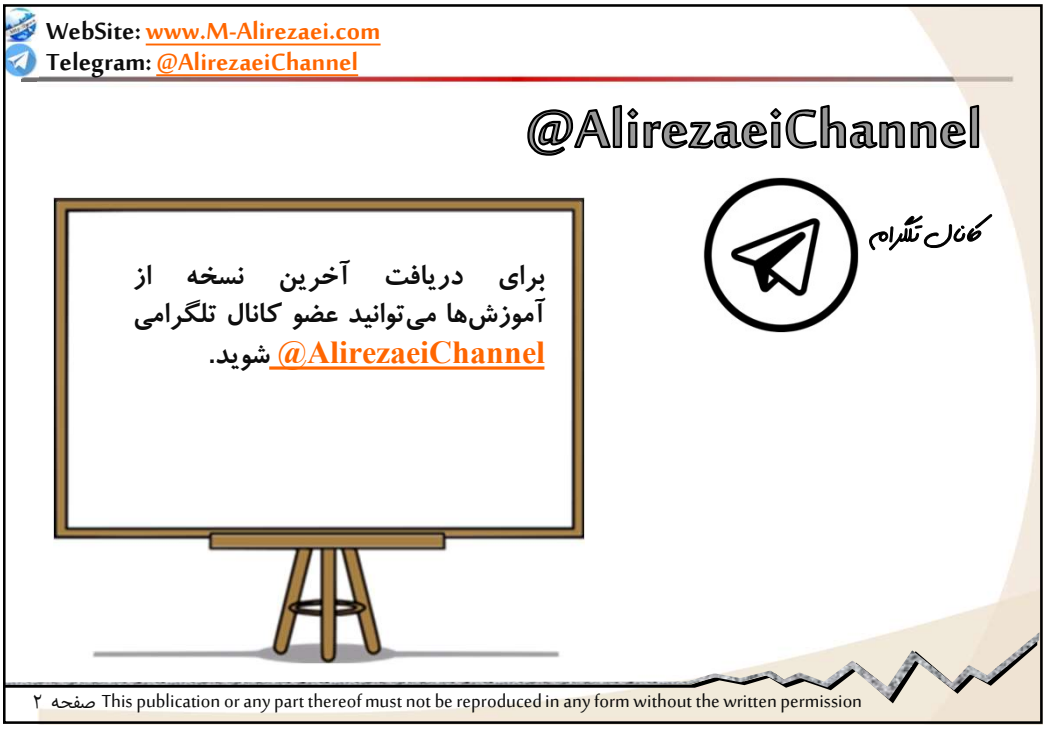
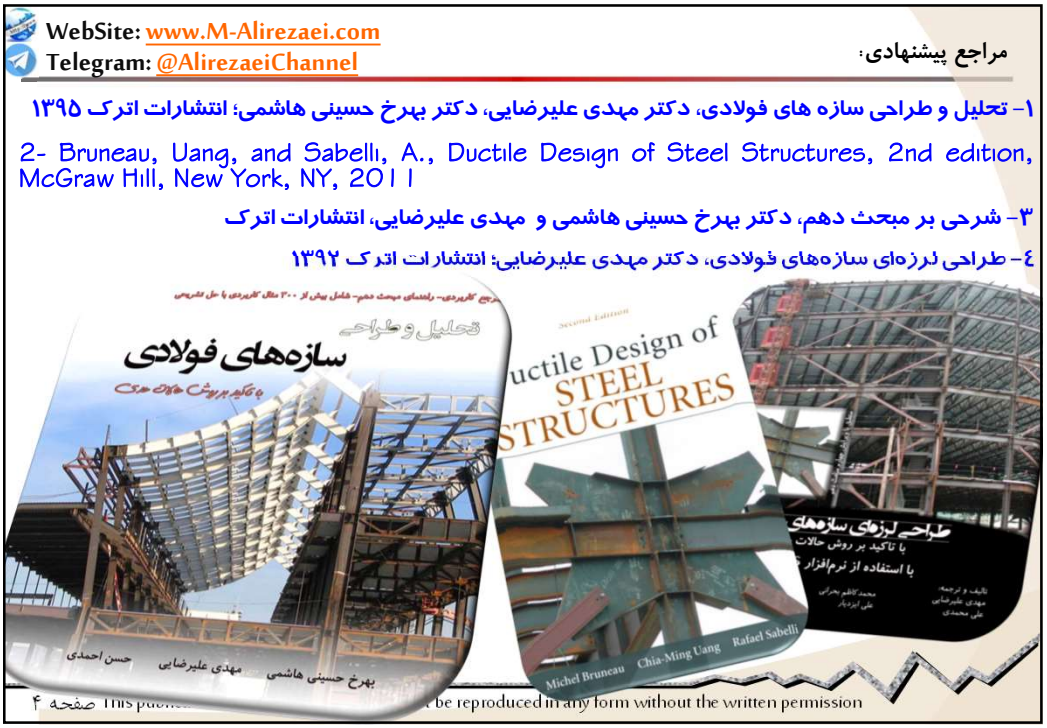
Copyright© M.Alirezaei
طراحی قاب‌های مهاربندی شده شکل‌پذیر
براساس ویرایش پنجم مبحث دهم
Design of Ductile Steel Braced Frames
مدرس: مهدی علیرضایی
دکترای عمران - زلزله، دانش‌آموخته پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
M.Alirezaei@iiees.ac.ir
www.M-Alirezaei.com
All rights reserved.


WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel
@AlirezaeiChannel
کانال تلگرام
برای دریافت آخرین نسخه از آموزش‌ها می‌توانید عضو کانال تلگرامی @AlirezaeiChannel شوید.
This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission
صفحه ۲

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel
m-alirezaei.com
Translate Page
Edit Frontpage (Advanced Layout Builder)
mehdi alirezaei
خانه
سوابق
سوالات متداول سازه‌ای
دروس
فروشگاه
آموزش
Email: M.Alirezaei@iiees.ac.ir
Telegram ID: @MehdiAlirezaei
Telegram Channel: @AlirezaeiChannel
Instagram ID: @Mehdi_Alirezaei
Web: www.M-Alirezaei.com
مهدی علیرضایی
Assistant Professor of Earthquake Engineering
www.M-Alirezaei.com
معرفی
دکترای مهندسی عمران – گرایش زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله 1395
کارشناسی ارشد مهندسی عمـران – گرایش زلـــزلـــه – دانشگاه تربیت مدرس تهران 1388
کارشناسی مهندسی عمـران – ساختمان از دانشگاه شهید چمران اهواز 1385
ناظر عالی پروژه های ساختمانی و صنعتی
بیش از 15 سال سابقه کار مداوم
زمینه‌های تحقیقاتی: مطالعات آزمایشگاهی سازه‌ها، مهندسی زلزله، تحلیل‌های کامپیوتری، سازه‌های فولادی و بتنی و اتصالات تحت بارهای لرزه‌ای، تحلیل‌های غیرخطی
صفحه ۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission


WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel
مراجع پیشنهادی:
۱- تحلیل و طراحی سازه های فولادی، دکتر مهدی علیرضایی، دکتر بهرخ حسینی هاشمی؛ انتشارات اترک ۱۳۹۵
2- Bruneau, Uang, and Sabelli, A., Ductile Design of Steel Structures, 2nd edition, McGraw Hill, New York, NY, 2011
۳- شرحی بر مبحث دهم، دکتر بهرخ حسینی هاشمی و مهدی علیرضایی، انتشارات اترک
٤- طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی، دکتر مهدی علیرضایی؛ انتشارات اترک ۱۳۹۲
تحلیل و طراحی
سازه‌های فولادی
حسن احمدی
مهدی علیرضایی
بهرخ حسینی هاشمی
Second Edition
Ductile Design of STEEL STRUCTURES
Michel Bruneau
Chia-Ming Uang
Rafael Sabelli
طراحی لرزه‌ای سازه‌های
با تاکید بر روش حالات
با استفاده از نرم‌افزار
صفحه ۴

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیین‌نامه‌های طراحی مورد استفاده

* مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان؛ ویرایش پنجم، ۱۴۰۱

* استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم؛ ۱۳۹۳

* Specifications for Structural Steel Buildings; AISC 360-xx

* Seismic Provisions for Structural Steel Buildings; AISC 341-xx

* Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications; ANSI/AISC 358-xx

* Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures; SEI/ASCE 7-xx

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-22)

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-16)

Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (ANSI/AISC 358-16)

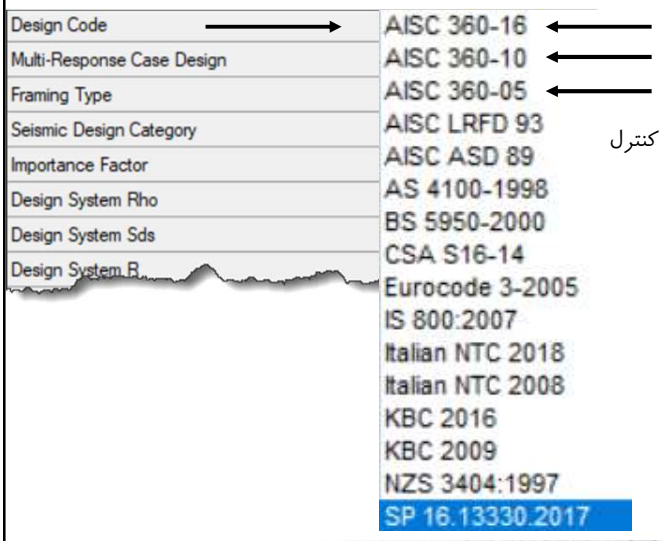
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

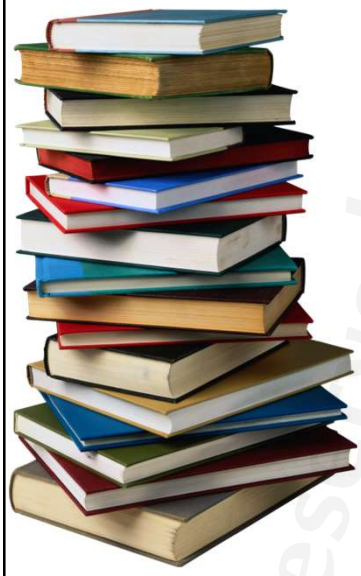
در برنامه ETABS چه آیین‌نامه‌ای را انتخاب کنیم؟



آیا تمام ضوابط آیین نامه در برنامه کنترل می‌شود؟

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



دروس و اطلاعات پیش نیاز برای فهم مطالب:

۱- مقاومت مصالح در حد مقطع کارشناسی

۲- تحلیل سازه ها در حد مقطع کارشناسی

۳- طراحی سازه‌های فولادی در حد فولاد ۱ و ۲ مقطع کارشناسی

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

فصل اول

الزامات عمومی در طرح سازه‌ای سازه‌های فولادی

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برخی از سوالات مرتبط با این فصل...

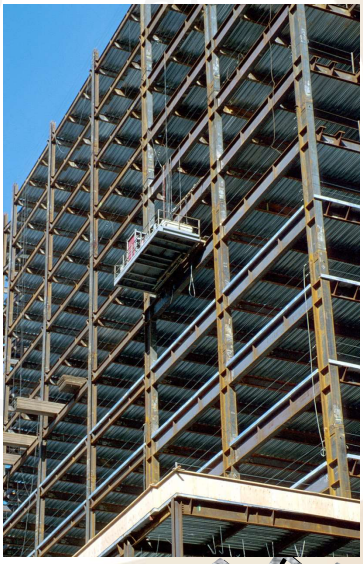
- مزایا و معایت فولاد چیست؟
- روش‌های طراحی سازه‌های فولادی کدامند؟
- منحنی تنش کرنش فولاد را چگونه می‌توان در نظر گرفت؟
- اثر درجه حرارت بر رفتار فولاد چگونه است؟
- آیا تنش تسلیم فولادهای تولیدی عدد ثابتی است؟
- اجازه ورود سازه به حیطه غیرارتجاعی چه مزایا و معایبی دارد؟

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقدمه‌ای بر سازه‌های فولادی و روش‌های طراحی

گسترش استفاده از فولاد برای ساختن ساختمان‌ها را شاید بتوان برای اولین بار در سال ۱۸۸۵ برای ساخت یک ساختمان ۸ طبقه در شیکاگو توسط ویلیام لیبارون دانست. باتوجه به فلسفه طراحی آیین‌نامه‌های جدید، که بر مبنای اعتماد به توانایی ذاتی سازه‌ها برای ایستادگی در برابر تغییر مکان‌های غیر الاستیک بدون گسیختگی است، فولاد جزو مصالحی است که این قابلیت را دارد.



مزایا:

۱- سبک بودن نسبت به بتن

۲- شکل پذیری بالا

۳- مدت توسعه و ساخت پایین در قیاس با بتن

۴- مقاومت و دوام زیاد

معایب:

۱- خوردگی

۲- لاغری اعضا

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تعریف شکل پذیری

یک مصالح شکل پذیر، مصالحی است که قادر به نمایش تغییرشکل‌های زیاد بدون کاهش مقاومت باشد. طبق تعریف دستنامه ASM 1964: شکل پذیری بصورت قابلیت تغییرشکل‌های خمیری بدون شکست تعبیر شده است.

Metal Handbook of the American Society for Metals (ASM 1964) defines:

"ductility" as "the ability of a material to deform plastically without fracture." "Brittleness," on the other hand, is the "quality of a material that leads to crack propagation without plastic deformations."

فقط استفاده از مصالح شکل‌پذیر برای اطمینان از رفتار خوب یک سازه کافی نیست، بلکه بایستی جزئیات اجرایی مناسب نیز در کنار مصالح شکل پذیر استفاده شود.

ضوابط غیرلرزه‌ای مبحث دهم: توجه عمدتاً معطوف به کنترل معیارهای پایداری، سختی و مقاومت است.

ضوابط لرزه‌ای مبحث دهم: علاوه بر معیارهای مذکور، معیار شکل‌پذیری مورد توجه قرار گرفته است. هدف اساسی این فصل تعیین سلسله مراتب عملکردی مؤلفه‌های نیرویی اعضا، تناسب‌بندی جزئیات اعضا و اتصالات آنها است به نحوی که سازهٔ ساختمان ضمن حفظ ایستایی کلی خود در برابر زلزله، عملکرد موردنظر را تأمین نماید.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

روش‌های طراحی سازه فولادی

طبق بند ۱۰-۱-۲-۲-۱ مبحث دهم جدید، برای تأمین الزامات حالت‌های حدی مقاومت، استفاده از روش ضرایب بار و مقاومت یا روش مقاومت مجاز قابل قبول بوده، لیکن در یک سازهٔ فولادی، به کارگیری همزمان دو روش مورد اشاره قابل قبول نیست.

در ویرایش ۹۲ مبحث دهم، تنها روش ضرایب بار و مقاومت موجود بود.

روش‌های مجاز طراحی در مبحث دهم ویرایش پنجم

- روش مقاومت مجاز (به اختصار ASD)
- روش ضرایب بار و مقاومت (به اختصار LRFD)

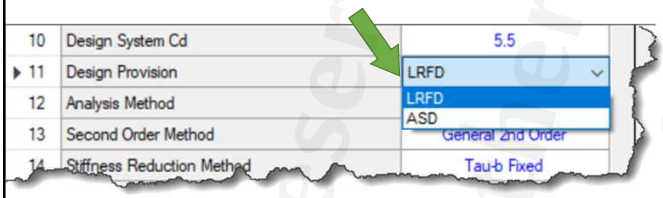
$$\frac{R_n}{\Omega} \geq [R_a = \Sigma\gamma_i Q_i]$$

$$\varphi R_n \geq [R_u = \Sigma\gamma_i Q_i]$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

روش تنش مجاز که صرفاً به دلیل مشابهت حروف اختصاری در زبان انگلیسی از آن نیز تحت عنوان ASD یاد می‌شود، از قدیمی‌ترین روش‌های طراحی سازه‌ها می‌باشد. در این روش تنش‌های ناشی از بارهای بهره‌برداری (بدون ضریب) در مقاطع به کمک اصول مکانیک جامدات در حوزه رفتار خطی، محاسبه شده و با مقادیر "تنش مجاز" مقایسه می‌گردد. در دهه ۵۰ میلادی این روش برای سازه‌های بتن مسلح نیز استفاده می‌شده است که در نهایت با مشخص شدن اشکالات و محدودیت‌ها، با روش‌های طراحی حالات حدی جایگزین گردیده است. از مهم‌ترین دلایل کنار گذاشته شدن روش تنش مجاز، استفاده از ضریب اطمینان یکسان برای تمامی عامل‌های خارجی (بارها) با عدم قطعیت‌های مختلف بوده است.

به نظر می‌رسد روش مقاومت مجاز (ASD) ویرایش جدید مبحث دهم، به عنوان پلی میان طراحان انس گرفته با ویرایش‌های قدیمی و مباحث جدید آیین‌نامه‌ای ایجاد شده باشد. در این روش اگرچه بار و تقاضا به صورت بدون ضریب - مشابه با روش قدیمی تنش مجاز - حضور دارند اما نحوه محاسبه ظرفیت اسمی مقاطع دقیقاً مشابه روش حالات حدی بوده و تفاوت در ضرایب اطمینان و نحوه اعمال آن‌ها است.



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقادیر ضریب اطمینان و ضریب کاهش مقاومت برای روش طراحی ASD و LRFD برای تلاش‌های مختلف:

ضریب اطمینان در روش ASD	ضریب کاهش مقاومت ϕ در روش LRFD	کاربرد
Ω_B=2.31	ϕ_B=0.65	برای اتکایی روی بتن
Ω_b=1.67	ϕ_b=0.9	برای خمش اعضای فولادی
Ω_c=1.67	ϕ_c=0.9	برای فشار محوری
Ω_c=2.0	ϕ_c=0.75	برای فشار محوری ستون‌های مرکب
Ω_{sf}=2.0	ϕ_{sf}=0.75	برای برش در مسیر گسیختگی
Ω_T=1.67	ϕ_T=0.9	برای پیچش اعضا
Ω_t=1.67	ϕ_t=0.9	برای کشش اعضا
Ω_t=2.0	ϕ_t=0.75	برای گسیختگی کششی
Ω_t=2.0	ϕ_t=0.75	گل‌میخ در کشش
Ω_v=1.67-1.5	ϕ_v=0.9-1.0	برای برش
Ω_v=2.31	ϕ_v=0.65	گل‌میخ در برش

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ویرایش سوم مبحث دهم (۱۳۸۷)

بند ۱۰-۰-۱:

در حال حاضر به هر دو روش تنش مجاز و روش حالات حدی مجاز است، لیکن ترکیب این دو روش و فصل‌های مربوطه به هیچ‌وجه مجاز نمی‌باشد. پس از طی دوره گذر، طراحی به روش حالات حدی، روش اصلی مقررات خواهد شد.

ویرایش چهارم مبحث دهم (۱۳۹۲)

تنها روش طراحی در این ویرایش، روش حالات حدی موسوم به «روش ضرایب بار و مقاومت» است.

ویرایش پنجم مبحث دهم (۱۴۰۱)

ارائهٔ الزامات حالت‌های حدی مقاومت به دو روش، ضرایب بار و مقاومت (LRFD) و مقاومت مجاز (ASD)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

محدودیت‌های حداکثر تنش تسلیم مصالح در اجزای سازه فولادی

تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد در اعضایی که در آنها انتظار رفتار فرا ارتجاعی محدود یا قابل ملاحظه می‌رود و جزئی از سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای متوسط یا ویژه هستند، نباید از ۳۵۵ مگاپاسکال تجاوز نماید. در این نوع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی فولاد نباید از ۰/۸ بزرگتر باشد. تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد در اعضایی که در آنها انتظار رفتار فرا ارتجاعی حداقل می‌رود (مثل قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری معمولی) و جزئی از سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای معمولی هستند، نباید از ۴۶۰ مگاپاسکال بیشتر باشد. در این نوع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای نسبت تنش تسلیم به تنش کششی نهایی فولاد نباید از ۰/۸۵ بزرگتر باشد.

تبصره: تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد برای ستون‌های سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی ویژه، قاب‌های خمشی خرپایی ویژه، قابهای خمشی مختلط ویژه، قاب‌های مهاربندی شده همگرای مختلط ویژه و قاب‌های مهاربندی شده واگرای مختلط و نیز ستون‌های کلیهٔ قاب‌های مهاربندی شده فولادی و دیوارهای برشی فولادی میتواند از ۳۵۵ مگاپاسکال بزرگتر باشد؛ اما درهرحال نباید از ۴۶۰ مگاپاسکال تجاوز نماید.

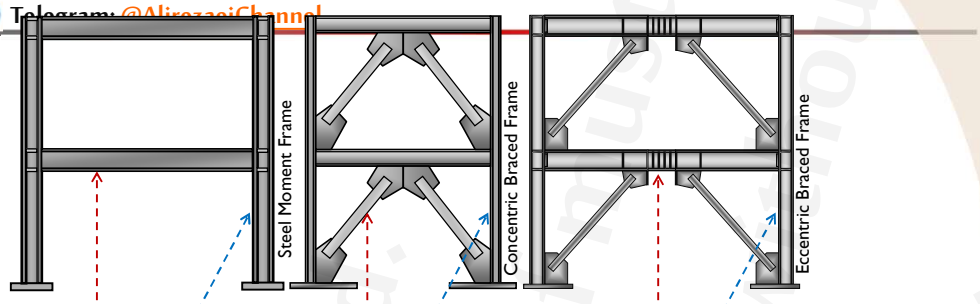
در ویرایش قبلی مبحث دهم، ضوابط خاصی برای حداکثر تنش تسلیم مصالح وجود نداشت.

AISC 341-16:

Structural steel used in the seismic force-resisting system (SFRS) shall satisfy the requirements of Specification Section A3.1, except as modified in these Provisions. The specified minimum yield stress of structural steel to be used for members in which inelastic behavior is expected shall not exceed 50 ksi (345 MPa) for systems defined in Chapters E, F, G and H, except that for systems defined in Sections E1, F1, G1, H1 and H4, this limit shall not exceed 55 ksi (380 MPa).

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



اجزای سازه‌ای

- OMF: $F_y \leq 460$ MPa & $F_y/F_u \leq 0.85$
- IMF: $F_y \leq 355$ MPa & $F_y/F_u \leq 0.8$
- SMF: $F_y \leq 355$ MPa & $F_y/F_u \leq 0.8$
- OCBF: $F_y \leq 460$ MPa & $F_y/F_u \leq 0.85$
- SCBF: $F_y \leq 355$ MPa & $F_y/F_u \leq 0.8$
- EBF: $F_y \leq 355$ MPa & $F_y/F_u \leq 0.8$

ستون‌ها

- SMF: $F_y \leq 460$ MPa & $F_y/F_u \leq 0.8$
- OCBF: $F_y \leq 460$ MPa & $F_y/F_u \leq 0.85$
- SCBF: $F_y \leq 460$ MPa & $F_y/F_u \leq 0.8$
- EBF: $F_y \leq 460$ MPa & $F_y/F_u \leq 0.8$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تنش تسلیم حداقل فولاد

طبق بند ۱۰-۳-۲-۱-۴ مبحث دهم ویرایش پنجم:

الف) تنش تسلیم مورد انتظار فولاد: برابر R_yF_y بوده که در آن F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد و R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد است که برای انواع تولیدات فولاد متفاوت بوده و به عوامل متعددی نظیر شکل مقاطع، افزودنی‌های به‌کاررفته در طی روند تولید فولاد در کارخانه‌ها بستگی دارد.

در استانداردهای ساخت، تنش تسلیم تولید فولادهای مختلف به صورت تنش تسلیم حداقل ارایه می‌شود تا از تامین مشخصات حداقلی در ساخت محصول اطمینان حاصل شود. مقاومت حداقلی مصالح یا کرانه پایین مقاومت مصالح معمولا در استانداردهای طراحی تحت عنوان مقاومت مشخصه معرفی گردیده و برای تعیین ظرفیت مقاطع در طراحی اعضا مورد استفاده قرار می‌گیرد. اما در طراحی لرزه‌ای، اهمیت بیشینه تنش تسلیم، هم ارز با اهمیت حداقل تنش تسلیم می‌باشد. مطالعات نشان داده است که عموماً حاشیه‌ای بین مقاومت تسلیم میانگین واقعی و مقاومت تسلیم مشخصه وجود دارد.

ب) تنش کششی نهایی مورد انتظار فولاد: تنش کششی نهایی مورد انتظار فولاد برابر R_tF_u بوده که در آن F_u تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد و R_t برابر نسبت تنش کششی نهایی مورد انتظار به تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد است. در ویرایش قبلی مبحث دهم، ضریبی برای مورد انتظار کردن تنش کششی نهایی فولاد داده نشده بود و فقط تنش تسلیم مورد انتظار معرفی شده بود. مقدار این ضریب در ویرایش جدید مبحث دهم برای تمام رده‌های فولاد به غیر از میلگرد برابر ۱/۱ است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ویرایش چهارم

نوع محصول	Ry
مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده	1.25
سایر مقاطع نورد شده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری	1.2
ورق و تسمه	1.15

ویرایش پنجم

نوع محصول	R_y	R_t
مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده	1.25	1.1
سایر مقاطع نورد شده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری	1.2	1.1
مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	1.15	1.1
میلگردها	1.2	1.2

تنش کششی نهایی مورد انتظار (R_tF_u) به حاصل‌ضرب تنش کششی نهایی مشخصهٔ فولاد (F_u) در ضریب تنوع تولید فولاد (R_t) اطلاق می‌گردد و بیانگر بیشترین تنش کششی نهایی محتمل مصالح فولادی است.

تنش تسلیم مورد انتظار (R_yF_y) به حاصل‌ضرب تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد (F_y) در ضریب تنوع تولید فولاد (R_y) اطلاق می‌گردد و بیانگر بیشترین تنش تسلیم کششی محتمل مصالح فولادی است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقادیر R_y و R_t براساس AISC:

Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485)	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500/A500M Gr. B	1.4	1.3
• ASTM A500/A500M Gr. C	1.3	1.2
• ASTM A501/A501M	1.4	1.3
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
• ASTM A1085/A1085M	1.25	1.15
Plates, Strips and Sheets:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1.3	1
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380)	1.1	1.2
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380)	1.1	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
Steel Reinforcement:		
• ASTM A615/A615M Gr. 60 (420)	1.2	1.2
• ASTM A615/A615M Gr. 75 (520) and Gr. 80 (550)	1.1	1.2
• ASTM A706/A706M Gr. 60 (420) and Gr. 80 (550)	1.2	1.2

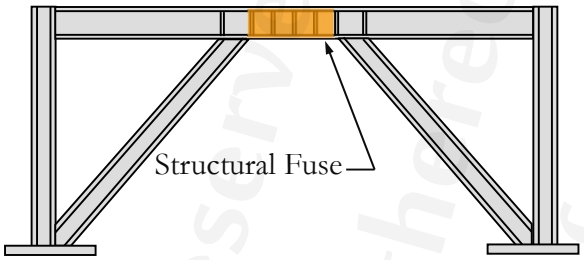
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تنش تسلیم محتمل (Expected Yield Stress)

در طراحی لرزه‌ای، اهمیت حداکثر تنش تسلیم احتمالی با حداقل تنش تسلیم برابر است. مطالعات اخیر نشان می‌دهد که حاشیه‌ای بین مقاومت تسلیم میانگین واقعی و مقاومت تسلیم مشخصه وجود دارد. برای مثال در چند دهه گذشته برای فولاد ASTM-36 مقاومت های تسلیمی از ۲۷۰ مگاپاسکال تا ۲۲۵مگاپاسکال گزارش داده‌اند. این مقاومت افزون، در برخی از المان‌های لرزه‌ای، بخصوص المان‌هایی که به صورت فیوز عمل می‌کنند بایستی به دقت بررسی شود. زیرا که برای جذب انرژی در این المان‌ها، میزان تنش تسلیم بایستی به صورت معینی تعیین شود تا زودتر از بقیه قسمت‌های سازه وارد حوزه خمیری شوند.

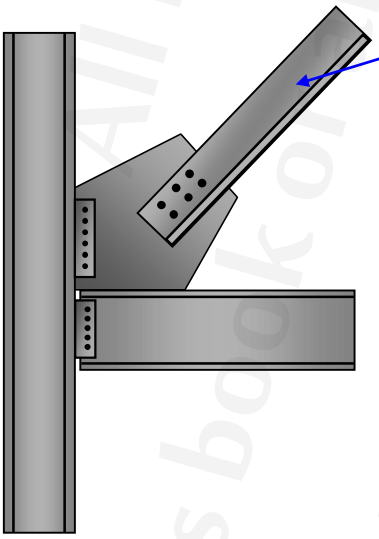
این اضافه مقاومت به سبب افزودنی هایی مانند آهن قراضه و همچنین پروسه تولید و نوردکاری ایجاد می‌شود. آیین‌نامه‌های طراحی ضریبی را با عنوان R_y که برای هر مقطعی متفاوت است در نظر می‌گیرند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Example: SCBF Brace and Brace Connection



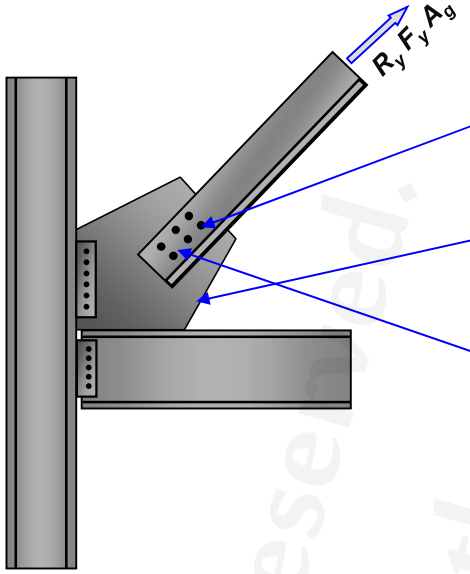
برای طراحی مقطع مهاربند

مقاومت مورد نیاز طراحی براساس ترکیب بارهای ضریبدار مبحث ششم و توزیع بارهای جانبی براساس استاندارد ۲۸۰۰ تعیین شود

مقاومت طراحی مهاربند براساس حداقل تنش تسلیم F_y تعیین شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



مقاومت مورد نیاز محوری برای طراحی اتصال مهاربند براساس حداکثر کشش مورد انتظار تعیین می‌شود.

طراحی پیچ‌ها

مقاومت طراحی برشی پیچ براساس حداقل تنش نهایی F_u پیچ

طراحی ورق گاست

مقاومت طراحی ورق براساس حداقل تنش تسلیم F_y و تنش نهایی F_u مصالح ورق

کنترل شکست در مقطع خالص و برش قالبی

براساس تنش تسلیم مورد انتظار R_yF_y و تنش نهایی مورد انتظار R_tF_u مهاربند

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پ) تنش فشاری مورد انتظار بتن: تنش فشاری مورد انتظار بتن برابر $R_cf'_c$ بوده که در آن f'_c تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن و R_c برابر نسبت تنش فشاری مورد انتظار به تنش فشاری مشخصهٔ بتن است. طبق ویرایش جدید مبحث دهم، این مقدار برای بتن‌های با تنش مشخصه فشاری مساوی و کمتر از ۵۰ مگاپاسکال برابر ۱/۴ و برای مقادیر بیشتر از ۵۰ مگاپاسکال برابر ۱/۲ داده شده است. کاربرد اساسی این ضریب در طراحی اعضای مختلط است.

تنش فشاری مشخصه بتن	R_c
برای $f'_c \le 50\ MPa$	1.4
برای $f'_c > 50\ MPa$	1.2

تنش فشاری مورد انتظار بتن: برابر $R_cf'_c$ بوده که در آن f'_c، تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن و برابر نسبت تنش فشاری مورد انتظار به تنش فشاری مشخصهٔ بتن است.

AISC 341-22:

For composite members or adjoining members, as applicable, whose nominal strength is a function of concrete compressive strength, f'_c, the expected strength of an element shall be determined from the expected concrete compressive strength, R_c f'_c. Rc is the factor to account for the expected strength of concrete as provided in Table A3.2.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقدار تنش تسلیم فولاد بایستی براساس استاندارد ساخت آن تعیین شود. فولاد S235JR (معادل ST37) و S355JR (معادل ST52) در ایران بیشتر کاربرد دارند. مشخصات مکانیکی رده‌های مختلف طبق استاندارد EN10025:2004 به صورت زیر است:

رده فولاد	حداقل تنش تسلیم بر حسب Mpa						مقاومت کششی بر حسب Mpa		کرنش گسیختگی Lo = 5,65 * √So (%)				طاقت نمونه شیاردار	
	ضخامت اسمی بر حسب mm						ضخامت اسمی بر حسب mm		ضخامت اسمی بر حسب mm				دمای آزمایش °C	حداقل انرژی J
	≤16	>16 ≤40	>40 ≤63	>63 ≤80	>80 ≤100	>100 ≤125	>3 ≤100	>100 ≤125	>3 ≤40	>40 ≤63	>63 ≤100	>100 ≤125		
S235JR	235	225	215			195	360-510	350-500	26	25	24	22	20	27
S235J0	235	225	215			195	360-510	350-500	26	25	24	22	0	27
S235J2	235	225	215			195	360-510	350-500	26	25	24	22	-20	27
S275JR	275	265	255			245	235	225	410-560	400-540	23	22	21	19
S275J0	275	265	255			245	235	225	410-560	400-540	23	22	21	19
S275J2	275	265	255			245	235	225	410-560	400-540	23	22	21	19
S355JR	355	345	335			325	315	295	470-630	450-600	22	21	20	18
S355J0	355	345	335			325	315	295	470-630	450-600	22	21	20	18
S355J2	355	345	335			325	315	295	470-630	450-600	22	21	20	18
S355K2	355	345	335			325	315	295	470-630	450-600	22	21	20	18

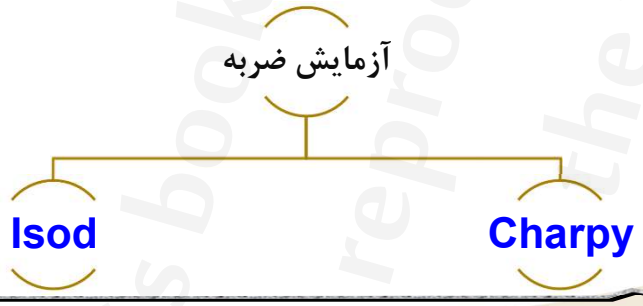
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

درجه حرارت‌های پایین اثر چندانی بر روی نمودار تنش کرنش فولاد ندارد ولی فولاد در آستانه درجه حرارت معینی به طور فزاینده از حالت شکل پذیر به وضعیت ترد تغییر می‌یابد. این خاصیت نامطلوب که تبدیل و تغییر فاز شکل‌پذیر به فاز ترد در اثر درجه حرارت است، دمای DBTT (Ductile to Brittle Transition Temperature) گویند.

