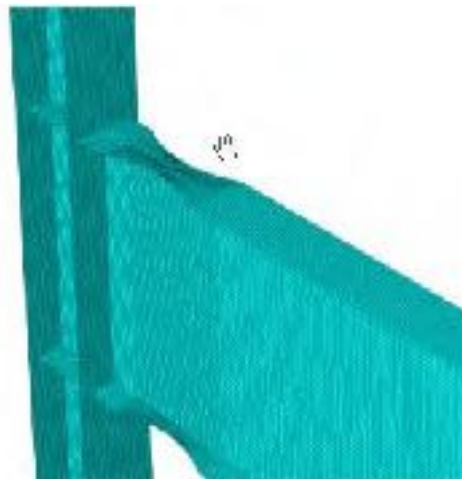
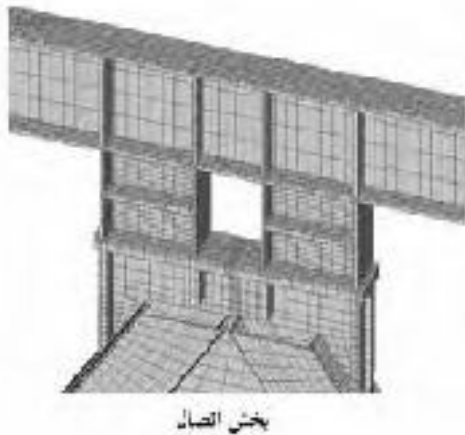
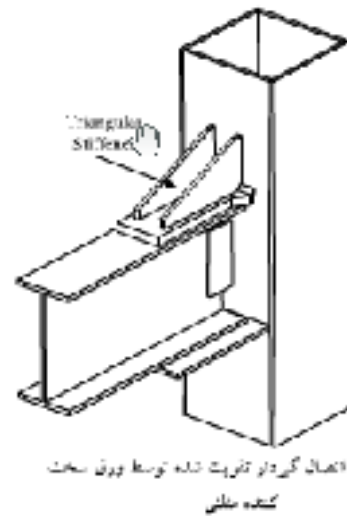
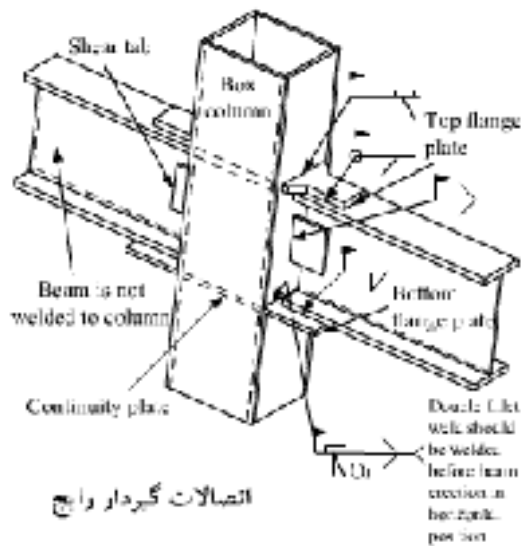
- Welded Unreinforced Flanges with Welded Web (WUF-W)
- Bolted Flange Plate (BFP)
- Bolted Unstiffened End Plate (BUEP)
- Bolted Stiffened End Plate (BSEP)
- Reduced Beam section (RBS)
- Kaiser Bolted Bracket[®]
- SidePlate[™]
- Slotted Web[™]

Two common connections that do not meet the SMF requirements are:

- Double Split Tee (DST)
- Welded Unreinforced Flanges with Bolted Web (WUF-B).

اتصال تیر به ستون باید طوری طراحی شود که خواص الاستیک خود را در حین تغییر شکل‌های بزرگ حفظ نماید و از مفصلی شدن تیر متأثر نشود. این عمل را می‌توان با طراحی تیر با مقطع تضعیف شده به صورت موضعی انجام داد. این محل‌های تضعیف شده یا مفاصل ایجاد شده در اثر بارهای ثابت در نتیجه جاری شدن تارهای کششی و فشاری و کم‌انرژی تارهای فشاری با خواص پلاستیک عمل کرده و دوران‌های چشمگیری از خود نشان می‌دهد در صورتی که تعداد

کافی از این مفاصل در یک قاب ایجاد شود در آن قاب ، مکانیزم ایجاد شده و قاب تغییر شکل جانبی خمیری داده و اتلاف انرژی بسیار بالایی به دست خواهد آمد. در این شرایط آسیب های موضعی به المان های سازه وارد خواهد شد و از انتشار خرابی به عناصر باربر سازه که نقش اساسی را در پایداری کل سازه ایفا می کنند جلوگیری خواهد شد. تشکیل مفصل پلاستیک در ستون ها بسیار نامطلوب است زیرا علاوه بر ایجاد کمانش در ستون بر اثر نیروهای محوری ، باعث بروز تنش های ثانویه بسیار شدید در درز اتصال بال تیر به بال ستون خواهد شد این شرایط بسیار نامطلوب است زیرا باعث ایجاد خرابی ترد در محل اتصال خواهد شد. با بررسی مدل های المان محدود اتصالات ، مفصل پلاستیک طولی حدود نصف ارتفاع پروفیل را در بر می گیرد به همین منظور حداقل فاصله محل ایجاد مفصل پلاستیک از محل اتصال به روی تیر باید برابر با همین مقدار یعنی نصف ارتفاع پروفیل تیر باشد. اگر جهت انتقال محل مفصل پلاستیک به روی تیر از اتصال تقویت شده استفاده شود این موضوع باید در نظر گرفته شود و ستون نیز در محل اتصال تقویت شده و ظرفیت خمشی موضعی آن افزایش یابد تا از بروز شرایط ستون ضعیف جلوگیری به عمل آید. بر مبنای موارد فوق الذکر ، هدف از طراحی اتصال تأمین شرایطی برای پیشگیری از تشکیل لولای پلاستیک در ستون و یا مجاورت ستون و انتقال آن به موقعیت مشخصی در تیر است. این امر با تقویت خود اتصال و ستون و یا تضعیف موضعی تیر امکان پذیر است در ضمن کلیه اجزاء اتصال باید در برابر نیروهای ثقلی مقاومت کافی را داشته باشند

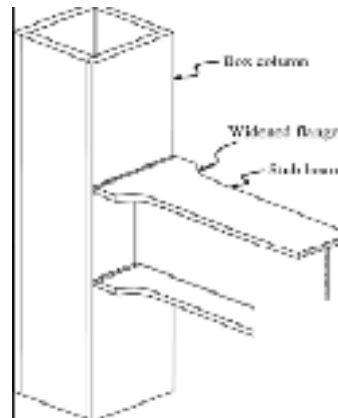
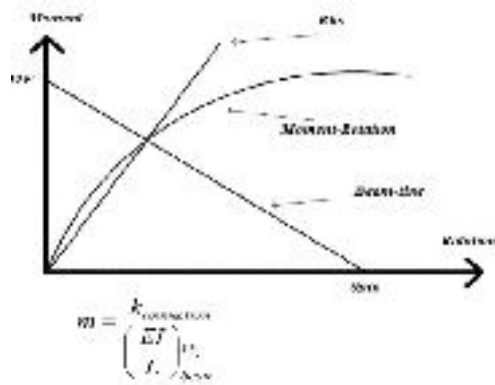
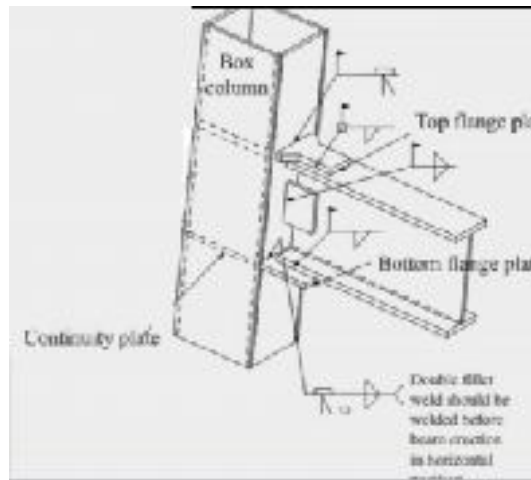
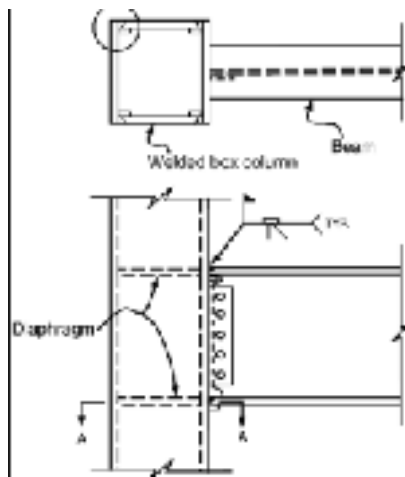
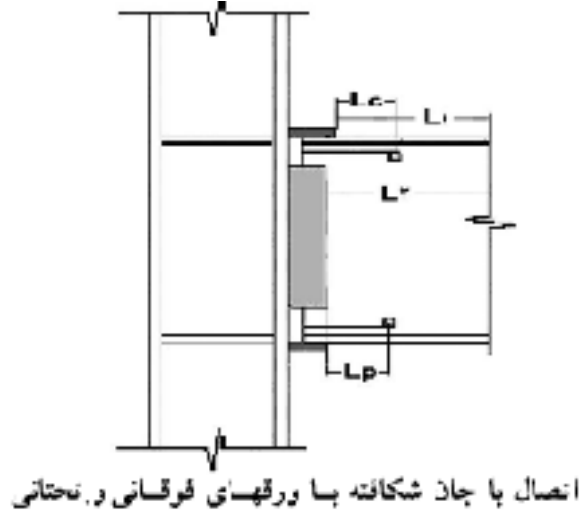
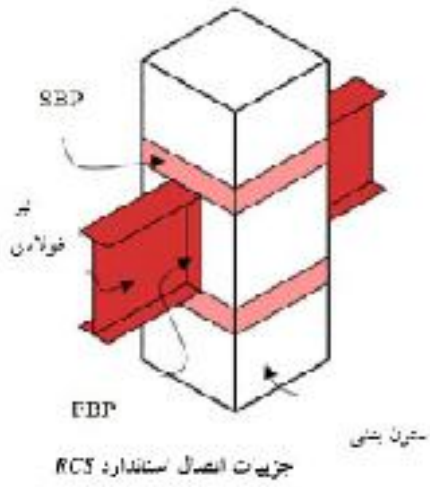


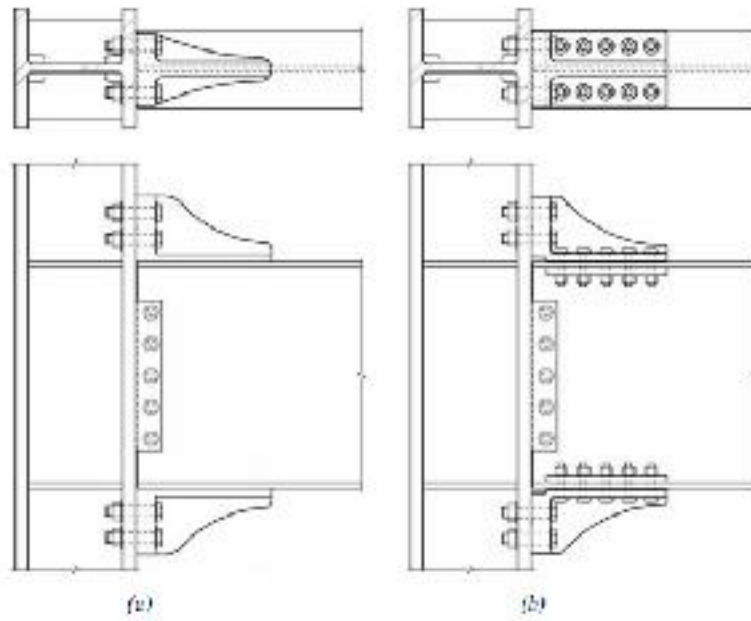
اتصال RBS

اتصالات مقطع تیر ضعیف شده (RBS)

در این اتصالات جهت ایجاد مفصل پلاستیک در روی تیر ، مقطعی از تیر به صورت موضعی تضعیف می شود جهت این کار می توان از ایجاد انحنای دایره ای ، برش پخ دار ، برش مستقیم بالهای تیر و ایجاد سوراخهای ثابت و یا متغیر در روی بالهای تیر استفاده کرد. در کل مجموعه ، تیر با مقطع کاهش یافته با انحنای دایره ای بهتر است زیرا بر اساس بررسی مدل المان محدود اتصالات در سایر نمونه ها پیش از رسیدن مقطع به ظرفیت دوران پلاستیک ، مقطع منهدم شده است. در مقطع کاهش یافته موضعی معمولاً شکست از محل تغییر شکل هندسی شدید همانند گوشه های برش و زوایای تیز به دلیل تمرکز بالای تنش آغاز و به جان تیر منتقل می شود. اتصالات استخوانی یا مقاطع ضعیف شده به صورت انحنای

دایروی نوعی از این مقاطع ضعیف شده هستند.





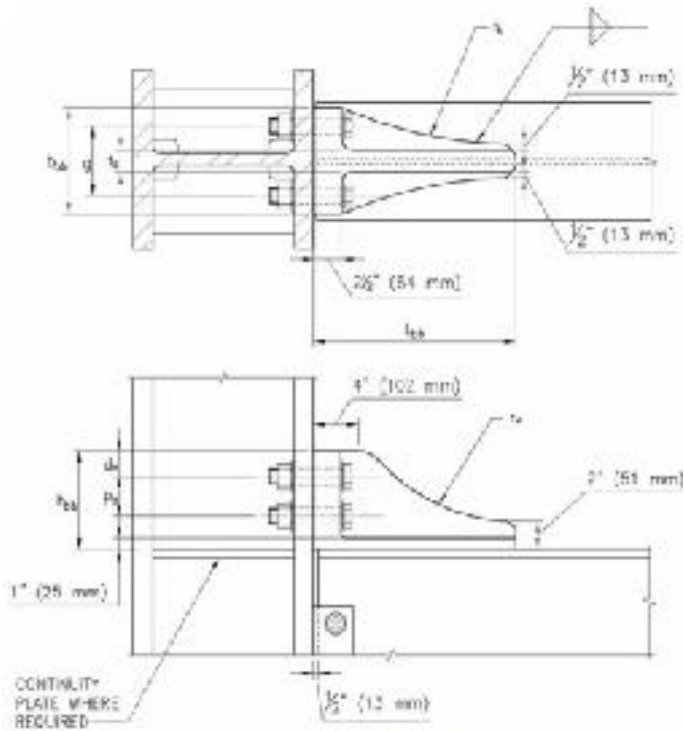
Kaiser bolted bracket connection. (a) W-series connection;
(b) B-series connection.



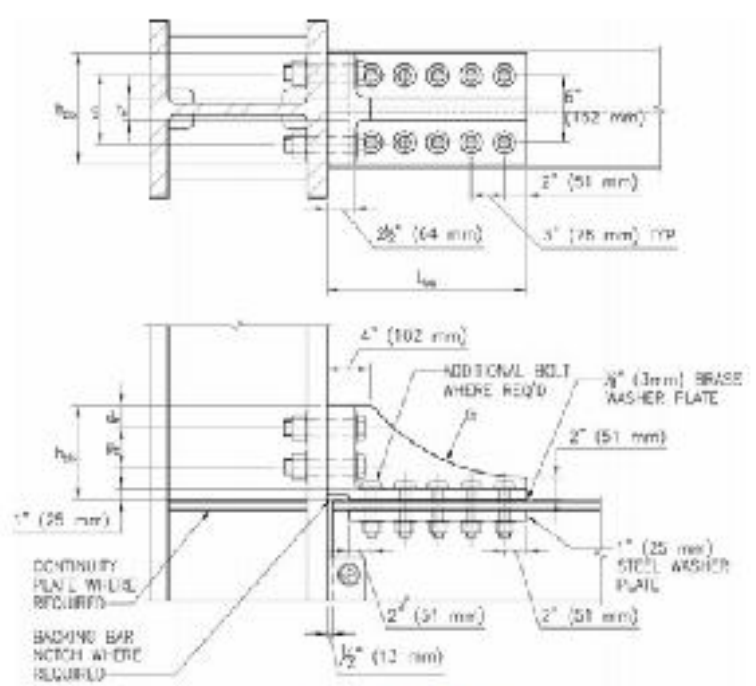
Kaiser bolted bracket W-series configurations:
(a) six column bolts, W-3; (b) four column bolts, W-2 and W-1; and
(c) four column bolts, W-2 and W-1.



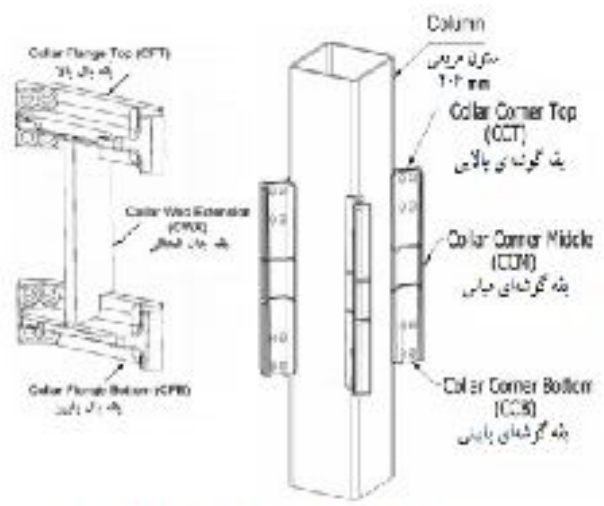
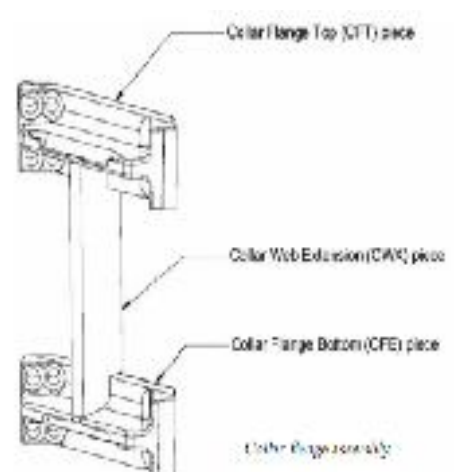
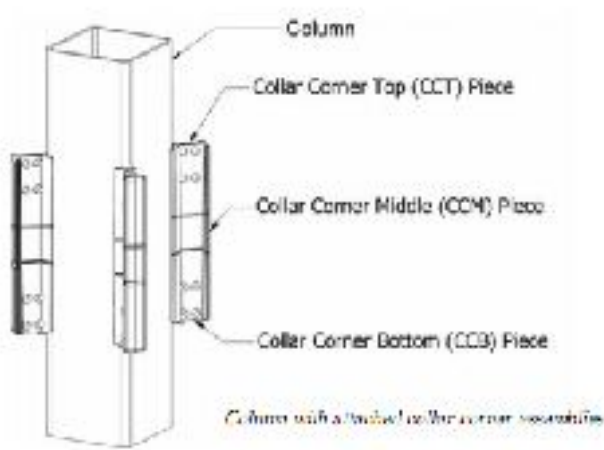
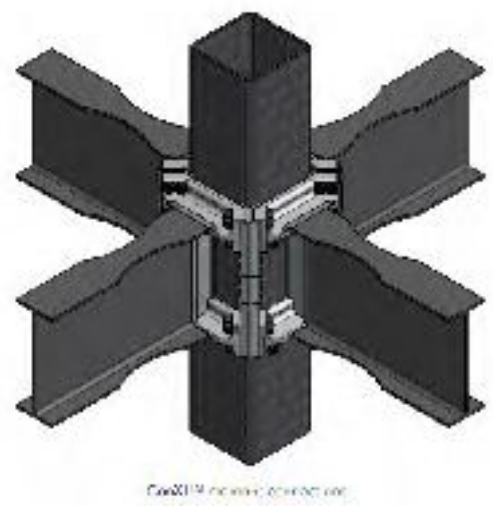
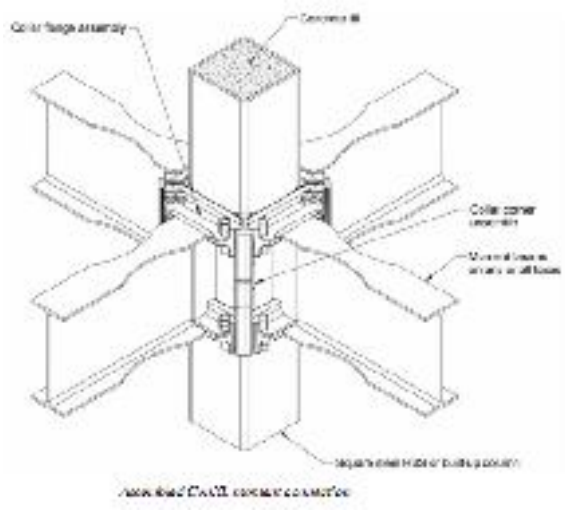
Kaiser bolted bracket B-series configurations:
(a) six column bolts, B-3; and (b) four column bolts, B-1.



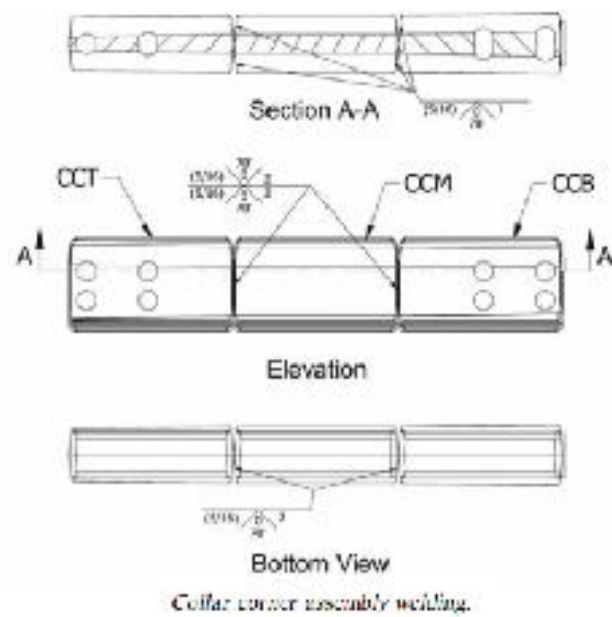
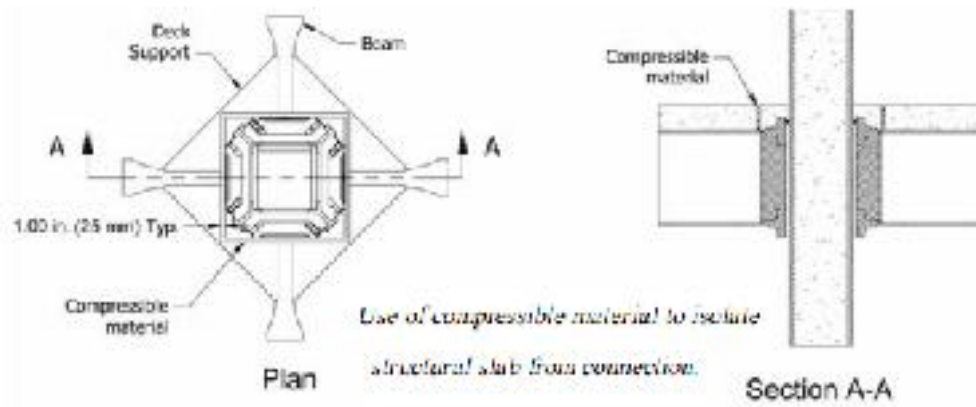
B-series connection detailing.

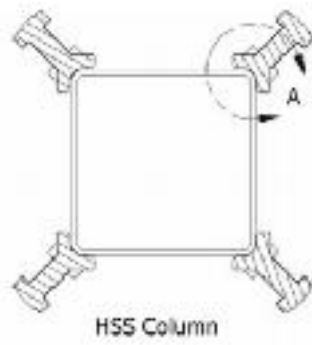


B-series connection detailing.

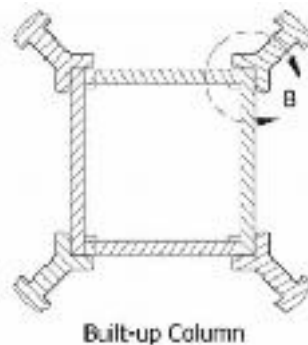


تعریف هندسه و جزئیات اتصال ConXI.

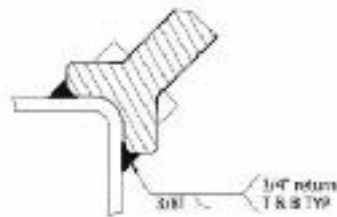




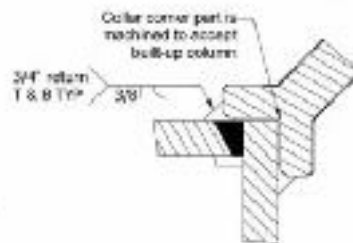
HSS Column



Built-up Column

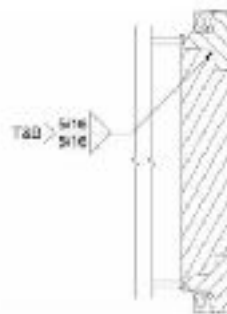


Detail A

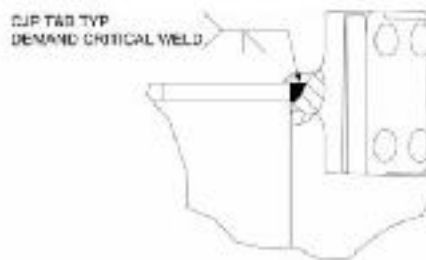
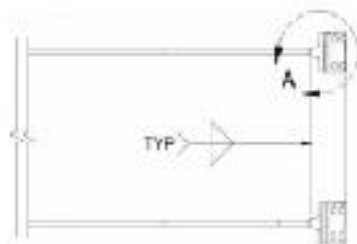


Detail B

Collar-corner-assembly-in-column weld plan view

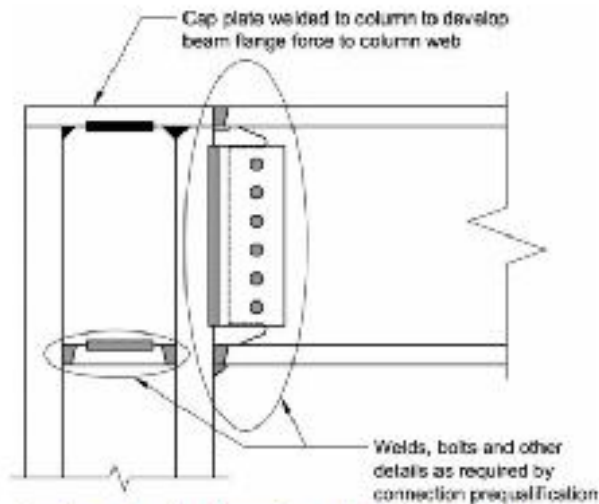


Collar-web extension-to-collar-flange weld, elevation

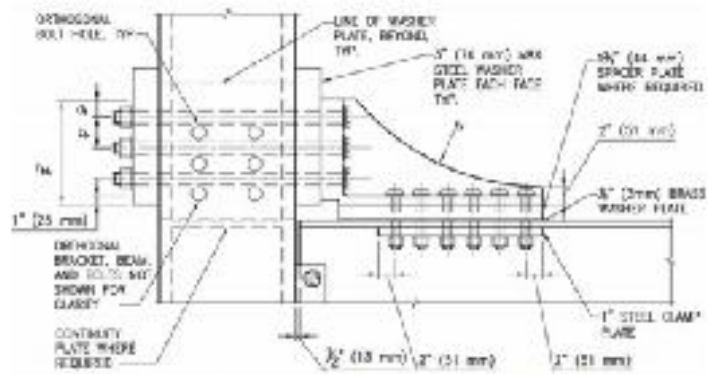
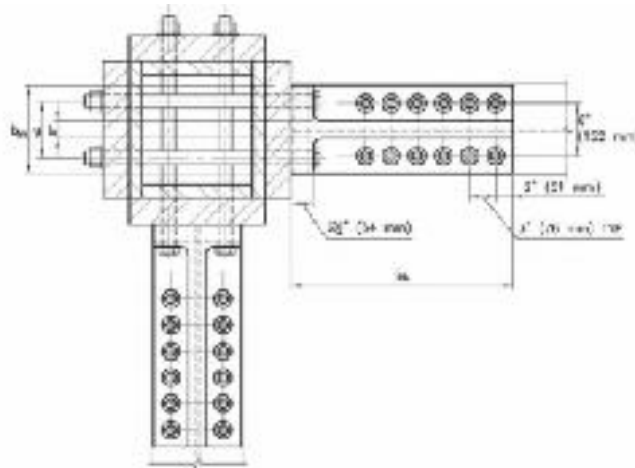


Detail A

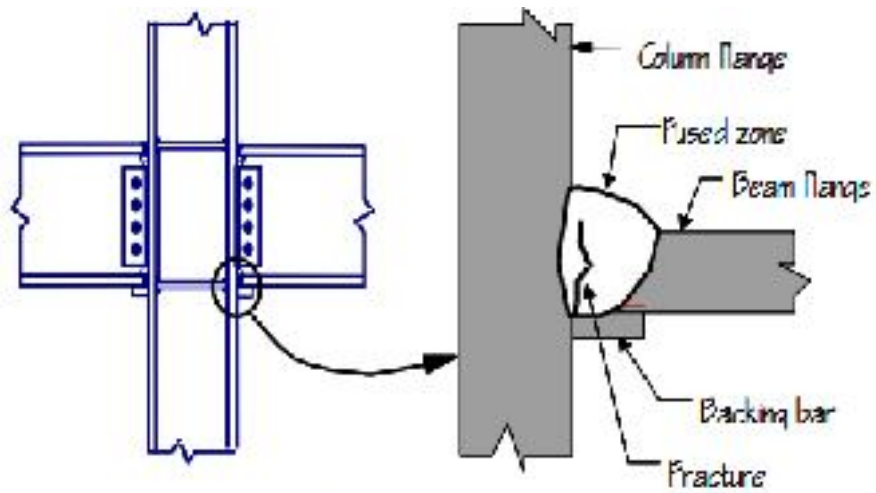
Collar-flange-assembly-on-beam web, elevation



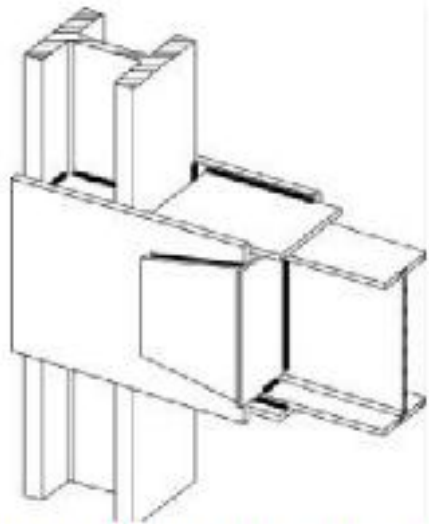
Example cap plate detail at column top for RIGS connection.



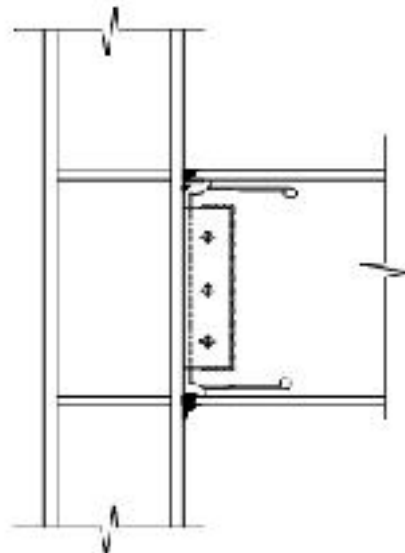
Hex column: connection detailing for K&M



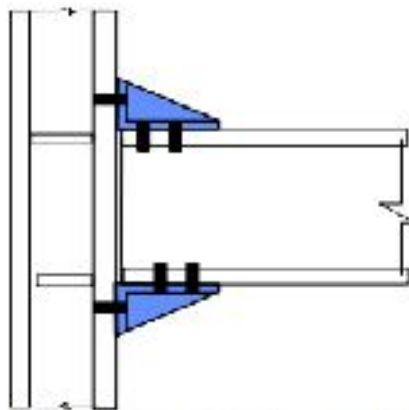
Common Zone of Fracture Initiation in Beam-Column Connection



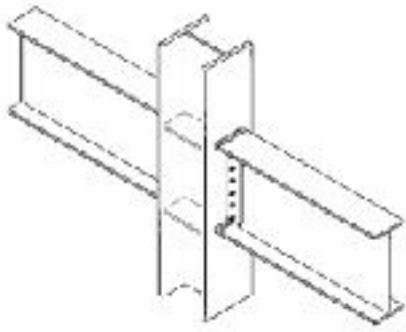
**Proprietary Side Plate Connection
Application to Existing Construction**



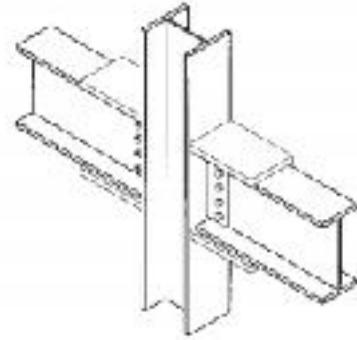
Proprietary Slotted Web Connection



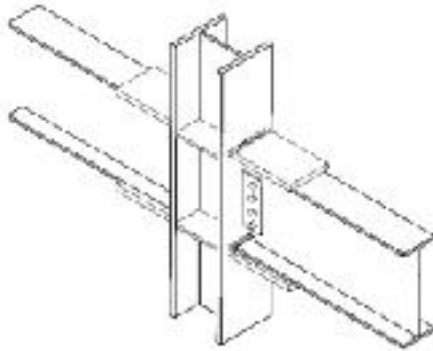
Bolted Bracket Connection



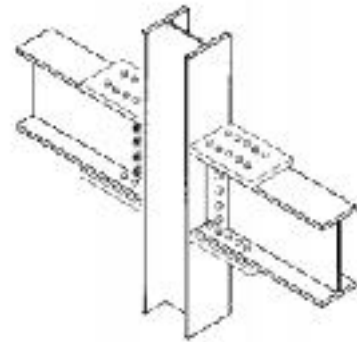
(a) WUF Connection



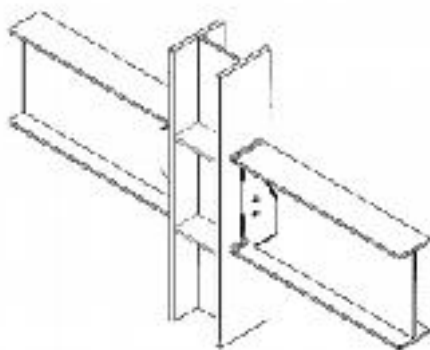
(b) Welded Flange Plate



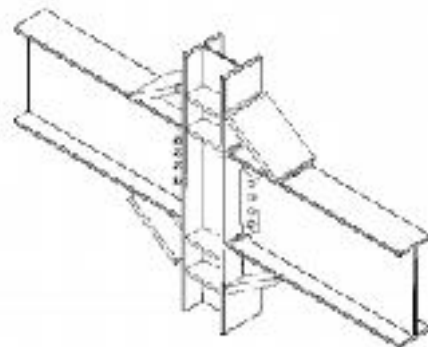
(c) Welded Cover Plated Flanges



(c) Bolted Flange Plate

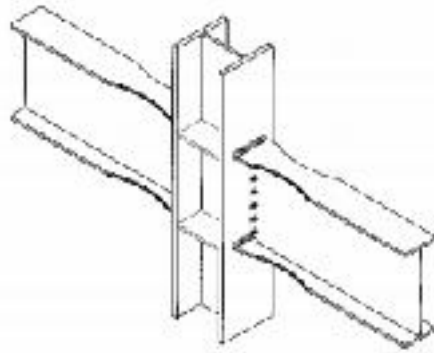


(e) Free Flange

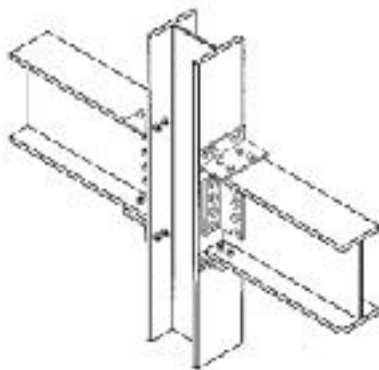


(f) Top and Bottom Haunch

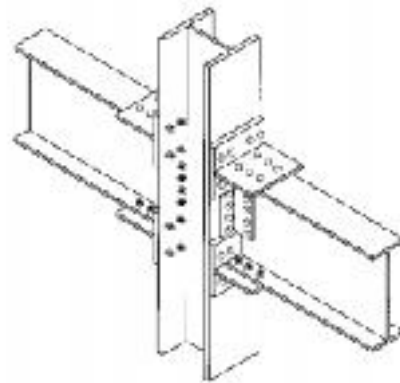
Fully Restrained Moment Connections



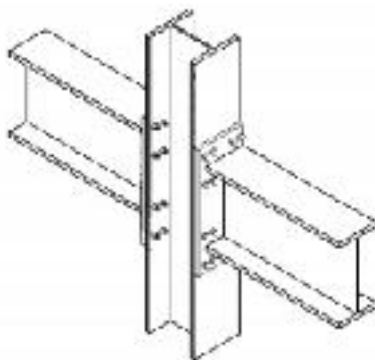
(g) Reduced Beam Section (RBS)
(continued) Fully Restrained Moment Connections



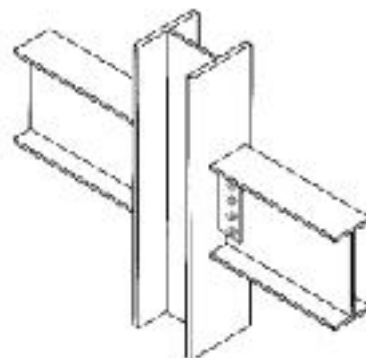
(a) Bolted or Riveted Angle



(b) Bolted Double Split Tee

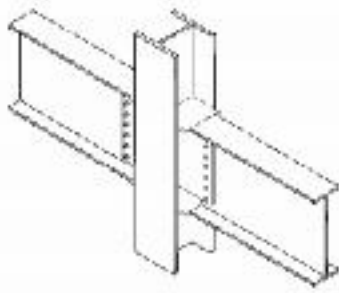


(c) End Plate (Unstiffened)

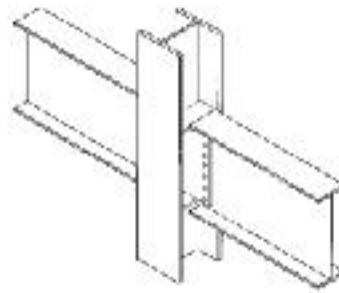


(d) Simple Shear Tab Connection

Partially Restrained Moment Connections or Shear Connections

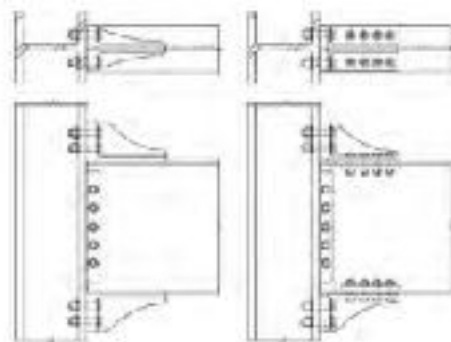


(a) Fully Restrained Connection

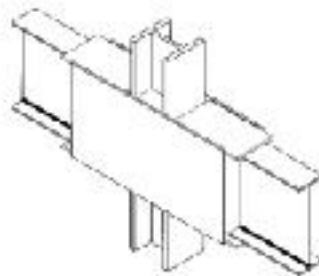


(b) Typical Shear Only Connection

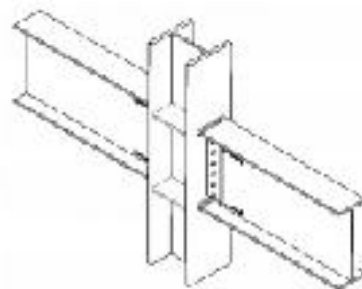
Weak Axis Moment Connection or Shear Connection



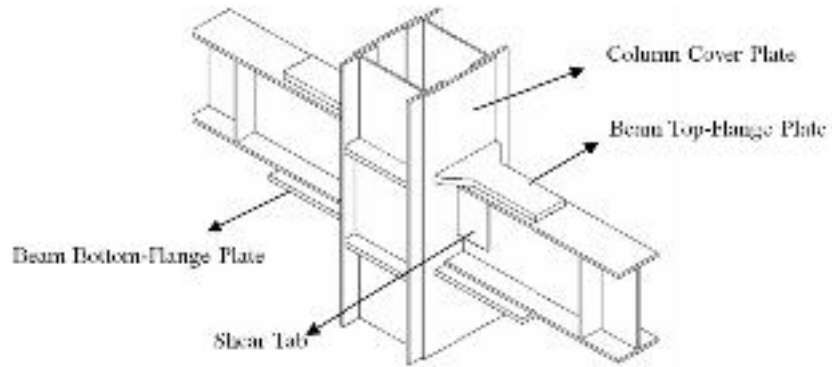
Kaiser Bolted Bracket[®] Fully Restrained Connection



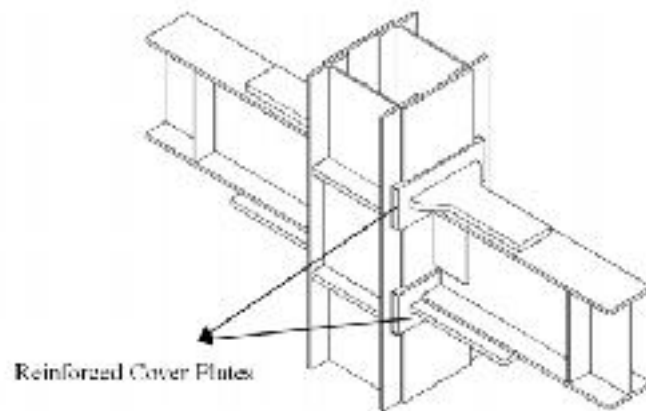
SidePlate[®] Fully Restrained Moment Connection



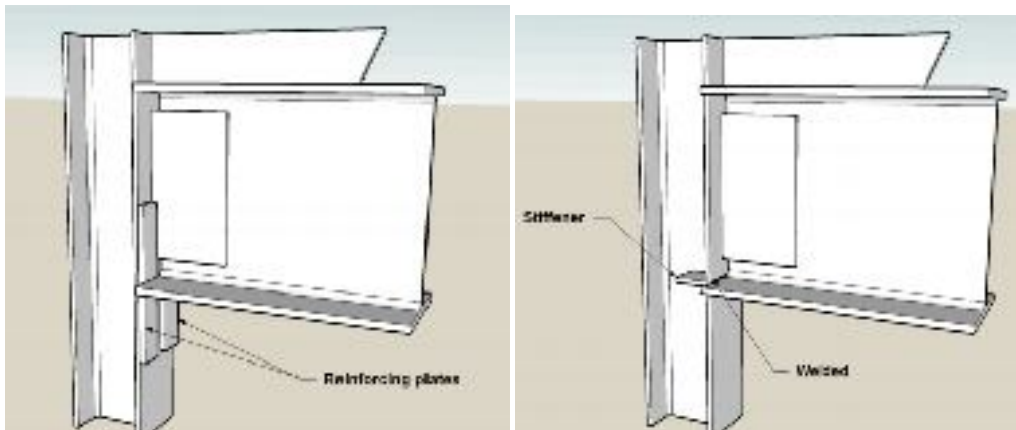
SlottedWeb[™] Fully Restrained Connection

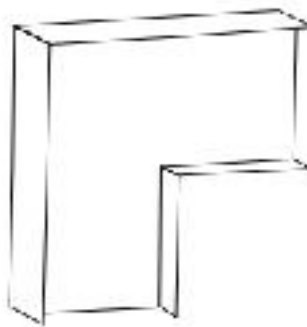
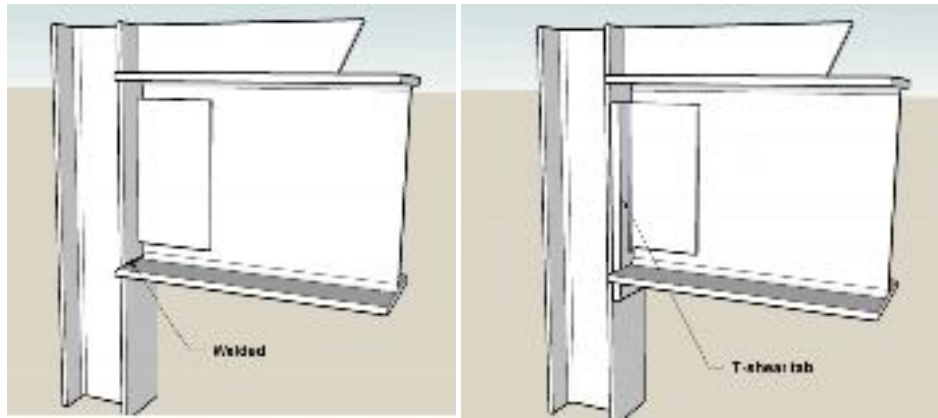


Traditional moment connection of I-beam to double-I built-up column.

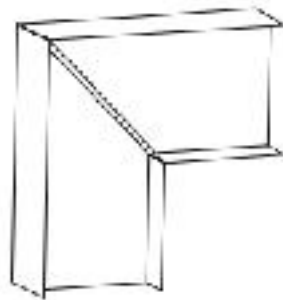


The proposed moment connection of I-beam to double-I built-up column.

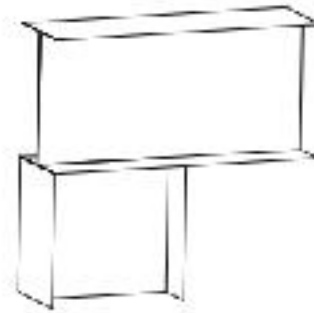




Mitre Joint



Mitre & Diagonal



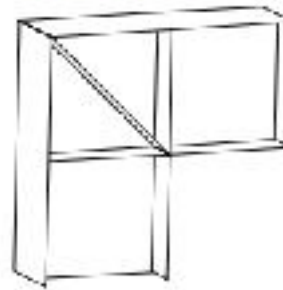
Beam Through



Column Through

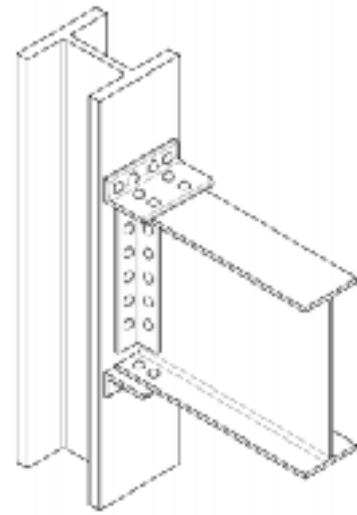
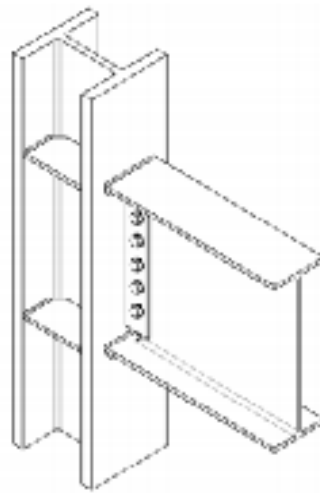
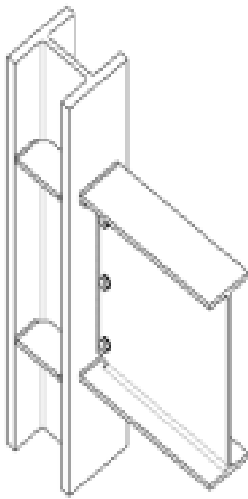


Box

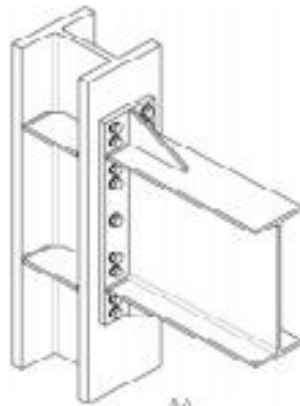


Box & Diagonal

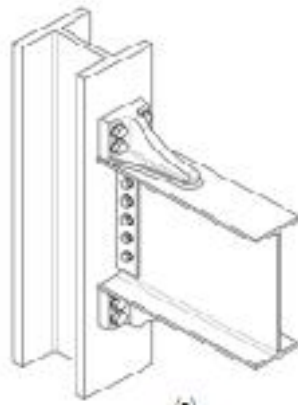
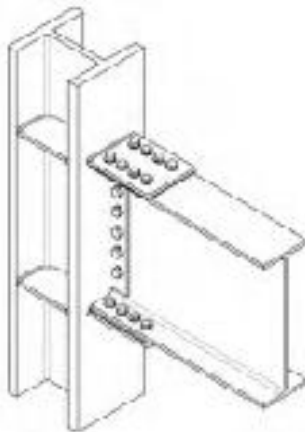
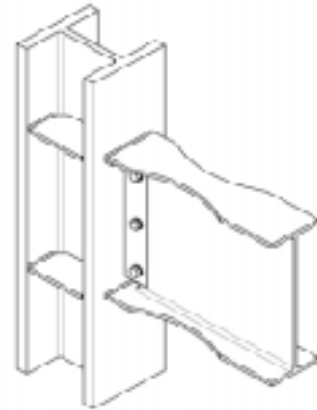
Joint Configurations



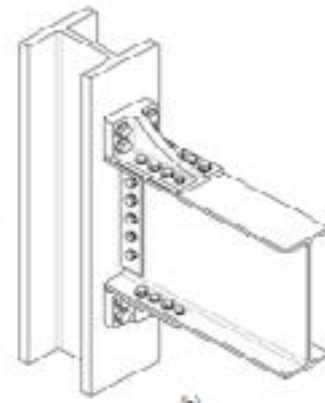
4



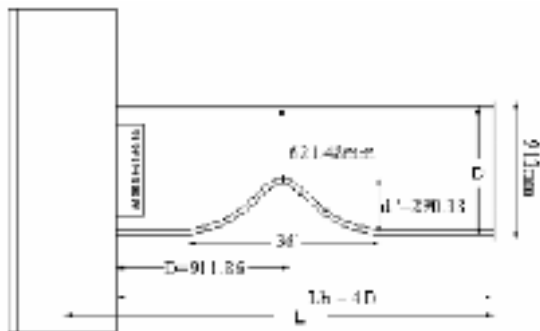
5



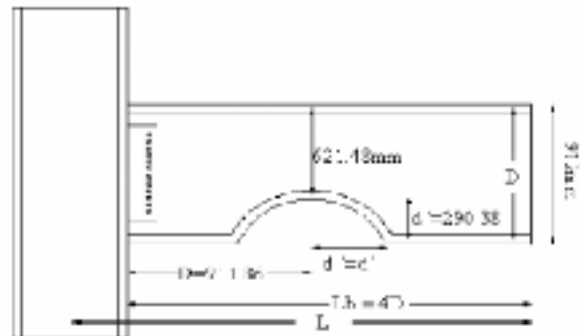
8



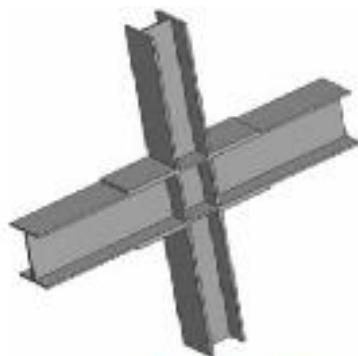
9



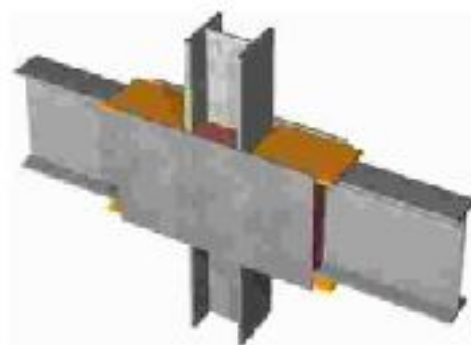
طرح پروف سینوسی در جان تیر اتصال



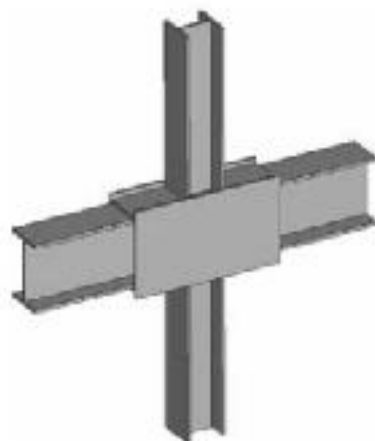
هندسه طرح کمانی



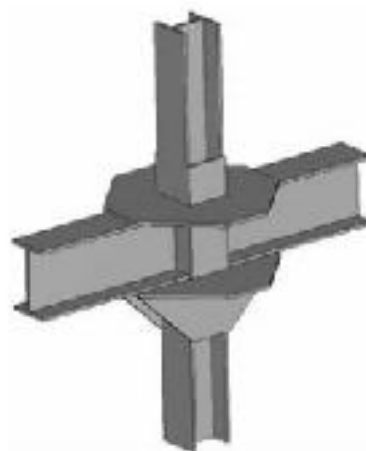
Standard connection



اتصال با صفحات کناری

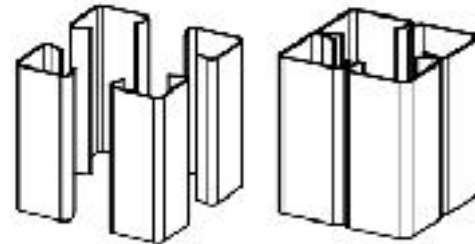
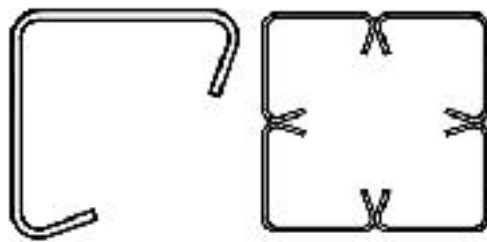
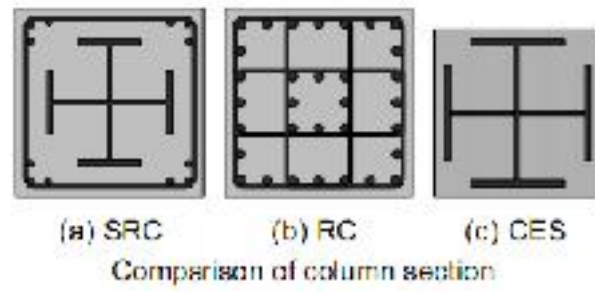
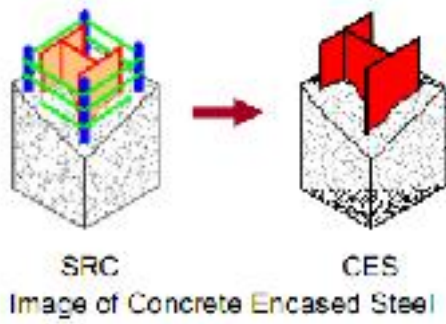


SidePlate™ connection

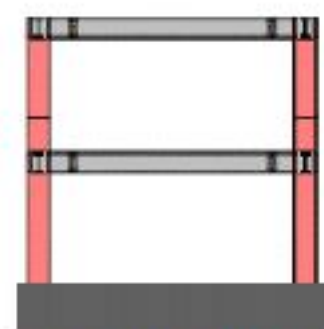
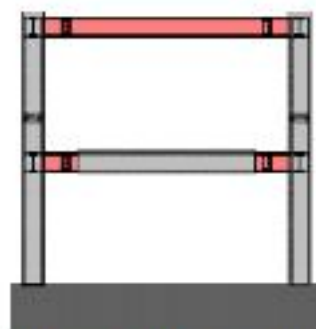
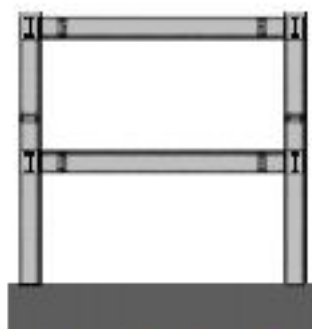


TA connection

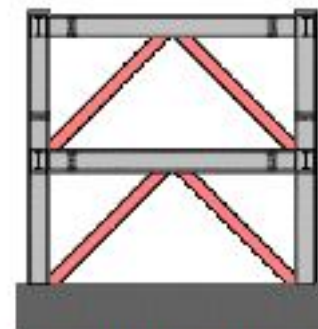
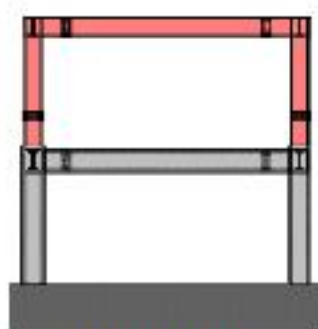
اتصالات تقویت شده برای انفجار



(a) Sectional shape (b) Composition
Welded built-up square CFT column



(a) CES Column + CES Beam (b) CES Column + RC or S Beam (c) SRC or CFT Column + CES Beam



(d) Lower CES Structure + Upper S Structure (e) CES Structure + Braces, etc.

Examples of construction with CES structural members



- a) Block Shear Rupture
- b) Bolt Bearing
- c) Bolt Shear
- d) Bolt Tension Fracture
- e) Concentrated Forces
- f) Flexural Yielding
- g) Prying Action
- h) Shear Yielding and Shear Rupture
- i) Tension Rupture
- j) Whitmore Section Yielding / Buckling

- a) Fillet weld strength
- b) Effective width in Fillet weld
- c) Minimum size, t , of fillet welds
- d) Base metal rupture strength

- a) Groove weld strength
- b) Effective area in Groove weld

- a. Double-Angle Connection
- b. Single-Plate (Shear Tab) Connection (becoming more popular)
- c. Shear End-Plate Connection
- d. Seated Connection (Stiffened and Unstiffened)
- e. Single-Angle Connection
- f. Tee Shear Connection

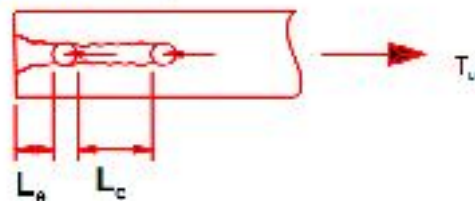
- a) Block Shear Rupture
- b) Bolt Bearing
- c) Bolt Shear
- d) Shear Yielding
- e) Shear Rupture
- f) Flexural strength

Bearing



Bolt hole and failure modes

Tear Out



Shear Connections | Double-Angle Connection



All Bolted Double-Angle Connection

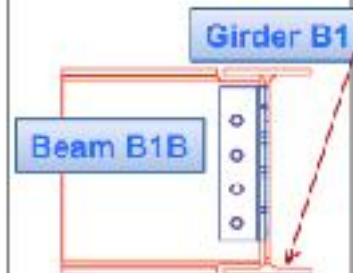


Limit States

- Block Shear Rupture
- Bolt Bearing
- Bolt Shear
- Flexural Yielding
- Local Web Buckling
- Shear Rupture
- Shear Yielding



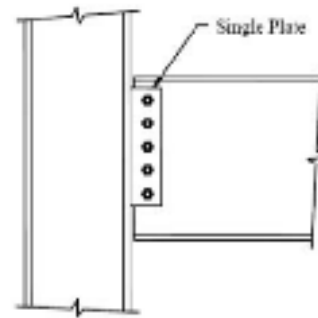
West Elevation



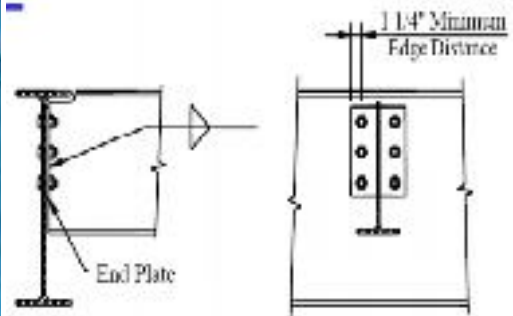
South Elevation

Shear Connections | Single Plate (Shear Tab) Connection

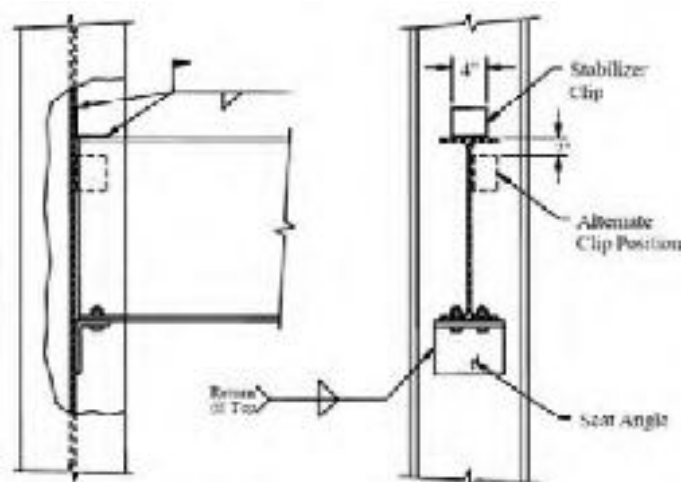
becoming more popular



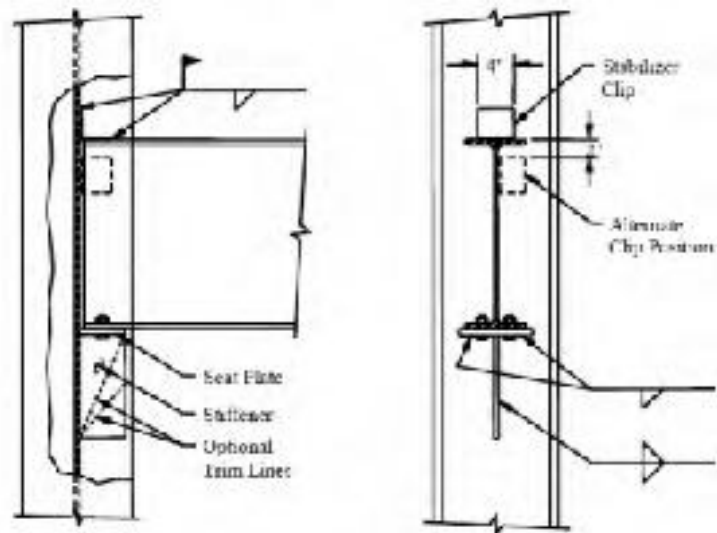
Shear Connections | Shear End Plate Connection



Note: End Plate Thickness Range is 3/4\" to 3/8\"

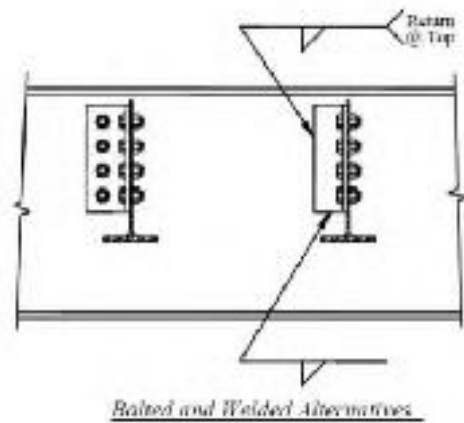


UNSTIFFENED SEATED CONNECTION

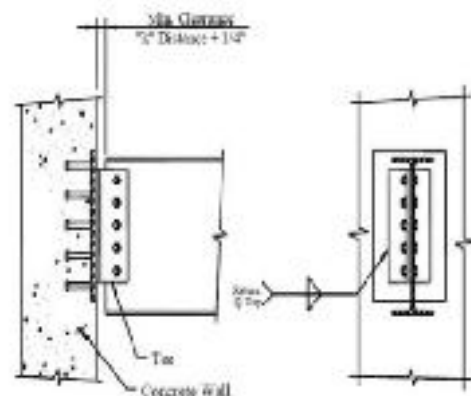


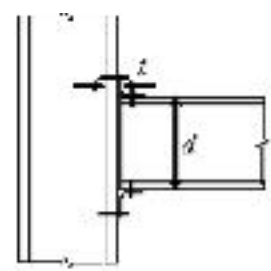
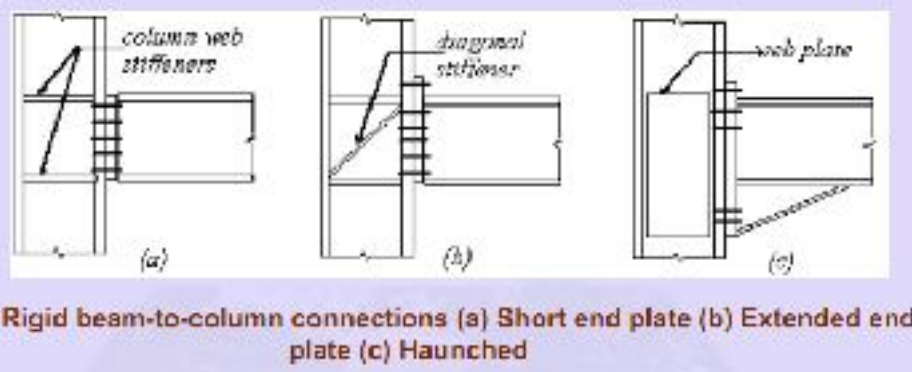
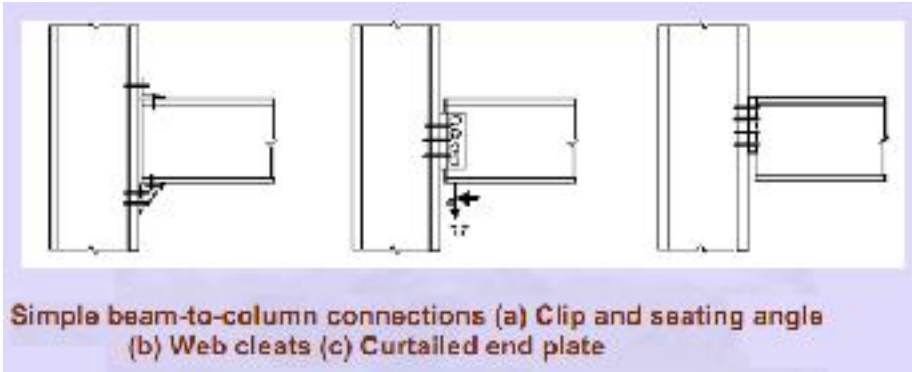
STIFFENED SEATED CONNECTION

Shear Connections | Single Angle

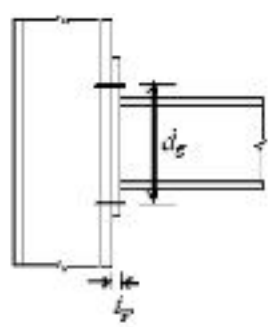


Shear Connections | Tee Connection



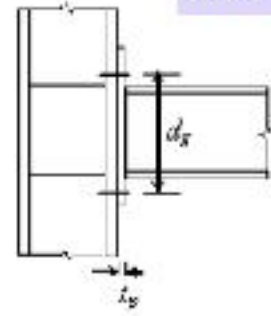


TOP AND SEAT ANGLE CONNECTION

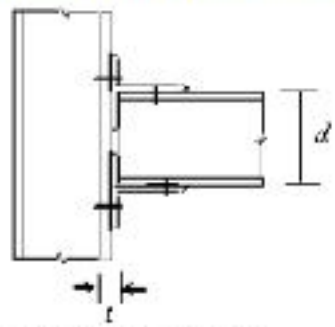


END PLATE CONNECTION WITHOUT COLUMN STIFFENERS

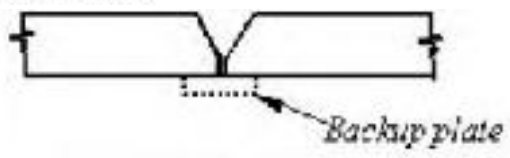
Semi-rigid beam-to-column connections

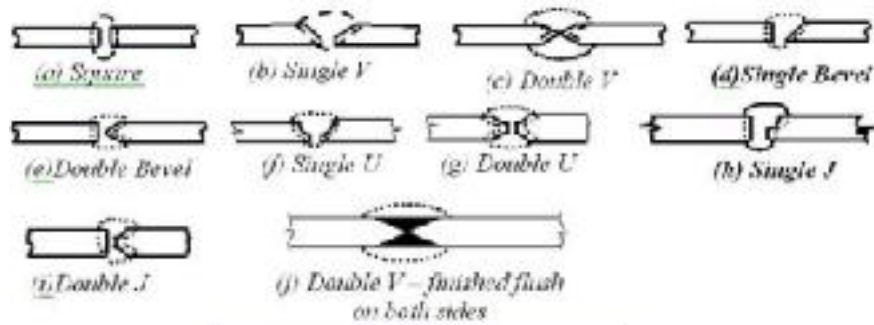


END PLATE CONNECTION WITH COLUMN STIFFENERS

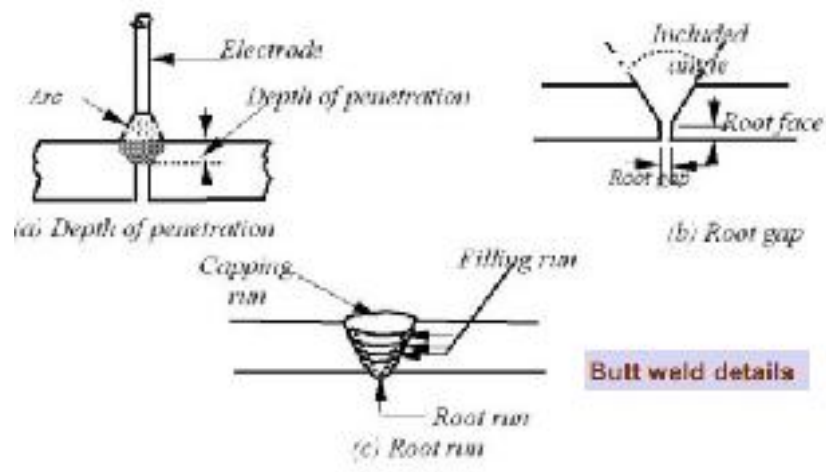


T-STUB CONNECTION

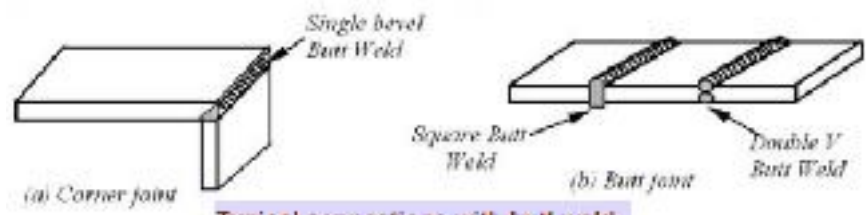




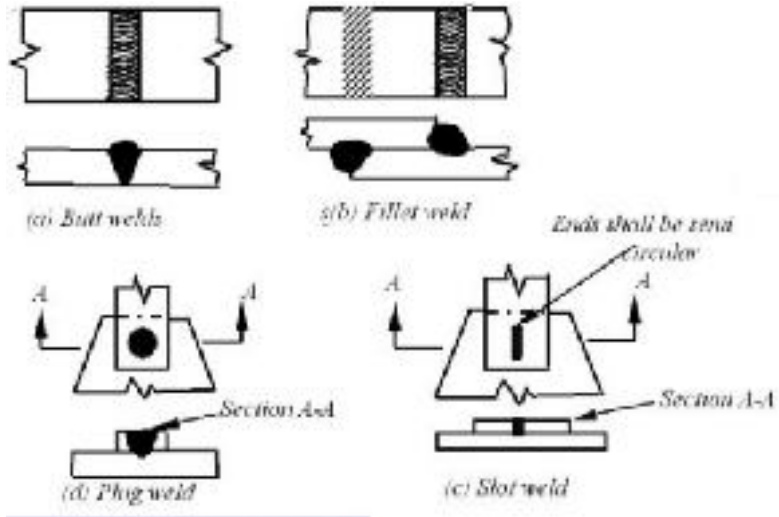
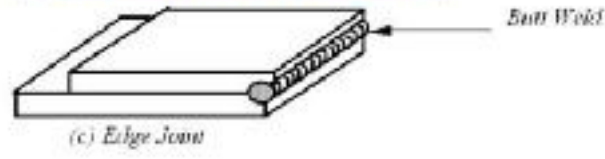
Different types of butt welds



Butt weld details



Typical connections with butt weld



The beam damage may be summarized:

- Buckled flange (top or bottom).
- Yielded flange (top and bottom).
- Flange fracture in HAZ (top and bottom).
- Flange fracture outside HAZ (top and bottom).
- Flange fracture top and bottom.
- Yielding or buckling of web.
- Fracture of web.
- Lateral torsional buckling of section.

Similarly, typical steel column failed due to the following.

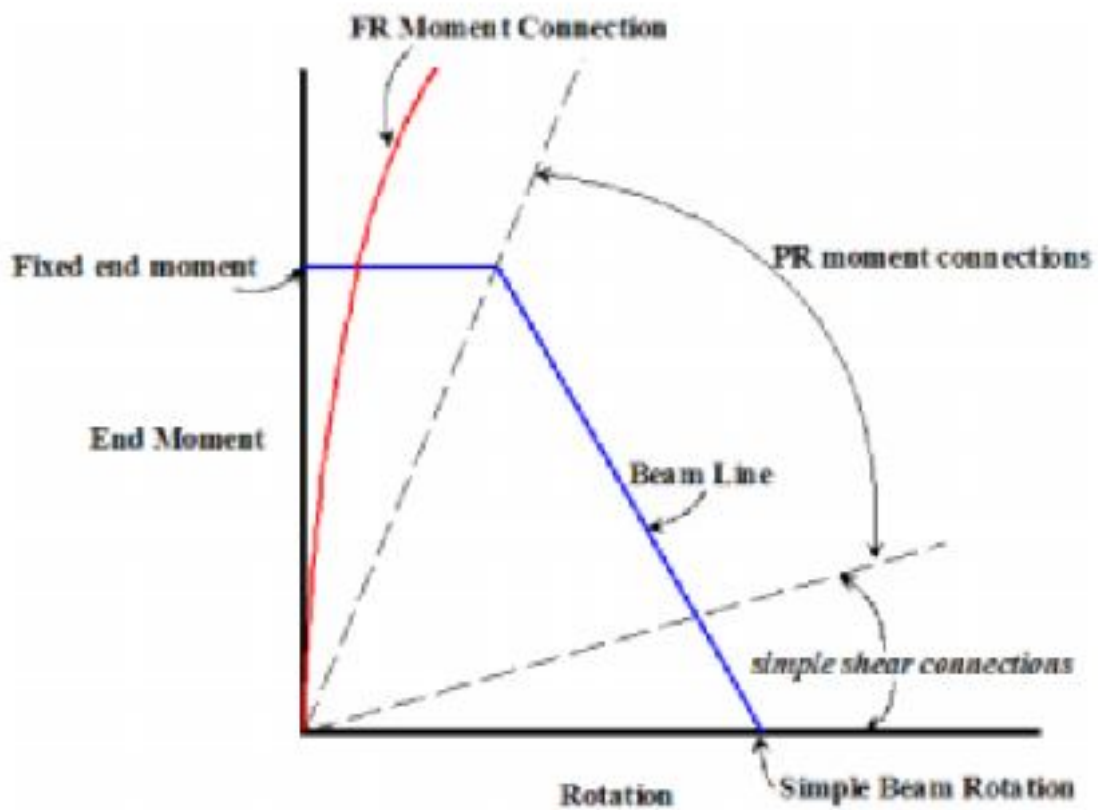
- Incipient flange crack.
- Flange tear-out or divot.
- Full or partial flange crack outside HAZ.
- Full or partial flange crack in HAZ.
- Lamellar flange tearing.
- Buckled flange.
- Column splice failure.

The damage to brace members is:

- Local buckling and fracture as in beam-columns.
- Lateral torsional buckling of section.
- Member buckling.

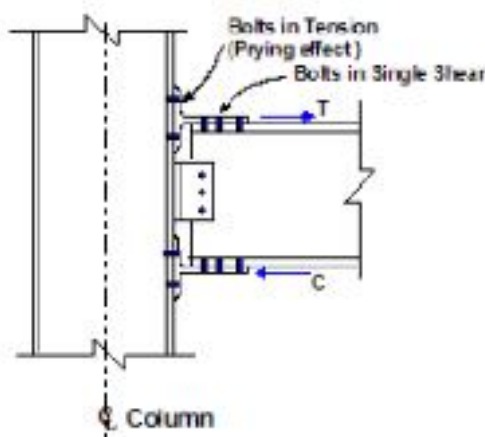
Beam-to-column connection failures include (FFMA 355E, 2000):

- Cracks across the column-flange thickness.
- Weld metal fractures.
- Fractures at weld-metal/column-flange interfaces.
- Fractures or yielding of continuity plates.
- Cracks in doubler plate welds
- Cracks in continuity plate welds.
- Cracks in fillet welds at shear connection plates.
- Cracks in beam shear tab plates along the bolt line.
- Cracks in the shear tab in the plate at the end of the filler welds.
- Excessive panel deformation.
- Panel shear yielding and/or buckling.

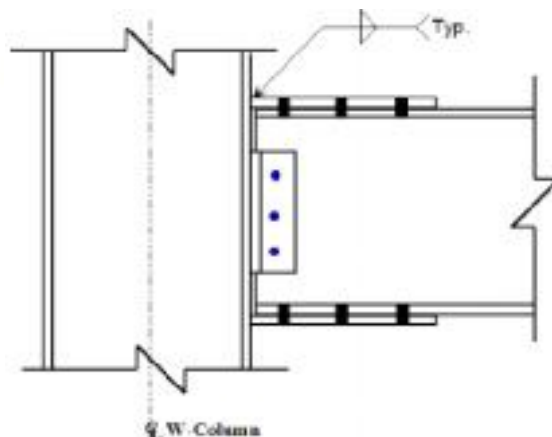


Moment-Rotation Curve for Connections

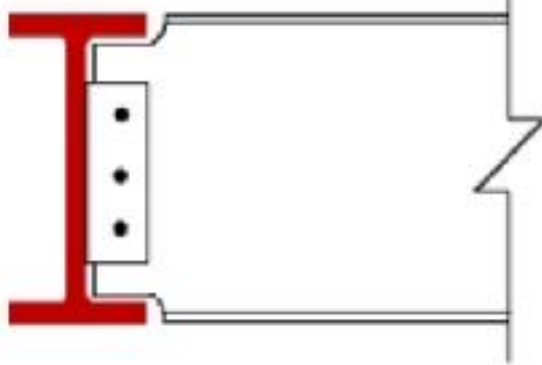
Type PR (partially restrained) Type FR (fully restrained)



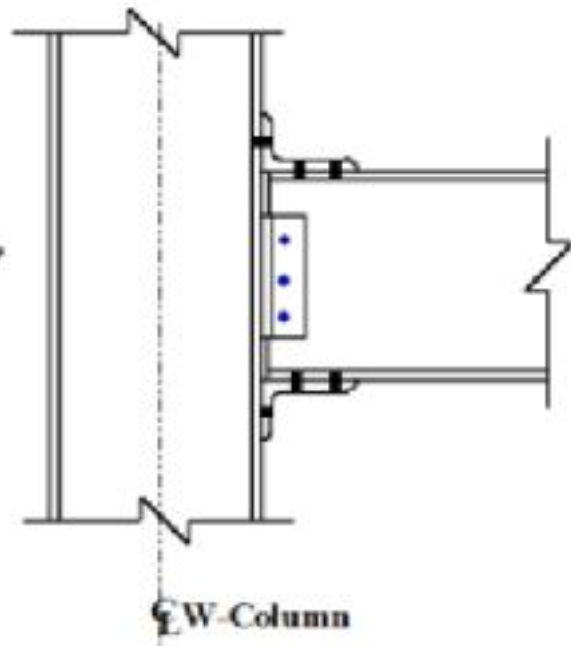
Split-Beam Tee Bolted Moment Connection



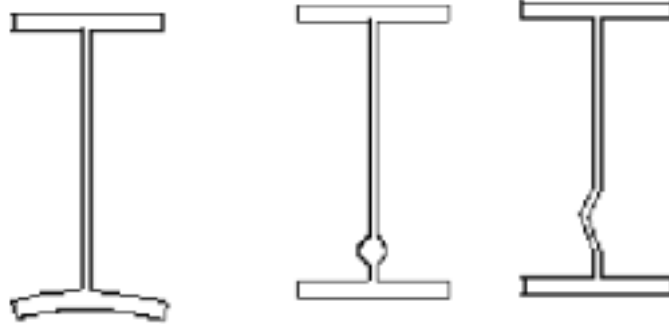
Flanged-Plated FR Moment Connection



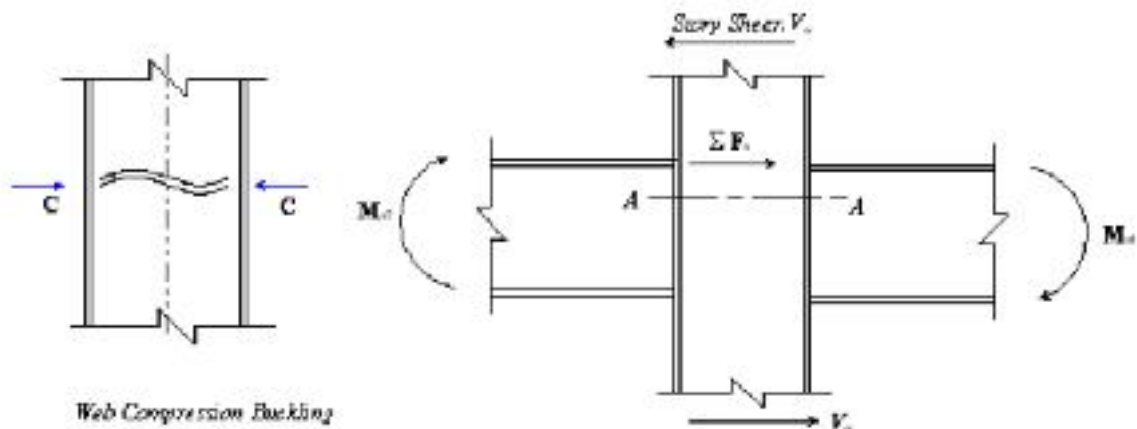
Simple Framing Connection



Flange-Angle Flexible Moment Connection

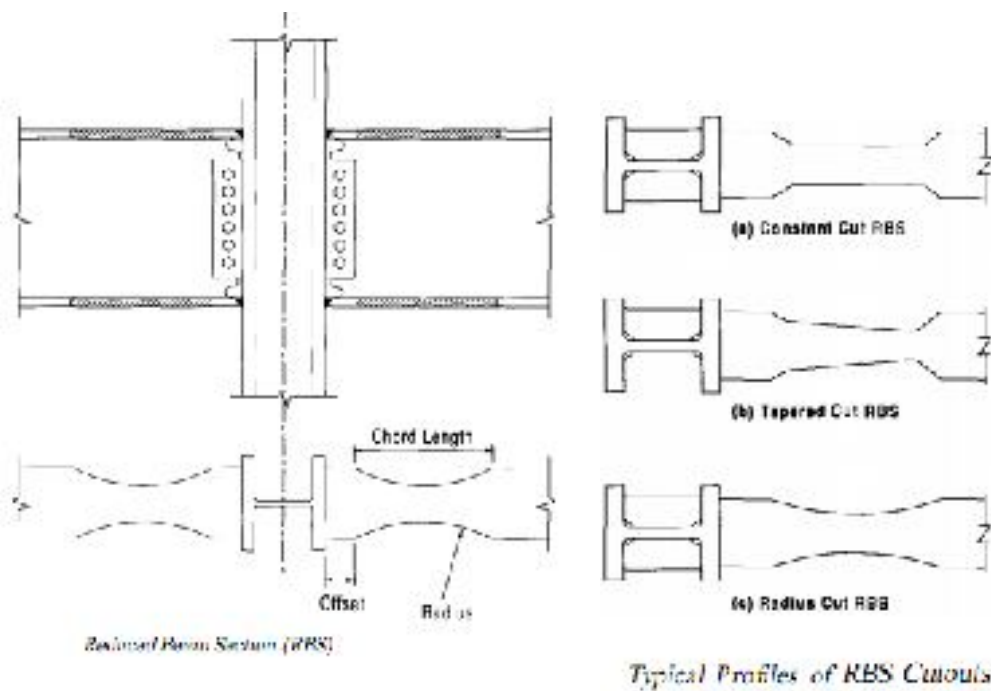


Local Flange Bending Local Web Yielding Web Crippling



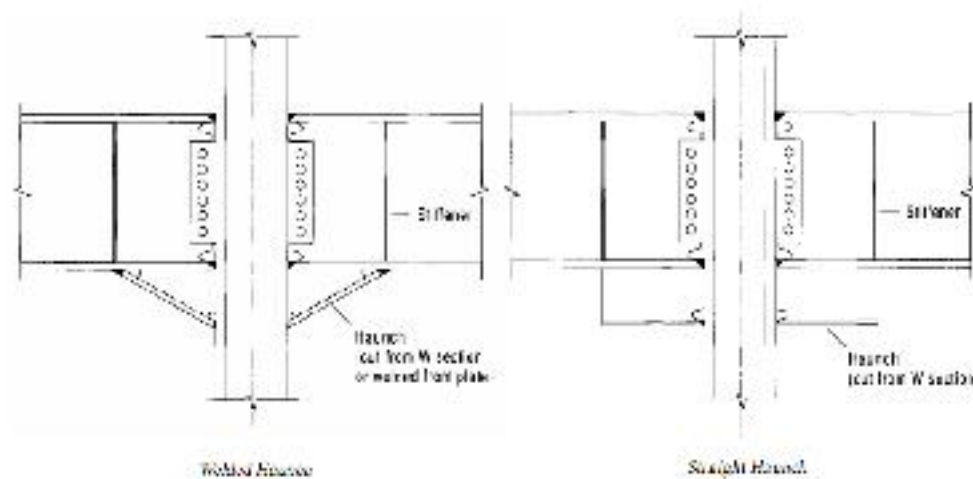
Web Compression Buckling

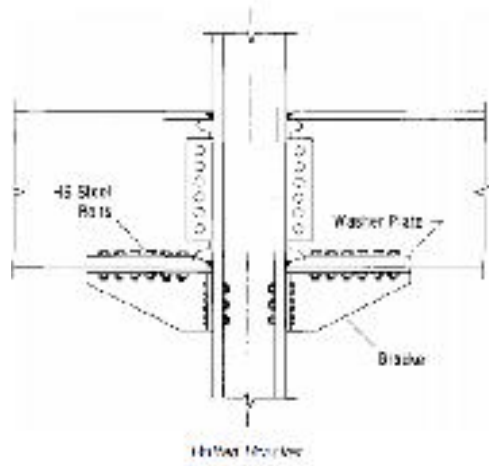
Panel Zone Yielding



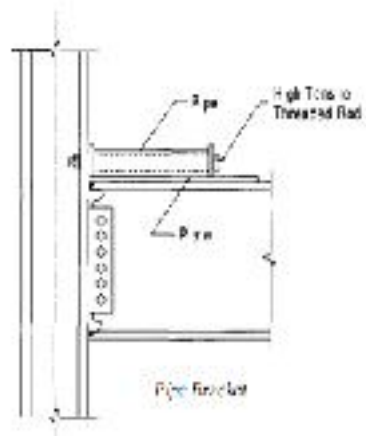
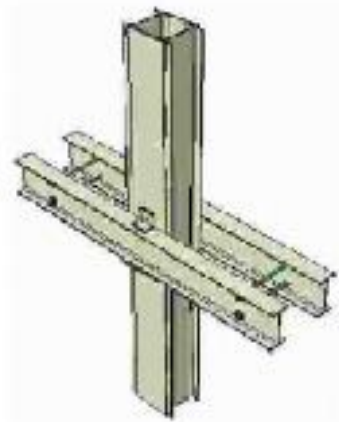
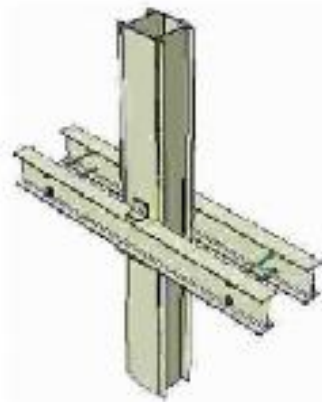
مزایای اتصالات استخوانی:

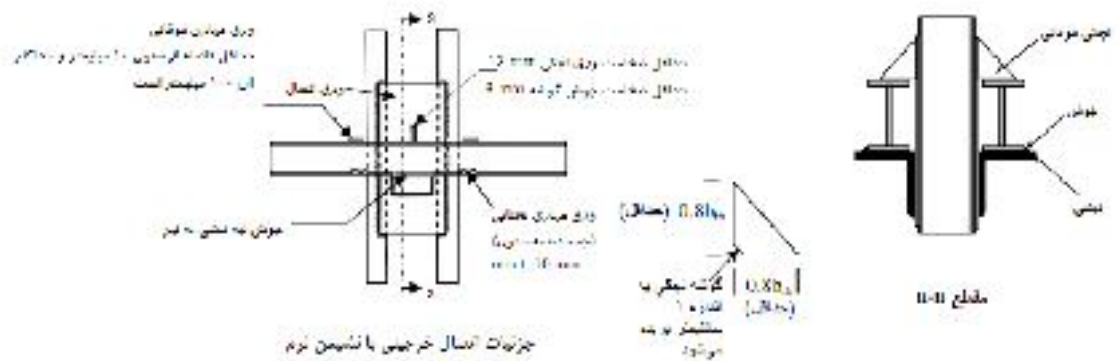
- (۱) جلوگیری از تمرکز تنش در گره (بالهای تیر، جان تیر و بال ستون)
- (۲) جلوگیری از عبور نیروهای ناخواسته از مفصل سخت شده و عدم نهادن اتصال تیر به ستون
- (۳) افزایش شکل پذیری اتصال.
- (۴) تغییر نوع گسبختگی از حالت ناگهانی و تردشکنی به حالت شکن پذیر.
- (۵) کاهش هزینه های اجرایی اتصالات و سازه.
- (۶) کاهش زمان اجرا.
- (۷) قابلیت اعتماد بیشتر به سازه.



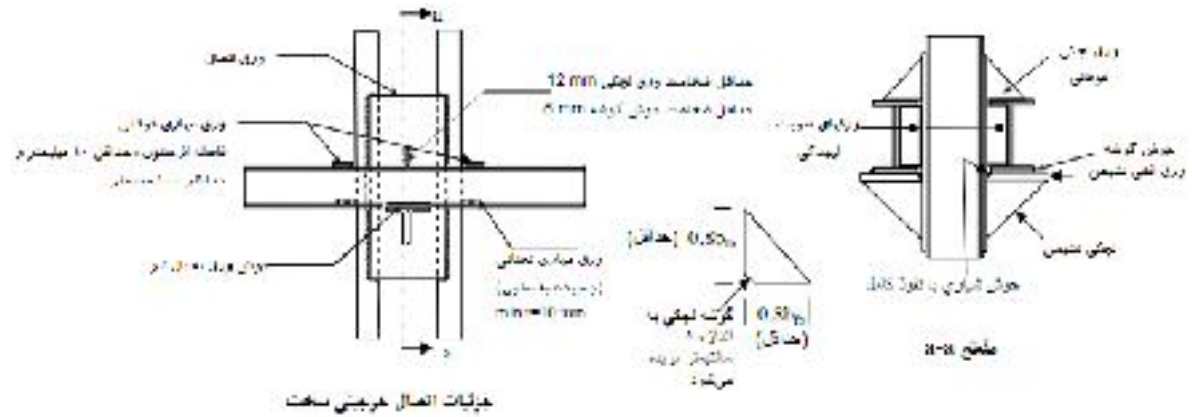


اتصال خوردجینی

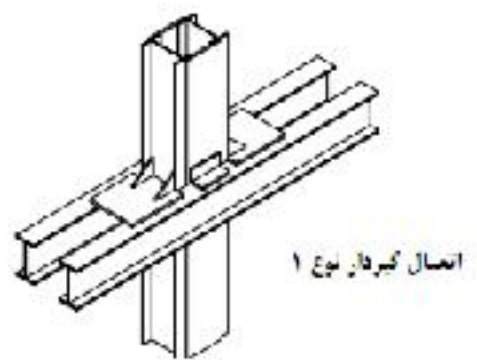
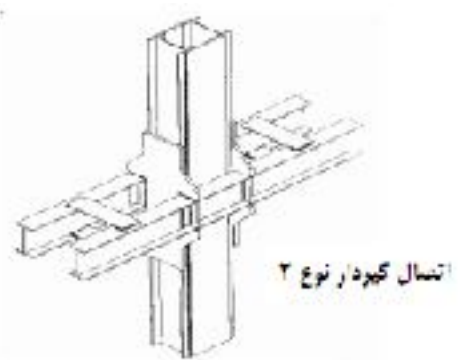




جزئیات اتصال خرچینی با نشیمن نرم



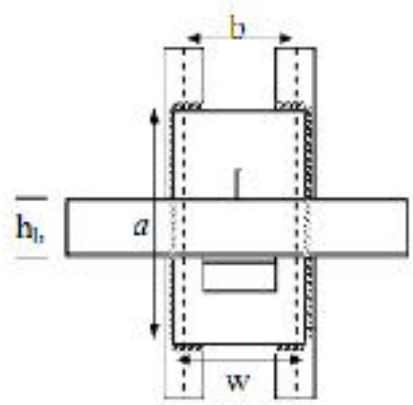
جزئیات اتصال خرچینی سخت

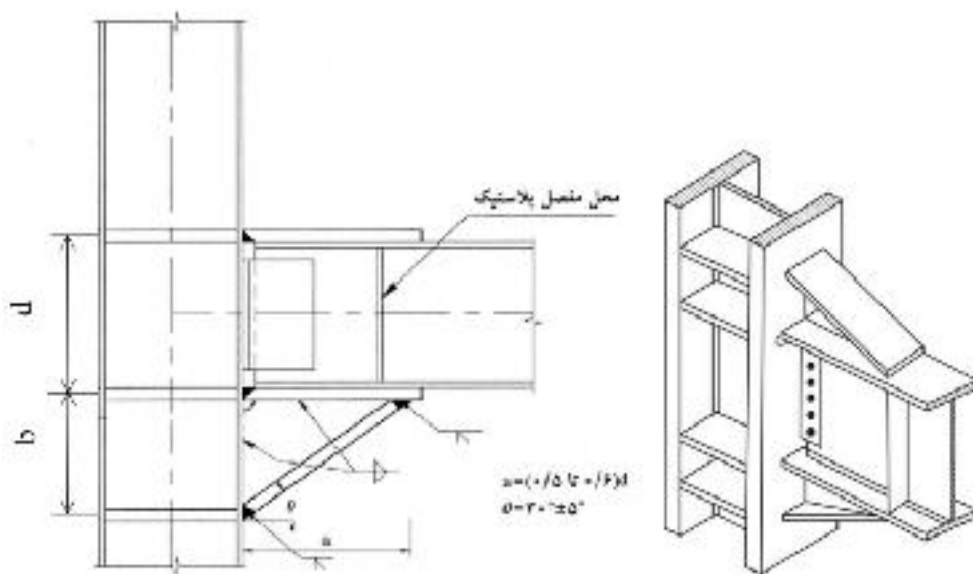
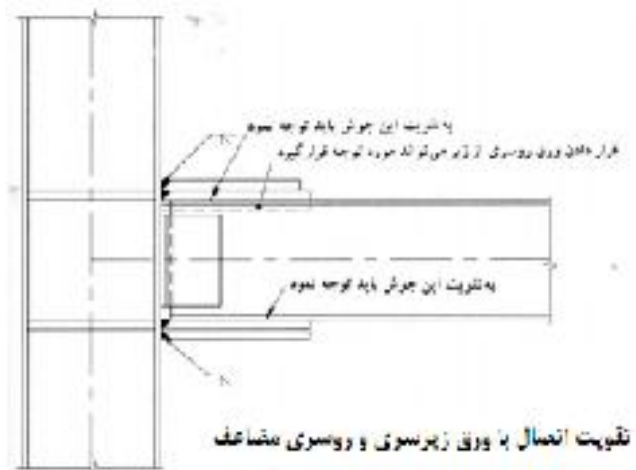


$$a \geq 2b - h_f$$

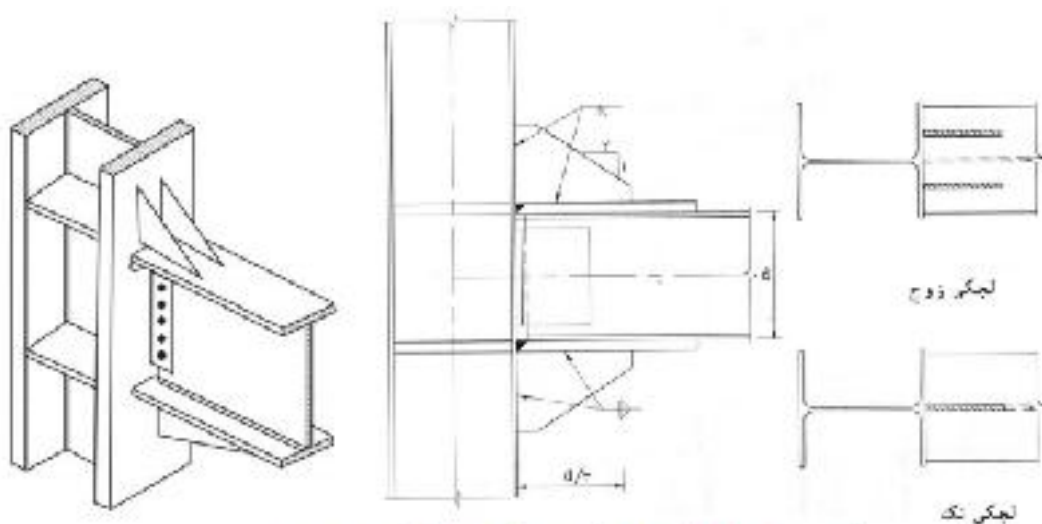
$$w \geq b$$

$$t \geq \min \begin{cases} 10 \text{ mm} \\ b \\ 25 \end{cases}$$

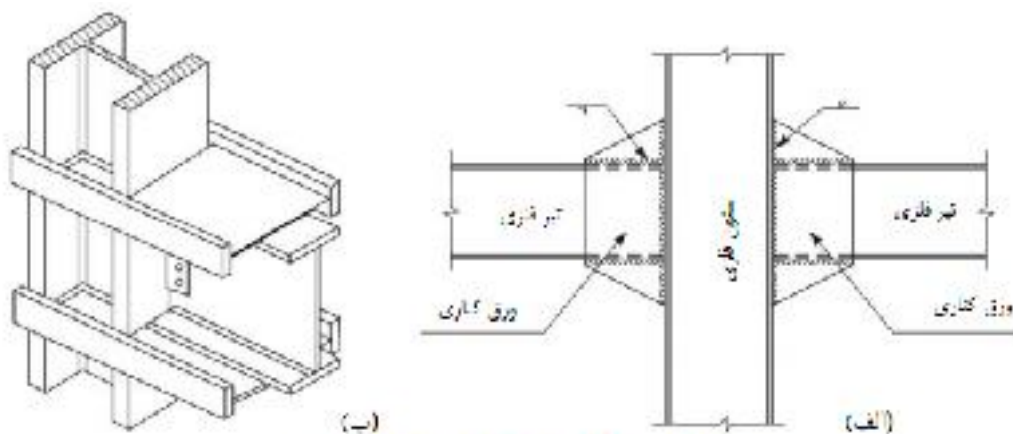




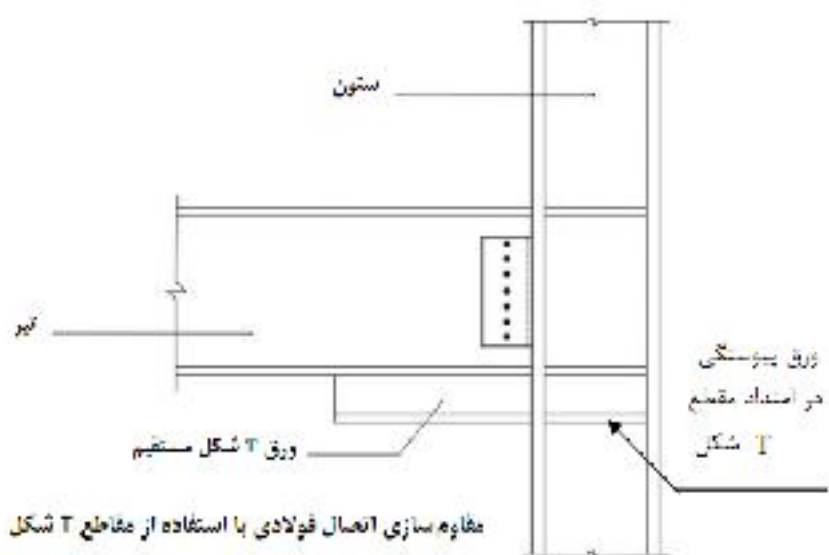
جزئیات ماهیچه تختانی برای تقویت اتصال



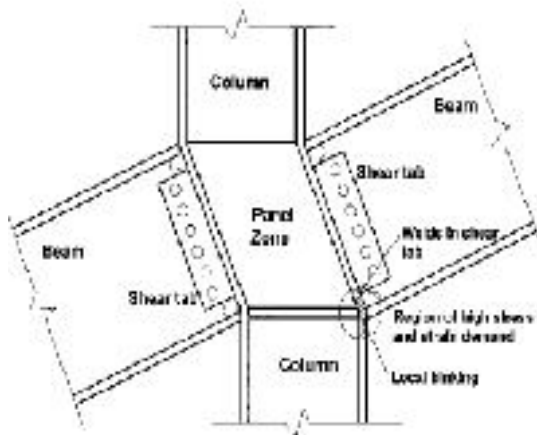
تقویت اتصال با استفاده از لچکی های قائم در بال فوقانی و تحتانی



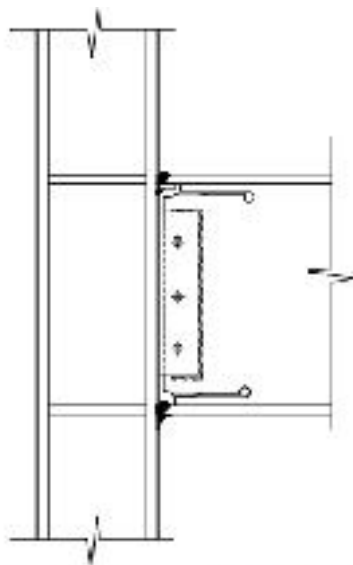
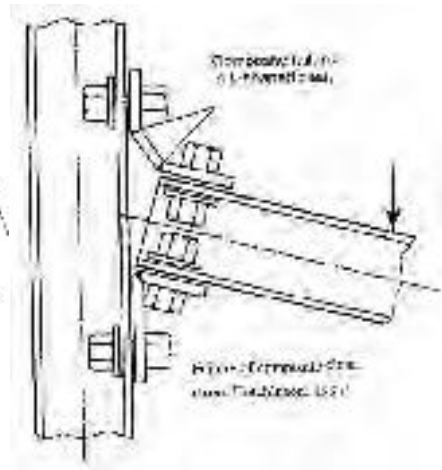
مقاوم سازی اتصال فولادی با استفاده از ورق کناری



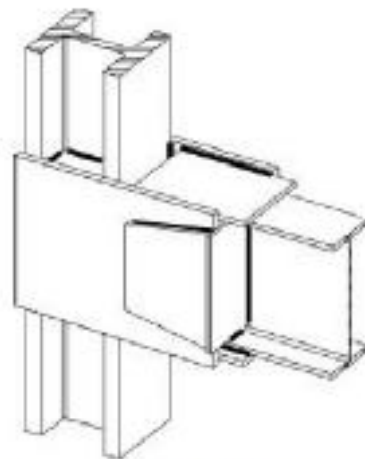
مقاوم سازی اتصال فولادی با استفاده از مقاطع T شکل



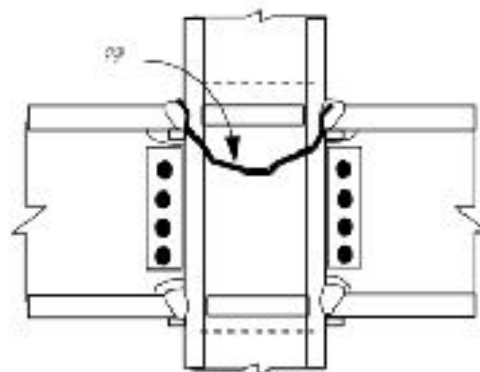
Weak panel zone behavior



Proprietary Slotted Web Connection



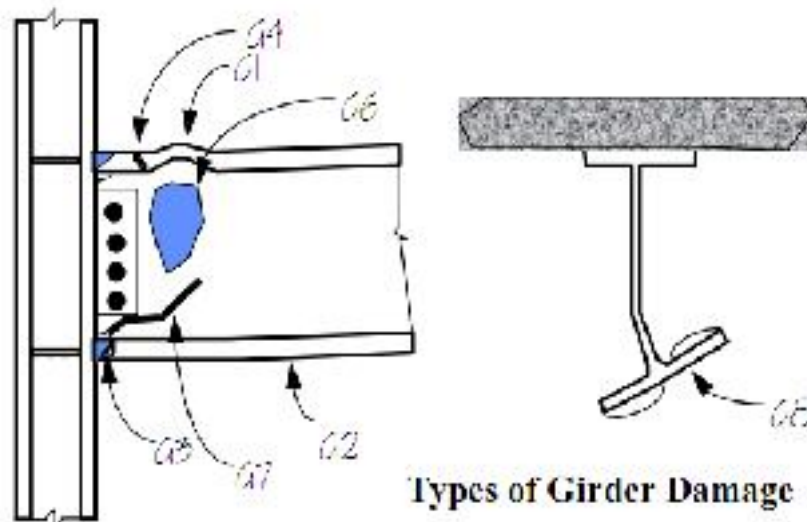
Proprietary Side Plate Connection –
Application to Existing Construction



Panel Zone Damage

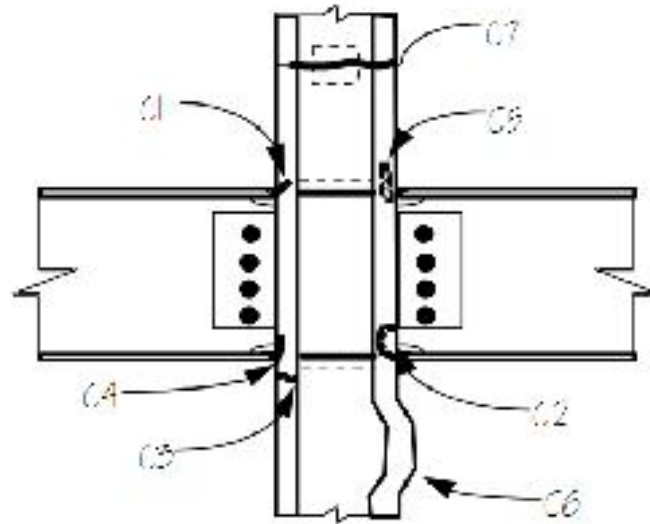
Types of Girder Damage

Type	Description
G1	Buckled flange (top or bottom)
G2	Yielded flange (top or bottom)
G3	Flange fracture in Heat Affected Zone (top or bottom)
G4	Flange fracture outside Heat Affected Zone (top or bottom)
G5	Not used
G6	Yielding or buckling of web
G7	Fracture of web
G8	Lateral torsion buckling of section



Types of Column Damage

Type	Description
C1	Minor column flange surface crack
C2	Flange tear-out or divot
C3	Full or partial flange crack outside Heat Affected Zone
C4	Full or partial flange crack in Heat Affected Zone
C5	Lamellar flange tearing
C6	Buckled flange
C7	Column splice failure



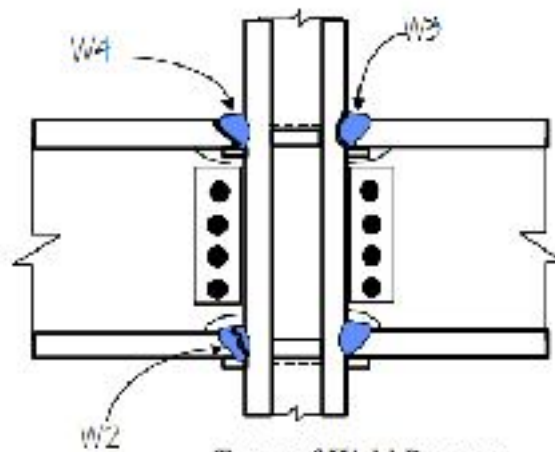
Types of Column Damage

Types of Weld Damage, Defects and Discontinuities

Type	Description
W2	Crack through weld metal thickness
W3	Fracture at column interface
W4	Fracture at girder flange interface

Types of Weld Damage, Defects and Discontinuities

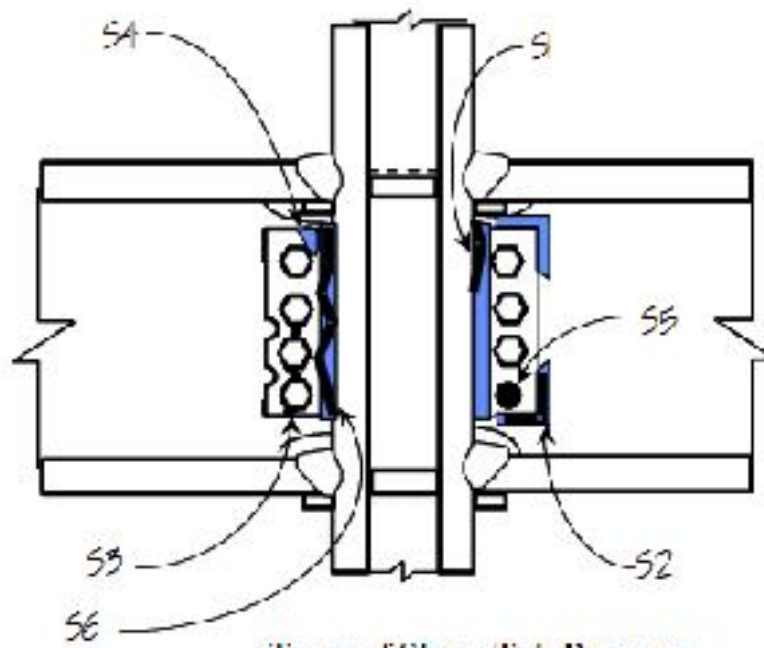
Type	Description
W1, W1a, W1b	Not Used (see commentary)
W2	Crack through weld metal thickness
W3	Fracture at column interface
W4	Fracture at girder flange interface
W5	Not Used (see commentary)



Types of Weld Damage

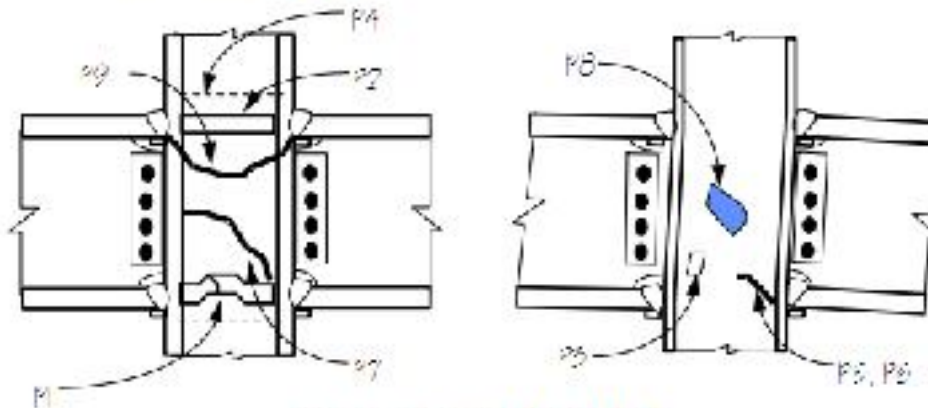
Types of Shear Tab Damage

Type	Description
S1	Partial crack at weld to column
S2	Fracture of supplemental weld
S3	Fracture through tab at bolts or severe distortion
S4	Yielding or buckling of tab
S5	Loose, damaged or missing bolts
S6	Full length fracture of weld to column



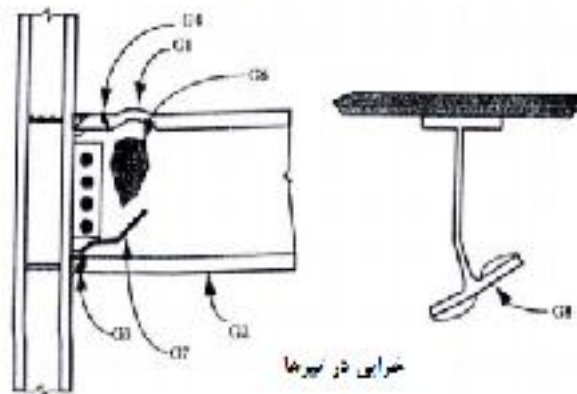
Types of Panel Zone Damage

Type	Description
P1	Fracture, buckle or yield of continuity plate
P2	Fracture in continuity plate welds
P3	Yielding or ductile deformation of web
P4	Fracture of doubler plate welds
P5	Partial depth fracture in doubler plate
P6	Partial depth fracture in web
P7	Full or near full depth fracture in web or doubler
P8	Web buckling
P9	Severed column



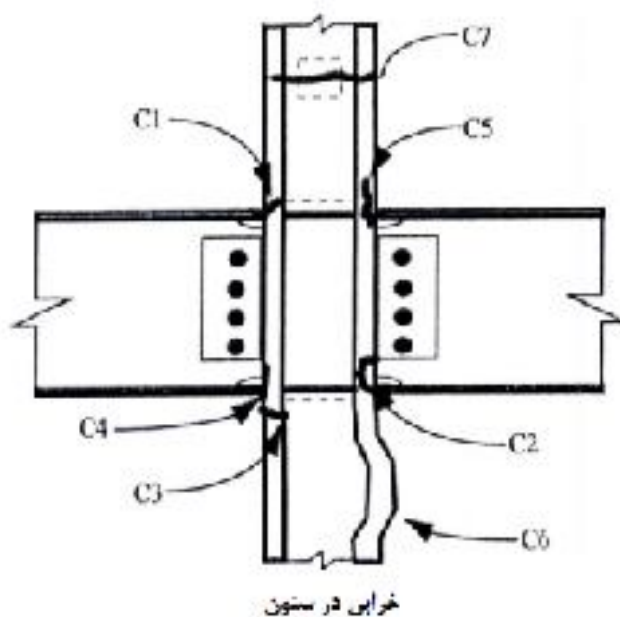
Types of Panel Zone Damage

نوع خرابی	تعداد خرابی
کمانش، پار (بال فوقانی و تحتانی)	G1
تسلیم، پار (بال فوقانی یا تحتانی)	G2
گسیختگی، پار در ناحیه تشدید (بال فوقانی یا تحتانی)	G3
گسیختگی، پار در خارج از ناحیه تشدید (بال فوقانی و تحتانی)	G4
گسیختگی، پار فوقانی یا تحتانی	G5
تسلیم یا کمانش، جاز	G6
گسیختگی، جاز	G7
کمانش، پیچش، چابنی، معطم	G8



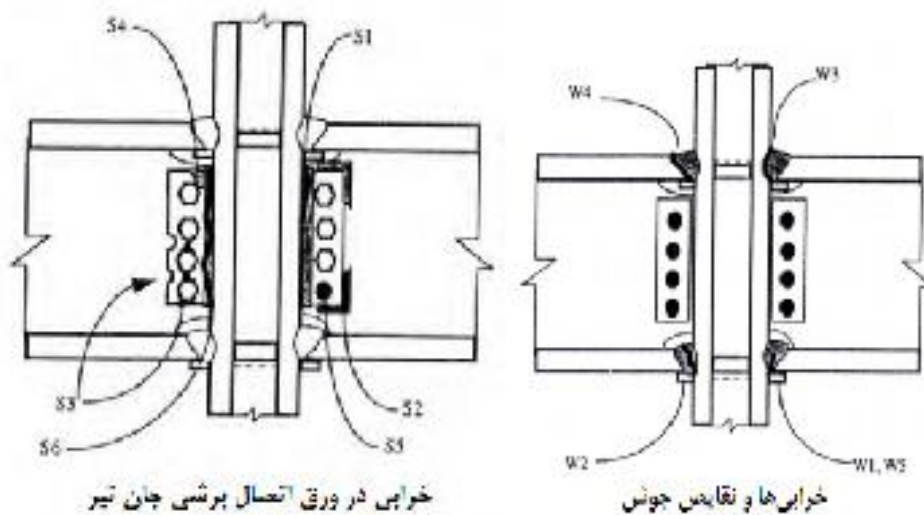
خرابی در تیرها

نماد خرابی	توضیح
C1	ترک جزئی
C2	قلوه کن شدن بالها
C3	ترک کامل یا جزئی خارج از ناحیه مشخصه
C4	ترک کامل یا جزئی خارج از ناحیه مشخصه (HAZ)
C5	بارگی لایه‌ای
C6	کمانش بال ستون
C7	گسیختگی در وسط

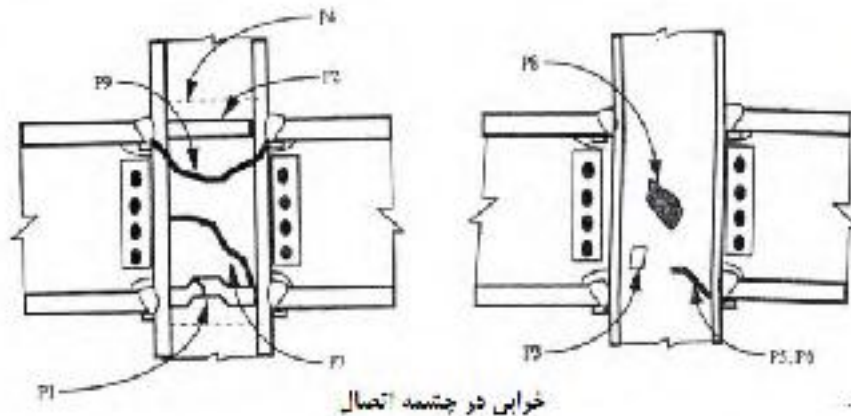


نماد خرابی	توضیح
W1	ترک در ریشه جوش
W1a	ترک‌هایی به عمق کوچکتر از ۵ میلی‌متر و یا 4t و عرض کوچکتر از 4t
W1b	ترک‌هایی عمیق تر و بزرگتر از W1a
W2	ترک در ضخامت کامل فلز جوش
W3	گسیختگی در فصل مشترک فلز جوش با ستون
W4	گسیختگی در فصل مشترک فلز جوش با تیر
W5	علاج قابل تشخیص با آزمایش UT - غیر قابل رد کردن

نماد خرابی	توضیح
S1	ترک جزئی در جوش ورق به ستون
S1a	بال های تیر سالم
S1b	بال های تیر ترک خورده
S2	گسیختگی جوش های نگه‌بالی
S2a	بال های تیر سالم
S2b	بال های تیر ترک خورده
S3	ترک از ناحیه پیچ ها
S4	نسیم یا کماتش ورق اتصال برشی
S5	پیچ های شل، صدمه دیده و یا فراموش شده،
S6	گسیختگی کامل جوش ورق برشی به ستون

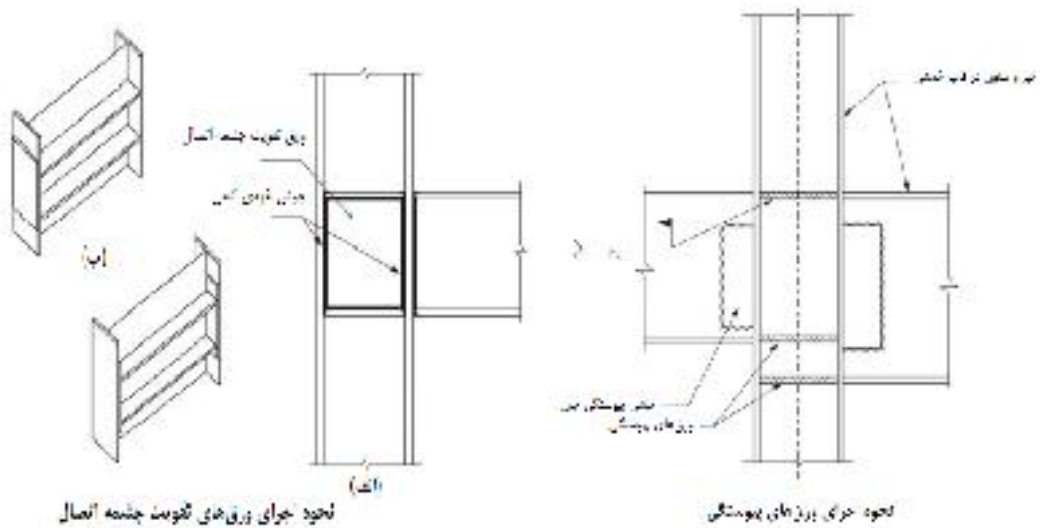


نماد خرابی	توضیح
P1	گسیختگی، کماتش و یا تسلیم ورق پیوستگی
P2	گسیختگی تر جوش ورق پیوستگی
P3	نسیم یا تغییر شکل جان
P4	شکست جوش ورق مضاعف.
P5	گسیختگی جزئی در ورق مضاعف
P6	گسیختگی جزئی در جان ستون
P7	تسبیختگی کامل یا نزدیک به کامل در جان یا ورق مضاعف
P8	کوماتش جان
P9	گسیختگی کامل ستون



نارسایی‌های اتصال

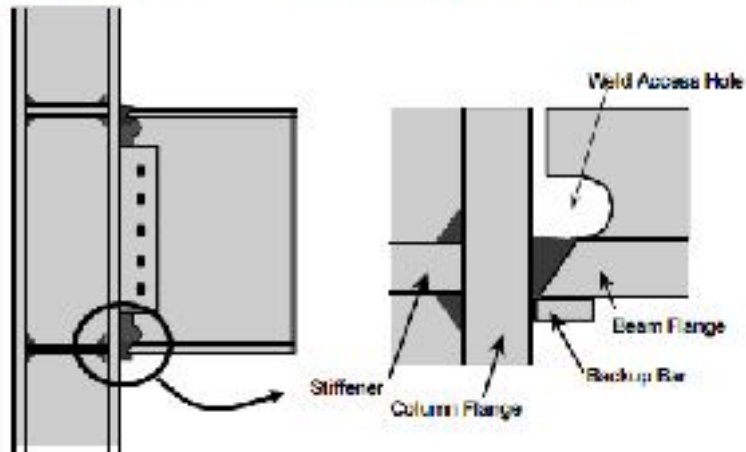
- الف) عدم انتخاب جزئیات مناسب (ساختار غلط اتصال).
- ب) عدم تناسب در ورق‌های اتصال.
- پ) عدم توجه به لبه‌های آزاد و لاشغری ورق‌های اتصال.
- ت) فاصله‌بندی غلط وسایل اتصال.
- ث) عدم توجه به دسترسی به نقاط کور اتصال.
- ج) عدم دقت در اجرای جوش‌ها با طول و بعد صحیح.



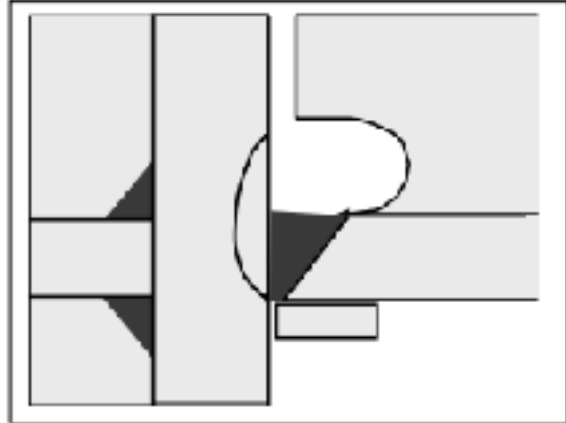
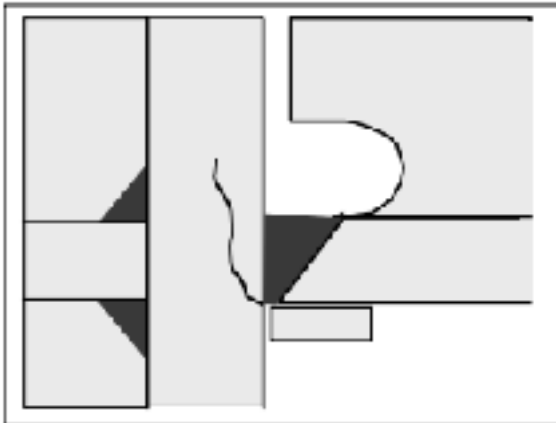
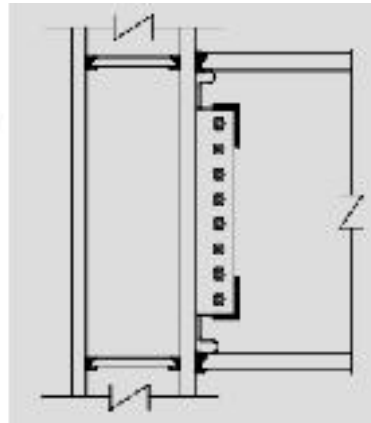
نحوه اجرای ورق‌های کوبیده چشمه اتصال

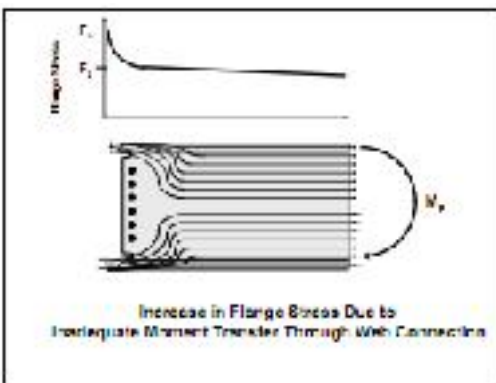
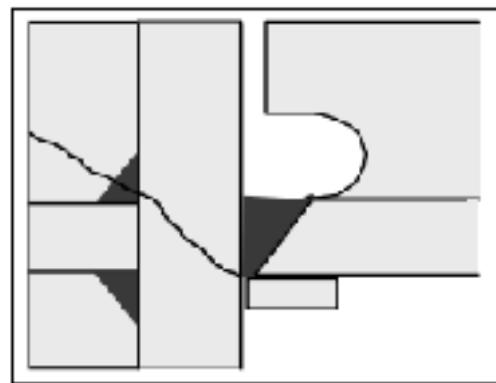
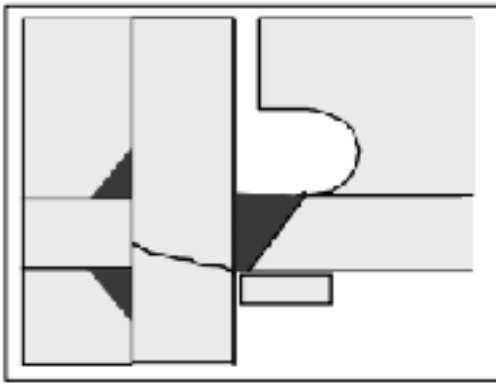
نحوه اجرای ریزه‌های پوستگی

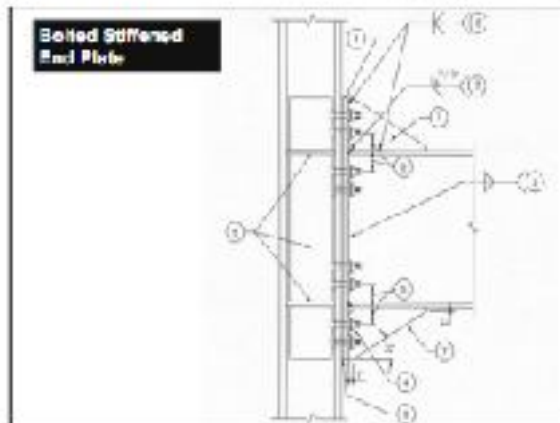
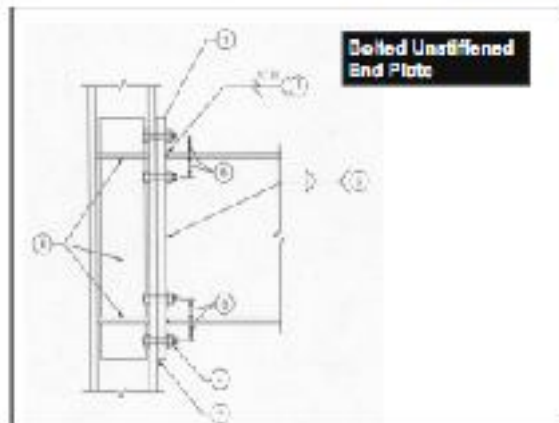
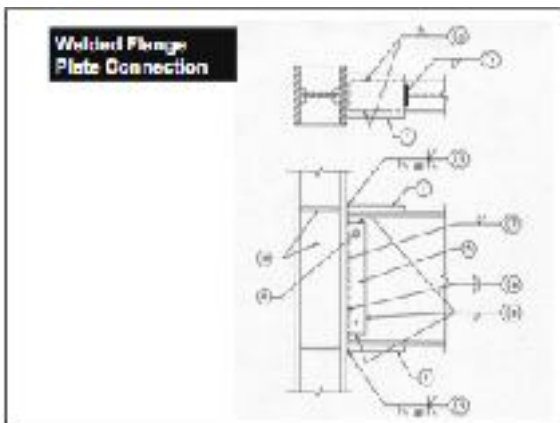
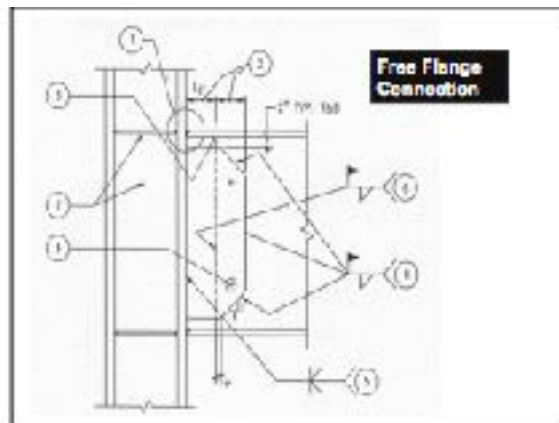
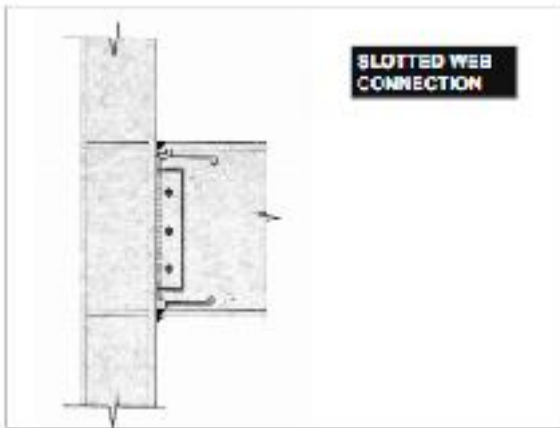
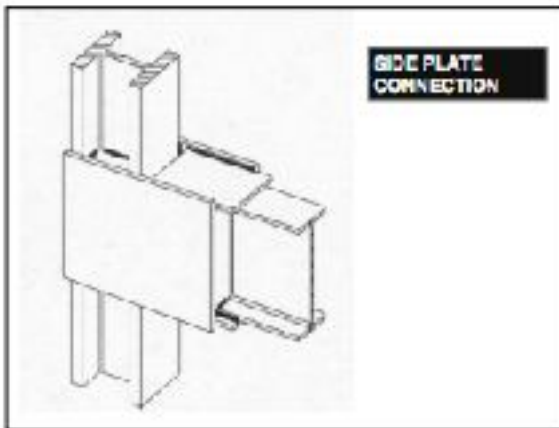
Pre-Northridge
Welded Flange – Bolted Web Moment Connection

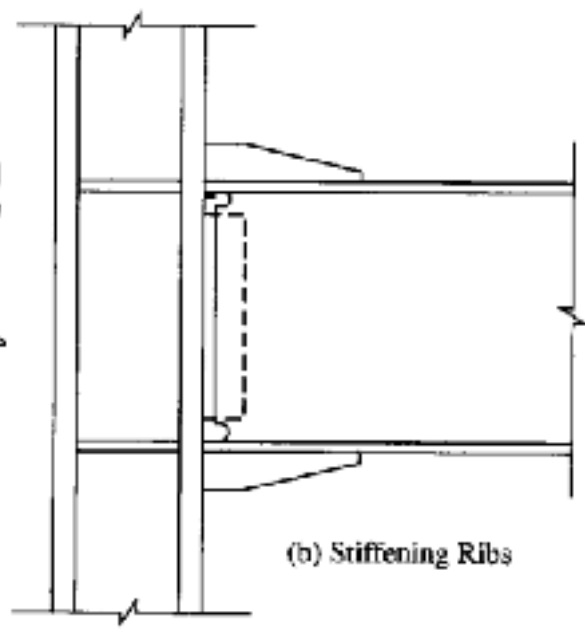
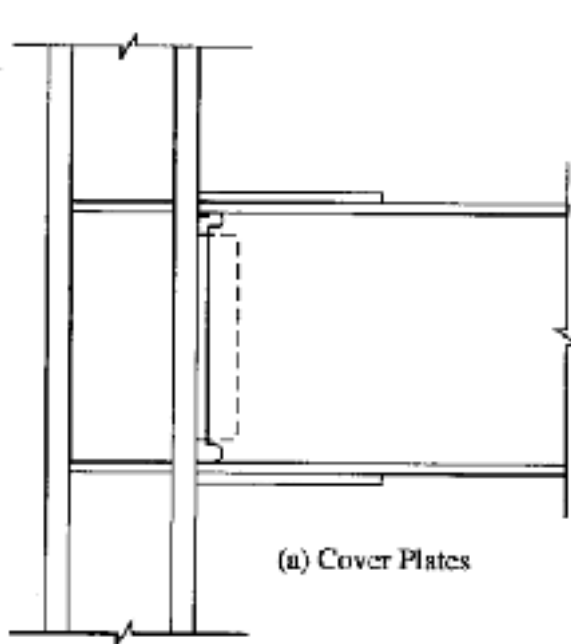
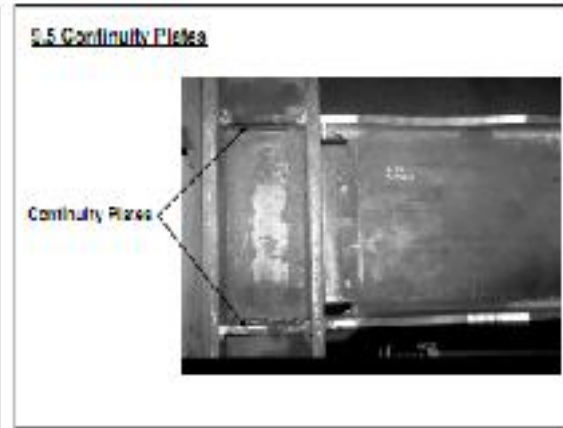
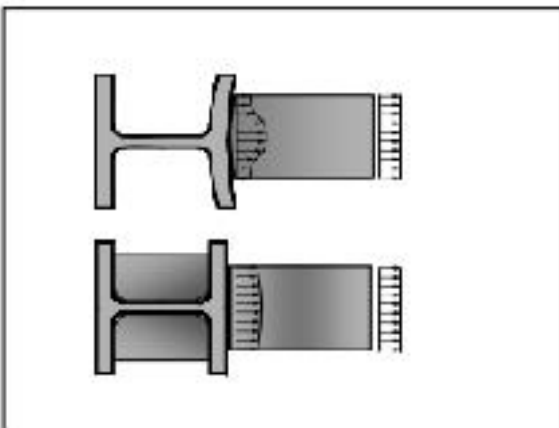
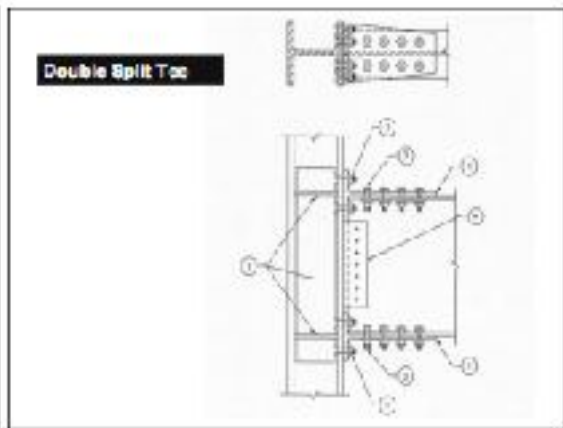
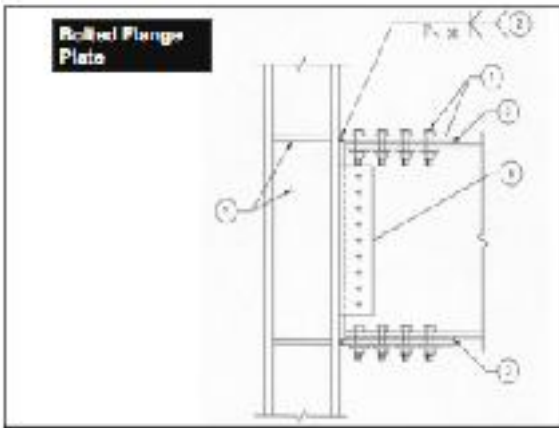


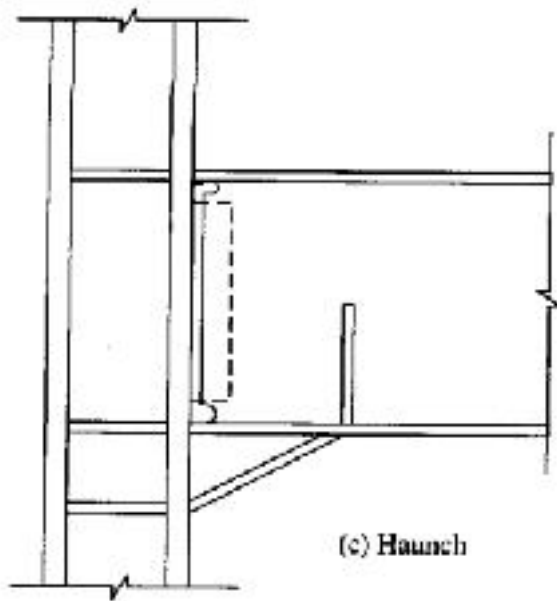
Welded flange-bolted
web moment connection
widely used from early
1970's to 1994



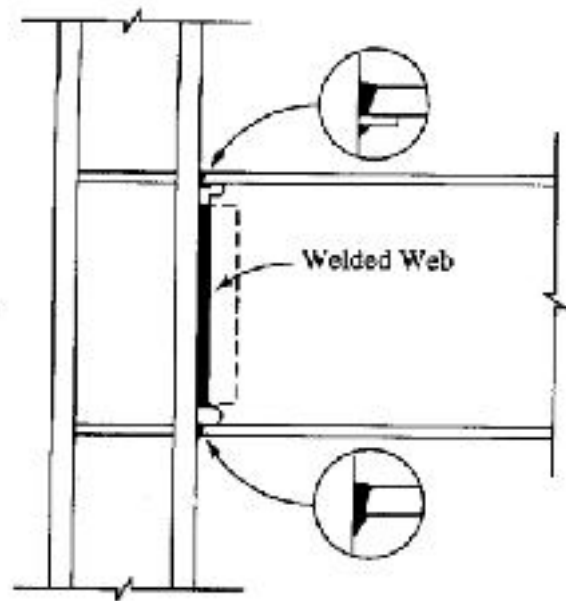








(c) Haunch



(d) Directly Welded; see Kaufmann et al. (1997)

Schematic illustrations of strong-axis moment connections.

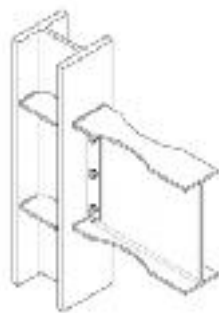


Figure 2: Reduced beam section (RBS) connection.



Figure 3: Bolted (a) stiffened (BSLEF) and (b) stiffened (BSLEF) extended end plate connections.

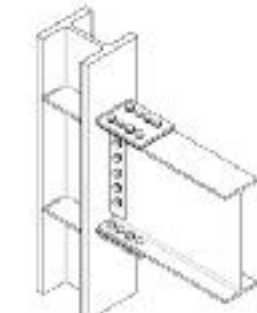
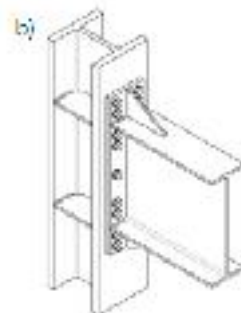


Figure 4: Bolted flange plate (BFP) connection.

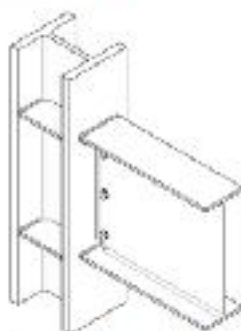


Figure 5: Welded stiffened flange-welded web (WJF-W) connection.

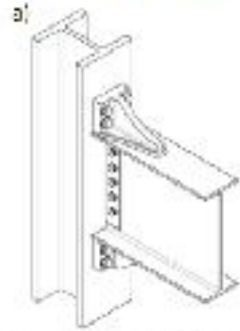


Figure 6: Kaiser bolted bracket (KBB) connection (a) welded and (b) bolted to the beam.