به کمک آزمایش ضربه می‌توان محدوده‌های درجه حرارتی را که در آن فولاد رفتار ترد و یا انعطاف پذیری از خود نشان می‌دهد را مشخص نمود.

نمونه‌ها به صورت شکل مکعب مستطیل است که یک شکاف(Notch) در آن ایجاد شده است. این شکاف دارای ابعاد مشخص است.

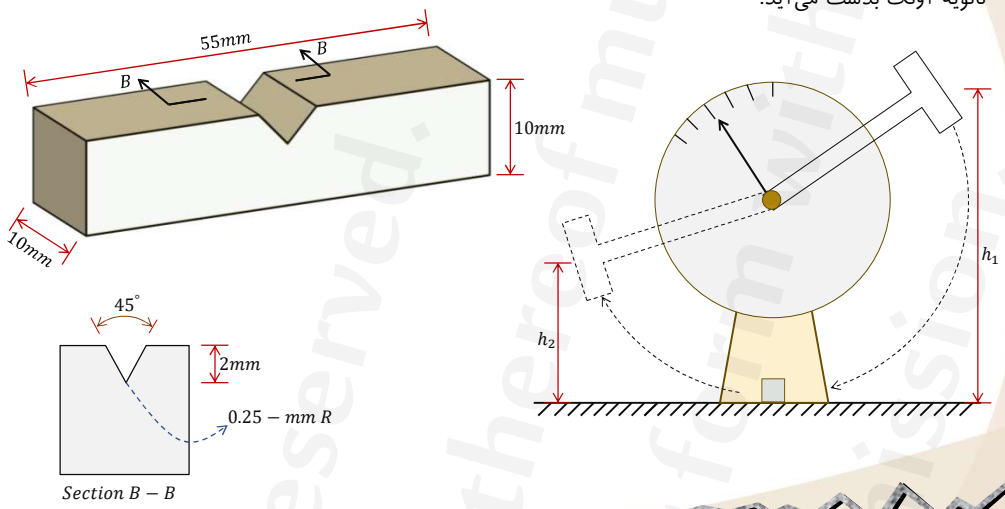


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آزمایش ضربه شارپی

آزمون ضربه شارپی یکی از روش‌های استاندارد برای تعیین انرژی شکست مواد فلزی است. در این آزمون با استفاده از نمونه‌های شیار داده شده، مقدار انرژی جذب شده توسط نمونه در هنگام شکست از میزان اختلاف ارتفاع اولیه و ثانویه آونگ بدست می‌آید.



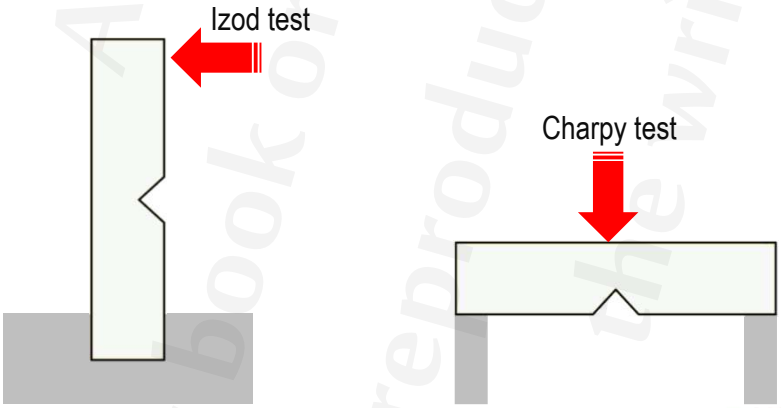
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آزمایش ضربه آیزود

در آزمایش آیزود که به مانند آزمایش شارپی بوده ولی نمونه به شکل طره قرار می‌گیرد. حاصل ضرب وزن آونگ در اختلاف ارتفاع قبل و بعد از ضربه تعیین می‌شود. بین مقدار انرژی برابر تفاضل پتانسیل اولیه و انرژی پتانسیل باقی مانده است.

$$E = mg(h_2 - h_1)$$



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

براساس بند ۱۰-۱-۴-۲ مبحث دهم، مطابق استانداردهای EN 10025، ISIRI 14262 و ISO 630-2 مصالح فولادی از نظر طاقت نمونهٔ شیار داده شدهٔ شارپی به شرح زیر به سه ردهٔ J0، JR و J2 طبقه‌بندی می‌شوند:

الف) ردهٔ JR: به رده‌ای از مصالح فولادی گفته می‌شود که طاقت نمونهٔ شیار داده شدهٔ شارپی آن حداقل ۲۷ ژول در دمای ۲۰+ درجه سلسیوس باشد. به لحاظ طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی، شرایط پذیرش این رده آسانتر از شرایط پذیرش رده‌های J0 و J2 است.

ب) ردهٔ J0: به رده‌ای از مصالح فولادی گفته می‌شود که طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی آن حداقل ۲۷ ژول در دمای صفر درجه سلسیوس باشد. به لحاظ طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی، شرایط پذیرش این رده آسانتر از شرایط پذیرش ردهٔ J2 اما سختگیرانه‌تر از شرایط پذیرش ردهٔ JR است.

پ) ردهٔ J2: به رده‌ای از مصالح فولادی گفته می‌شود که طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی آن حداقل ۲۷ ژول در دمای ۲۰- درجه سلسیوس باشد. به لحاظ طاقت نمونهٔ شیار داده‌شدهٔ شارپی، شرایط پذیرش این رده هم از شرایط پذیرش ردهٔ JR و هم از شرایط پذیرش ردهٔ J0 سختگیرانه‌تر است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

مقاطع سنگین

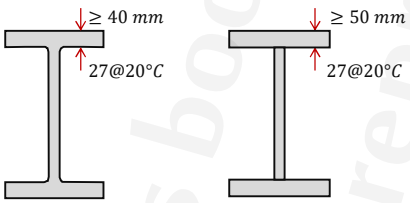
در اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، در مقاطع گرم نوردشده، فولاد سازه‌ای به‌کار رفته در بال‌های با ضخامت مساوی یا بیشتر از ۴۰ میلیمتر باید دارای حداقل طاقت نمونهٔ شیار داده شدهٔ شارپی ۲۷ ژول در دمای ۲۰ درجه سلسیوس باشد.

در اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، در سایر مقاطع، فولاد سازه‌ای به‌کاررفته در ورق‌های با ضخامت ۵۰ میلیمتر و بیشتر، که در موارد زیر استفاده می‌شود، در هر موقعیتی که از سوی روش‌های استاندارد مجاز دانسته شده است، باید دارای حداقل طاقت نمونهٔ شیار داده شدهٔ شارپی ۲۷ ژول در دمای ۲۰ درجه سلسیوس باشد:

۱- اعضای ساخته شده از ورق

۲- ورق‌های اتصالی که انتظار می‌رود در آنها در اثر بارهای لرزه‌ای، کرنش‌های غیر ارتجاعی ایجاد گردد.

۳- هستهٔ فولادی مهاربندهای کمانش تاب



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مصالح جوش

طبق مبحث دهم، مصالح جوش به دو بخش «جوش به کاررفته در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای» و جوش «بحرانی لرزه‌ای» تقسیم می‌شود. اصطلاح «جوش‌های بحرانی لرزه‌ای» برای تعیین جوش‌هایی که مشمول نیازهای اضافی آیین‌نامه AWD D1.8 هستند، کاربرد دارد. مجموعه این الزامات برای جلوگیری از شکست ترد می‌باشند.

مصالح جوش

جوش‌های به کار رفته در اعضا و اتصالات و وصله‌های اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای (SFRS)

All welds used in members and connections in the SFRS shall be made with filler metals meeting the requirements specified in clauses 6.1, 6.2 and 6.3 of Structural Welding Code—Seismic Supplement (AWS D1.8/D1.8M), hereafter referred to as AWS D1.8/D1.8M.

جوش‌های بحرانی لرزه‌ای (Demand Critical Welds) نظیرجوش‌های شیاری با نفوذ کامل (CJP) در قاب خمشی ویژه و متوسط و اتصالات تیرهای پیوند قاب‌های مهاربندی شده واگرا

Welds designated as demand critical shall be made with filler metals meeting the requirements specified in AWS D1.8/D1.8M clauses 6.1, 6.2 and 6.3.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مشخصات رده‌بندی مصالح الکترود برای سیستم باربر جانبی

مشخصات	رده الکترود مصرفی		
	E70	E80	E90
مقاومت تسلیم (MPa)	400	470	540
مقاومت کششی (MPa)	490	550	620
حداقل درصد ازدیاد طول، ٪	22	19	17
حداقل طاقت CVN (J)	27@- 18°C		34@- 30°C

خواص مکانیکی جوش‌های نیاز بحرانی

مشخصات	رده الکترود مصرفی		
	E70	E80	E90
مقاومت تسلیم (MPa)	400	470	540
مقاومت کششی (MPa)	490	550	620
حداقل درصد ازدیاد طول، ٪	22	19	17
حداقل طاقت CVN (J)	54@20°C		54@10°C

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طراحی ظرفیتی

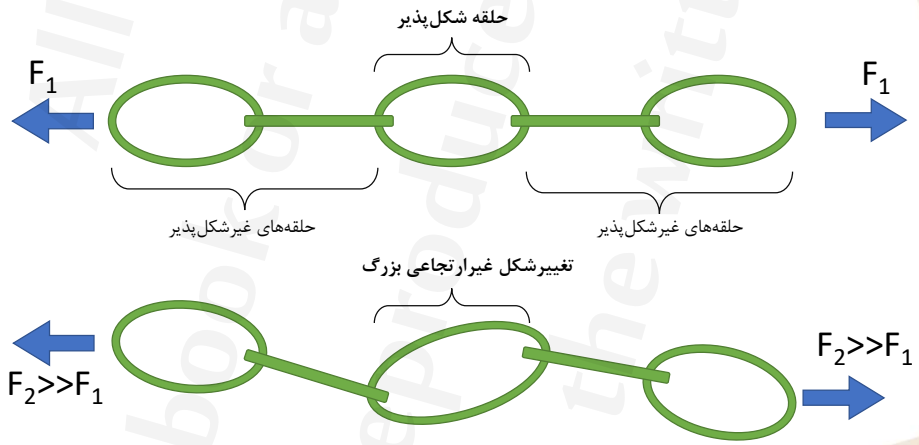
یک ابزار مفید جهت طراحی لرزه‌ای می‌باشد. وقتی می‌خواهیم برخی از المان‌های سازه‌ای وارد ناحیه خمیری شوند، از مفاهیم طراحی بر اساس ظرفیت استفاده می‌شود. در حال حاضر این روش در آیین‌نامه‌های طراحی استفاده نمی‌شود لیکن از نتایج آن برای طراحی لرزه‌ای استفاده می‌شود. اولین بار در نیوزلند و در سال ۱۹۶۰ بعنوان روش تحلیل طراحی در برابر زلزله‌های شدید بر روی آن کار شد.

فلسفه: در زلزله‌های شدید، برخی از المان‌های سازه وارد ناحیه خمیری می‌شوند. نقاطی که به عنوان مفصل خمیری در نظر گرفته می‌شوند بایستی قدرت جذب انرژی را داشته باشد. در حقیقت این مفاصل بایستی قابلیت چرخش زیاد را داشته و کمبود مقاومت چندانی در آنها رخ ندهد. همچنین دچار کمانش‌های کلی و موضعی نشوند. در مرحله بعدی بایستی از حفاظت قسمت‌هایی که نمی‌خواهیم وارد ناحیه خمیری شود اطمینان حاصل کنیم.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

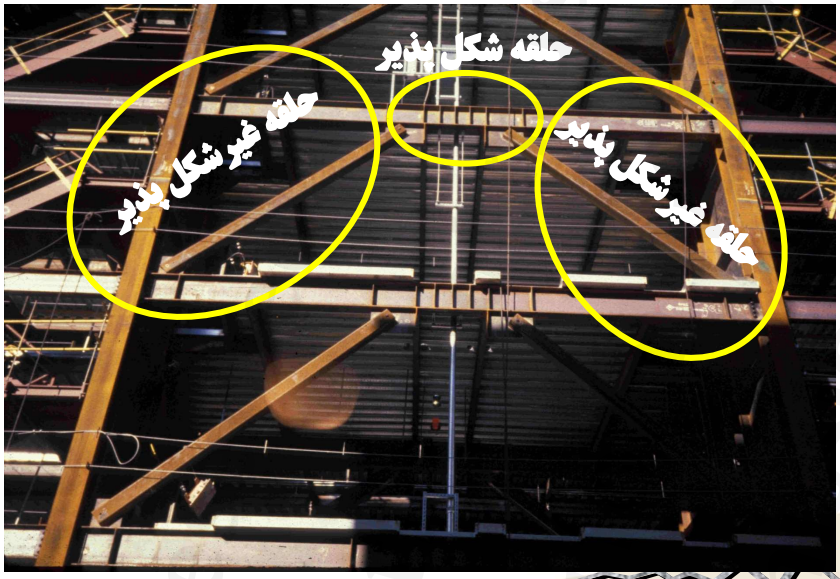
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

زنجیر پاولی



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

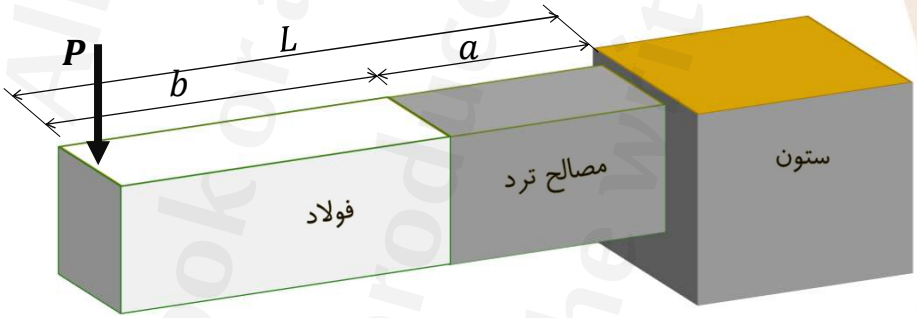


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تیر کنسول زیر را در نظر بگیرید که از دو جنس مصالح تشکیل شده است.

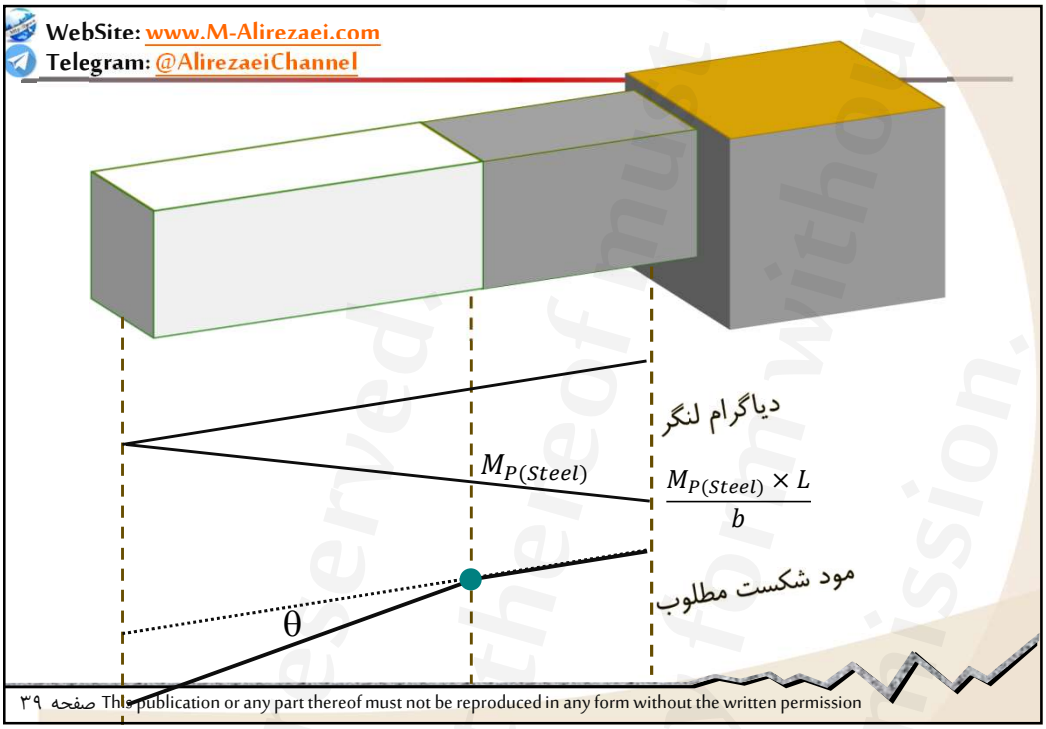
مود تسلیم مطلوب چیست؟



$$M_{max} = \frac{M_{P(Steel)} \times L}{b} < M_{\text{brittle}} \quad \rightarrow \quad M_{\text{brittle}} = \alpha \frac{M_{P(Steel)} \times L}{b}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۳۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

فصل دوم

فلسفه طراحی لرزه‌ای در آیین‌نامه‌های ساختمانی

صفحه ۴۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برخی از سوالات مرتبط با این فصل...

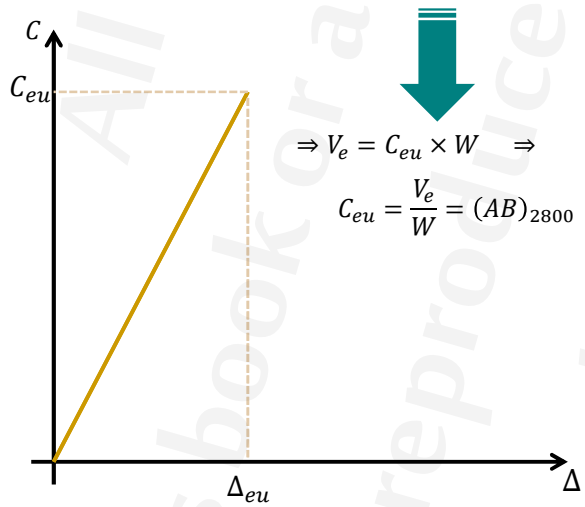
- معرفی آیین‌نامه‌های طراحی سازه
- فلسفه طراحی در آیین‌نامه‌های جدید چیست؟
- ترکیب بارهای طرحی در آیین‌نامه‌های مختلف بر چه مبنایی است؟
- فلسفه ضریب رفتار در آیین‌نامه‌های مختلف چیست؟
- کاربرد مقاومت افزون داده شده در آیین‌نامه‌ها در کجاست؟

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

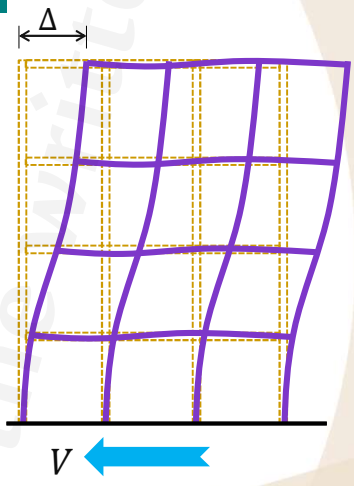
ضریب رفتار و مقاومت افزون

در صورتی که بخواهیم سازه ارتجاعی بماند



$$\Rightarrow V_e = C_{eu} \times W \quad \Rightarrow$$

$$C_{eu} = \frac{V_e}{W} = (AB)_{2800}$$



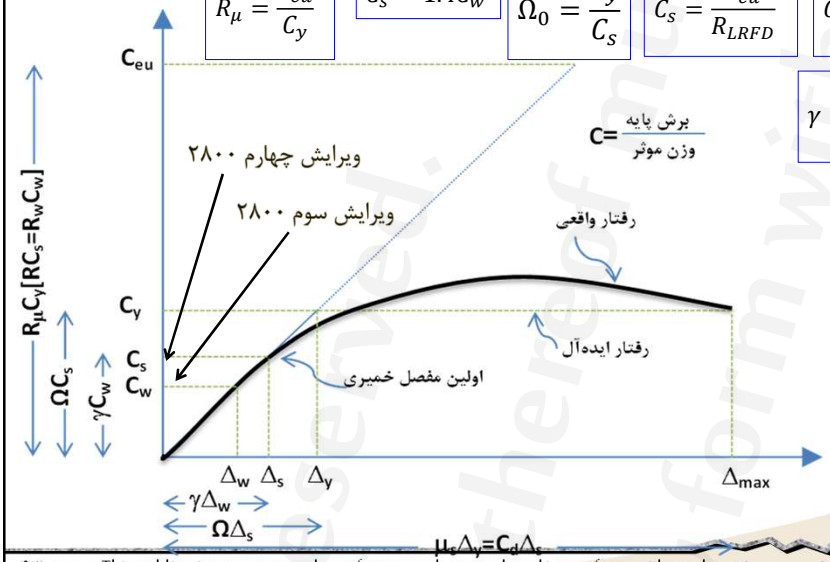
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \qquad C_s \approx 1.4C_w \qquad \Omega_0 = \frac{C_y}{C_s} \qquad C_s = \frac{C_{eu}}{R_{LRFD}} \qquad C_w = \frac{C_{eu}}{R_{ASD}}$$

$$\gamma = \frac{C_s}{C_w} \approx 1.4$$



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقادیر ضریب رفتار و ضریب بزرگنمایی جابجایی و مقاومت افزون در ASCE7-10، ASCE7-16 و ۲۸۰۰ (جدول ۳-۴)

ASCE7-16			ASCE7-10			۲۸۰۰ ویرایش چهارم			
Ω_0	C_d	R	Ω_0	C_d	R	Ω_0	C_d	R	سیستم سازه
									سیستم قاب ساختمانی ساده
2	4	8	2	4	8	2	4	7	قاب مهاربندی شده واگرا
2	5	6	2	5	6	2	5	5.5	قاب مهاربندی شده همگرای ویژه
2	3.25	3.25	2	3.25	3.25	2	3.5	3.5	قاب مهاربندی شده همگرای معمولی
									سیستم قاب خمشی
3	5.5	8	3	5.5	8	3	5.5	7.5	قاب خمشی فولادی با شکل پذیری ویژه
3	4	4.5	3	4	4.5	3	4	5	قاب خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط
3	3	3.25	3	3	3.25	3	3	3.5	قاب خمشی فولادی با شکل پذیری معمولی
3	5.5	8	3	5.5	8	3	5.5	7.5	قاب خمشی بتنی با شکل پذیری ویژه
3	4.5	5	3	4.5	5	3	4.5	5	قاب خمشی بتنی با شکل پذیری متوسط
3	2.5	3	3	2.5	3	3	2.5	3	قاب خمشی بتنی با شکل پذیری معمولی

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

The book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ترکیب بارهای طراحی سازه فولادی

طبق بند ۱۰-۳-۲-۴-۲، داریم:

الف) کلیهٔ اعضا، اجزاء و اتصالات سازه باید برای ترکیبات بارگذاری متعارف شامل زلزلهٔ طرح (E) پاسخگو باشند. نیروهای زلزلهٔ طرح (E) شامل دو دسته، نیروهای جانبی (E_h) که ناشی از اثر مؤلفه‌های افقی شتاب زلزله در ساختمان است و نیروی قائم (E_v) که ناشی از اثر مؤلفهٔ قائم شتاب زلزله در ساختمان است، می‌شوند.

ب) درصورتیکه مقاومت موردنیاز، مطابق الزامات این مبحث حاصل از بار زلزله افقی محدود به ظرفیت باشد، آثار بار لرزه‌ای محدود به ظرفیت (E_{cl}) باید مطابق الزامات این مبحث محاسبه و جایگزین E_h در ترکیبات بارگذاری شامل زلزله گردد.

پ) چنانچه مقاومت موردنیاز مطابق این مبحث حاصل از بار زلزله افقی تشدیدیافته (E_{mh}) باشد، آثار حاصل از $E_{mh}=\Omega_0 E_h$ جایگزین E_h در ترکیبات شامل زلزله به کار گرفته می‌شود. چنانچه آثار بارگذاری حاصل از E_{mh} از E_{cl} بیشتر باشد، می‌توان مقادیر آن را به E_{cl} محدود نمود.

ت) در سازه‌های مختلط، مقاومت موردنیاز اعضای بتن‌آرمه باید براساس ترکیبات بارگذاری نظیر روش LRFD تعیین شود.

Capacity-limited seismic load. The capacity-limited horizontal seismic load effect, Ecl, determined in accordance with these Provisions, substituted for Emh, and applied as prescribed by the load combinations in the applicable building code.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طراحی سازه بر اساس مقاومت مجاز: در این روش از ترکیب بارهای حد سرویس استفاده شده و مقاومت مجاز اعضاء از تقسیم مقاومت نهایی اعضا بر یک ضریب اطمینان بزرگتر از یک حاصل می‌شود. ترکیبات بارگذاری برای طراحی براساس مقاومت مجاز طبق ASCE7-16 به صورت زیر است:

1. D
2. D + L
3. D+ (L_r or S or R)
4. D + 0.75L + 0.75(L_r or S or R)
5. D + (0.6W)
6. D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(L_r or S or R)
7. 0.6D + 0.6W
8. $1.0D + 0.7E_v + 0.7E_h$
9. $1.0D + 0.525E_v + 0.525E_h + 0.75L + 0.75S$
10. $0.6D - 0.7E_v + 0.7E_h$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طراحی سازه بر اساس حالات حدی: در این روش از ترکیب بارهای حد نهایی استفاده شده و مقاومت نهایی اعضاء که با یک ضریب کاهشی کم شده باشد با نیروهای در سطح نهایی مقایسه می‌شود. ترکیبات بارگذاری برای طراحی براساس حالات حدی طبق ASCE7-16 به صورت زیر است:

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr or S or R)
3. 1.2D + 1.6(Lr or S or R)+(L or 0.5W)
4. 1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r or S or R)
5. 0.9D + 1.0W
6. 1.2D + E_v + E_h + L + 0.2S
7. 0.9D − E_v + E_h

در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۶ فوق، به شرطی که حداقل بار گسترده یکنواخت زنده L_0 کمتر از $4.78\ kN/m^2$ باشد (به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی)، می‌توان ضریب بار زنده را 0.5 در نظر گرفت. در ترکیب بارهای فوق، E_v نیروی قائم زلزله و E_h نیروی افقی زلزله است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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

For Load Combination: 1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S

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

For Load Combination: 0.9D + 1.0E

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

$$E = \underbrace{\rho Q_E}_{\text{effect of horizontal forces}} \pm \underbrace{0.2 S_{DS} D}_{\text{effect of vertical forces}}$$

E	=	the effect of horizontal and vertical earthquake-induced forces
Q_E	=	effect of horizontal earthquake induced forces
S_{DS}	=	design spectral acceleration at short periods
D	=	dead load effect
ρ	=	reliability factor (depends on extent of redundancy in the seismic lateral resisting system; ρ varies from 1.0 to 1.2)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Substitute *E* into basic load combinations:

For Load Combination: 1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S

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

$\Rightarrow (1.2 + 0.2\, S_{DS})\, D + 1.0\, \rho\, Q_E + 0.5L + 0.2S$

For Load Combination: 0.9D + 1.0E

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

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

صفحه ۴۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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

For Load Combination: 1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S

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

For Load Combination: 0.9D + 1.0E

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

صفحه ۵۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

هشدار در ارتباط با نحوه اعمال ترکیب بار اضافه مقاومت به همراه اثرات متعامد در تحلیل دینامیکی

برای در نظر گرفتن اثر زلزله در جهات متعامد در تحلیل طیفی سه روش وجود دارد:

۱- در یک تحلیل طیفی، ۱۰۰٪ طیف در جهت x (مقیاس شده) و ۳۰٪ طیف در جهت y (مقیاس شده) بر سازه اعمال شده و اثرات آنها با هم جمع زده می‌شود (قدرمطلق).

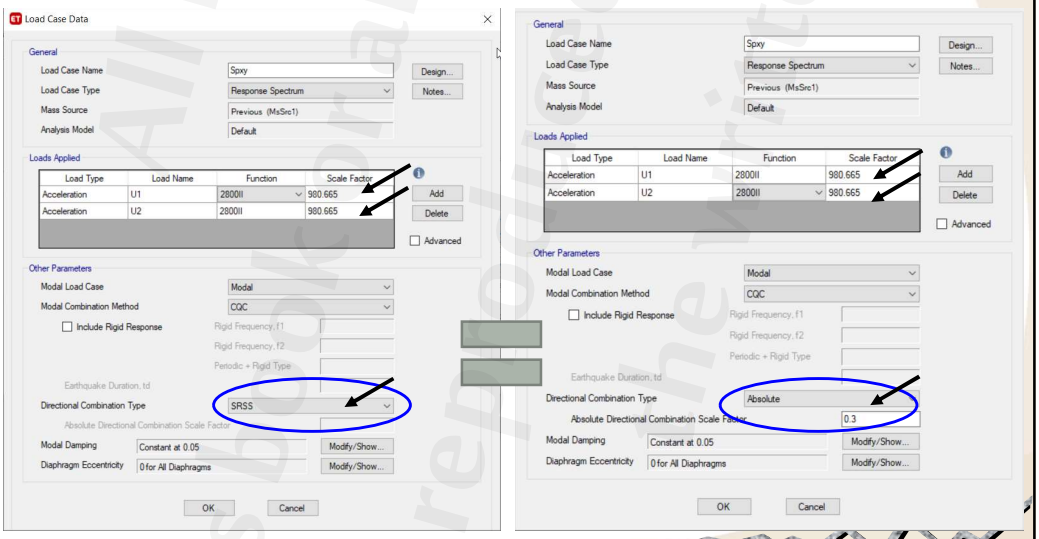
۲- در دو تحلیل جداگانه یک بار ۱۰۰٪ طیف در جهت x (مقیاس شده) و یک بار هم ۱۰۰٪ طیف در جهت y (مقیاس شده) بر سازه اعمال شده و در ترکیب بارها ۱۰۰٪ نیروی زلزله در هر جهت را با ۳۰٪ در جهت عمود بر آن ترکیب نمایید.

۳- در یک تحلیل طیفی، ۱۰۰٪ طیف در جهت x (مقیاس شده) و ۱۰۰٪ طیف در جهت y (مقیاس شده) بر سازه اعمال شده و اثرات آنها با هم بصورت جذر مجموع مربعات جمع زده می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

روش اول...



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ETABS Help:

Absolute Sum Method

This method combines the response for different directions of loading by taking the sum of their absolute values. A scale factor, dirf, is available for reducing the interaction between the different directions. Specify **dirf=1** for a simple absolute sum:

$R = |R_1| + |R_2| + |R_3|$

This method is usually over-conservative. Specify 0 < dirf < 1 to combine the directional results by the scaled absolute sum method. Here, the directional results are combined by taking the maximum, over all directions, of the sum of the absolute values of the response in one direction plus **dirf** times the response in the other directions. For example, if **dirf** = 0.3, the spectral response, R, for a given displacement, force, or stress would be:

$R = \max(\bar{R}_1, \bar{R}_2, \bar{R}_3)$

where:

$\bar{R}_1 = R_1 + 0.3(R_2 + R_3)$ $\quad \bar{R}_2 = R_2 + 0.3(R_1 + R_3)$ $\quad \bar{R}_3 = R_3 + 0.3(R_1 + R_2)$

and R1, R2, and R3 are the modal-combination values for each direction.

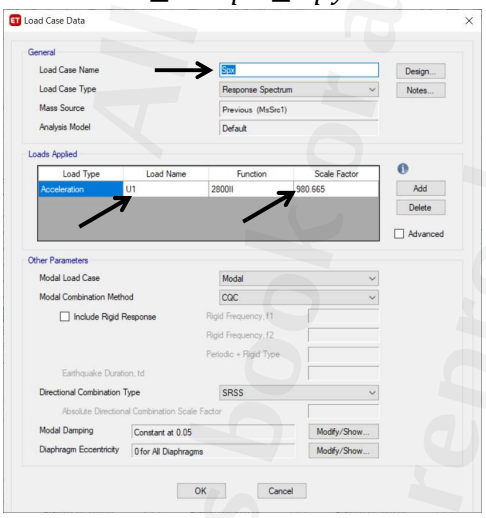
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

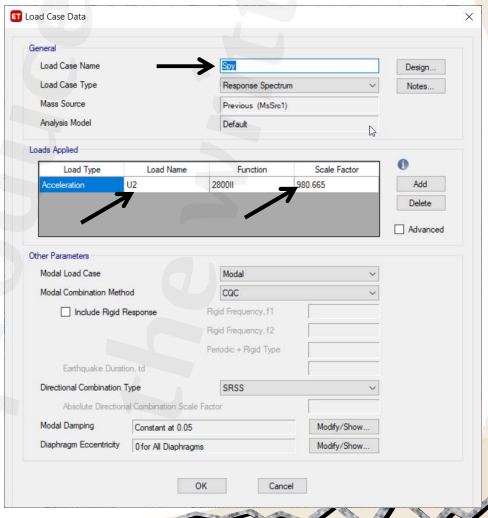
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

روش دوم...