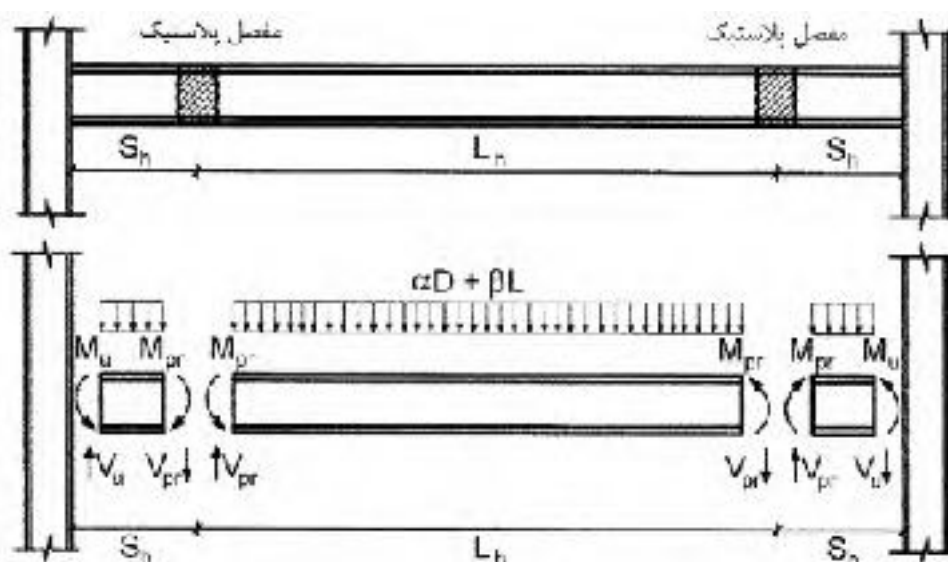


انواع اتصالات گبردار از پیش تأیید شده به شرح زیر است :

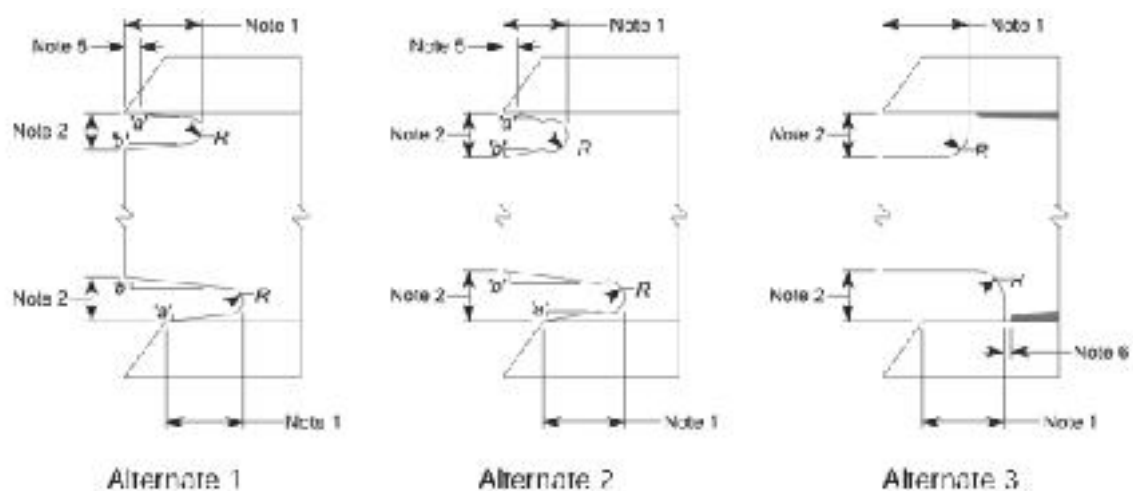
1. اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته (RBS)
2. اتصال فلنجی چهار بیچی بدون استفاده از ورق لچکی (BUEEP)
3. اتصال فلنجی چهار یا هشت بیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)
4. اتصال بیچی به کمک ورق های زیرسری و روسری (HFP)
5. اتصال جوشی به کمک ورق های زیرسری و روسری (WFP)
6. اتصال مستقیم نفیوت نشده جوشی (WUF-W)

انواع اتصالات گبردار از پیش تأیید شده

ردیف	نوع اتصال	مخفف	نوع سیستم سازه‌ای قابل کاربرد
۱	اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته	RBS	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
۲	اتصال فلنجی چهار بیچی بدون استفاده از ورق لچکی	BUEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
۳	اتصال فلنجی چهار یا هشت بیچی با استفاده از ورق لچکی	BSEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
۴	اتصال بیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	HFP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
۵	اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	WFP	قاب‌های خمشی متوسط
۶	اتصال مستقیم نفیوت نشده جوشی	WUF-W	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه



نمودار بیکره آزه نیروهای باربر جانبی



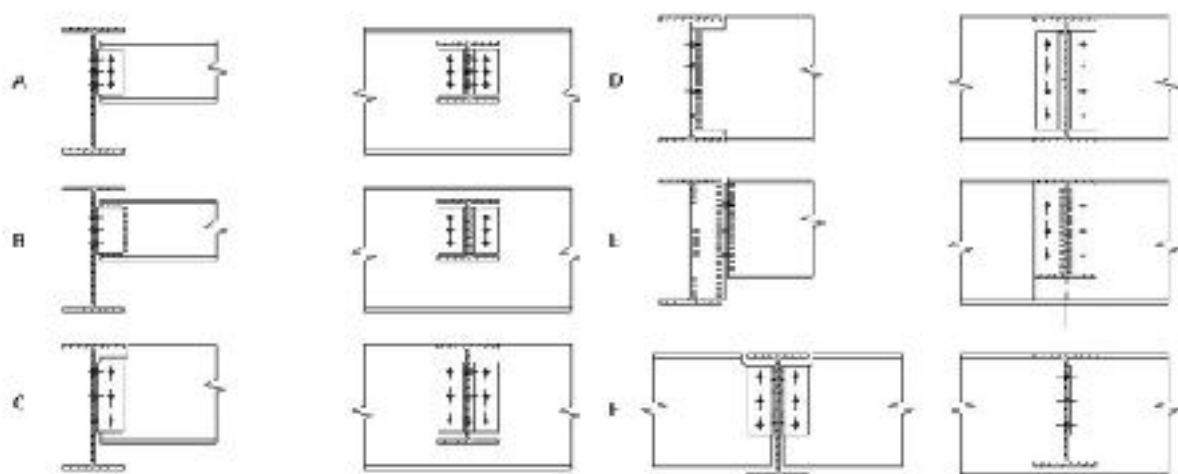
Rollled shapes and built-up shapes assembled prior to cutting the weld access hole.

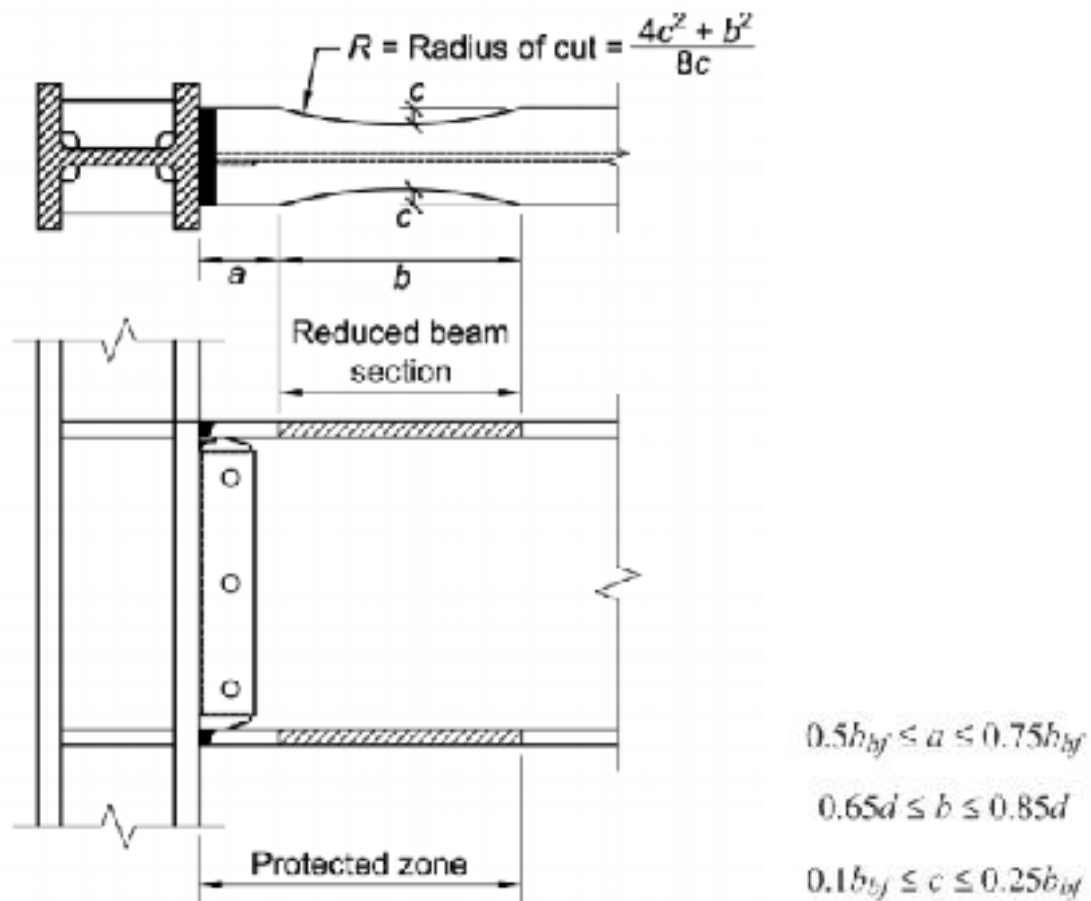
Built-up shapes assembled after cutting the weld access hole.

Notes: These are typical details for joints welded from one side against steel backing. Alternative details are discussed in the commentary text.

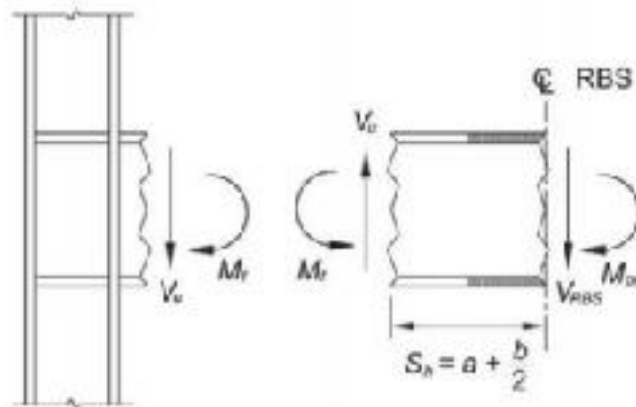
- 1) Length: Greater of $1.5t_w$ or $1\frac{1}{2}$ in. (38 mm)
- 2) Height: Greater of $1.0t_w$ or $\frac{3}{4}$ in. (19 mm) but need not exceed 2 in. (50 mm)
- 3) R : $\frac{3}{8}$ in. min. (10 mm). Grind the thermally cut surfaces of weld access holes in heavy shapes as defined in Sections A3.1 (c) and (d).
- 4) Slope 'a' forms a transition from the web to the flange. Slope 'b' may be horizontal.
- 5) The bottom of the top flange is to be contoured to permit the tight fit of backing bars where they are to be used.
- 6) The web to flange weld of built up members is to be hold back a distance of at least the weld size from the edge of the access hole.

Beam-to-beam connections



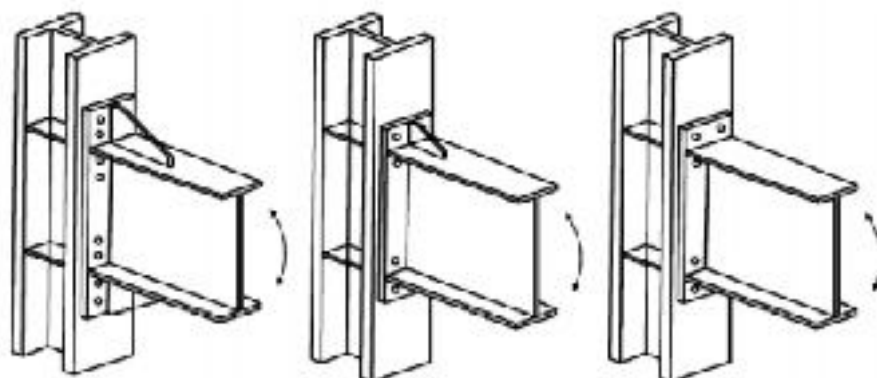


$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) \quad M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_{RBS} \quad M_f = M_{pr} + V_{RBS}S_h$$

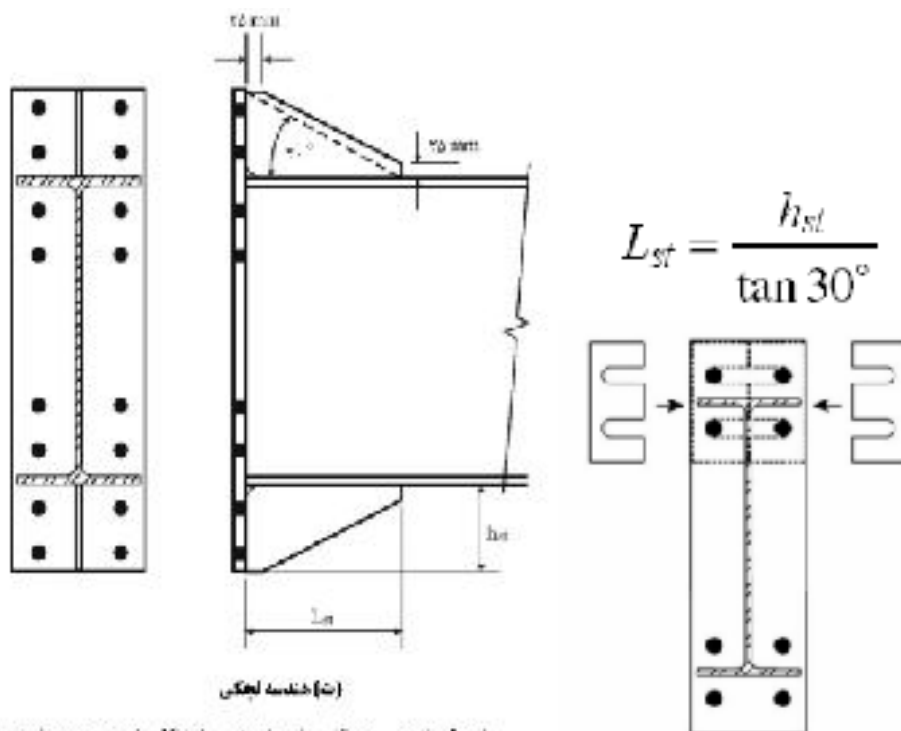


$$M_{pe} = R_yF_yZ_x \quad M_f \leq \phi_d M_{pe} \quad V_u = \frac{2M_{pr}}{l_u} + V_{gravity}$$

اتصال گیردار فلنجی بدون استفاده از ورق لچکی (BUEEP) و اتصال گیردار
فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی (BSEEP)

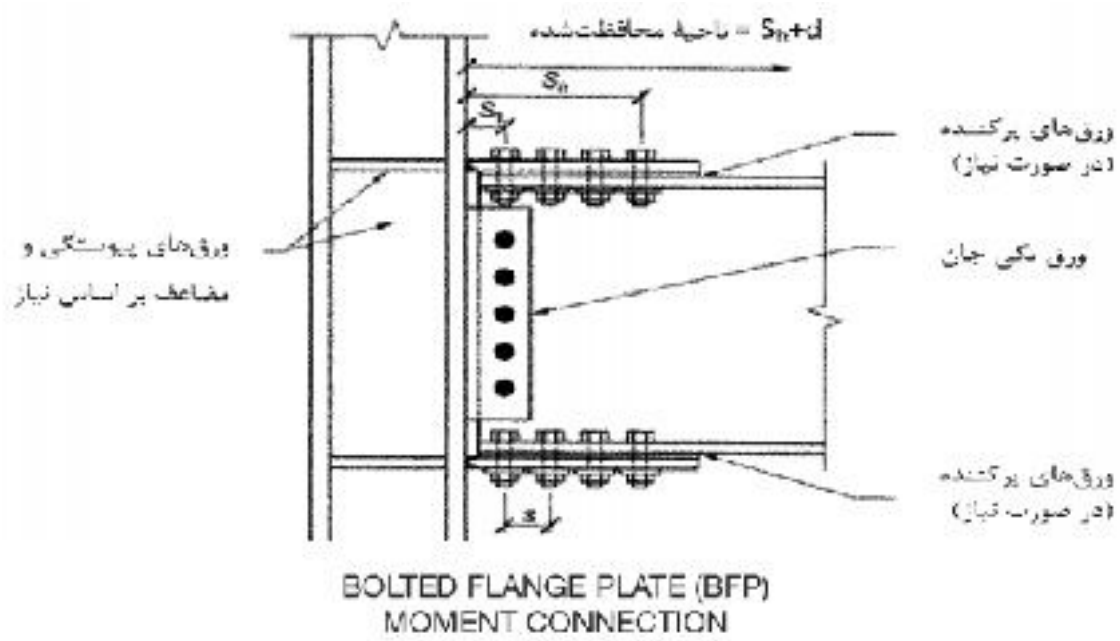


(الف) چهار پیچه بدون ورق لچکی (ب) چهار پیچه با ورق لچکی (ب) هشت پیچه با ورق لچکی

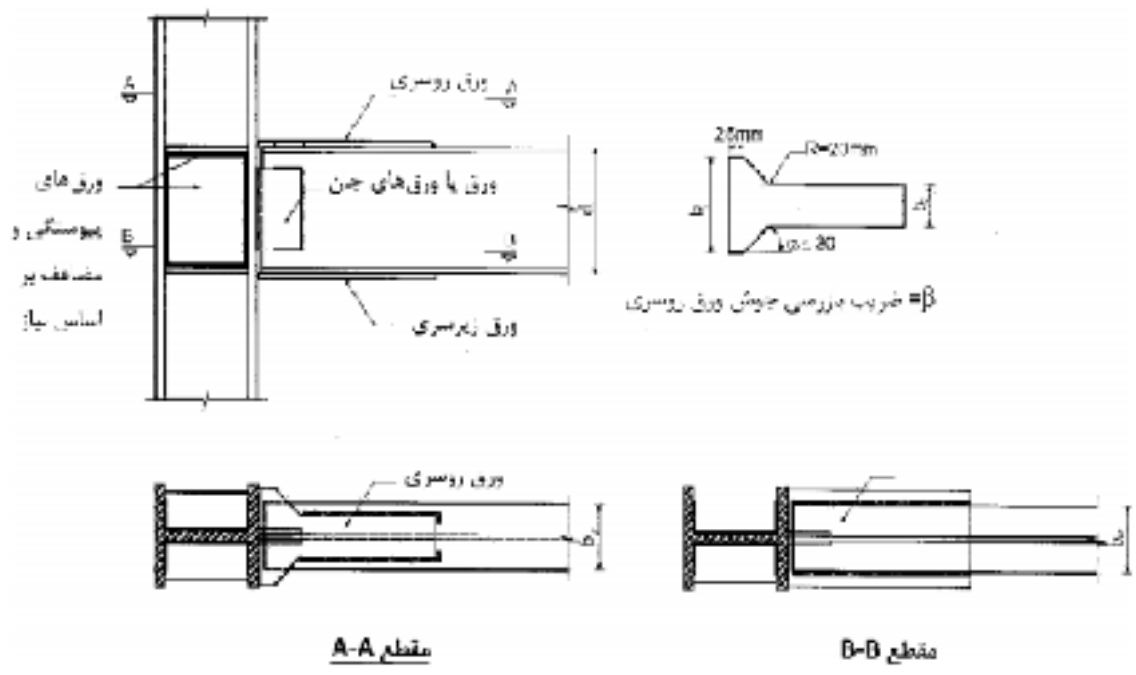


(ت) شناسه لچکی

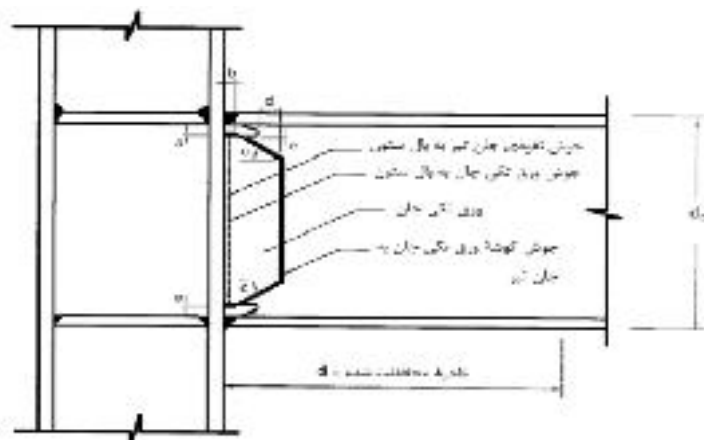
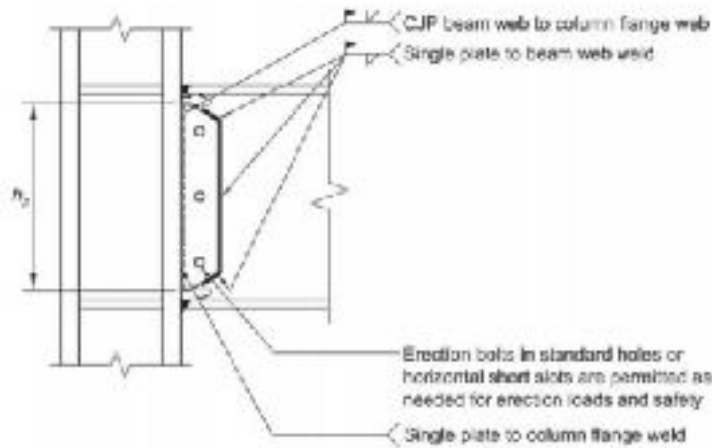
اتصال فلنجی در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط و زیاد.



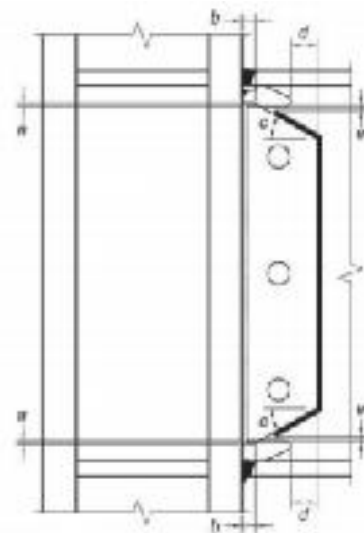
اتصال گیردار جوشی به کمک ورق های روسری و زیرسری (WFP)



اتصال گره دار تقویت نشده جوشی (WUF-W)



WELDED UNREINFORCED FLANGE-WELDED WEB (WUF-W) MOMENT CONNECTION



Notes

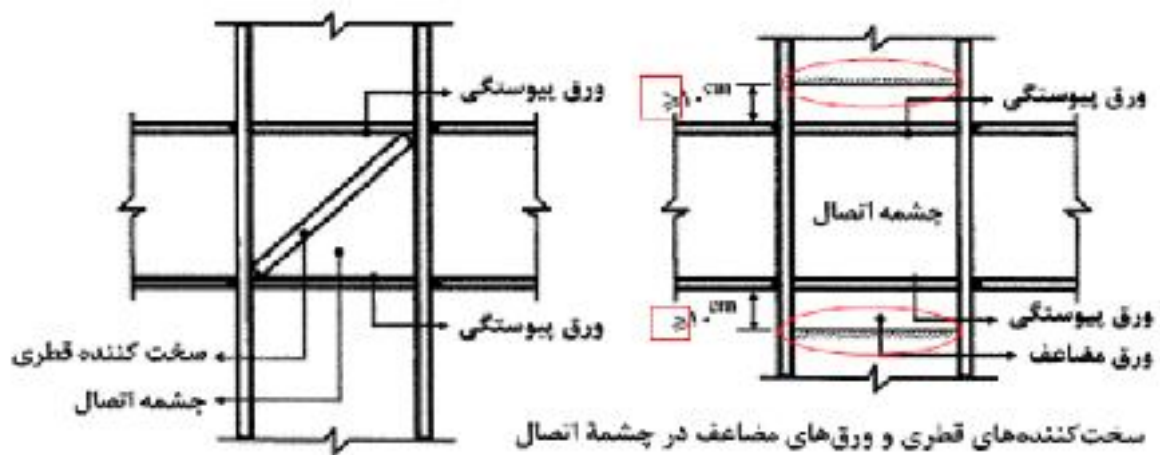
- a = 3/8 in. (6 mm) minimum, 3/4 in. (12 mm) maximum
- b = 1 in. (25 mm) minimum
- c = 30° to 10°
- d = 2 in. (50 mm) minimum
- e = 3/8 in. (12 mm) minimum distance, 1 in. (25 mm) maximum distance from end of fillet weld to edge of access hole

محدودیت‌های ابعادی ورق تکی جان در اتصال گیردار تقویت‌نشده جوشی (WCF-W)

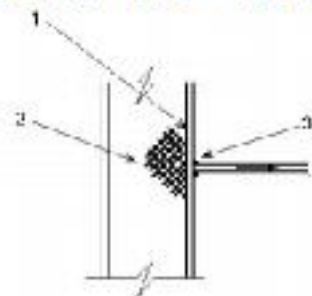
محدودیت	شرح	ردیف
$6\text{mm} < a < 12\text{mm}$	هم‌پوشانی ورق جان یا سوراخ‌های دسترسی	۱
$20' \leq c \leq 40'$	شیب پهنای ورق جان	۲
$12\text{mm} < e \leq 25\text{mm}$	فاصله قائم انتهای جوش ورق جان به جان تیر تا سوراخ دسترسی	۳
$b \geq 25\text{mm}$	برگشت عمودی انتهای ورق جان	۴
$d \geq 50\text{mm}$	نتهای پهنای ورق جان به انتهای سوراخ‌های دسترسی	۵



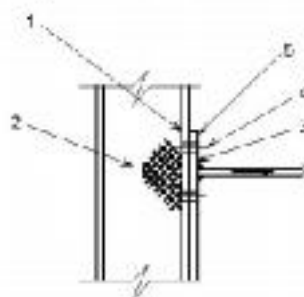
در نوع اتصال صلب ارائه شده توسط ConXtech



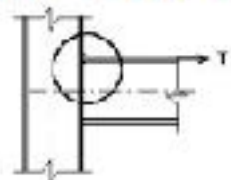
Beam-to-column connections



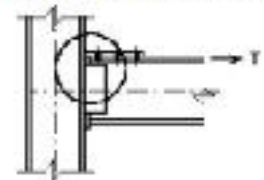
1. Plastic failure of the column flange
2. Yield / rupture of the column web
3. Rupture of the welds



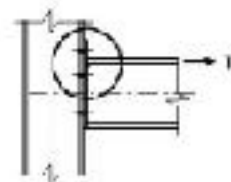
4. Rupture of the bolts
5. Plastic failure of the end plate, recessed angle offset of I section



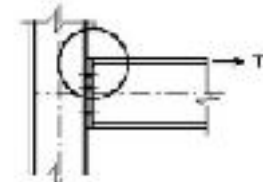
(a) Welded



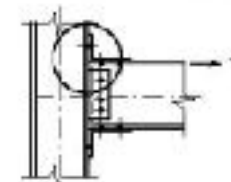
(b) Welded flange plate



(c) Extended end plate

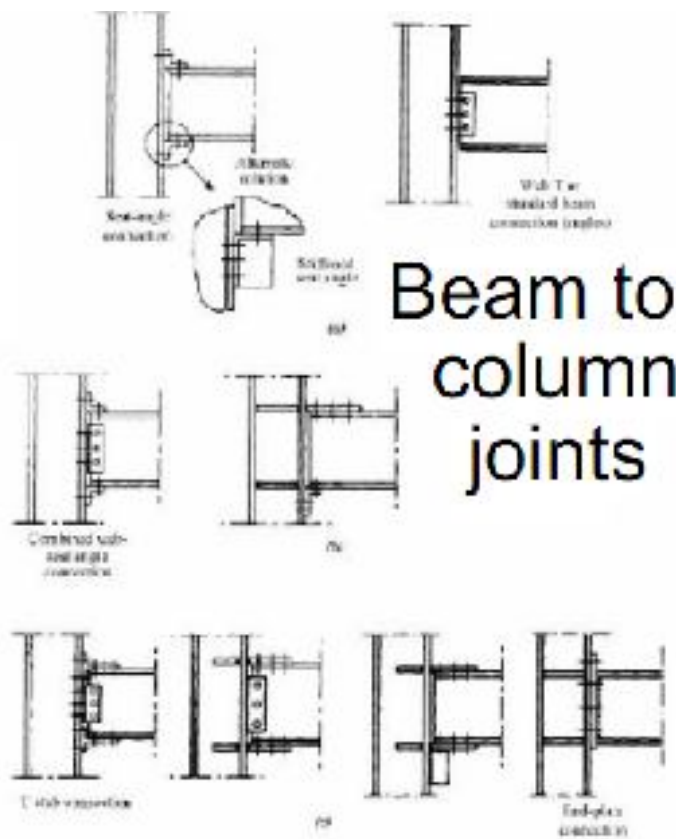
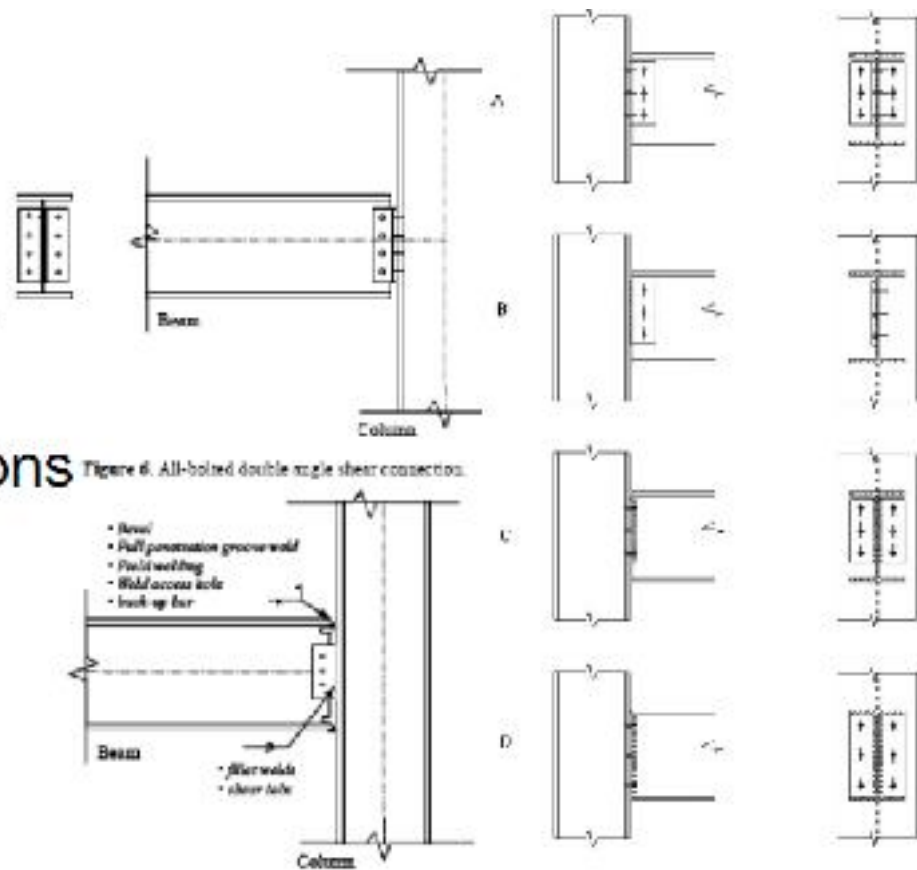


(d) Flush end plate



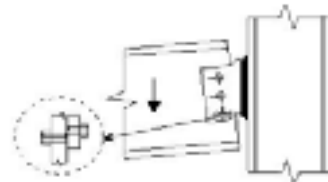
(e) Angle cleats

Beam-to-column connections

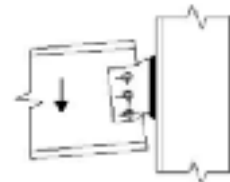


Beam to column joints

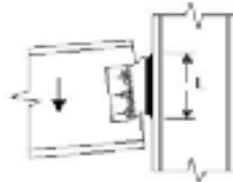
a) Flexible connections. (b) Semi-rigid connections. (c) Rigid connections.



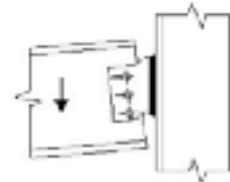
(a) Bolt fracture



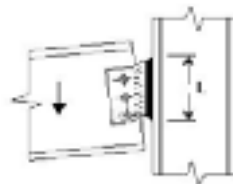
(b) Bearing yielding



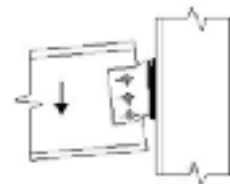
(c) Net-section fracture



(d) Edge distance fracture

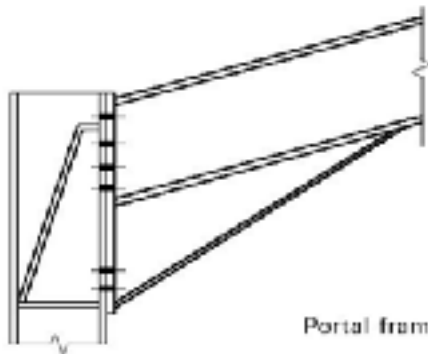


(e) Plate yielding



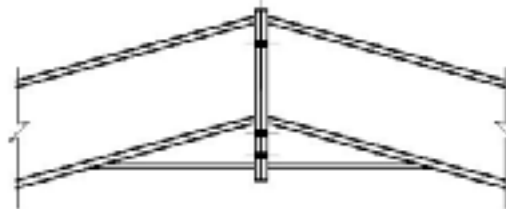
(f) Weld fracture

Modes of failure for fin plates

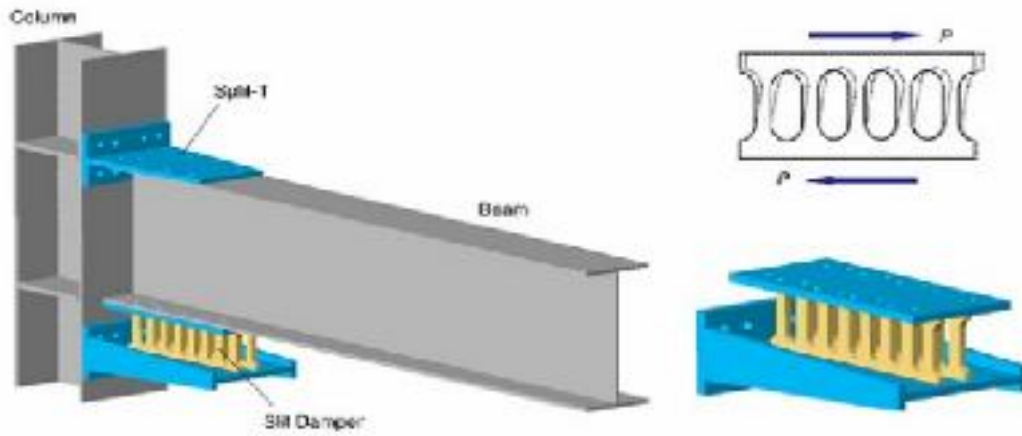


(a) Eaves connection

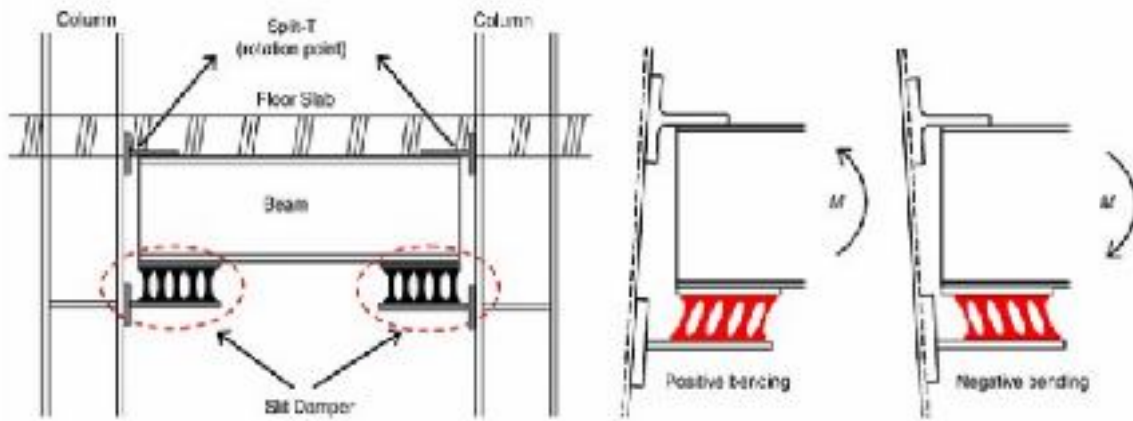
Portal frame connections



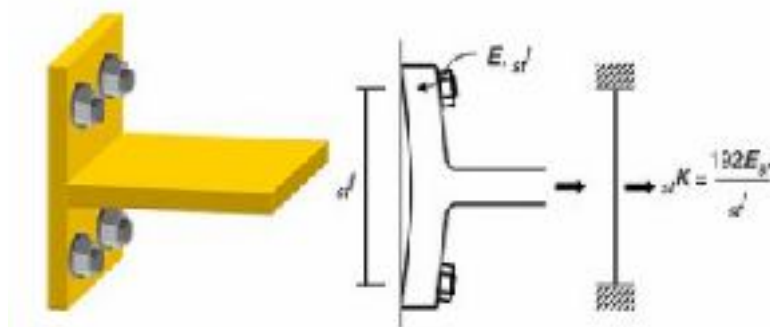
(b) Apex connection



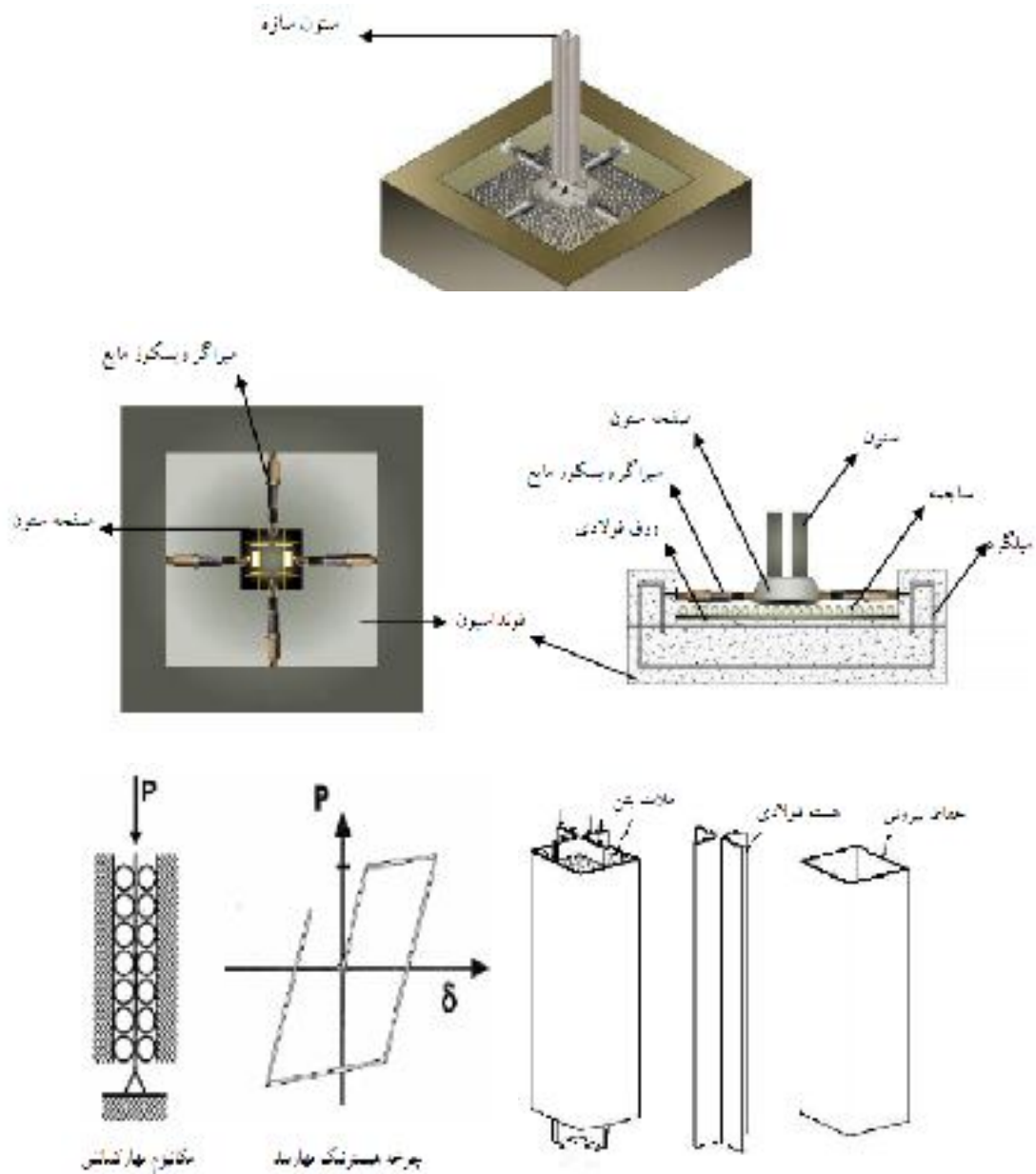
اتصال تیر به ستون پشته‌ای با میراگر شیاره‌دار



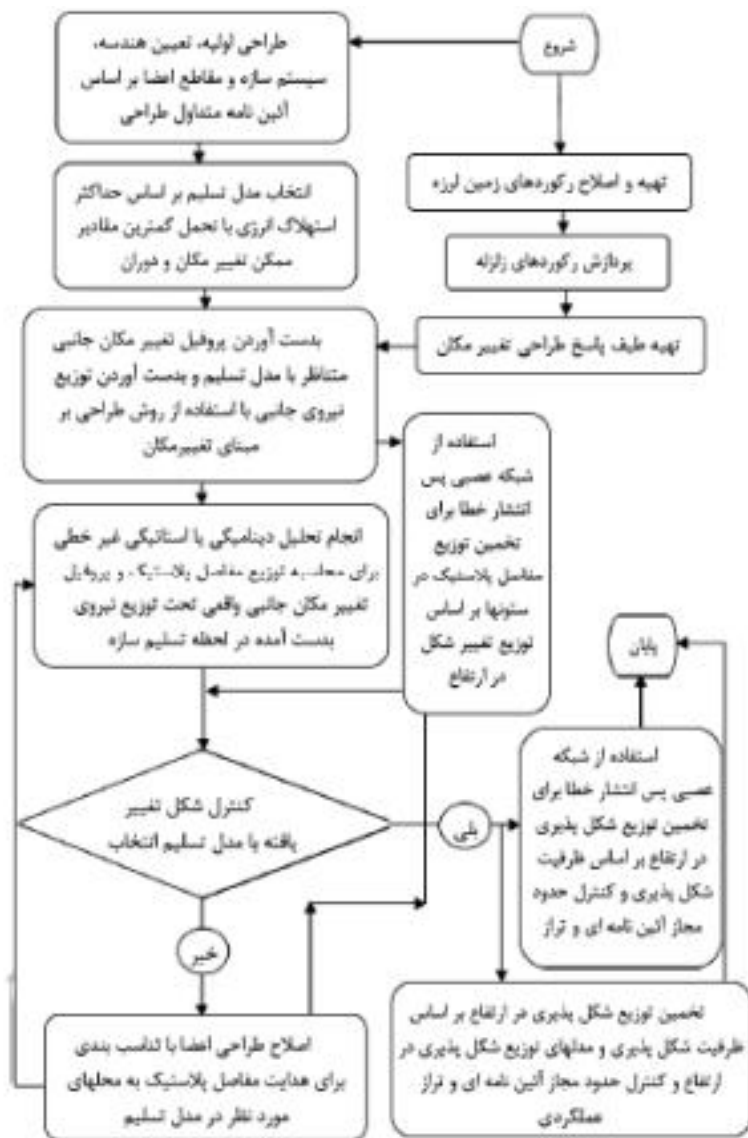
سیستم اتصال پشته‌ای و تغییرشکل‌ها



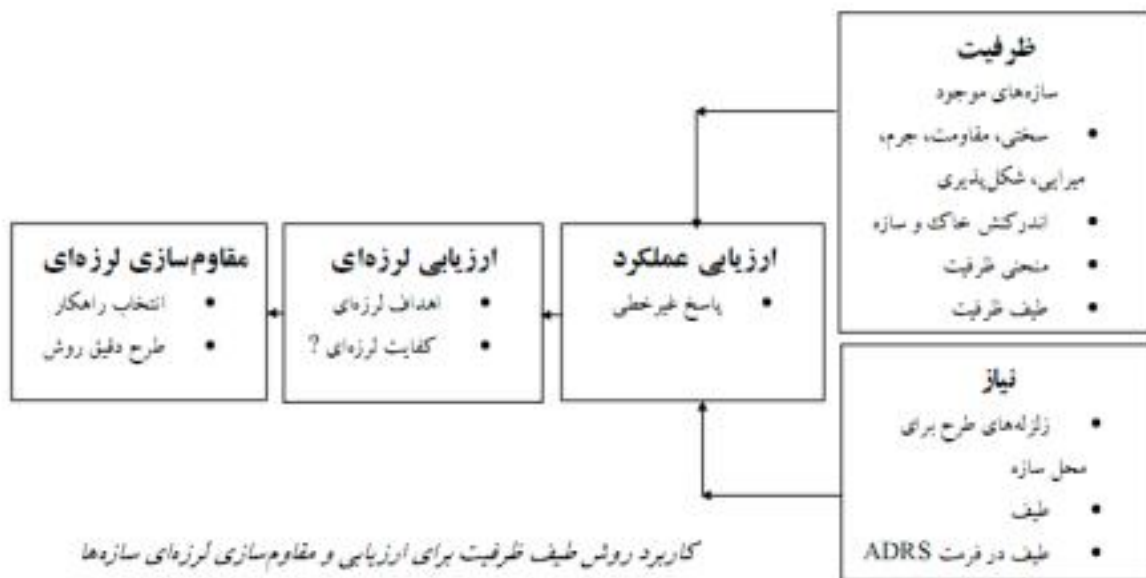
تغییرشکل اتصال دو جزئی T



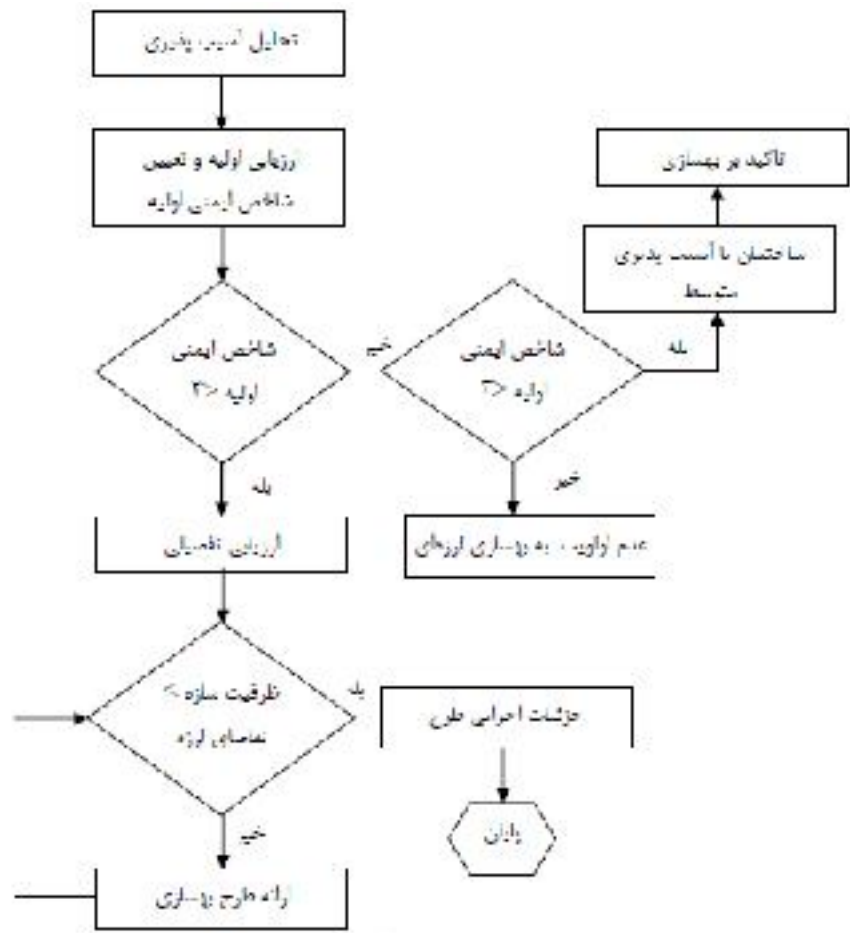
مقاوم سازی سازه های فولادی عمدتاً به بهسازی و تقویت رفتار
 مهاربندها، اتصالات، اعضای کششی، دیوارهای
 برشی و ترکیب رفتار بتن و فولاد بر می‌گردد که در این نوشتار به
 برخی از روشهای تقویت اعضای سازه های فولادی می‌پردازیم.



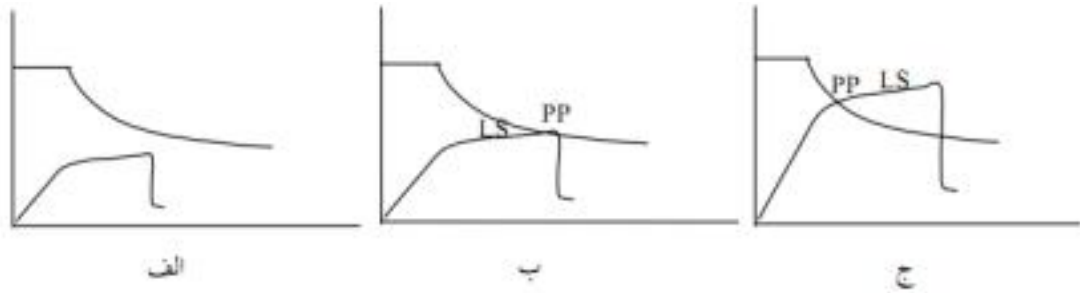
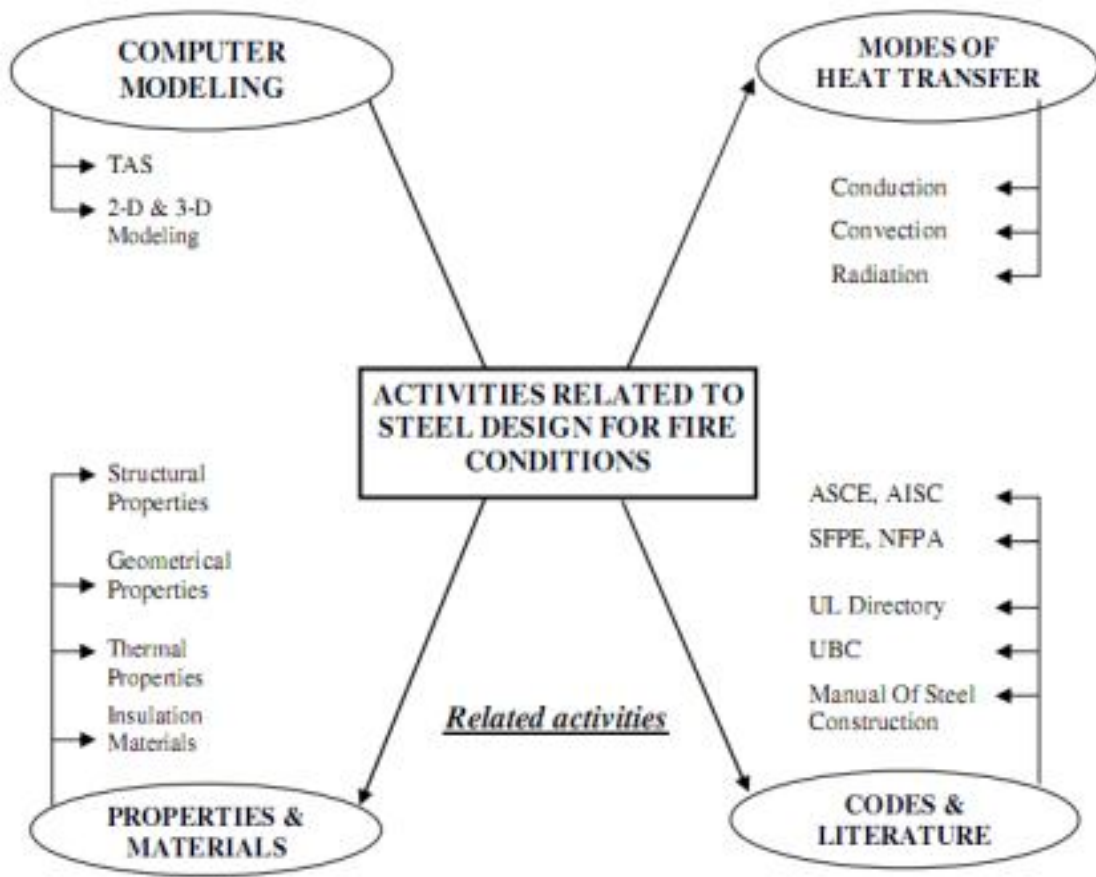
طراحی عملکردی سازه‌های فولادی به کمک شبکه‌های عصبی.



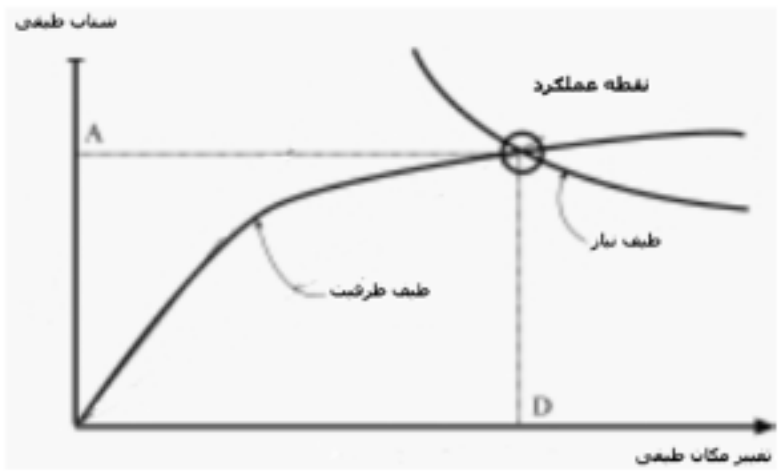
کاربرد روش طیف ظرفیت برای ارزیابی و مقاوم‌سازی لرزه‌ای سازه‌ها

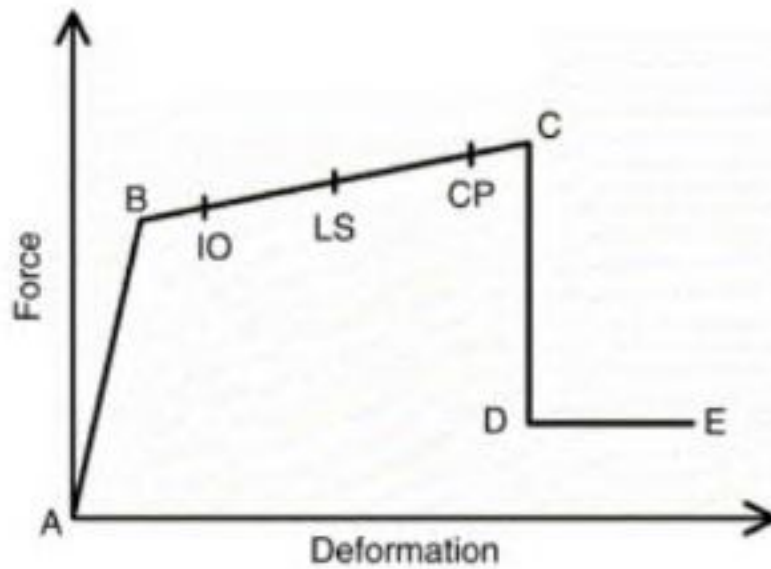


رونده تحلیل و ارزیابی آسیب پذیری



حالات مختلف موقعیت نسبی طیف ظرفیت و طیف نیاز در راستای ارزیابی و مقاومسازی لرزه‌ای سازه‌ها

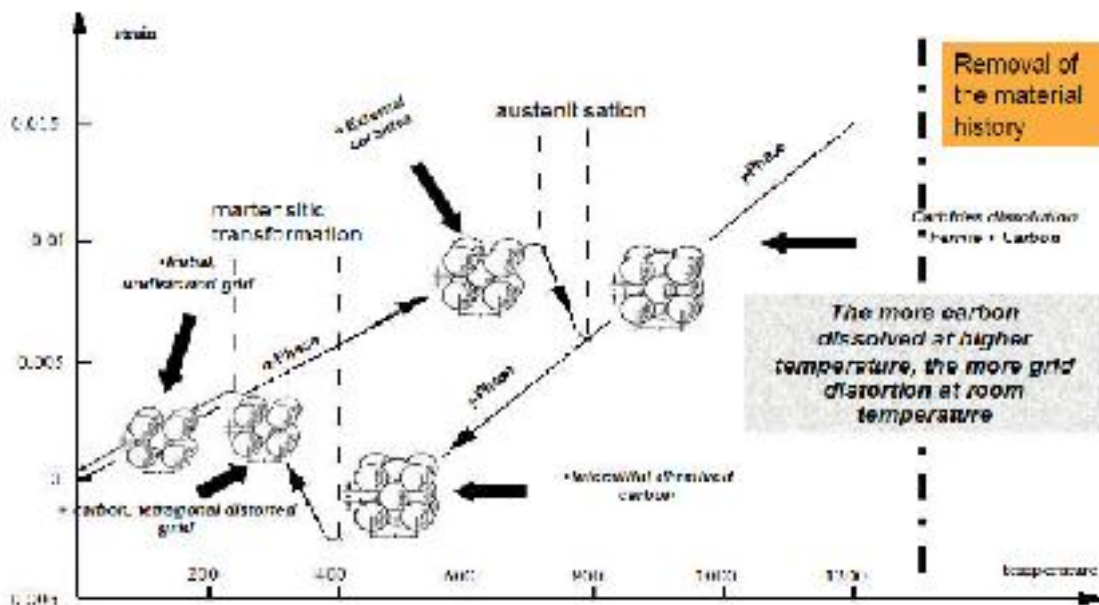


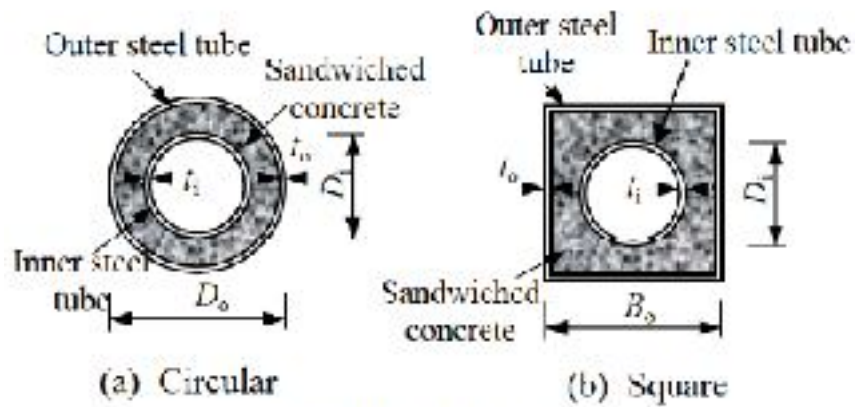


Typical Plastic Hinge

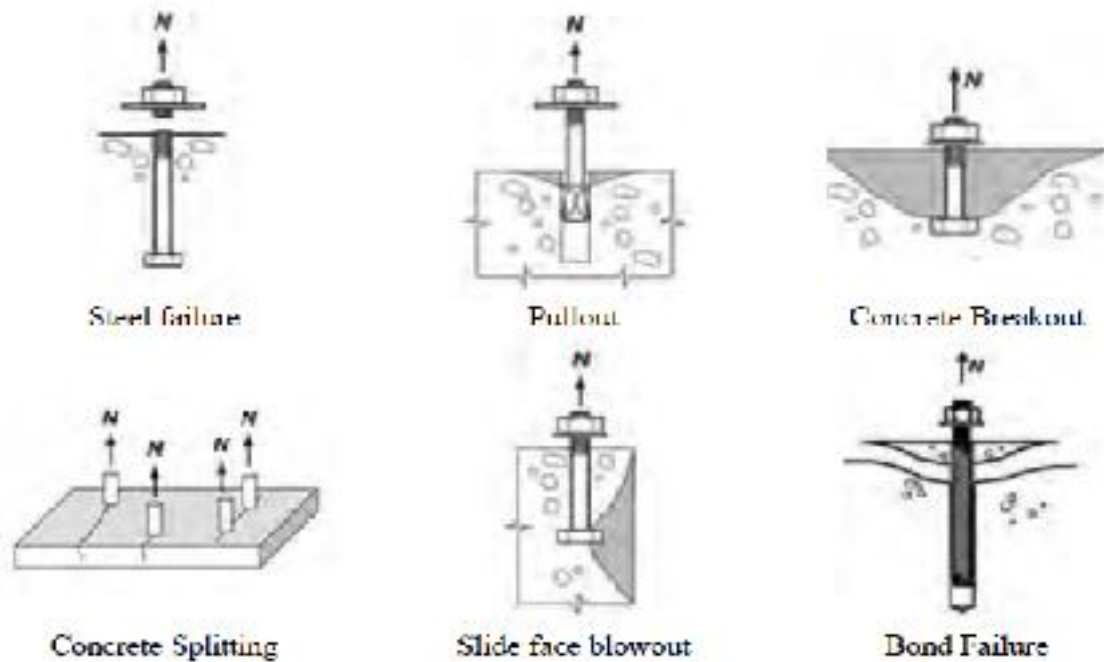
Replacement Cost by Performance Level

Performance Level	% of Replacement Cost
Immediate Occupancy (IO)	25%
Life Safety (LS)	50%
Collapse Prevention (CP)	100%

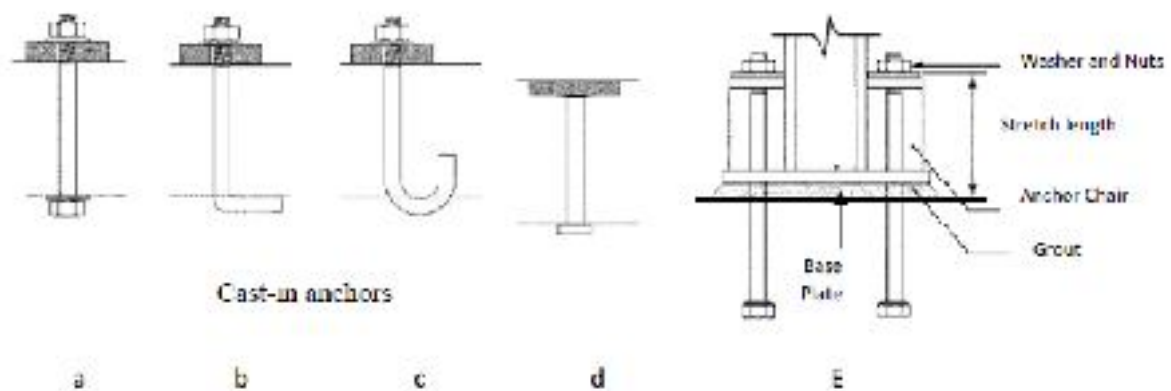




سطح مقطع اعضای CFST



Failure modes for anchors



3- از طریق دیوار برشی فولادی



Model A₅



Model B₅

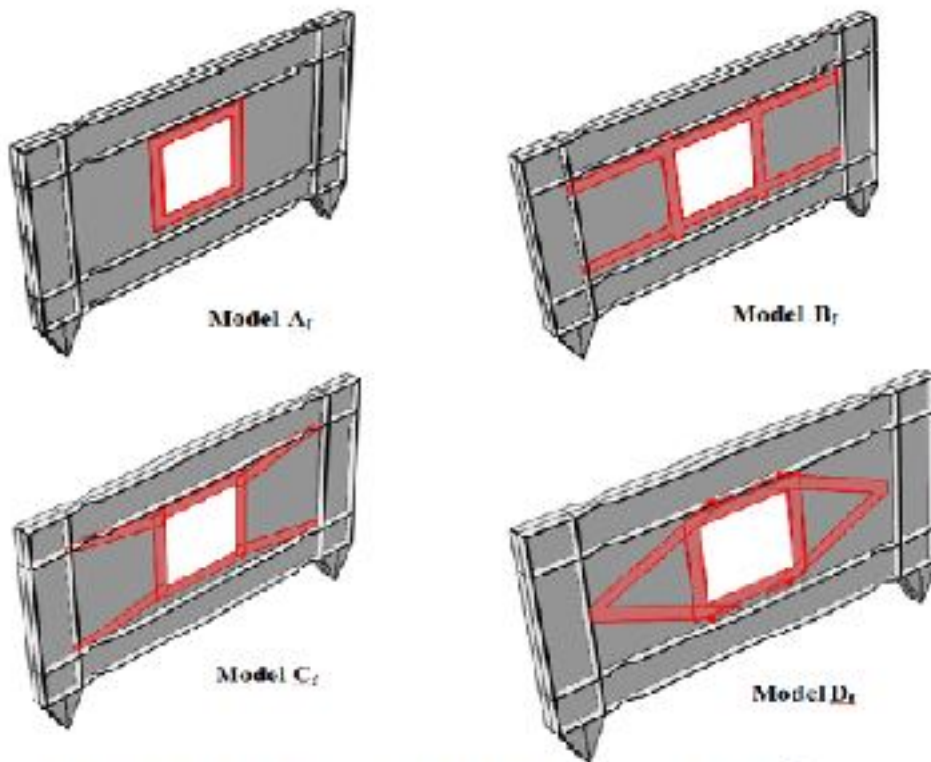


Model C₅

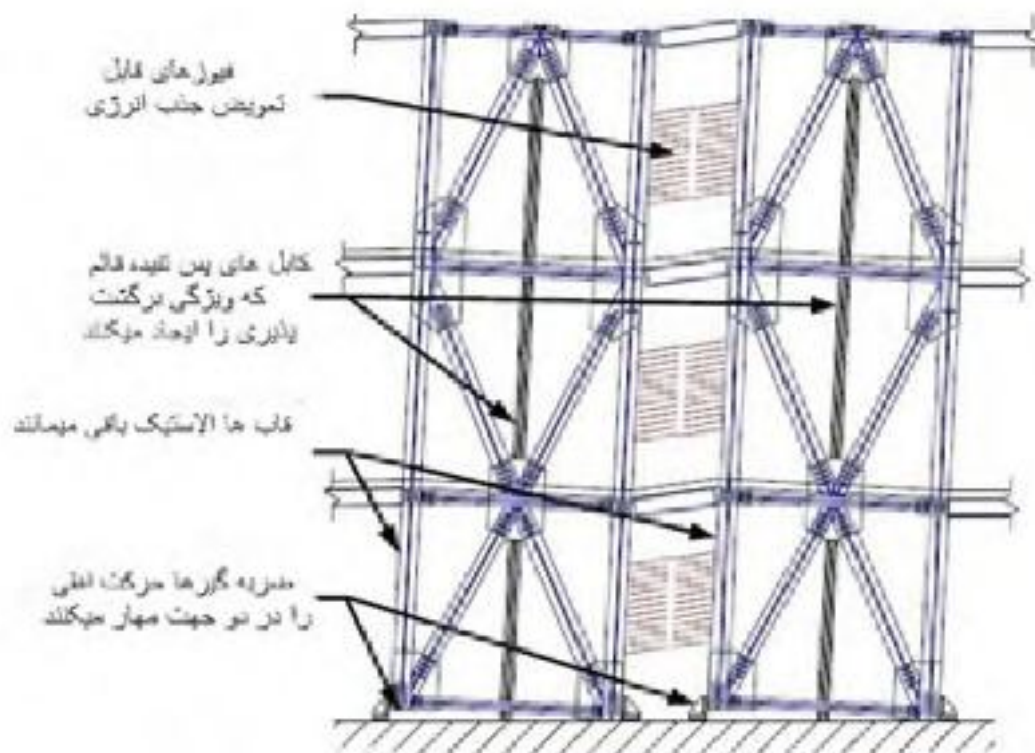


Model D₅

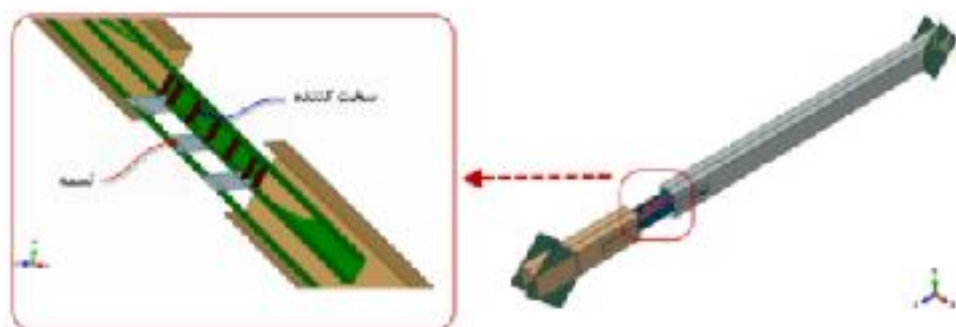
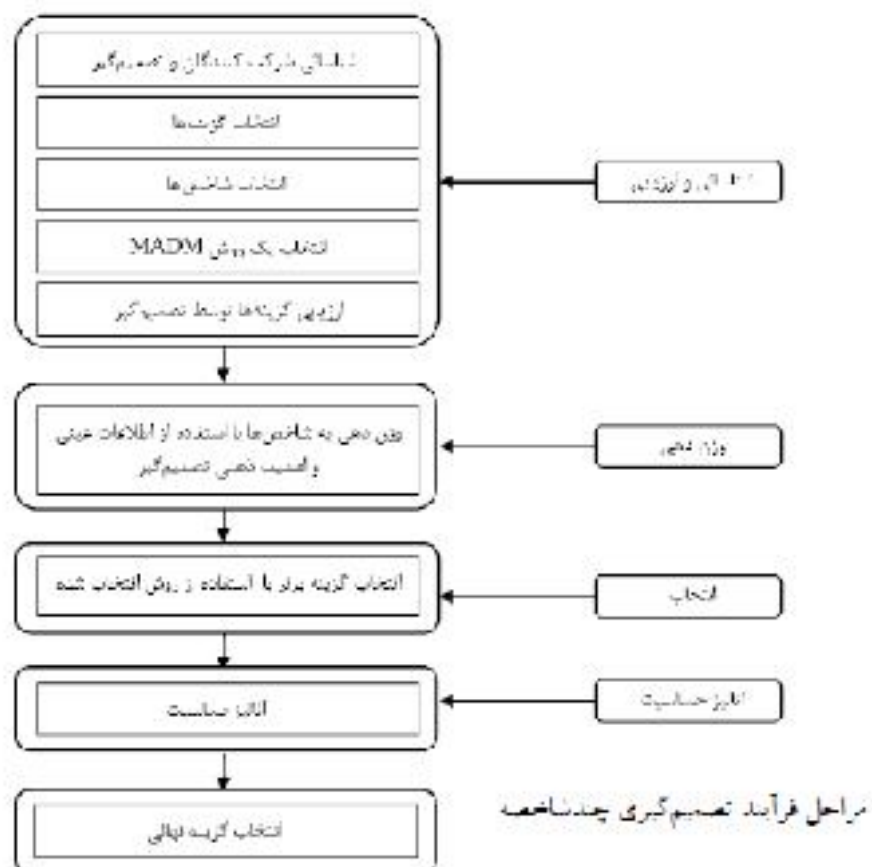
آرایش‌های مختلف سخت کننده فولادی جهت تقویت دیوار برشی فولادی بارشمار



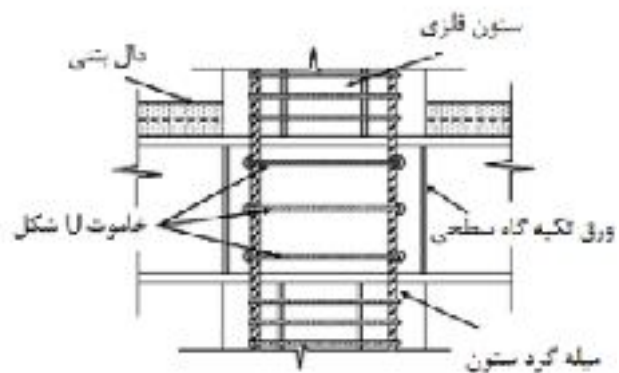
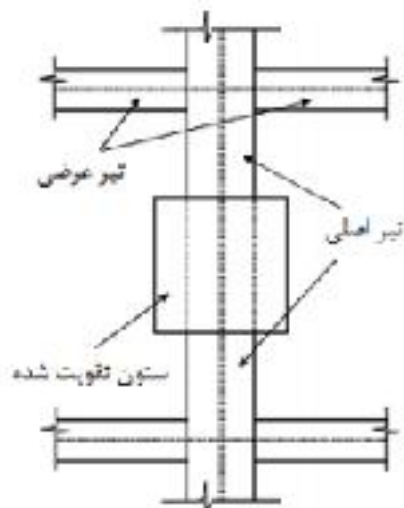
آرایش‌های مختلف سخت‌کننده FRP جهت تقویت دیوار برش فولادین بازشودار



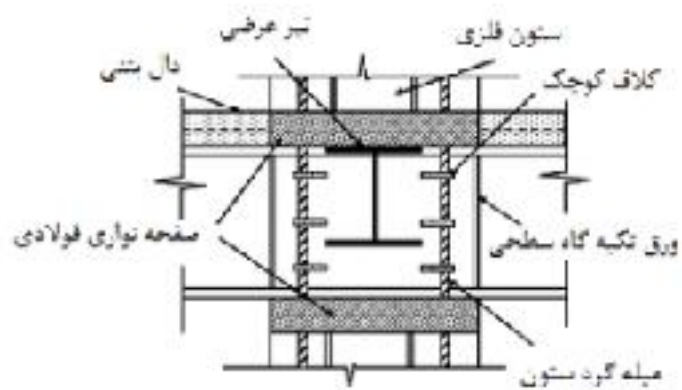
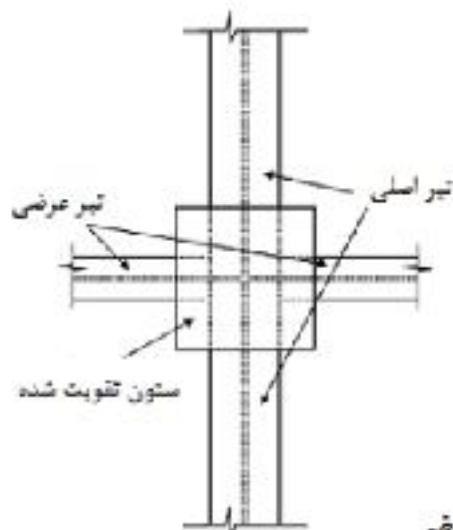
قاب فولادی مهاربندی با خسارت کنترل شده و قابلیت حرکت گهواره ای



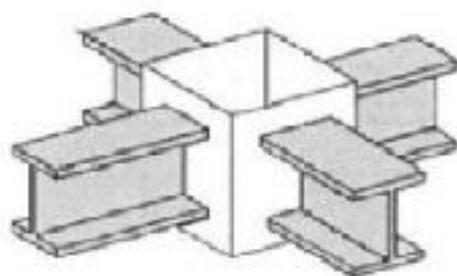
مهاریند دارای فیوز و جاگذاری نسبه ها و سخت کننده ها.