$U = D + L \pm Spx \pm 0.3Spy$

$U = D + L \pm 0.3Spx \pm Spy$

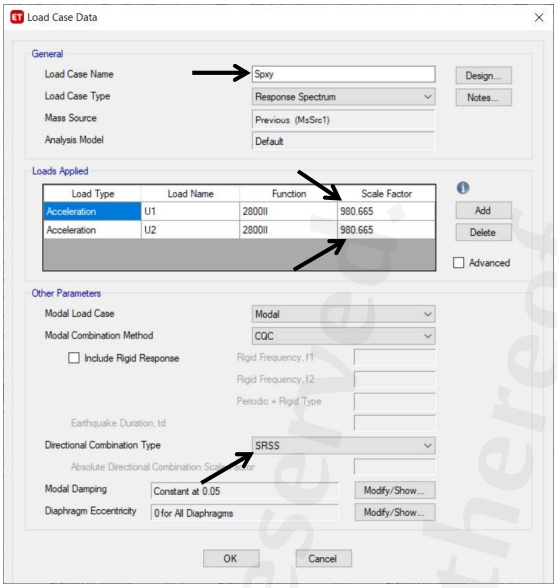




 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

روش سوم...



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

هشدار: کاربر بایستی در بکار بردن روش دوم برای ترکیب بارهای تشدید یافته، دقت داشته باشد. در این حالت، برنامه برای هر ترکیب بار، ضرایب بارهای زلزله را برداشته و در آنها ضریب اضافه مقاومت معرفی شده را اعمال می‌کند.

ETABS Help:

The program automatically considers seismic load effects, including overstrength factors (ASCE 2.3.6, 2.4.5, 12.4.3), as special load combinations that are created automatically from each load combination, involving seismic loads. In that case, the horizontal component of the force is represented by E_{mh} and the vertical component of the force is represented by E_v, where

$E_{mh} = \Omega_0 QE$ (ASCE 12.4.3.1)

$Ev = 0.2S_{DS}D$ (ASCE 12.4.2.2)

Effectively, the special seismic combinations for the LRFD provision are

$(1.2 + 0.2S_{DS})DL\ \Omega_0 Q_E$ (ASCE 2.3.6-6, 12.4.2.2, 12.4.3.1)

$(1.2 + 0.2S_{DS})DL\ \Omega_0 Q_E + 1.0LL$ (ASCE 2.3.6-6, 12.4.2.2, 12.4.3.1)

$(0.9 - 0.2S_{DS})DL\ \Omega_0 Q_E$ (ASCE 2.3.6-7, 12.4.2.2, 12.4.3.1)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

انواع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

قاب مهاربندی شده همگرای معمولی (OCBF):

مزایا:

۱- سادگی طراحی و ساخت، مناسب برای ساختمان‌های کوتاه

۲- دریفت کم که باعث آسیب کمتر به اجزای غیر سازه‌ای می‌شود.

۳- این سیستم نسبت به قاب خمشی و قاب مهاربندی شده واگرا اقتصادی‌تر است.

معایت:

۱- کاهش شکل پذیری نسبت به قاب خمشی و قاب مهاربندی شده واگرا.

۲- ضریب رفتار R=3.25 طبق ASCE7-16 و R=3.5 طبق استاندارد ۲۸۰۰ که باعث ایجاد نیروی طراحی زیاد برای اجزای سازه و دیافراگم‌ها خواهد شد.

۳- برای استفاده در مناطق با لرزه‌خیزی بالا محدودیت دارد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۴- قابلیت اطمینان کمتر نسبت به قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه و واگرا

۵- کمانش مهاربند و اثر آن بر روی نازک‌کاری.

محدودیت‌ها:

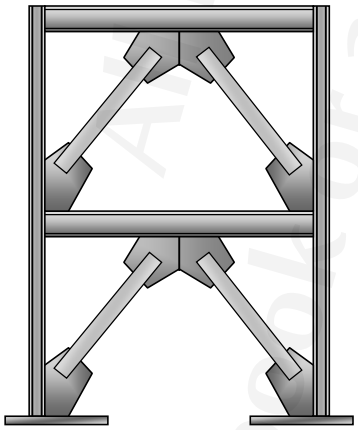
۱- حداکثر 10.6 m طبق ASCE7-16 و 15 m طبق استاندارد ۲۸۰۰

۲- طبق ASCE7-16 در طبقه‌بندی لرزه‌ای F قابل استفاده نیستند.

عملکرد در زلزله‌های گذشته:

۱- در زلزله‌های گذشته خرابی گسترده‌ای را تجربه کرده‌اند.

۲- استفاده از این سیستم از سال ۱۹۴۰ در ایالات متحده رواج دارد.



Steel Ordinary Concentric Braced Frame (OCBF)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب مهاربندی شده همگرای ویژه (SCBF):

مزایا:

۱- دریفت کم که باعث آسیب کمتر به اجزای غیر سازه‌ای می‌شود.

۲- این سیستم نسبت به قاب خمشی و قاب مهاربندی شده واگرا اقتصادی‌تر است.

۳- ضریب رفتار R=6 طبق ASCE7-16 و R=5.5 طبق استاندارد ۲۸۰۰ که باعث ایجاد نیروی کمتر طراحی نسبت به قاب مهاربندی همگرای معمولی می‌شود.

۴- تا ارتفاع ۵۰ متر طبق استاندارد ۲۸۰۰ قابل طراحی است.

۵- نسبت به مهاربند همگرای معمولی قابلیت اطمینان بالاتری دارد

معایت:

۱- کاهش شکل پذیری نسبت به قاب خمشی و قاب مهاربندی شده واگرا.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۲- حداکثر ارتفاع کمتر نسبت به قاب خمشی و قاب مهاربندی شده واگرا

۳- کمانش مهاربند و اثر آن بر روی نازک کاری.

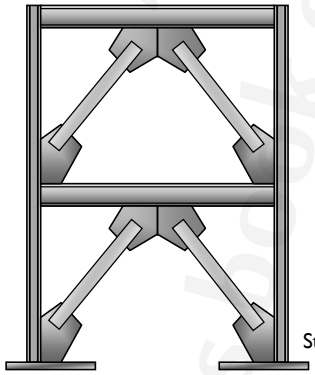
محدودیت‌ها:

۱- حداکثر 48 m طبق ASCE7-16 در SDC D,E و حداکثر 30 m در SDC F

عملکرد در زلزله‌های گذشته:

۱- اطلاعات زیادی در این ارتباط برای این سیستم وجود ندارد.

۲- استفاده از این سیستم از سال ۱۹۹۰ در ایالات متحده رواج دارد.



Steel Special Concentric Braced Frame (SCBF)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب مهاربندی شده واگرا (EBF):

مزایا:

۱- مقدار R=8 طبق ASCE7-16 و R=7 طبق استاندارد ۲۸۰۰ که باعث ایجاد نیروی کمتر طراحی می‌شود.

۲- جاری شدن در تیر پیوند متمرکز است.

۳- عدم کمانش مهاربند و آسیب به نازک‌کاری

معایت:

۱- کاهش فضای معماری با ایجاد نمای خرپایی نسبت به قاب خمشی.

۲- ابعاد تیر زیاد.

۳- ارتفاع کمتر مجاز نسبت به قاب خمشی

۴- قیمت بیشتر نسبت به سایر سیستم‌های مهاربندی شده.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

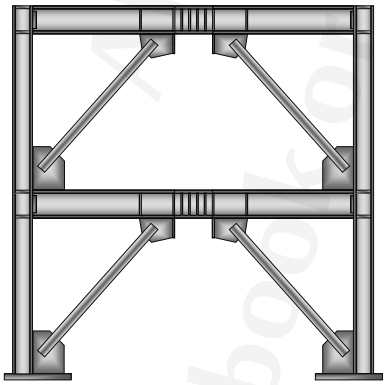
محدودیت‌ها:

۱- حداکثر 48 m طبق ASCE7-16 در SDC D,E,F و حداکثر 50 m طبق استاندارد ۲۸۰۰

عملکرد در زلزله‌های گذشته:

۱- عملکرد نسبتا مطلوب در زلزله ۲۰۱۰ نیوزلند.

۲- استفاده از این سیستم از سال ۱۹۸۰ در ایالات متحده و ۱۹۷۰ در ژاپن رواج دارد.



Steel Eccentrically Braced Frame

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب مهاربندی شده کمانش تاب (BRBF):

مزایا:

۱- مقدار R=8 طبق ASCE7-16 و R=7 طبق استاندارد ۲۸۰۰ که باعث ایجاد نیروی کمتر طراحی می‌شود.

۲- جاری شدن در مهاربندهای متمرکز است.

۳- شکل‌پذیری بیشتر نسبت به سایر سیستم‌های مهاربندی شده.

معایت:

۱- نیاز به ساخت در کارخانه دارد.

۲- کاهش انعطاف پذیری نسبت به قاب خمشی

۳- ارتفاع کمتر مجاز نسبت به قاب خمشی

صفحه ۶۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت‌های موردنیاز

طبق بند ۱۰-۳-۲-۴-۴، مقاومت‌های موردنیاز اعضای سازه‌ای و اتصالات باید برابر بزرگترین مقدار به دست آمده از موارد زیر، درصورتیکه در این مبحث مقرر شود، در نظر گرفته شوند:

الف) مقاومت‌های موردنیاز که از تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بارگذاری داده شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمانی محاسبه شود.

ب) مقاومت‌های موردنیاز که براساس بخش‌های ۱۰-۳-۲ تا ۱۰-۳-۶ برای هر یک از سیستم‌های باربر جانبی مقرر شده است، محاسبه گردند.

تمامی ضوابط لرزه‌ای برای هر یک از سیستم‌های باربر جانبی و الزامات عمومی

صفحه ۶۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت‌های موجود

طبق بند ۱۰-۳-۲-۴-۵ داریم:

الف) مقاومت موجود، در طراحی به روش LRFD برابر با مقاومت طراحی (ϕR_n) و در طراحی به روش ASD برابر با مقاومت مجاز (R_n/Ω) است. مقاومت موجود سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، اعضا و اتصالات باید براساس ضوابط فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ تعیین شوند، مگر آنکه در این فصل (فصل ۱۰-۳) ضابطهٔ دیگری الزام شده باشد.

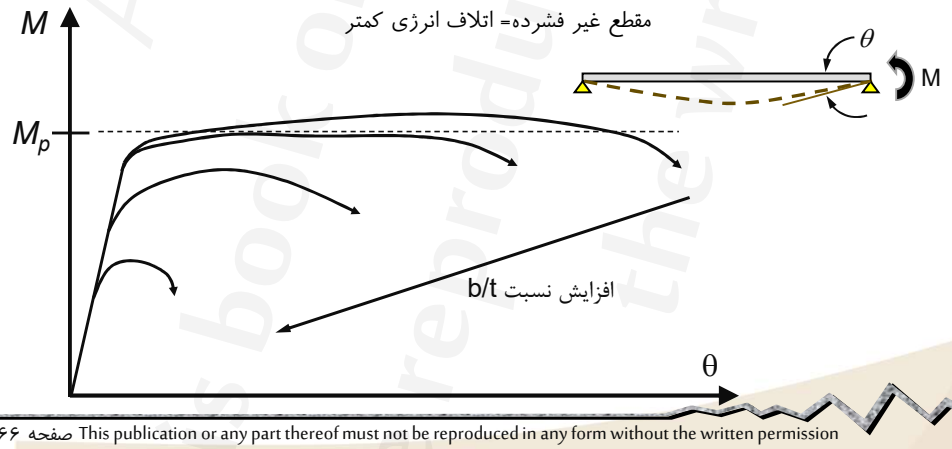
ب) در مواردی که مقاومت موردنیاز اعضا، اجزاء و اتصالات براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ طرح (E) یا زلزلهٔ تشدیدیافته (E_{mh}) تعیین می‌شود، مقدار ضریب کاهش مقاومت (ϕ) و ضریب اطمینان (Ω) باید براساس مقادیر داده شده در فصل ۱۰-۲ تعیین شود. اما در مواردیکه مقاومت موردنیاز اعضا، اجزاء و اتصالات براساس ترکیب بارگذاری شامل زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) تعیین می‌شود، ضریب کاهش مقاومت (ϕ) و ضریب اطمینان (Ω) برای حالت‌های حدی تسلیم (حالت‌های حدی شکل‌پذیر) به جای 0.9 و 1.67 باید به ترتیب برابر 1.0 و 1.5 و برای حالت‌های حدی گسیختگی (حالت‌های حدی غیر شکل‌پذیر و ترد) به جای 0.75 و 2.0 باید به ترتیب برابر 0.9 و 1.67 در نظر گرفته شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

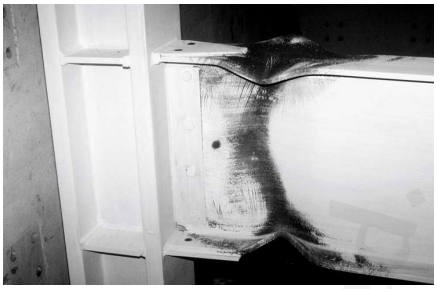
طبقه بندی مقاطع فولادی از منظر شکل‌پذیری

برای اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد که از آنها انتظار تحمل تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدود و قابل ملاحظه‌ای می‌رود، در رابطه با کمانش موضعی بال‌ها و جان یا جان‌ها، ضوابط سختگیرانه‌تری در نظر گرفته شده است. به همین منظور برای اعضای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد، نسبت پهنا به ضخامت اجزای فشاری مقطع فولادی و اجزای فولادی مقاطع مختلط پرشده با بتن نباید به ترتیب از مقادیر λ_{md} و λ_{hd} (نسبت لاغری پهنا به ضخامت برای اعضا با شکل‌پذیری متوسط و زیاد) ارائه شده، بیشتر شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



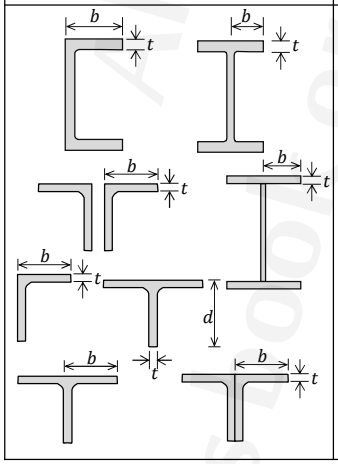
Local buckling of a moment frame beam.....

Local buckling of a HSS column....

Local buckling of an EBF link.....

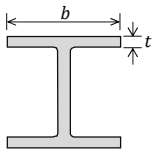
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت: اعضا با شکل‌پذیری متوسط λ_{md}	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت: اعضا با شکل‌پذیری زیاد λ_{hd}	مثال نمونه
اجزای با یک لبه مقید	۱	در تیرها، ستون‌ها و اعضای مهاربندی: بال‌های مقاطع I شکل، ناودانی‌ها، ساق نبشی‌های تک و نبشی‌های دوبل با فاصله، ساق برجسته نبشی‌های دوبل به هم چسبیده و بال و تیغه (جان) مقاطع سپری	b/t d/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.30\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

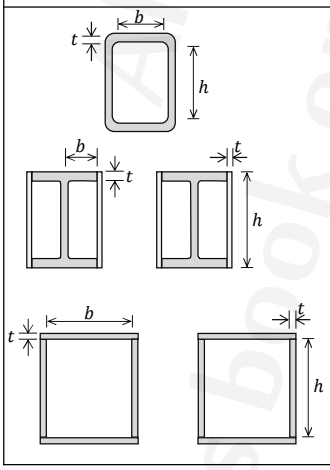
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت		مثال نمونه
				λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با یک لبه مقید	۲	بال‌های مقاطع شمع‌های H شکل	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	کاربرد ندارد	

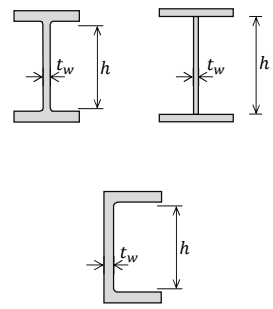
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت		مثال نمونه
				λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با دو لبه متکی	۳	۱) بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) وقتی به عنوان مهاربند بکار می‌رود. ۲) بال‌ها و ورق‌های کناری مقاطع I شکل جعبه‌ای شده وقتی به عنوان مهاربند به کار می‌رود. ۳) بال‌ها و جان‌های مقاطع جعبه‌ای وقتی به عنوان مهاربند بکار می‌رود.	b/t h/t b/t h/t b/t h/t	$0.76\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.65\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

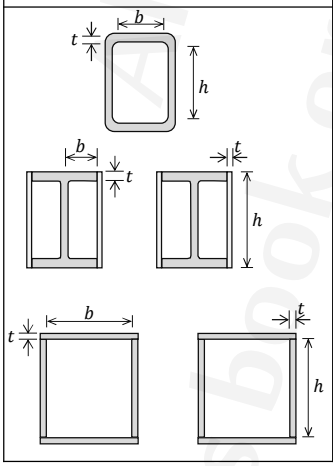
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت		مثال نمونه
				λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با دو لبه مقید	۴	جان مقاطع I شکل و ناودانی نورده شده و ساخته شده از ورق وقتی به عنوان مهاربند بکار می‌رود.	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$1.49\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

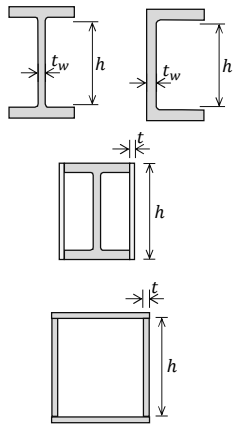
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت		مثال نمونه
				λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با دو لبه متکی	۵	جزء به کار رفته در تیر یا ستون با تنش فشاری یکنواخت در اثر خمش، با محوری یا ترکیب بار محوری و خمش: ۱) بال‌ها یا جان‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) ۲) بال‌ها یا ورق‌های کناری مقاطع I شکل جعبه‌ای شده ۳) بال‌ها یا جان‌های مقاطع جعبه‌ای	b/t h/t b/t h/t b/t h/t	$1.00\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$0.55\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	

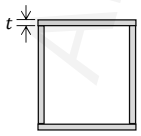
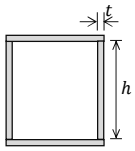
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

The book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

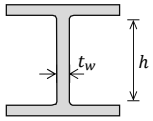
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت: λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت: λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	مثال نمونه
اجزای با دو لبه مقید	۶	جان یا جان‌های به کار رفته در تیرها، ستون‌ها و تیرهای پیوند تحت اثر خمش یا ترکیب خمش و فشار:				
		۱) جان مقاطع I شکل و ناودانی نورد شده و ساخته شده از ورق	h/t_w	$C_a \le 0.113$: $3.76(1-3.05C_a)\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ $C_a > 0.113$: $2.61(1-0.49C_a)\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}} \ge 1.56\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$C_a \le 0.113$: $2.45(1-1.04C_a)\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ $C_a > 0.113$: $2.26(1-0.38C_a)\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}} \ge 1.56\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
		۲) ورق‌های کناری مقاطع I شکل جعبه ای شده	h/t	$\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
		۳) جان‌های مقاطع جعبه‌ای (به غیر از تیرهای پیوند)	h/t	$2.61(1-0.49C_a)\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$2.45(1-1.04C_a)\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	

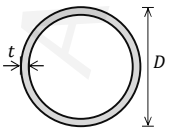
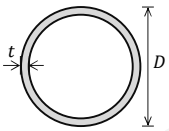
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت: λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت: λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	مثال نمونه
اجزای با دو لبه مقید	۷	بال‌های مقاطع جعبه‌ای به کار رفته در تیرهای پیوند	b/t	$0.64\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$0.55\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	۸	جان‌های مقاطع جعبه‌ای به کار رفته در تیرهای پیوند	h/t	$1.67\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$0.64\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

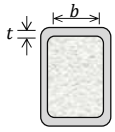
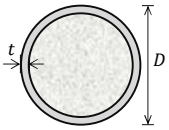
	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت		مثال نمونه
				λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با دو لبه مقید	۹	جان مقاطع شمع‌های H شکل	h/t_w	$1.50\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	کاربرد ندارد	

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت		مثال نمونه
				λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با دو لبه مقید	۱۰	جداره مقاطع دایره‌ای توخالی (به غیر از مهاربندهای)	D/t	$0.07\frac{E}{R_yF_y}$	$0.038\frac{E}{R_yF_y}$	
	۱۱	جداره مقاطع دایره‌ای توخالی وقتی به عنوان مهاربند به کار روند	D/t	$0.062\frac{E}{R_yF_y}$	$0.053\frac{E}{R_yF_y}$	

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

	حالت	شرح اجزاء	نسبت پهنا به ضخامت	بیشینه نسبت پهنا به ضخامت		مثال نمونه
				λ_{md} اعضا با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضا با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با دو لبه مقید	۱۲	بال‌ها و جان‌های مقاطع قوطی شکل (HSS) پر شده با بتن و مقاطع جعبه‌ای پر شده با بتن	b/t	$2.26\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$	
	۱۳	جداره مقاطع دایره‌ای توخالی وقتی به عنوان مهاربند به کار روند	D/t	$0.15\frac{E}{R_yF_y}$	$0.076\frac{E}{R_yF_y}$	

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقدار C_a از رابطه زیر تعیین شود:

$$C_a = \frac{\alpha_s P_r}{R_y F_y A_g}$$

که در آن:

α_s: ضریبی که مقدار آن در LRFD برابر 1.0 و در ASD برابر 1.5 است.

P_r: مقاومت محوری موردنیاز

R_y: نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

F_y: تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد

A_g: سطح مقطع کل

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات طراحی لرزه‌ای ستون‌ها

مقاومت خمشی و محوری موردنیاز

در کلیهٔ سیستم‌های باربر لرزه‌ای، مقاومت خمشی و محوری مورد نیاز ستون‌ها نباید از بحرانی‌ترین آثار به دست آمده از دو حالت زیر کمتر در نظر گرفته شود:

الف) آثار حاصل از «الزامات تحلیل» مقررشده در هر یک از سیستم‌های باربر لرزه‌ای مطابق با بخش‌های بعدی این فصل ضوابط لرزه‌ای

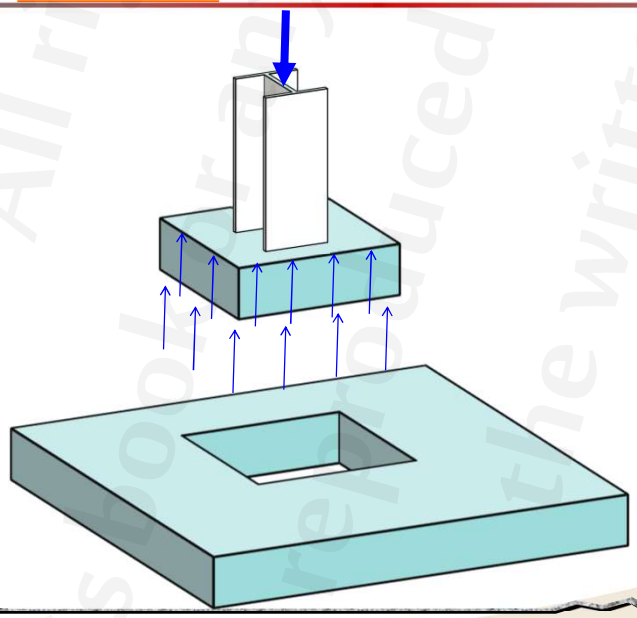
ب) مقاومت فشاری و کششی محوری موردنیاز به دست آمده از تحلیل سازه برای ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته. در این حالت می‌توان از آثار هرگونه لنگر در ستون‌ها صرفنظر نمود، مگر آنکه لنگرها از بارهای وارده در بین دو انتهای ستون ناشی شده باشند.

تبصره۱: در مواردی که مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، ترکیب نیروی زلزلهٔ راستاهای متعامد ضرورت داشته باشد، الزامات طراحی لرزه‌ای ستون‌ها باید برای ترکیب نیروهای زلزلهٔ راستاهای متعامد نیز مورد کنترل قرار گیرد.

تبصره۲: کنترل برش دوطرفه (برش پانچ) شالودهٔ ساختمان برای نیروی محوری ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته، بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی، الزامی است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

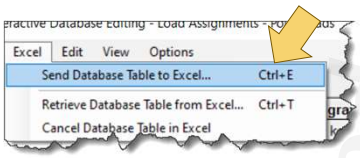
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

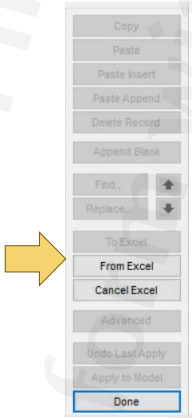


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برای کنترل پانچ فونداسیون، بعد از Export عکس العمل های تکیه‌گاهی به برنامه SAFE از مسیر Edit menu > Interactive Database Editing می‌توان لنگرهای پای ستون را حذف کرد و عکس العمل قائم را تشدید یافته کرد و یا در ترکیب بارها ضریب اضافه مقاومت در بارهای زلزله ضرب شود. بعد از انتخاب بارهای زلزله از این مسیر و انتقال آنها به برنامه Excel می‌توان لنگرهای پای ستون‌ها را صفر کرد و دوباره آن را به برنماه SAFE ب





WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت برشی مورد نیاز

در کلیهٔ سیستم‌های باربر لرزه‌ای، مقاومت برشی موردنیاز ستون‌ها نباید از برش حاصل از «الزامات تحلیل» مقررشده در هر یک از سیستم‌های باربر لرزه‌ای مطابق با بخش‌های بعدی فصل ضوابط لرزه‌ای در اثر مکانیزم تشکیل مفاصل پلاستیک در محل‌های مقرر شده کمتر در نظر گرفته شود. در هرحال مقاومت برشی مورد نیاز ستون‌های باربر لرزه‌ای نباید از $\sum \frac{M_{pc}}{\alpha_s H}$ کمتر در نظر گرفته شود. همچنین مقاومت برشی مورد نیاز ستون‌هایی که بخشی از سیستم باربر لرزه‌ای نیستند، نباید از $\frac{1}{2}\sum \frac{M_{pc}}{\alpha_s H}$ کمتر در نظر گرفته شود. که در آن M_{pc} لنگر پلاستیک مقطع ستون، H ارتفاع طبقه و α_s برابر1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن

ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن علاوه بر الزامات فصلل ۱۰-۲-۸ باید الزامات اضافی مقررشده در زیر را وقتی به عنوان اعضای با شکل پذیری متوسط (در صورت کاربرد) یا زیاد در سیستم‌های مختلط به کار می‌روند، ارضاء نمایند.

الف) اعضای با شکل پذیری متوسط

۱- فاصلهٔ میلگردهای عرضی در نواحی بحرانی بالا و پایین ستون (l_0) که باید از بر اتصال تیر به ستون به داخل ستون امتداد داشته باشد، نباید از مقادیر زیر بزرگتر در نظر گرفته شود:

- نصف بعد کوچکتر مقطع ستون
- ۸ برابر قطر میلگردهای طولی ستون
- ۲۴ برابر قطر میلگردهای عرضی ستون
- ۳۰۰ میلیمتر

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۲- در نواحی بحرانی بالا و پایین ستون، ناحیهٔ بحرانی (l_0) نباید از مقادیر زیر کوچکتر در نظر گرفته شود:

- یک ششم ارتفاع آزاد ستون
- بعد بزرگتر مقطع ستون
- ۴۵۰ میلیمتر

۳- در سایر نواحی ستون (خارج از ناحیهٔ l_0) فاصلهٔ میلگردهای عرضی نباید از دو برابر فواصل تعیین شده در حالت (۱) بیشتر در نظر گرفته شود.

۴- الزامات مربوط به وصلهٔ میلگردها و سایر مقررات مربوط به میلگردها باید مطابق با الزامات لرزه‌ای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان باشد.

۵- استفاده از مفتول‌های جوش داده شده به عنوان میلگردهای عرضی مجاز نیست

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) اعضای با شکل پذیری زیاد

ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن که به عنوان عضو با شکل‌پذیری زیاد در سیستم‌های مختلط به کار می‌روند، علاوه بر تأمین الزامات اعضای با شکل‌پذیری متوسط، باید الزامات زیر را نیز برآورده نمایند:

۱- میلگردهای طولی باربر باید الزامات لرزه‌ای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان را برآورده نمایند.

۲- میلگردهای عرضی باید مطابق با الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان بوده و الزامات زیر را نیز برآورده نمایند:

- مساحت کل آرماتورهای عرضی (A_{sh}) نباید از مقدار به‌دست آمده از رابطهٔ زیر کمتر در نظر گرفته شود:

$$A_{sh} = 0.09 h_{cc} s \left[1 - \frac{F_y A_g}{P_n}\right]\left[\frac{f'_c}{F_{ysr}}\right]$$

که در آن A_s مساحت مقطع هستهٔ فولادی، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ هستهٔ فولادی، F_{ysr} تنش تسلیم مشخصهٔ میلگردهای عرضی، P_n مقاومت فشاری اسمی مقطع مختلط، h_{cc} بعد بزرگتر هستهٔ محصورشدهٔ مقطع که از بر خارجی میلگردهای عرضی اندازه گیری می‌شود، s، فاصلهٔ میلگردهای عرضی بسته مقطع در راستای طولی عضو و f'_c تنش فشاری مشخصهٔ نمونهٔ استوانه‌ای بتن

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تبصره: اگر مقاومت فشاری اسمی هستهٔ فولادی محاط در بتن به تنهایی از نیروی فشاری حاصل از ترکیب بار D+0.5L بزرگتر باشد، رعایت رابطهٔ اخیر، الزامی نیست.

- در خارج از نواحی بحرانی طول ستون، فاصلهٔ میلگردهای عرضی در راستای طولی ستون نباید از شش برابر قطر میلگرد طولی و ۱۵۰ میلیمتر بیشتر در نظر گرفته شود.

- در نواحی بحرانی طول ستون، فاصلهٔ میلگردهای عرضی در راستای طولی ستون نباید از یک چهارم بعد کوچکتر مقطع ستون و ۱۰۰ میلیمتر بیشتر در نظر گرفته شود.

- در هر مقطع ستون، فاصلهٔ مرکز تا مرکز هر دو ساق مجاور میلگردهای عرضی نباید از ۳۵۰ میلیمتر بیشتر در نظر گرفته شود.

۳- در قاب‌های مهاربندی شدهٔ مختلط، ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتنی که مقاومت موردنیاز آنها بدون در نظر گرفتن زلزلهٔ تشدیدیافته بیشتر از $0.2P_n$ باشد و مقاومت اسمی هسته فولادی مدفون در ستون به تنهایی از نیروهای فشاری حاصل از ترکیب بارگذاری D+0.5L کوچکتر باشد، فاصلهٔ آرماتورهای عرضی در سرتاسر طول ستون باید همانند فاصلهٔ آرماتورهای عرضی در ناحیهٔ بحرانی باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۴- ستون‌های مختلطی که بارهای حاصل از دیوارهای برشی یا مهاربندی قطع شده را تحمل می‌نمایند، درصورتیکه مقاومت موردنیاز آنها بدون در نظر گرفتن زلزلهٔ تشدیدیافته بیش از $0.1P_n$ باشد، فاصلهٔ آرماتورهای عرضی در سرتاسر طول ستون باید همانند فاصلهٔ آرماتورهای عرضی در ناحیهٔ بحرانی باشد. درصورتیکه مقاومت اسمی هستهٔ فولادی محاط در بتن به تنهایی از نیروهای فشاری حاصل از ترکیب بارگذاری $D+0.5L$ بزرگتر باشد، رعایت این ضابطه الزامی نیست.

۵- هنگامیکه ستون به پی منتهی می‌شود، میلگردهای عرضی مقررشده در ناحیهٔ ویژه باید حداقل ۳۰۰ میلیمتر در پی ادامه داشته باشد. همچنین در مواردی که ستون به یک دیوار منتهی می‌شود، در آن طبقه میلگردگذاری عرضی سرتاسر طول ستون باید مطابق میلگردهای عرضی مقررشده در ناحیهٔ بحرانی باشد و با همین آرایش، حداقل به اندازهٔ طول گیرایی میلگردهای طولی در دیوار ادامه یابد.

ستون‌های مختلط پرشده با بتن

درصورتیکه در ستون‌های مختلط پرشده با بتن از میلگردهای طولی استفاده شده باشد، جزئیات‌بندی آرماتورهای طولی و عرضی باید مطابق با الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات طراحی لرزه‌ای اعضای فولادی ساخته شده

درصورتیکه در بخش اتصالات پیش تایید شده ضوابطی برای تعیین مقاومت‌های موردنیاز اتصال اجزای مقاطع فولادی ساخته شده با یکدیگر ارائه نشده باشد، در این صورت رعایت ضوابط زیر الزامی است:

الف) اتصالات بین اجزای اعضای ساخته شدهٔ فولادی و مختلط که دارای رفتار فرا ارتجاعی هستند، باید بتوانند حداکثر نیروهای مورد انتظاری که از رفتار فرا ارتجاعی آنها ناشی می‌شود، را تحمل نمایند.