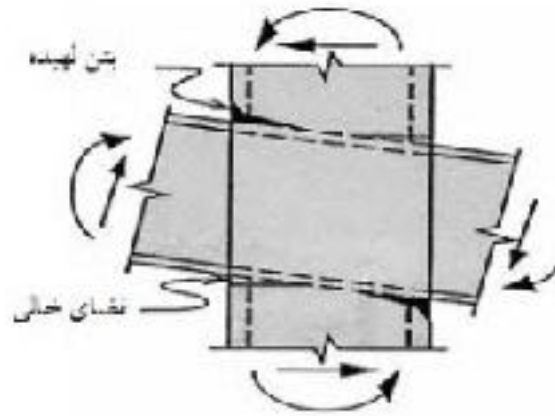
جزئیات اتصال با تیر عبوری بدون تیر عرضی



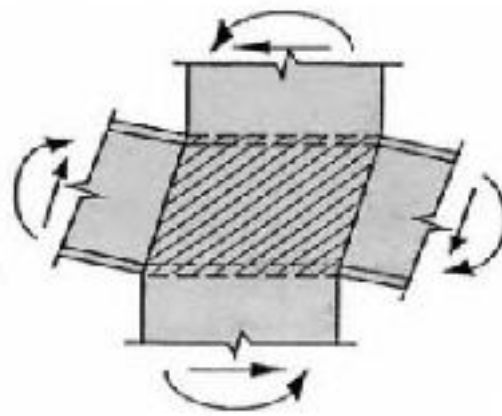
جزئیات اتصال با تیر عبوری با تیر عرضی



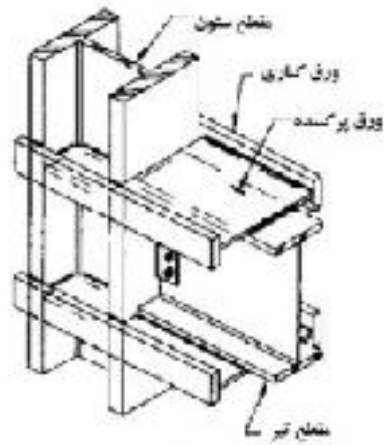
اتصال با ستون عبوری از ناحیه اتصال



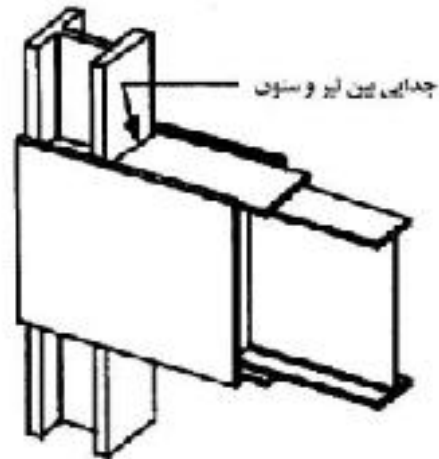
شکست تکبیه کاملی قائم اتصال



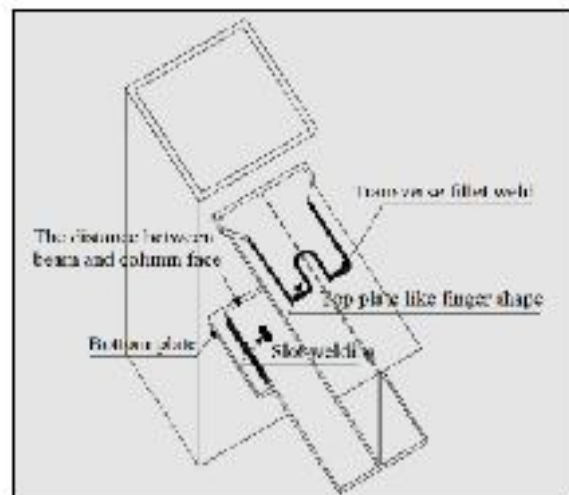
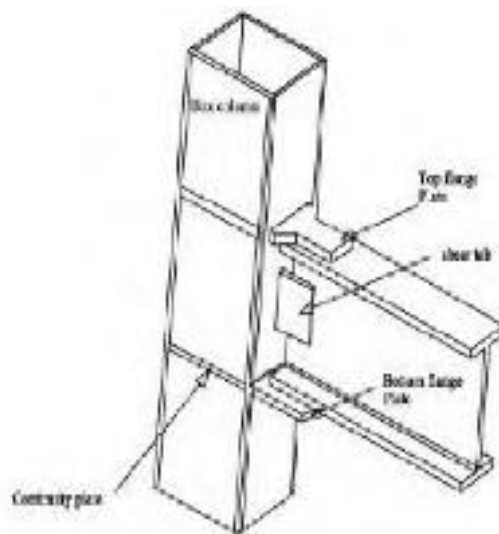
شکست پانل برشی اتصال



اتصال با ورقهای کناری مجزا



اتصال با ورقهای کناری تمام عمق

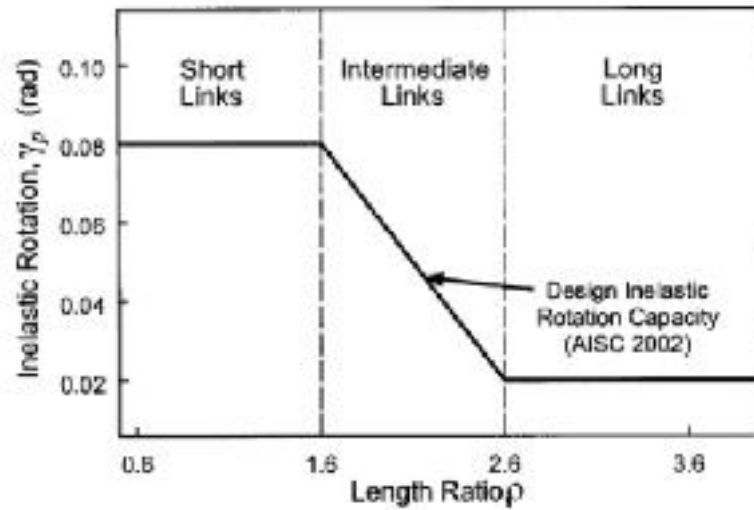


Configuration of the cover plate connection with new detailing

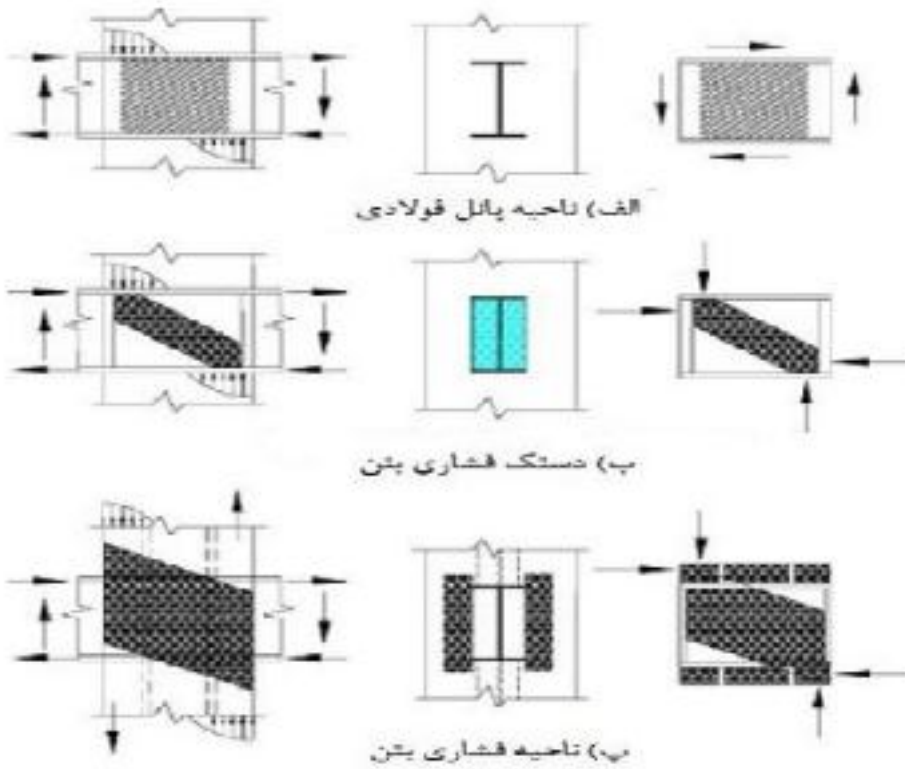
• شمار های پذیرش زاویه پهنش شعریک اعضاى اصلی سازه

شمار های پذیرش زاویه پهنش شعریک اعضاى اصلی			اجزا
CP	LS	IO	
تیرها - در خمشی			
$6\theta_y$	$6\theta_y$	θ_y	الف: $\frac{h}{r_{yo}} \leq \frac{4196}{\sqrt{f_{yk}}} + \frac{2f_y}{20p} \leq \frac{420}{\sqrt{f_{yk}}}$
$3\theta_y$	$2\theta_y$	$0.25\theta_y$	ب: $\frac{h}{r_{yo}} \leq \frac{4196}{\sqrt{f_{yk}}} + \frac{2f_y}{20p} \leq \frac{416}{\sqrt{f_{yk}}}$
ستون ها - در خمشی			
برای $\frac{P}{A_{cl}} \leq 0.15$			
$10\theta_y$	$6\theta_y$	θ_y	الف: $\frac{h}{r_{yo}} \leq \frac{2600}{\sqrt{f_{yk}}} + \frac{2f_y}{20p} \leq \frac{420}{\sqrt{f_{yk}}}$
$3\theta_y$	$2\theta_y$	$0.25\theta_y$	ب: $\frac{h}{r_{yo}} \leq \frac{2600}{\sqrt{f_{yk}}} + \frac{2f_y}{20p} \leq \frac{416}{\sqrt{f_{yk}}}$
برای $0.15 < \frac{P}{A_{cl}} \leq 0.5$			
$10(1 - 1.7 \frac{P}{P_{cr}})\theta_y$	$7(1 - 1.7 \frac{P}{P_{cr}})\theta_y$	$0.25\theta_y$	الف: $\frac{h}{r_{yo}} \leq \frac{2.75}{\sqrt{f_{yk}}} + \frac{2f_y}{20p} \leq \frac{420}{\sqrt{f_{yk}}}$
$8.5\theta_y$	$6.5\theta_y$	$0.25\theta_y$	ب: $\frac{h}{r_{yo}} \leq \frac{2.68}{\sqrt{f_{yk}}} + \frac{2f_y}{20p} \leq \frac{416}{\sqrt{f_{yk}}}$

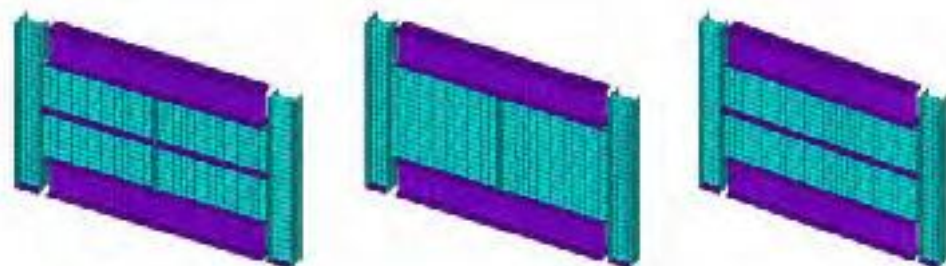
$$\mu = \frac{g}{M_p / V_p}$$



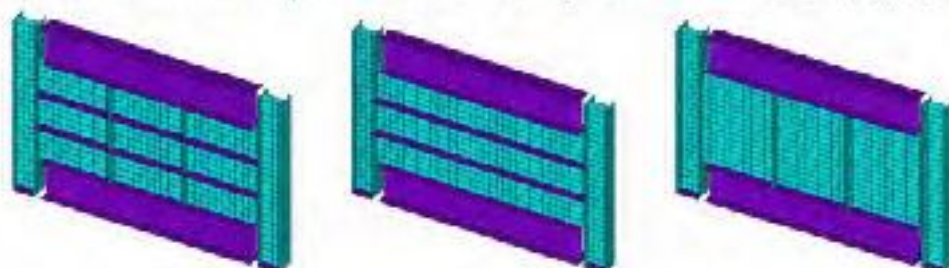
Design Inelastic Rotation Capacity (AISC, 2002)



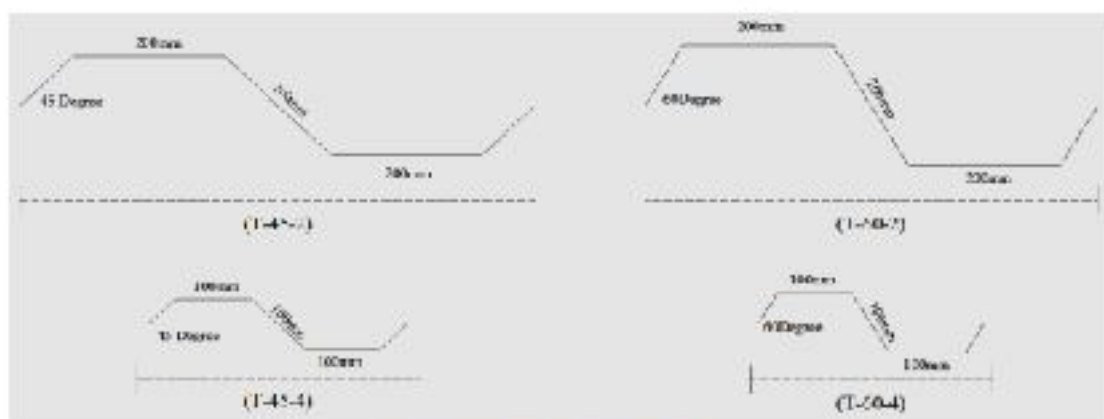
مکانیزم مقاومت برشی اتصال



دیوار برشی فولادی با یک سخت کننده المقی [III] با یک سخت کننده قائم [V] با یک سخت کننده قائم و المقی [VII]



دیوار برشی فولادی با دو سخت کننده قائم [2V] با دو سخت کننده المقی [2II] با دو سخت کننده قائم و المقی [2V-2II]



ورق موج دار فولادی (فوزننه‌ای)

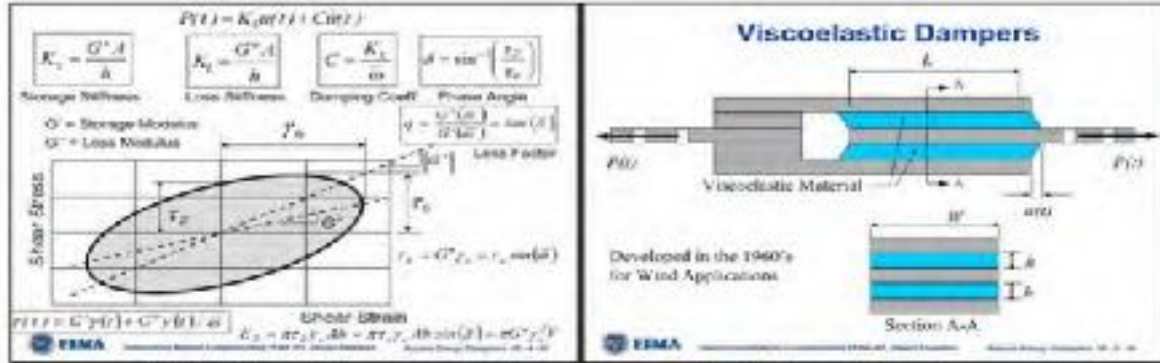
حدود بازه های آسیب پذیری سازه

وضعیت سازه	شاخص خرابی	میزان خرابی
بدون خرابی	$ODI < 0.1$	سبک
خرابی جزئی	$0.1 \leq ODI < 0.25$	جزئی
قابل تعمیر	$0.25 \leq ODI < 0.4$	متوسط
غیر قابل تعمیر	$0.4 \leq ODI < 1.0$	شدید
ناپودی ساختمان	$ODI \geq 1.0$	فروپاشی

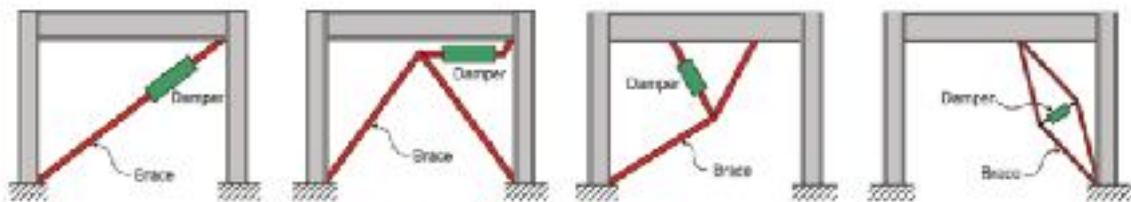
$$DI = \frac{\delta_{cr}}{\delta_{cr0}} = \frac{\beta}{Q_r \delta_{cr0}} \int dE \quad \text{شاخص خرابی پارک و انگ}$$

$$GDP = \frac{dR \cdot dy}{dF \cdot dy} = \frac{14.2 \delta_y \left(\sqrt{\frac{\omega_c}{\omega}} - 1 \right)}{\delta_r \cdot \delta_y}$$

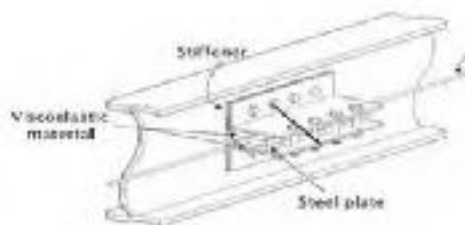
Roufinael and Meyer



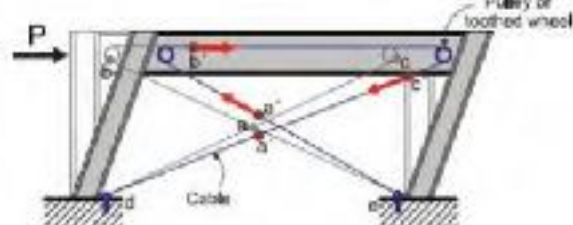
عملکرد میراگر ویسکوالاستیک، منحنی تنش - کرنش برشی و روابط میراگر VED



روش های نصب میراگر در سازه



جزئیات اتصال میراگر و گداز به جان پیر

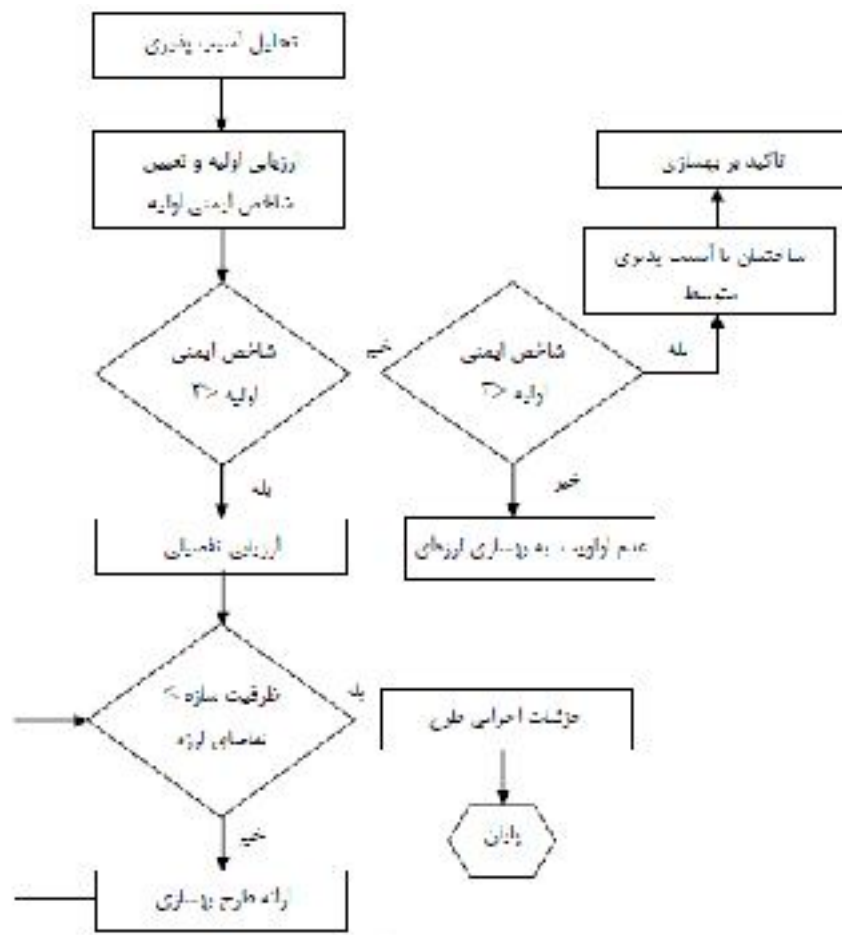


تغییر شکل قاب و گداز مورد استفاده

$$T = \alpha H^3$$

$\alpha = 0.08$	قاب خمشی فولادی
$\alpha = 0.07$	قاب فولادی مهاربندی شده با محورهای غیرمستقیم
$\alpha = 0.05$	سایر سیستم‌های سازه‌ای

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W$$



روند تحلیل و ارزیابی آسیب پذیری

$$\begin{cases}
 T \leq 0.2 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{R-1}{0.04\alpha} \\
 0.2 \leq T \leq 1 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{R-1}{\alpha T^2} \\
 1 < T \rightarrow C_1 = 1
 \end{cases}$$

$$R - \frac{DCR_{max}}{1.5} C_m > 1$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T} \right)^2$$

مقادیر ضریب C_m

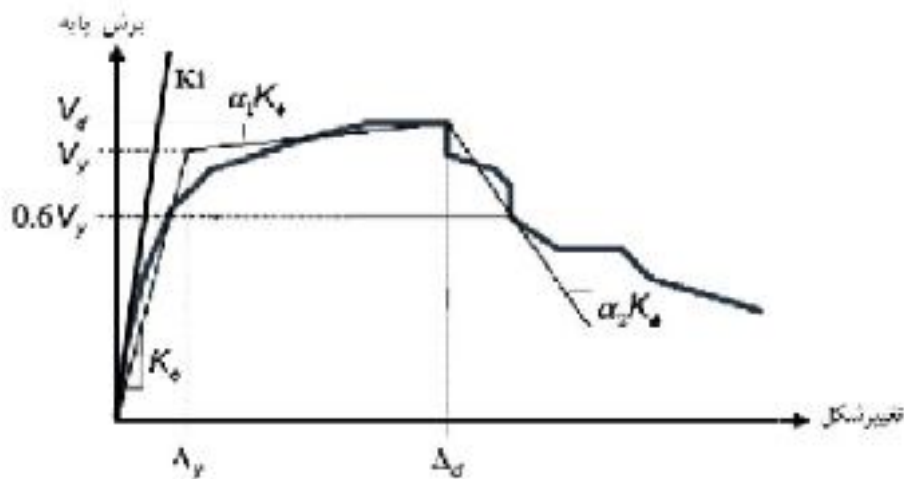
تعداد طبقات	قاب خمشی	قاب مهاربندی شده با محورهای متقارب و غیر متقارب	سازه با دیوار برشی	سایر سیستم‌های سازه ای
یک یا دو	۱	۱	۱	۱
سه و بیشتر	۰٫۱۹	۰٫۱۹	۰٫۱۸	۱

۱۱ برای زمان تناوبهای بالاتر از ۱٫۵ ثانیه، میبایست برابر یک فرض گردد.

$$\Gamma_1 = \frac{W_1 h_1^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} \quad F_{pi} = \frac{\sum_{j=1}^n F_j}{\sum_{j=1}^n W_j} W_i$$

$$k = \begin{cases} 1.0 & T \leq 0.5 \\ 0.5T + 0.75 & 0.5 \leq T \leq 2.5 \\ 2.0 & T \geq 2.5 \end{cases}$$

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$



منحنی ساده شده نیرو - تغییر مکان

$$\delta_e = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

مقدار ضریب C_e	مقدار ضریب C_1	تعداد طبقات ساختمان
۱/۰	۱/۰	۱
۱/۲	۱/۲	۲
۱/۳	۱/۳	۳
۱/۴	۱/۴	۴
۱/۵	۱/۵	۵

۱. برای متادیر ماسن محدود داده شده در جدول باید از درونی خطی استفاده کرد.

۲. منظور از ساختمان بتنی، ساختمانی است که در تمام طبقات تغییر مکان پذیری آن بی‌اثر و کوچکتر از طبقه زیرین باشد.

$$\begin{cases} T \leq 0.2 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{R-1}{0.04\alpha} \\ 0.2 \leq T \leq 1 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{R-1}{\alpha T_s^2} \\ 1 \leq T \rightarrow C_1 = 1 \end{cases}$$

$$R = \frac{S_d}{v_y/W} C_m$$

$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2} \quad C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T_s} \right)^2$$

$$R_{\max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_c|^{-h}}{4}$$

$$\mu = \begin{cases} R_\mu & T_1 \geq 0.7s \\ \frac{(R_\mu - 1) \times 0.7}{T_1} + 1 & T_1 < 0.7s \end{cases} \quad (\text{گروه خاک های I, II, III})$$

$$\mu = \begin{cases} R_\mu & T_1 > 1s \text{ or } R_\mu < 1.5 \\ \frac{(R_\mu - 1.5)}{T_1} + 1.5 & T_1 < 1s \text{ or } R_\mu > 1.5 \end{cases} \quad (\text{گروه خاک IV})$$

گسلش

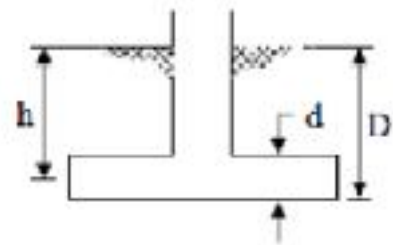
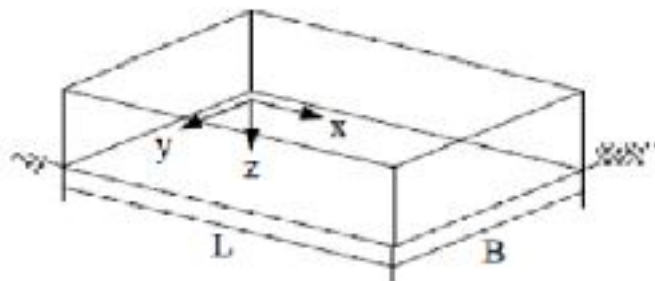
- ۱- درجه‌ی فعالیت گسل؛
- ۲- نوع گسل (امتداد لغز، معکوس یا تراست فشاری)؛
- ۳- جهت حرکت گسل؛
- ۴- اندازه‌ی جابجایی‌های قائم و افقی بر مبنای سطح خطر مبنا برای زلزله؛
- ۵- طول و عرض منطقه‌ی خردشده‌ی گسلی

$$q_c = 3q_a \quad Q_c = 3Q_{allow}$$

$$q_c = 1.5Q_D / A$$

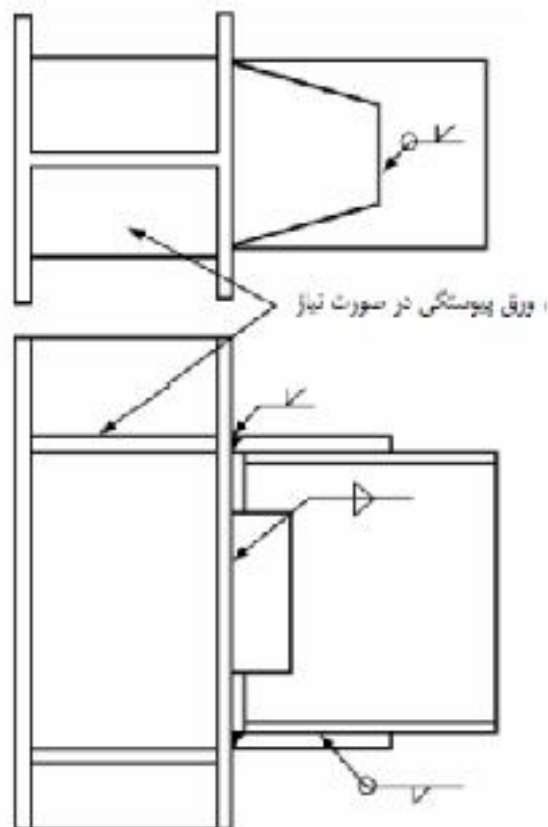
$$Q_c = q_c B L$$

$$M_c = \frac{1.5P}{2} \begin{bmatrix} 1 & q \\ & q_c \end{bmatrix}$$



$$\theta_y = \frac{ZF_{ye} I_b}{6EI_b} \quad \text{در تیرها}$$

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye} I_c}{6EI_c} \left[1 - \frac{P}{P_{ye}} \right] \quad \text{در ستون‌ها}$$



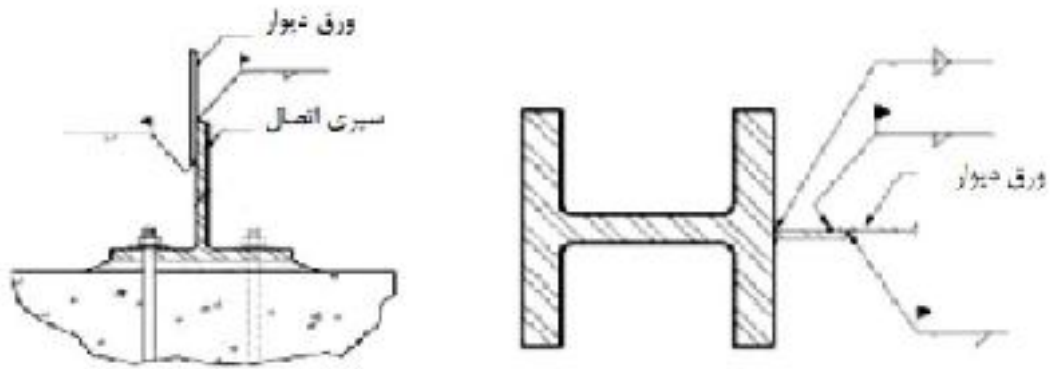
اتصال ورق به بال تیر با جوش

$$K_s = \frac{K_s K_b}{K_s + K_b}$$

$$K_s = \frac{GA_w}{e} \quad K_b = \frac{12EI_b}{e^3} \quad \theta_y = \frac{Q_{CE}}{K_s e}$$

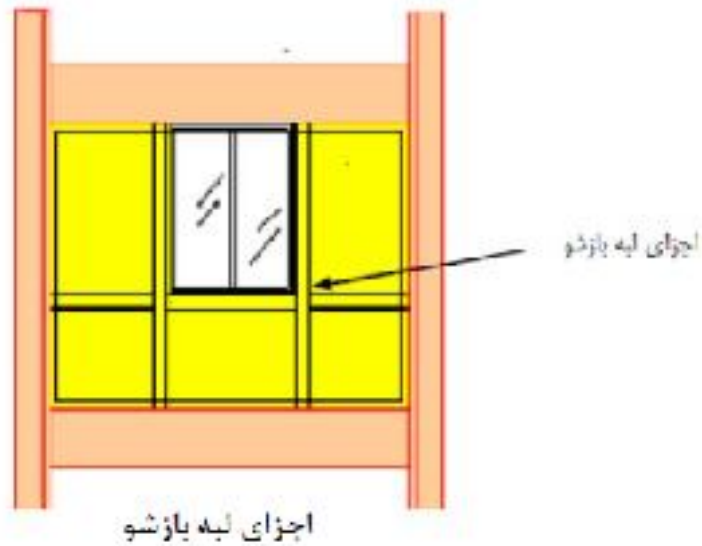
$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.6 F_y A_w \quad e \leq \frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}}$$

$$Q_{CE} > V_{CE} \quad 2 \frac{M_{CE}}{e} \quad e > \frac{2.6 M_{CE}}{V_{CE}}$$



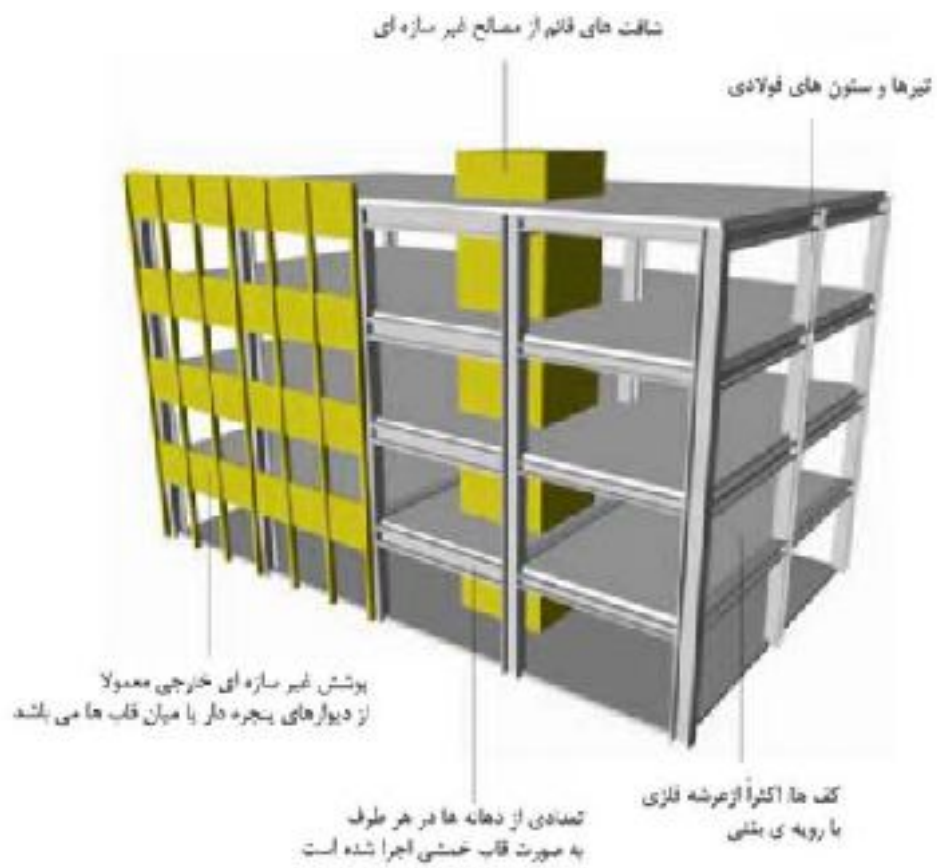
الف- اتصال ورق دیوار به اجزای لبه ب- اتصال ورق دیوار به فونداسیون

نمونه ای از اتصالات ورقی دیوار



$$\tan^4 \alpha = \frac{\frac{2}{t_w I_c} + \frac{1}{\Lambda_c}}{\frac{2}{t_w L} + \frac{2h}{\Lambda_b L} + \frac{h^4}{180 I_c L^3}}$$

$$I_c \geq \frac{0.00307 t_w h}{L}, I_b \leq 0.003 t_w h^4 / L$$

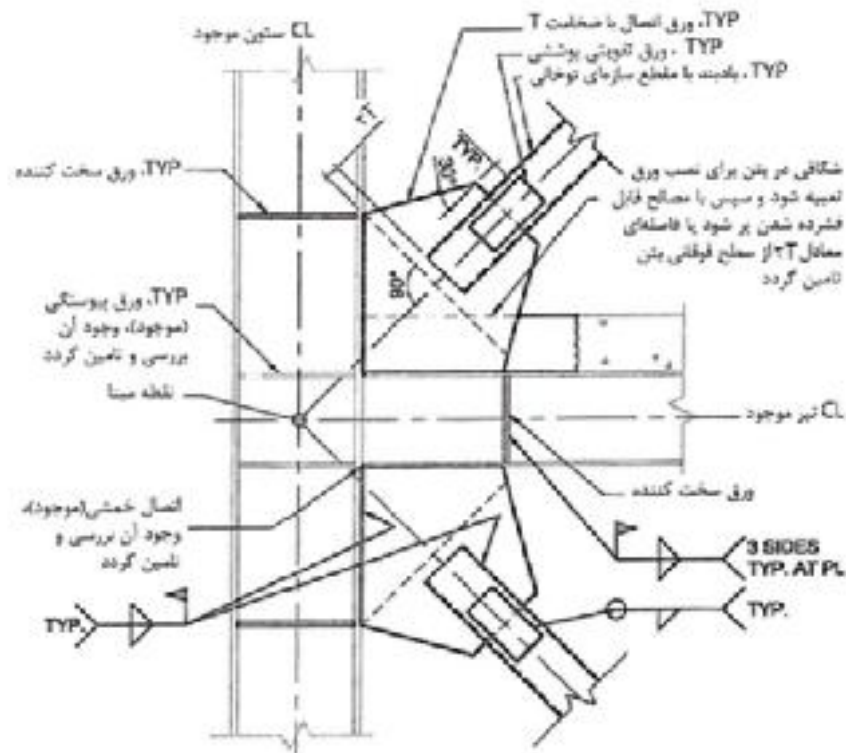


نمونه ای از قابهای خمشی فولادی

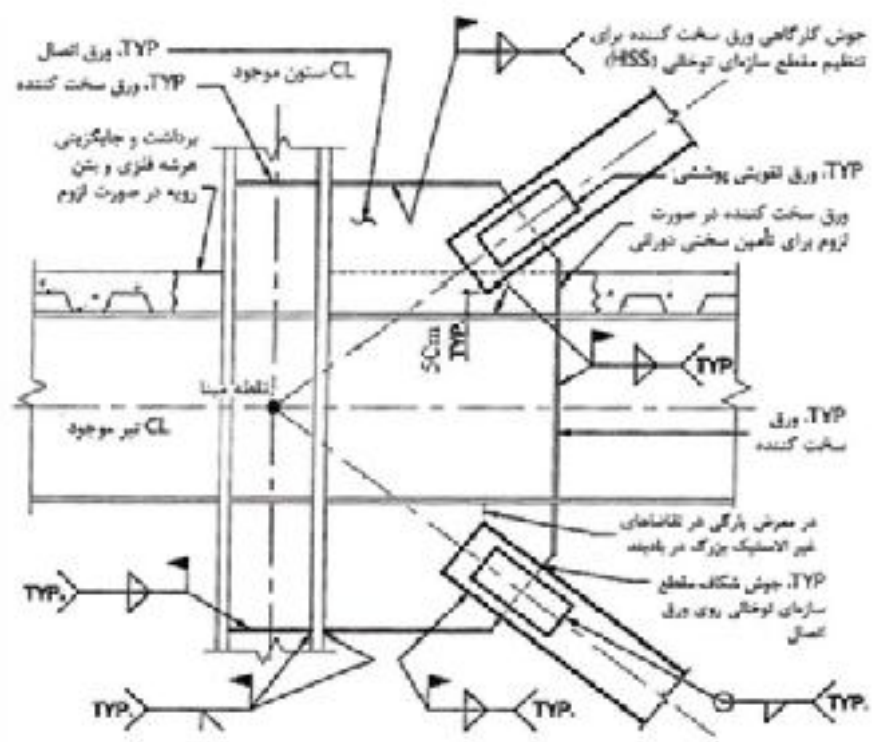
کمیته‌های لوزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی کاربردی برای قابهای خمشی فولادی

روش بهسازی				کمیته‌ها		
برداشتن اعضای آسیب‌دیده، کاپیتور شده.	کاپیتور، تقویت بعد از لرزه ای تعمیراتی، درزگیر	بهسازی اتصالات برون اتصال	ارتقای اعضای موجود، مقاوم سازی تیرها، ستون‌ها و یا اتصالات.	افزودن اعضای جدید، قاب خمشی، تیر، مهاربندی شده، دیوار برشی بتنی، دیوار برشی فولادی	کمیته‌ها	گروه
	تعمیر، جبران		مقاوم سازی تیرها، ستون‌ها و یا اتصالات.	قاب خمشی، قاب مهاربندی شده، دیوار برشی بتنی، دیوار برشی فولادی، قاب خمشی، قاب مهاربندی شده، دیوار برشی بتنی، دیوار برشی فولادی	تعمیر، جبران، سیم، زیاد، طبقه، نرم	سیم، کان
			ارتقای جزئیات.	قاب خمشی، قاب مهاربندی شده، دیوار برشی بتنی، حجم‌کننده.	فرورفتگی، و پیش‌آهنگ، مرزبان	زرکارهای

		تعمیر و جبران بارها، مهاربندی فولادی از صفحه بی‌ستون یا بی‌ستون	میان‌بند کردن - ستون در بندهای که با دیگر اعضای بی‌موجود است شده است.	افزودن جعبه کمانه	عزم و جعبه جعبه کمانه، عزم کمانه، مهاربندی، برشی، خمشی، بر کشش یا بی	سیم، عبادت بار (تایید)
		مهارها، کشش			عزم کمانه، مهارهای برون صفحه‌ها، در محل اتصال به مهارهای متصل به دایفرام	سیم، عبادت بار (تایید)
			ارتقای اتصالات تیر-ستون، افزودن ورق‌های پوشش و اعضای فولادی تیرها، اتصال یا مهار بندهای زانویی، منقوش، کریم، ستون مرزبان		تیرها، اتصالات تیرها، ستون‌ها و یا اتصالات	جزئیات، اجزاء
			تعمیر و جبران بارها، تعمیرات، جعبه کمانه، جعبه کمانه، جعبه کمانه		طرفیت ناگانه، جعبه‌های اتصال	

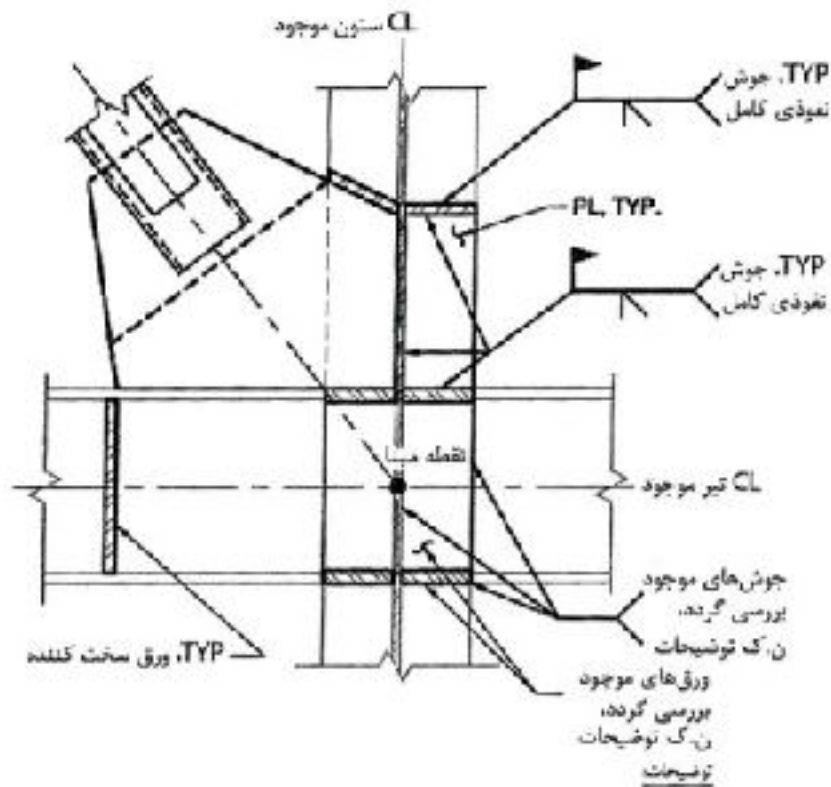


مباربند ساخته شده از مقاطع سازه ای توخالی در اتصال تیر به ستون موجود در قابهای مهاربندی ویژه



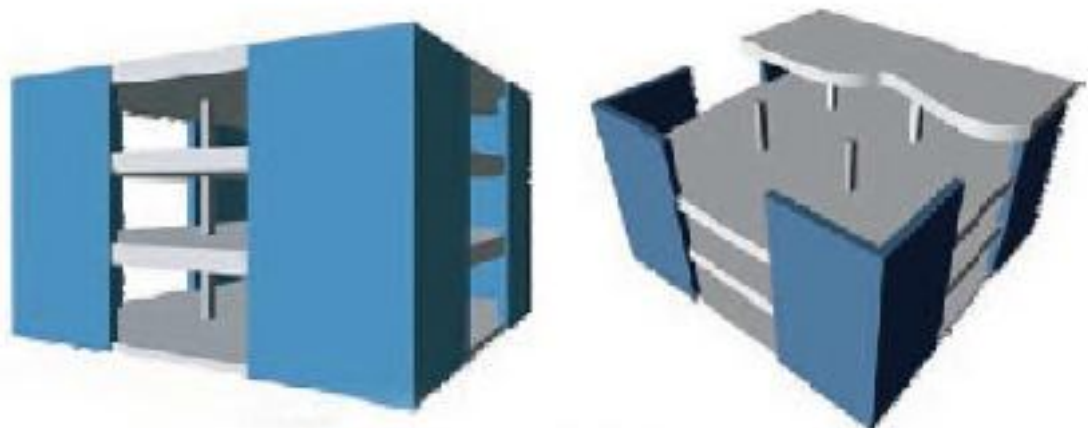
توضیحات:
این جزئیات هشی با وجود فشرده بودن شکل پذیری محدودی را تأمین کرده و تنها در نواحی با لریزه چیزی کم تا متوسط کاربرد دارند

مباربند ساخته شده از مقاطع سازه ای توخالی در اتصال تیر به ستون موجود در قابهای مهاربندی معمولی

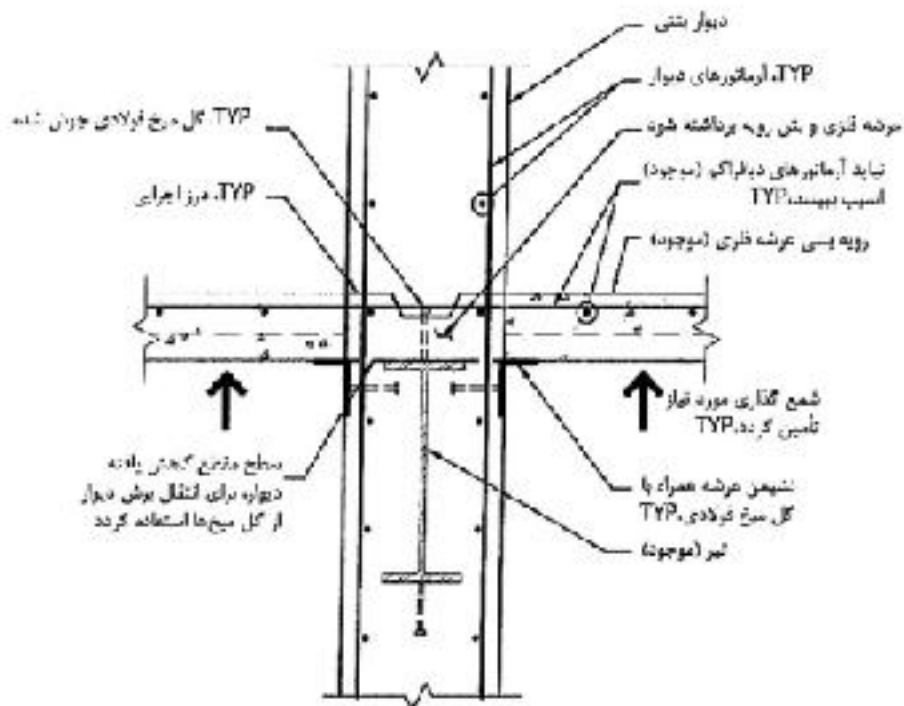


۱. ظرفیت اتصال خمشی موجود باید برای تحمل نیروهای جدید کنترل شده و در صورت لزوم تقویت شود.
 ۲. به دلیل لرزایی و توضیحات، باید در آن‌ها به منظور کاهش برش از جزئیات، در مقاطع سازه‌ای توخالی (HSS) مواجهه گردد.

مبارند ساخته شده از مقاطع سازه ای توخالی در اتصال تیر به ستون موجود



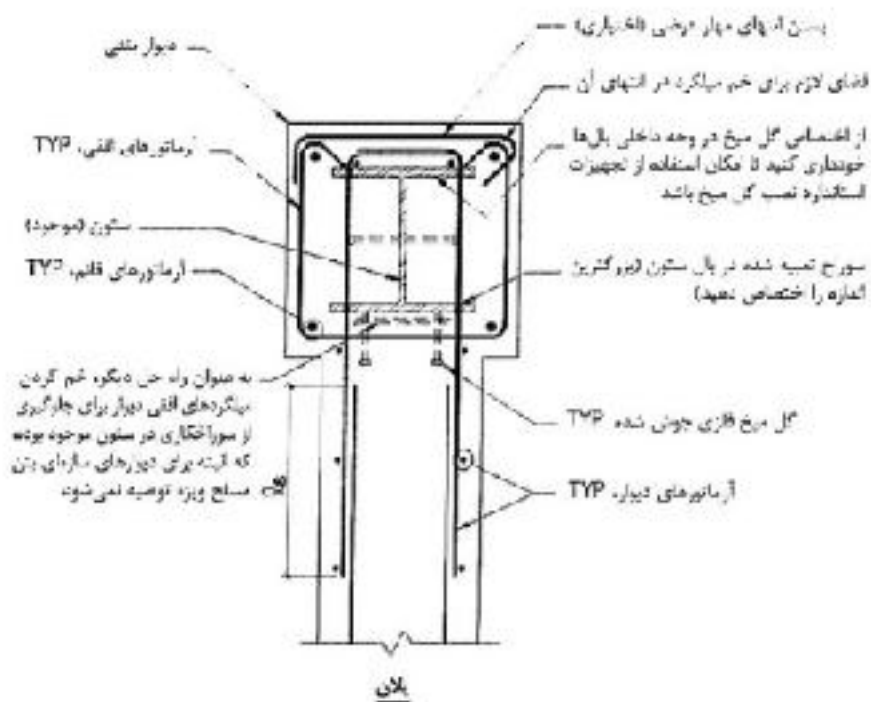
بهسازی لوله‌های قاب‌های موجود بوسیله افزودن دیوارهای پرشی



توضیحات:

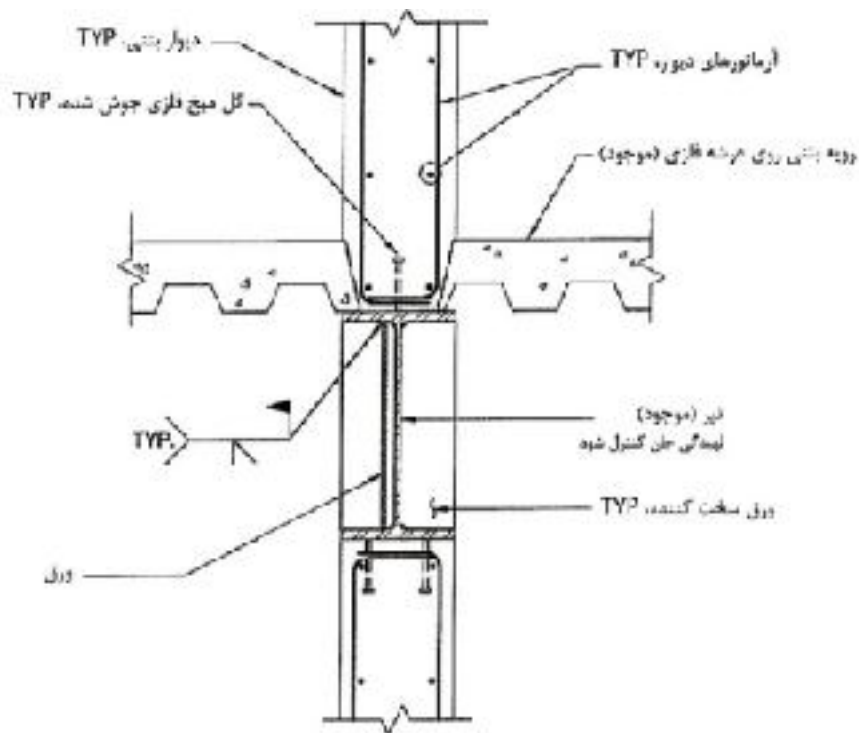
چنانچه به همان مشورتی در محل عمل فرگام بتن با ایزولاسیون شاکرکت نیاز باشد می توان دیوار را بر یک مارفک تیر ایجا نمود.

دیوار بتنی در جا در محل تیر موجود



پلان

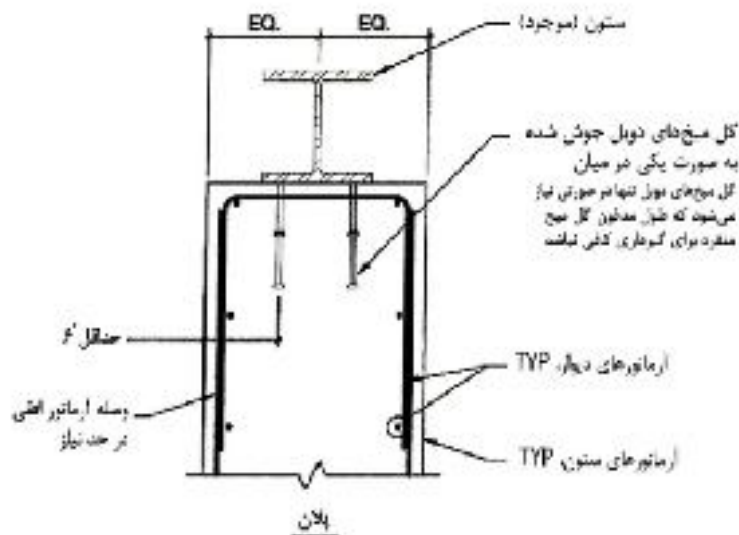
مدفون شدن ستون در دیوار بتنی در جا



نوشته:

در این جزئیات پیشتر سازه برای اجزای شاکریند آمده و برای اجرای بتن خرده به علت مسائل فنی از ریختن آن و تراکم آن متناظر سازه است.
 اگر در دیوار به دور گل میخ توسط گل میخها اصلاح می‌باشد.
 اگر برای خرده‌های عمود بر جهت تیر، تعداد گل میخ‌های فلزی متناسب با شمار خرده فولاد، محدود می‌شوند.

دیوار ناپیوسته در محل تیر موجود

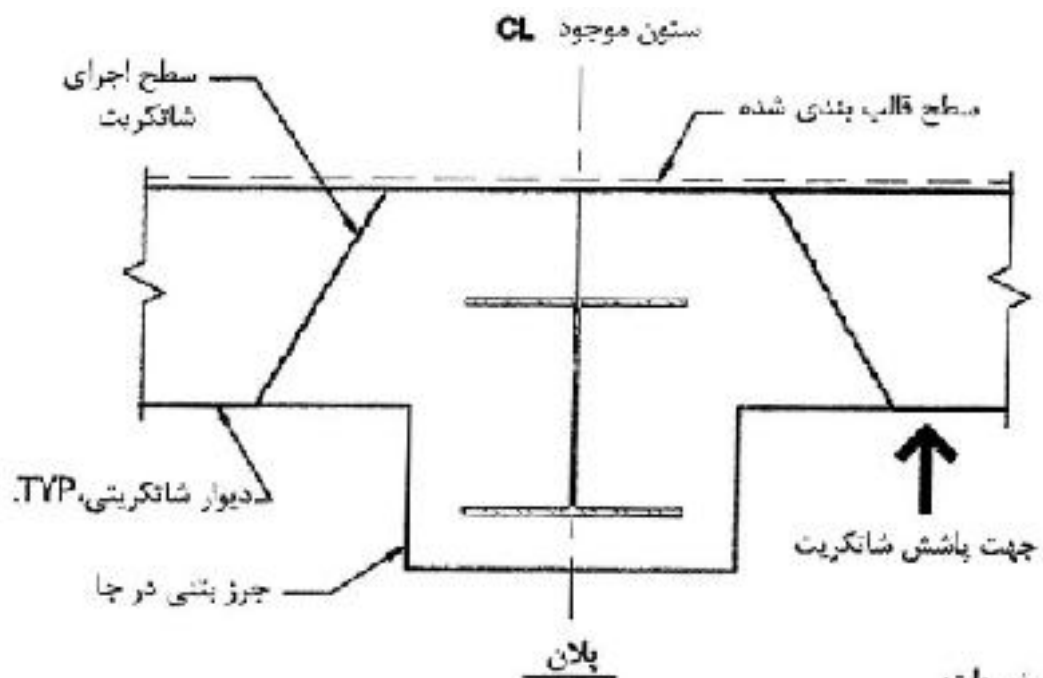


پلان

نوشته:

این جزئیات برای دیوارهای سازه‌ای بتن مسلح و در محل اتصال ستون موجود به دیوار در نظر گرفته شده است.

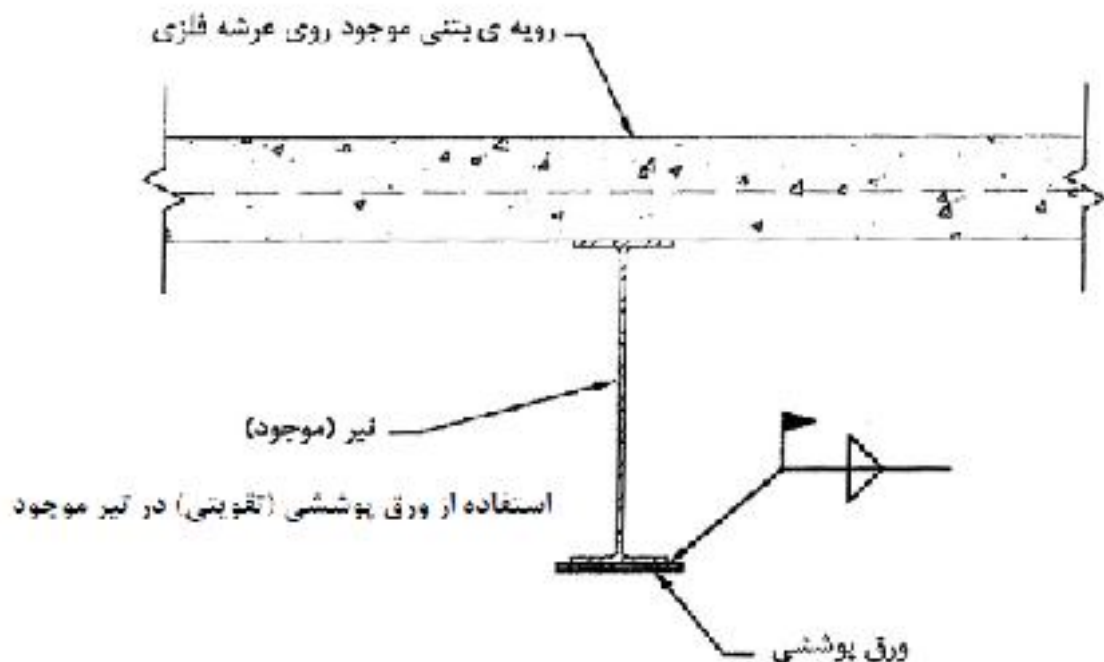
دیوار در محل ستون موجود

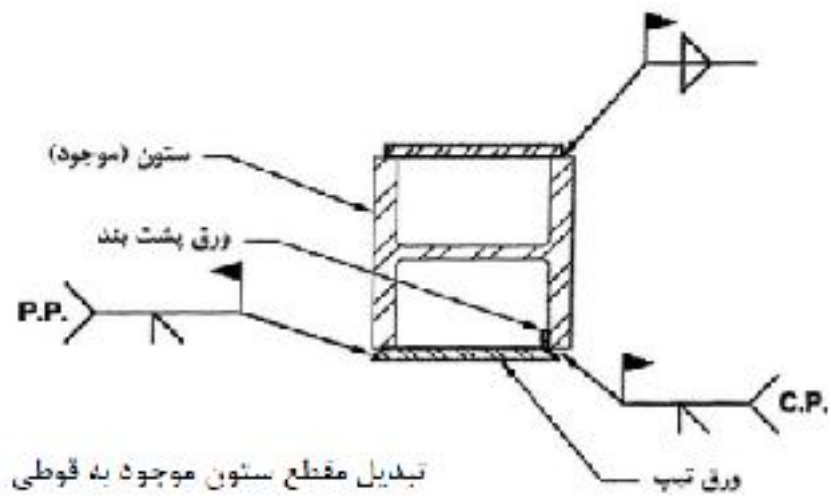


توضیحات:

۱. آرماتورگذاری دیوار برای وضوح بیشتر نشان داده نشده است.
۲. محدودیت های موجود برای اجرای شاتکریت روی ستون فولادی استفاده از بتن درجا را برای اجرای جرز فانتزیر می سازد.

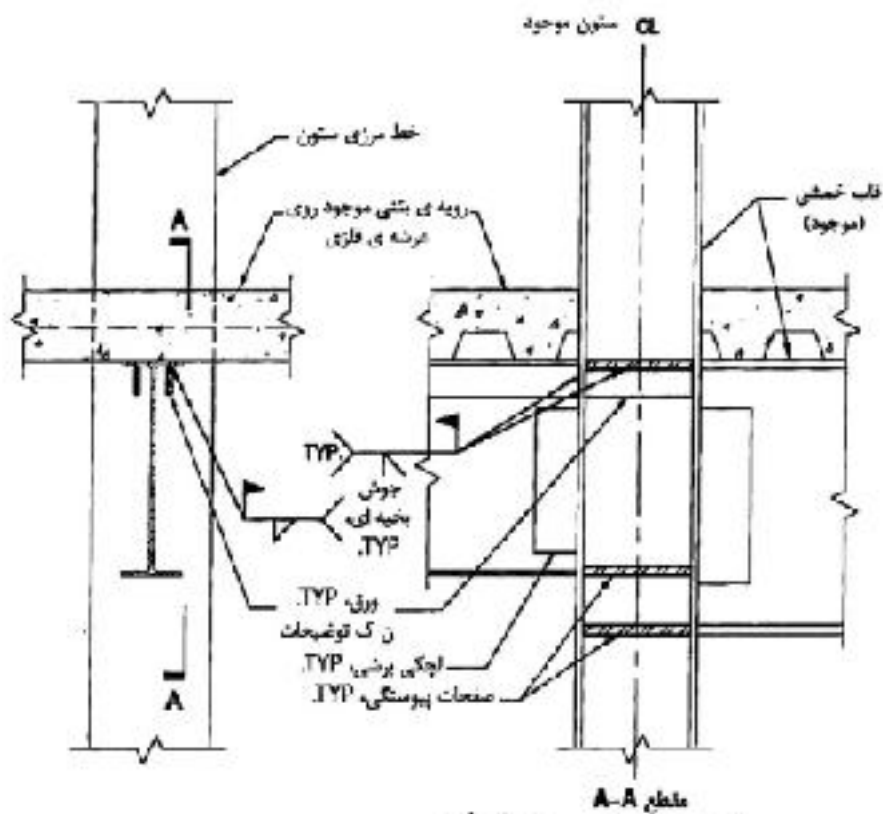
استفاده ترکیبی از بتن درجا و شاتکریت





توضیحات:

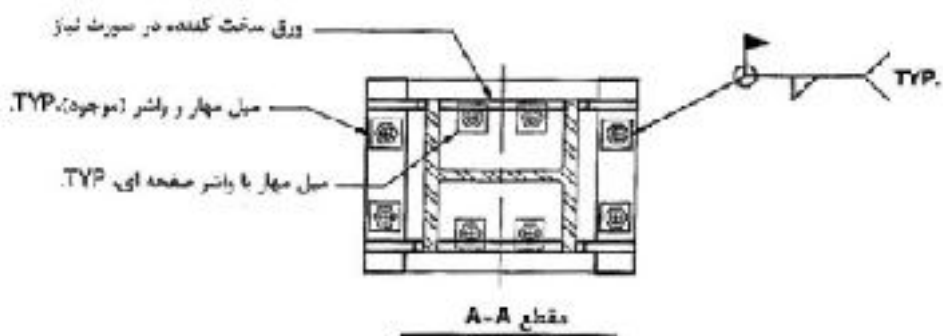
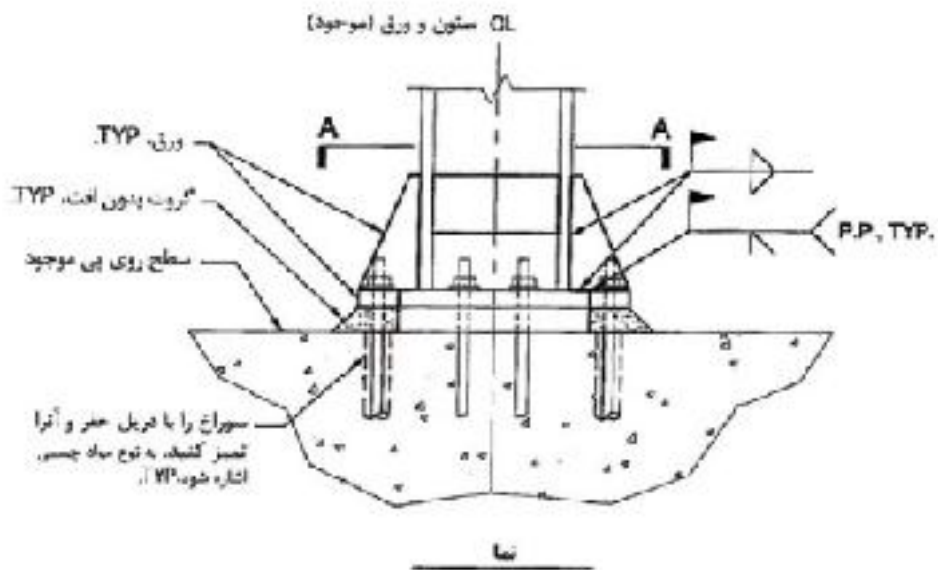
جوش های متنوع نشان داده شده روش های ممکن اتصال ورق را نشان می دهد.