ب) اتصالات بین اجزای اعضای ساخته شدهٔ فولادی و مختلط که از آنها انتظار رفتار فراارتجاعی نمی‌رود، باید برای آثار ناشی از ترکیبات مختلف بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته طراحی شوند.

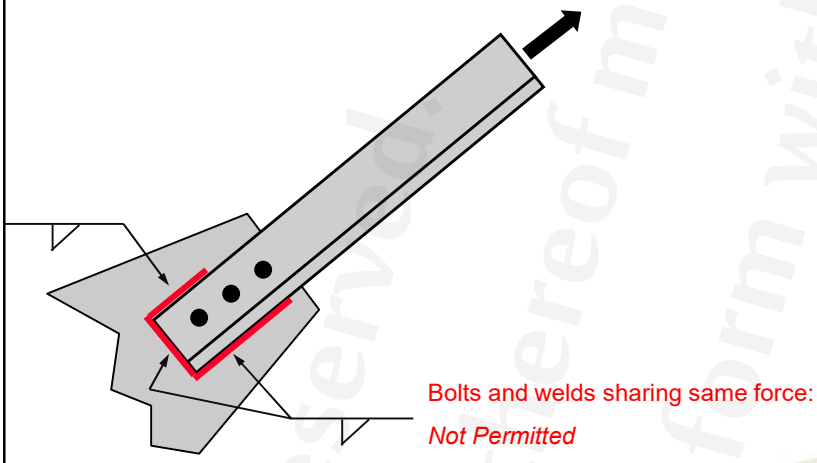
پ) چنانچه اتصالات بین اجزای اعضای ساخته شده در ناحیهٔ حفاظت شده قرار داشته باشند، این اتصالات در طول ناحیهٔ حفاظت شده باید دارای مقاومت موجود حداقل برابر $R_yF_yt_p/\alpha_s$ باشند که در آن t_p ضخامت جزء متصل شوندهٔ نازکتر است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات عمومی لرزه‌ای اتصالات

پیچ‌ها و جوش‌ها نباید به طور همزمان در تحمل هر یک از مؤلفه‌های نیروهای ناشی از بارهای زلزله در یک سمت اتصال به کار گرفته شوند.



Bolts and welds sharing same force:

Not Permitted

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصالات پیچی

اتصالات پیچی کلیهٔ اعضای باربر جانبی لرزه‌ای می‌تواند از نوع پیش تنیده یا لغزش بحرانی باشد، مگر آن که در فصل ضوابط لرزه‌ای استفاده از اتصال لغزش بحرانی الزام شده باشد. در اینگونه اتصالات علاوه بر الزامات ضوابط غیرلرزه‌ای الزامات زیر نیز باید رعایت شوند:

الف) تحت اثر برش ناشی از نیروهای زلزله، سوراخ پیچ‌ها می‌تواند از نوع استاندارد یا لوبیایی کوتاه با شیار عمود بر جهت نیرو باشد. در این نوع اتصالات استفاده از سوراخ‌های بزرگ شده به شرطی مجاز است که:

۱- اتصال مربوط به عضو مهاربندی باشد؛

۲- سوراخ‌های بزرگ شده فقط در یکی از ورق‌های اتصال تعبیه شده باشد؛

۳- اتصال به صورت لغزش بحرانی طراحی شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) تحت اثر کشش خالص ناشی از نیروهای زلزله، سوراخ پیچ‌ها می‌تواند از نوع استاندارد یا بزرگ شده و یا لوبیایی کوتاه باشد.

پ) سطوح تماس کلیهٔ اتصالات باید دارای شرایط سطحی حداقل کلاس A باشند.

استثناء: در حالت‌های زیر سطوح تماس می‌تواند دارای شرایط سطحی کمتر از کلاس A باشند:

۱- اتصالات گیردار فلنجی پیش تأییدشده در قاب‌های خمشی؛

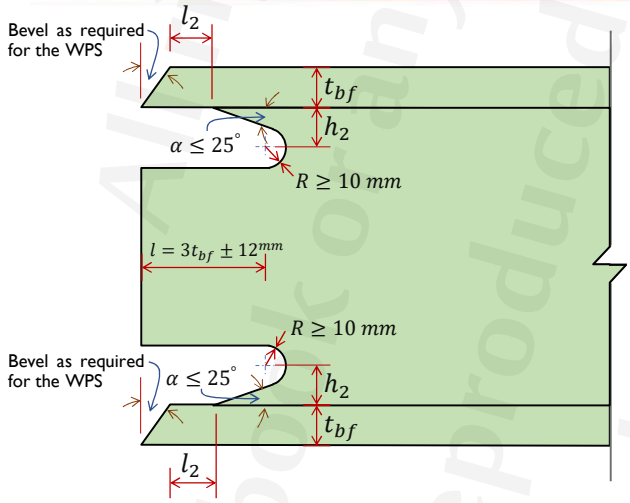
۲- اتصالاتی که در آنها انتقال نیروهای ناشی از زلزله از طریق کشش یا فشار و نه از طریق برش در پیچ‌ها صورت گیرد.

اتصالات جوشی

در اتصالات جوشی علاوه بر رعایت الزامات تکمیلی که در فصل ضوابط لرزه‌ای داده شده، رعایت ضوابط لرزه‌ای اضافی دیگری الزامی نیست.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



سوراخ‌های دسترسی جایگزین

در بخش‌های مشخص شده فصل ضوابط لرزه‌ای، باید از دیتیل جایگزین برای سوراخ‌های دسترسی اتصالات خمشی مطابق شکل استفاده شود. لبهٔ جان باید از سطح بال تا سطح تورفتگی سوراخ دسترسی به صورت شیبدار، کاملاً یکنواخت و بدون گوشه‌های تیز باشد. حداکثر ناهمواری مجاز سطح لبه‌های تمام شدهٔ سوراخ‌های دسترسی برابر ۱۳ میکرون است.

$$[\max(t_{bf}, 12\ mm) - 0.25t_{bf}] \leq l_2 \leq [\max(t_{bf}, 12\ mm) + 0.5t_{bf}]$$

$$\max(0.75t_{bf}, 20\ mm) \leq h_2 \leq t_{bf} + 6\ mm$$

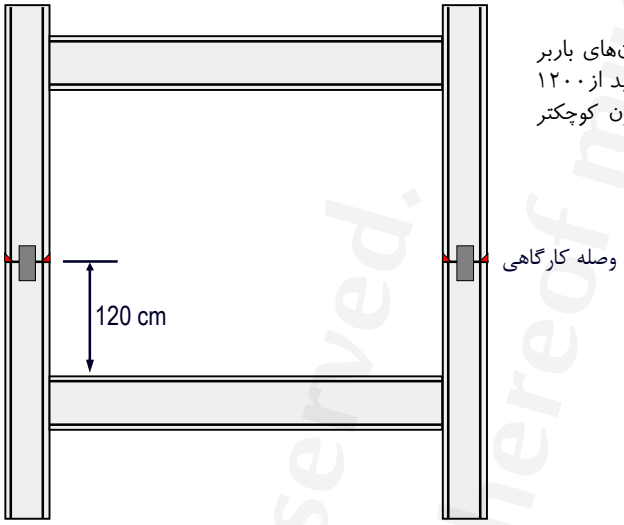
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

وصلهٔ ستون‌ها

موقعیت وصله‌های کارگاهی

برای کلیهٔ ستون‌های ساختمان‌ها، شامل ستون‌های باربر و غیر باربر جانبی، فاصلهٔ محل درز وصله نباید از ۱۲۰۰ میلیمتر به نزدیکترین بال تیر متصل به ستون کوچکتر باشد.

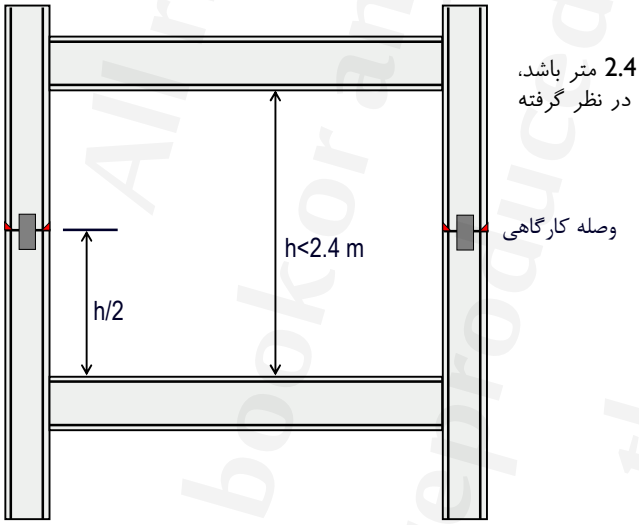


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

استثناء:

۱) در جایی که ارتفاع آزاد ستون کمتر از **2.4** متر باشد، محل وصله باید در وسط ارتفاع آزاد ستون در نظر گرفته شود.

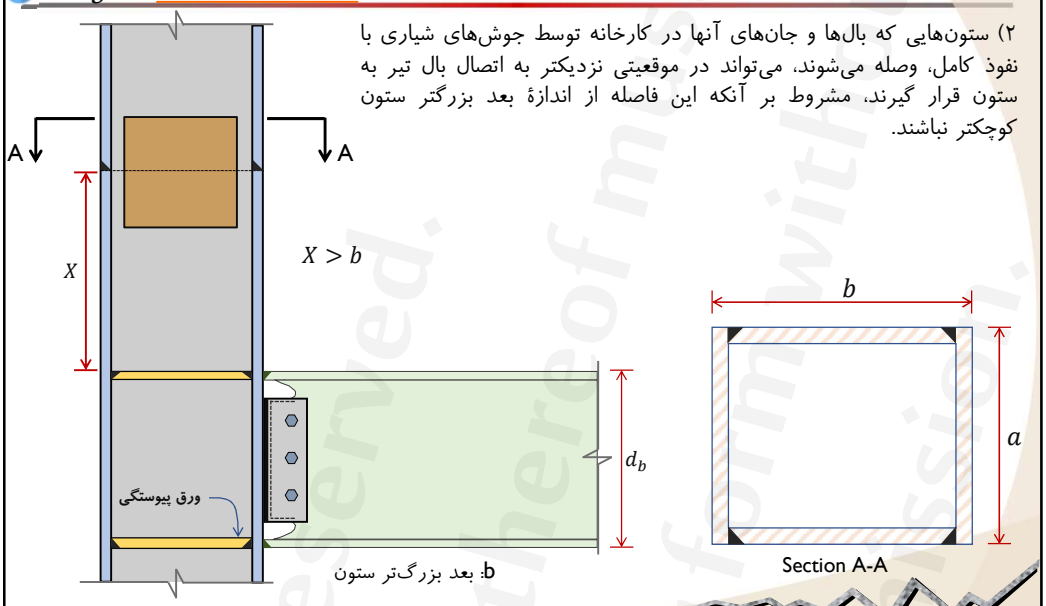


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

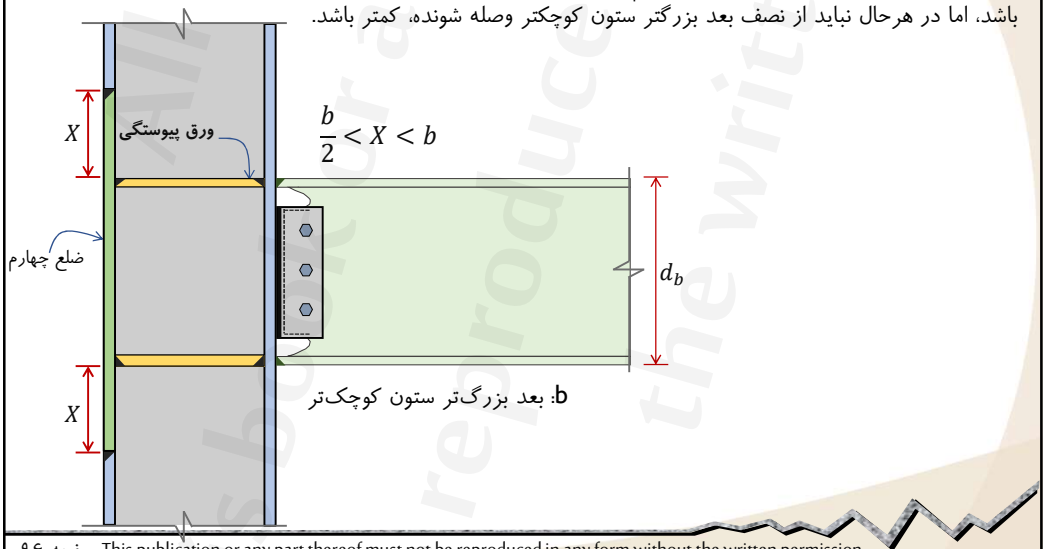
۲) ستون‌هایی که بال‌ها و جان‌های آنها در کارخانه توسط جوش‌های شیاری با نفوذ کامل، وصله می‌شوند، می‌تواند در موقعیتی نزدیکتر به اتصال بال تیر به ستون قرار گیرند، مشروط بر آنکه این فاصله از اندازهٔ بعد بزرگتر ستون کوچکتر نباشند.



صفحه ۹۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

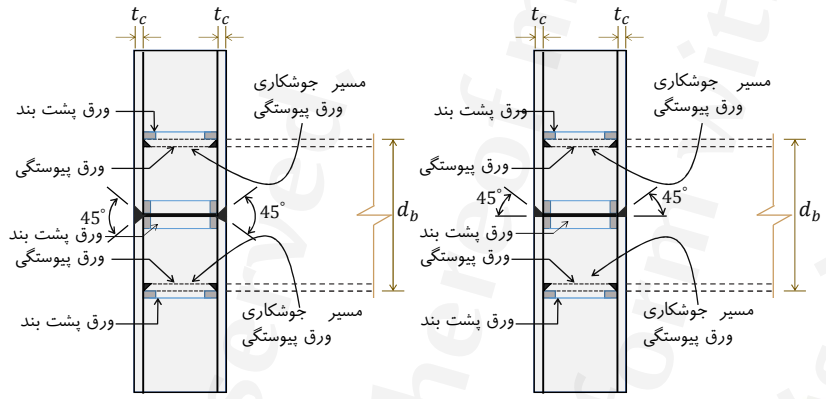
۳) در ستون‌های جعبه‌ای ساخته شده از ورق، اگر اجرای ورق‌های پیوستگی از طریق بعد چهارم ستون و در کارخانه صورت گیرد، محل درز وصلهٔ ورق بعد چهارم ستون می‌تواند کوچکتر از اندازهٔ بعد بزرگتر ستون کوچکتر وصله شونده باشد، اما در هرحال نباید از نصف بعد بزرگتر ستون کوچکتر وصله شونده، کمتر باشد.



صفحه ۹۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۴) در مواردی که درز لب به لب ورق‌های بال یا جان ستون‌های قوطی شکل (HSS) یا جعبه‌ای ساخته شده از ورق در کارخانه و به صورت شیاری با نفوذ کامل انجام شود و نیز استفاده از ورق‌های دیافراگم داخلی (ورق‌های پیوستگی) مدنظر باشد، محل درز وصله می‌تواند مطابق شکل، رست در وسط چشمهٔ اتصال و در امتداد محور طولی تیر باشد. در این حالت در محل درز وصله برای انجام جوش شیاری با نفوذ کامل استفاده از ورق‌های پشتبند اجباری است.



ب) t_c>25 mm

الف) t_c≤25 mm

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت موردنیاز وصلهٔ ستون

وصلهٔ ستون‌های به‌کاررفته در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ مبحث دهم، باید دارای مقاومت موجود کافی، حداقل برابر مقاومت‌های موردنیاز زیر باشند که باید به طور همزمان در نظر گرفته شوند

الف) مقاومت محوری و خمشی موردنیاز

مقاومت محوری و خمشی موردنیاز وصلهٔ ستون‌های غیر باربر لرزه‌ای باید مطابق بند ۱۰-۲-۹-۶ در نظر گرفته شود. مقاومت محوری و خمشی موردنیاز وصلهٔ ستون‌های به کاررفته در سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای در هر یک از امتدادهای اصلی مقطع ستون باید براساس بزرگترین مقدار به دست آمده از حالت‌های زیر در نظر گرفته شود:

۱- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز ستون ناشی از ترکیبات متعارف بارگذاری شامل زلزلهٔ طرح

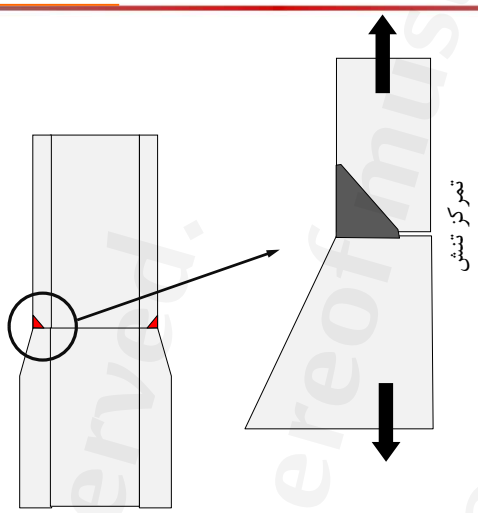
۲- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز به دست آمده در محل وصله ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته.

۳- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز ستون مطابق الزامات تحلیل مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶

۴- مقاومت محوری و خمشی موردنیاز وصلهٔ ستون مطابق الزامات مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶ برای وصله ستون‌ها

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



استفاده از جوش شیاری با نفوذ نسبی

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) مقاومت برشی موردنیاز

مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ کلیهٔ ستون‌های باربر و غیر باربر لرزه‌ای در هر یک از امتدادهای اصلی مقطع ستون باید براساس بزرگترین مقدار به دست آمده از حالت‌های زیر در نظر گرفته شود:

۱- مقاومت برشی موردنیاز ستون ناشی از ترکیبات متعارف بارگذاری شامل زلزلهٔ طرح؛

۲- مقاومت برشی موردنیاز به دست آمده در محل وصله ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته؛

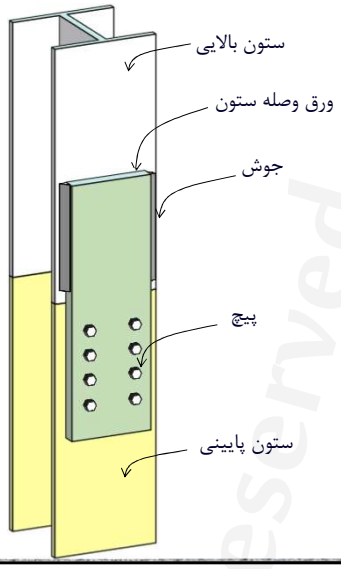
۳- مقاومت برشی موردنیاز ستون مطابق الزامات تحلیل مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶

۴-مقاومت برشی موردنیاز وصلهٔ ستون مطابق الزامات مقررشده در بخش‌های ۱۰-۳-۳، ۱۰-۳-۴، ۱۰-۳-۵ و ۱۰-۳-۶ برای وصلهٔ ستون‌ها

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

جزئیات‌بندی وصلهٔ ستون‌ها

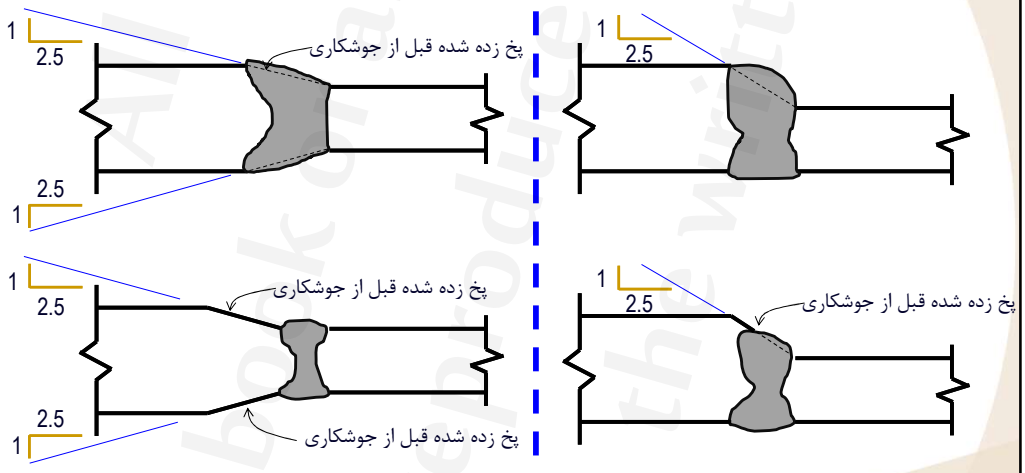
الف) اتصال وصلهٔ ستون به هر یک از دو قطعهٔ ستون وصله شونده باید با یک نوع وسیلهٔ اتصال، جوش یا پیچ پرمقاومت، انجام شود و در مقطع عدم تقارن ایجاد نکند. اتصال وصله به یکی از قطعات ستون تماماً جوشی و به دیگری تماماً پیچی نیز مجاز است.



صفحه ۱۰۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

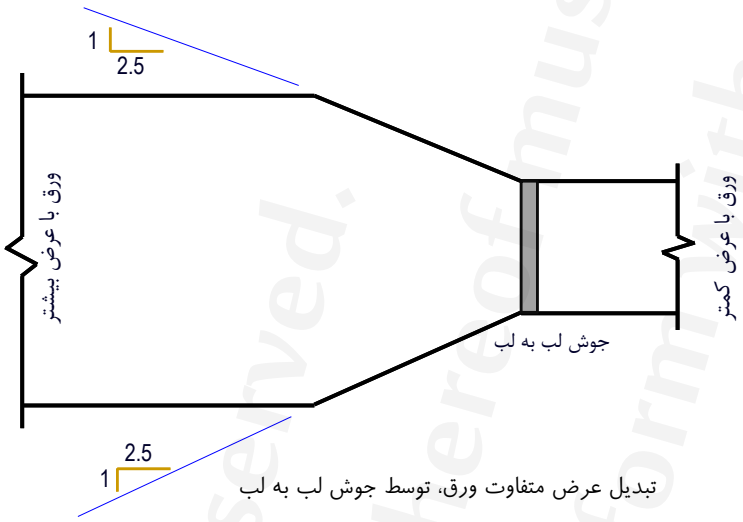
ب) در وصلهٔ لب‌به‌لب بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت که در بال یا جان ستون به کار می‌روند، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر 1.0 به 2.5 صورت گیرد.



تبدیل ضخامت متفاوت ورق، توسط سطح شیبدار جوش | تبدیل ضخامت متفاوت ورق توسط پخ کردن بخش ضخیمتر

صفحه ۱۰۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

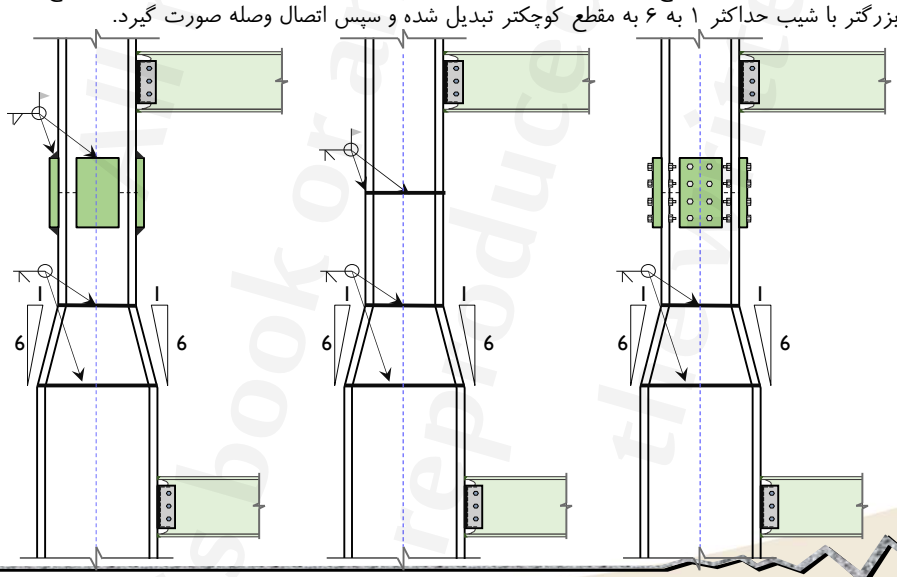


تبدیل عرض متفاوت ورق، توسط جوش لب به لب

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

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



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

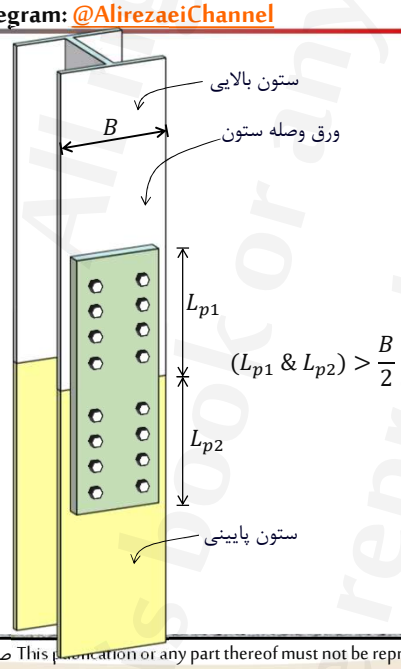
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ت) در محل وصلهٔ ستون‌های متشکل از چند نیمرخ لازم است هر یک از ستون‌های وصله شونده در ارتفاعی حداقل به اندازهٔ بعد بزرگتر مقطع ستون به صورت یکپارچه درآیند و سپس وصله شوند.

ث) جزئیات‌بندی بخش بتنی وصلهٔ ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن و نیز جزئیات‌بندی ستون‌های بتن‌آرمه که ممکن است در سیستم‌های لرزه‌ای مختلط کاربرد داشته باشد، باید الزامات عمومی مربوط به ستون‌های با مقطع مختلط محاط در بتن (مطابق بند ۱۰-۳-۲-۹-۳) و همچنین الزامات لرزه‌ای ستون‌های بتن‌آرمه (مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان) را برآورده نماید.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



ج) در هر طرف محل درز وصله، طول ورق‌های وصله در راستای محور طولی ستون نباید از نصف پهنای جزء وصله شونده کوچکتر در نظر گرفته شود.

چ) در وصله‌های جوشی، در صورت استفاده از ورق‌های گوشواره‌ای (ناودان جوش) پس از تکمیل جوشکاری، این ورق‌ها باید برداشته شوند. برداشتن ورق‌های پشت‌بند جوش‌های شیاری با نفوذ کامل الزامی نیست.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر الزامات فصل ۱۰-۲ باید الزامات زیر را تأمین کنند:

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

ب) در وصلهٔ مستقیم بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت که در بال یا جان تیرها به کار می‌روند، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر 1.0 به 2.5 صورت گیرد.

پ) مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها باید براساس الزامات بخش‌های ۱۰-۳-۳ تا ۱۰-۳-۶ تعیین شود. درصورتیکه در بخش‌های مورد اشاره برای مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها الزام خاصی ارائه نشده باشد، مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها نباید از مقاومت‌های موردنیاز وصلهٔ تیرها در قاب‌های خمشی معمولی کوچکتر در نظر گرفته شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ناحیهٔ حفاظت شدهٔ اعضا (الزامات عمومی)

ناحیهٔ حفاظت شده در یک عضو از سازه که شامل ناحیهٔ شکل‌پذیر و نواحی مجاور آن است، به ناحیه‌ای از عضو اطلاق می‌شود که انتظار میرود در این ناحیه تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی ایجاد شود. نظر به اهمیت ناحیهٔ حفاظت شده و رفتار حساس آن در حرکات رفت و برگشتی سازه، این ناحیه باید عاری از هرگونه عملیاتی باشد که موجب مخدوش شدن عملکرد شکل‌پذیر عضو در این ناحیه می‌شود. در هر یک از سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، موقعیت و طول ناحیهٔ حفاظت شده باید مطابق بخش‌های بعدی فصل ضوابط لرزه‌ای تعیین شود. همچنین به منظور جلوگیری از مخدوش شدن عملکرد شکل‌پذیر عضو، در ناحیهٔ حفاظت شدهٔ اعضا باید الزامات عمومی زیر نیز رعایت شود:

الف) در ناحیهٔ حفاظت شدهٔ اعضای سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای متوسط و ویژه، به کار بردن وصلهٔ مستقیم یا غیرمستقیم جوشی یا پیچی نیمرخ‌ها یا ورق‌های تشکیل دهندهٔ عضو ممنوع است.

ب) هرگونه ناپیوستگی ناشی از عملیات اجرائی اضافی در ساخت و نصب مانند سوراخکاری جوش‌های موضعی، تخلیهٔ جوش، وسایل کمکی برای نصب، ناصافی‌های ناشی از برش‌های حرارتی در ناحیهٔ حفاظت شدهٔ اعضا ممنوع بوده و در صورت وجود باید به نحو مناسبی برطرف شده و تعمیر گردد.

پ) در ناحیهٔ حفاظت شده به‌کارگیری گلمیخ‌های فولادی یا هر نوع برشگیر فولادی در بال تیرها ممنوع است، مگر آنکه در اتصالات پیش تأییدشده مجاز دانسته شده باشد.

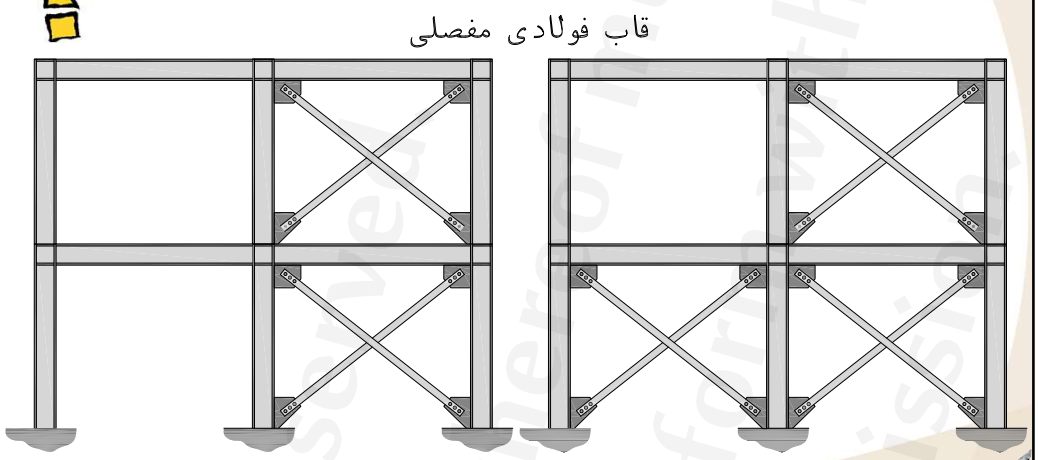
ت) خال‌جوش کردن عرشهٔ فولادی تیرهای مختلط در ناحیهٔ حفاظت شده درصورتیکه در این ناحیه بال تیر را دچار آسیب ننماید، مجاز است.

ث) به‌کارگیری هرگونه اتصال جوشی یا پیچی برای اتصالات اجزای نما، دیوارهای داخلی و خارجی، تیرهای نعل‌درگاهی، تیرهای فرعی سقف، نگهدارنده‌های تأسیساتی در محدودهٔ شکل‌پذیر ناحیهٔ حفاظت شدهٔ اعضای سیستم باربر جانبی لرزه‌ای ممنوع است

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

کنترل ضریب نامعینی سازه فولادی

کدامیک از سازه‌ها، رفتار بهتری در حین زلزله دارند؟



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ویرایش چهارم ۲۸۰۰:

در سازه های با ارتفاع بیش از ۳ طبقه یا ۱۰ متر، برش پایه در هر یک از امتدادهای سازه باید در ضریب نامعینی ρ ضرب شود. این ضریب برابر ۱/۲ است مگر آنکه شرایط زیر اقناع شوند:

۱- ساختمان منظم در پلان بوده و در طبقاتی که نیروی برشی بیش از ۳۵٪ نیروی برشی پایه ساختمان در آنها ایجاد می‌شود، دارای حداقل دو دهانه مقاوم در برابر بارهای جانبی در هر طرف مرکز جرم ساختمان و در هر امتداد اصلی ساختمان باشند. در سیستم دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع طبقه بدست می‌آید.

۲- در سایر ساختمان ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها بیش از ۳۵٪ نیروی برشی پایه ایجاد شود چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی مطابق جدول اسلاید بعد، موجب کاهش مقاومت طبقه به میزان بیش از ۳۳٪ نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچش ایجاد نگردد.

کنترل این بند خیلی راحت بوده و ابتدا این مورد را بررسی می‌کنیم.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

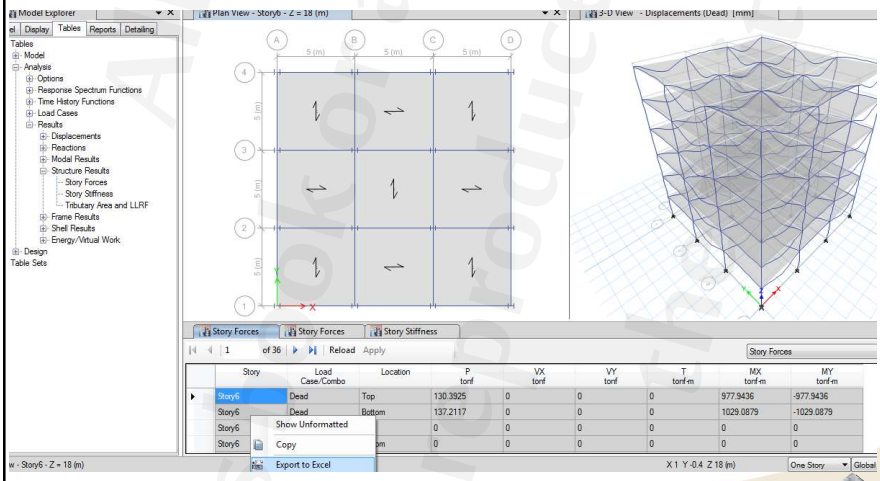
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نوع سیستم مقاوم جانبی	ضوابط
قاب ساده مهاربندی شده	حذف یک مهاربند با اتصال آن منجر به از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت برشی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان نشود.
قاب خمشی	از دست رفتن مقاومت خمشی در اتصالات دو انتهای یک تیر منجر به از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت برشی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان نشود.
دیوار برشی یا دیوار برشی همبسته با نسبت ارتفاع به طول بیشتر از یک	حذف یک دیوار برشی منجر به از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت برشی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان نشود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام اساسی در تعیین ضریب نامعینی، تعیین طبقاتی است که برش در آنها از ۳۵٪ برش پایه فراتر رفته است. (در اکثر حالات اغلب طبقات به غیر از بام برش در آنها از ۳۵٪ برش پایه فراتر می‌رود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

همانطور که دیده می‌شود، تنها برش در آخرین طبقه از ۳۵٪ برش پایه کمتر است.

Story	Load Case/Combo	Location	P Tonf	V_X Tonf	V_i/V_b
Story6	Ex	Top	0	-34.5088	0.28
Story6	Ex	Bottom	0	-34.5088	0.28
Story5	Ex	Top	0	-63.9989	0.52
Story5	Ex	Bottom	0	-63.9989	0.52
Story4	Ex	Top	0	-87.591	0.71
Story4	Ex	Bottom	0	-87.591	0.71
Story3	Ex	Top	0	-105.285	0.86
Story3	Ex	Bottom	0	-105.285	0.86
Story2	Ex	Top	0	-117.0811	0.95
Story2	Ex	Bottom	0	-117.0811	0.95
Story1	Ex	Top	0	-122.9791	1.00
Story1	Ex	Bottom	0	-122.9791	1.00

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

یک روش راحت برای تعیین ضریب نامعینی سازه فولادی در نرم افزار ETABS یا SAP2000:

1. $\rightarrow \quad V_{\text{yield}} = \left(\frac{1}{(D/C)_{\max}}\right) V_{\text{base}}$

V_{base} = base shear from Equivalent Lateral Force (ELF) analysis

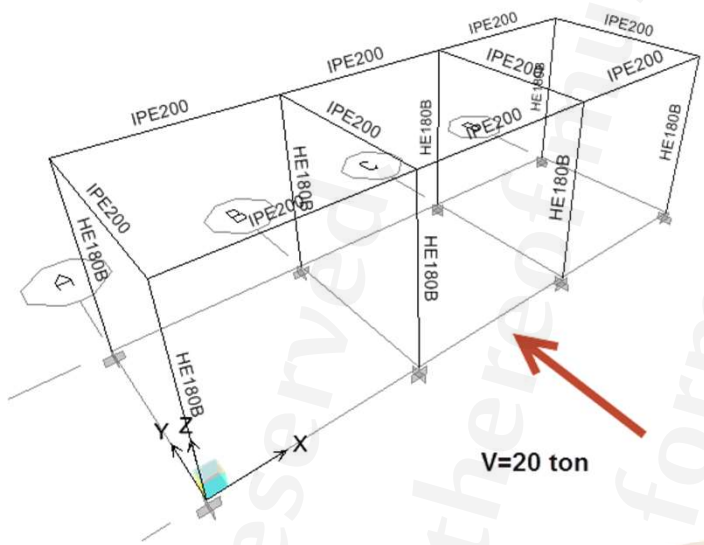
2. $\rightarrow$ Remove the Elements (Brace or Moment Frame)
3. $\rightarrow \quad V_{\text{yield, Removed}} = \left(\frac{1}{(D/C)_{\max}}\right) V_{\text{base}}$
4. $\rightarrow$ if $\frac{V_{\text{yield, Removed}}}{V_{\text{yield}}} < 33\% \quad \Rightarrow \quad \rho = 1.0$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

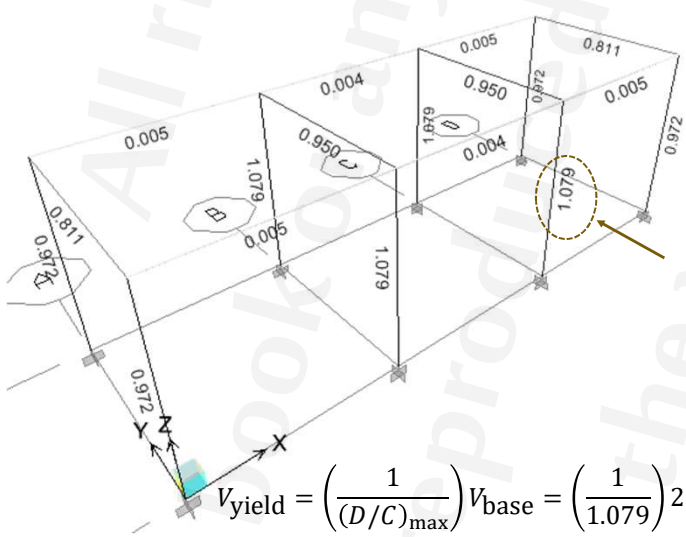
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال)



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

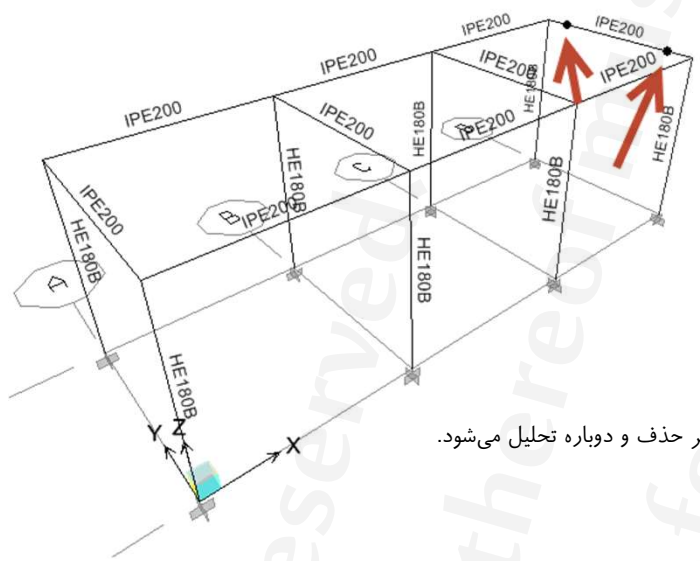
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



$$V_{\text{yield}} = \left(\frac{1}{(D/C)_{\max}}\right) V_{\text{base}} = \left(\frac{1}{1.079}\right) 20 = 18.53(\text{ ton})$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

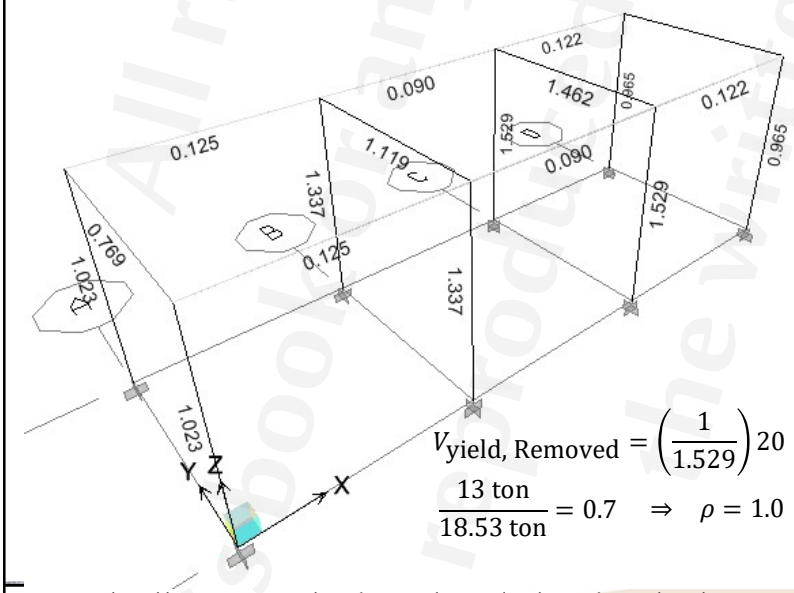
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



مقاومت خمشی یک تیر حذف و دوباره تحلیل می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



$$V_{\text{yield, Removed}} = \left(\frac{1}{1.529}\right) 20 = 13 \text{ ton}$$

$$\frac{13 \text{ ton}}{18.53 \text{ ton}} = 0.7 \quad \Rightarrow \quad \rho = 1.0$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تنظیمات طراحی قاب فولادی

در اینجا ملاک را روش حالات حدی در نظر می‌گیریم.

در بند ۱۰-۲-۱-۵ مبحث دهم، روش‌های مختلفی جهت تحلیل سازه پیشنهاد شده است. در اینجا با توجه به اینکه روش مستقیم، بدون محدودیت خاصی است، از این روش استفاده شده است.

	Item	Value	
01	Design Code	AISC 360-16	آیین نامه طراحی
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All	
03	Framing Type	EBF	نوع قاب
04	Seismic Design Category	D	
05	Importance Factor	1	ضریب اهمیت
06	Design System Rho	1	
07	Design System Sds	0	شتاب طیفی در دوره تناوب کوتاه
08	Design System R	7	
09	Design System Omega0	2	اضافه مقاومت
10	Design System Cd	4	
11	Design Provision	LRFD	روش طراحی
12	Analysis Method	Direct Analysis	روش تحلیل
13	Second Order Method	General 2nd Order	تحلیل مرتبه دوم
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable	روش کاهش سختی
15	Add Notional load cases into seismic combos?	No	
16	Beta Factor	1.3	
17	BetaOmega Factor	1.6	
18	Phi(Bending)	0.9	

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

روش بررسی معافیت ستون محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم برای اثرات متعامد زلزله

طبق بند ۳-۱-۴ (ب) استاندارد ۲۸۰۰، کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند. در این موارد چنانچه بارمحوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می‌توان نادیده گرفت.

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود و یا می‌توان صد در صد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۳-۳-۷) در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال می‌شود، الزامی نیست.

گام ۱) ترکیب بارهای مطابق جدول زیر ایجاد شود:

ترکیب بارهای مربوط به تحلیل استاتیکی	$(0.6AI)D \pm \rho_x EX$
	$(0.6AI)D \pm \rho_y EY$
ترکیب بارهای مربوط به تحلیل دینامیکی	$(0.6AI)D \pm \rho_x SPX$
	$(0.6AI)D \pm \rho_y SPY$

مولفه قائم — مولفه افقی

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام۲) در تنظیمات طراحی قاب فولادی، (View/Revise Preferences) مطابق زیر، ضرایب تقلیل مقاومت، غیر از ضرایب مربوط به مقاومت فشاری و کشش، عدد بسیار بزرگی نظیر 9×10^{20} معرفی شود. در این بررسی گزینه های طراحی لرزه‌ای (گزینه ردیف ۲۵ و۲۶) را غیرفعال کنید.

	Item	Value
16	Beta Factor	1.3
17	BetaOmega Factor	1.6
18	Phi(Bending)	9E20
19	Phi(Compression)	0.9
20	Phi(Tension-Yielding)	0.9
21	Phi(Tension-Fracture)	0.75
22	Phi(Shear)	9E20
23	Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	9E20
24	Phi(Torsion)	9E20
25	Ignore Seismic Code?	Yes
26	Ignore Special Seismic Load?	Yes

گام۳) در تنظیمات ترکیب بارهای طراحی و در پنجره Select Design Combo، ترکیب بارهای ایجاد شده در گام اول را فعال و سایر ترکیب بارها را غیرفعال نمایید. کلیه ستون‌های محل تقاطع دو یا چند سیستم باربر جانبی انتخاب و دستور طراحی اجرا شود. ستون‌هایی که CDR آنها کمتر از 0.2 باشد، از ضابطه ۱۰۰-۳۰ فعاف هستند. لیکن ستون‌هایی که DCR آنها بیشتر از 0.2 است، مشمول طراحی تحت ضابطه ۱۰۰-۳۰ خواهند بود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

فصل سوم

طراحی قاب مهاربندی شده شکل پذیر

بر مبنای مبحث دهم و AISC

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برخی از سوالات مرتبط با این فصل...

- انواع مهاربندهای همگرا؟
- رفتار مهاربندهای همگرا و نحوه طراحی آنها؟
- رفتار شکل پذیر مهاربندهای همگرا؟
- انواع مهاربندهای واگرا و تعداد آنها در هر جهت؟
- روش و فلسفه طراحی مهاربندهای واگرا؟
- مبانی طراحی مهاربندهای کمانش ناپذیر؟
- روش طراحی اتصالات مهاربندهای و نحوه جزئیات آنها؟
- عملکرد قاب‌های مهاربندی شده کمانش ناپذیر؟
- طراحی قاب‌های مهاربندی شده کمانش ناپذیر؟

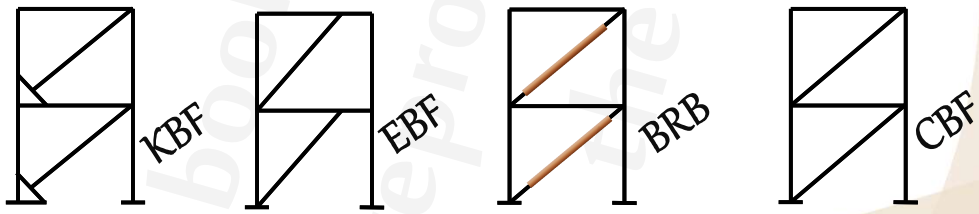
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کلیات

قاب های مهاربندی شده فولادی

- قاب های مهاربندی شده هم محور (Concentrically Braced Frames)
- قاب های مهاربندی شده کمانش تاب (Buckling-Restrained Braced Frames)
- قاب های مهاربندی شده برون محور (Eccentrically braced frames)
- قاب های مهاربندی شده زانویی (Knee Braced Frames)



تمام قاب‌های مهاربندی نسبت به قاب‌های خمشی دارای سختی بیشتر و از نظر اقتصادی ممکن است باصرفه‌تر باشند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقدمه‌ای بر مهاربندهای همگرا

قاب مهاربندی شده هم محور

SCBF — Special Concentrically Braced Frames (SCBF)

انتظار رفتار فرا ارتجاعی تحت بارهای زلزله زیاد است.
R=5.5

OCBF — Ordinary Concentrically Braced Frames (OCBF)

انتظار رفتار فرا ارتجاعی محدودی تحت بارهای زلزله وجود دارد. حداکثر ارتفاع سازه در ۲۸۰۰ به ۱۵ و در ASCE به ۱۰ متر محدود شده است.
R=3.5

☜ تا قبل از کمانش عضو فشاری تفاوتی بین OCBF و SCBF وجود ندارد.

☜ ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) مقدار ضریب رفتار قاب OCBF برابر ۳/۵ و برای SCBF برابر ۵/۵ در نظر می‌گیرد (ضریب رفتار حالات حدی). همانطور که دیده می‌شود، مقادیر ضریب رفتار مهاربند همگرای ویژه حدوداً ۷۵٪ قاب خمشی با شکل پذیری ویژه است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقایسه استاندارد ۲۸۰۰ و ASCE7

پارامترهای اساسی طراحی، براساس استاندارد ۲۸۰۰ و آیین‌نامه ASCE7-16 برای این سیستم سازه‌ای همگرا

پارامترهای اساسی طراحی همگرای معمولی

	ضریب رفتار R	ضریب اضافه مقاومت Ω_0	ضریب بزرگ‌نمایی جابجایی C_d	بیشترین ارتفاع مجاز (متر)
استاندارد ۲۸۰۰	3.5	2.0	3.5	15
ASCE7-16	3.25	2.0	3.25	10*

* این سیستم در طبقه‌بندی‌های لرزه‌ای B و C محدودیتی نداشته و در طبقه‌بندی لرزه‌ای F نیز حداکثر تا ۳۰ متر مجاز است.

پارامترهای اساسی طراحی همگرای ویژه

	ضریب رفتار R	ضریب اضافه مقاومت Ω_0	ضریب بزرگ‌نمایی جابجایی C_d	بیشترین ارتفاع مجاز (متر)
استاندارد ۲۸۰۰	5.5	2.0	5.0	50
ASCE7-16	6.0	2.0	5.0	48.7*

* این سیستم در طبقه‌بندی‌های لرزه‌ای B و C محدودیتی نداشته و در طبقه‌بندی لرزه‌ای F نیز حداکثر تا ۳۰ متر مجاز است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی (OCBF) به قاب‌هایی گفته می‌شوند که از آنها انتظار تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی محدودی، بدون کاهش قابل ملاحظه در مقاومت اعضا و اتصالات آنها، تحت اثر زلزلهٔ طرح می‌رود. پیکربندی مهاربندهای مجاز در این نوع قاب‌ها شامل مهاربندهای قطری، ضربدری، مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸ و مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه می‌شوند. همچنین تعبیهٔ سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری، ۷ یا ۸ و چند ردیفی) مجاز نیست. در صورت لزوم به تعبیهٔ سوراخ در جان تیر، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های موجود در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های موجود مقطع کامل تیر کوچکتر نباشد.

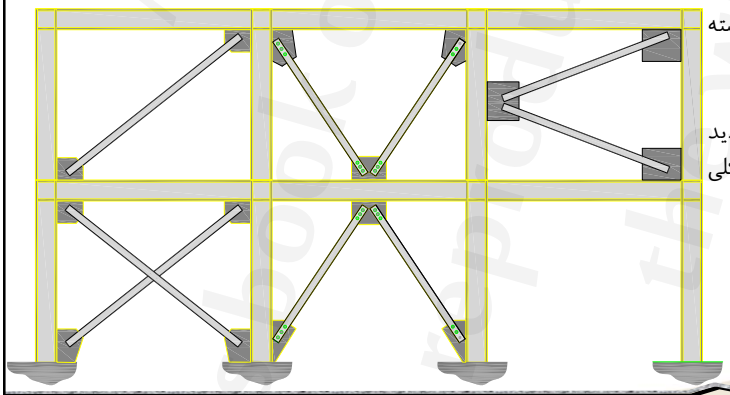
قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF) به قاب‌هایی گفته می‌شوند که در آنها از مهاربندها انتظار می‌رود تحت اثر بار جانبی زلزلهٔ طرح تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل‌ملاحظه‌ای تحمل کنند و در آنها کاهش مقاومت چندانی رخ ندهد. رفتار فرا ارتجاعی موردنظر ممکن است به مرحلهٔ بعد از کمانش مهاربند توسعه یابد. ازاین‌رو پیکربندی و طراحی مهاربندها و اتصالات آن باید چنان باشد که از عهدهٔ این تغییرشکل‌ها برآیند. پیکربندی مهاربندهای مجاز در این نوع قاب‌ها شامل مهاربندهای قطری، ضربدری، مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸ و مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه می‌باشند. همچنین تعبیهٔ سوراخهای متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری،۷ یا ۸ مجاز نیست. در صورت لزوم به تعبیهٔ سوراخ در جان تیر، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های موجود در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های موجود مقطع کامل تیر کمتر نباشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

استفاده از این قاب برای مقابله با نیروی باد بوده است. در سال‌های ۱۹۶۰ تا ۱۹۷۰ تلاش‌هایی برای استفاده از این سیستم برای مقابله با نیروهای جانبی زلزله صورت گرفت.

قاب‌های مهاربندی شده همگرا (Concentrically Braced Steel Frames) در مقایسه با قاب‌های خمشی سختی بالایی دارند و کنترل جابجایی سازه راحت صورت می‌گیرد.



دو عیب عمده وجود دارد:

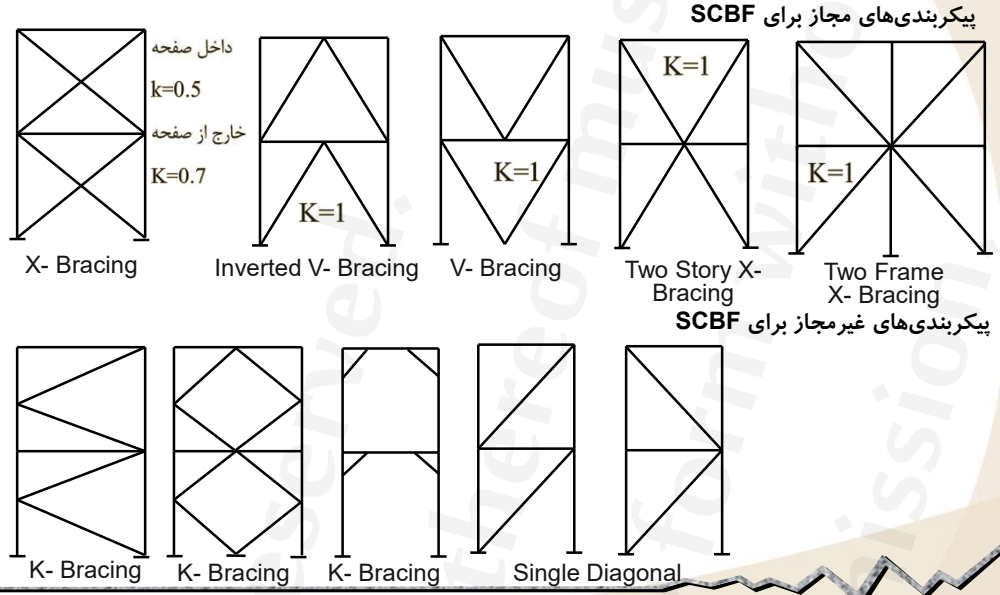
- ناشی از اعمال نیروهای ناخواسته به اجزای دیگر سازه
- رفتار ضعیف هیسترتیک

پیکربندی K شکل در ویرایش جدید مبحث دهم و AISC341 بکلی ممنوع شده است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پیکربندی‌های مجاز برای SCBF



پیکربندی‌های غیرمجاز برای SCBF

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برآورد اولیه از تعداد مهاربندهای مورد نیاز

طبق رابطه ۳-۳۰ آیین‌نامه UBC97 داریم:

$$1.0 \le \rho = 2 - \frac{6.1}{r_{\max}\sqrt{A_B}} \le 1.5$$

که در رابطه فوق، A_B مساحت کف طبقه بر حسب متر مربع، r_{max} حداکثر نسبت برش المان طبقه می‌باشد.اگر N تعداد المان مهاربند و H_{max} حداکثر مولفه افقی نیروی مهاربند باشد، با فرض اینکه این نیرو ۲۵٪ بیشتر از مولفه افقی میانگین المان‌ها باشد، داریم:

$$H_{max} = (1.25)H_{ave} = (1.25)\frac{V_i}{N_{brace}}$$

$$r_{\max} = \frac{H_{max}}{V_i} = (1.25)\frac{V_i}{N_{brace} \times V_i} = \frac{1.25}{N_{brace}}$$

$$\rho = 2 - \frac{6.1}{r_{\max}\sqrt{A_B}} = 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{6.1}{r_{\max}\sqrt{A_B}} = 1.0$$

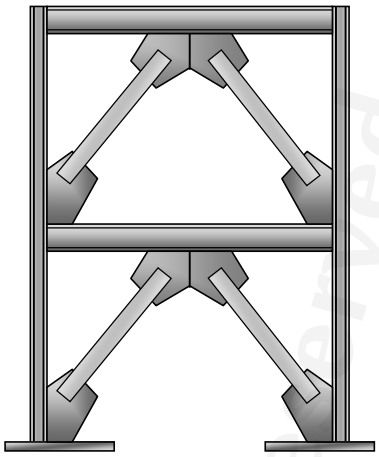
$$\Rightarrow \frac{6.1 \times N_{brace}}{1.25\sqrt{A_B}} = 1.0 \quad \Rightarrow \quad N_{brace} \approx 0.2\sqrt{A_B}$$

به عنوان مثال اگر زیربنا ۲۰۰ متر مربع در نظر گرفته شود:

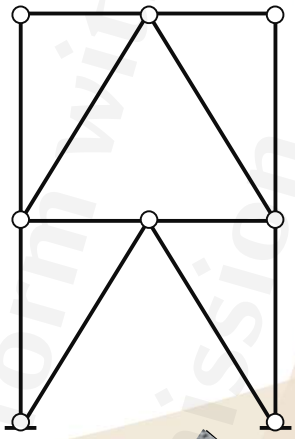
تعداد مهاربندهای مورد نیاز $N_{brace} = 0.2\sqrt{200} = 2.8 \approx 3$

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- مهاربندها عموماً در قاب هایی که دارای دیوار هستند قرار داده می‌شوند.
- از قرار دادن مهاربندها در دهانه‌هایی که به دیافراگم متصل نیستند بایستی خودداری نمود.



$\cong$



مهاربندهای هم محور را می‌توان بصورت یک خرپای قائم مدل نمود.

برش طبق توسط مهاربندها و لنگر واژگونی توسط ستون‌ها حمل می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

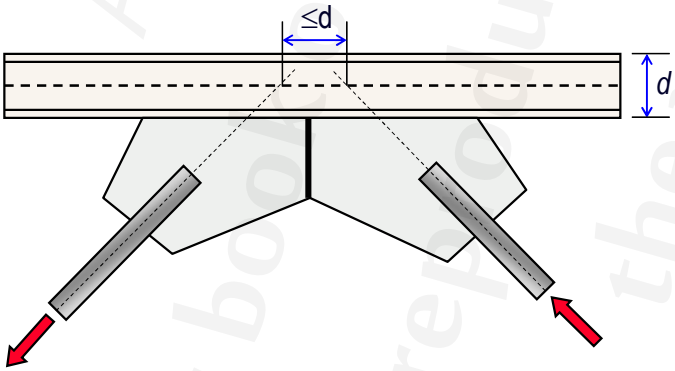
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حداکثر خروج از مرکزیت قابل قبول

مهاربندهای ۷ و ۸ که در محل اتصال به تیر دارای خروج از مرکزیت کمتر از ارتفاع تیر هستند، به عنوان مهاربند همگرا محسوب شده و باید محدودیت‌های زیر را اقناع کنند:

در مهاربندهای OCBF، لنگر حاصل از خروج از مرکزیت، ناشی از ترکیب بارهای تشدید یافته باید در طراحی منظور شود.

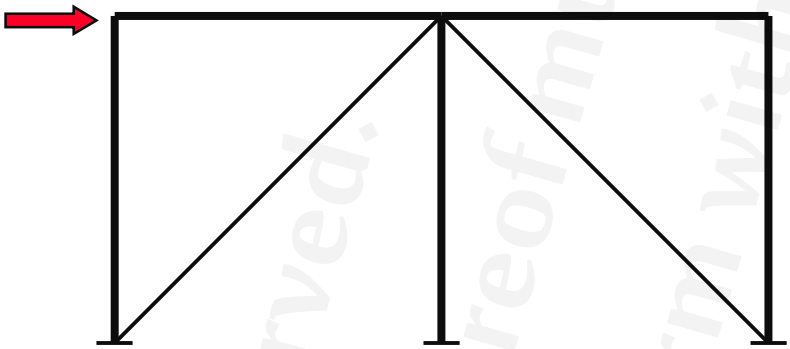
در مهاربندهای SCBF، برآیند نیروهای اعضا و اتصالات در طراحی لحاظ شوند و منبع مورد انتظار ظرفیت تغییرشکل غیرالاستیک تغییر نکند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پاسخ غیرارتجاعی مهاربندهای همگرا تحت بارهای جانبی

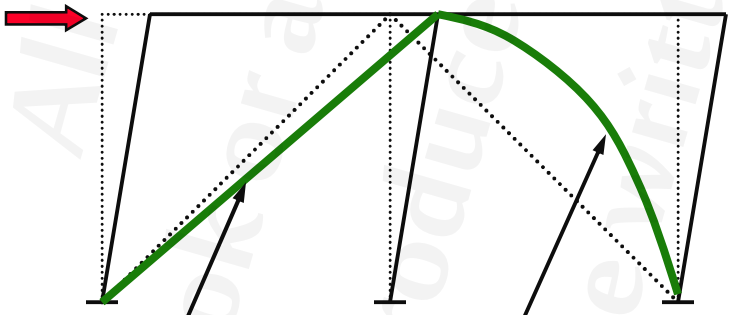


رفتار شکل پذیر مهاربندهای همگرا:

۱- جاری شدن مهاربند در کشش ۲- کمانش مهاربند در فشار

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

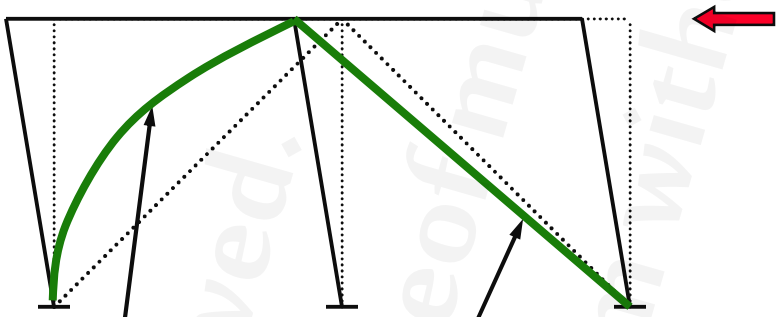
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



تیرها و ستون‌ها در محدوده ارتجاعی هستند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



تیرها و ستون‌ها در محدوده ارتجاعی هستند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

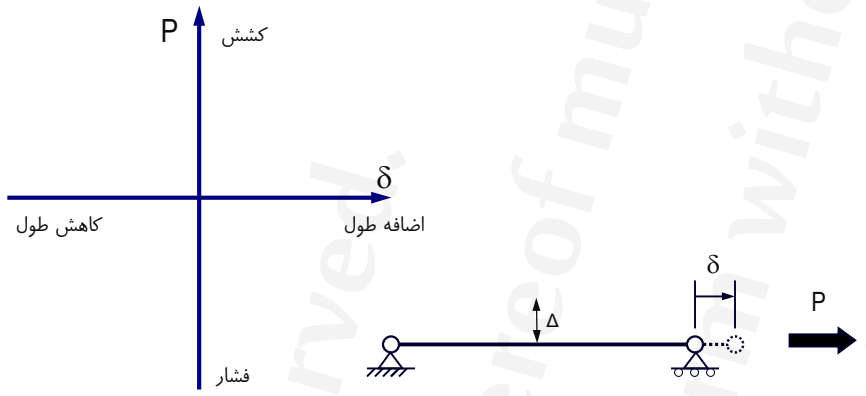
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

The rights reserved. This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پاسخ به بار محوری سیکلی

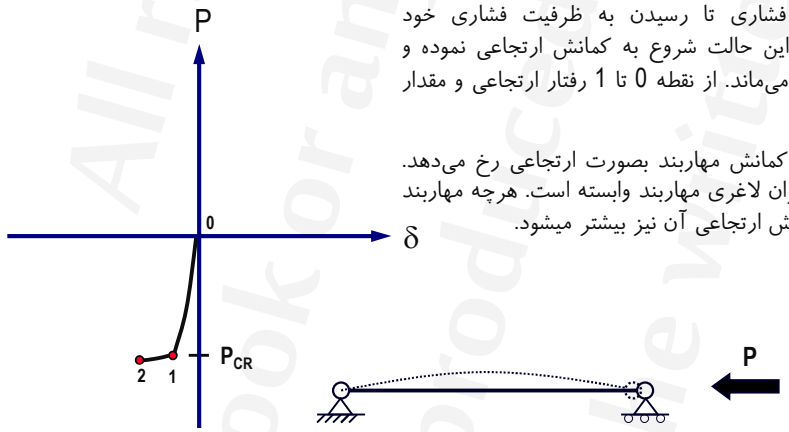


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۱- مهاربند بصورت فشاری تا رسیدن به ظرفیت فشاری خود بارگذاری می‌شود. در این حالت شروع به کمانش ارتجاعی نموده و سطح نیرو تقریباً ثابت می‌ماند. از نقطه 0 تا 1 رفتار ارتجاعی و مقدار $\Delta=0$ است.

۲- از نقطه1 تا 2 نیز کمانش مهاربند بصورت ارتجاعی رخ می‌دهد. طول این قسمت به میزان لاغری مهاربند وابسته است. هرچه مهاربند لاغرتر باشد، طول کمانش ارتجاعی آن نیز بیشتر میشود.

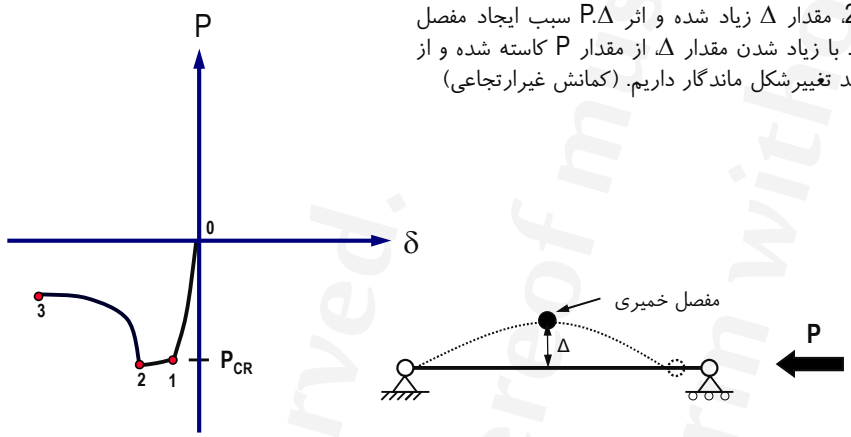


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

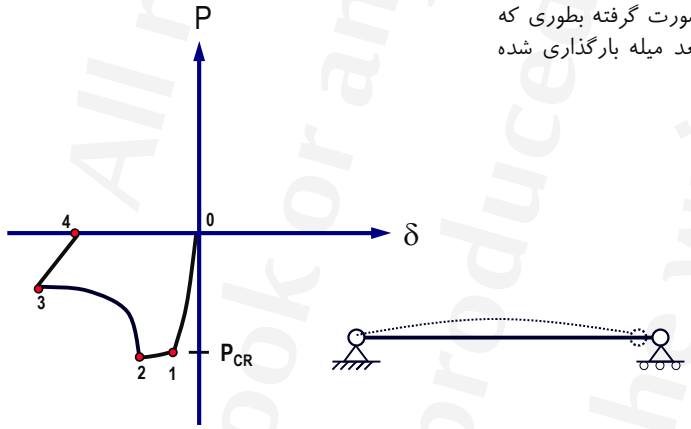
۳- در نقطه 2، مقدار Δ زیاد شده و اثر P.Δ سبب ایجاد مفصل داخلی می‌شود. با زیاد شدن مقدار Δ، از مقدار P کاسته شده و از این نقطه به بعد تغییرشکل ماندگار داریم. (کمانش غیرارتجاعی)



صفحه ۱۴۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۴- از نقطه 3 تا 4 باربرداری صورت گرفته بطوری که P=0 میشود. از این نقطه به بعد میله بارگذاری شده بصورت کششی کار می‌کند.