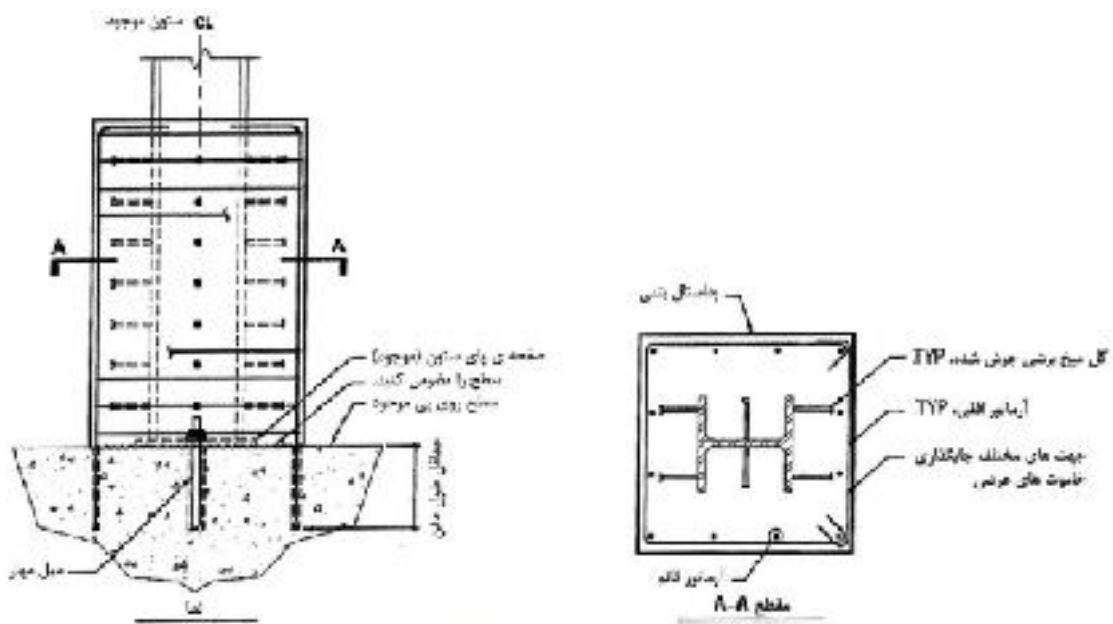
توضیحات:

ورق ها ممکن است در محل ستون با لچکی برشی تیر عرضی داخل کند. در اتصال ورق ها به لچکی برشی از جوش نمودی کامل استفاده کنید.

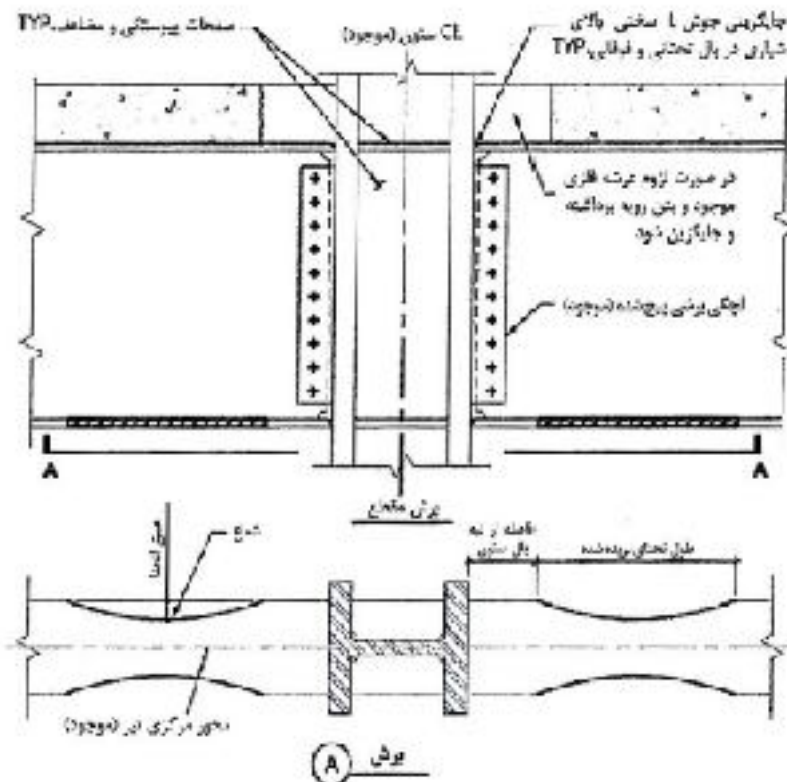
استفاده از ورق بعنوان جمع کننده در محل تیر موجود



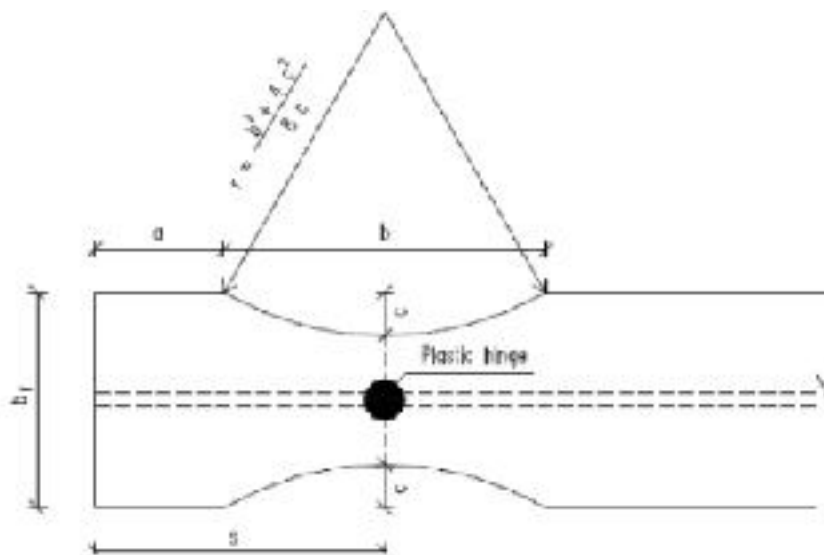
افزایش ظرفیت بلند شدگی در پای ستون



پایه ستال بتنی در محل ستون موجود

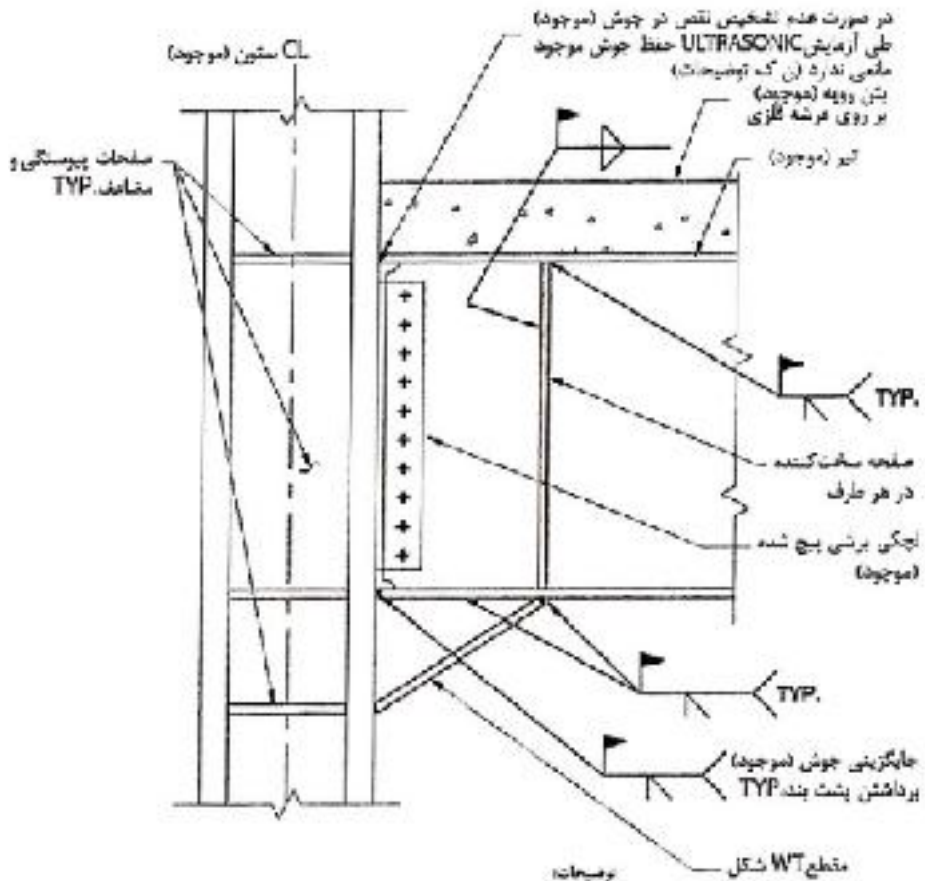


مقطع تیر کاهش یافته در بال تحتانی تیر موجود



هندسه تیر RRS $s = \frac{b}{2}$

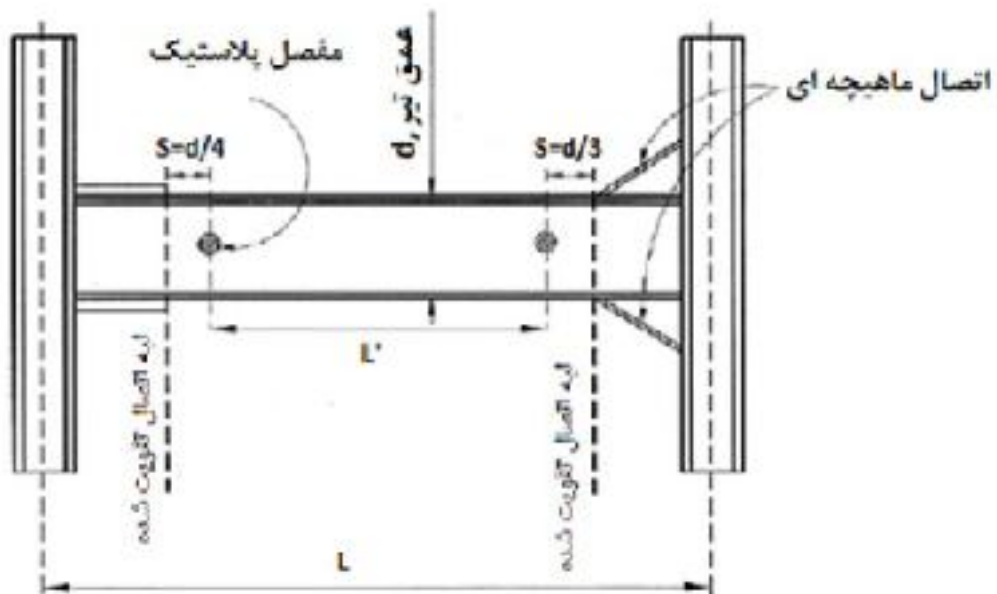
$$r = \left(\frac{b^2 + 4c^2}{8c} \right)$$



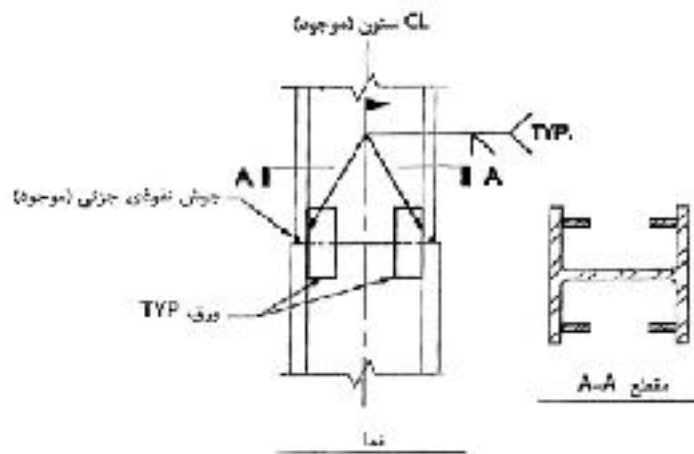
توضیحات

نتایج آزمایش ULTRASONIC به مقدار قابل توجهی به مهارت تکنسین بستگی دارد. چنانچه تکنسین باهوشی در بهترین باشد، آزمایش جوش موجود در بال فوقانی می تواند از زمان به انجام برسد، در غیر این صورت ممکن است برداشت بال موجود به منظور انجام آزمایش لازم شود.

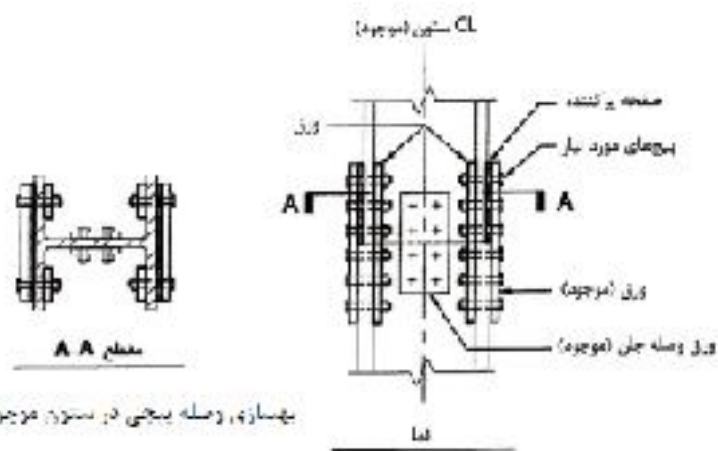
ماهیچه جوش شده در بال تحتانی تیر موجود



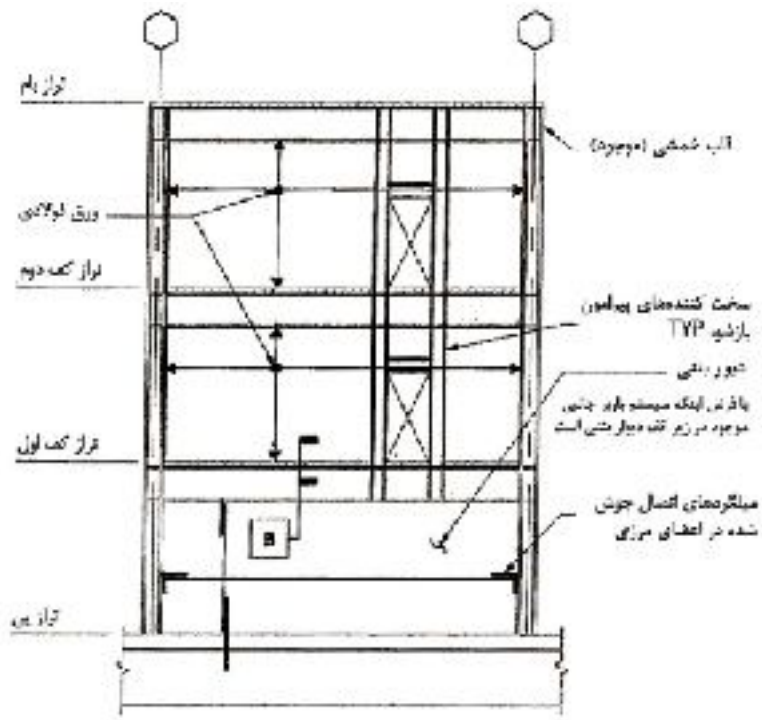
نمونه محل تشکیل مفاصل پلاستیک



پهنسازي وصله مرفقی در ستون موجوده

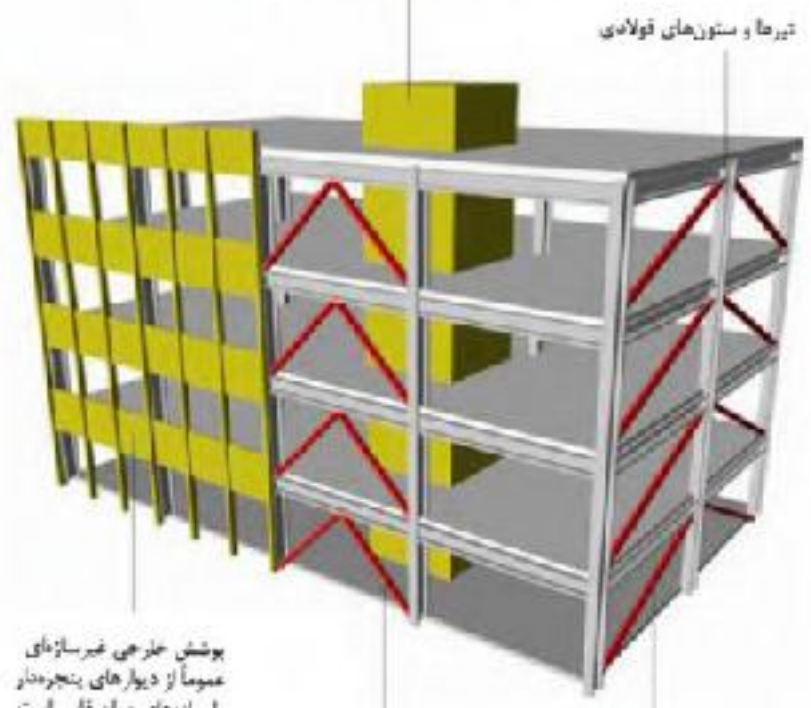


پهنسازي وصله یخچي در ستون موجوده



دیوار پوشی فولادی بدون سخت کننده **A**

قابهای مهاربندی شده که معمولاً در دیوارهای شافت قائم تعبیه می‌شوند



قابهای مهاربندی فولادی

در دهانه‌های مشخصی در هر سو قابهای مهاربندی شده تعبیه می‌شوند

کمیودهای نرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی کاربردی برای قابهای مهاربندی شده

برداشتن اعضای گزوده‌اش شده	روش بهسازی		کمیودها			
	کدام اتصال	بهسازی اتصالات بین اعضا	ارتقاء بخشاری موجود	انزوای اعضای جدید		
			مقاوم سازی مهاربندها، تیرها، ستون‌ها و یا اتصالات	قاب مهاربندی شده، دیوار برشی بتنی، دیوار برشی فولادی	مقاومت ناگهانی قاب	مقاومت کلی
			تداوم سازی مهاربندها، تیرها، ستون‌ها و یا اتصالات	قاب مهاربندی شده، دیوار برشی بتنی، دیوار برشی فولادی	تغییر مکانیسی زیاد	سختی زیاد
			ارتقای جزئیات	قاب مهاربندی شده، دیوار برشی بتنی، دیوار برشی فولادی، قاب مهاربندی شده، دیوار برشی بتنی، دیوار برشی فولادی	تغییر مکانیسی زیاد	سختی زیاد

		اقدامات انجام گرفته	ارتقاء در زمان جامع	
			مقاومت کلی	سختی زیاد
		تداوم سازی مهاربندها، تیرها، ستون‌ها و یا اتصالات	مقاومت کلی	سختی زیاد
		ارتقای جزئیات	مقاومت کلی	سختی زیاد
		ارتقاء در زمان جامع	مقاومت کلی	سختی زیاد

برداشتن اعتبار آوردن شماره	کاهش توان	روش بهسازی			کمبودها	
		بهسازی اسکالات بین اصسا	ارتقای اصصای موجود	آزودن اصصای جدید	کمبودها	ترویج
			تقویت اصصای لوله	آزودن اصصای فولادی	طریقت ناکافی اصصای لوله دیافراگم	
				آزودن دیوار تعمیری جامع در برهه سوزن دیافراگم	نشان‌های زیاد در بازه‌ها و مناطقها	

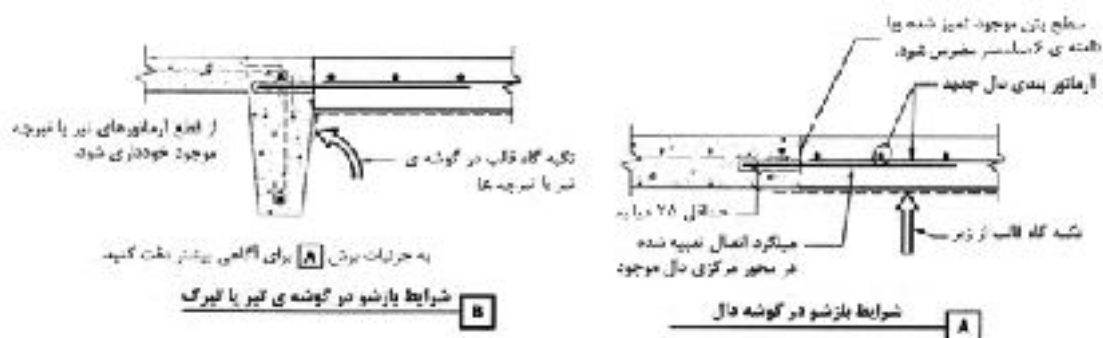
دیوارهای خارجی بتنی "سوراخ دار" گزینه
دیگری در پیگردی با دیوار برشی است

شافت‌های قائم معمولاً از بتن ساخته شده‌اند

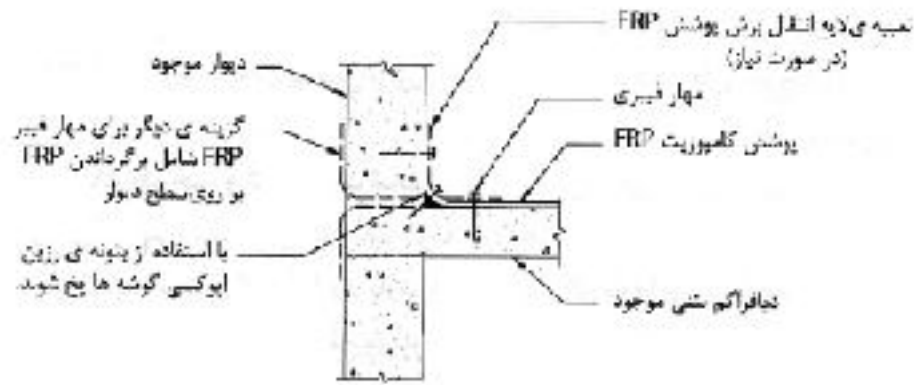


قابهای فولادی با دیوارهای برشی بتنی

کسپودها		روش بهسازی	
گروه	کام پودها	فرودن، انداز، و دریا	فرودن، انداز، و دریا
	فرودن جان متصل به دیواره آگم		
	درش چتران، فرودن	اجزای پوشش بتن روی دیوار اجزای پوشش از F57 روی دیوار	کاهش طولیت خستگی دیوار
	دیواره، تالابی، تالابی ستون ها و با اتصالات	ارتقای اتصالات پیر - ستون فرودن ورق جان پوشش، یا انداز فصلی تعبیه صفحات اتصال یا مهارتدای رامین بدون کردن ستون ها در شن	
	طرفیت تالابی جنبه ی اتصال تالابی، تالابی مهارتدی فولادی اتصال	تعبیه صفحات پیوستگی جوش شده سببه سخت کننده یا ورق جان متخالف مقاوم سازان انداز، مهارتدی کاهش طول های مهارتدای	مقاوم سازی اتصالات
	عدم کفایت مقاومت با سختی درون سنگ مان	فرودن ریزه بتن، مقاوم سازان انداز مگر	
	عدم کفایت انتقال برش به لب ها	فرودن به کل سطح های برشی، مهارتدای برش ها	
	طرفیت تالابی عضو مزی تالابی، تالابی محل بارشوها و مستقیم ها	فرودن اتصال فولادی یا سپلگرد فرودن مگر، مگر، مگر جمع کننده در پیرامون دیوارگام	برگرفتن بارشوها برگرفتن بارشوها

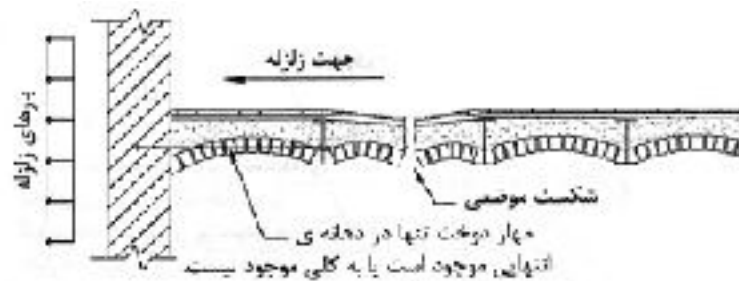


برگرفتن بارشوها در دیواره آگم پستی



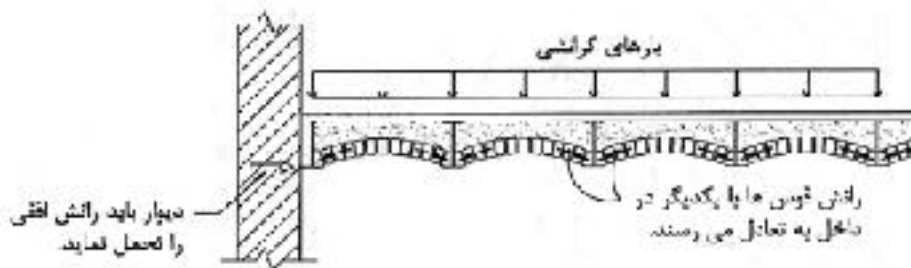
مقاوم سازی دیافراگم

مقاوم سازی برشی دیافراگم بتنی با استفاده از کامپوزیت FRP



در طی زلزله

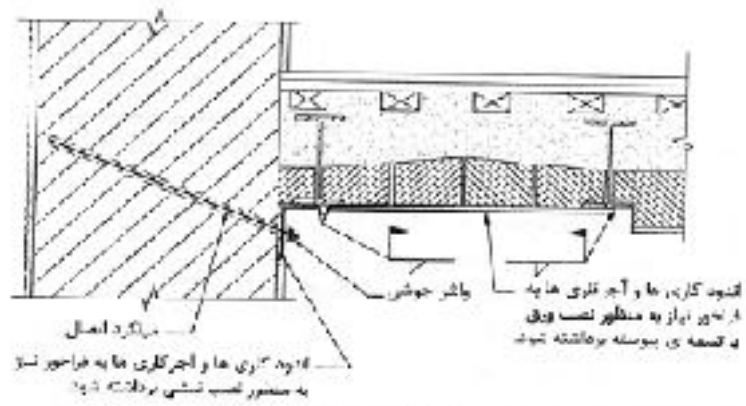
B بدون مهارهای دوخت گششی



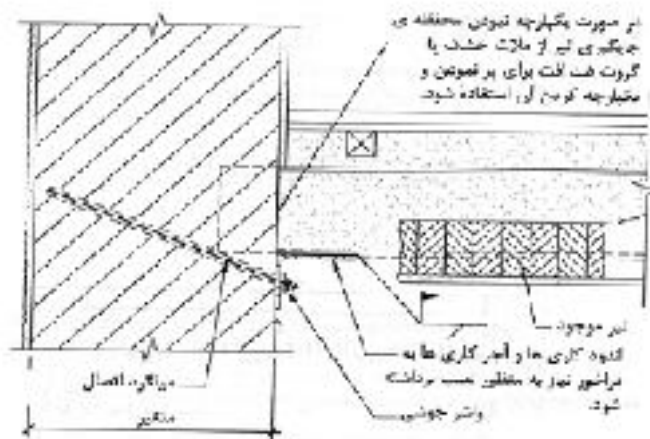
تحت بارگذاری گششی

C بدون مهارهای دوخت گششی

انواع شکست در طاق‌های ضربی

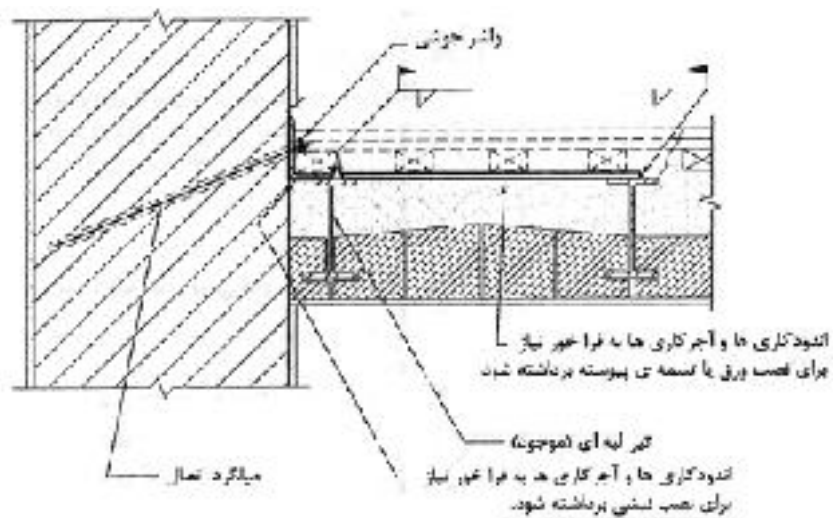


A تیرهای مواری با دیوار



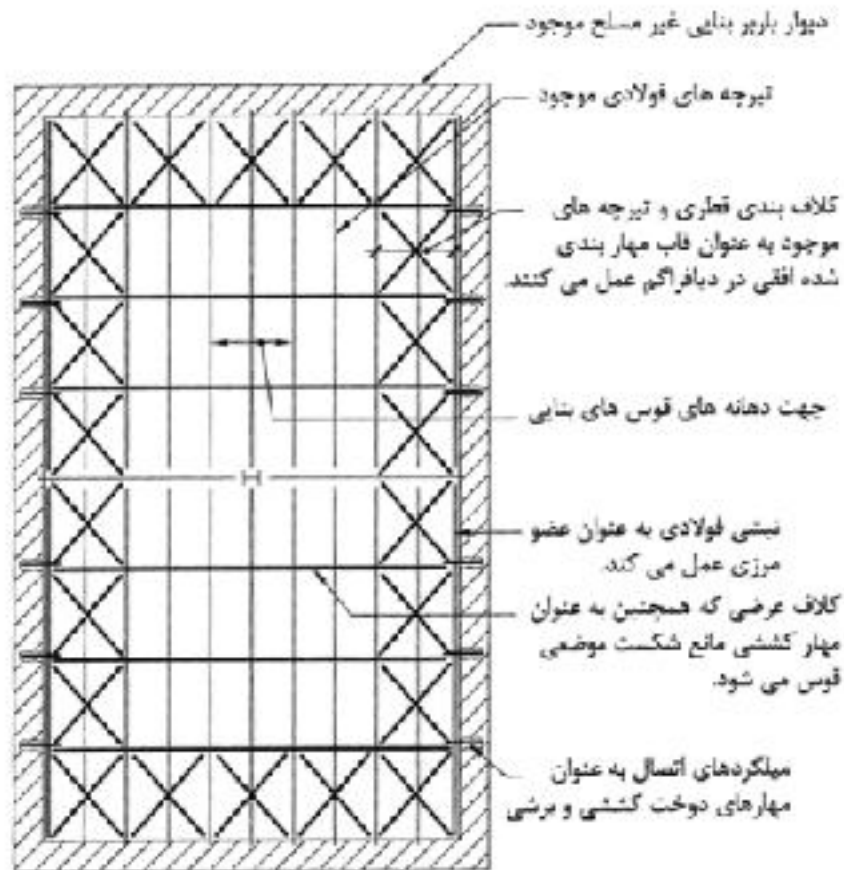
B تیر های موجود با دیوار

افزودن مهارهای دوخت و عضو مرزی دیوار به دیافراگم طاق ضربی - در صورت دسترسی از زیر کف



تیرچه های موزی با دیوار

افزودن مهارهای دوخت و عضو مرزی دیوار به دیافراگم طاق ضربی - در صورت دسترسی از بالای کف



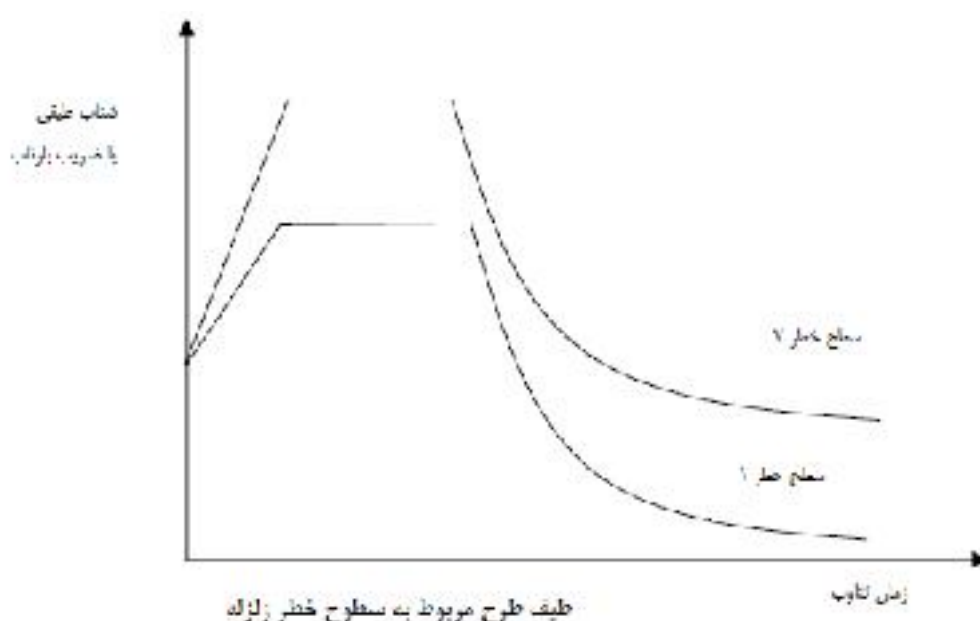
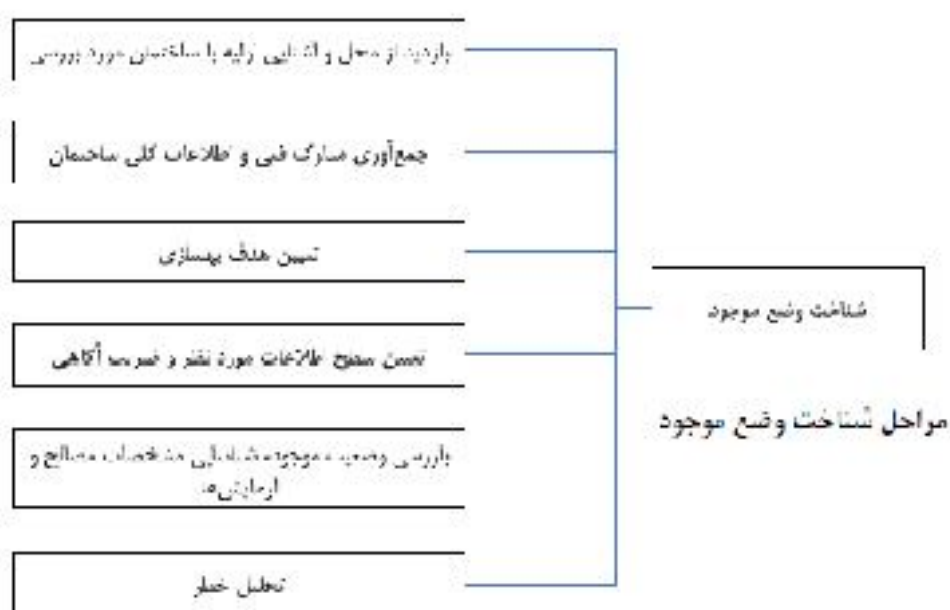
پلان

مقاوم سازی طاق ضربی

تعیین هدف بهسازی

- ۱- کاربری ساختمان:
- ۲- میزان اهمیت ساختمان:
- ۳- عمر باقیماندهی مورد انتظار ساختمان:
- ۴- وضعیت، کیفیت و میزان اهمیت اجرای غیرسازمانی:
- ۵- ملاحظات اقتصادی و اجتماعی و خواسته‌های کارفرما.

- ۱- بازدید از محل و آشنایی اولیه با ساختمان؛
 - ۲- جمع‌آوری مدارک فنی و اطلاعات کلی ساختمان؛
 - ۳- تعیین هدف بهسازی؛
 - ۴- تعیین سطح اطلاعات مورد نظر و ضریب آگاهی؛
 - ۵- بازرسی وضعیت موجود شناسایی مشخصات مصالح و آزمایش‌ها؛
 - ۶- تحلیل خطر زلزله و بهیمنی طیف طراحی.
- هر یک از مراحل فوق در بندهای بعدی توضیح داده شده است.



۱- وضعیت ساختمان‌های مجاور؛

۲- نقشه‌های راجع برودت شامل هندسه و پیکربندی و مساحت موجود ساختمان از مدار سازهای و مسازی به هم راه جزئی است

کاتم، برای مطالعات بهسازی لرزه‌ای:

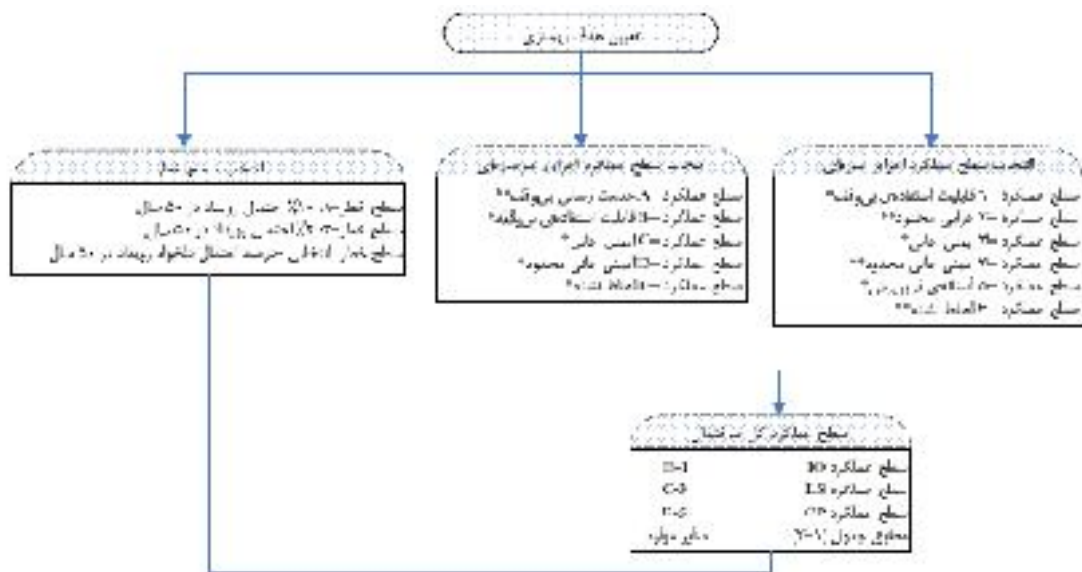
۳- هدف بهسازی مشتمل بر سطوح خطر و سطوح عملکرد؛

۴- سطح اطلاعات؛

۵- مشخصات مصالح بتن، و سایر مواد به دست آمده از مدارک ثبتی یا آزمایش‌های انجام شده؛

۶- مشخصات ژئوتکنیکی زمین محل پروژه؛

۷- طیف طرح و در صورت لزوم شناسایی نکات‌های مورد نیاز.



کتاب‌های هدف بهسازی

هدف بهسازی 10-15
سطوح عملکرد 10، 15 و 20 و سطوح خطر CP-3
هدف بهسازی 20-10 و سطوح خطر CP-3 و سطوح خطر انتخابی عملکرد انتخابی
یا سطوح خطر 10-15 یا 20-10 (معماری در اول)
بنا شود و به دست آورده شود. همچنین باید از اجزای مصالح انتخابی یا بهر حال و
و غیر از نسبت به هدف بهسازی هدف بهسازی در اول 20-10 (معماری در اول)
موسسات هدف بهسازی یکی از موارد 10-15 است که به دست آمده است. همچنین مشخصات
باید با اجزای هر جز مرتبطی در این هدف بهسازی از بهسازی آنها می‌شود.

مراحل تعیین هدف بهسازی

هدف بهسازی هدف بهسازی در اول 20-10 (معماری در اول)
هدف بهسازی هدف بهسازی در اول 20-10 (معماری در اول)

جمع آوری اطلاعات مورد نیاز برای مطالعات آسیب پذیری لرزه‌ای

بند دستور العمل	موارد بررسی
بررسی ویژگی‌های ساختمان	مشخصات اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای میزان خطر زلزله در محل ساختمان تاریخ اولیهی ارزیابی مقاومت لرزه‌ای تاریخچه‌ی بهره‌برداری گذشته و آیندهی ساختمان ملاحظات خاص اقتصادی و اجتماعی
جمع آوری اطلاعات وضعیت موجود ساختمان	مقررات و فرآیند ماکم از جمله استانداردها و آیین‌نامه‌ها، مقررات و ارزیابی ساختمان کلیه‌ی مدارک شهرداری مانند نقشه‌های اجرایی و چگونگی ساخت، دفترچه‌ی محاسبات، تاریخ آزمایش‌های زمان ساخت و ...
پیکربندی ساختمان	نوع و نحوه‌ی بارگذاری اعضا و اجزای سیستم باربر عمودی و سیستم مقاوم در برابر زلزله نوع و نحوه‌ی قرارگیری اجزای غیرسازه‌ای، موارد در سقف و یا مقاوم، انشایی، زلزله‌ای
مشخصات مصالح	اطلاعات لازم از مشخصات مصالح
مشخصات ساختمانی ساختمانی‌های مجاور	اطلاعات مربوط به شرایط ساختن زیرساختی ساختمان
	هنگامه و محل‌ها و نشست احتمالی آن‌ها و نیز تغییرات احتمالی در شرایط تکیه‌گاه، بررسی محاسبات ژئوتکنیک، نظیر روانگرایی، زمین‌لغزش و غیره شناسایی و تعیین ابعاد تراز انقطاع موجود شناسایی اجزای مشترک و نقاط برخورد
	انحلال، ترمیم اجزای سیستم مقاوم، آتش‌سوزی، سایر عوامل در موقع زلزله ناشی از ساختمان مجاور

ضریب آگاهی

هدف به‌سازی سطح اطلاعات	مطلوب یا پایین‌تر		ویژه	
	حداقل	متعارف	متعارف	جامع
نوع تحلیل	حلی	هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل
ضریب آگاهی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	۱

نحوه‌ی تعیین مشخصات مصالح بتنی

مشخصات مصالح فولادی		مرجع تعیین مشخصات مصالح	سطح اطلاعات
سوره انتظار	گراندی پایین		
مقاومت کلافی پایین هر متر ۱۷۵	مقاومت مرجع شده در نقشه‌ها	دفترچه‌ی محاسبات و نقشه‌های اجرایی	حداقل
شرطاً مقاومت حاصل از آزمایش	شرطاً بهای یک انحراف سیار تا به آزمایش	انجام آزمایش	متعارف ^۱ و جامع ^۲

تعداد حداقل نمونه‌های مورد بررسی در بازرسی وضعیت موجود

نوع اعضا	نمونه‌های مورد ارزیابی	وضعیت نقشه‌ها	تعداد ارزیابی‌ها	توضیحات
اجزای سازه‌ای	هر نوع اتصال ماکه اتصال تیر به تیرین، تیران، تیر به ستون، ستون کمری، ستون به پی و غیره	جزئیات کافی موجود است.	حداقل یک اتصال از هر نمونه اتصال	در نمونه مشاهده شده از اتصالات از اتصالات اجزای سازه‌ای، باید اتصالات پیش‌ازده از آن نوع بررسی شود تا با یک قطعات مشخص رسید.
		موجود نیست.	حداقل سه اتصال از هر نمونه اتصال	در نمونه مشاهده شده، بین نمونه‌های از تیر، شده بازرسی از اتصالات دیگر تا رسیدن به یک قطعات مشخص انجام باید.
اجزای غیرسازه‌ای ^۱	اجزای معماری، اجزای مکانیکی و برقی اجزاء، معمار، اجزاء، مکانیکی و برقی	با جزئیات کافی موجود است.	حداقل یک نمونه از هر نوع عضو غیرسازه‌ای	اگر تاسیسات از قطعات موجود مشاهده شود، حداقل ۱۰٪ اجزاء از هر نوع بازرسی شود.
		موجود نیست.	حداقل سه نمونه از هر نوع عضو غیرسازه‌ای	اگر هر قطعه‌ای بین نمونه‌ها مشاهده شود، حداقل ۱۰٪ اجزاء از هر نوع بازرسی شود.

نوعی تعیین مشخصات مصالح فولادی

مشخصات مصالح فولادی		مرجع تعیین مشخصات مصالح	سطح اطلاعات
مورد انتظار	گواهی پایش	تعمیر و نگهداری و نقشه‌های اجزای	صاف
	گواهی پایش	مدارک معاینه، گزارش آزمایشات فولاد مصالح	متعارف
	موسسه سنجش یک اختراع، معیار رایج آزمایش	انجام آزمایش	جامع
	موسسه سنجش یک اختراع معیار رایج آزمایش	انجام آزمایش (در صورت وجود مدارک معتبر حاوی گزارش آزمایشات فولاد مصالح از تعداد آزمایش‌ها کافی است.)	

تعداد آزمایش‌های شناسایی مصالح

سطح اطلاعات	وضعیت مدارک معتبر حاوی گزارشات آزمایش مصالح وجود دارد	تعداد آزمایش‌ها	اجزای آزمایش‌شونده
متعارف	وجود ندارد یا با تاریخ موجود در مدارک غیر معتبر دارد	حداقل یک آزمایش کشش، از هر نوع عضو	اعضای سازه‌ای شامل: تیر، ستون، دیواره، اجزای تیر-تیر، و اجزای اتصالات که جزئیات معتبر از اجزای تکرارپذیرانه باشد.
	وجود ندارد یا با تاریخ موجود در مدارک غیر معتبر دارد	حداقل دو آزمایش کشش، از هر نوع عضو	
جامع	وجود ندارد یا با تاریخ موجود در مدارک غیر معتبر دارد	حداقل سه آزمایش کشش، از هر نوع عضو از هر چهار ماده	

ضوابط مدل‌سازی اعضای اصلی و غیر اصلی

نوع تحلیل	نحوه‌ی مدل‌سازی اعضای اصلی و غیر اصلی	ضوابط کنترل‌کننده
مسل	می‌توان اعضای غیر اصلی را از مدل سازه حذف نمود.	چنانچه جمع سختی جابجی اعضای غیر اصلی از ۲۴۵ جمع سختی جابجی اعضای اصلی ساختمان تجاوز نکند باید تمامی آن‌ها را در اعضای اصلی محسوب نمود تا این‌که این عدد به ۲۴۵ برآورد شود.
غیرمسل کلس	هر دو گروه اعضای اصلی و غیر اصلی با مدل رفتاری کامل آن‌ها باید در مدل وارد شوند.	چنانچه حذف برخی از اعضای غیر اصلی از مدل سبب کاهش نیرو یا تغییر شکل‌ها در اعضای اصلی سازه شود، باید آن اعضا مجدداً به مدل اضافه شوند. حذف و دگرگونی سازه به اعضای اصلی و غیر اصلی نباید به گونه‌ای انجام شود که ساختمان نامنظم یا ساختمان منظم تبدیل شود.
غیرخطی	مدل بسود و در مدل رفتاری آن‌ها از اثر کالبدی مبره نظر نشود.	در صورتی که اعضای مبره به اعضای اصلی و غیر اصلی تکیه به گونه‌ای انجام شود که ساختمان نامنظم باشد، ساختمان منظم باید در نظر گرفته شود.

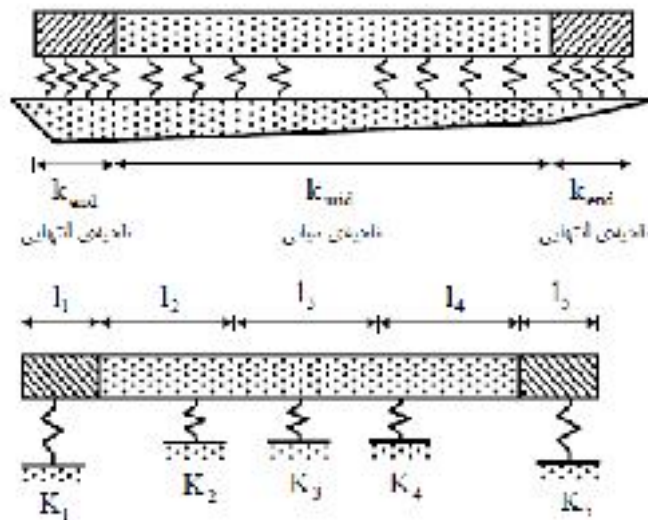
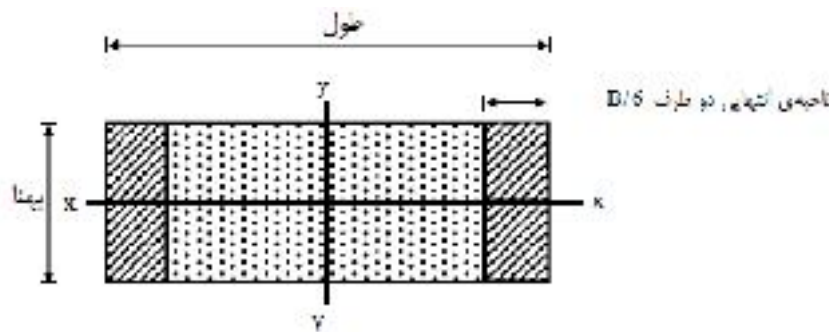
تابتهای فبری گس و ضرایب تصحیح همق برای درجات آزادی مختلف

درجه آزادی	سختی این واقع بر زمین	ضریب اصلاح همق
انتقال در امتداد محور x	$K_{svx} = \frac{GB}{2-v} \left[1.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	$\beta_x = \left[1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right] \left[1 + 1.6 \left(\frac{100(B+L)}{BL^2} \right)^{0.14} \right]$
انتقال در امتداد محور y	$K_{svy} = \frac{GD}{2-v} \left[1.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{D} + 0.8 \right]$	$\beta_y = \beta_x$
انتقال در امتداد محور z	$K_{svz} = \frac{GB}{1-v} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.55} + 0.8 \right]$	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(1 + 1.6 \frac{D}{L} \right) \right] \left[1 + 0.42 \left(\frac{d(D-L)}{BL} \right)^{0.5} \right]$
دوران حول محور 1	$K_{sv1} = \frac{GN^2}{1-v} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$	$\beta_{sv1} = 1 + 1.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{0.25} \sqrt{\frac{D}{L}} \right]$
دوران حول محور 2	$K_{sv2} = \frac{GD^2}{1-v} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.24} + 0.094 \right]$	$\beta_{sv2} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.19} \left(\frac{d}{D} \right)^{0.66} \right]$
دوران حول محور 3	$K_{sv3} = GN^2 \left[0.54 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.47} + 0.51 \right]$	$\beta_{sv3} = 1 + 2.6 \left(1 - \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.6}$

$$\frac{Hl}{l^4} > \frac{2}{3} K_{sv} H \quad \text{بی‌های نواری:} \quad K_{sv} = \frac{1.3G}{H[1-v]}$$

$$4K_{sv} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\sin^2\left(\frac{m\pi}{2}\right) \sin^2\left(\frac{n\pi}{2}\right)}{n^4 D_f \left(\frac{m^2}{L^2} + \frac{n^2}{B^2} \right) + K_{sv}} < 0.03$$

$$D_f = \frac{F_f t^3}{12(1-\nu_f)^2}$$



سختی بر واحد طول، برای نوامی، D/6 انتهای،

$$k_{\text{end}} = \frac{5.83G}{1-\nu}$$

$$k_{\text{mid}} = \frac{0.73G}{1-\nu} \text{ برای نوامی میانی}$$

$$k_i = l_i k$$

... سختی بر واحد طول، برای نوامی، l_i های
و میانی است.

سختی فنرهای قائم برای بی‌های صلب سطحی یا مدیون

سختی گروه شمع

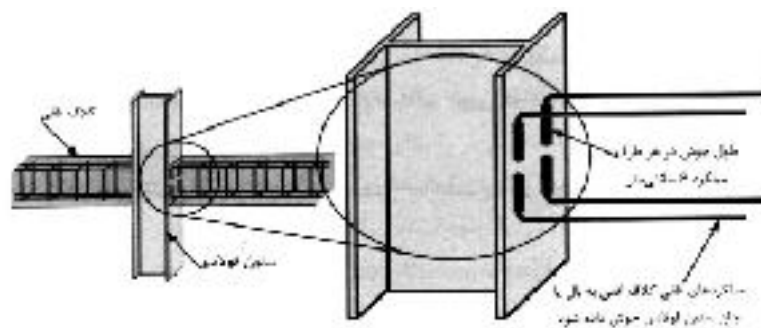
توضیحات	نحوه‌ی محاسبه	سختی
<ul style="list-style-type: none"> مقطع قائم هر شمع مقطع صریح از عناصر شمع طول شمع مقطع شمع برای گروه K_{row} سختی مجزای شمع S_{row} فاصله‌ی شمع از محور طولی 	$K_{\text{row}} = \sum_{i=1}^N \frac{A_i L_i}{L}$ $K_{\text{row}} = \sum_{i=1}^N K_{\text{row}} S_{\text{row}}^2$	<p>سختی مجزای گروه شمع</p> <p>سختی خمشی جدول هر یک از محورهای سه شمع</p>
<ul style="list-style-type: none"> K_{row} سختی شمع از حالت مدیون $\sum_{i=1}^N K_{\text{row}}$ سختی کل شمع‌ها بر اساس روش‌های کلاسیک و یا روش‌های تحلیل با استفاده از مدل‌های مودال قبول نیز 	$K_{\text{row}} = K_{\text{row}} + \sum_{i=1}^N K_{\text{row}}$	سختی جانبی

محاسبه‌ی نیرو و تغییر مکان تغییر مکان B در اعضای فولادی

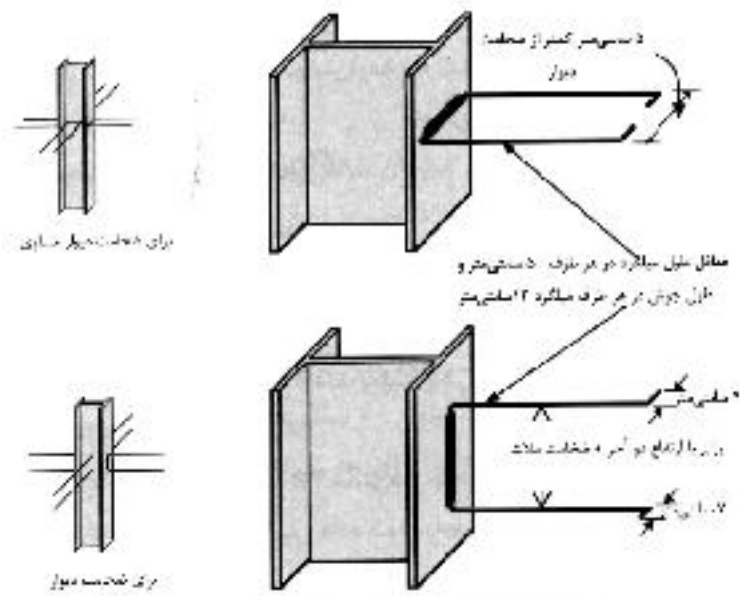
تغییر مکان	نیرو (QCE)	مقادیر
$\theta_y = \frac{ZF_{ye}L_h}{6EI_{yy}}$	$M_{CE} = 7F_{ye}$	نیرو در قالب شمشیر و قالب مهارت‌شده ششگرا
$\theta_y = \frac{ZF_{ye}L_e}{6EI_{yy}} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right)$	$M_{CE} = 1/16ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \leq 2ZF_{ye}$	نیرو در قالب مهارت‌شده و قالب مهارت‌شده ششگرا
$\Delta_y = \frac{ZF_{ye}}{6\pi h}$	$V_{CE} = 0.55F_{ye}\theta_e t_p$	نیرو در قالب مهارت‌شده
0.005	M_{ce}	گره اتصال نیمه سلب غیرمعمول در بین و اتصالات معمول در بین به شرط محدود کردن اثر مختلف فولاد و بتن
0.003	M_{ce}	گره اتصال نیمه سلب معمول در بین و بین اجزای کردن اثر مختلف
$\theta_y = \frac{V_{CE}}{K_{\theta c}}$	$V_{CE} = 0.55F_{ye}A_w$	نیرو بیست کنترل نشده در برش $\left(e > \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}\right)$
$\theta_y = \frac{V_{CE}}{K_{\theta c}}$	$V_{CE} \geq \frac{M_{CE}}{e}$	نیرو بیست کنترل نشده در خمش $\left(e > \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}\right)$
$\Delta_y = \frac{P_{ce}}{E\Delta_y}$	$P_{CE} = 1.7F_{ye}A$	مهارت‌دهی سخت نیروی فشاری
$\Delta_y = \frac{V_{ce}}{E\Delta_y}$	$V_{CE} = AF_{ye}$	مهارت‌دهی تحت نیروی کشش

$$EI_b \text{ (اصلاح شده)} = \frac{1}{6h} + \frac{1}{L_y^2 K_{\theta}} + \frac{1}{EI_b} \quad K_{\theta} = \frac{M_{CE}}{\theta_c}$$

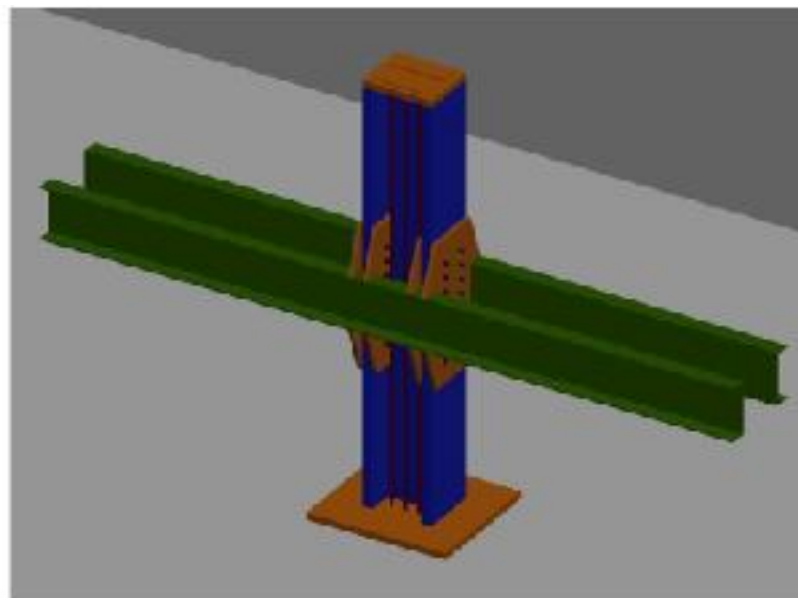
$$\tan^4 \alpha = \frac{\frac{2}{t_w L} + \frac{1}{A_c}}{\frac{2}{t_w L} + \frac{1}{A_b L} + \frac{1}{180I_y I_y'}} \quad \text{دیوار برسی سخت نشده}$$



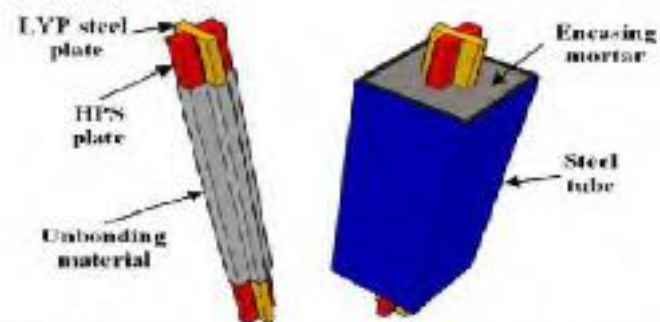
جزئیات اتصال پیش‌سپارهای کلاف افقی به ستون فولادی



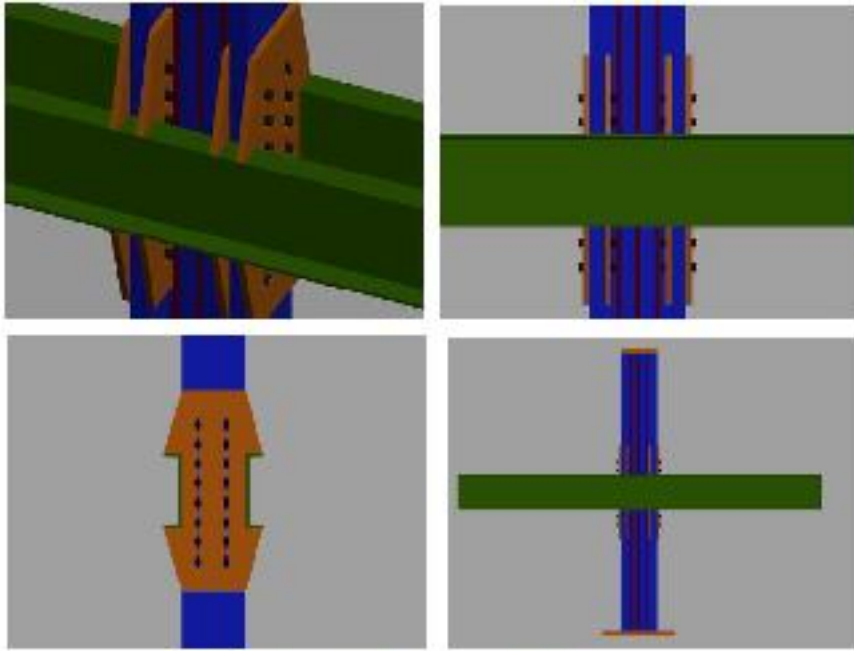
جزئیات اتصال ستون فولادی (یا کلاف فولادی) به دیوار اجزای



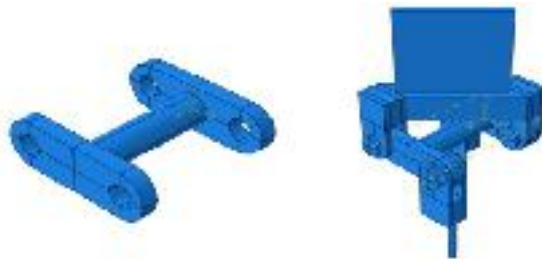
جزئیات بندی پیشنهادی برای اتصال مرکز گزای تیر پیوسته به ستون



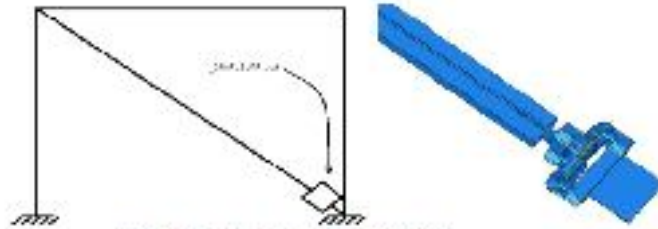
مجازیت ترکیباتی مرکز با یک هسته تسلیم کننده می‌تواند استفاده شود (Atlayyan, 2013)



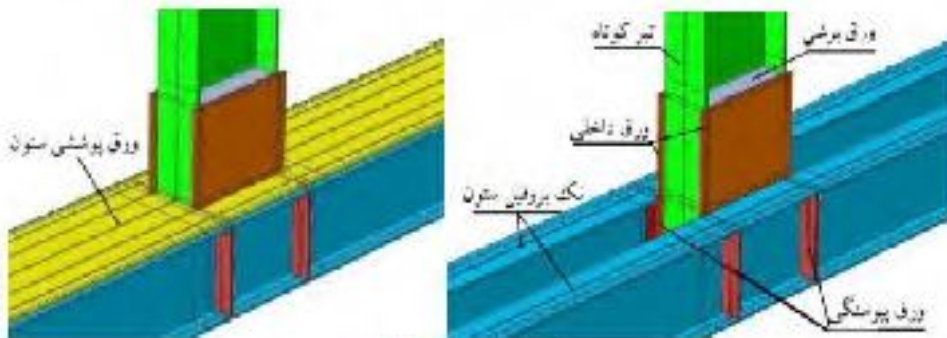
حریمات بیشتر از حداقل مقرر برای تیر پیوسته به ستون



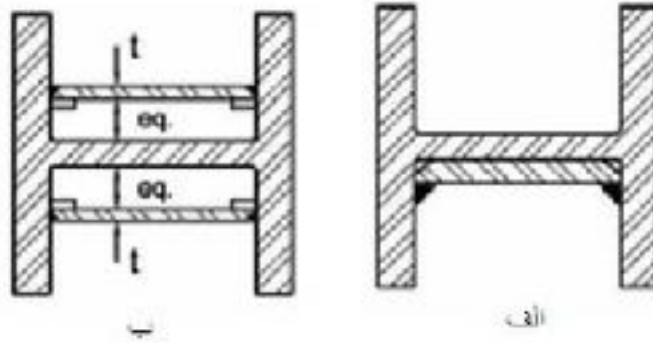
مکانیزم عملکردی قیر: چسبش



شعاع قرارگیری قیر: بیشتر در انتهای بادست



اتصال با صفحات داخلی



الف) اتصال ورق مضاهف در مجاورت جان ب) اتصال ورق های مضاهف بصورت متقارن در دی طرف جان

مراجع

- 1- شاپور طاحونسی، راهنمای جوش و اتصالات جوشی در ساختمانهای فولادی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، 1379
- 2- راهنمای اتصالات در ساختمانهای فولادی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، 1376
- 3- مجتبی ازهری، سیدرسول میرقادر، جلد سوم کتاب طراحی سازه های فولادی، انتشارات ارکان دانش
- 4- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران چاپ 1387
- 5- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران چاپ 1392
- 6- راهنمای روشها و شیوه های بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود و جزئیات اجرایی، نشریه 524 معاونت نظارت راهبردی، 1389
- 7- فریبرز ناطقی الهی، حسین کاظم، علی یزدانی، رفتار لرزه ای اتصالات نیمه صلب، پژوهشگاه زلزله شناسی و مهندسی زلزله، 1379
- 8- نشریه 264، آیین نامه اتصالات در سازه های فولادی، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور 1382
- 9- نشریه 324، ضوابط طراحی ساختمانهای با اتصال خرجینی، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، 1385
- 10- Modification of Existing Welded Steel Moment Frame Connection for Seismic Resistance, NIST, Steel Design Guide Series 2003
- 11- Design of Fully Restrained Moment Connection AISC LRFD 3rd Edition 2001
- 12- G.S.Urgessa, T.Arcizewski Structural Behavior of Steel frame connections Subjected to blast, 2010, Taylor and Francis
- 13- Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, 13 december, 2005, AISC

چکیده: امروزه سازه های فولادی به علت مقاومت و استحکام عناصر تشکیل دهنده و پروفیل های آن و نیز سرعت و سهولت اجرایی از پر کاربردترین نوع سازه ها می باشد که علاوه بر ساختمانهای مسکونی و صنعتی و اسکلت سازه های دریایی، به عنوان یک اسکلت و زیر ساختی مستحکم برای نصب دستگاههای صنعتی بکار برده می شوند ولی رعایت نکردن برخی از جزئیات در اجرای آنها می تواند امنیت و ایمنی آنها را به شدت به مخاطره اندازد. با توجه به این که این

اتصالات سازه های فولادی اکثراً خارج از یک سیستم تولید مکانیزه و به صورت دستی طراحی و اجرا می شوند از کنترل کیفی کمتری برخوردار بوده و نقطه ضعف سازه های فولادی را رقم می زنند. با توجه به اهمیت این موضوع محققان متعددی در قرن حاضر به بررسی و تحقیق در مورد روشهای تحلیل و طراحی اتصالات و همچنین نحوه اجرای صحیح آنها پرداخته اند. از لحاظ تحلیلی نکته قابل توجه آن است که در مرحله تحلیل و طراحی به ایجاد لولای پلاستیک در اتصالات باید توجه بسیاری شود زیرا ایجاد لولای پلاستیک در تیر و در نزدیکی اتصال و یا در خود اتصال باعث ایجاد تغییر شکلهای بسیار زیاد در تیر و به طبع آن در بالهای ستون شده و کرنش بسیار بالایی را بر فلز جوش و نواحی حرارت دیده اطراف آن وارد می کند که منجر به خرابی ترد اتصال میشود. در این مقاله به بررسی خواص اتصالات خورجینی خواهیم پرداخت. همانطور که میدانید اتصالات خورجینی یکی از شایعترین انواع اتصالات فولادی در کشورمان می باشد. با توجه به این که در بیش از هفتاد درصد سازه های فولادی کشورمان از این اتصالات استفاده شده است، مطالعات چندانی در مورد اثر رفتار استاتیکی و لرزه های آنها صورت نگرفته است. نتایج بررسی های عملی در زلزله های اخیر نیز نشان می دهد که این نوع از اتصالات از مقاومت لرزه ای چندانی برخوردار نبوده و در صورت وارد شدن نیروهای جانبی زلزله به شکل بسیار تدریجی دچار گسیختگی شده و چون اکثراً در سقفهای سازه ها، شاهتیرهای سنگین به وسیله این اتصالات به ستونها متصل می شوند با شکست ترد آنها سقف ریزش کلی کرده و خسارات جانی و مالی غیر قابل جبرانی را به وجود آورده اند. در این مقاله به بررسی اجمالی رفتار دینامیکی اتصالات خورجینی پرداخته شده و روشهایی را برای تقویت و بهبود رفتار آنها ارائه خواهیم کرد.

کلمات کلیدی: مفصل پلاستیک، اتصالات خورجینی، تحلیل

دینامیکی، تحلیل المان محدود، ABAQUS

1- مقدمه

در ایران بیش از 70% سازه های اسکلت فلزی منطبق بر هیچکدام از سیاست های طراحی بهینه نبوده و در آنها از اتصالات خورجینی استفاده شده است. استفاده از اتصالات خورجینی که در آنها تیرها به صورت سراسری از کنار ستونها عبور می کنند به واسطه سهولت اجرایی کار، کاهش مقطع تیر و کاهش برشکاری و جوشکاری صورت می گیرد. این اتصالات در برابر بارهای ثقلی، به علت پیوستگی اتصال بال به جان، مقاوم بوده ولی در برابر بارهای جانبی ضعیف می باشد که اگر از فرمهای مختلف بادبندی در قاب خورجینی استفاده شود مقاومت آنها کمی بهبود یافته و

سختي جانبي آنها افزايش پيدا مي کند. بر اساس آزمايشات انجام گرفته (1) اين نتايج حاصل شده است که بر خلاف تصورات رایج اتصالات خورجيني از صلبیت موضعي قابل توجهي برخوردار است و به همین دلیل در قابهاي با اتصالات خورجيني تحت اثر نیروهاي لرزه اي ، لنگرهای بزرگي در اتصال ایجاد مي شود که به دلیل مقاومت کم اجزاع اتصال نسبت به تیر و ستون شکست در اتصال متمرکز شده و به دلیل رفتار ترد آن اتصال از محل جوش و یا فولاد حرارت دیده اطراف آن گسیخته شده و سقف به صورت کلي فرو مي ریزد متأسفانه اين نتايج در خرداد سال 1369 درست از آب در آمد و هزاران ساختمان فولادي با اتصالات خورجيني در شهرهاي منجیل و رودبار در حين زلزله منهدم گردید. به همین دلیل استفاده از اتصالات خورجيني تقویت نشده در بارگذاري جانبي زلزله به شدت مطرود و خطرناک مي باشد.



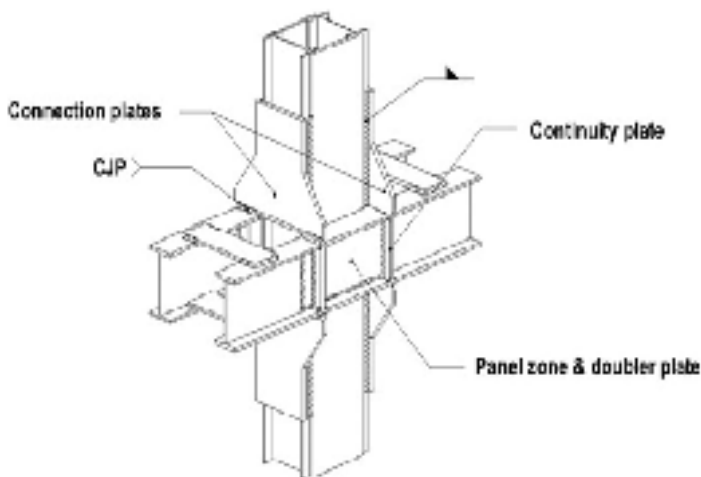
شکل
1) شکست
اتصال
خورجيني
در اثر

زلزله و فرو ریختن کل سقف

2) مدلسازي المان محدود اتصالات خورجيني با نرم افزار

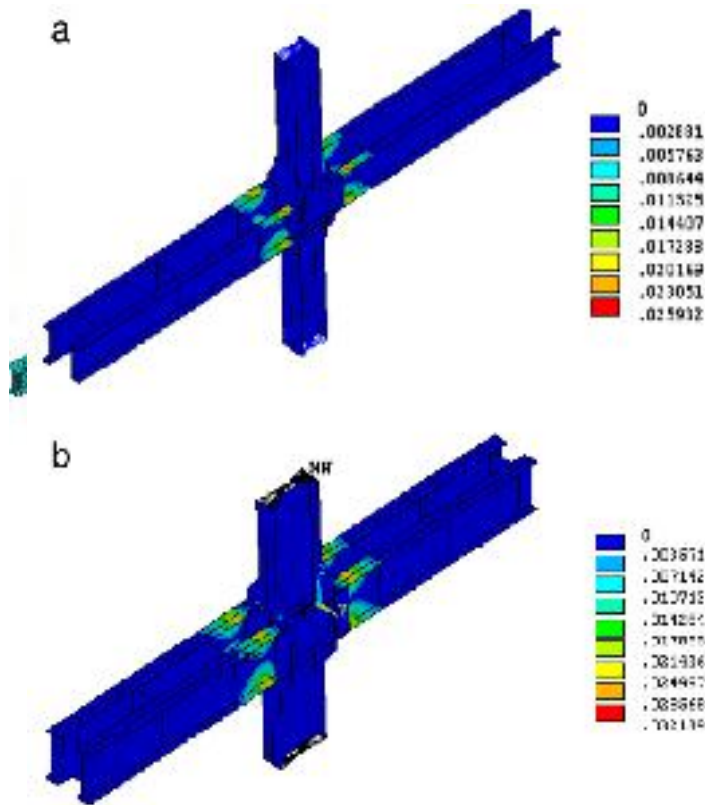
ABAQUS6.671

در این مرحله از تحقیق یک مدل المان محدود از اتصال خورجینی ساخته شده و تحت بارگذاری لرزه ای قرار می گیرد و نتایج حاصله ازین مدلسازی با آزمایشات عملی کنترل میشود. جهت مدلسازی در مرحله اول از دو پروفیل INP 160 به عنوان تیر و از نبشی های نمره 100 به عنوان نشیمنگاه های تیر ها استفاده شده است. طول نشیمنگاه پایین برابر 12 سانتی متر و طول نشیمنگاه بالا برابر با 8 سانتی متر در نظر گرفته شده است. از دو پروفیل به هم چسبیده ی INP160 نیز به عنوان ستون استفاده شده است. نوع مواد قطعات در بخش PROPERTY نرم افزار فولاد نرم ST37 معرفی شده است و نوع اتکای اعضا به هم در بخش INTERACTION نرم افزار به صورت اتکای سخت (hard) معرفی شده است. اتصال اعضا به هم به صورت جوش بوده و برخی اعضا نیز توسط رابط tie در نرم افزار معرفی شده است. در مش بندی اعضا از المانهای نوع 3DSTRESS-HEX-QUADRATIC به صورت چهار وجهی استفاده کرده و



آنالیز همگرایی نیز با در نظر گرفتن چهار نوع مختلف دانه بندی بروی مدل انجام گرفته و مدل ساخته شده است. این مدل تحت بار معادل خمشی وارده از طرف زلزله به اتصال مورد تحلیل قرار گرفته و نتایج ثبت شد. در مرحله دوم از تحلیل یک مدل المان محدود از اتصال خورجینی تقویت شده با شرایط بالا و

ورقهای صلب قائم ساخته شد و باز تحت همان نوع بارگذاری قرار گرفت دتایل مدلسازی در شکل 2 نشان داده شده است. شکل 2) نمونه مدلسازی شده تقویت شده

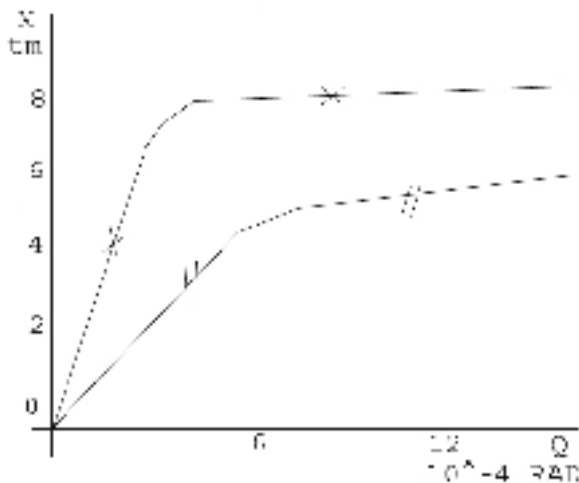


شکل (3) الف- توزیع تنش در مدل المان محدود اتصال خورجینی تقویت شده (ب) نوع مش بندی اتصال بر اساس نظریه

alfonsas جهت اندازه

گیری مقدار لنگر-چرخش اتصال، تغییر مکانهای نقطه ای به فاصله ارتفاع پروفیل یعنی 16 سانتیمتر از لبه ستون را اندازه گرفته و نمودار لنگر - چرخش این اتصال را جهت پی بردن به ماهیت رفتاری آن رسم می نمایم

شکل (4) نمودار چرخش-لنگر اتصال



≠ منحنی اتصال ساده

X = منحنی اتصال تقویت شده

3) رابطه لنگر-چرخش اتصالات خورجینی حاصل از آزمایشات:

بر اساس برآزشی که بروی اتصالات خورجینی انجام گرفته است، یک رابطه غیر خطی برای آن بدست آمده است. رابطه غیر خطی بدست آمده از برآزش داده ها به قرار زیر است:

$$\phi = M/C * [1 - (M/Mc)^4]$$

$$C = 136h + 667$$

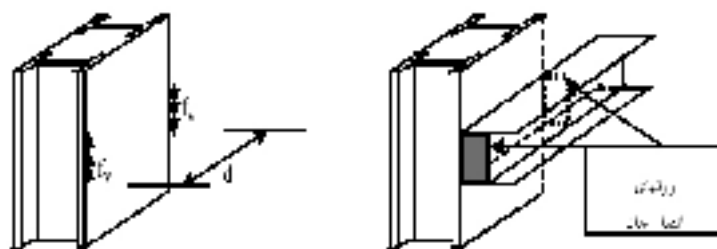
$$Mc = 0.8Mp + 4.1$$

درین رابطه M لنگر وارده به اتصال و M_p لنگر خمیری تیر ها بر حسب تن متر و h ارتفاع مقطع تیر به سانتیمتر و C سختی اولیه اتصال بر حسب تن متر می باشد. با مقایسه این روابط و نتایج تحلیل به روش المان محدود، مشاهده می گردد که همخوانی بسیار بالایی بین رابطه تجربی و نتایج تحلیل المان محدود وجود دارد. علاوه بر آن کاملاً مشهود است که میزان چرخش اتصال ساده و تقویت نشده نسبت به اتصال تقویت شده بسیار بالا بوده و این چرخش باعث ایجاد کرنش های بالا در محل جوش و فلز حرارت دیده اطراف آن شده و موجبات شکست ترد اتصال و فرو ریختن ناگهانی سقف را فراهم می نماید. پس استفاده از اتصالات خورجینی ساده و بدون تقویت در بارگذاری زلزله به شدت مطرود است. در ادامه روشهایی برای تقویت اتصالات خورجینی ارائه می دهیم.

4- روش های تقویت اتصالات خورجینی :

به طور کلی به 2 روش می توان سازه اتصال خورجینی را در برابر زلزله تقویت کرد روش مقابله و روش احتراز. در روش مقابله سعی می شود که اتصال در برابر زلزله به گونه ای تقویت شود که از مقاومت و نرمی کافی برخوردار باشد. برخی از اقدامات مفید و عملی در این مورد به قرار زیر است:

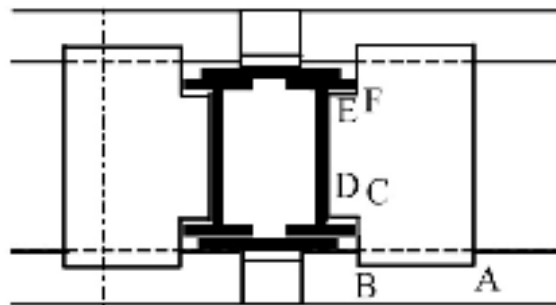
الف) استفاده از ورقهای تقویتی افقی : با نصب دو ورق تقویتی افقی بر روی بالهای تیر در هر سمت گره (جمعاً 4 ورق) و اتصال آن به ستون مطابق شکل زیر می توان بخشی از نیروی افقی را مستقیماً از بال تیر به ورق تقویتی و از آن به ستون منتقل کرد.



شکل 5) الف) ورقهای اتصال به لبه بال ستون جوش می شود ب) نیروها وارد به ورقهای اتصال جان ورق تقویتی افقی تقویت اتصال خورجینی بکمک ورقهای اتصال جان

در این حالت در هر دوره از بارگذاری فقط دو تا از ورقها به صورت فشاری لنگر را منتقل می کنند و با تعویض جهت بارگذاری زلزله جای ورقهای عامل نیز عوض می شود. ب) ورق اتصال جان : یک روش دیگر برای تقویت اتصال خورجینی استفاده از ورقها شکل زیر است که جان و بالهای تیر را به لبه بال ستون متصل می سازد. کارآیی این ورقها در

آزمایشات (1) به اثبات رسیده است در این آزمایشات نمونه ساخته شده توانست تا حد تسلیم مقاومت کرده و اتصال آن تسلیم نشود.

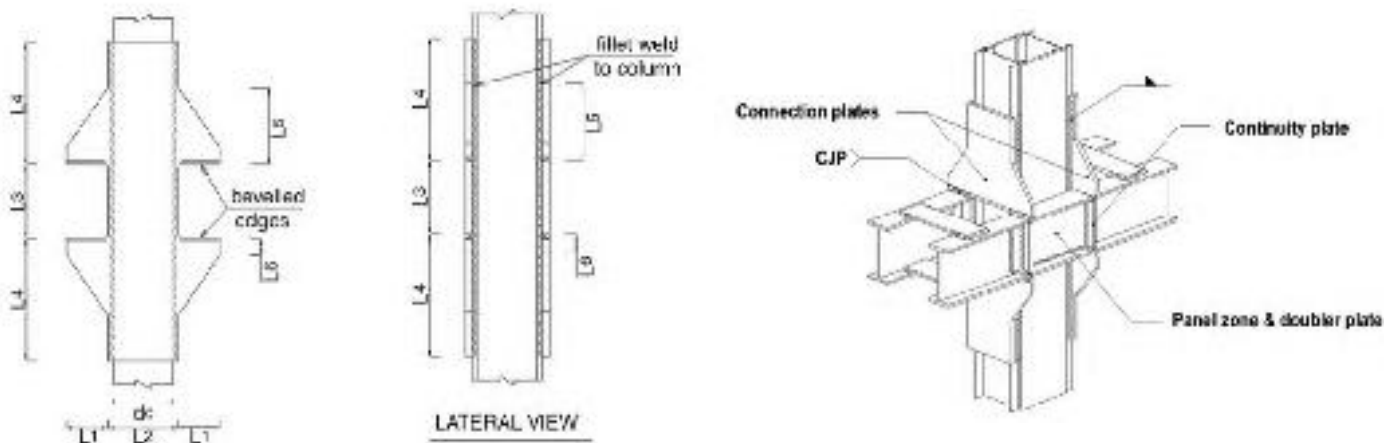


با ورق جان
از ورقهای

شکل 6) تقویت
ج (استفاده
تقویتی قائم

روش بعدی جهت تقویت اتصالات خورجینی، نصب ورقهای برشگیر به قرار شکل زیر به بالهای ستون است که به کمک واکنش قائم خود زوج نیرویی را در جهت قائم ایجاد می‌کند که با لنگر وارد به اتصال در تعادل قرار می‌گیرد. علاوه بر آن وجود این ورقها به عنوان خط دوم دفاع در صورت گسیختگی نبشی زیرین در اثر نیروهای ثقلی، می‌تواند همه عکس عملهای قائم تیر را تحمل کرده و از فرو ریختن سقف جلوگیری نماید.

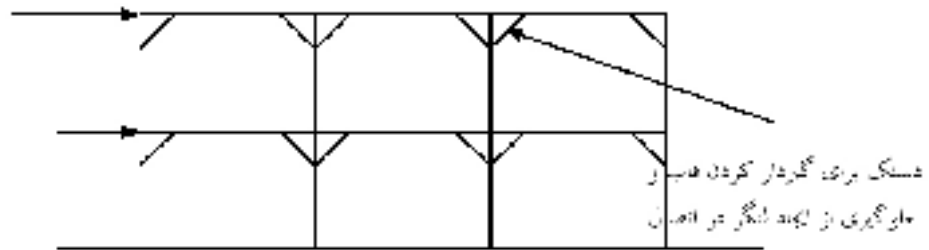
شکل 7) تقویت با ورق قائم



روش احتراز : در مقابل

روش مقابله که شرح داده شد روش احتراز قرار دارد که مبنی بر ممانعت از ایجاد لنگر در اتصال است و یا همان لنگر اتصال یک شیوه رایج استفاده از دستک است. به کمک دستک تیر و ستون در نزدیکی اتصال به هم بسته می‌شوند و در نتیجه اتصال فرصتی برای چرخش و تغییر زاویه پیدا نمی‌کند. بدین ترتیب وقتی که سازه در معرض زلزله قرار می‌گیرد لنگر چندانی به اتصال وارد نشده و سیستم اتصال تیر به ستون به صورت خریایی عمل می‌کند اما این روش مستلزم

تقویت تیر و ستون در برابر نیروهای وارده از دستک به آنها می باشد.



شکل
(8) تقویت با

دستک

با امید ارتقاء سطح کیفی طراحی و اجرای سازه های فولادی در کشورمان ایران

مراجع :

- 1- کرمی - رضا ، 1370 ، خواص مکانیکی اتصالات خورجینی - رساله کارشناسی ارشد - دانشگاه صنعتی شریف
- 2) S-R-MIRGHADERI, M- DEGHANI RENANI the rigid seismic connection of continuous beam to column 2007 –journal of constructional steel research
- 3) MOGADAM-H-A-1994-seismic behaviour of semirigid connections.10th European conf on earthquake eng Vienna
- 4) قانع -علی 1373- بررسی رفتار دینامیکی سازه های با اتصالات خورجینی-رساله کارشناسی ارشد-دانشگاه صنعتی شریف
- 5) سیمونیان - واهاک-کافی-محمدعلی-1370-اعمال اتصالات قیچی در تحلیل ماتریسی سازه ها انتشارات عبیدی.
- 6) طاحونی-شاپور-فرجودی-جمشید-1371-گزارش مطالعه صلبیت اتصالات خورجینی -بنیاد مسکن انقلاب اسلامی.
- 7) مزروعی-علی-مصطفایی-حسین-1377-روشهای بهسازی اتصالات خورجینی-دومین کارگاه تخصصی اتصالات خورجینی- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.

بررسی اثر رفتار اتصالات گیردار تیر به ستون با مقطع کاهش یافته تیر (RBS) با استفاده از روش المان محدود و مقایسه آن با نتایج آزمایشگاهی و مطالعه تاثیر آن بر سختی جانبی قابهای فولادی

محمد رضا فرج پور کارشناس ارشد سازه

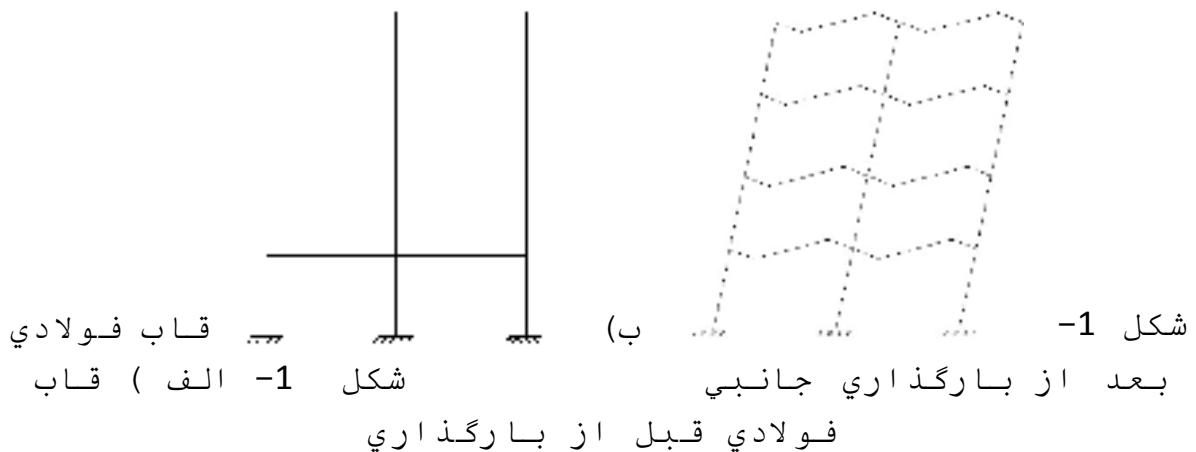
چکیده: امروزه سازه های فولادی به علت مقاومت و استحکام عناصر تشکیل دهنده و پروفیل‌های آن و نیز سرعت و سهولت اجرایی از پر کاربردترین نوع سازه ها می باشد. در سازه های فولادی عناصر جزر شامل تیرها ، ستونها و بادبندها و

غیره بوده وبا توجه به این که این عناصر اکثراً در کارخانه تولید میشوند دارای ایمنی ساخت و کنترل کیفی مناسبی می باشند. این اجزا به وسیله یک یا ترکیبی از چند نوع وسیله اتصال و به وسیله عناصر واسطی به هم متصل شده و سازه را تشکیل میدهند. با توجه به این که این اتصالات اکثراً خارج از یک سیستم تولید مکانیزه و به صورت دستی طراحی و اجرا می شوند از کنترل کیفی کمتری برخوردار بوده و نقطه ضعف سازه های فولادی را رقم می زنند. بعد از وقوع زلزله نرتریج آمریکا در سال 1994 و کوبه ژاپن در سال 1995 و آسیب شدید اتصالات گیر دار ، پژوهشگران به این نقطه پی بردند که دلیل اساسی آسیبهای وارده به اتصالات ایجاد مفصل پلاستیک در محل اتصال تیر به ستون می باشد. یکی از روشهای ارائه شده جهت رفع این نقص استفاده از اتصال تیر به ستون با مقطع کاهش یافته تیر یا (RBS) می باشد که بر مبنای طرح پلاستیک تیر طراحی و اجرا می گردد . در این مقاله نخست به بررسی مفصلی شدن اتصالات صلب پرداخته و سپس به کمک نرم افزار ABAQUS رفتار پلاستیک اتصالات با مقطع کاهش یافته را بر مبنای بررسی بروی نرخ کاهش ابعاد بال، فاصله مناسب ناحیه ی کاهش بال تیر از ستون مربوطه بررسی کرده و توصیه های آیین نامه eurocode و fema و همچنین تاثیرات این کاهش مقطع بروی سختی جانبی قابهای فولادی را مورد نقد و بررسی قرار می دهیم .

کلمات کلیدی : اتصالات استخوانی ، تیر با مقطع کاهش یافته ، تحلیل المان محدود ، مفصل پلاستیک ، ABAQUS

1-مقدمه

در حین زلزله بر اثر وارد شدن نیروهای دینامیکی نامتقارن به سازه و ایجاد تغییر شکل های غیر خطی در آن در نقاط مختلفی از آن مفاصل پلاستیک ایجاد می شود. سعی طراح در این است که محل ایجاد مفاصل پلاستیک را به نقاط خاصی از سازه محدود نماید. معمولاً در قابهای فولادی بهترین محل ایجاد مفصل پلاستیک به روی تیر و به فاصله خاصی از ستون می باشد. شکل 1 محل تشکیل مفصل پلاستیک در تیر را بر اساس طراحی اولیه مناسب قاب نشان می دهد.

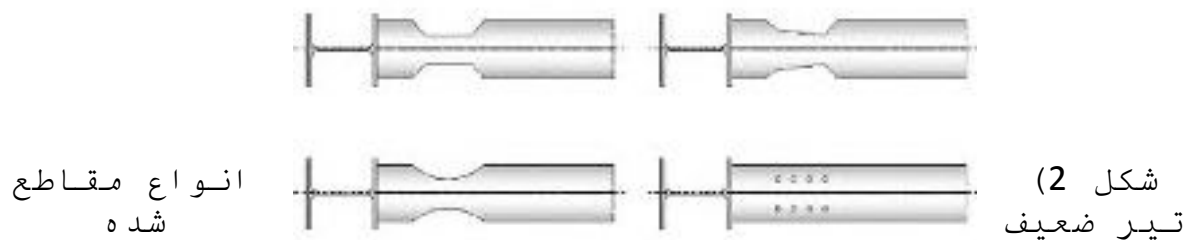


اتصال تیر به ستون باید طوری طراحی شود که خواص الاستیک خود را در حین تغییر شکل‌های بزرگ حفظ نماید و از مفصلی شدن تیر متأثر نشود. این عمل را می‌توان با طراحی تیر با مقطع تضعیف شده به صورت موضعی انجام داد. این محل‌های تضعیف شده یا مفاصل ایجاد شده در اثر بارهای ثابت در نتیجه جاری شدن تارهای کششی و فشاری و کمانش تارهای فشاری با خواص پلاستیک عمل کرده و دوران‌های چشمگیری از خود نشان می‌دهد در صورتی که تعداد کافی از این مفاصل در یک قاب ایجاد شود در آن قاب، مکانیزم ایجاد شده و قاب تغییر شکل جانبی خمیری داده و اتلاف انرژی بسیار بالایی به دست خواهد آمد. در این شرایط آسیب‌های موضعی به المان‌های سازه وارد خواهد شد و از انتشار خرابی به عناصر باربر سازه که نقش اساسی را در پایداری کل سازه ایفا می‌کنند جلوگیری خواهد شد. تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها بسیار نامطلوب است زیرا علاوه بر ایجاد کمانش در ستون بر اثر نیروهای محوری، باعث بروز تنش‌های ثانویه بسیار شدید در درز اتصال بال تیر به بال ستون خواهد شد این شرایط بسیار نامطلوب است زیرا باعث ایجاد خرابی ترد در محل اتصال خواهد شد. با بررسی مدل‌های المان محدود اتصالات، مفصل پلاستیک طولی حدود نصف ارتفاع پروفیل را در بر می‌گیرد به همین منظور حداقل فاصله محل ایجاد مفصل پلاستیک از محل اتصال به روی تیر باید برابر با همین مقدار یعنی نصف ارتفاع پروفیل تیر باشد. اگر جهت انتقال محل مفصل پلاستیک به روی تیر از اتصال تقویت شده استفاده شود این موضوع باید در نظر گرفته شود و ستون نیز در محل اتصال تقویت شده و ظرفیت خمشی موضعی آن افزایش یابد تا از بروز شرایط ستون تضعیف جلوگیری به عمل آید. بر مبنای موارد فوق‌الذکر، هدف از طراحی اتصال تأمین شرایطی برای پیشگیری از تشکیل لولای پلاستیک در ستون و یا مجاورت ستون و انتقال آن به موقعیت مشخصی در تیر است. این امر با تقویت خود اتصال و ستون و یا تضعیف

موضعي تير امکان پذير است در ضمن كلييه اجزاء اتصال بايد در برابر نيروهاي ثقلی مقاومت کافي را داشته باشند.

2- روش طراحي - اتصالات مقطع تير ضعيف شده (RBS)

در اين اتصالات جهت ايجاد مفصل پلاستيک در روي تير ، مقطعي از تير به صورت موضعي تضعيف مي شود جهت اين کار مي توان از ايجاد انحنای دایره اي ، برش پخ دار ، برش مستقيم بالهاي تير و ايجاد سوراخهاي ثابت و يا متغير در روي بالهاي تير استفاده کرد. در کل مجموعه ، تير با مقطع کاهش یافته با انحنای دایره اي بهتر است زیرا بر اساس بررسی مدل المان محدود اتصالات در سایر نمونه ها پیش از رسیدن مقطع به ظرفیت دوران پلاستيک ، مقطع منهدم شده است. در مقطع کاهش یافته موضعي معمولاً شکست از محل تغییر شکل هندسي شديد همانند گوشه هاي برش و زوایاي تيز به دليل تمرکز بالای تنش آغاز و به جان تير منتقل مي شود. اتصالات استخواني يا مقاطع ضعيف شده به صورت انحنای دایروي نوعي از اين مقاطع ضعيف شده هستند که در ادامه به بررسی آنها و مقایسه نتایج با آزمایشات میدانی خواهیم پرداخت.

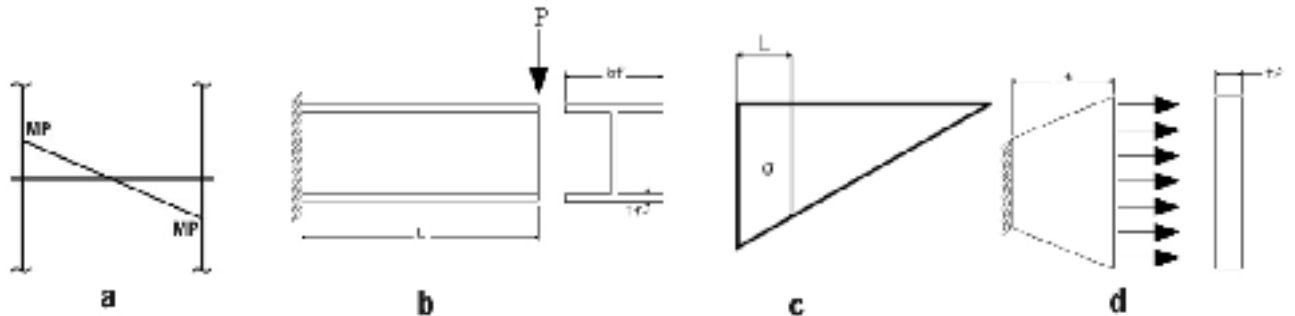


4- مقاطع ضعيف شده با انحنای دایروي (اتصالات استخواني)

محققانی چون انگل هارت (1993) که مطالعات اولیه را برروي اتصالات گیر دار انجام داده اند ، تمرکز تنش هاي بزرگ ناشی از لنگر نيروي جانبي را مانعي براي پخش و توزيع يکنواخت ناحیه پلاستيک در اطراف اتصال عنوان کرده اند که خود سبب ترد شکنی اتصال در هنگام بروز نيروهاي رفت و برگشت زلزله مي گردد. بطور کلي نمودار توزيع لنگر در تيري از قاب خمشي که تحت نيروي جانبي زلزله است مطابق شکل (3a) مي باشد. شکل (3a) را مي توان به صورت تير طره اي ارائه شده در شکل (3b) نیز معادل نمود و تنش نرمال در بال تير معادل شده را مي توان به صورت شکل (3c) ارائه داد . از آنجا که بخش قابل توجهي از مقاومت خمشي تيرها به وسيله ورق بال تامین ميشود ، ورق فولادي مورد نیاز براي تحمل خمش به صورت شکل (3d) خواهد بود که دارای عرض متغير خواهد گرديد. با توجه به ديگرام لنگر معادل شده تمرکز تنش و در نهايت کرنش بزرگی در انتهاي ثابت ورق مشاهده مي گردد و از آنجا که ورق مذکور ، ظرفیت شکل

پذیري محدود ي دارد به علت توليد اثرات حرارتي در هنگام جوشکاري و نيز تمرکز تنش در حين بروز نيروي جانبي زلزله ، ترد شکنی در جوش رخ داده و نيز از ظرفيت شکل پذيري مقطع ورق به علت تغيير هندسي ناگهاني در هنگام بروز زلزله به مقدار قابل توجهي کاسته مي شود. با توجه به شکلهای مندرج در شکل (3) و توضیحات ارائه شده در هنگام بروز زلزله کرنش به سمت جوش نفوذی کامل بين تیر و ستون متمرکز شده و این امر مي تواند علي رغم بهره گیری از مصالح شکل پذیر در سازه ، سبب خرابی سازه گردد. به جهت برطرف نمودن مشکل مشروح و دور کردن تمرکز تنش در محل اتصال گیر دار تیر به ستون ، روش مقطع کاهش یافته RBS پیشنهاد مي گردد.

شکل (3) وضعیت تنش اطراف اتصال یک قاب مقاوم خمشی تحت

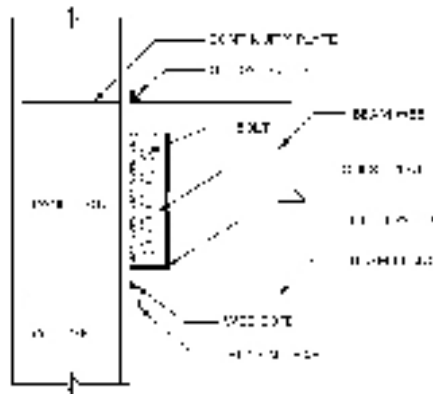


بار زلزله

اتصالات متداول
بال جوشي
آيين نامه

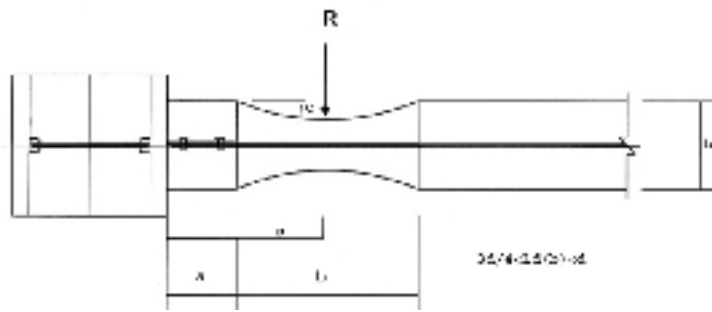
اروپا (eurocode)

و آمریکا (fema) در مورد هندسه تیر با مقطع کاهش یافته (RBS)



شکل (4) طرح
جان پیچی-
(5) بررسی

با بررسی آیین نامه های FEMA 350 و آیین نامه EURO CODE 8 برای طراحی مقاطع کاهش یافته شرایط بهینه هندسی به قرار زیر است.



شکل (5) مشخصات مقطع استاندارد

RBS : مقطع تیر کاهش یافته

bf : عرض بال تیر

db : عمق تیر

a : فاصله نقطه آغاز کاهش مقطع از لبه ستون

g-c : عمق برش

E : مدول الاستیسیته

b : طول کاهش مقطع موضعی

بال تیر

S : فاصله مرکز مفصل پلاستیک در محل کاهش مقطع تیر تا لبه

R : کاهش مقطع بال بالا و پایین

ستون

FEMA 350[1]/351[13]

EUROCODE 8-PART

3[14]

$b=0.75$

$a=0.5 \sim 0.7 * bf$

db

$b=0.65 \sim 0.85 db$

$s=(a+b) / 2$

$C=0.25 bf$

$S=a+b / 2$

$R=(4g^2 c \leq 0.25 bf$

$R=(4c^2 + b^2)/8c$

$+ b^2)/8g$

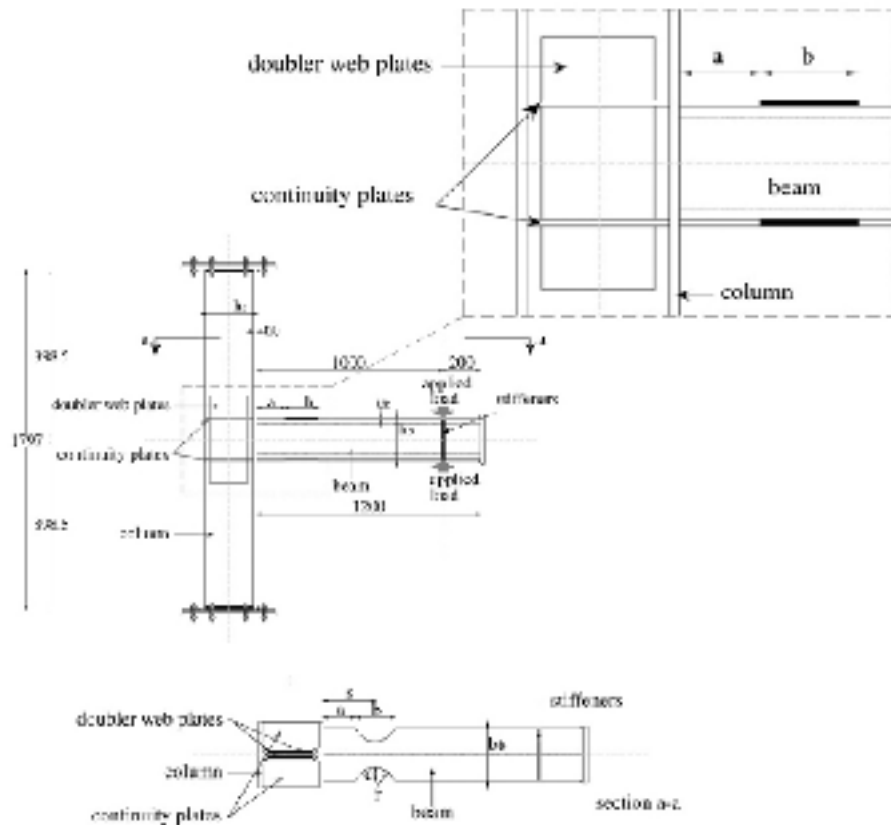
(6) بررسی اثر رفتار اتصال RBS :

روش اتصال تیر با مقطع کاهش یافته (RBS) را به کمک نرم افزار ABAQUS مدل سازی کرده و تاثیرات آن بر میزان انتقال کرنش های پلاستیک به محل اتصال و ستون را بررسی نموده و نتایج را با آزمایشات میدانی مقایسه خواهیم نمود. در این تحقیق از پنج مدل المان محدود برای بررسی بهره خواهیم جست. در تمام مدلها، پروفیل ستون از نوع IPB300 معمولی و یا همان HE300 و پروفیل تیر از نوع IPB 240 معمولی و یا همان HE240 خواهد بود. مدل (NN) اتصال تیر به ستون به صورت اتصال گیردار به صورت متعارف بوده و بعد از بارگذاری آن به صورت لنگر خمشی تا حد پلاستیک، میزان تغییر مکان انتهای تیر و همچنین دیاگرام $M-\theta$ اتصال حاصل شده است. برای مدل فوق میزان تنش های به وجود آمده در محل اتصال و روی بال ستون نیز جهت مقایسه ثبت شده است. دو مدل (RBS 1) و (RBS 2) بر اساس مدل آزمایش میدانی کاهش مقطعی با مشخصات جدول 1 داده شده است و مدل (RBS3) بر اساس آیین نامه EUROCODE و مدل (RBS 4) بر اساس آیین نامه FEMA کاهش مقطع داده شده و مورد بارگذاری و تحلیل قرار گرفته است. مشخصات هندسی مدلها در جدول 1 آمده است.

جدول شماره 1) مشخصات هندسي مقاطع کاهش یافته

SPECIM NS	bf (mm)	db (mm)	a		b		g		s (mm)	r (mm)
			% EI	(mm)	% EI	(mm)	% EI	(mm)		
Z	4	3								
Z	4	3								
Z	4	3	6	1	8	1	2	6	2	10
Z	4	3	8	1	9	1	3	3	3	0.5
Z	4	3	5	5	8	4	3	3	4	13
Z	4	3	6	6	9	9	3	3	4	5.5
Z	4	3	6	6	9	9	3	3	4	6

column: HE300B
 beam: HE240A
 doubler web plates 460×208×12
 continuity plates 262×130×12
 stiffeners 206×116×10
 throat of beam-to-column welds 10mm



شکل
6) هندسه
مقاطع

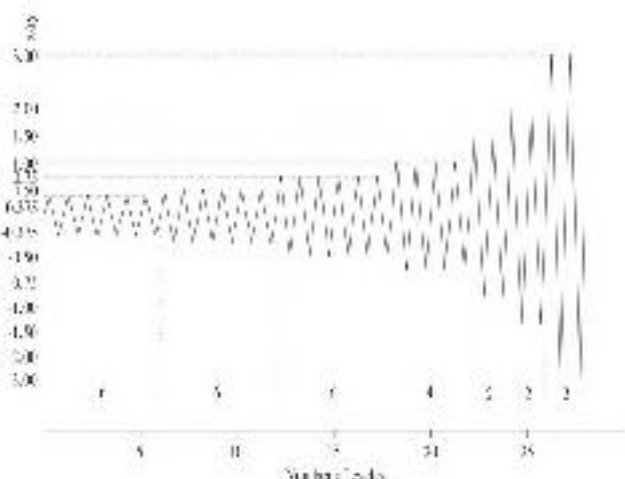
آزمایشگاهی
7) نتایج آزمایشگاهی:

نمونه هاي (RBS 1 & RBS 2) توسط پاتچوميس و گالوئيس [1]



مورد آزمون قرار گرفتند. درين نمونه هاي آزمونگاهي ضخامت ورق هاي سخت کننده ستون که در امتداد بال تير ها مونتاژ شدند برابر با ضخامت بال تير (12 ميليمتر) و ورقهاي سخت کننده جان ستون ضخامتي برابر با 20 ميليمتر داشتند. جهت اتصال تير به ستون از جوشکاري با نفوذ زياد جهت ايجاد اتصالي کامل بين اعضا استفاده شده است. ضخامت موثر جوش برابر با

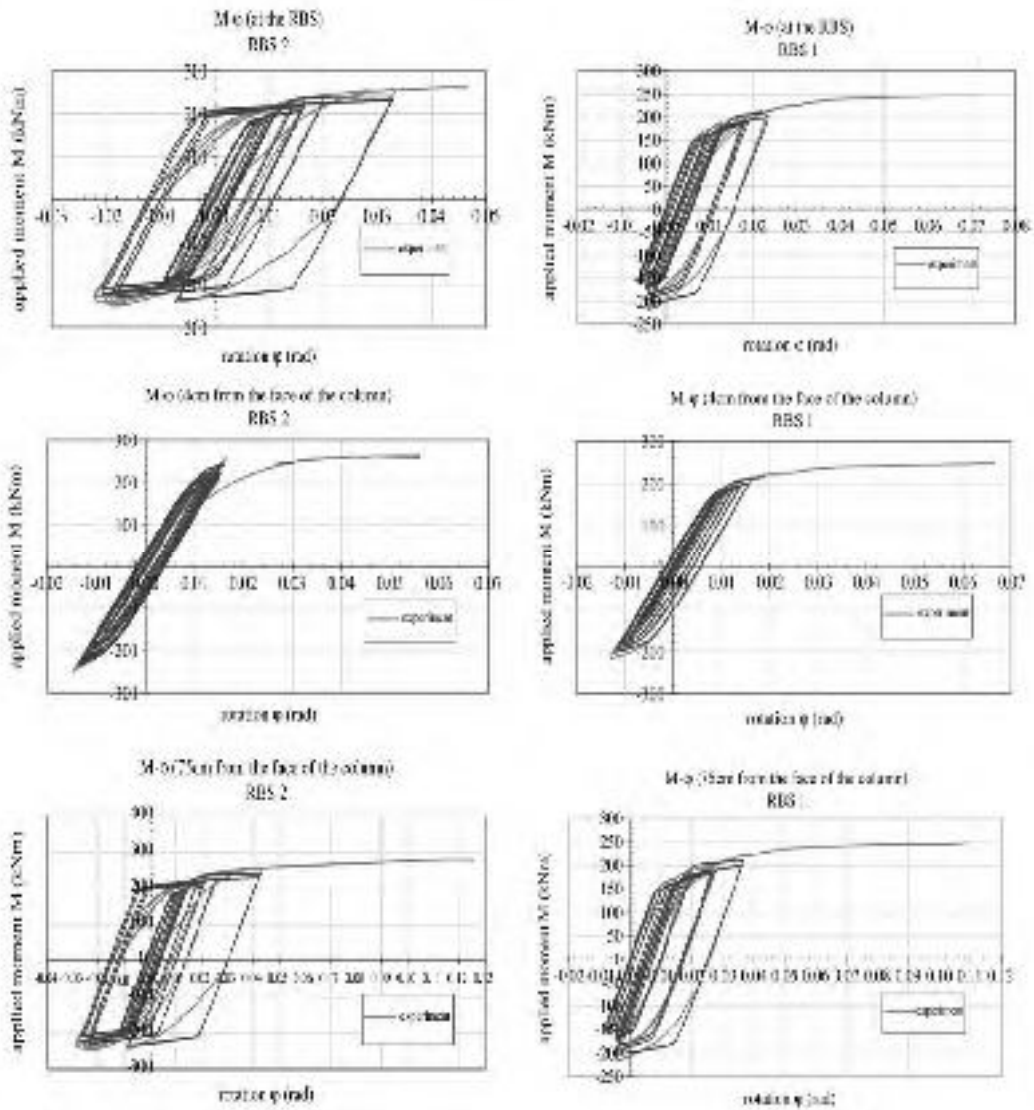
10 ميليمتر اجرا شد. مدل مورد نظر بعد از ساخت و مونتاژ تحت بارگذاري قرار گرفته و نتايج حاصل از تحليل ثابت شد. شکل 7 بارگذاري نمونه و شکل 8 مراحل نصب و اجراي آزمون را نشان مي دهد.



شکل 7) بارگذاري پله اي نمونه

شکل 8) نحوه نصب و انجام آموآيشات

مدلهاي مورد نظر تحت بارهاي سيکلي رفت و برگشت قرار گرفته و منحنی $M-\phi$ آنها ترسيم گردیده است. ميزان لنگر چرخش منتقله در نقاط 4 سانتيمتري ستون و روي تير و 60 و 75 سانتيمتري آن براي بررسي ميزان کاهش کرنش انتقالي از مقطع کاهش يافته اندازه گيري شده است. نتايج حاصله از آموآيشات در شکلهاي 9 و 10 آمده است.

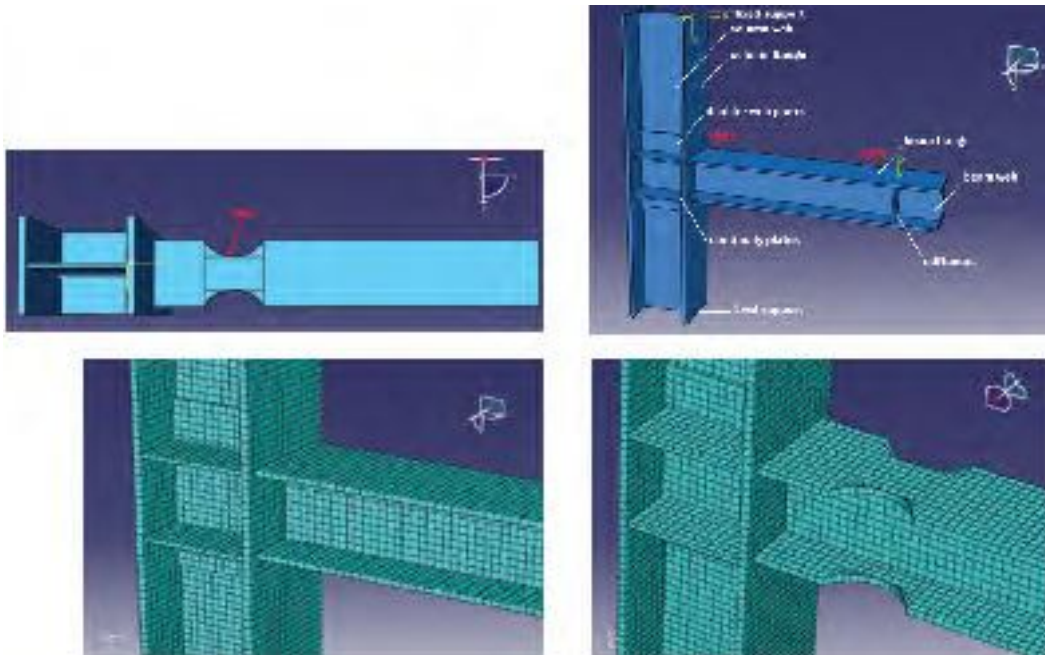


شکل

شماره 9) نتایج آزمایشات روی نمونه 1 (شکل شماره 10) نتایج آزمایشات روی نمونه 2

8) مدلسازی المان محدود با ABAQUS 6.71

جهت مدلسازی المان محدود از نرم افزار ABAQUS 6.71 بهره گرفته شده است. جهت تحقیق صحت نتایج آزمایشگاهی دو مدل RBS1 و RBS2 با مشخصات هندسی مطابق با نمونه های آزمایشگاهی ساخته شد. برای بررسی آیین نامه های اروپا و آمریکا نیز دو مدل RBS3 و RBS4 با مشخصات هندسی جدول شماره 1 ساخته شد. در مدلسازی اجزای اتصال از 3D DEFORMABLE SOLID EXTRUSION PART استفاده شده است. مواد و مصالح از نوع فولاد ST37 بوده و از اتصالات TIE جهت مونتاژ اجزا بهره گرفته شده است. برای مش بندی اجزا از مش 3D STRESS HEXSWEEP به صورت المانهایی چهار وجهی منتظم با اندازه دانه بندی 0.05 استفاده شده است. (شکل 11).



شکل 11) مدل المان محدود و مش بندی اجزای اتصال کامل و کاهش یافته در ABAQUS

9) آنالیز همگرایی مدل المان محدود

مدلهای المان محدود ساخته شده تحت دانه بندیهای به قرار جدول شماره 2 مورد مش بندی قرار گرفتند و تحت بارگذاری ثابتی میزان تغییر مکان نقطه BM3 در جهت اعمال بار اندازه گیری و خطای حاصل از مش بندی مورد بررسی قرار گرفت که با توجه به میزان دقت مدل و زمان لازم جهت تحلیل مدل مش بندی 0.02 seed part به عنوان مش نمونه برگزیده شده و به کل مدل اعمال گردید.

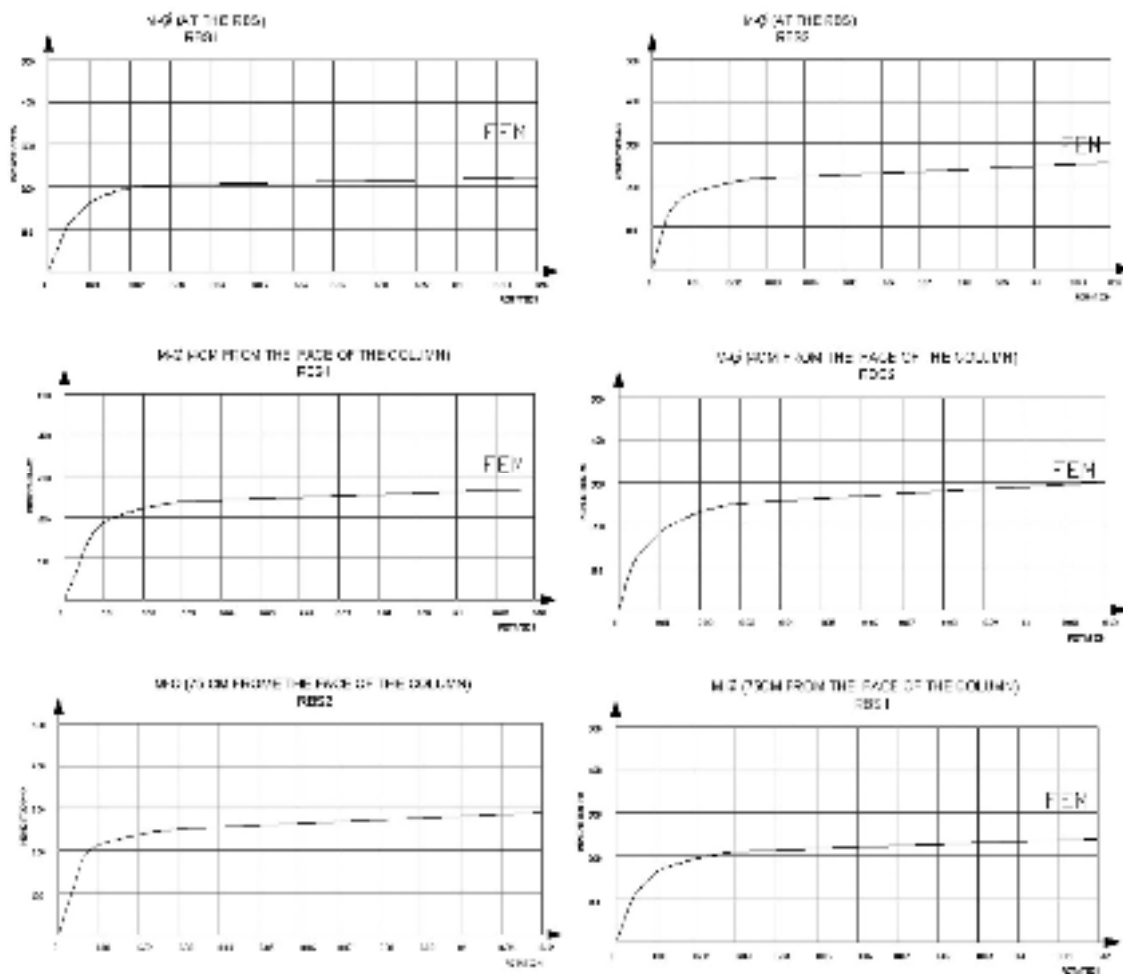
جدول شماره 2) نتایج آنالیز همگرایی

Seed part no	Displacement(U3-BM3) variance	analysis time
0.1	14.32e-9	8minute
Seed part 0.5	18.25e-9	11minute
	27%	
Seed part 0.1	20.98e-9	13minute
	14%	
Seed part 0.05	22.54e-9	16 minute
	7%	
Seed part 0.03	23.98e-9	17minute
	4%	
Seed part 0.02	24.44e-9	19minute
	1%	

نتایج مدلسازی

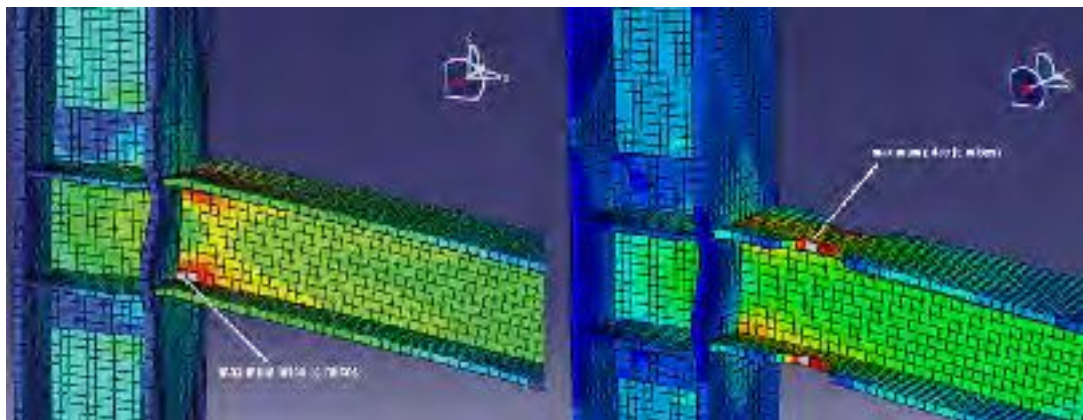
بعد از بارگذاری مدل‌های ساخته شده در نرم افزار المان محدود ، مدلها تحت بارگذاری استاتیکی قرار گرفته و میزان توزیع تنش و تغییر مکانهای نقاط BM1 و BM2 و BM3 به ترتیب در 4 سانتیمتری اتصال تیر به ستون و روی مقطع کاهش یافته و 75 سانتیمتری اتصال در مدلها جهت مقایسه نتایج با آزمایشات میدانی ثبت گردیدند و میزان ϕ مقطع در این نقاط تحت بار استاتیکی ثبت گردیدند که تطابق بسیار بالایی با نتایج آزمایشگاهی را نشان داده است. شکل 12 منحنی لنگر چرخش اتصال را در نقاط یاد شده نشان میدهد. مقدار خطای بسیار محدود حاصله مابین نتایج آزمایشگاهی و المان محدود به دلیل در نظر گرفتن تغییر شکلهای غیر خطی سازه در مدل المان محدود توسط نرم افزار میباشد.

شکل 12) منحنی $M-\phi$ اتصالات RBS و مقایسه آن با نتایج آزمایشگاهی



11) توزیع تنش و تغییر شکلها در اتصالات کاهش یافته

همان طور که در شکل 13 دیده میشود مقدار ماکزیمم تنش فون میزس در اتصال گیر دار کامل تحت بارگذاریهای ثقلی و جانبی در منتهی الیه جان تیر در محل اتصال آن به بال تیر و بال ستون قرار دارد. این نقطه محل جوش کاری و همچنین فلز حرارت دیده و تضعیف شده اطراف آن میباشد. این تمرکز تنش بسیار شدید و همچنین تغییر شکلهای بزرگ درین نقطه عامل اساسی ایجاد خسارت به اتصالات صلب در حین بارگذاری لرزه ای می باشد. با بررسی مقاطع تیر کاهش یافته (RBS) مشاهده میشود که از میزان تمرکز تنش در محل اتصال و جوشکاری به شدت کاسته شده و تغییر شکلهای شدید به محل کاهش مقطع متمرکز شده است. مفصل پلاستیک نیز در محل کاهش مقطع و در بال فشاری ایجاد شده و بال کاهش سطح یافته کششی دیر تر پلاستیک میشود (شکل 13). نتایج نشان میدهد که با افزایش ارتفاع جان تیر، کمناش های موضعی و جانبی شدیدی در ناحیه کاهش یافته بال تیر رخ میدهد که منجر به کاهش مقاومت تیر می گردد با توجه به تغییر مکانهای حاصله، جدول نتایج مربوط به اعمال مقادیر حداکثر لنگرهای خمشی ایجاد شده و لنگر های پلاستیک در هر نوع مقطع RBS و مقطع رایج گیردار در جدول 3 ارائه شده است که تطابق بسیار بالایی را با نتایج آزمایشگاهی نشان می دهد.



شکل
(13)

توزیع تنش در اتصال کامل گیردار و RBS

جدول شماره 3) نتایج تحلیل المان محدود اتصالات کامل و RBS

SPECIMEN	MP(TON-M)	MP-RBS	σ_{max}	M p
BEAM			$\sigma_{max-RBS}$	$\frac{M p}{\sigma_{max-RBS}}$
MP-RBS				$\sigma_{max-RBS}$
15.28	21.83		RBS1	IPB240
1.428 1805	0.75		2400	

2400	IPB240	21.83	10.9	RBS2
2			0.801920	
10.9		2400	RBS3	IPB240
2		0.79	1896	21.83
2400	IPB240	21.83	10.9	RBS4
2			0.811953	

MP: لنگر پلاستیک تیر

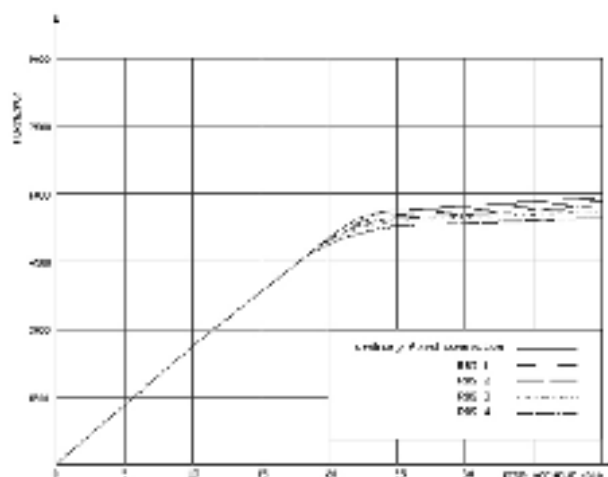
MP-RBS: لنگر پلاستیک مقطع کاهش یافته

σ_{max} : حداکثر تنش ایجاد شده در محل اتصال در اعمال لنگر پلاستیک مقطع کاهش یافته

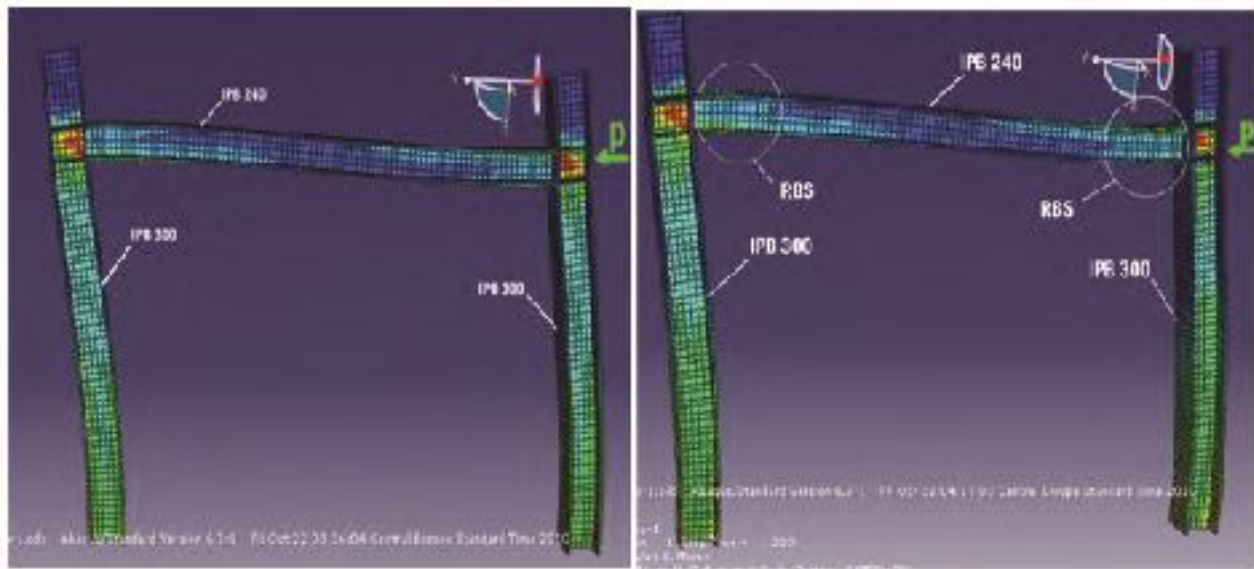
σ_{max} -RBS: حداکثر تنش ایجاد شده در مقطع کاهش یافته در حین اعمال لنگر پلاستیک به آن

12) بررسی سختی جانبی قابهای فولادی با اتصالات RBS

با توجه به این که غالباً تغییر مکان جانبی در قابهای خمشی فولادی به عنوان معیار مهمی تلقی میشوند، با استفاده از آنالیز غیر خطی تعداد 4 قاب خمشی فولادی با اتصالات کاهش یافته تیر به ستون با مشخصات هندسی جدول 1 (جدول اتصالات کاهش یافته) و یک قاب خمشی متعارف مدلسازی شده (شکل 15) و تحت بارگذاری جانبی قرار گرفته است. در تمام این قابها، ستون از نوع پروفیل IPB300 به ارتفاع 3 متر و تیر با پروفیل IPB240 به طول 4 متر در نظر گرفته شده است. نمودار تغییر مکان 5 قاب در شکل شماره 14 ارائه شده است. بررسی نشان میدهد که استفاده از اتصال RBS سبب اندکی کاهش در سختی جانبی قاب می گردد. این تغییرات مابین 3 الی 5 درصد میباشد.



شکل 14) مقایسه نمودار های بار-جابجایی جانبی قابها



شکل 15) مدل تغییر شکل جانبی و کنتور تنش قاب خمشی در حالت متعارف و RBS

13) نتیجه گیری:

بطور کلی در بررسی اتصالات رایج، گیرداری تیر به ستون در سازه های فولادی، عدم توزیع یکنواخت تنش و ایجاد تمرکز تنش زیاد در ناحیه اتصال و جوش تیر به ستون سبب شکست اتصال و خرابی سازه هنگام بروز نیروهای جانبی شدید زلزله می گردد. در صورت استفاده از مقطع RBS مقدار نسبت حداکثر تنش ایجاد شده به تنش تسلیم در محل اتصال و جوش در حدود 0.75 الی 0.80 بوده است. به عبارت دیگر عملکرد اتصال RBS سبب کاهش تنش در کنار ستون در محل اتصال به تیر می شود که خود مانع از ترد شکنی اتصال هنگام بروز نیروی زلزله خواهد شد و نیز سبب می گردد که مفصل پلاستیک در ناحیه ای دورتر از محل اتصال روی تیر ایجاد گردد که این امر سبب استهلاک بیشتر انرژی و شکل پذیری بیشتر سیستم می گردد. همچنین نتایج نشان می دهد که ایجاد مقطع RBS در قاب سختی جانبی مقطع را در حدود 3 الی 5 درصد می کاهش دهد.

منابع و مراجع:

- 1) CHEOL-HO-LEE, JAE HOON KIM seismic design of reduced beam section steel moment connections with bolted web attachment 2006-journal of constructional steel research
- 2) S-R-MIRGHADERI, M- DEHGHANI RENANI the rigid seismic connection of continuous beam to column 2007-journal of constructional steel research

3)DT-PACHOUMIS-EG-GALOUSSIS-CN KALFAS-AD-CHRISTITSAS reduced beam section moment connections subjected to cyclic loading-experimental analysis and fem simulation.

4) GM-CABRERO the semi rigid behaviour of three dimensional steel beam to column joints subjected to proportional loading - jurnal of constructional steel research

5)ENGELHARDT-M.D.WINNEBERGER.T-ZEKANY.AJ-1998 – experimental investigation of dogbonemoment connections,engineering jurnal fourt quarter.pp128~139

6) SCOTT.L.JONES.FRY MICHEL – D.ENGELHART .2000- reduced beam section welded steel moment frames- proceeding :12th world conference on earthquack engineering –new zealand.

7)CHARLES.J – CARTER,N,R-1998- improved ductility in seismic steel moment frames whit dogbone connections.conference on steel in construction,san Sebastian.



قابها با مهاربندهای کمانش تاب

Buckling resistant Bracing Frames (BRBF)

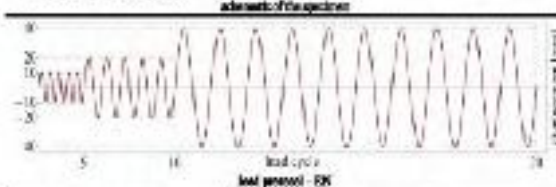
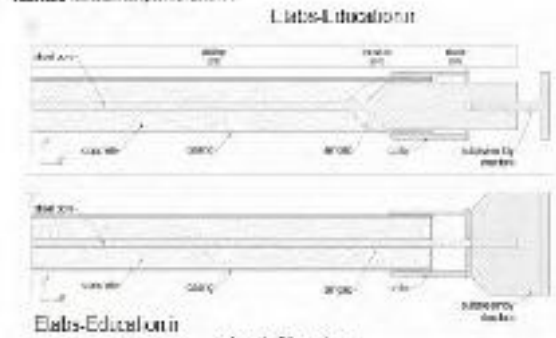
ایمان الیاسیان، دانشجوی دکترای عمران سازه

ویژگی‌های سیستم قاب مهاربندی شده کمانش تاب

مزایا و معایب:

- شکل‌پذیری مناسب و قابل مقایسه با سیستم قاب خمشی و سیستم قاب واگرا،
- سختی مناسب و قابل مقایسه با قاب همگرا،
- تامین شکل‌پذیری از سیستم‌های قاب خمشی و سیستم قاب واگرا آسان‌تر می‌باشد،
- استفاده از تمام ظرفیت فولاد در مهاربند.
- رفتار متفرق در کشش و فشار در نتیجه عدم تداخل نیروی حاصل از رفتار غیرمتفرق مهاربند معمولی به تیر متصل به مهاربند،
- قابلیت تعویض عضو تخریب شده بعد از زلزله در صورت استفاده از اتصالات پیچی و پینی،
- انحصار دانش ساخت به صورت اتبوه در چند کشور محدود،
- نیاز به آزمایش به منظور توسعه بین‌الملل کیفیت، در نتیجه افزایش هزینه ساخت،
- سنگینی ابعاد اعضای نیرو کنترل به علت اعمال نیروی قابل ملاحظه به این اعضا،
- تشخیص خسارت وارده به مهاربند بعد از زلزله تنها با بازدید چشمی میسر نخواهد بود.

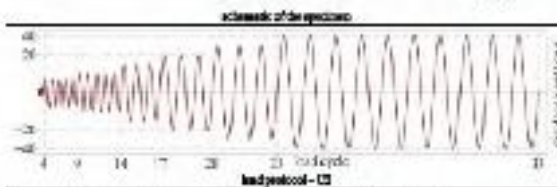
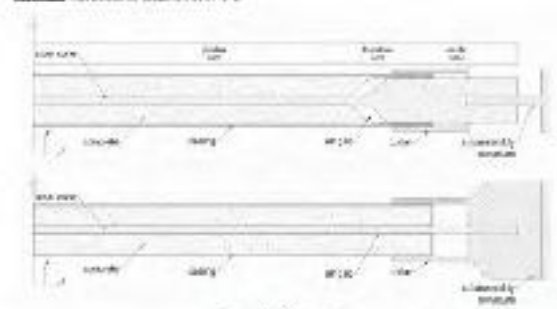
Table A1.2 Test results for specimen C5094-1



steel core properties			cyclic response	
material - S235JR				
E (GPa)	210		1	2
f_y (MPa)	235		3	4
f_u (MPa)	-	355	5	6
geometry				
area	distance (mm)	width (mm)	length (mm)	
grip	50	50	2000	
gauge	50	-	1800	
grip	50	100	180	

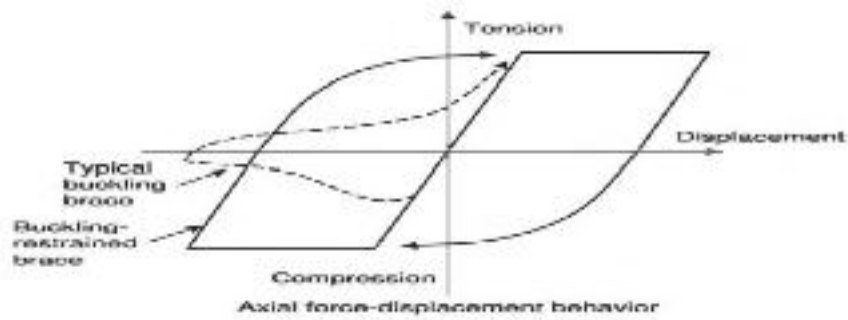
Stress-strain plot for specimen C5094-1 showing cyclic response. The y-axis is 'Stress (MPa)' ranging from -40 to 40. The x-axis is 'Displacement (mm)' ranging from -50 to 50. The plot shows a series of cyclic loading curves with increasing amplitude.

Table A1.3 Test results for specimen C5094-2

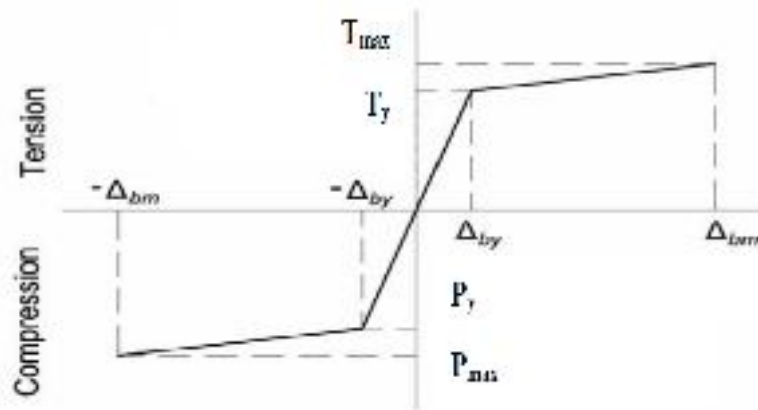


steel core properties			cyclic response	
material - S235JR				
E (GPa)	210		1	2
f_y (MPa)	235		3	4
f_u (MPa)	-	355	5	6
geometry				
area	distance (mm)	width (mm)	length (mm)	
grip	50	50	2000	
gauge	50	-	1800	
grip	50	100	180	

Stress-strain plot for specimen C5094-2 showing cyclic response. The y-axis is 'Stress (MPa)' ranging from -40 to 40. The x-axis is 'Displacement (mm)' ranging from -50 to 50. The plot shows a series of cyclic loading curves with increasing amplitude.