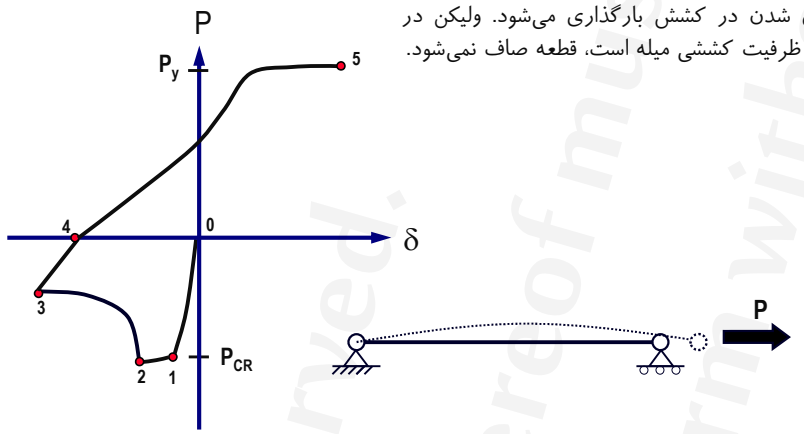


صفحه ۱۴۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

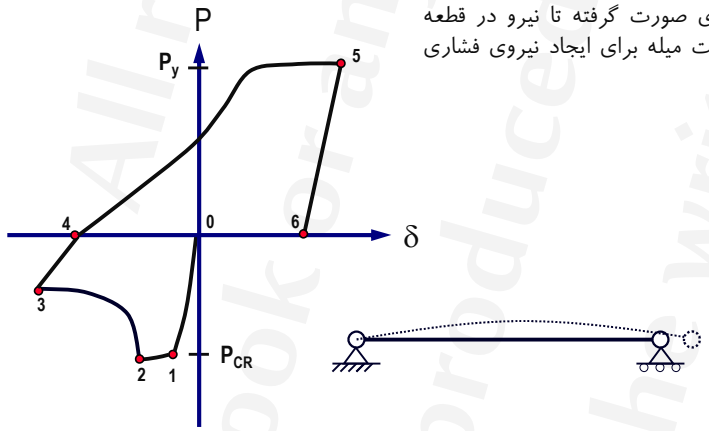
۵- میله تا جاری شدن در کشش بارگذاری می‌شود. ولیکن در نقطه 5 که نهایت ظرفیت کششی میله است، قطعه صاف نمی‌شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۶- از نقطه 5 تا 6 باربرداری صورت گرفته تا نیرو در قطعه برابر صفر گردد. در این حالت میله برای ایجاد نیروی فشاری آماده می‌شود.

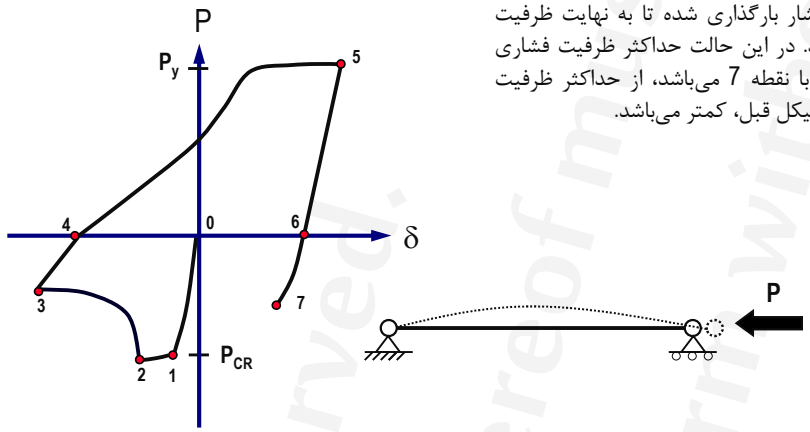


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

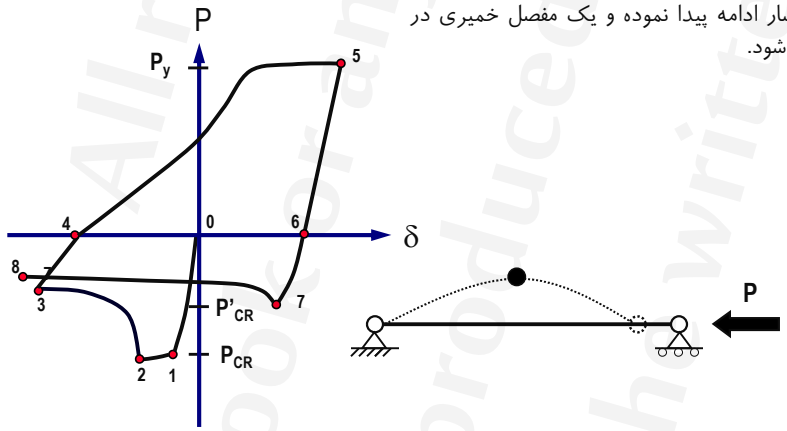
۷- مهاربند در فشار بارگذاری شده تا به نهایت ظرفیت فشاری خود برسد. در این حالت حداکثر ظرفیت فشاری میله که مصادف با نقطه 7 می‌باشد، از حداکثر ظرفیت فشاری میله در سیکل قبل، کمتر می‌باشد.



صفحه ۱۴۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۸- بارگذاری در فشار ادامه پیدا نموده و یک مفصل خمیری در وسط عضو ایجاد می‌شود.



صفحه ۱۴۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در صورتی ظرفیت قبلی برابر C_r باشد، استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم، ضریب B را بصورت زیر معرفی می‌نماید.
این ضریب در نسخه جدید مبحث دهم حذف شده است

$$B = \frac{P'_{cr}}{P_{cr}} = \frac{1}{1 + 0.5\frac{kL/r}{C_c}}$$

در LRFD، ضریب 0.8 آورده شده که در آن kL/r=65 و C_c=130 می‌باشد.

این چرخه بین چرخه اول و نهایی است. در آیین‌نامه کانادا رابطه زیر پیشنهاد می‌شود.

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

بند (2213.8.2) آیین نامه UBC97

که λ_y برابر لاغری نظیر زمانی است که تنش اویلر برابر تنش جاری شدن شود.

$$\frac{P'_{cr}}{P_{cr}} = \frac{1}{1 + 0.35\frac{kL/r}{\lambda_y}} \qquad \lambda_y = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{F_y}}$$

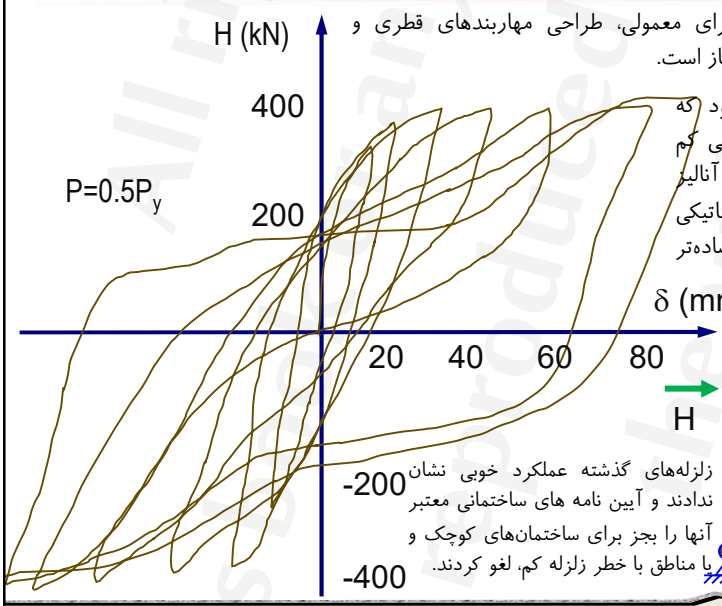
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

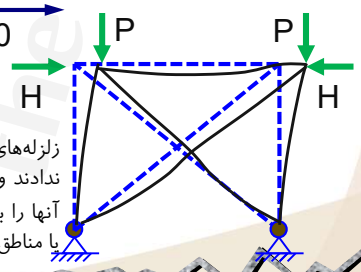
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مهاربند صرفا کششی

در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی، طراحی مهاربندهای قطری و ضربدری به صورت کششی تنها مجاز است.

در این روش طراحی، فرض می‌شود که بادبندهای فشاری تحت بارهای خیلی کم کمانش کرده و در نتیجه در آنالیز شرکت نمی‌کنند و سازه بصورت استاتیکی و معین در می‌آید و طراحی ساده‌تر می‌شود.



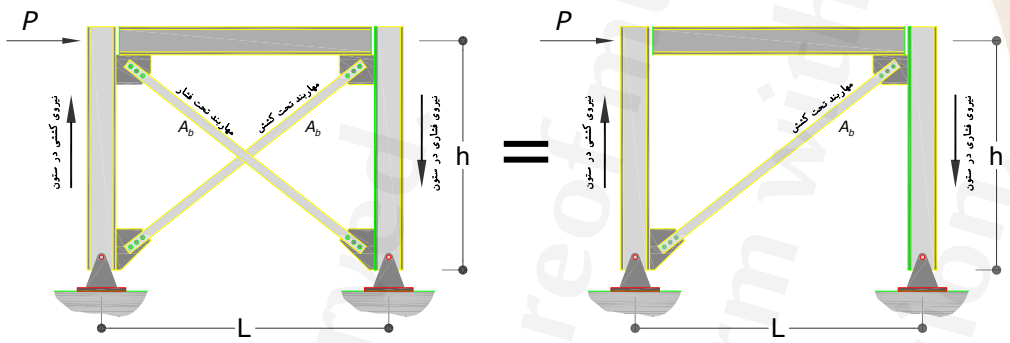


زلزله‌های گذشته عملکرد خوبی نشان ندادند و آیین نامه های ساختمانی معتبر آنها را بجز برای ساختمان‌های کوچک و یا مناطق با خطر زلزله کم، لغو کردند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب مهاربندی همگرای معمولی با مهاربندهای لاغر:

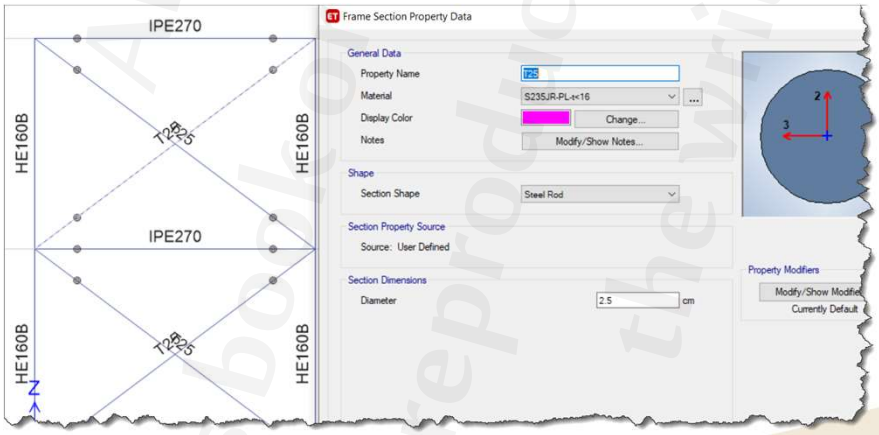


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

– آیا می‌توان در برنامه ETABS مهاربندها صرفا کششی مدل نمود؟

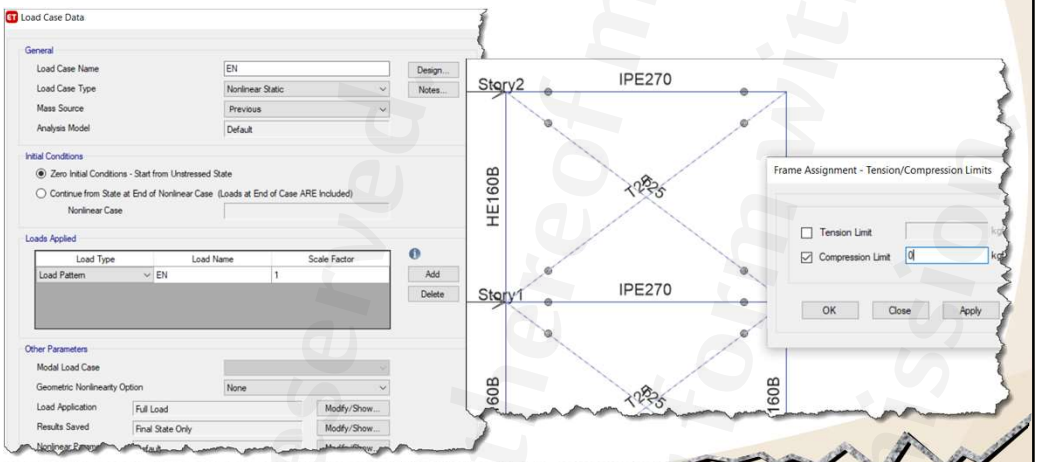
بله، ولی بایستی نوع تحلیل را بصورت غیرخطی در نظر بگیریم. در مثال زیر، از مقطع میلگرد ۲۵ برای مهاربندها استفاده شده است. می‌دانیم که میلگرد دارای لاغری بالایی بوده و قادر به تحمل فشار نیست.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

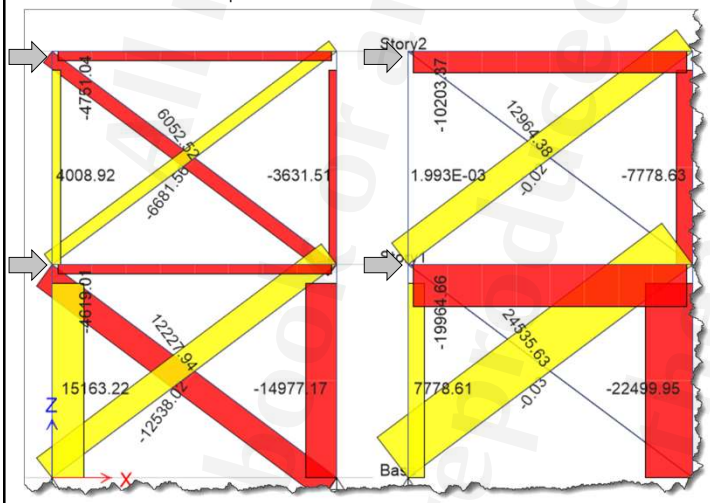
برای ایجاد حالت غیرخطی از مسیر Define menu > Load Cases حالت بار جانبی را بصورت غیرخطی در می‌آوریم.
همچنین با انتخاب مهاربندها و با استفاده از مسیر Assign menu > Frame > Tension/Compression Limits، گزینه Compression Limit را به صفر تغییر می‌دهیم.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حال دیاگرام نیروی محوری قاب در حالت تحلیل خطی و غیرخطی (با یک مقدار بار جانبی) با هم مقایسه کنید.



تحلیل خطی تحلیل غیرخطی

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

بررسی رفتار غیرارتجاعی مهاربندها

رفتار هیسترتیک دهانه مهاربندی

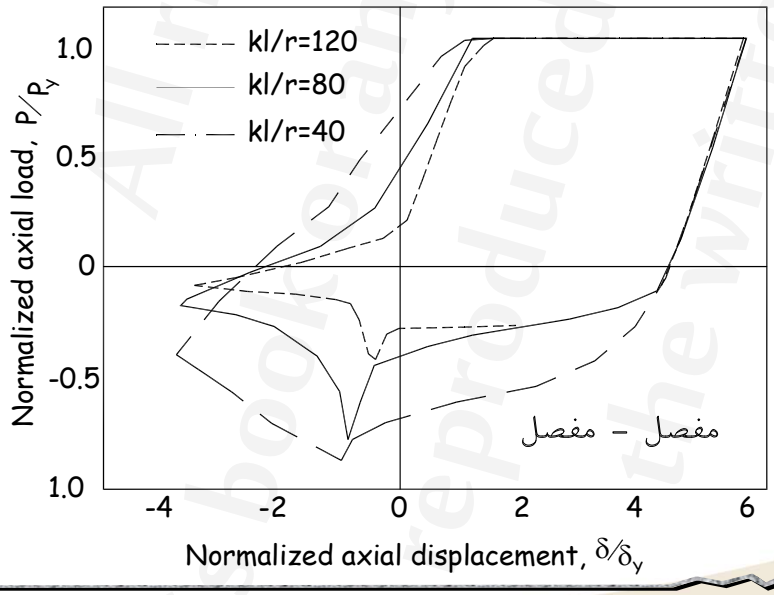
- لاغری
- شرایط تکیه‌گاهی
- شکل مقطع

لاغری: تابع شرایط تکیه‌گاهی و طول عضو است. تحقیقات Black1980 نشان داد اگر نمودار پوش نماینده جذب انرژی تصور گردد، در قسمت کشش تفاوتی با هم ندارند ولی در قسمت فشار دارای تفاوت‌هایی هستند. در حالتی که مهاربند لاغر باشد، عوامل زیر دیده می‌شود:

- کاهش سختی محوری P/δ
- کاهش طول (تغییرمکان محوری پسماند δ در بار صفر)
- کاهش مدول مماسی در بار صفر

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

اثر لاغری بر رفتار چرخه‌ای



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

لاغری مهاربندهای همگرا

OCBF: Braces in V or inverted-V configurations shall have

$$\frac{L_c}{r} \le 4\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad L_c = KL$$

F_y = 2400 kg/cm^2: $KL/r \le 125$

SCBF: Bracing members shall have: $\frac{L_c}{r} \le 200$ $\quad L_c = KL$

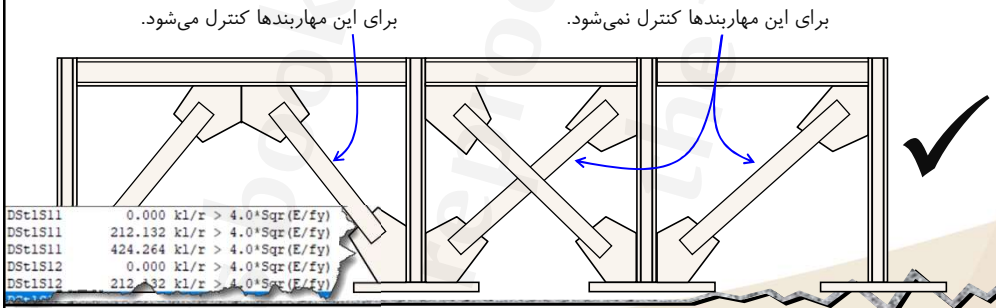
صفحه ۱۵۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا برنامه ETABS کنترل لاغری مقاطع مهاربند قاب OCBF را به درستی انجام می‌دهد؟

بله. برنامه کنترل لاغری مهاربندهای ۷ و ۸ را با ضابطه $\frac{L_c}{r} \le 4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ انجام می‌دهد ولی کنترلی روی لاغری مهاربندهای ضربدری و قطری انجام نمی‌دهد. در صورت عدم اقناع شرایط پیام خطایی صادر می‌شود. همچنین برنامه از F_y استفاده می‌کند و نه R_yF_y که درست است.

ETABS Help: The maximum Kl/r ratio of the braces for V or inverted-V configurations is checked not to exceed $4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (AISC 341-16 F1.5b). If this criterion is not met, an error message is reported in the output.



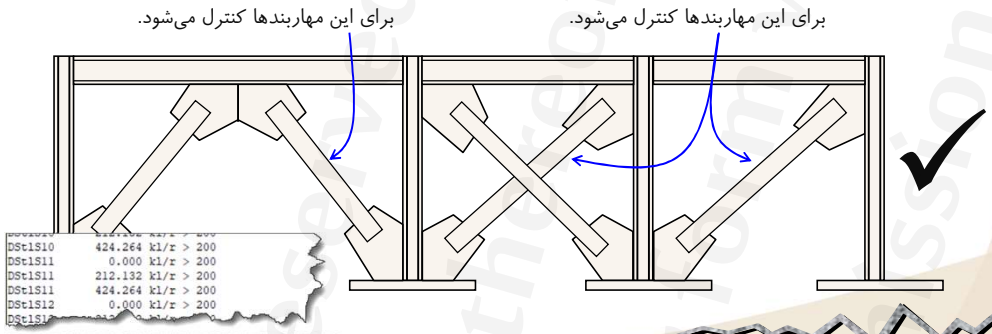
صفحه ۱۵۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا برنامه ETABS کنترل لاغری مقاطع مهاربند قاب SCBF را به درستی انجام می‌دهد؟

بله. برنامه کنترل لاغری تمام مهاربندها (با هر پیکربندی) را با حد ۲۰۰ بررسی می‌کند و در صورت عدم اقناع شرایط پیام خطایی صادر می‌شود. همچنین برنامه از F_y استفاده می‌کند و نه R_yF_y که درست است.

ETABS Help: The maximum Kl r ratio of the braces is checked not to exceed 200 (AISC 341-16 F2.5b(1)). If this criterion is not satisfied, the program issues an error message.

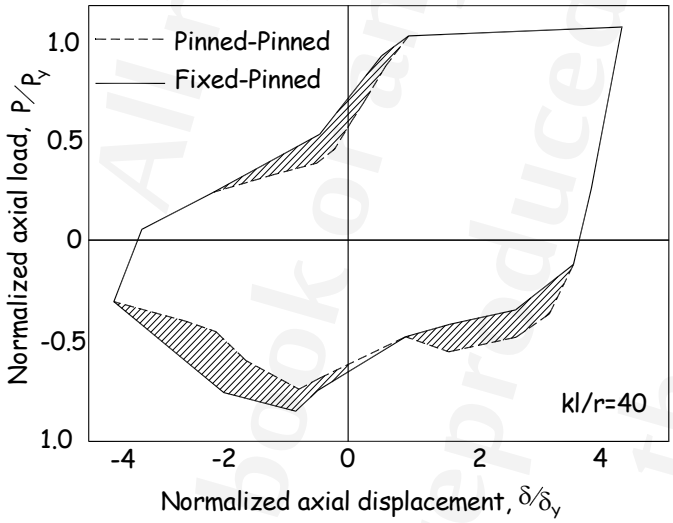


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اثر شرایط تکیه‌گاهی

این اثر توسط Black و Popove در سال ۱۹۸۰ انجام شده است. فاصله بین نقاط عطف را به عنوان طول موثر در نظر می‌گیریم. این شرایط در محدوده غیرارتجاعی نیز حاکم است. شرایط تکیه‌گاهی تغییرات چندانی بوجود نمی‌آورند.

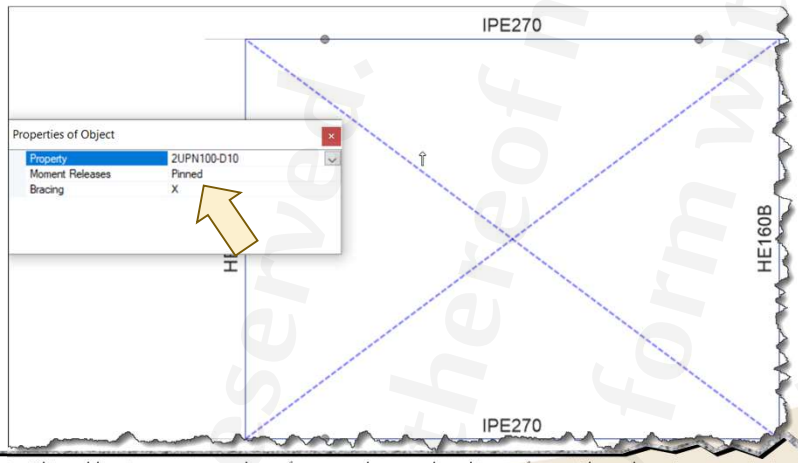


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نحوه ایجاد انتهای گیردار یا مفصلی در برنامه ETABS:

در حین ترسیم المان مهاربند، در بخش Moment Releases می‌توان گیردار بودن یا مفصلی بودن آن را تعیین نمود.

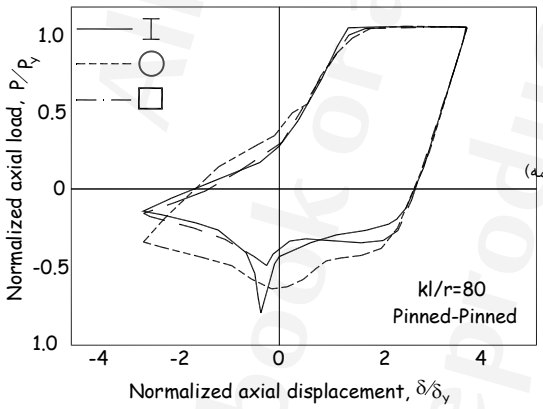


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اثر شکل مقطع بر رفتار غیرارتجاعی

این اثر توسط Black در سال ۱۹۸۰ بررسی شده است. ایشان مقطع I، T، دو مقطع لوله‌ای، مقطع قوطی و دوبل نبشی را بررسی نمودند.



به ترتیب اولویت:

۱- لوله‌ای ۲-قوطی ۳- مقطع I شکل

۴-مقطع T شکل ۵- دوبل نبشی

توصیه شده از دوبل استفاده نشود. مگر بهم دوخته شوند (توسط لقمه)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

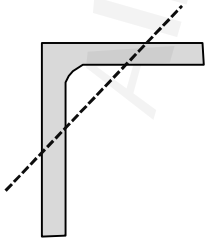
صفحه ۱۶۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF): در مهاربندهای ساخته شده از دو یا چند نیمرخ، در طول عضو مهاربندی فاصلهٔ اتصال دهنده‌ها (بست‌ها یا لقمه‌ها) باید طوری باشد که نسبت لاغری حداقل(a/r_i) اجزای تشکیل دهنده مقطع مهاربندی از 0.4 نسبت لاغری تعیین کنندهٔ عضو ساخته شده بیشتر نباشد. که در آن:

a: فاصله مرکزتا مرکز اتصال دهنده‌ها (بست‌ها یا لقمه‌ها)

r_i: شعاع ژیراسیون حداقل هر یک از نیمرخ‌های تشکیل دهنده مقطع عضو مهاربندی

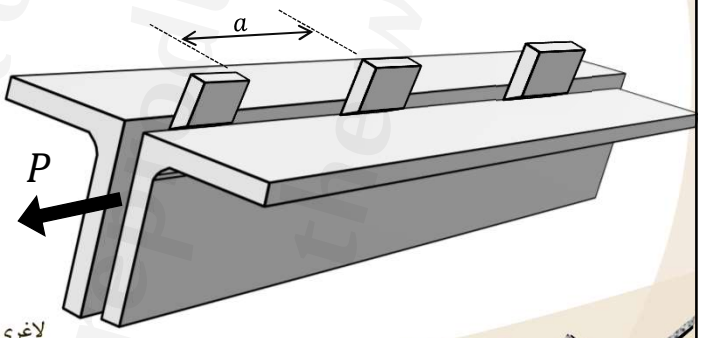


فاصله بین لقمه‌ها

$$\frac{a}{r_i} \le 0.4\left(\frac{KL}{r}\right)_{max}$$

تک

لاغری تعیین کننده مهاربند



صفحه ۱۶۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مجموع مقاومت‌های برشی موجود اتصال دهنده‌ها در طول عضو باید مساوی یا بزرگتر از مقاومت کششی موجود هر یک از نیمرخ‌ها باشد. در این محاسبه در مهاربندهای ۷ یا ۸ و قطری طول عضو مهاربندی برابر طول کل مهاربند و در مهاربندهای ضربدری برابر نصف طول کل مهاربندی در نظر گرفته می‌شود. فاصلهٔ اتصال دهنده‌ها باید یکنواخت بوده و تعداد آنها در طول عضو مهاربندی حداقل دو عدد باشد. اتصال‌دهنده‌ها نباید در داخل یک چهارم طول خالص عضو مهاربندی که در وسط مهاربند قرار می‌گیرد، باشد. اگر کمانش عضو مهاربندی طوری باشد که موجب ایجاد برش در اتصال دهنده‌ها نشود، در این صورت در طراحی اتصال دهنده‌ها می‌توان این الزامات را نادیده گرفت.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

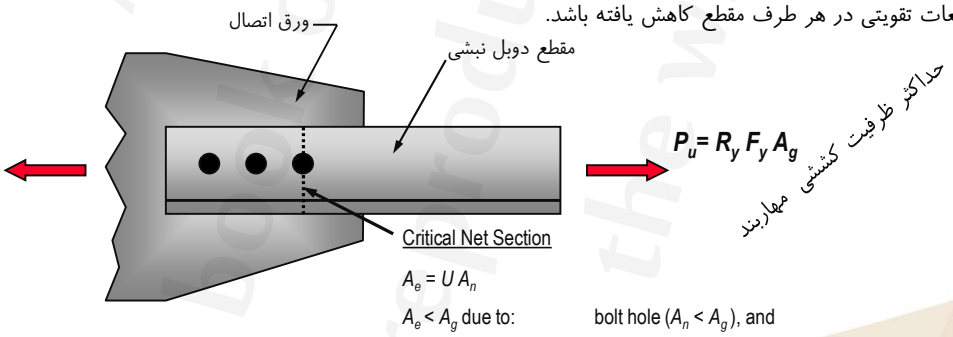
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF):

مقدار سطح مقطع خالص مؤثر عضو مهاربندی نباید از سطح مقطع کلی آن کمتر باشد. در مواقعی که در عضو مهاربندی از قطعات تقویتی (ورق یا نیمرخ) استفاده می‌شود، الزامات زیر باید تأمین شوند:

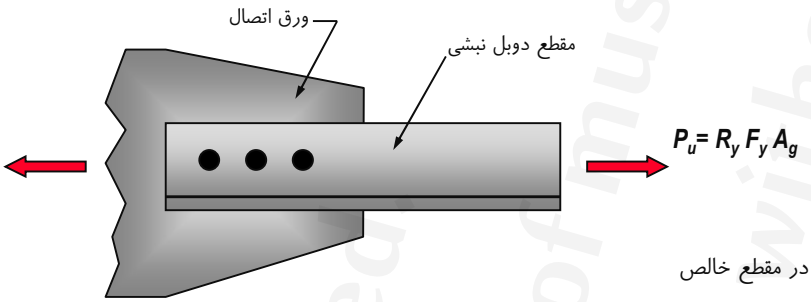
۱- تنش تسلیم قطعات تقویتی باید حداقل برابر تنش تسلیم عضو مهاربندی باشد.

۲- اتصالات قطعات تقویتی به عضو مهاربندی باید دارای مقاومت موجود کافی برای توسعهٔ مقاومت مورد انتظار قطعات تقویتی در هر طرف مقطع کاهش یافته باشد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



$P_u = R_y F_y A_g$

حالت حدی: شکست در مقطع خالص

$$\phi P_n = \underbrace{(0.75)}_{\phi} A_e \underbrace{(F_u)} \Rightarrow (0.75)\, A_e\, (F_u) \geq R_y F_y A_g \Rightarrow \frac{A_e}{A_g} \geq \frac{R_y F_y}{(0.75) F_u}$$

برای فولاد ST37

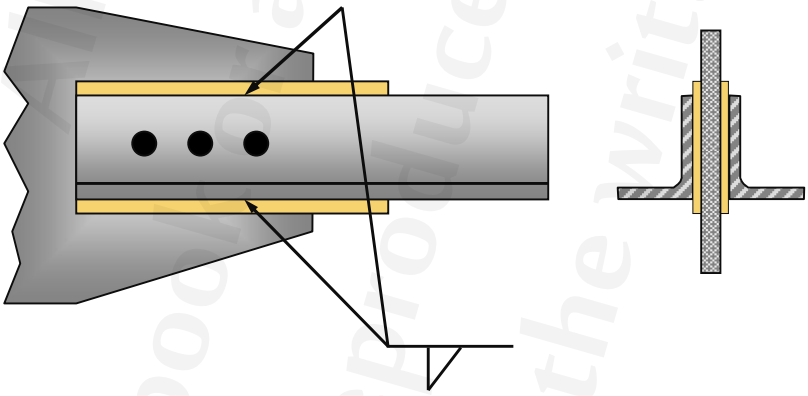
$$\frac{A_e}{A_g} \geq \frac{1.2 \times 2400}{(0.75)\ 1.0 \times 3700} \approx 1.04$$

همانطور که دیده می‌شود، مقطع نیاز به تقویت دارد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

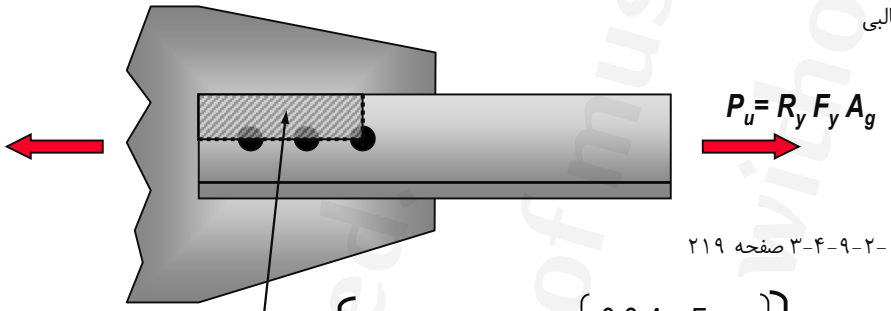
روش تقویت مقطع موثر...