تفاوت رفتار مهاربند معمولی و کنشش تا به در نمودار نیرو-تغییر مکان



نمودار ایده‌آل نیرو- تغییر مکان مهاربند گذشتی تحت

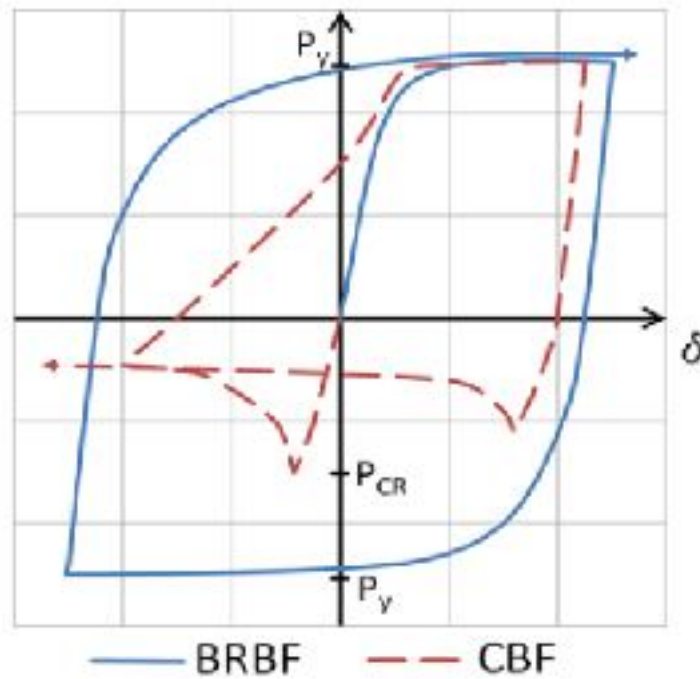
$$T_y = R_y A_{sc} F_y$$

$$T_{max} = \omega T_y = \omega R_y A_{sc} F_y$$

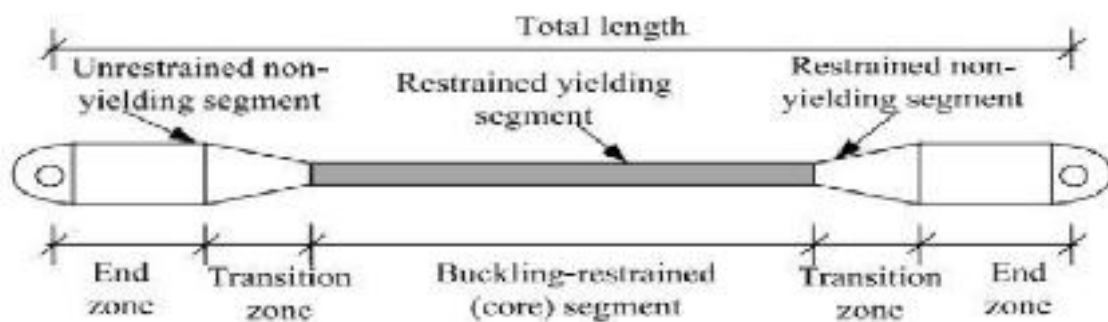
$$P_y = T_y = R_y A_{sc} F_y$$

$$P_{max} = \beta \omega P_y = \beta \omega A_{sc} F_y$$

β	ω	گرفش هسته مهاربند (%)
1.05	1.2	$0 < \epsilon < 0.5$
1.05	1.4	$0.5 < \epsilon < 1.0$
1.10	1.5	$1.0 < \epsilon < 1.5$
1.10	1.6	$1.5 < \epsilon \leq 2.0$
1.10	1.7	$2.0 < \epsilon \leq 2.5$
1.15	1.8	$2.5 < \epsilon \leq 3.0$
1.20	2.0	$3.0 < \epsilon \leq 4.0$



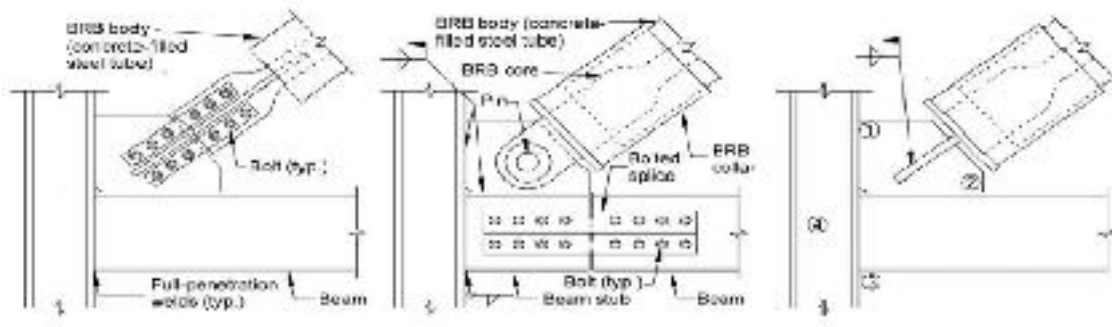
مقایسه رفتاری بین مهاربندهای معمولی و مهاربند کماتش تاب



اجزای تشکیل دهنده داخلی مهاربند کماتش تاب



اجزاء مهاربند کماتش تاب

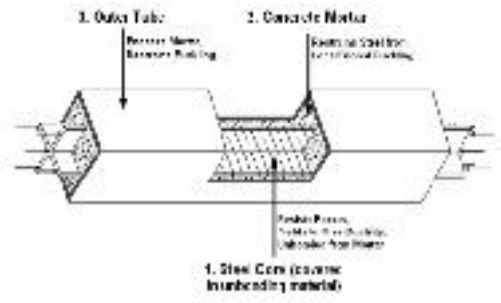
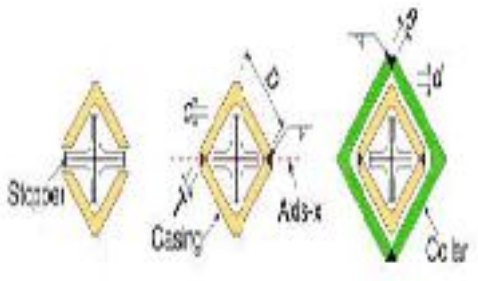


ج) مهاربند با اتصال پیچ

ب) مهاربند با اتصال پین

الف) مهاربند با اتصال جوش

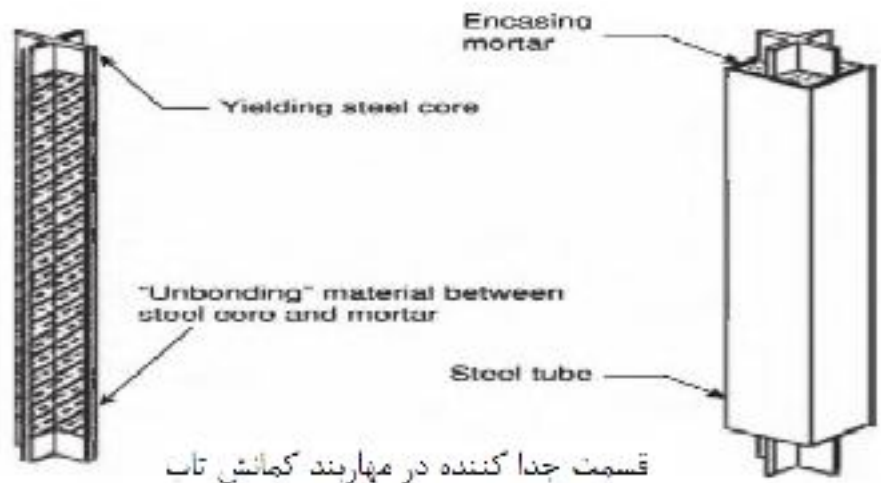
حالات مختلف اتصال مهاربند گمانش تاب به سازه



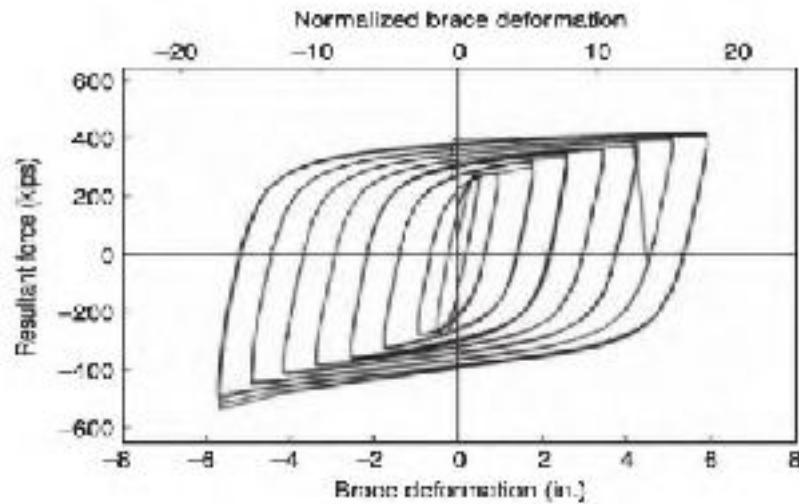
ب) سیستم مقید کننده فلزی

الف) سیستم مقید کننده بتن همراه علاف فلزی

سیستم مقید کننده گمانش هسته



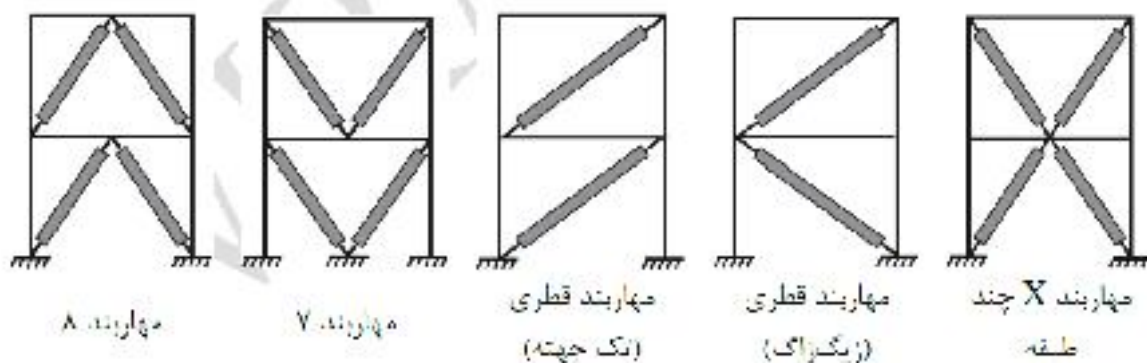
قسمت جدا کننده در مهاربند گمانش تاب



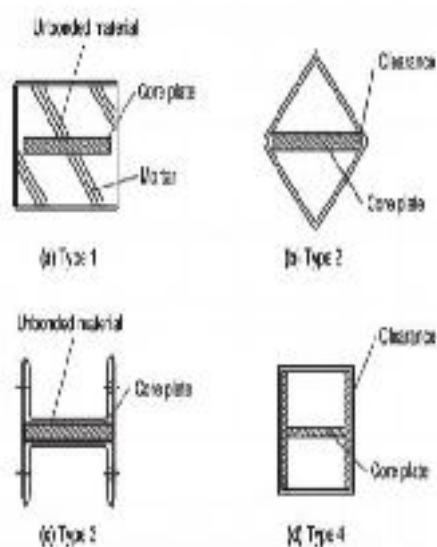
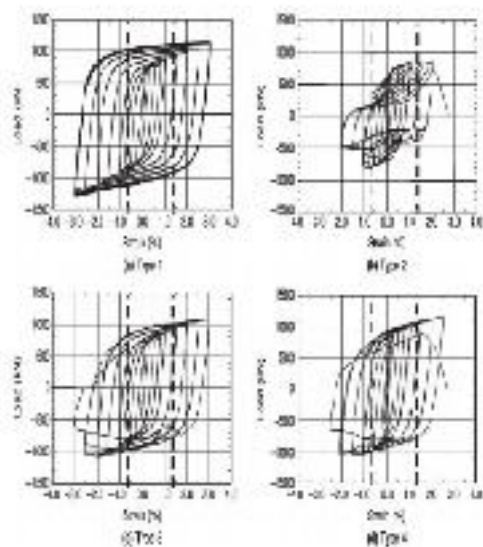
رفتار چرخه‌ای مهاربند کماتش تاب



عوامل تاثیر گذار بر شکل پذیری قاب کماتش تاب

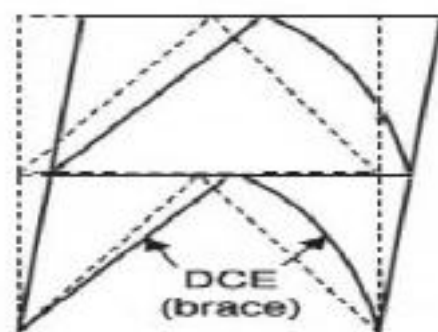
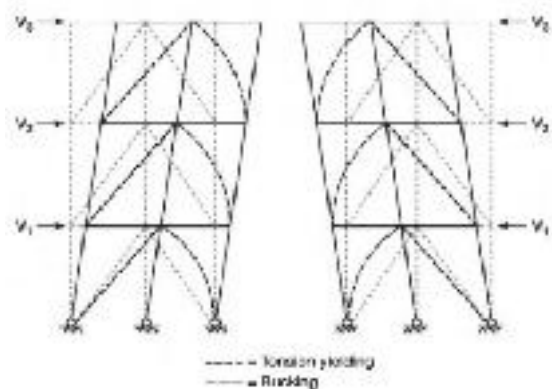


چیدمان‌های مختلف برای مهاربندهای کماتش تاب

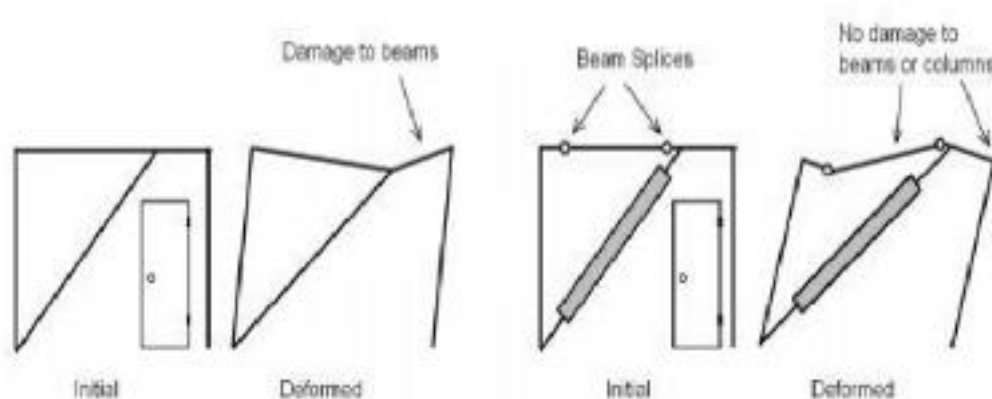


ب) نمودارهای چرخه‌ای مهاربند با مقاطع عرضی مختلف

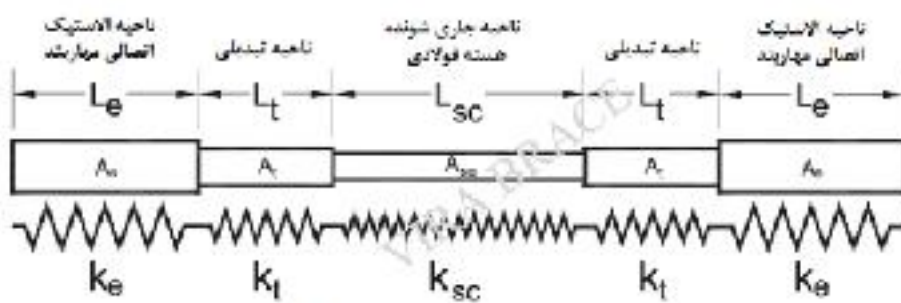
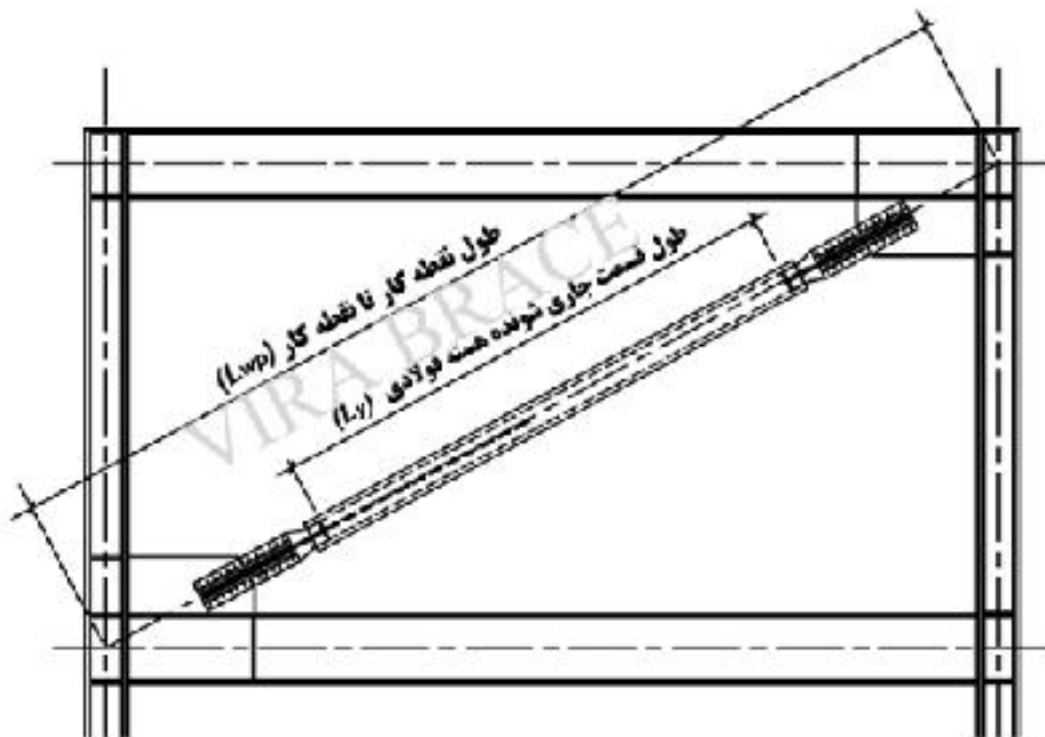
الف) مقطع عرضی مهاربند با شکل‌های متفاوت



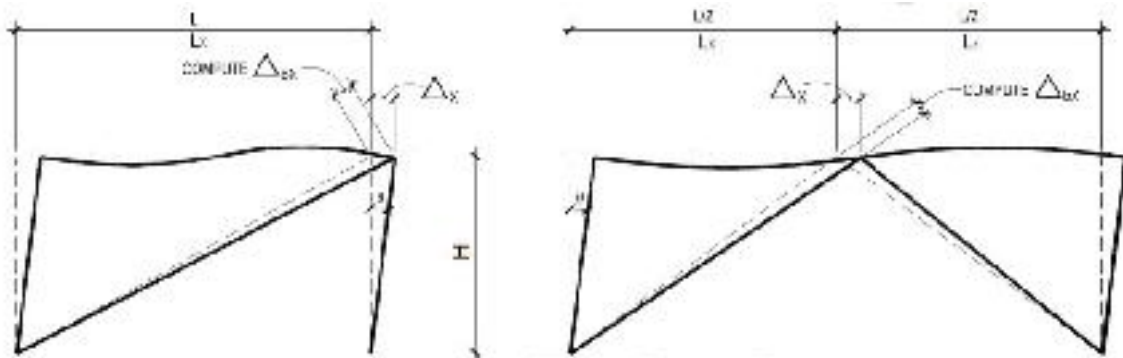
تصویر تغییر شکل یافته قاب مهاربندی همگرا



قاب کمانش تاب وانگرا در مقایسه قاب وانگرا



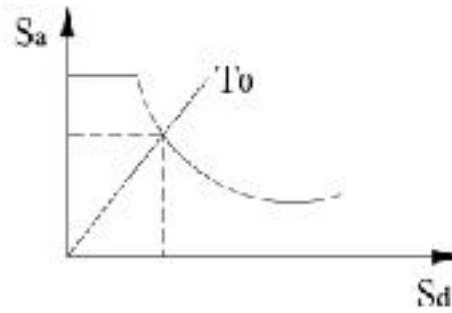
$$K_{eff} = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{K_i}}$$



$$\Delta_{bx} = M \cos(\Delta_{x1}, \Delta_{x2}) + \Delta_{gravity}$$

$$\Delta_{bx} = \sqrt{H^2 + (L_x + \Delta_x)^2} - \sqrt{H^2 + L_x^2}$$

$$T = 2\pi\sqrt{S_d / S_a}$$



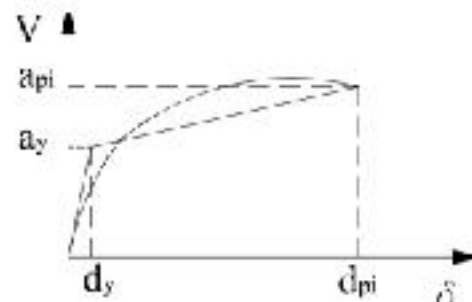
محاسبه میرایی موثر بر حسب درصد با استفاده از :

$$\beta_{eff} = \kappa\beta_0 + 5$$

$$\beta_0 = \frac{25E_D}{\pi \times F_0} = 63.7\lambda$$

$$\lambda = \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$$

$$\beta_{eff} = 63.7\kappa\lambda + 5$$



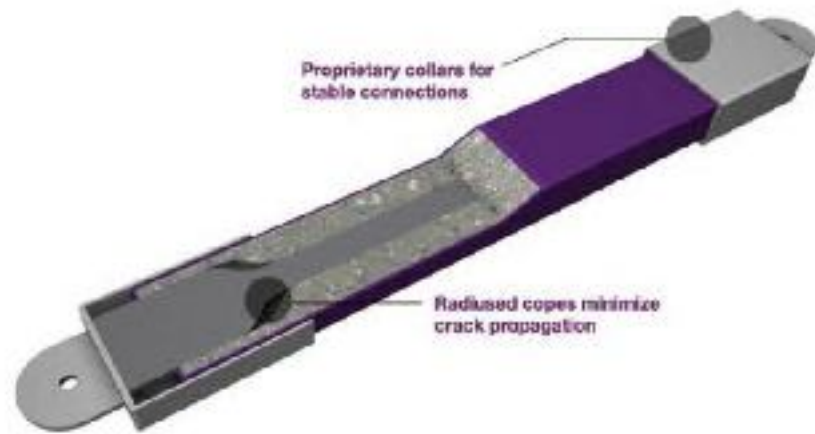
$$SR_a = \frac{3.21 - 0.68 \times \ln \beta_{eff}}{2.12}$$

$$SR_v = \frac{2.31 - 0.41 \times \ln \beta_{eff}}{1.65}$$

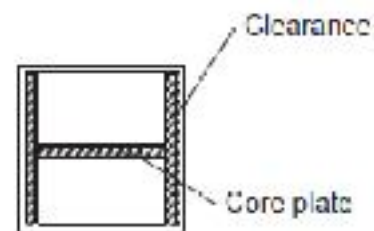
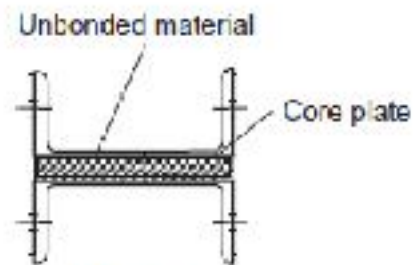
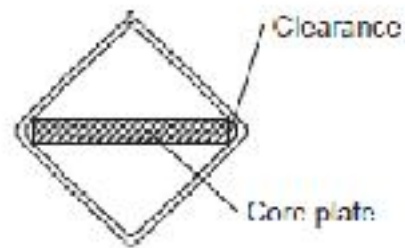
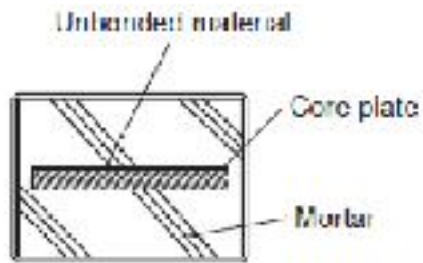
SR_v	SR_a	نوع سازه
0.50	0.33	A
0.56	0.44	B
0.67	0.56	C

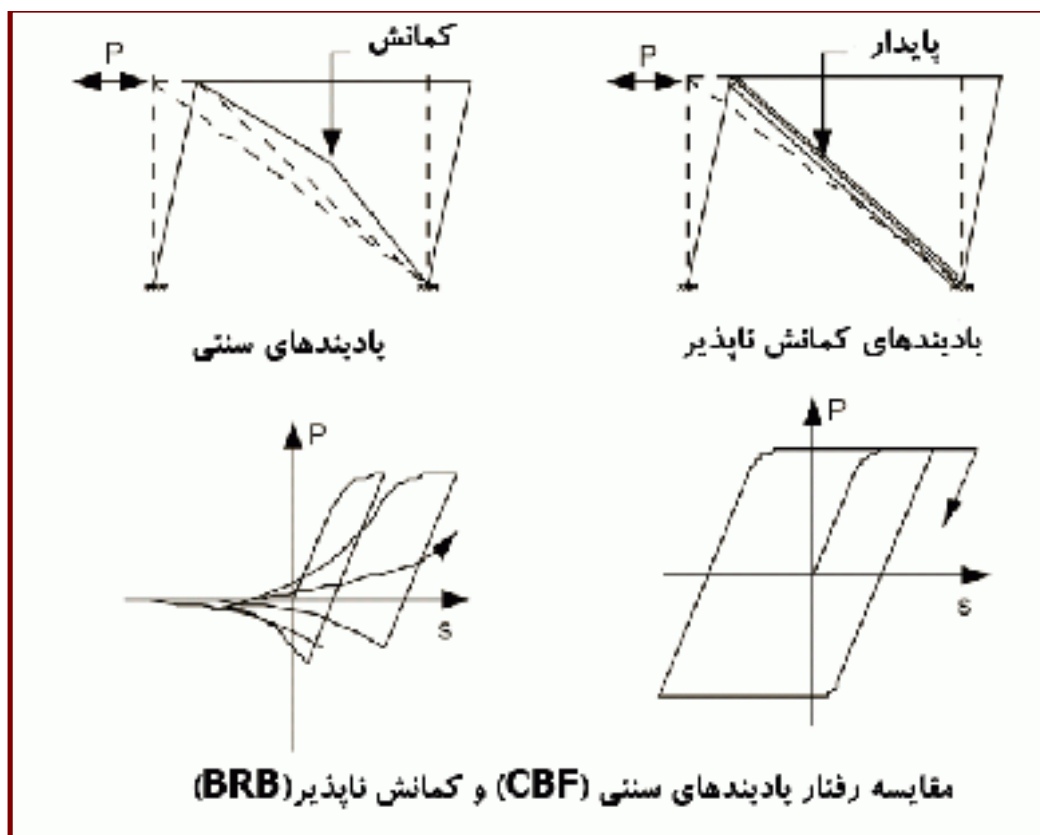
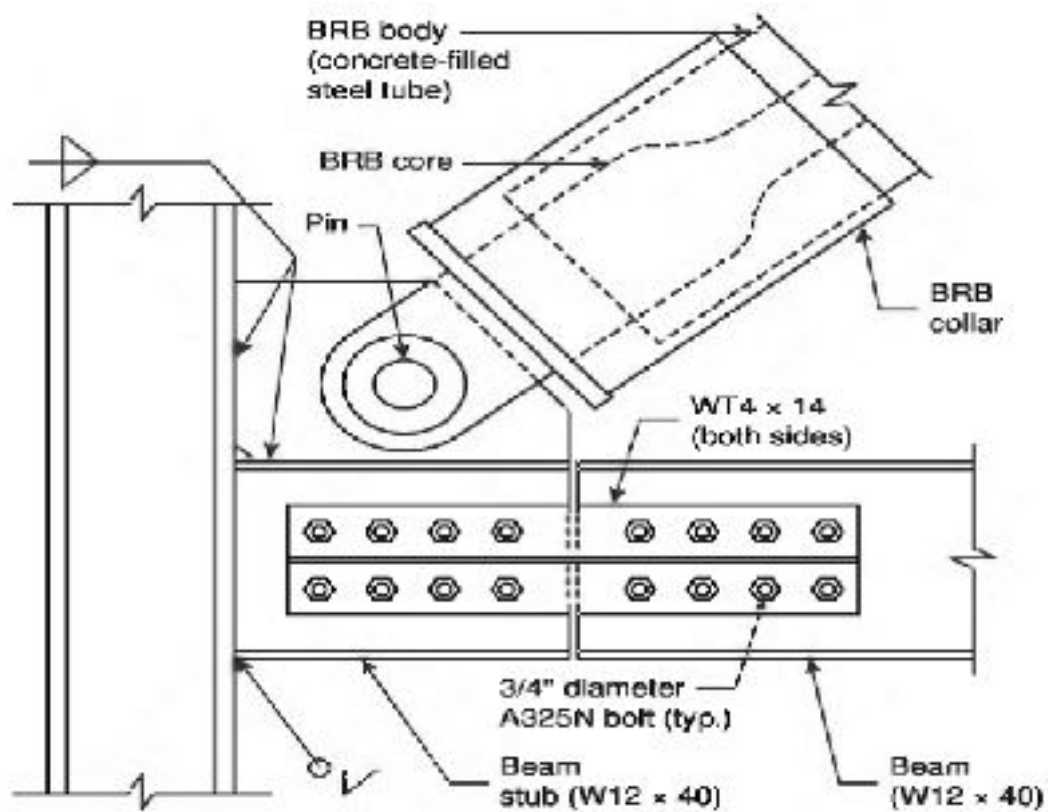
$$S_a = \frac{V/W}{PM_1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{\gamma_1 \phi_{roof}}$$



فاصله دهنده نازک بین هسته فولادی و ماده پرکننده



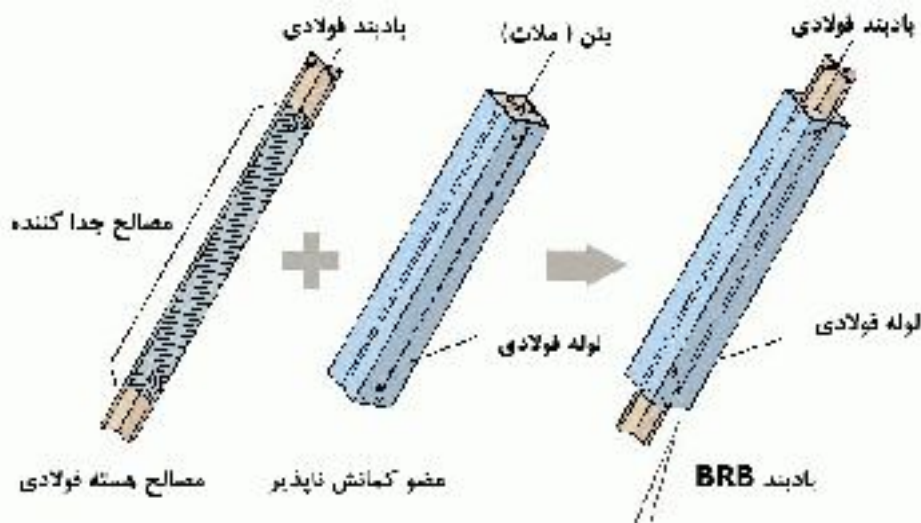


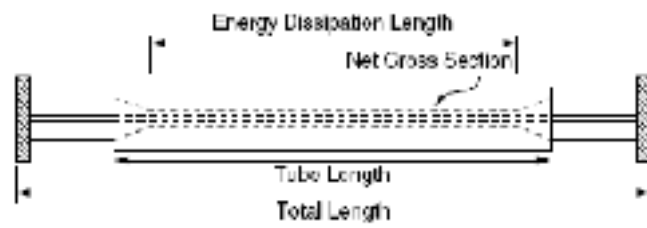
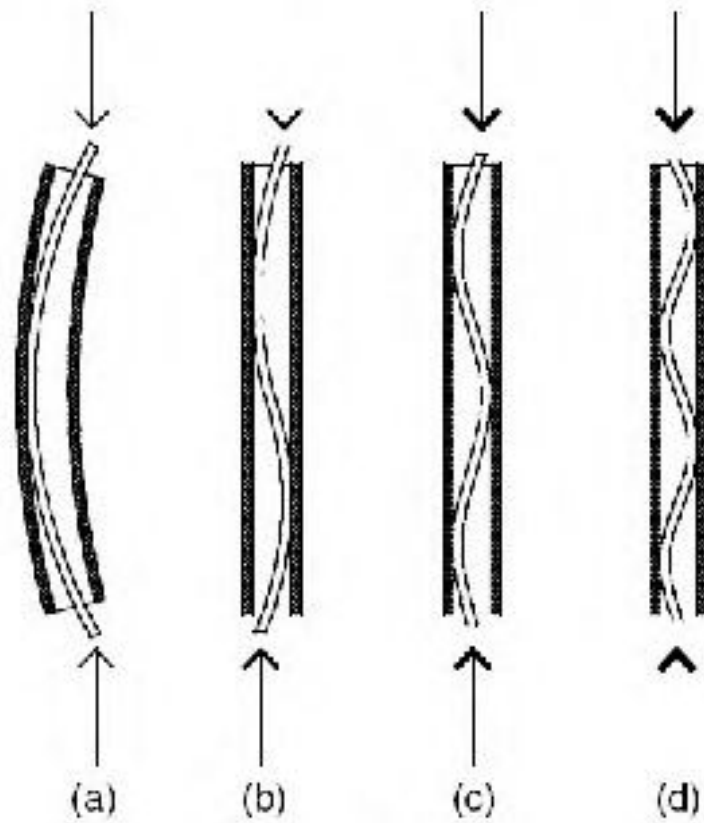


ستونها و تیرها آسیب نمی بینند
 میراگرها یا رفتاری متمرکز انرژی زلزله را جذب می کنند.
 مقاطع آسیب دیده بعد از زلزله می توانند براحتی مشخص و کنترل شوند.
 جایگزینی در اجزای سازه ای فقط در پادبندها اتفاق می افتد.

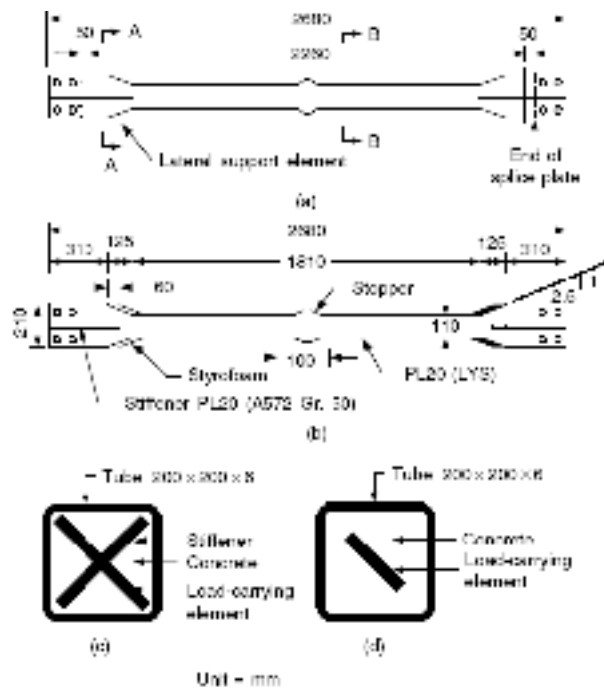


ستونها و تیرها آسیب می بینند
 ستونها و تیرها انرژی زلزله را جذب می کنند.
 مقاطع به طور گسترده ای آسیب می بینند
 تعمیر و مقاوم سازی بسیار مشکل می شود

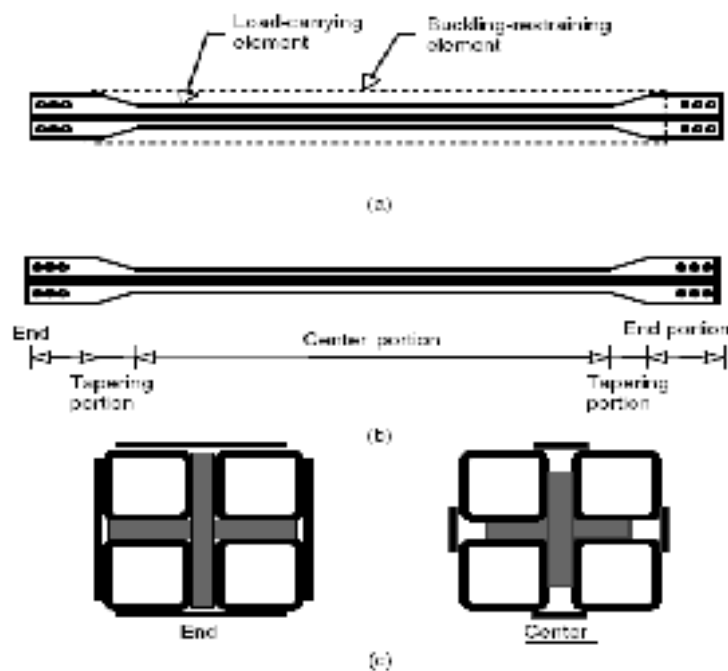


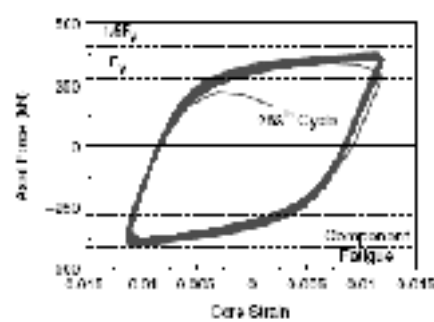
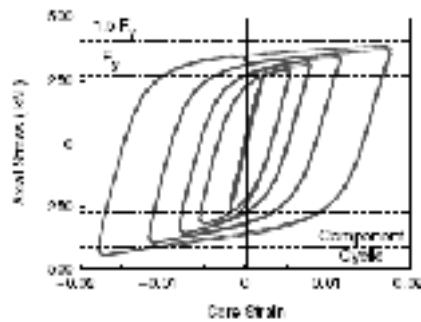
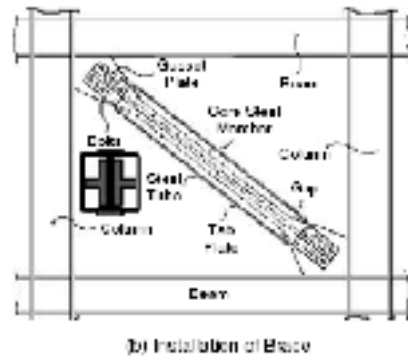
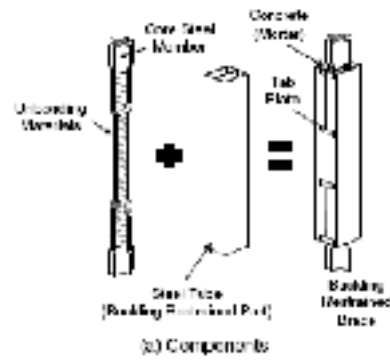


Geometry of buckling restrained brace test specimens. (Zhai, K.C. and Lai, J.W. (2002). A study of buckling restrained seismic braced frame, *Structural Engineering*, 17(2), (in Chinese)



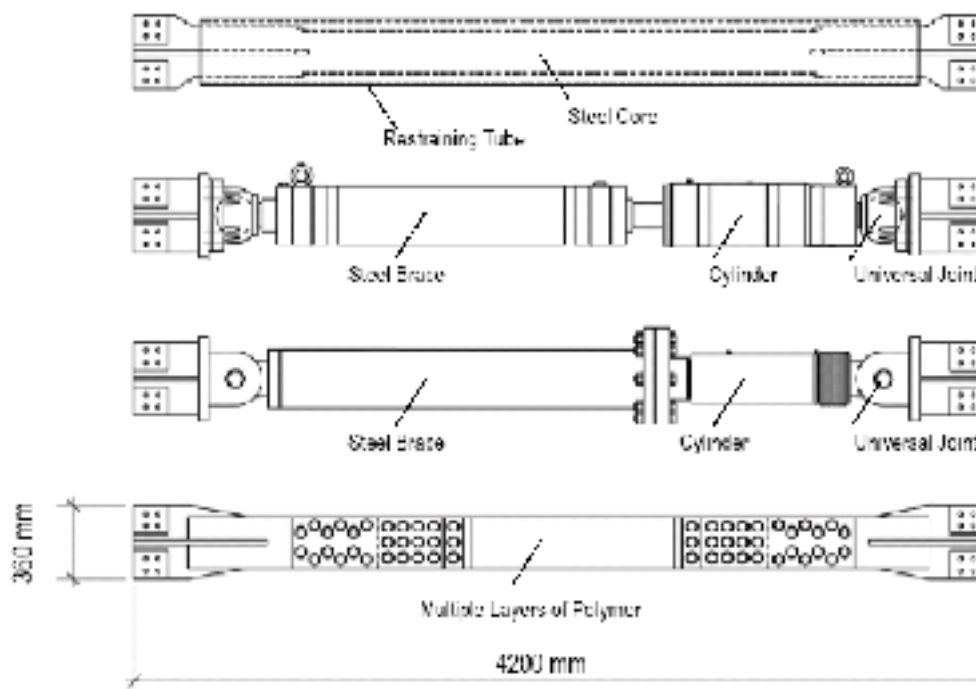
Details of buckling-inhibiting brace: (a) Overall view; (b) load-carrying element; (c) A-A section; (d) B-B section. (Chen, C.C., Chen, S.Y. and Liaw, J.J. (2001a). Application of low yield strength steel on controlled plasticity ductile concentrically braced frames, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28, 823-836.)



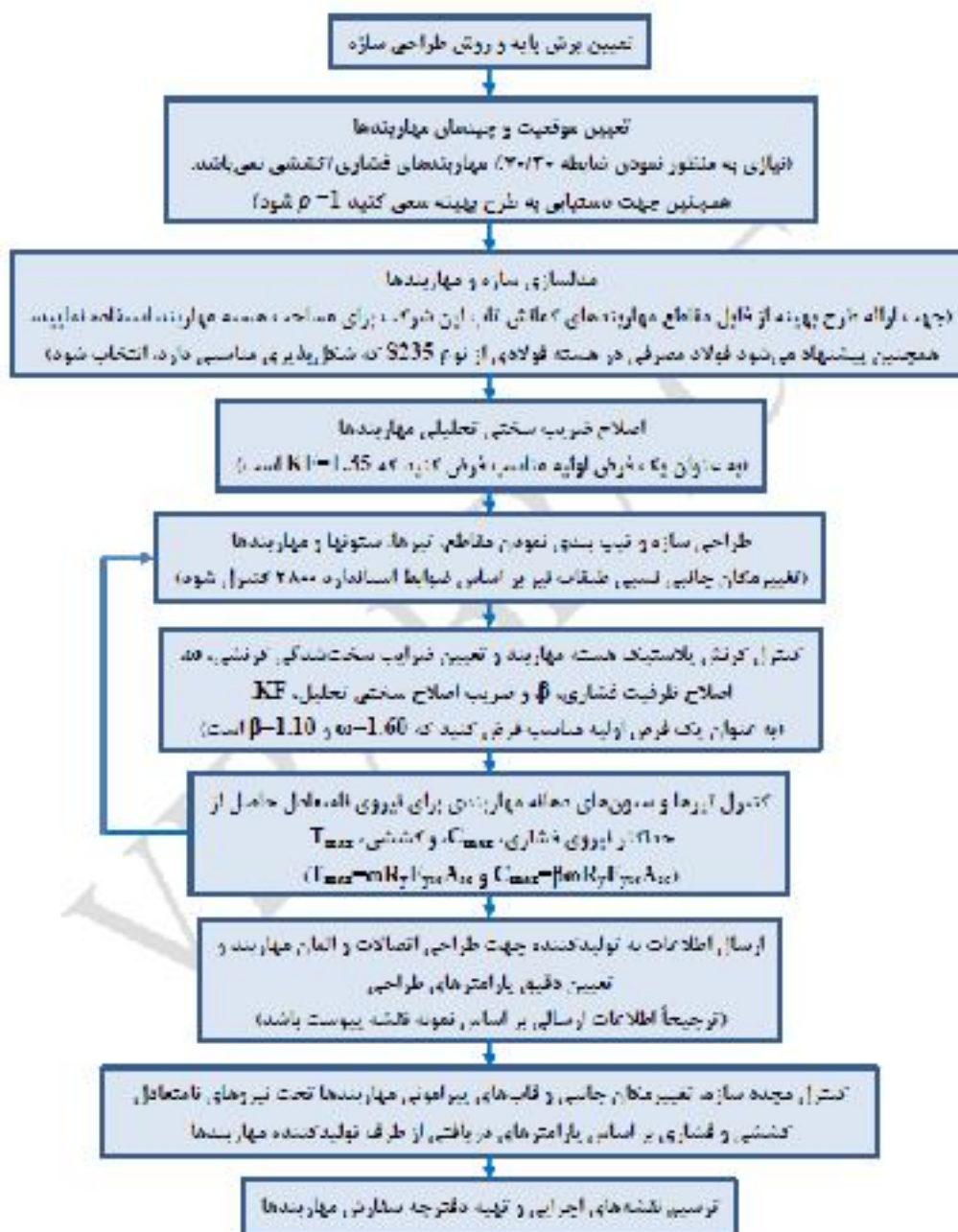


(a) Typical Hysteretic Response

Double tube buckling restrained brace. (Tay, K.C. and Lai, J.M. (2002). A study of buckling restrained seismic braced frame, *Structural Engineering*, 17(2), (in Chinese)



Steel, Oil, Viscous, and Viscoelastic Dampers Tested (Three Sizes per Type)



ارزیابی اثر مهاربندهای برون محور بر عملکرد لرزه‌ای طرح بهسازی ساختمانهای فولادی موجود با اتصالات خورجینی

مهدی علیرضایی

مدرس دانشگاه آزاد واحد ملایر eng_mahdi2005@yahoo.com

علیرضا محمدزاده

عضو هیئت علمی دانشگاه آزاد واحد دورود pars_zagroos@yahoo.com

چکیده

قبل از تدوین آیین‌نامه 2800، تعداد قابل توجهی از ساختمان‌ها تنها بر اساس نیروهای ثقلی و بدون در نظر گرفتن نیروهای ناشی از زلزله، طراحی و اجرا گردیده است که از این میان ساختمان‌های با اتصالات خورجینی بیشترین سهم را دارا می‌باشند، اکثر این ساختمان‌ها فاقد سیستم باربر لرزه‌ای می‌باشند و در حال حاضر مقاوم‌سازی چنین ساختمان‌هایی، ضروری به نظر می‌رسد. جهت انجام این تحقیق تعدادی سازه با اتصالات خورجینی بدون مهاربند در تعداد طبقات 4، 8 و 12 معرفی شده و بر اساس دستورالعمل بهسازی ایران، ارزیابی لرزه‌ای شده است و از تحلیل‌های مورد نیاز برای سازه‌ها طبق دستورالعمل که تحلیل خطی دینامیکی و تحلیل غیرخطی استاتیکی می‌باشد، استفاده شده است.

کلید واژه: بهسازی لرزه‌ای، اتصالات خورجینی، مهاربندهای برون محور

1- مقدمه

استفاده از سازه‌های فولادی، به جهت عوامل اقتصادی و سرعت و سهولت اجرا و تناسب آن با تراز فرهنگ ساخت و ساز کشور، رواج وسیعی در صنعت ساخت و ساز داشته است. از طرفی رفتار شکل پذیر و مقاومت بالای اینگونه سازه‌ها در برابر زلزله، دیدگاه مهندسان سازه را به سمت خود سوق داده است. اما با توجه به عدم اجرای مناسب این نوع سازه‌ها و بخصوص اتصالات آنها در کشور و به علت فقدان دانش کافی در مرحله طراحی و اجرا و عدم هماهنگی بین این دو مرحله و همچنین به جهت لزوم ظرافت در این سازه‌ها و به خصوص اتصالات آنها که نحوه توزیع تنش و واقعی را با توزیع تنش طراحی متفاوت می‌سازد، اینگونه سازه‌ها را از نظر اتصالات آسیب پذیر ساخته است. و از آنجا که نوع اتصال، تاثیر قابل توجهی روی رفتار این سازه‌ها دارد، لذا با توجه به این سازه‌ها و اتصالات آنها، شناخت تاثیر رفتار اتصال بر رفتار سازه از اهمیت خاصی برخوردار است. با توجه به معایب و مشکلات هر کدام از اتصالات فوق (اتصالات مفصلی و اتصالات صلب) همواره طراحان به این فکر افتاده‌اند که اتصال مناسبی را جایگزین این اتصالات کنند. شواهد موجود نشان می‌دهند که در ساخت و ساز معمول سازه‌های فولادی در ایران از اتصال موسوم به اتصال خورجینی استفاده می‌شود. در این اتصال تیرها در محل اتصال قطع نشده و به صورت یکسره ادامه می‌یابد. [1]

2- انواع اتصالات

در بند 10-0-2 مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران ساختمان‌های فولادی بر حسب نوع اتصالاتی که در آنها به کار می‌رود به سه گروه تقسیم می‌شوند و هر یک از گروه‌ها با مشخصاتی مختص به خود تعیین‌کننده ابعاد اعضای سازه و مقاومت اتصالات مربوط می‌باشد. این سه گروه عبارتند از:

گروه (1) - قاب‌های خمشی (قاب‌های یکسره) گروه (2) - قاب‌های ساده گروه (3) - قاب‌های نیمه‌صلب (انتهای قطعات دارای گیر داری نسبی)؛ اتصالات با درصد گیرداری بیش از 90 درصد در رده گروه (1)، اتصالات با درصد گیرداری کمتر

از 20 درصد در رده گروه (2) و اتصالات با درصد گیرداری بین 20 تا 90 درصد در رده گروه (3) محسوب می‌شوند. [2]

1-2 اتصالات نیمه‌صلب

به دلیل آنکه اتصالات صلب معمولاً مقداری انعطاف‌پذیری داشته و اتصالات مفصلی نیز قابلیت تحمل لنگر را ندارند، اتصالات نیمه‌صلب که بین این دو حالت می‌باشند مطرح می‌شوند. از نقطه نظر آنالیز، با پیشرفت و توسعه کامپیوتر و نرم افزارهای کامپیوتری تحلیل سیستم‌های نیمه‌صلب امکان‌پذیر گشته است، اما نکته قابل ذکر آن است که علیرغم اینکه تقریباً در تمامی آئین‌نامه‌های طراحی ساختمان‌های فولادی، ساختمان‌های با اتصالات نیمه‌صلب در دسته‌بندی انواع سیستم‌های ساختمانی مجاز به طراحی قرار گرفته‌اند، با این وجود در اکثر آئین‌نامه‌های طراحی برای کاربرد این نوع سیستم ساختمانی توصیه‌ای به چشم نمی‌خورد. در صورتیکه باید در طراحی اینگونه سیستم‌های ساختمانی نکات فراوانی را در نظر گرفت. [3]

1-1-2 اتصال نیمه‌صلب متداول در ایران (اتصال خورجینی)

یکی از مزیت‌های سازه‌های فولادی در مقایسه با دیگر سازه‌ها، سرعت و سهولت اجرا در این سازه‌ها می‌باشد. در طراحی و ساخت سازه‌های فلزی در ایران مهمترین پارامتری که همیشه مد نظر طراحان قرار گیرد، سهولت اجرا با توجه به امکانات محدود می‌باشد. عدم وجود تکنولوژی پیشرفته در زمینه‌های مختلف کارهای ساختمانی نظیر برشکاری، سنگزنی، ایجاد اتصالات پیچی و جوش صحیح در کشور همواره مانع از اجرای طرح‌های کارآمد و دقیق می‌باشد. به همین جهت طراح ناگزیر است تا حد امکان از پیچیدگی‌های طرح کاسته و روندی دنبال را کند که به سادگی قابل فهم و از سوی سازندگان قابل اجرا باشد. [4] اتصال خورجینی در ساختمان‌های فولادی متشکل از دو نبشی برای اتصال تیر به ستون در بالا و پایین هر کدام از تیرها بوده که برای پرهیز از جوش بالاسری معمولاً نبشی پایین بزرگتر از بال تیر آهن و نبشی بالا کوچکتر از بال تیر آهن انتخاب می‌گردد. تحقیقاتی که تاکنون روی اتصال خورجینی صورت پذیرفته نشان داده است که رفتار این اتصال نیز مانند اتصالات نیمه‌صلب دیگر، بستگی فراوان به مشخصات و نحوه اجرای آن دارد.

2-1-2 رفتار اتصال خورجینی

در یک اتصال خورجینی عملکرد نبشی‌های تحتانی و فوقانی، مشابه یک فنر پیچشی می‌باشد که توسط آن تیرهای عبور کننده از کنار ستون به ستون متصل می‌گردند. در این اتصال تغییر زاویه بین تیر و ستون باعث به وجود آمدن لنگر در اتصال می‌گردد. برای آنالیز سازه‌های با اتصال خورجینی ابتدا لازم است که رفتار غیرخطی اتصال را به صورت یک مدل ریاضی مناسب تقریب بزنیم. یک مدل غیرخطی که برای معرفی تغییرات لنگر - چرخش یک اتصال نیمه‌صلب ارائه می‌شود باید دارای شرایط زیر باشد:

الف) منحنی باید از مبدا بگذرد

ب) شیب منحنی در مبدا باید برابر سختی اولیه اتصال باشد.

ج) با افزایش دوران اتصال شیب منحنی باید به منحنی واقعی نزدیک شود.

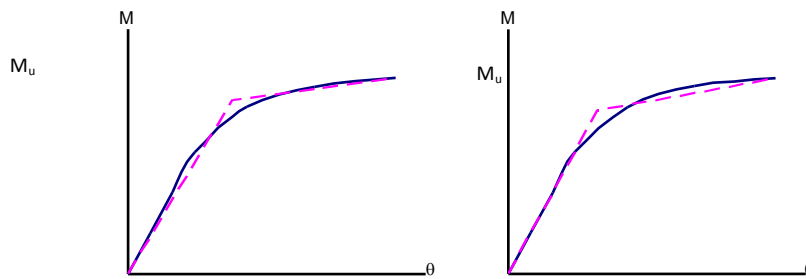
د) برای هر مقدار θ شیب منحنی معرف سختی اتصال در آن وضعیت باشد.

ه) متغیرهای به کار رفته باید دارای مفهوم فیزیکی باشند.

با در نظر گرفتن عوامل فوق و با توجه به مدل‌های متعدد ریاضی که در مراجع مختلف ذکر شده‌اند مدل توانی کالسن را به دلیل سازگاری رفتار تابع با رفتار اتصال خورجینی انتخاب کرده و فرض می‌شود که تغییر سختی اتصال از این مدل پیروی می‌کند. برای M و θ از مدل توانی کالسن داریم:

$$\frac{M}{\theta} = K_0 \left[1 - \left(\frac{M}{M_u} \right)^n \right] \quad (1)$$

که در آن M لنگر در اتصال θ دوران اتصال، K_0 سختی اولیه اتصال و M_u لنگر نهایی قابل تحمل توسط اتصال است. لنگر در اتصال نمی‌تواند از M_u تجاوز کند و با رسیدن به M_u اتصال تبدیل به یک مفصل پلاستیک شده و بدون افزایش لنگر دوران می‌کند تا بشکند. N نیز یک عدد تجربی است که باید طوری انتخاب شود که منحنی $M-\theta$ حاصل از فرمول فوق به بهترین نحو ممکن بر هم منطبق شوند. از آنجا که برای نرم‌افزار مورد استفاده در این تحقیق، تعریف رفتار اتصال تنها به صورت دو خط شکسته مستقیم ممکن می‌باشد، باید منحنی رفتار اتصال به صورت دوخطی تعریف شود که این کار به دو صورت زیر امکان‌پذیر است. (شکل 1)



شکل 1- نحوه تقریب رفتار غیرخطی اتصال خورجینی

با توجه به اینکه اتصال خورجینی یک اتصال استاندارد نیست و در آئین‌نامه‌های فولاد در کشورهای مختلف به آن اشاره نشده است و نیز اینکه در هیچ یک از مجلات انگلیسی در دهه 40 میلادی به بعد، به جزء معدود مقالات پژوهشگران ایرانی که در کنفرانس‌های بین‌المللی ارائه گردیده، نشانه‌ای از این نوع اتصال مشاهده نشده است [5]

مویدعلایی [5]، با انجام آزمایشاتی روی اتصال خورجینی، رفتار و چگونگی شکست آن را مورد بررسی قرار دادند و مشخصات مقاومتی مختلف نمونه‌های مورد آزمایش را بدست می‌آوردند. مزروعی، مصطفایی [6] روی چند نمونه اتصال خورجینی تحت بارهای رفت و برگشتی آزمایشاتی انجام داده‌اند. مزروعی‌رنانی [7] سعی کردند تا ضمن بررسی رفتار اتصال خورجینی و شناخت نقاط ضعف آن در برابر بار گذاری زلزله، راهکارهایی در جهت بهبود رفتار این اتصال ارائه کنند. یکی از راهکارها مقاوم‌سازی خمشی اتصال می‌باشد. لذا علاوه بر بررسی روش‌های مختلف مقاوم‌سازی خمشی اتصال خورجینی، با عملکرد خمشی می‌باشد. در این راستا علاوه بر مقاوم‌سازی اتصال خورجینی، شکل‌پذیر نمودن آن به طور ویژه مدنظر بوده است. سعادت‌نیا [8] اثر مولفه قائم زلزله بر رفتار ساختمان‌های فولادی با اتصالات خورجینی بررسی کردند.

2-2 تحقیقات انجام شده در زمینه مهاربندهای برون‌محور

در چند دهه اخیر تحقیقات لرزه‌ای محققین بر روی رفتار سیستم‌های با مهاربند برون‌محور انجام شده است که نشان می‌دهد سختی این سیستم‌ها خیلی بهتر از آن مقداری است که تصور می‌شد، می‌باشد.

کاسای و پوپوف [10] در یک بررسی جامع از تحقیقات انجام شده در دانشگاه برکلی روی سیستم‌های برون‌محور، تصویری جامع از اطلاعات موجود در زمینه رفتار این دو نوع سازه تا زمان انتشار گزارش (1986) شامل نتایج آزمایش‌ها و ارزیابی روابط و مدل‌های تحلیلی ارائه نموده است که بعضی از نتایج در زیر آمده است:

- 1- ظرفیت برشی مقطع در اثر حضور نیروی خمشی، کاهش چندانی نیافته است و اندرکنشی میان خمش و برش در این آزمایش‌ها مشاهده نگردیده است.
- 2- کماتانش جان، عامل اصلی کاهش‌دهندگی در رفتار پسماند تیر رابط است.
- 3- حضور نیروی محوری در کنار برش و خمش در تیر رابط، میل به بروز کماتانش در بال تیر را تشدید می‌نماید.

حجری محمدزاده [9]، پارامترهای موثر بر مقاومت افزون و رفتار غیرخطی دینامیکی قاب‌های فولادی خمشی با مهاربند برون‌محور را مورد بررسی قرار دادند. بدین منظور آنها تعدادی مدل دوبعدی با مهاربند برون‌محور دارای اتصالات خمشی با تعداد طبقات مختلف در نظر گرفته شد و از تیرهای پیوند مورد مطالعه از نوع تیر رابط بلند (برشی) با طول‌های متفاوت استفاده شد.

3- مفهوم طراحی بر اساس سطح عملکرد

طراحی بر اساس سطح عملکرد مستلزم انتخاب معیارهای طراحی صحیح سیستم‌های سازه‌ای مناسب می‌باشد، به طوری‌که سازه در برابر سطوح مشخص حرکت زمین با قابلیت اطمینان مشخص، رفتار کند. تعیین محل قرارگیری سازه، تعیین هندسه سازه، ارائه جزئیات برای سازه (اجزای سازه‌ای و محتویات ساختمان) و کنترل کیفیت ساخت و نگهداری در درازمدت، از جمله این معیارهای طراحی می‌باشد. بر اساس این تعریف واضح است که در مهندسی زلزله، طراحی بر اساس عملکرد روشی است که با تعریف پروژه شروع می‌شود و در مدت عمر سازه ادامه می‌یابد همچنین مفهوم طراحی بر اساس عملکرد تنها به ساختمان محدود نمی‌شود بلکه به صورت کلی برای همه اجزای سازه‌ای و اجزای الحاقی غیرسازه‌ای قابل استفاده می‌باشد. [11]

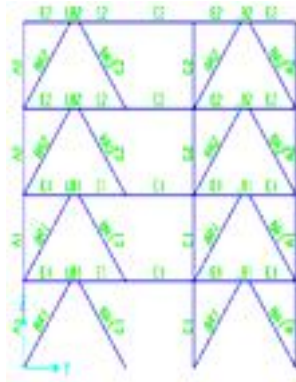
4- ارائه طرح بهسازی سازه‌های مورد مطالعه

به منظور مطالعه تفضیلی‌تر بر عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های با اتصالات خورجینی و بهسازی این ساختمان‌ها، تعدادی مدل ساختمان با اتصال خورجینی تهیه شده است.

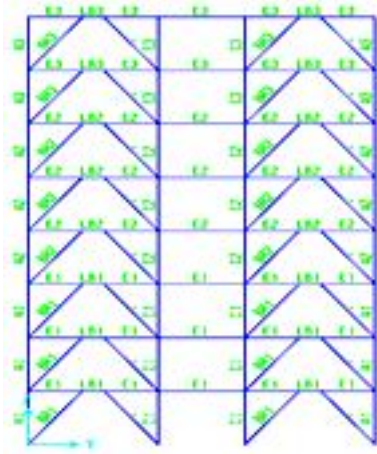
سه تپ ساختمان اولیه با تعداد طبقات 4، 8 و 12 طبقه در نظر گرفته شد. ساختمان‌های مورد نظر در جهت X، دارای بادبند هم‌محور با اتصال تیر به ستون مفصلی می‌باشد. در جهت Y دارای سیستم قاب خمشی با اتصالات نیمه‌صلب خورجینی (بدون مهاربند) می‌باشد.

ساختمان‌های مذکور در جهت X و Y با استفاده از آیین‌نامه بهسازی لرزه‌ای ایران کنترل و مقاوم سازی شده است، برای بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها در جهت Y از 2 نوع سیستم لرزه بر به صورت زیر:

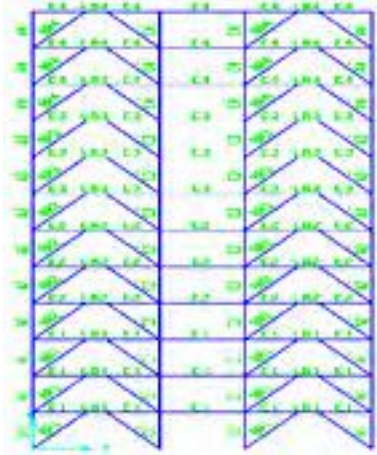
- 1- مهاربند برون‌محور با تیر رابط برشی (به طول 0/5 متر) -2 مهاربند برون‌محور با تیر رابط خمشی (به طول 1/2 متر) استفاده شده است.



شکل (2): مشخصات تپ‌های اعضا در ساختمان 4 طبقه؛ مشخصات قاب (1) با مهاربندهای برون‌محور با تیر رابط برشی و خمشی



شکل (3): مشخصات تیرهای اعضا در ساختمان 8 طبقه؛ مشخصات قاب (1) با مهاربندهای برون‌محور با تیر رابط برشی و خمشی



شکل (4): مشخصات تیرهای اعضا در ساختمان 12 طبقه؛ مشخصات قاب (1) با مهاربندهای برون‌محور با تیر رابط برشی و خمشی

جدول (1): مشخصات مقاطع سازه اولیه

سازه چهار طبقه											
مشخصات مقطع	مهاربند (راستا ی X)	مشخصات مقطع	تیر	مشخصات مقطع	ستون	مشخصات مقطع	ستون	مشخصات مقطع	ستون	مشخصات مقطع	ستون
2U120	BR1	2INP200	E1	2IPE220	D1	2IPE14	B1	2IPE220	C1	2IPE140 2PL140*5	A1
2U100	BR2	2INP200	E2	2IPE14	D2	2IPE14	B2	2IPE14	C2	2IPE14	A2
سازه هشت طبقه											
2U160	BR1	2INP200	E1	2IPE300	D1	2IPE300	B1	2IPE300	C1	2IPE300	A1
2U140	BR2	2INP200	E2	2IPE220	D2	2IPE220	B2	2IPE220	C2	2IPE220	A2
2U120	BR3	2INP200	E3	2IPE140	D3	2IPE140	B3	2IPE140	C3	2IPE140	A3
سازه دوازده طبقه											
2U180	BR1	2INP200	E1	2IPE400	D1	2IPE400	B1	2IPE400	C1	2IPE400	A1
2U160	BR2	2INP200	E2	2IPE300	D2	2IPE300	B2	2IPE300	C2	2IPE300	A2
2U140	BR3	2INP200	E3	2IPE220	D3	2IPE220	B3	2IPE220	C3	2IPE220	A3
2U120	BR4	2INP200	E4	2IPE140	D4	2IPE140	B4	2IPE140	C4	2IPE140	A4

جدول (2): مشخصات مقاطع سازه با مهاربند برون‌محور با تیر رابط خمشی

سازه چهار طبقه												
مشخصات مقطع	مهاربند (راستا ی X)	مشخصات مقطع	مهاربند (راستا ی Y)	مشخصات مقطع	تیر	مشخصات مقطع	ستون	مشخصات مقطع	ستون	مشخصات مقطع	ستون	مشخصات مقطع

2U12 0	BR1	2UNP14 0	BR1	2INP200 2PL200*1 2	E1	2IPE220 2PL220*1 0	D1	2IPE140 2PL140*2 0	B1	2IPE220 2PL220* 8	C1	2IPE140 2PL140*1 0	A1
2U10 0	BR2	2UNP14 0	BR2	2INP200 2PL200*2	E2	2IPE140 2PL140*8	D2	2IPE140 2PL140*8	B2	2IPE140	C2	2IPE140 2PL140*4	A2
سازه هشت طبقه													
2U16 0	BR1	2UNP16 0	BR1	2INP200 2PL200*1 8	E1	2IPE300 2PL300*1 2	D1	2IPE300 2PL300*1 2	B1	2IPE300 2PL300* 6	C1	2IPE300 2PL300*8	A1
2U14 0	BR2	2UNP14 0	BR2	2INP200 2PL200*1 5	E2	2IPE220 2PL220*1 2	D2	2IPE220 2PL220*1 2	B2	2IPE220 2PL220* 4	C2	2IPE220 2PL220*4	A2
2U12 0	BR3	2UNP12 0	BR3	2INP200 2PL200*4	E3	2IPE140 2PL140*6	D3	2IPE140 2PL140*6	B3	2IPE140	C3	2IPE140	A3
سازه دوازده طبقه													
2U18 0	BR1	2UNP16 0	BR1	2INP200 2PL200*1 8	E1	2IPE400 2PL400*1 4	D1	2IPE400 2PL400*1 4	B1	2IPE400 2PL400* 8	C1	2IPE400 2PL400*8	A1
2U16 0	BR2	2UNP16 0	BR2	2INP200 2PL200*1 8	E2	2IPE300 2PL300*1 2	D2	2IPE300 2PL300*1 2	B2	2IPE300 2PL300* 5	C2	2IPE300 2PL300*5	A2
2U14 0	BR3	2UNP14 0	BR3	2INP200 2PL200*1 2	E3	2IPE220 2PL220*1 4	D3	2IPE220 2PL220*1 4	B3	2IPE220 2PL220* 6	C3	2IPE220 2PL220*6	A3
2U12 0	BR4	2UNP12 0	BR4	2INP200 2PL200*4	E4	2IPE140 2PL140*1 0	D4	2IPE140 2PL140*1 0	B4	2IPE140 2PL140* 4	C4	2IPE140 2PL140*4	A4

جدول (3): مشخصات مقاطع سازه با مهاربند برون محور با تیر رابط برشی

سازه چهار طبقه													
مشخصات مقطع	بادبند (راستا X ی)	مشخصات مقطع	بادبند (راستا Y ی)	مشخصات مقطع	ر تی	مشخصات مقطع	ستون	مشخصات مقطع	ستون	مشخصات مقطع	ستون	مشخصات مقطع	ستون
2U12 0	BR1	2UNP14 0	BR1	2INP200 2PL200*1 0	E1	2IPE140 2PL140*2 0	D1	2IPE140 2PL140*2 0	B1	2IPE220 2PL220*1 0	C1	2IPE140 2PL140*1 4	A1
2U10 0	BR2	2UNP14 0	BR2	INP20	E2	2IPE140 2PL140*8	D2	2IPE140 2PL140*8	B2	2IPE300 52PL300*	C2	2IPE140 2PL140*7	A2
سازه هشت طبقه													
2U16 0	BR1	2UNP16 0	BR1	2INP200 2PL200*1 5	E1	2IPE300 2PL300*1 2	D1	2IPE300 2PL300*1 2	B1	2IPE300 2PL300*1 0	C1	2IPE300 2PL300*1 0	A1
2U14 0	BR2	2UNP16 0	BR2	2INP200 2PL200*1 5	E2	2IPE220 2PL220*1 2	D2	2IPE220 2PL220*1 2	B2	2IPE220 2PL220*6	C2	2IPE220 2PL220*6	A2
2U12 0	BR3	2UNP12 0	BR3	2INP200 2PL200*2	E3	2IPE140 2PL140*6	D3	2IPE140 2PL140*6	B3	2IPE140 2PL140*4	C3	2IPE140 2PL140*2	A3
سازه دوازده طبقه													
2U18 0	BR1	2UNP18 0	BR1	2INP200 2PL200*1 5	E1	2IPE400 2PL400*1 4	D1	2IPE400 2PL400*1 4	B1	2IPE400 2PL400*1 4	C1	2IPE400 2PL400*1 2	A1
2U16 0	BR2	2UNP16 0	BR2	2INP200 2PL200*1 5	E2	2IPE300 2PL300*1 2	D2	2IPE300 2PL300*1 2	B2	2IPE300 2PL300*8	C2	2IPE300 2PL300*8	A2
2U14 0	BR3	2UNP14 0	BR3	2INP200 2PL200*1	E3	2IPE220 2PL220*1 4	D3	2IPE220 2PL220*1 4	B3	2IPE220 2PL220*1 0	C3	2IPE220 2PL220*1 0	A3
2U12 0	BR4	2UNP12 0	BR4	2INP200 2PL200*4	E4	2IPE140 2PL140*1 0	D4	2IPE140 2PL140*1 0	B4	2IPE140 2PL140*5	C4	2IPE140 2PL140*5	A4

5- نحوه مدلسازی کامپیوتری اتصال خورجینی با نرم افزار

SAP2000

یک اتصال در صفحه دارای سه درجه آزادی است. درجات آزادی این اتصال شامل انتقال در جهت X و Y و دوران حول محور Z می باشد در صورتیکه اتصال خورجینی بواسطه اینکه تیرهای عبورکننده از کنار ستونها در مقایسه با چرخش در محل ستون، به صورت مستقل عمل می نماید در صفحه دارای چهار درجه آزادی می باشد. درجات آزادی این اتصال عبارتند از حرکت انتقالی در جهت X و Y و دوران حول محور Z و نیز دوران حول محور Z. روشی توسط فروغی

در دانشگاه علم و صنعت ارائه شده است که سختی اتصال را نیز در مدلسازی منظور می‌کند. در این روش در محل اتصال ستونها گره مجزا و در محل اتصال تیرها نیز گره مجزا تعریف می‌گردد.

نتایج: 1- مقادیر برش پایه متناظر با تغییر مکان ناشی از تحلیل استاتیکی غیرخطی و برش پایه ناشی از تحلیل دینامیکی خطی به ترتیب در سیستم لرزه بر بادبند برون محور با تیر رابط برشی و بادبند برون محور با تیر رابط خمشی کاهش می‌یابد.

2- با کاهش پیروی و با توجه به هندسه بادبند در سازه‌ها، میزان فشار و کشش ناشی از مهاربندها در ستون‌ها افزایش می‌یابد به طوری که میزان فشار در ستون برای سازه‌های با طبقات مختلف به ترتیب در سیستم لرزه بر بادبند برون محور با تیر رابط برشی و بادبند برون محور با تیر رابط خمشی، کاهش می‌یابد. بنابراین به ترتیب ذکر شده برای ستون‌ها از مقاطع قویتری استفاده گردد.

3- اتصالات خورجینی برای سازه‌های 4 و 8 طبقه، مقاوم سازی شده با انواع بادبندها با توجه به منحنی رفتار غیرخطی تعریف شده بر اساس تحقیقات آزمایشگاهی برای این نوع اتصالات، عملکرد خوبی دارد اما این نوع اتصال برای سازه‌های 12 طبقه نیاز به مقاوم سازی دارد.

مرجع:

- 1- مقدم، "مهندسی زلزله-مبانی و کاربرد"، انتشارات نشر فرهنگ، 1382.
- 2- معصومی، "بررسی رفتار قاب‌های بتن مسلح مقاوم شده با بادبندهای فلزی در مقابل بار جانبی"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، 1376.
- 3- یزدانی، "بررسی رفتار غیرخطی قاب‌های نیمه صلب دارای اتصالات خورجینی با مهاربندی و بدون مهاربندی"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، 1378.
- 4- امیری.ح.ر، "روش طیف ظرفیت در طراحی لرزه ای ساختمان‌ها" پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، 1382.
- 5- مویدعلایی، "تقویت لرزه ای سازه ای اتصال خورجینی"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف، 1379.
- 6- مزروعی و مصطفایی، "شیوه‌های نوین اتصالات خورجینی"، سومین کنفرانس بین‌المللی مهندسی زلزله، تهران، 1378.
- 7- مزروعی‌رنانی، "بررسی نظری و تجربی اتصالات تیرهای خورجینی به ستون و ارائه جزئیات یک اتصال گیردار جدید، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تهران، 1379.
- 8- سعادت‌نیا، "اثرات مولفه قائم زلزله بر رفتار ساختمان‌های فولادی با اتصالات خورجینی"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، 1381.
- 9- حجری‌محمدزاده، "پارامترهای موثر بر مقاومت افزون و رفتار غیرخطی دینامیکی قاب‌های فولادی خمشی با مهاربند برون محور"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، 1381.
10. Kasai.K, Popov.E.P, "A Study of Seismically Resistant Eccentrically Braced Steel Frame Systems", Report No. UBC/EERC-86/01, Earthquake Engineering, Research Center, University of California, Berkeley, Ca, 1986.
- 11- عیدی‌نژاد، "مطالعه مفاهیم و تکنیک‌های طراحی لرزه ای سازه‌ها بر اساس عملکرد"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، پژوهشگاه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، 1381.
12. American Society of Civil Engineers, "Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Building", Report FEMA, 2000.

بهسازی و تقویت سازه سازه 028 ریخته گری مداوم

دکتر قدیمی چرمهینی، موسسه تحقیقاتی شایان مکانیک سپاهان
ایمان الیاسیان، کارشناس ارشد سازه، مهندسی کارخانه فولاد مبارکه
i.eliasian@msc.ir

مسعود هراتیان، رئیس ارتباط با دانشگاهها و مراکز تحقیقاتی شرکت فولاد مبارکه

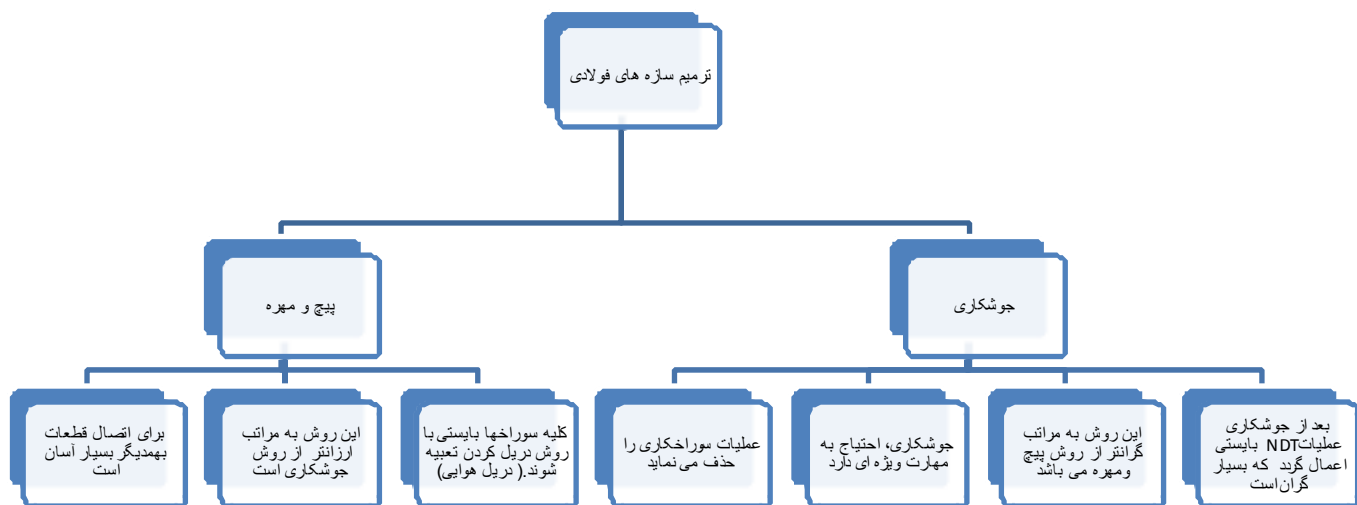
چکیده

تقویت سازه های فلزی تحت بارهای نوسانی بایستی طبق استانداردهای بین المللی انجام پذیرد. یکی از مناسب ترین روش جهت تقویت سازه های فلزی، استفاده از روش المان محدود یا **Finite-element** می باشد. در این روش، سازه ابتدا توسط نرم افزاری ترسیم و سپس با استفاده از روش مزبور (اعمال شرایط جانبی و نیروها و...) نقاط حاوی تمرکز تنش حاصل می گردند روش مزبور، برای متریال ایده آل یا آیزوتروپیک جوابگو بوده و برای متریالی که چندین سال تحت بارهای نوسانی انجام وظیفه نموده قابل قبول نمی باشد. اینجاست که یک استاندارد بین المللی پا به میان گذاشته و جوابهای حاصله از روش المان محدود را با ضرائب اطمینانی که از طرق آزمایشگاهی و تجربه حاصل گردیده اند مورد بررسی و مطالعه قرار می دهند.

جدول زیر، از روش استاندارد **EURO3** برگزیده شده که ضرائب مورد نظر را در نایچ حاصله از روش المان محدود بکار می گیرد. در روش المان محدود، ابتدا سازه کلی مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته تا نقاط حاوی تمرکز تنش حاصل گردند سپس جهت تسریع در محاسبات عددی، منطقه مزبور را مش بندی نموده (**Sub model**) و تنشهای وارده را بدست می آورند. پس از این مرحله، ضرائب فوق در نتایج حاصله بکار گرفته می شوند. تقویت سازه های فلزی، معمولاً با استفاده از روش های زیر صورت می پذیرد.

1- روش جوشکاری

2- روش پیچ و مهره

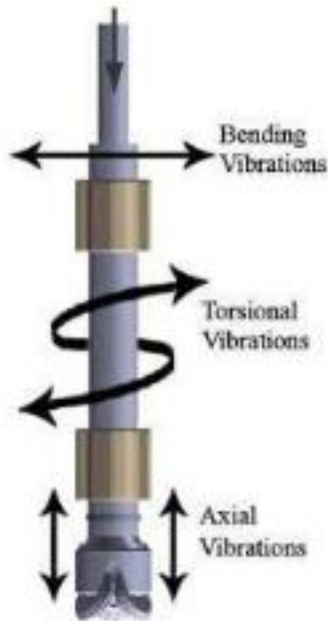


جوشکاری روشی است که انجام آن مستلزم زمان کوتاهتری در مقایسه با استفاده از پیچ و مهره می باشد. ولی، جوشکاری قطعات فلزی مهارت و دانش فنی خاصی را می طلبد. قطعات قابل جوشکاری، بایستی طبق استاندارد ASTM-STP-Welding با استفاده از تعیین کربن معادل یا Equivalent Carbon مورد بررسی قرار گیرند. با استفاده از روش فوق، انجام یا رد حالت پیش گرم در سازه مشخص می گردد. مرحله بعدی، انتخاب صحیح الکتروود با ولتاژ مناسب جهت جوشکاری می باشد. پس از انجام مراحل جوشکاری، قسمت مزبور بایستی توسط روش NDT تست گردیده تا از وجود میکروترکها در منطقه، HAZ اطمینان حاصل گردد. روش جوشکاری، در مقایسه با روش پیچ و مهره از نقطه نظر اقتصادی گرانتر بوده ولی مدت زمان کوتاهتری عملیات تقویت و ترمیم صورت می گیرند.

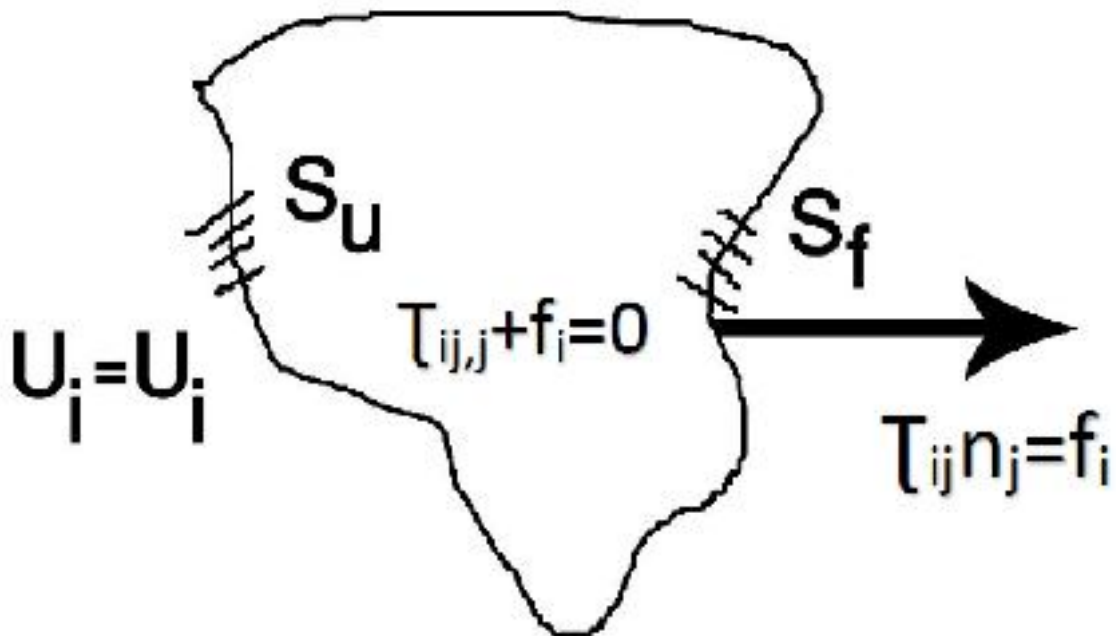
در روش پیچ و مهره، قطعات فلزی به آسانی بهمدیگر متصل گردیده و جهت تسریع در انجام کار، از وسایل پنوماتیکی جهت بستن پیچها استفاده می گردد. روش پیچ و مهره یا پرچ، در سازه های فلزی تحت بارهای نوسانی در مقایسه با روش جوشکاری از طول عمر خستگی بالاتری برخوردار می باشد. روش جوشکاری مستلزم دانش فنی پیشرفته ای در مقایسه با روش استفاده از پیچ و مهره می باشد. در کشورما، پیشنهاد می شود کلیه تقویت سازه ها تا آنجایی که مقدور است از پیچ و مهره و در جاهایی که پیچ و مهره کارایی نداشته روش جوشکاری جایگزین گردد. روش پیچ و مهره، به مراتب ارزانتر، مقاوم تر در مقابل نیروهای دینامیکی و... در مقایسه با روش جوشکاری می باشد.

بنابراین، توصیه می شود در تقویت سازه های فولاد مبارکه روش پیچ و مهره بکار گرفته شود.

جرثقیلهای واحد فولادسازی، دهانه ای وسیع داشته تا جایی که ماکزیمم دهانه به 35 متر می رسد. یکی از نکاتی که بایستی بدقت مورد بررسی قرار گیرد وضعیت ارتعاشی سازه های جرثقیل های فولادسازی می باشد. در زیر، بطور شماتیک نحوه مدهای ارتعاشی آورده شده است.



با استفاده از نرم افزار SAP ، مکانیزم های مربوطه را مورد بررسی و تحلیل قرار داده تا نقاط حساس حاوی ماکزیم تنش را مشخص نماید . سپس هر کدام از این نقاط (Hot Spot) را با استفاده از نرم افزار ABAQUS ، مورد بررسی و تحلیل قرار داده است



روش مزبور ، تا قبل از طراحی مکانیزم های مهندسی بسیار مهم و حائز اهمیت است . قبل از طراحی ، شخص با تغییر شکل هندسی و ... آنقدر با مکانیزم مربوطه کار نموده تا مکانیزم ایده آل یا Optimum را حاصل نماید . سپس این

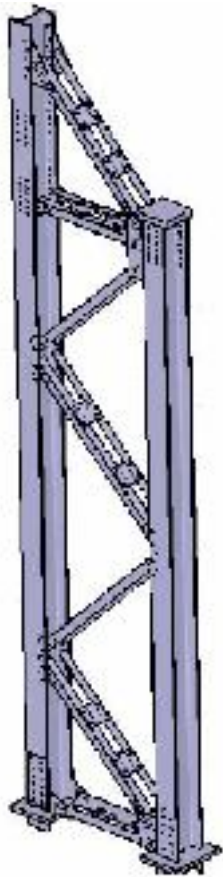
محاسبات را در اختیار سازنده و ... قرار می دهد. ولی پس از ساخت مکانیزم و انجام عملیات جوشکاری و تعبیه سوراخ جهت مونتاژ پیچها و... دیگر مکانیزم با مکانیزم اولیه طراحی که توسط کامپیوتر تدوین یافته متغیر است. در اینجا، شخص می تواند مکانیزم ساخته شده را که چندین سال در معرض کار بوده را با کامپیوتر میس بندی نموده و پس از اعمال شرایط جانبی و نیروها و ... پارامترهای لازم را بدست آورد. ولی، جواب ها دقیق نبوده و صرفاً یک محاسبات را پشت سر نهاده چونکه ساختار مکانیزم طی سالهای کاری تغییر نموده که با میس بندی و فرض سالم بودن متریال متفاوت خواهد بود. یکی از بهترین روشها، نصب **Straining gauge** در مکان مناسب جهت تعیین نقاط تمرکز تنش دار بوده که جواب های معقولی را در اختیار پژوهشگر قرار می دهد. در تحلیل های شرکت ایتسن، فاکتور دینامیکی بارگزاری که حرکت رفت و برگشتی جرثقیل ها بوده اعمال نشده و از طرف دیگر اثر تنشهای پسماند یا **Residual -Stresses** نیز در محاسبات دیده نمی شود.

وضعیت طول عمر قطعات تحت بارهای خستگی یا نوسانی می باشد. هر قطعه ای که تقویت گردیده بایستی اثر آن در طول عمر خستگی مکانیزم مشخص گردد.

در اینجا، شخص قادر به 2 روش جهت تقویت قطعات بوده:
1- پس از تقویت قطعه مورد نظر، طول عمر باقی مانده آن توسط استاندارد مربوطه بایستی در

اختیار کارفرما قرار دهد **Finite-Life**

2- روش دیگر، ثابت نگه داشتن تنش در مکانیزم و یا پایین آوردن بارگزاری جهت افزایش طول عمر یا **Infinite-Life** می باشد.



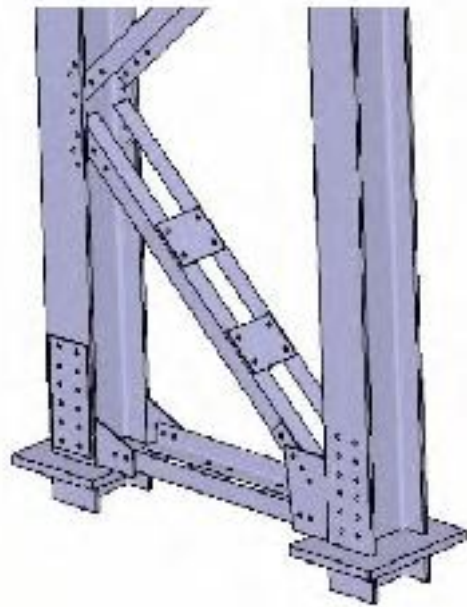
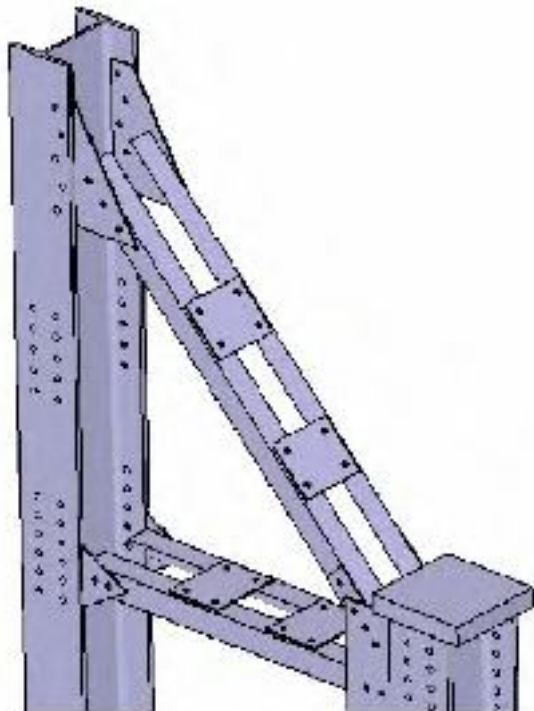
Functional displacement magnitude
mm

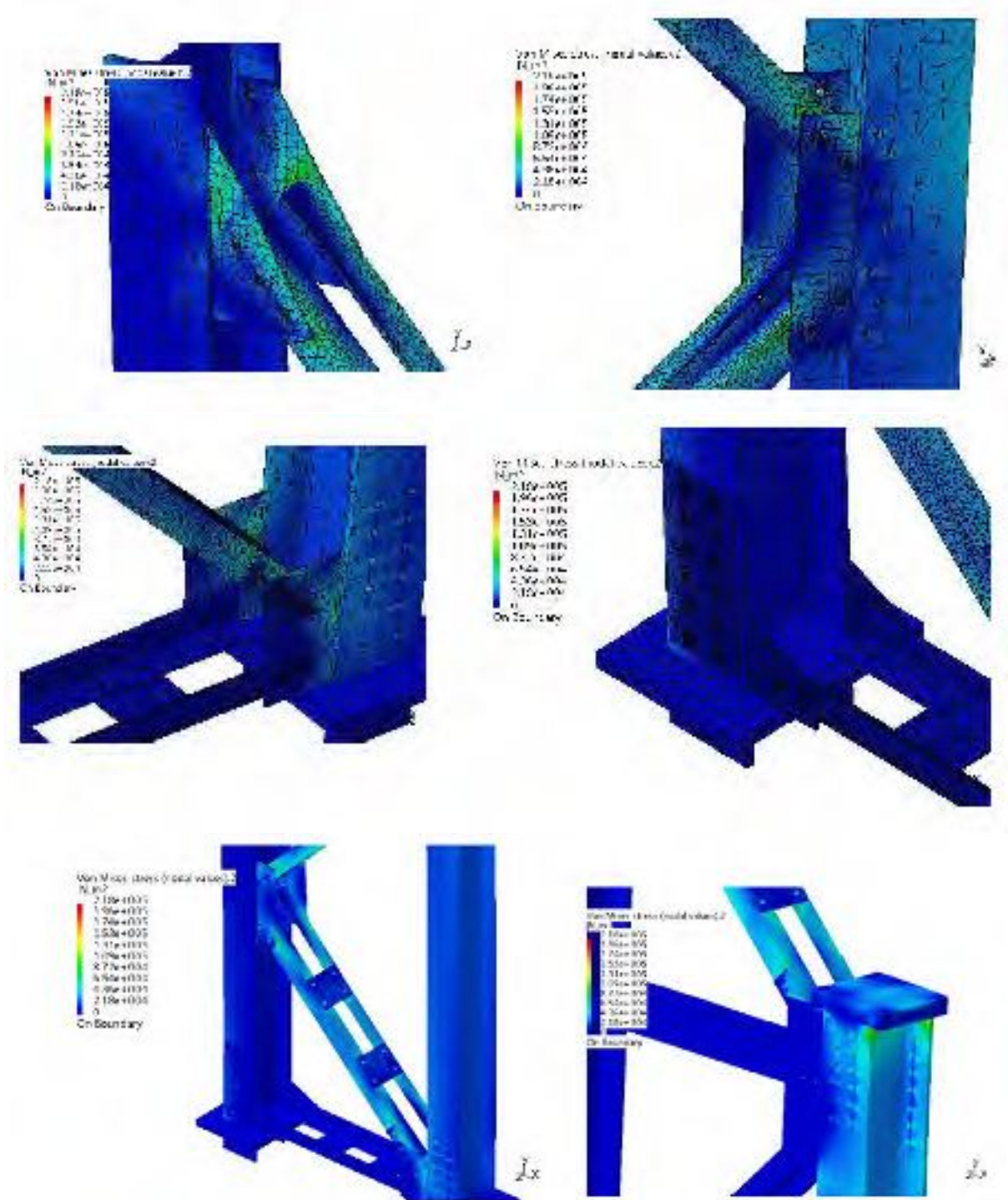
0.00000
0.00007
0.00047
0.00215
0.00185
0.00104
0.00129
0.00055
0.00000
0.00000

At boundary



15





استفاده از المان محدود یا Finite-elements جهت تحلیل تنش ها در سازه ها قبل از استفاده از روش المان محدود در سازه ها جهت تعیین تنش های بحرانی، بهتر است با روش تعیین طول عمر باقیمانده قطعات تحت بارهای نوسانی مروری داشته باشیم.

برای تعیین طول عمر باقیمانده قطعات تحت بارهای نوسانی، ابتدا مکانیزم مورد نظر را با استفاده از روش المان محدود یا Finite-elements (با اعمال شرایط جانبی و بارگذاری

مناسب) مورد بررسی قرار داده تا نقاط بحرانی حاوی تمرکز تنش در سازه حاصل گردند.

با انجام محاسبات عددی جهت تعیین نقاط تمرکز تنش دار در سازه، با انجام محاسبات عددی (Finite-elements)، نقاط حاوی تمرکز تنش در سازه مشخص می گردند.

در اینجا، ما یک ستون از واحد فولاد سازی را جهت روشن شدن مطلب فوق بکار گرفته ایم. پس از اعمال شرایط جانبی و نیروهای وارده بر آن، قطعات حاوی ماکزیمم تنش در آن مشخص می شوند. حال برای تعیین دقیقی مقادیر مربوطه، از روش های زیر می شود بهره گیری نمود.

1- روش h در المان محدود (h-version)

2- روش مدل سازی جزئی (Sub-model)

امروزه، بیشتر نرم افزارهای موجود در علم مهندسی، از روش h جهت تعیین مقادیر نسبتاً دقیق قطعات حاوی تمرکز تنش دار استفاده می کنند. با انجام روش فوق، مقدار تنش اعمالی بر روی قطعات در دسترس قرار می گیرد. روش دیگر، ایجاد منطقه بحرانی یا Sub-model بوده که ابتدا کل سازه را با اعمال شرایط جانبی و نیروها مورد بررسی قرار داده تا نقاط تمرکز تنش دار حاصل گردند. سپس، منطقه حاوی تنش ماکزیمم را با اعمال شرایط جانبی (تغییر مکانها در قسمت های بریده شده) و نیروهای اعمالی مورد بررسی قرار می دهند تا نتایج حاصله که حاوی مقادیر دقیقتر تنش در سازه می باشد حاصل گردد.

انجام محاسبات نرم افزاری ستون مورد نظر، قطعه حاوی ماکزیمم تنش مشخص گردید. در اینجا، فوراً برمی گردیم به جداول استاندارد و در می یابیم که قطعه مزبور که دارای پرچ (riveted) بوده در استاندارد (Detail class) در فایل EURO3، دارای تنش مساوی 71 MPa برای مقدار دو میلیون سیکل باری می باشد. حال، مقدار تنش حاصله از انجام محاسبات عددی، برای 1KN بار اعمالی، حدود 2.18×10^5 Pa گردید. با در نظر گرفتن بار جرثقیل که در اینجا حدود 20 T برآورد شده، تنش حاصله حدود 21.8 MPa گردید.

تنش مزبور، از نقطه نظر استاتیکی برآورد شده است. از طرفی، قطعه مزبور تحت بارهای دینامیکی، حرارتی، و... قرار داشته که بایستی طبق استاندارد EURO3، برای حالت مطمئن با اعمال ضرایب اطمینان مناسب، ضریب اعمالی مناسب اتخاذ گردد.

برای اطمینان حاصل از عملکرد قطعه تحت بارهای مزبور فاکتور 1.4 با در نظر گرفتن 75% آمار احتمالات و 95% ضریب اطمینان (پوشش دهنده بارهای دینامیکی-حرارتی (پسماند) و...) در کلیه محاسبات نرم افزاری اعمال می

گردد. با توجه به مطالب فوق ، مقدار تنش اعمال بر قطعه مزبور چنین خواهد بود.

$$\sigma_{all} = 21.8 \times 1.4 = 30.52 \text{ MPa}$$

از طرفی، استاندارد *EURO3* تنش اعمالی (از 36 تا 160 مگا پاسکال) منحنی های *S-N* 71 MPa پاسگال گردید. اگر ضرایب ایمنی استاندارد را بکار گیریم مقدار تنش بصورت زیر خواهد بود.

$$\sigma_{all} = \frac{71}{1.4} = 50.72 \text{ MPa}$$

با در دست داشتن تنشهای استاندارد و محاسبه شده توسط نرم افزار ، قدم بعدی محایبات حد خستگی و حد بی نهایت متریال مزبور طبق فرمول های زیر می باشد.

$$\text{حد خستگی} \Rightarrow \Delta\sigma_D = \left[\frac{2}{5}\right]^{\frac{1}{3}} \Delta\sigma_c = 0.737 \Delta\sigma_c$$

$$\text{حد خستگی بی نهایت} \Rightarrow \Delta\sigma_L = \left[\frac{5}{100}\right]^{\frac{1}{5}} \Delta\sigma_D = 0.549 \Delta\sigma_D$$

جایی که $\Delta\sigma_c$ و $\Delta\sigma_D$ ، به ترتیب تنش بحرانی محاسبه شده توسط استاندارد *EURO3* و حد خستگی متریال تحت بارهای اعمالی یکنواخت می باشد.

بنابراین، حد خستگی قطعه چنین خواهد بود.

$$\Delta\sigma_D = 0.737(50.72) = 37.40 \text{ MPa}$$

از طرفی تنش محاسبه شده توسط نرم افزار و ... 30.52 MPa بوده که بمراتب کمتر از حد خستگی قطعه بوده و متریال از نقطه نظر خستگی ایده آل می باشد (عمر نامحدود). در صورتیکه تنش محاسباتی بیشتر از تنش حد صنعتی متریال بوده طراح با در نظر گرفتن عمر محدود قطعه، تصمیم می گیرد قطعه را طوری تحت بارهای اعمالی (دینامیکی- حرارتی و...) قرار داده تا کوچکترین مشکلی در حین کار پدید نیامده و مکانیزم با طول عمر بی نهایت (تقریبی) تحت بارهای اعمالی انجام وظیفه نماید.

روش دیگر، اضافه نمودن ضخامت قطعه حاوی تمرکز تنش دار در روش المان محدود بوده که با انجام محاسبات جدید، تنش اعمالی بر روی قطعه بدست خواهد آمد. این کار آنقدر تکرار خواهد شد تا تنش محاسبه شده بمراتب کمتر از تنش حد خستگی متریال بوده تا متریال از طول عمر خستگی بی نهایت برخوردار گردد. توصیه می شود برای تقویت قطعات تحت بارهای نوسانی، بجای اضافه نمودن قطعات (مانند نبشی، ناودانی، تیر و بریسینگ) به قطعات مورد نظر (قطعات بحرانی) قطعه اصلی موجود در سازه را با قطعه جدید با ضخامت بیشتری تعویض نمود.

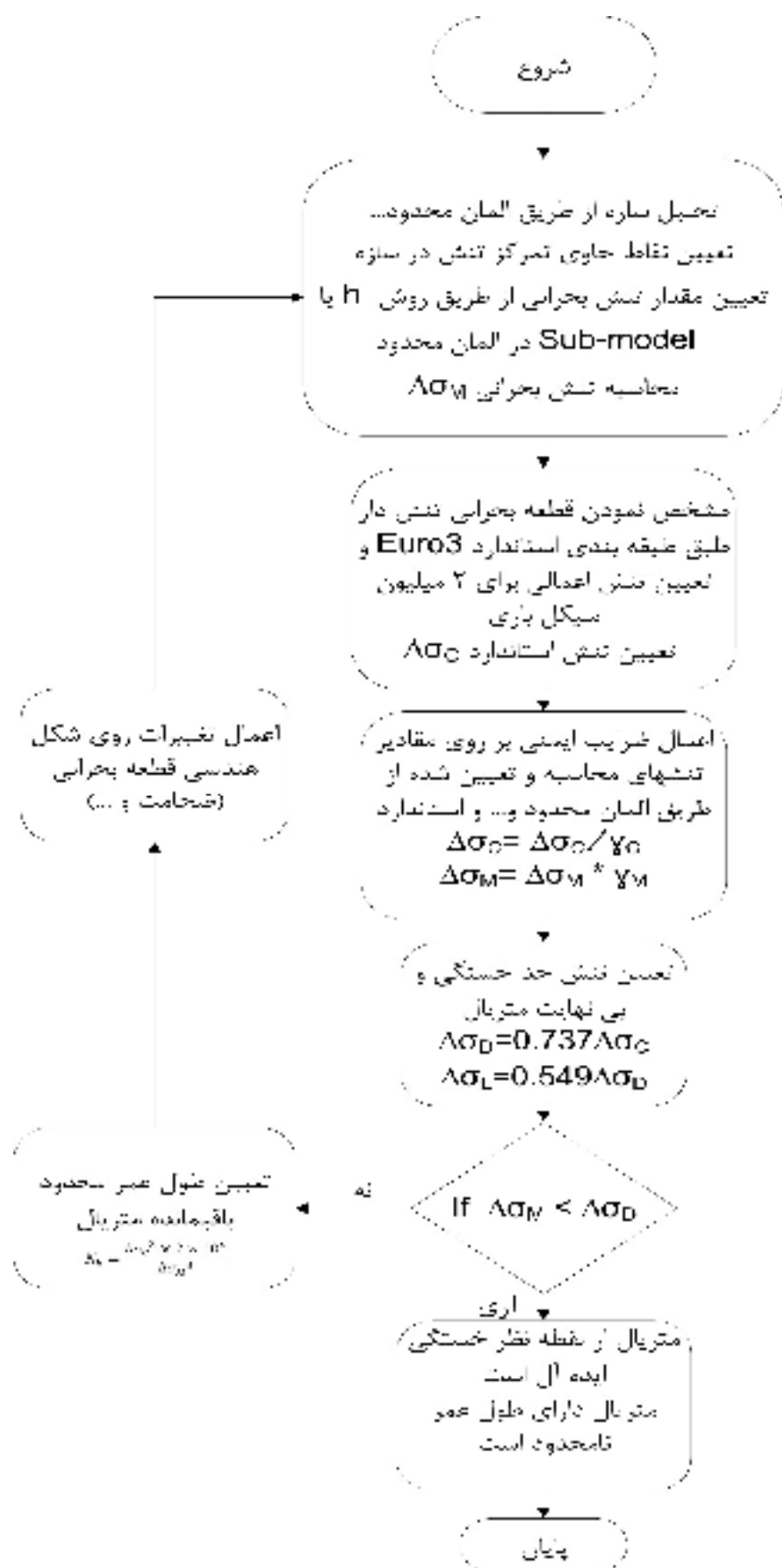
1- استفاده از روش استاندارد *EURO3*

2- تعیین طول عمر خستگی قطعات بحرانی

3- عملیات جوشکاری بایستی طبق استاندارد انجام پذیرد. در این راستا، قطعات مربوطه بایستی در صورت نیاز عملیات پیشگرم را تجربه نمایند.

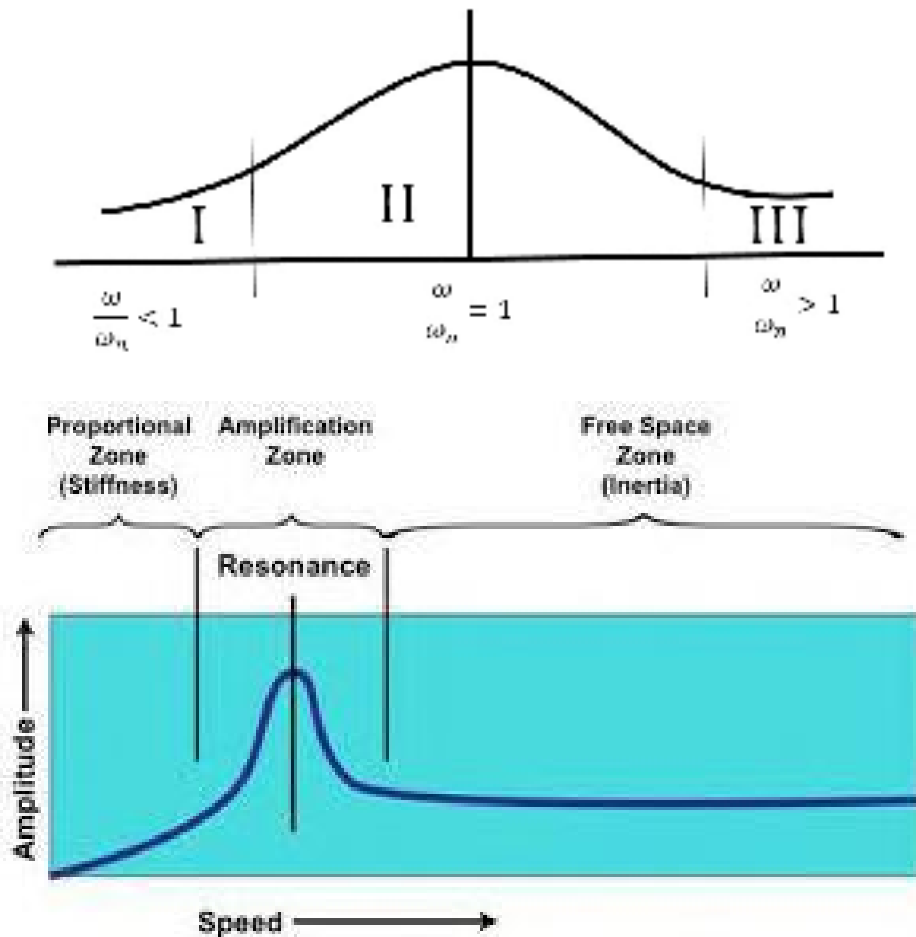
برای جوشکاری، نوع الکتروود (قطر مناسب) ، ولتاژ مناسب، جنس و ... بایستی در نظر گرفته شود. توصیه می شود برای انجام عملیات جوشکاری، از الکتروودهای خارجی بجای الکتروودهای ایرانی استفاده گردد.

4- تقویت قطعات بحرانی سازه ها، (اضافه نمودن به قطعه اصلی) مستلزم مخارج و همچنین زمان زیادی است که بهتر است بجای آن از متریال جدید با ضخامت مورد نظر استفاده شود.



استراتژی جهت ترمیم سازه های فولادسازی از فرمول زیر تبعیت می کند. ماکزیمم دور بر ثانیه حرکت چرخ جرثقیل که

توسط مهندسان آلمانی در فولادسازی طراحی گردیده یک دور بر ثانیه می باشد. در بیشتر مواقع، حرکت چرخ از یک دور بر ثانیه نیز کمتر است. بنابراین، سعی و کوشش ما، فقط بایستی منحصر به افزایش استحکام سازه و فرکانس طبیعی سازه باشد.



در اینجا با توجه به مطالب بالا در می یابیم که ما بایستی در ناحیه I انجام وظیفه نمائیم. در این ناحیه، ω یا دور چرخ بر ثانیه بیشترین حد خود را (1 rev/sec) داشته بنابراین ما بایستی سازه ها را تقویت کرده تا استحکام و فرکانس طبیعی آنها را بالا ببریم تا همیشه در ناحیه $\frac{\omega}{\omega_n} < 1$

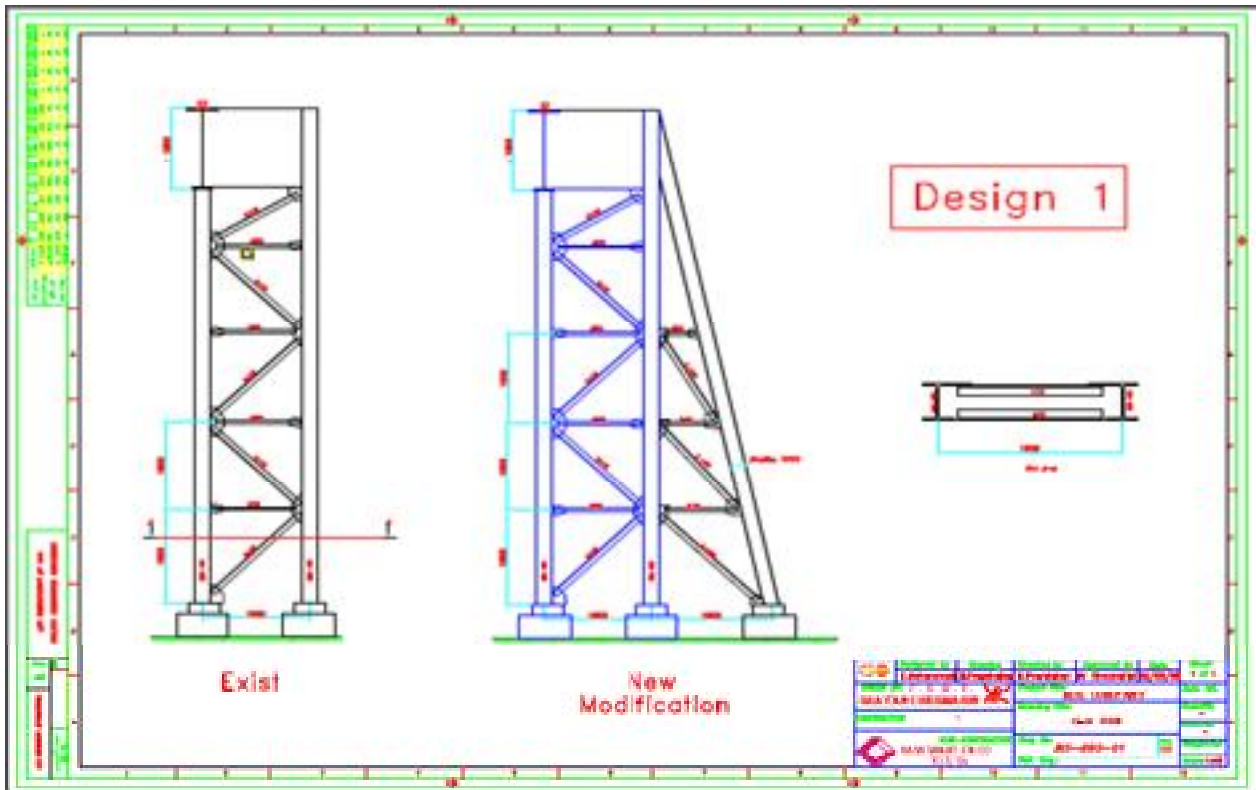
1 باشیم.

بنابراین همه تلاش جهت افزایش استحکام و افزایش فرکانس طبیعی سازه بوده که از طریق آنالیز عددی یا Finite Element می باشد

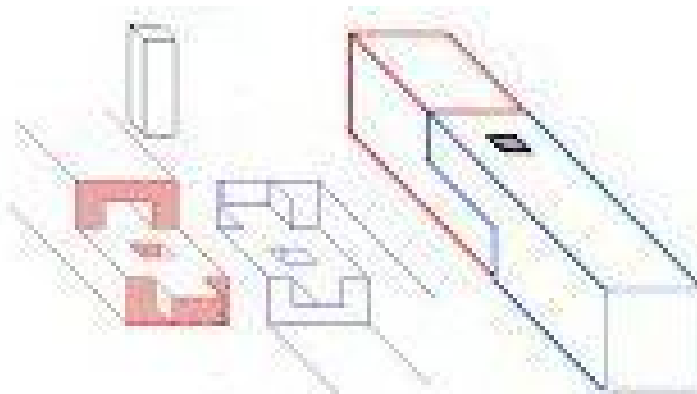
$S_1 = 7.63 \times 10^4$ Pa مکانیزم قدیم

$S_2 = 3.9 \times 10^4$ Pa مکانیزم جدید

برای 140 تن تناژ باری ، تنشهای محاسبه شده برای مکانیزمهای جدید و قدیم به ترتیب 106 MPa و 54.6 MPa می باشد. طبق استاندارد Euro3 که در گزارش فاز 2 آورده شده عمر خستگی باقی مانده برای مکانیزم های جدید و قدیم به ترتیب 79850 و 584260 سیکل کاری محاسبه گردیده است.



در زیر یکی از روشهای پیشنهادی که موجب جلوگیری از اعوجاج و بهم خوردگی ریل گردیده آورده شده است.



از طرفی شرکت سازنده آلمانی ، ماکزیمم فرکانس چرخ جرثقیل های واحد 28 را 1 Hz طراحی نموده که ما بایستی سازه را بنحوی طراحی کرده تا از استحکام بالا و فرکانس طبیعی بزرگتر از 1 برخوردار باشد. بنابراین ، ناحیه ا که مختص Stiffness می باشد ناحیه ای است که ما بایستی در آن سازه ایمان را مورد بررسی و مطالعه قرار دهیم. بعبارت

دیگر ، سازه بایستی از استحکام بالایی برخوردار بوده و در عین حال فرکانس طبیعی اش حتماً بایستی از 1 بیشتر باشد تا حالت رزونانس را تجربه ننماید.

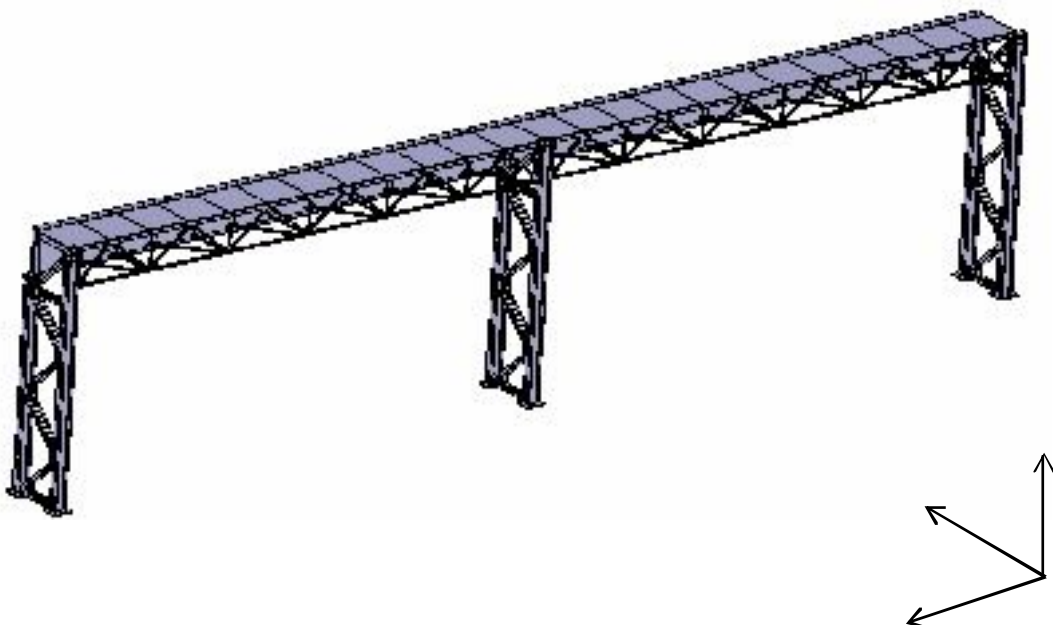
با توجه به نتایج حاصله از انجام ماسبات عددی ، در می یابیم که کلیه ستونهای واحدهای فولادسازی بایستی از طرح تقویتی که توسط شرکت داینلی تعبیه گردیده برخوردار بوده و در قسمتهای کناری ستونها که بطرف بیرون **Span** یا فضای بین ستونها (کارگاه) است از خرپاهای پیشنهادی جهت استحکام و بالا رفتن فرکانس استفاده نموده .

بنابراین، سازه تیرگردر و متعلقات بایستی شرایط زیر را در جهات مختلف (X,Y,Z) دارا باشد.

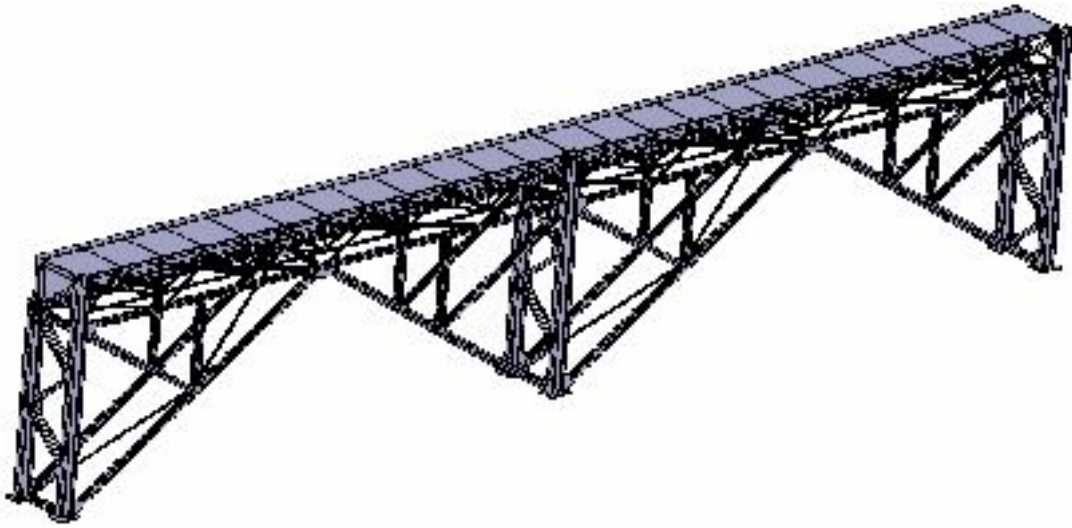
1- حرکت (Trolley) جرثقیل بایستی در جهت X کنترل شود. نقشه اجرایی زیر جهت کاهش ارتعاش و تنش ناشی از حرکت ترولی در سازه آورده شده است.

2- حرکت جرثقیل در جهت Y ، بایستی مورد بررسی قرار گیرد ریل بایستی بر روی هر دهانه تیر گیردر از ریل بعدی مجزا بوده تا نیروی برشی ناشی از حرکت جرثقیل در سازه کاهش یابد. نقشه اجرایی زیر نحوه اتصال ریل را بر روی سازه نشان می دهد. ارتعاشات ناخواسته سازه با نصب **Pad** در زیر ریل کاهش خواهد یافت. 3- تنش اعمالی ناشی از نیروی عمودی در جهت Z بایستی پایین آورده شده تا عمر سازه از نقطه نظر خستگی افزایش یابد. در این راستا ، سطح مقطع تیر گیردر بایستی در قسمتهای بالا و پایین و همچنین جان تیر تقویت گردیده تا از وجود **Buckling** و **Torsion** ناخواسته جلوگیری بعمل آید . نقشه اجرایی زیر ، نحوه تقویت تیر گیردر را نشان می دهد.

مدل اولیه



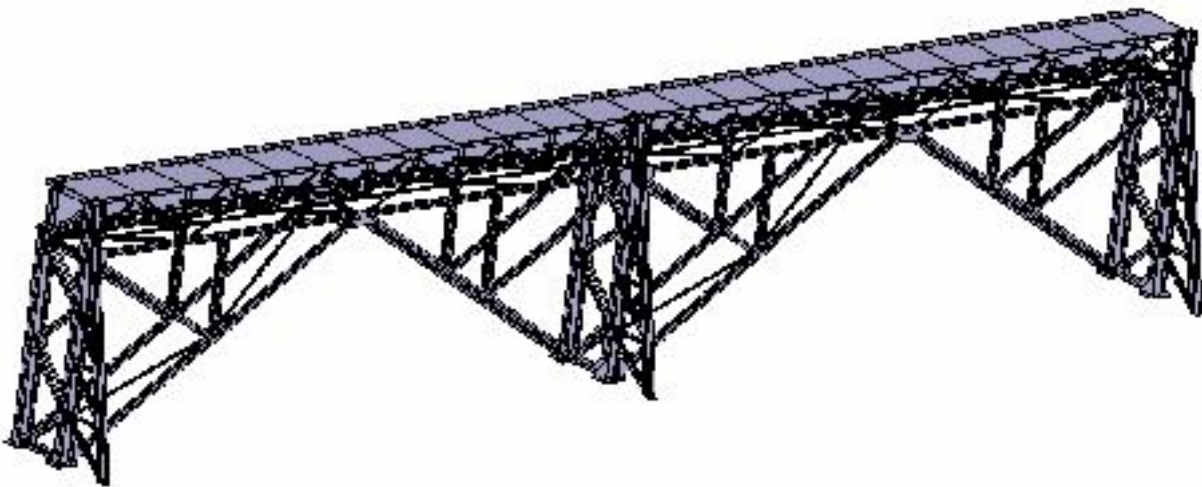
مدل تقویت شده



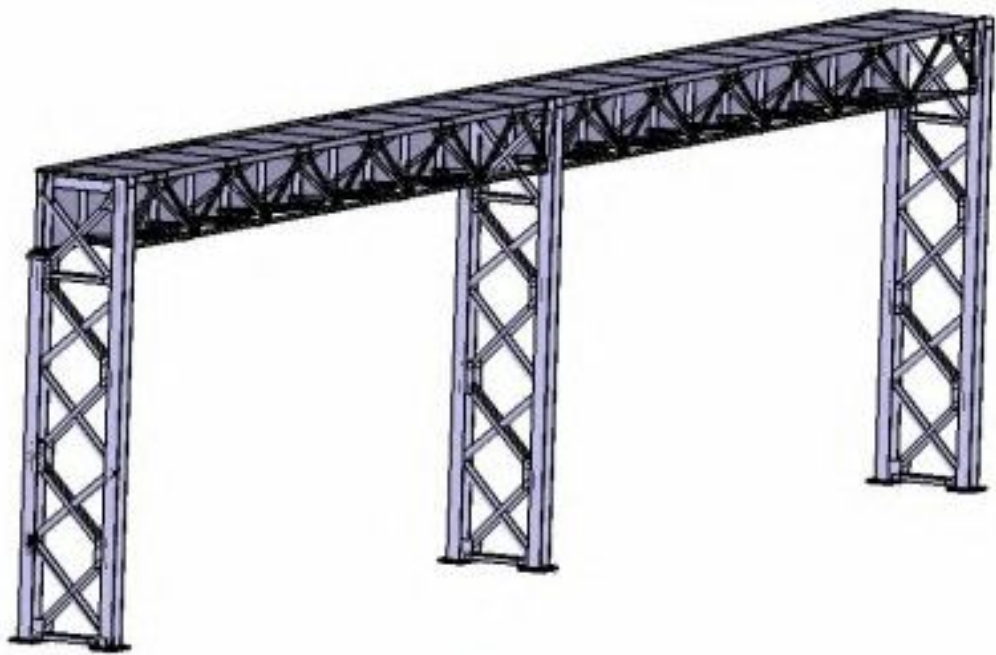
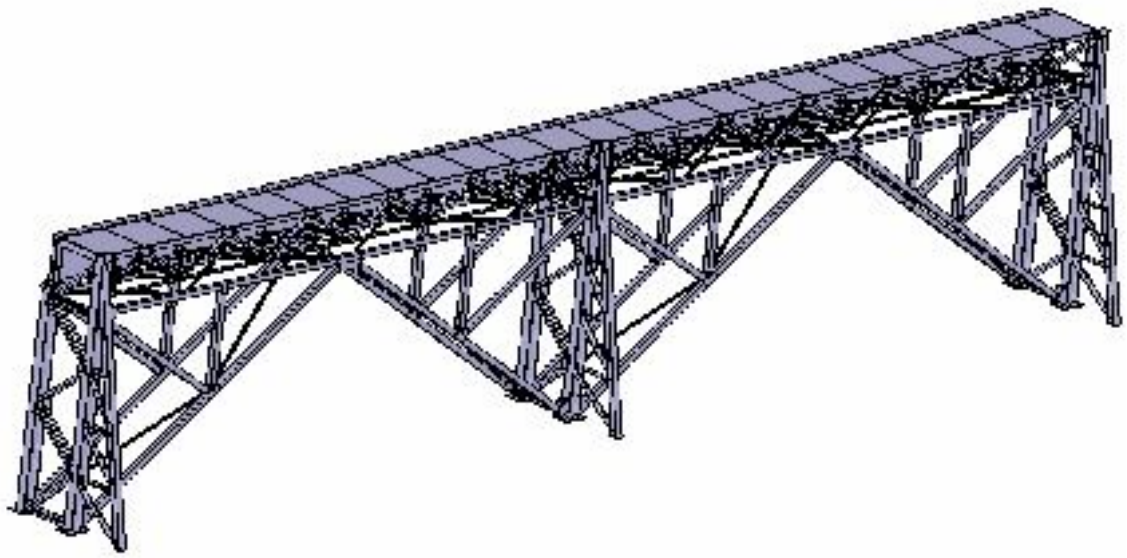
مدل اولیه با تقویت کننده ضربدری در walkway و ستونها

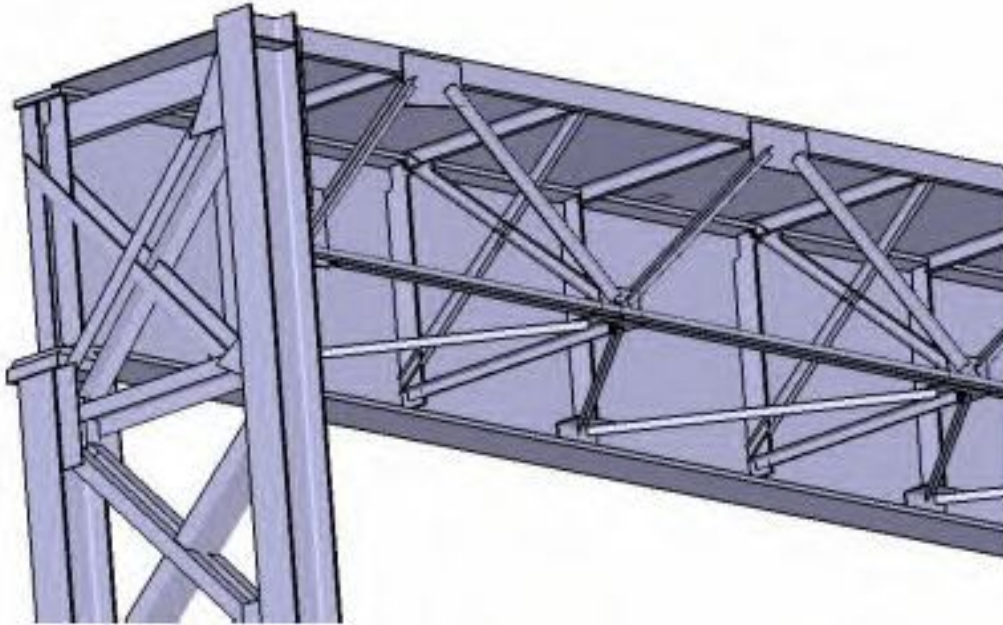


مدل تقویت شده کامل



مدل تقویت شده کامل بهینه





نتایج فرکانسی و مقایسه آنها در جدول زیر رانده شده است:

فرکانس	مدل اولیه	مدل اولیه با تقویت کننده ضربه در walkway و ستونها	مدل اولیه با تقویت کننده ضربه در walkway و ستونها	مدل اولیه با افزایش ضخامت تیر I 10mm	مدل تقویتی دوم	مدل تقویتی دوم با افزایش 10mm ضخامت تیر I
1	2.41	3	2.81	2.36	4.99	4.04
2	3.05	4.7	6.68	3.57	5.99	5.27
3	5.26	6.15	8.52	1.78	7.52	7.18

مدل تقویت شده کامل

Number of modes	Frequency (Hz)
1	5.52823
2	7.04279
3	7.24143
4	7.58545
5	7.59081
6	7.57547
7	7.70811
8	7.75975
9	7.74697
10	7.76888

Buttons: OK, Cancel, Preview

مدل تقویت شده کامل 2

Number of modes	Frequency (Hz)
1	5.54248
2	7.07144
3	7.51418
4	7.62143
5	7.65302
6	7.88914
7	7.93771
8	7.93176
9	7.97979
10	7.98189

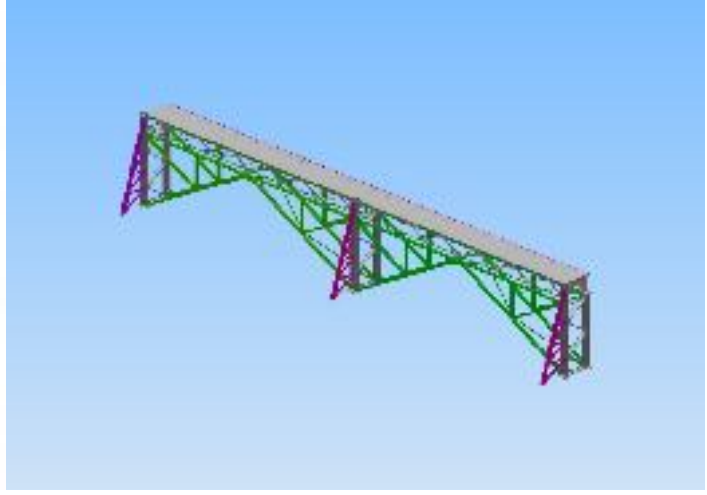
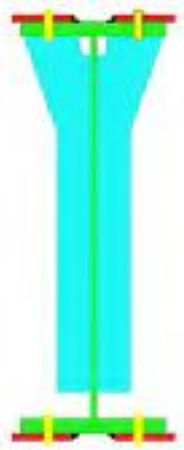
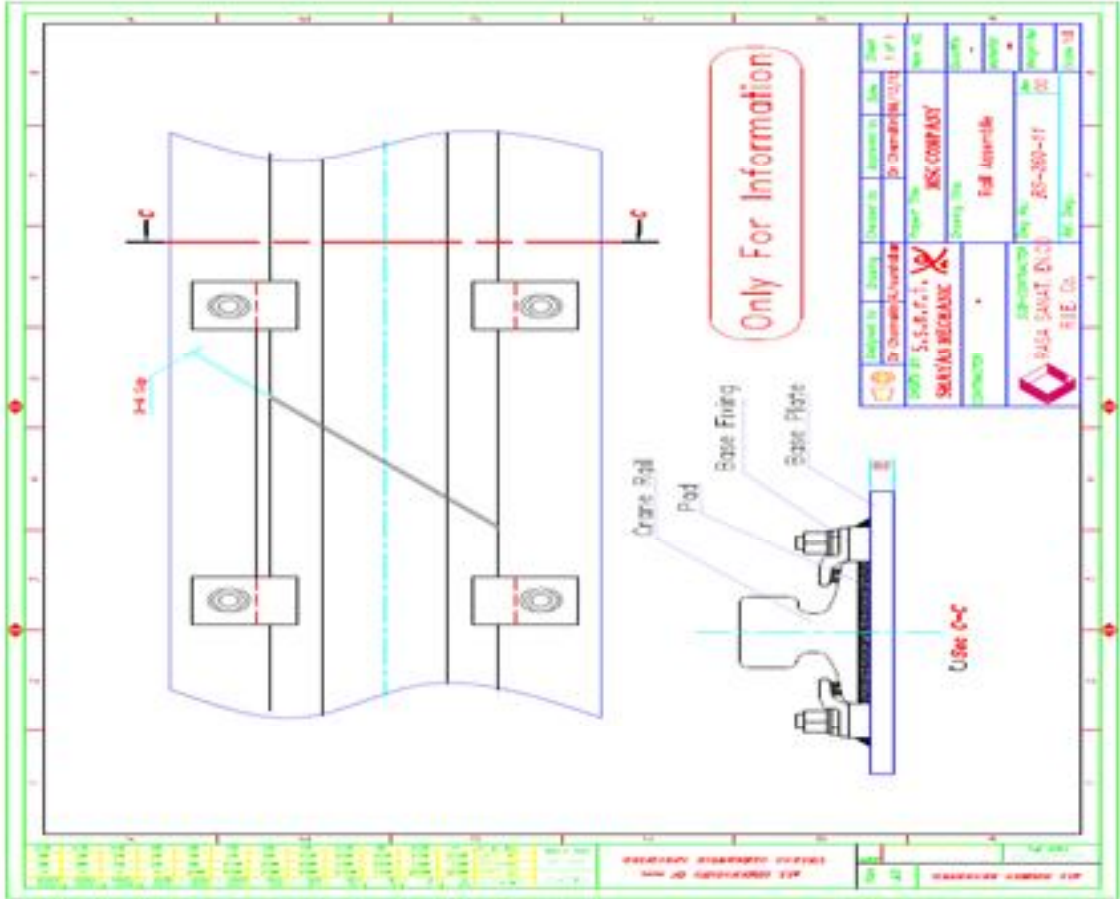
مدل تقویت شده بهینه 3

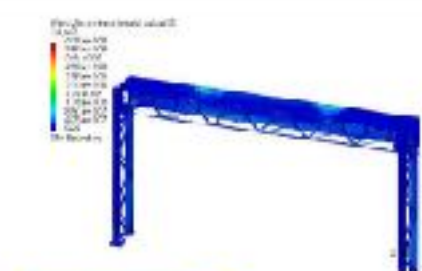
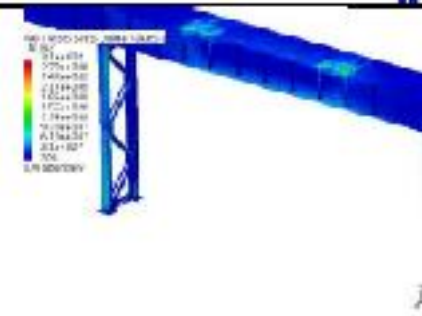
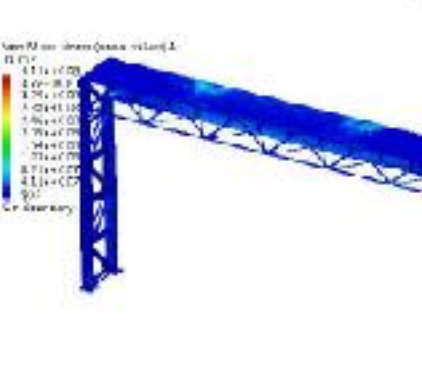
Number of modes	Frequency (Hz)
1	6.15711
2	7.41687
3	7.4941
4	7.53905
5	7.6407
6	7.77958
7	7.87157
8	7.87795
9	7.89547
10	7.96197

Mode I	II	III	
2.43	3.95	5.26	طرح موجود



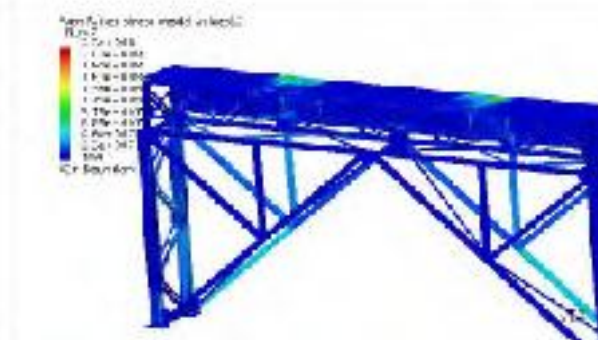
4.39	5.68	7.52	طرح تقویت شده
5.52	7.04	7.24	طرح کامل تقویت شده
5.54	7.07	7.51	مدل تقویت شده کامل بهینه

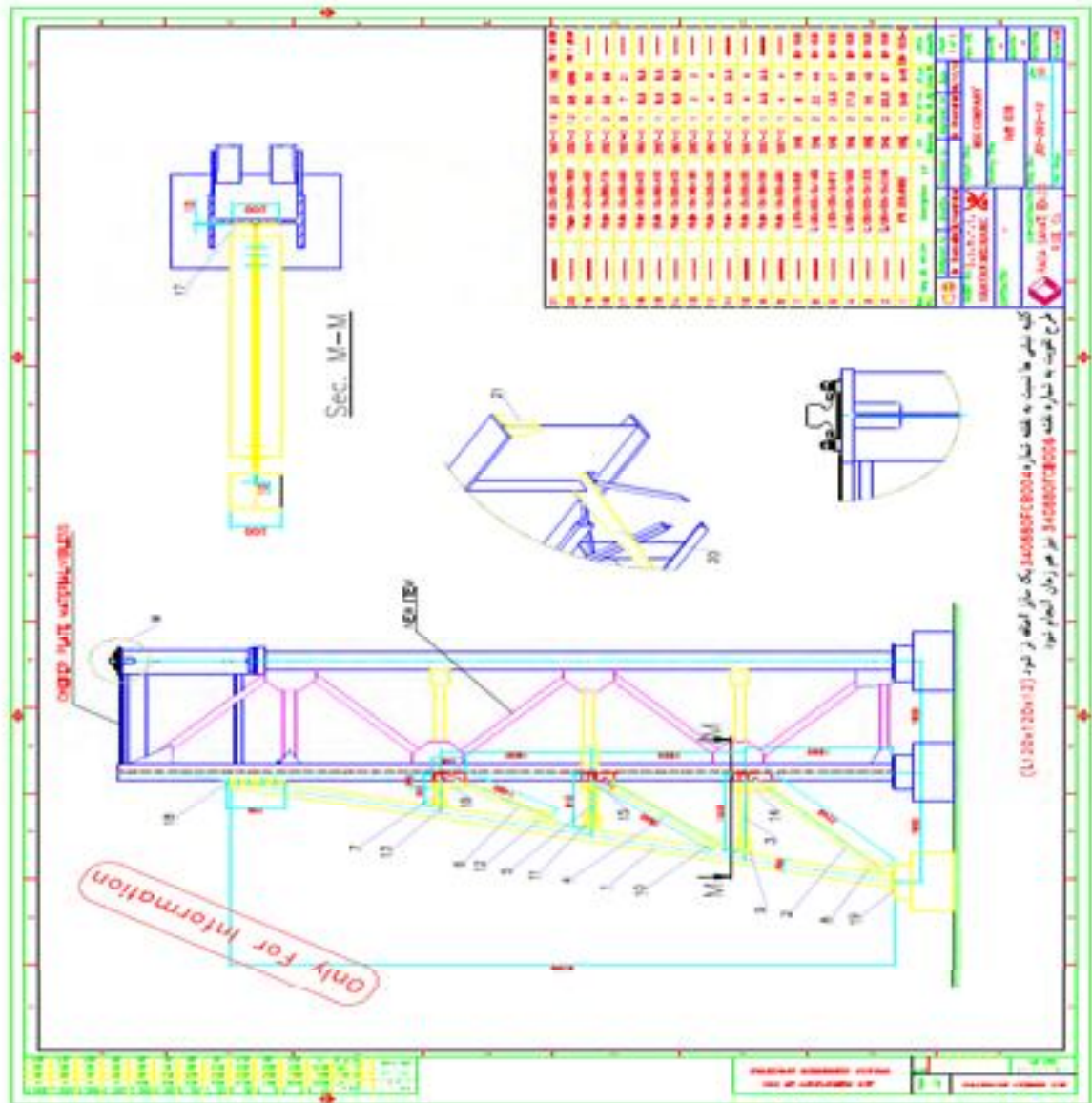
F_x 9.01×10^5 Pa F_y 2.03×10^6 Pa F_z 3.66×10^5 Pa	سازه موجود
F_x 8.27×10^5 Pa F_y 7.37×10^4 Pa F_z 3.31×10^5 Pa	سازه تقویت شده
F_x 5.52×10^5 Pa F_y 5.12×10^4 Pa F_z 2.83×10^5 Pa	سازه کامل تقویت شده
F_x 6.9×10^5 Pa F_y 6.19×10^5 Pa F_z 3.2×10^5 Pa	مدل تقویت شده کامل بهینه



مدل	شماره تصویر (SAP2000)	تعداد اعضا تعداد استاندارد تعداد به مدل اولیه	میزان تغییر نسبت (SAP2000)
مدل اولیه		476	74
مدل اولیه با افزایش به 10mm در ضخامت تیر T		310 27 درصد	22.4
مدل اولیه با تقویت کننده ضریبی در walkway و ستونها		411 7.7 درصد	18.6



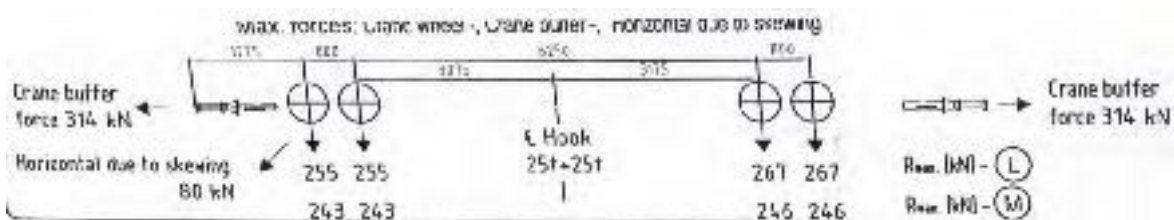
<p>مدل اولیه با تقویت کننده ضریبی 2 در walkway و ستونها</p>		276	تکدرصد	17.6
<p>مدل تقویتی نوع</p>		341	70 درصد	15.1
<p>مدل تقویتی نوع یا افزایش به 10mm ضخامت تیر I</p>		250	10 درصد	13.9



این نقشه با نسبت به نقشه شماره 3404885FC8004 یک جزای اضافه می شود. (L: 20x120x12)
 طرح محاسب به شماره نقشه 3404885FC8004 توسط مهندس زاهدی انجام شده است.

تعیین طول عمر خستگی قطعات سازه 028 ریخته گری مداوم

برای محاسبه طول عمر خستگی سازه مزبور، یک دهانه از واحد 028 ریخته گری انتخاب و طبق بارگذاری مربوطه (پیوست) مورد بررسی و مطالعه قرار گرفت، طبق محاسبات عددی انجام شده، ماکزیم تنش حاصله از اعمال بارهای مربوطه (دینامیکی) حدود $4.25 \times 10^8 \text{ Pa}$ گردید.



با بهینه سازی مدل قدیمی و اعمال قطعات جدید بر روی سازه ، محاسبات عددی مجدداً اعمال و ماکزیمم تنش حاصله $3.16 \times 10^8 \text{ Pa}$ گردید که حدود 26 درصد کاهش را تجربه نمود. برای تعیین طول عمر خستگی قطعات سازه ، با استفاده از استاندارد Euro3 عمل می کنیم. در این استاندارد ، طول عمر قطعه برای حدود 2 میلیون سیکل کاری در نظر گرفته شده است. با استفاده از قوانین استاندارد فوق طول عمر قطعه تحت تنش های محاسبه گردیده بر روی قطعات سازه چنین محاسبه می شود.

برای سازه قدیم :

$$C = N \Delta \sigma^m$$

$$C = 2 \times 10^6 \times 225^3 = 2.3 \times 10^{13}$$

$$N = \frac{2.3 \times 10^{13}}{(425 \times 1.4)^3} = 108.150 \text{ Cycles}$$

برای سازه بهینه :

$$N = \frac{2.3 \times 10^{13}}{(316 \times 1.4)^3} = 265.633 \text{ Cycles}$$