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کنترل برش قالبی



$P_u = R_y F_y A_g$

طبق بند ۱۰-۲-۹-۴-۳ صفحه ۲۱۹

$$\phi P_n = (0.75)\left[U_{bs} A_{nt} F_u + \text{کمترین} \begin{Bmatrix} 0.6\, A_{nv} F_u \\ 0.6\, A_{gv} F_y \end{Bmatrix}\right]$$

برای فولاد ST37

$F_u = 3700\ kg/cm^2$

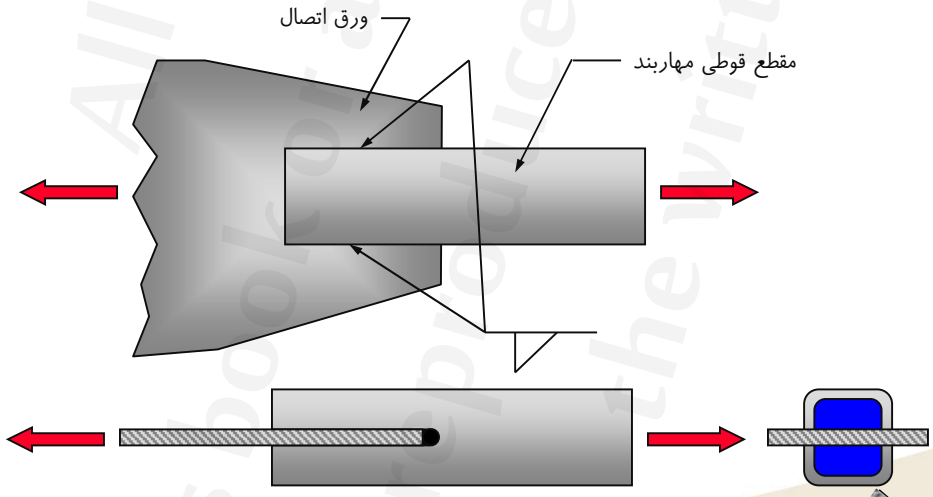
$F_y = 2400\ kg/cm^2$

* A_{nt} سطح مقطع خالص تحت کشش، A_{nv} سطح مقطع خالص تحت برش، A_{gv} سطح مقطع کل تحت برش و U_{bs} ضریب توزیع تنش بوده که برای حالت یکنواخت مساوی یک و برای حالت غیریکنواخت برابر ۰/۵ میباشد.

صفحه ۱۶۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

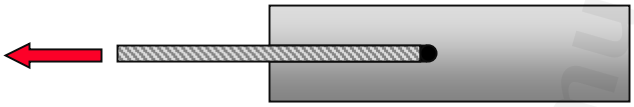
مثال) کنترل اتصال برش قالبی و شکست در مقطع خالص یک مهاربند قوطی شکل



صفحه ۱۶۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حداکثر ظرفیت مهاربند



$P_u = R_y F_y A_g$

صفحه ۱۶۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کنترل شکست در مقطع خالص

$P_u = R_y F_y A_g$

مقطع خالص بحرانی

$A_e = U A_n$

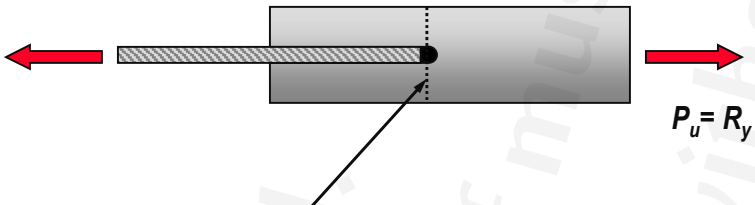
$A_e < A_g$ due to:

slot ($A_n < A_g$), and

shear lag ($U < 1$)

صفحه ۱۷۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



$P_u = R_y F_y A_g$

حالت حدی: شکست در مقطع خالص

$(0.75)\, A_e\, (F_u) \geq R_y F_y A_g$

برای فولاد ST37

OR: $\dfrac{A_e}{A_g} \geq \dfrac{R_y F_y}{(0.75) F_u}$

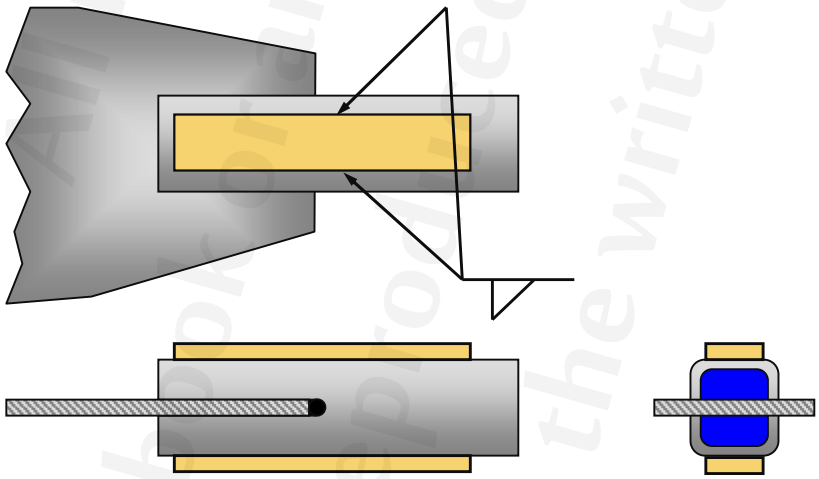
$$\frac{A_e}{A_g} \geq \frac{1.2 \times 2400}{(0.75)3700} \approx 1.04$$

همانطور که دیده می‌شود، مقطع نیاز به تقویت دارد. زیرا مقطع موثر از مقطع کل بیشتر می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

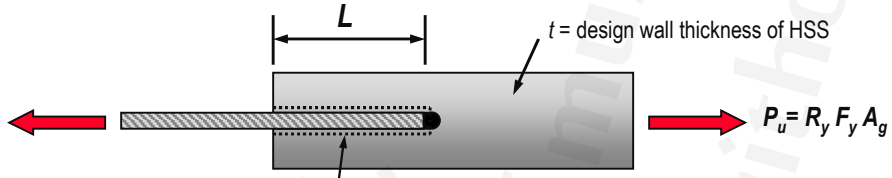
روش تقویت مقطع موثر



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کنترل برش قالبی



$$\phi P_n = (0.75)\left[U_{bs} A_{nt} F_u + \text{کمترین}\left\{\begin{matrix} 0.6\, A_{nv} R_t F_u \\ 0.6\, A_{gv} R_y F_y \end{matrix}\right\}\right]$$

$A_{nt} \cong 0$

طبق بند ۱۰-۲-۹-۴-۳ صفحه ۲۱۹

$A_{nv} = A_{gv} = 4\, L\, t$

برای فولاد ST37

$F_u = 3700$ kg/cm^2

$F_y = 2400$ kg/cm^2

$$\phi P_n = (0.75)\,(4\, L\, t \times 0.6 \times 2400) \geq 1.2 \times 2400 \times A_g$$

$$L \geq \frac{0.66 \times A_g}{t}$$ = minimum length of welded overlap needed based on block shear rupture in HSS bracing member

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کنترل فشردگی لرزه‌ای مهاربند

در صورتی که اعضا فشرده لرزه‌ای نباشند دچار کمانش موضعی خواهند شد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی (OCBF): مقاطع اعضای مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

تبصره: در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی و با رفتار کششی تنها و با نسبت لاغری بزرگتر از ۲۰۰ هیچگونه محدودیتی برای نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقاطع مهاربندی وجود ندارد.

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF): مقاطع ستون‌ها، تیرها و اعضای مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند. همچنین در مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه، مقاطع تیرهای واقع در تراز ردیف‌های مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

برای مقاطع I و ناودانی شکل:

$$\frac{b}{t} \le \begin{cases} 0.38\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} & \text{for } \lambda_{md} \\ 0.30\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} & \text{for } \lambda_{hd} \end{cases}$$

برای مقطع قوطی:

$$\frac{b}{t} \le \begin{cases} 0.64\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} & \text{for } \lambda_{md} \\ 0.55\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} & \text{for } \lambda_{hd} \end{cases}$$

$\lambda_{md} \cong$ moderately ductile $\rightarrow$
For members anticipated to undergo plastic rotation of up to 0.02 rad.
$\lambda_{hd} \cong$ highly ductile $\rightarrow$
For members anticipated to undergo plastic rotation of 0.04 rad or more.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ضوابط فشردگی مقاطع استفاده شده در قاب مهاربندی شده OCBF:

مهاربندها: طبق مبحث دهم و AISC341-16 مهاربندها بایستی ضوابط فشردگی متوسط (λ_{md}) را اقناع نمایند. تنها مهاربندهای همگرای معمولی که به صورت صرفا کششی طراحی می‌شوند، نیازی به رعایت این محدودیت ندارند.

آیا برنامه ETABS کنترل فشردگی مقاطع برای مهاربندهای OCBF را به درستی انجام می‌دهد؟

بله. این کنترل توسط برنامه برای مهاربندهای OCBF بدرستی انجام می‌شود و در صورت عدم اقناع شرایط پیام خطایی صادر می‌شود.

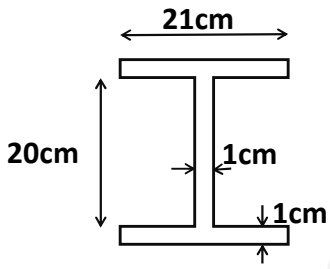
ETABS Help: All brace members are checked to be Seismically Compact consistent with moderately ductile members in accordance with Table 4-1 (AISC 341-16 F1.5a, D1.1, Table D1.1). If the criteria are satisfied, the section is reported as SEISMIC as described earlier in "Classification of Sections for Local Buckling" in this chapter. If this criterion is not satisfied, the program issues an error message.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال کنترل فشردگی مقطع برای مهاربندهای OCBF در برنامه ETABS:

یک مقطع مطابق جزئیات زیر به عنوان مهاربند در برنامه معرفی شده است. مقدار تنش تسلیم ۲۰۰۰ و تنش تسلیم مورد انتظار ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شده است.



$$\frac{b}{t} \le 0.38\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad \text{for } \lambda_{md}$$

$$\frac{b}{t} \le 0.38\sqrt{\frac{2\times10^6}{3000}} = 9.8$$

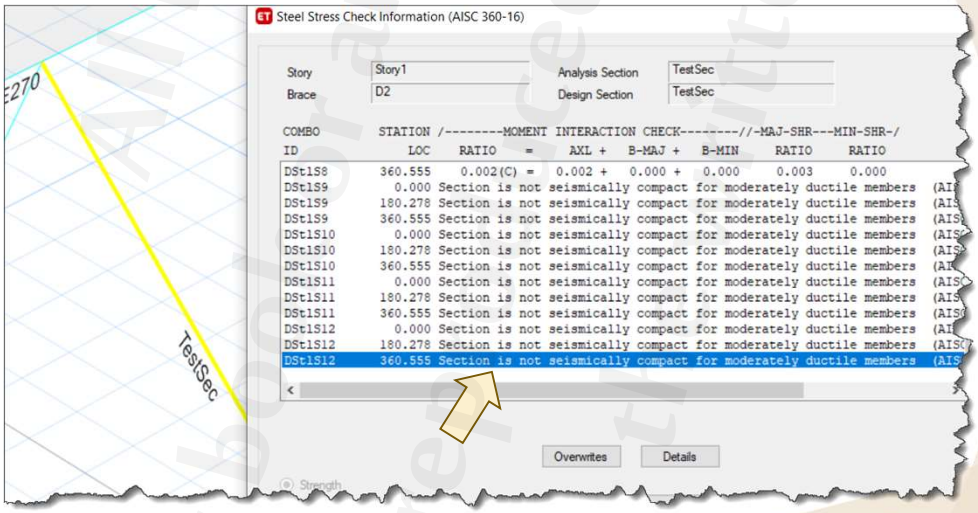
$$\frac{21}{2\times1} = 10.5 > 9.8 \;\; Not\ Ok$$

همانطور که دیده می‌شود، این مقطع فشرده نیست. حال آن را در برنامه ETABS ایجاد نموده و بررسی می‌کنیم. توجه شود، این کنترل فقط در ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله انجام می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بعد از طراحی پیام خطایی صادر شده است.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

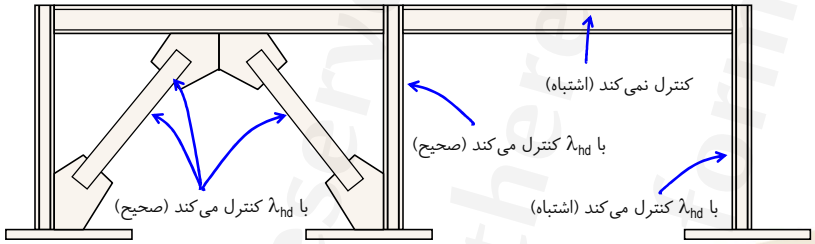
ضوابط فشردگی مقاطع استفاده شده در قاب مهاربندی شده SCBF:

مبحث دهم و AISC341-16: مقاطع اعضای مهاربندی‌ها، ستون‌ها و تیرهای نظیر دهانه‌های مهاربندی‌شده باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

آیا برنامه ETABS کنترل فشردگی مقاطع برای مهاربند، تیرها و ستون SCBF را به درستی انجام می‌دهد؟

خیر. برنامه کنترل فشردگی ستون‌ها و مهاربندها را با حد λ_{hd} کنترل می‌کند و کنترل فشردگی و تیرها را اصلا بررسی نمی‌کند، که درست نیست. بنابراین کاربر بایستی بصورت دستی این کنترل را برای تیرها انجام دهد.

توجه: برنامه ETABS نه فقط برای ستون‌های نظیر دهانه مهاربندی شده بله برای همه ستون‌ها حد فشردگی λ_{hd} را کنترل می‌کند که نیازی نیست.

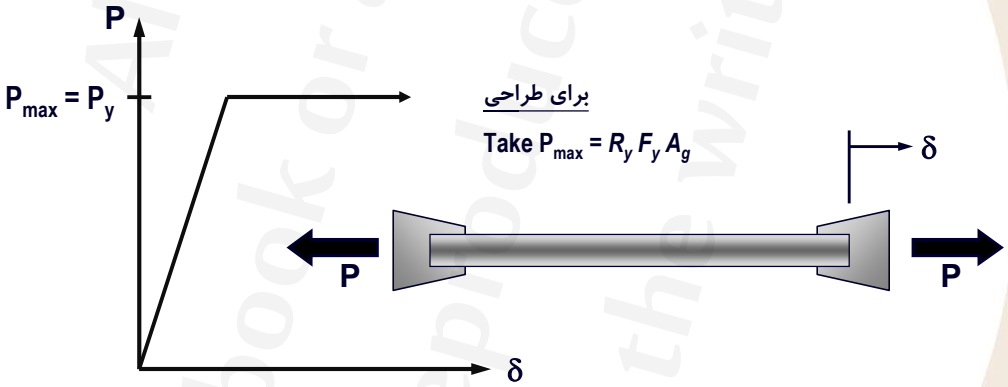


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حداکثر ظرفیت مهاربند کششی و فشاری چقدر است؟

حداکثر نیروی کششی (حداکثر ظرفیت) مورد انتظار مهاربند:



Braces in Tension - Axial Force

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

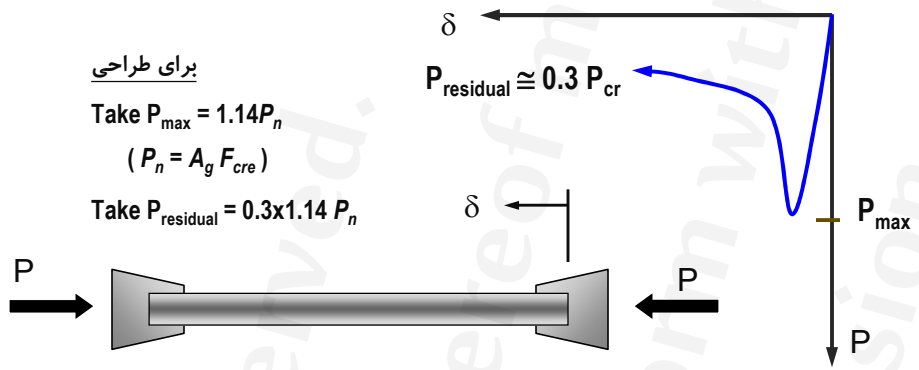
حداکثر نیروی فشاری مهاربند:

برای طراحی

Take $P_{max} = 1.14P_n$

$(P_n = A_g F_{cre})$

Take $P_{residual} = 0.3x1.14\ P_n$



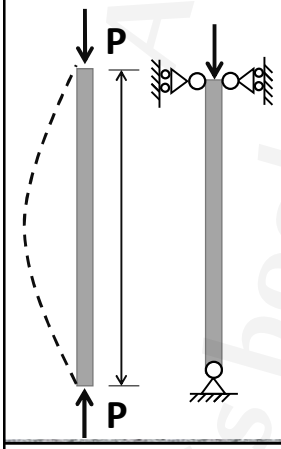
صفحه ۱۸۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

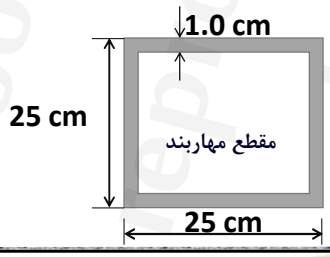
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- آیا برنامه ETABS در یک تحلیل خطی قادر به مدلسازی کمانش مهاربندها است؟
- آیا می‌توان کمانش یک عضو را در برنامه بررسی کرد؟
- آیا ظرفیت فشاری محاسبه شده برای یک عضو تحت فشار محوری با مقادیر دستی محاسبه شده یکسان است؟

برای پاسخ به این سوال، به مثال زیر توجه کنید:

ستونی به طول ۳/۶ متر با مقطع و مشخصات نشان داده شده در نظر بگیرید:





A_g=96 cm^2

r_x=r_y=9.806 cm

F_y=2350 kg/cm^2

صفحه ۱۸۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$\text{Maximum } \frac{KL}{r} = \frac{1 \times 360 \text{ cm}}{9.806 \text{ cm}} = 36.76$$

$$4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2350}} = 137.4 > 36.76 \quad \Rightarrow$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{(36.76)^2} \approx 14600 \ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

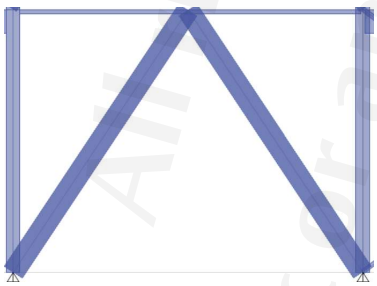
$$\Rightarrow F_{cr} = \left(0.658^{\frac{2350}{14600}}\right)2350 \approx 2196 \ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Rightarrow \quad \phi_c P_n = 0.9 \times 2242.9 \times 96 \times 10^{-3} \approx \underline{189.8 \text{ ton}}$$

$$\phi_t P_n = 0.9 \times A_g \times F_y = 0.9 \times 96 \times 2350 \times 10^{-3} \approx \underline{203 \text{ ton}}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



حال همین مهاربند را در برنامه ETABS مدلسازی می‌کنیم:

بعد از طراح و راست کلیک روی عضو، خلاصه روند طراحی را مشاهده نمایید. در بخش طراحی محوری عضو، مقادیر ϕP_{nc} و ϕP_{nt} به ترتیب ظرفیت محوری فشاری و ظرفیت محوری کششی را ملاحظه نمایید. همانطور که دیده میشود، مقادیر محاسبه شده دستی و نرم‌افزاری برابر است.

Axial Force and Capacities

P_u Force (kgf)	ϕP_{nc} Capacity (kgf)	ϕP_{nt} Capacity (kgf)
10310.79	189813.61	203040

ظرفیت فشاری — ظرفیت کششی

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات تحلیل

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی (OCBF):

در تحلیل این نوع قاب‌های مهاربندی شده (به غیر از تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸ و تیرهای تراز طبقات و ستون‌های دهانه‌های مهاربندی در قاب‌های مهاربندی شدهٔ چند ردیفی) رعایت ضابطهٔ اضافی، الزامی نیست.

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF): در قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه مقاومت‌های موردنیاز تیرها، ستون‌ها و اتصالات آنها باید براساس نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) تعیین شوند. برای این منظور این مقاومت‌های موردنیاز نباید از نیروهای ناشی از تحلیل‌های زیر کوچکتر در نظر گرفته شوند:

الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر و نیروی $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $1.14F_{cre}A_g/\alpha_s$ است.

ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $0.3\times1.14F_{cre}A_g/\alpha_s$ است.

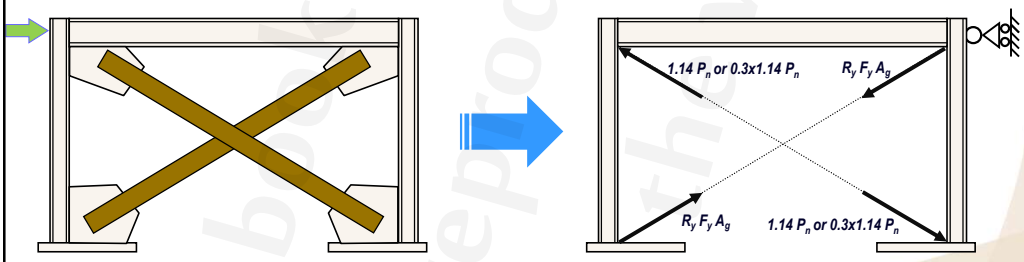
که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی، A_g سطح مقطع کلی عضو مهاربندی، F_{cre} تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ با این شرط که در آن به جای F_y از R_yF_y استفاده شده باشد. همچنین α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تبصره ۱: برای انجام تحلیل‌های فوق می‌توان ابتدا حرکت جانبی قاب را مقید نمود. سپس اعضای مهاربندی را از مدل تحلیلی حذف نموده و در اتصال دو انتهای آنها مطابق بندهای (الف) و (ب) فوق، نیروی نظیر آنها به مدل تحلیلی اعمال کرد و پس از آن در حضور بارهای ثقلی با ضرایب بار مربوطه، سازه مورد تحلیل و طراحی قرار گیرد.

تبصره ۲: در مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه این تحلیل باید در برگیرنده تسلیم و کمانش مهاربندها به صورت پیش‌رونده از ردیف‌های ضعیف به قوی باشد.



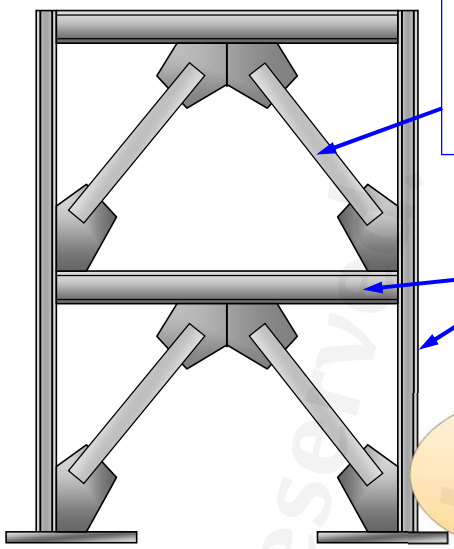
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

فلسفه طراحی قاب مهاربندی شده همگرا

طراحی قاب برای رفتار غیرارتجاعی بصورت زیر خواهد بود:

- مهاربند نقش فیوز را ایفا می‌نماید.
- مهاربند بایستی ضعیفترین قسمت قاب باشد. بدین صورت که ستونها، اتصالات و تیرها بایستی قویتر از مهاربند باشند.



طراح اعضایی که باید ارتجاعی باشند

استفاده از طراحی ظرفیتی

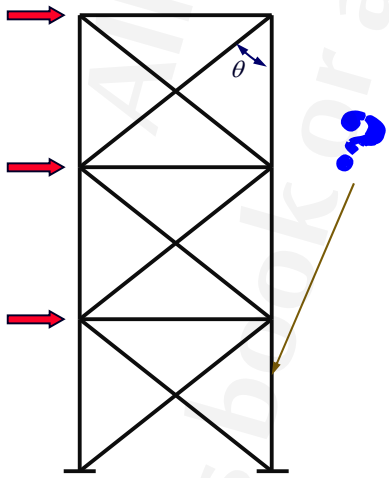
استفاده از ترکیب بارهای تشدید یافته

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) حداکثر فشار ایجاد شده در ستون طبقه پایین قاب زیر را تعیین نمایید.

مقدار P_n براساس رابطه ۱۰-۲-۴-۱ تعیین می‌شود. یا حدودا $1.7F_a$



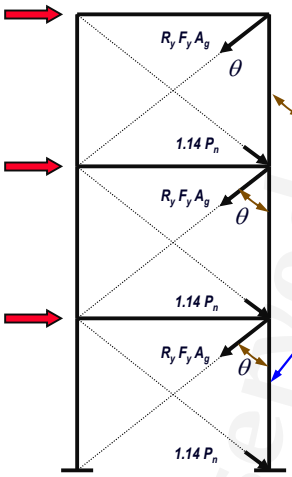
Tension Braces:
Take $P = R_y F_y A_g$

Compression Braces:
Take $P = 0.3 \times 1.14 P_n$

or $P = 1.14\ P_n$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



Column Axial Compression =

$[\ \Sigma\ (R_y\ F_y\ A_g\ )\ \cos\theta + \Sigma\ (1.14\ P_n)\ \cos\theta\ ] + P_{gravity}$

$P_{gravity}$=1.2D+0.5L

(sum brace forces for all levels above column)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

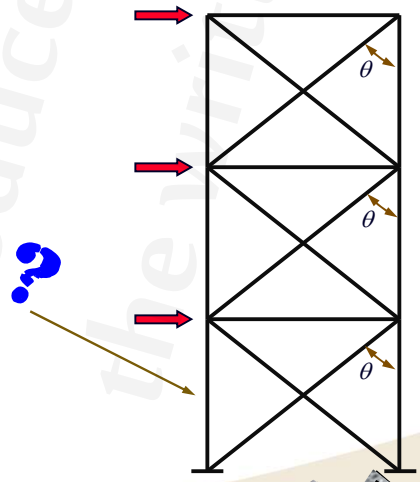
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) حداکثر کشش ایجاد شده در ستون طبقه پایین قاب زیر را تعیین نمایید.

Tension Braces:
Take $P = R_y\ F_y\ A_g$

Compression Braces:
Take $P = 0.3 \times 1.14 P_n$

or $P = 1.14\ P_n$



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

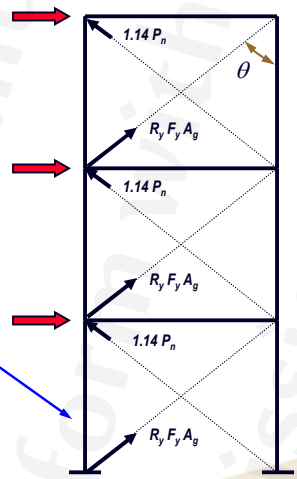
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Column Axial Tension =

$[\Sigma (R_y F_y A_g) \cos\theta + \Sigma (1.14 P_n) \cos\theta] - P_{gravity}$

$P_{gravity}$=0.9D

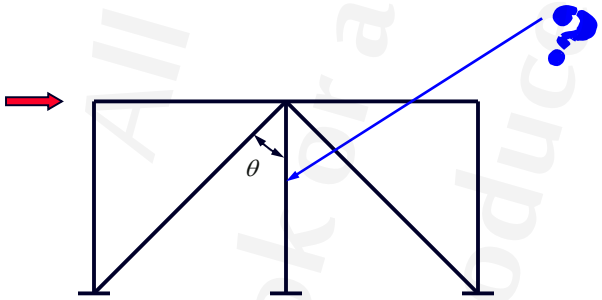
(sum brace forces for all levels above column)



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) حداکثر فشار محوری ایجاد شده در ستون قاب زیر را تعیین نمایید.



Tension Braces:
Take $P = R_y F_y A_g$

Compression Braces:
Take $P = 0.3 \times 1.14 P_n$

or $P = 1.14 P_n$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

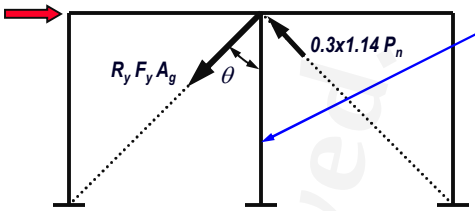
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Column Axial Compression =

$(R_y F_y A_g) \cos\theta - (0.3x1.14 P_n) \cos\theta + P_{gravity}$

$P_{gravity}$=1.2D+0.5L



Note

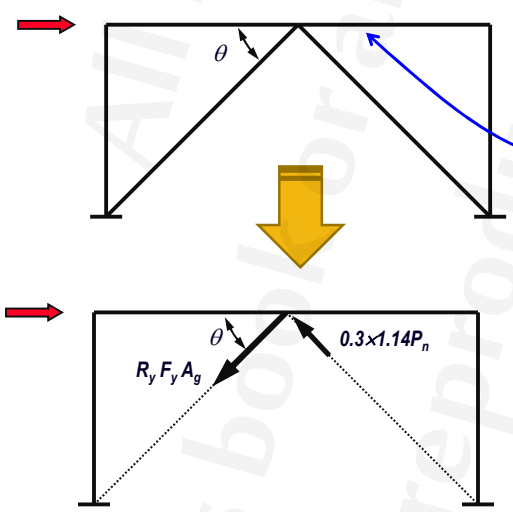
Based on elastic frame analysis:

Column Axial Force = $P_{gravity}$

صفحه ۱۹۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) حداکثر لنگر ایجاد شده در تیر قاب زیر را تعیین نمایید.



Tension Braces:
Take $P = R_y F_y A_g$

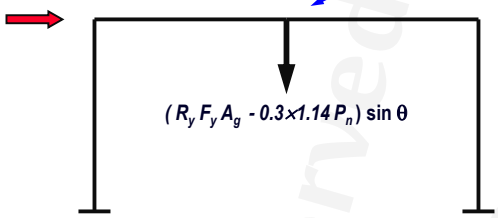
Compression Braces:
Take $P = 0.3x1.14P_n$

or $P = 1.14 P_n$

صفحه ۱۹۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Compute moment in beam resulting from application of concentrated load at midspan of $(R_y F_y A_g - 0.3x1.14 P_n) \sin\theta$ and add moment due to gravity load



Note

Based on elastic frame analysis:

Moment in beam ≅ 0

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا برنامه ETABS این ضابطه (طراحی ظرفیتی تیرها و ستون‌ها در قاب مهاربندی شده همگرای ویژه) را کنترل می‌کند؟

خیر. برنامه هیچ کنترلی در این ارتباط انجام نمی‌دهد و کاربر بایستی به طور دستی این کنترل مهم را انجام دهد.

Note: Beams intersected by chevron (V or inverted-V) braces are NOT currently checked to have a strength to support loads for the following two conditions (AISC 341-16 1):

(a) A beam that is intersected by braces shall be designed to support the effects of all tributary dead and live loads from load combinations stipulated by the code, assuming the bracings are not present (AISC 341-16 F1.4a(1)).

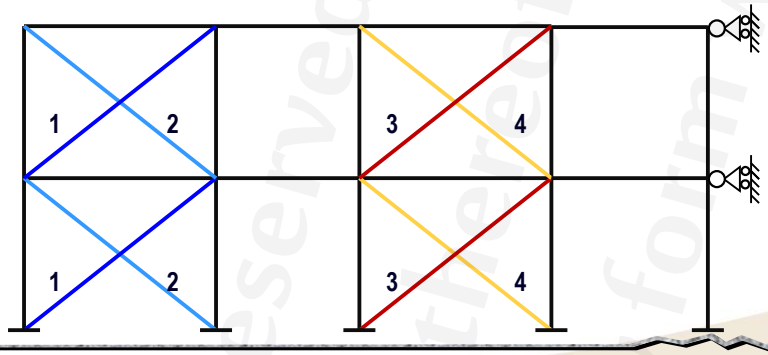
(b) A beam that is intersected by braces and supporting earthquake load shall be designed to resist the effects of the load combinations stipulated by the code, except the brace forces have to be replaced by their capacities. The forces in all braces in tension shall be assumed to be equal to $R_y F_y A_g$ (AISC 341-16 F1.4a(1)(i)). The forces in all braces in compression shall be assumed to be equal to 0.3 Pn (AISC 341-16 F1.4a(1)(ii)).

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مراحل اعمال این ضابطه در برنامه ETABS:

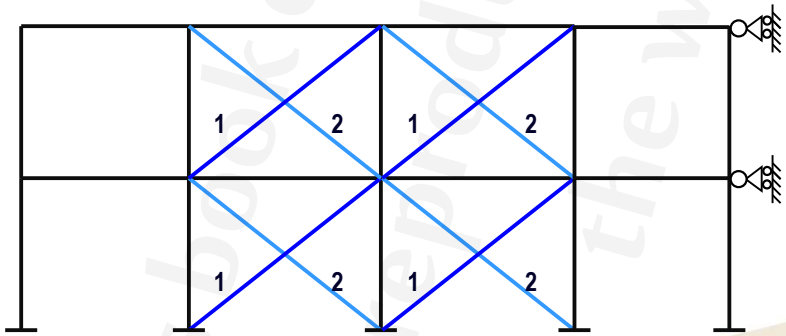
۱) برای هر قاب مهاربندی به طور جداگانه، مهاربندها را گروه‌بندی نمایید. روش این گروه‌بندی نشان داده شده است. در صورتی که مهاربند در دو دهانه غیرمتوالی قرار داشته باشند، برای هر دهانه، گروه‌بندی جداگانه انجام شود. بدین صورت که برای هر دهانه به طور مستقل، قطری‌هایی که همزمان در کشش قرار دارند، در یک گروه و قطری‌هایی که همزمان در فشار قرار دارند، در گروه دیگر وارد شوند. به عنوان مثال در شکل زیر، چهار گروه وجود دارد. در صورتی که در محور دیگری نیز مهاربندهای دیگری وجود داشت، در گروه های ۵ الی ۸ قرار خواهدگرفت.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

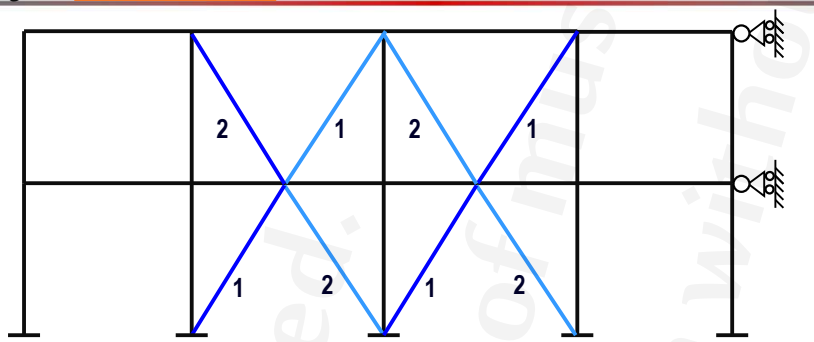
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در صورتی که مهاربندها در دو دهانه‌های متوالی قرار داشته باشند، به مانند شکل‌های زیر، گروه‌بندی شوند. در این حالت تمام دهانه‌های متوالی، قطری هایی که همزمان در کشش قرار می‌گیرند، در یک گروه و قطری‌هایی که همزمان در فشار قرار دارند، در گروه دیگر واقع شوند.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



۲) به تعداد گروه های تشکیل شده، لازم است، با استفاده از مسیر Define menu > Load Patterns برای مهاربندهای کششی و فشاری حالت بار T و C از نوع Other ایجاد می‌کنیم. الگوی بارگذاری T به نمایندگی از مهاربندهای کششی و الگوی C به نمایندگی از مهاربندهای فشاری هستند. برای هر المان مهاربندی صرفنظر از آنکه در کدام گروه باشد، نیروی کششی و فشاری آن عبارت است از:

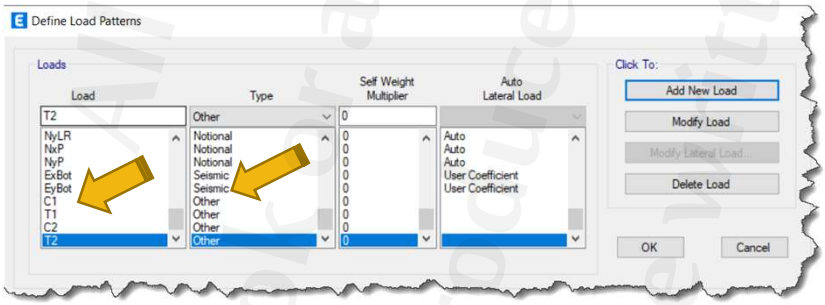
$$T = R_y F_y A_g$$

$$C = 1.14P_n = 1.14 \times F_{cre} \times A_g$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

به عنوان مثال اگر مطابق دو شکل مهاربندی اخیر، دو گروه وجود داشته باشد، الگوی C1، T1، C2 و T2 با ماهیت Other ایجاد گردد.

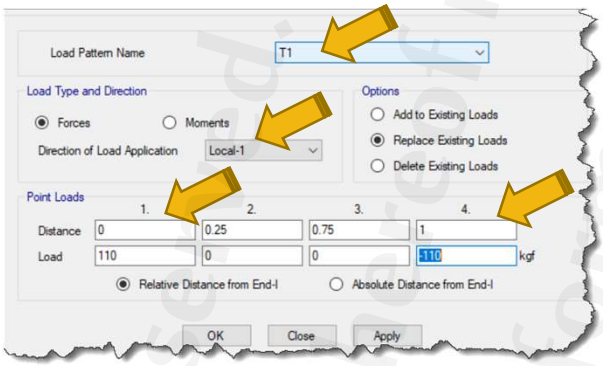


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۳) هر یک از مهاربندها براساس نیروی کششی و فشاری خود، مطابق تصاویر بعدی، یک بار بارگذاری محوری کششی و یکبار بارگذاری محوری فشاری شوند. صرفنظر از آنکه برخی مهاربندها در یک گروه قرار داشته و مقطع آنها نیز مشابه است، با توجه به طول و ضریب لاغری متفاوت آنها، نیروهای فشاری متفاوتی دارند. جهت انجام بارگذاری، المان مهاربندی مورد نظر انتخاب و از طریق دستور زیر، بارگذاری شود:

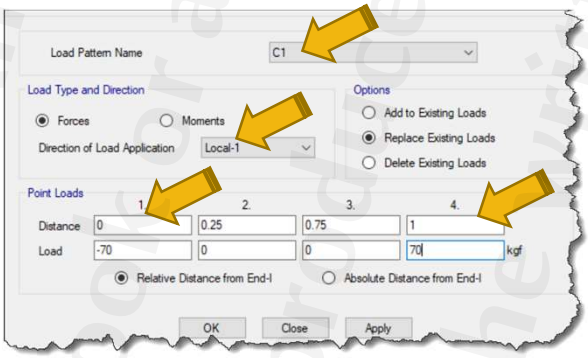
Assign menu > Frame Loads > Point



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

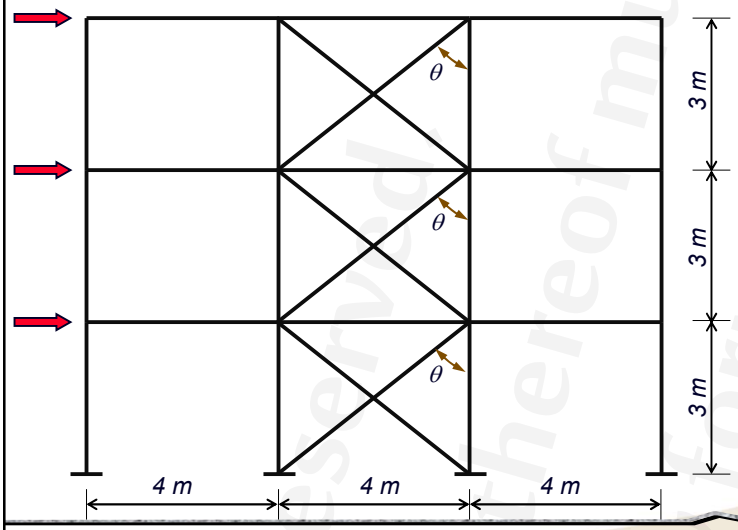
هر یک از مهاربندها براساس ظرفیت کششی و فشاری خود، یکبار بارگذاری کششی و یکبار بارگذاری فشاری می‌شوند. توجه شود که این ظرفیت‌ها بسته به سطح مقطع و لاغری آنها متفاوت است.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

به این مثال عددی توجه کنید.



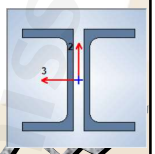
فرض کنید مقطع مهاربندها از 2UNP100 با فاصله ۱۰ میلیمتری از یکدیگر و پشت به پشت هم باشند. مشخصات مقطع مهاربند بصورت زیر است:

A_g=26.9 cm^2

R33= 3.907 cm

R22= 4.22 cm

F_y=2350 kg/cm^2



صفحه ۲۰۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تعیین ظرفیت کششی مهاربند:

$$T = R_y A_g F_y = 1.2 \times 26.9 \times 2350 \times 10^{-3} \approx 75.8 \text{ ton}$$

تعیین ظرفیت فشاری مهاربند:

$$\text{Maximum } \frac{KL}{r} = \max \begin{cases} \dfrac{0.5 \times 500 \text{ cm}}{3.907 \text{ cm}} = 63.98 \\ \dfrac{0.7 \times 500 \text{ cm}}{4.22 \text{ cm}} = 82.93 \end{cases}$$

$$4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2350}} = 137.4 > 82.93 \quad \Rightarrow$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{(82.93)^2} \approx 2866.6 \ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Rightarrow F_{cre} = \left(0.658^{\frac{1.2 \times 2350}{2866.6}}\right) 1.2 \times 2350 \approx 1868.2 \ \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

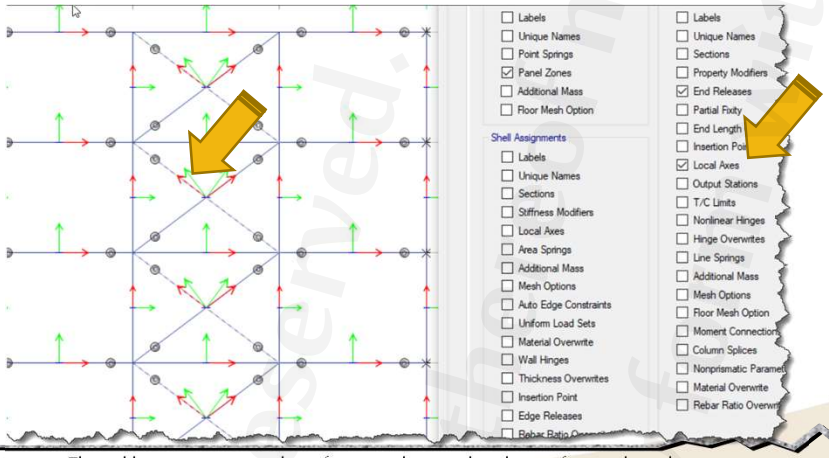
$$\Rightarrow \quad C = 1.14 \times 1868.2 \times 26.9 \times 10^{-3} \approx 57.2 \text{ ton}$$

$1.14F_{cre}A_g$ or $0.3 \times 1.14F_{cre}A_g$

صفحه ۲۰۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

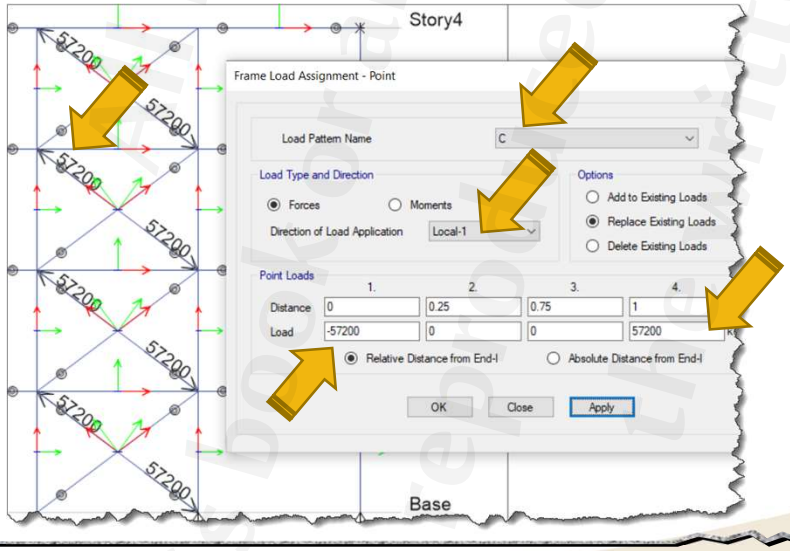
برای اعمال بار محوری (نیروی ظرفیتی مهاربندها) جهت محور محلی مهاربندها را مشاهده نمایید. در امتداد محور محلی ۱ نیروهای کششی و فشاری اعمال شوند. برای این منظور از مسیر View menu > Set Display Options اقدام نموده و گزینه Local Axis را تیک بزنید.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

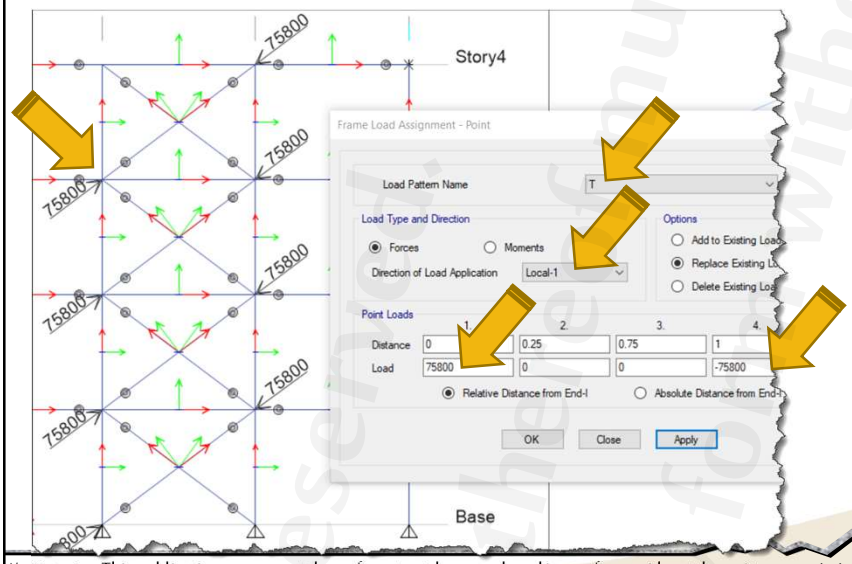
حال با انتخاب مهاربندها (مثلا مهاربندهای فشاری) از مسیر Assign menu > Frame Loads > Point اقدام نمایید.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نیروی ظرفیت کششی مهاربندها را نیز با همین روش به آنها اعمال کنید.



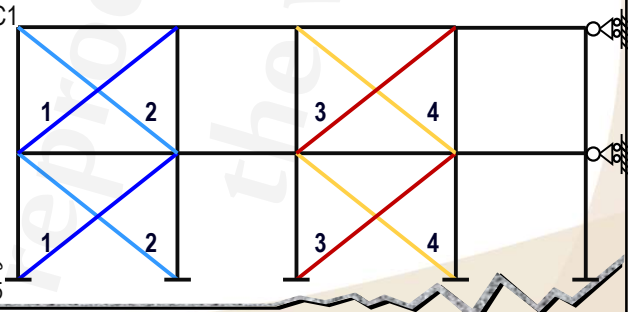
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۴) به ازای هر دو گروهی که با هم اندرکنش دارند، (مثلا در شکل زیر، گروهای ۱ و ۲ با هم و گروه های ۳ و۴ نیز با هم اندرکنش دارند) ترکیب بارهایی به شرح زیر، ایجاد گردد. در این ترکیب بارها عبارت 0.6AI مربوط به نیروی قائم زلزله وارد بر کل سازه ساختمان در منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد است. در سایر مناطق لرزه خیزی این ضریب از ترکیب بارهای بارگذاری حذف شود.

(1.2+0.6AI)D+0.5LL+HL+0.2S+T1+C2
(1.2+0.6AI)D+0.5LL+HL+0.2S+T1+0.3C2
(1.2+0.6AI)D+0.5LL+HL+0.2S+T2+C1
(1.2+0.6AI)D+0.5LL+HL+0.2S+T2+0.3C1
(0.9-0.6AI)D+T1+C2
(0.9-0.6AI)D+T1+0.3C2
(0.9-0.6AI)D+T2+C1
(0.9-0.6AI)D+T2+0.3C1

نمونه ترکیب بارهای مربوط به اندرکنش گروه ۱ و ۲



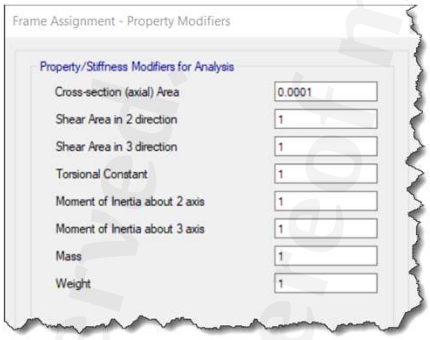
در این ترکیبات، HL بار زنده که مشمول ضریب 0.5 نمی‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۵) کلیه مهاربندهای هم‌محور انتخاب و از محل دستور زیر، ضریب اصلاح سختی محوری آنها عدد بسیار کمی نظیر 0.001 تعریف شود. این کار برای جلوگیری از مشارکت سختی محوری آنها در باربری نیروهای وارده است.

Assign menu > Frame > Property Modifiers



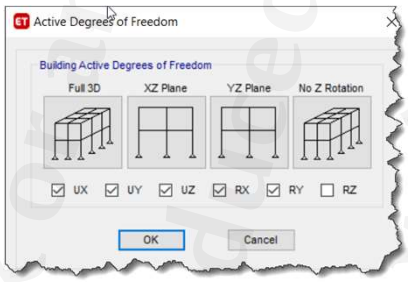
۶) کلیه گره‌ها انتخاب شوند و توسط دستور زیر، از دیافراگم جدا گردند.

Assign menu > Joint > Diaphragms

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۷) از مسیر Analyze menu > Set Active Degrees of Freedom حالت No Z Rotation را انتخاب کنید.



۸) بررسی برای هر قاب مهاربندی شده، جداگانه انجام گردد. در قابی که قصد دارید، مهاربندهای آن را بررسی کنید، گره‌ای خارج از دهانه مهاربندی را در کلیه طبقات، در همان قاب توسط دستور Restraint مقید نمایید. در پنجره دستور مذکور صرفا درجه آزاد مربوط به انتقال جانبی در راستای قاب مورد نظر (U_x یا U_y) مقید شود. بنابراین برای یک قاب مهاربندی در امتداد X باید U_x مربوط به یکی از گره‌های همان قاب را مقید کنید. برای بررسی قاب مهاربندی در محور دیگر، ابتدا گره مقید شده قاب قبلی را باز و سپس گره‌ای در قاب محور جدید را مقید نمایید.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۹) دستور تحلیل اجرا شود. سپس در منوی طراحی قاب فولادی، از پنجره دستور Select Design Combination ترکیب بارهای ایجاد شده در گام چهارم، مربوط به اندرکنس گروه‌های مهاربندی موجود در قاب مورد بررسی، همراه با ترکیب بارهای ثقلی که پیش موجود بوده‌اند، را فعال و سایر ترکیب بارها را غیرفعال نمایید. همچنین در منوی تنظیمات طراحی قاب فولادی، در پنجره View/Revise Preferences، گزینه های طراحی لرزه‌ای (گزینه های ردیف ۲۵ و۲۶) را غیرفعال نمایید.در نهایت دستور طراحی را اجرا کنید. تیرها و ستون‌های دهانه مهاربندی، تحت این شرایط باید بررسی و در صورت نیاز، اصلاح شوند.

23	Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	1
24	Phi(Torsion)	0.9
25	Ignore Seismic Code?	Yes
26	Ignore Special Seismic Load?	Yes
27	Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
28	HSS Welding Type	ERW
29	Reduce HSS Thickness?	No

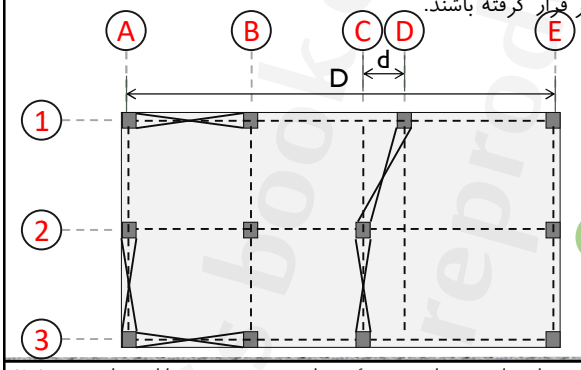
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF):

توزیع نیروی جانبی:

در هر طبقه و در امتداد هر محور، مهاربندها باید طوری در نظر گرفته شوند که در هر راستای بارگذاری حداقل ۳۰ درصد و حداکثر ۷۰ درصد نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل شود، مگر آنکه مهاربندهای فشاری دارای مقاومتی بیشتر از آنچه تحلیل سازه برای ترکیبات بار شامل زلزلهٔ تشدید یافته نشان می‌دهد، باشند. منظور از محور مهاربندی در این بند، یک یا چند محور مهاربندی شده مستقیم موازی است که به فاصله‌ای کمتر از ۱۰ درصد بعد ساختمان در پلان، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.



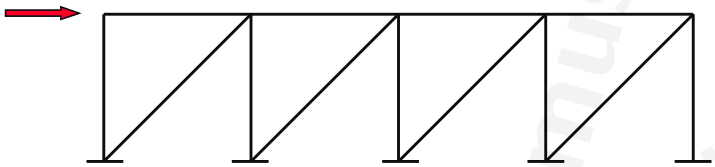
$$\frac{d}{D} < 0.1$$

شمال

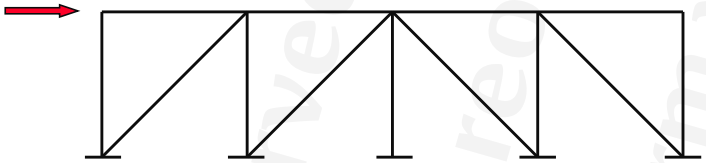
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال:



شکل فوق مناسب نیست، زیرا ۱۰۰٪ مهاربندها در کشش کار می‌کنند.

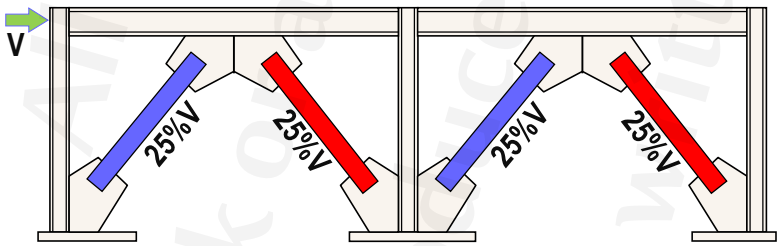


OK

شکل فوق مناسب است، زیرا ۵۰٪ مهاربندها در کشش و ۵۰٪ مهاربندها در فشار کار می‌کنند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



0.3V≤کشش≤ 0.7V

0.3V≤فشار≤ 0.7V

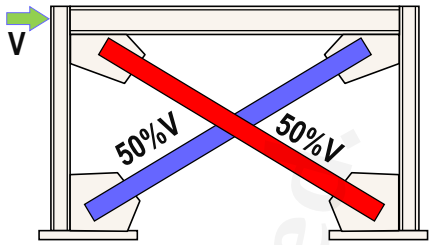
OK

مهاربند قرمز: فشاری

مهاربند آبی: کششی

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



مهاربند قرمز: فشاری

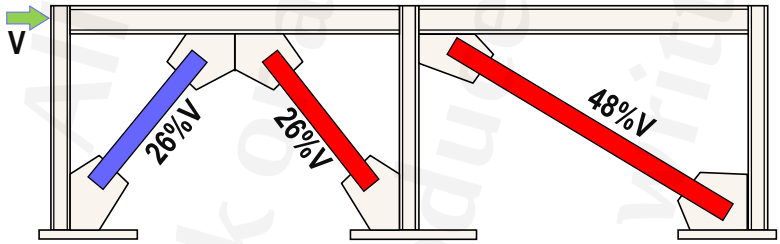
مهاربند آبی: کششی

0.3V≤کشش≤ 0.7V

0.3V≤فشار≤ 0.7V

OK

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



0.3V>کشش=0.26V≤ 0.7V

0.3V<فشار=0.74V> 0.7V

Not OK

مهاربند قرمز: فشاری

مهاربند آبی: کششی

نیروی کششی و فشاری مهاربندها به سختی آنها مرتبط است.

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا برنامه ETABS کنترلی بصورت خودکار، برای این مورد انجام می‌دهد؟

خیر. برنامه ETABS هیچ کنترلی در ارتباط با ضابطه حداقل ۳۰٪ و حداکثر ۷۰٪ سهم نیرویی مهاربندها در کشش را کنترل نمی‌کند و باید توسط کاربر انجام شود.

توجه: طبق AISC341-16 و مبحث دهم، در صورتی که هر محور و در هر طبقه مقدار DCR مهاربندهای فشاری تحت کلیه ترکیب بارها از جمله ترکیب بارهای تشدید یافته کمتر از یک باشد، می‌توان این کنترل را انجام نداد.

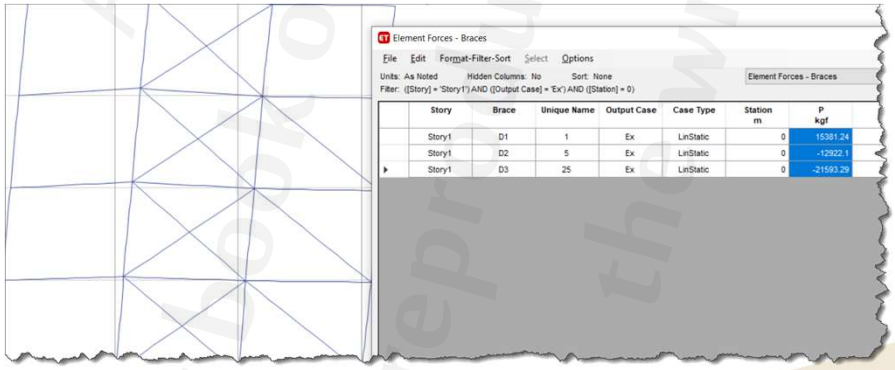
Along any line of braces, braces shall be deployed in alternate directions such that, for either direction of force parallel to the braces, at least 30% but no more than 70% of the total horizontal force along that line is resisted by braces in tension, unless the available strength of each brace in compression is larger than the required strength resulting from the overstrength seismic load.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

چگونه می‌توان در ETABS این ضابطه را کنترل نمود؟

از مسیر Display menu > Show Table نیروی محوری مهاربندها قرائت شده و نیروهای کششی و فشاری مهاربندها را هم جمع میزنیم. نهایتا کنترل شود در هر طبقه مجموع نیروی زلزله مهاربندهای کششی در امتداد هر محور از ۷۰٪ مجموع نیروی زلزله مهاربندهای کششی و فشاری در امتداد همان محور بیشتر نباشد و از ۳۰٪ مقدار ذکر شده نیز کمتر نباشد.



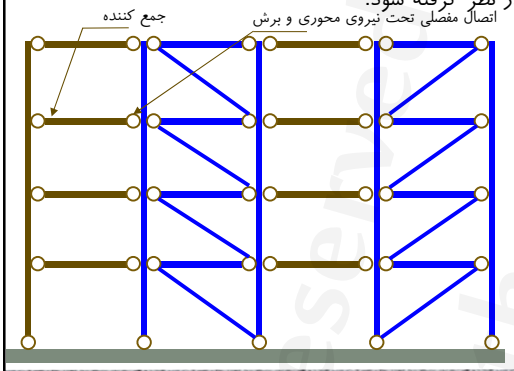
Story	Brace	Unique Name	Output Case	Case Type	Station m	P kgf
Story1	D1	1	Ex	LinStatic	0	15381.24
Story1	D2	5	Ex	LinStatic	0	-12922.1
Story1	D3	25	Ex	LinStatic	0	-21593.29

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF):

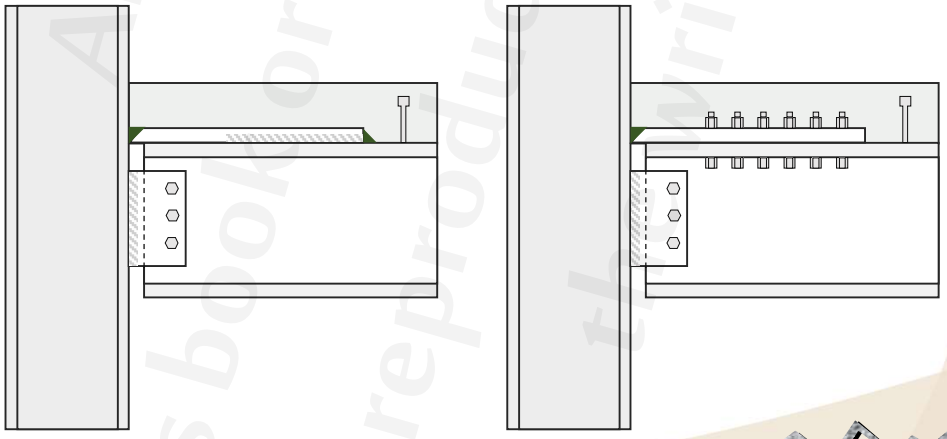
در مواقعی که در یک محور مهاربندی، مهاربندهای قطری در یک دهانه نباشند، مقاومت‌های موردنیاز دیافراگم، جمع کننده‌ها و اجزای تشکیل دهندهٔ سیستم کف باید طوری در نظر گرفته شوند که مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۴-۲-۳ نیروهای ناشی از رفتار فرا کمانشی مهاربندها بتوانند بین دهانه‌های مهاربندی شده منتقل شوند. مقاومت‌های موردنیاز جمع کننده لازم نیست از مقاومت موردنیاز به دست آمده از تحلیل شامل نیروی زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) که در آن کلیهٔ مهاربندهای فشاری از مدل حذف شده‌اند، بزرگتر در نظر گرفته شود. همچنین مقاومت موردنیاز جمع کننده‌ها نباید از مقدار به دست آمده از ترکیبات بارگذاری متعارف کمتر در نظر گرفته شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

یک دتایل مناسب برای سازه فولادی جهت اتصال دیافراگم و برای انتقال نیروها به صورت زیر است:



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی (OCBF):

قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی با مهاربندهای از نوع ۷ یا ۸ باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده باید در حد فاصل بین دو ستون پیوسته باشند.

ب) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده و اتصالات آنها به ستون باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیبات بارگذاری ثقلی بدون حضور مهاربندها باشند.

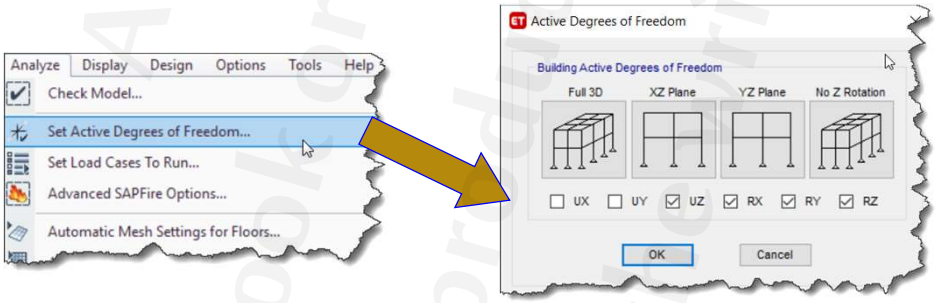
پ) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده و اتصالات آنها به ستون باید قادر به تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی باشند. برای منظور کردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای مهاربندهای کششی و فشاری ناشی از زلزله، مقاومت‌های موردنیاز تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی (با ضرایب بار در حضور زلزله) که با آثار لرزه‌ای (با ضرایب بار مربوطه) ترکیب می‌شوند، تعیین شوند. آثار لرزه‌ای، در مهاربند کششی باید برابر کمترین دو مقدار $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و نیروی کششی ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته (Ω_0E) و در مهاربند فشاری برابر $0.3P_n/\alpha_s$ در نظر گرفته شود که در آن، P_n مقاومت فشاری اسمی مهاربند فشاری و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کنترل کفایت تیر در قاب OCBF و در پیکربندی ۷ و ۸ برای بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندها در برنامه ETABS:

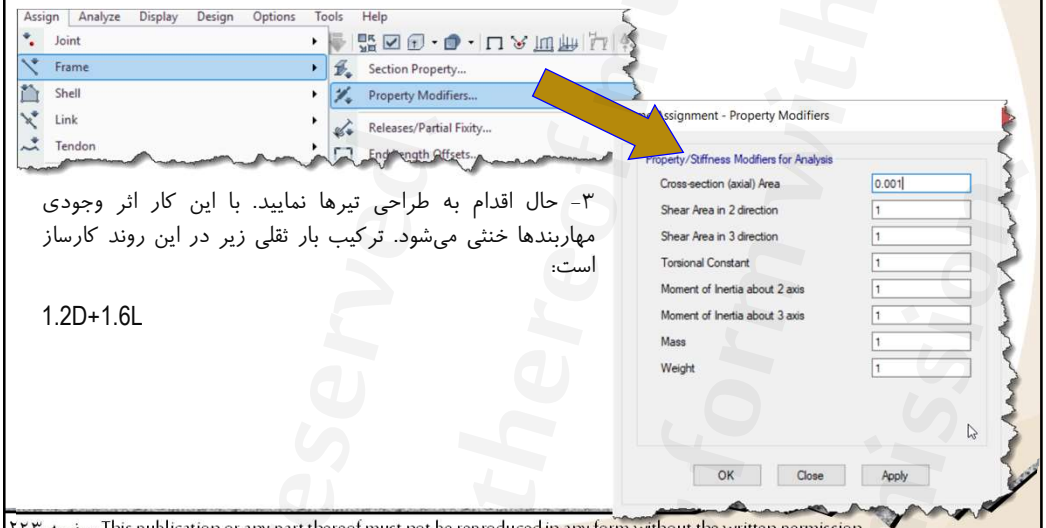
۱- ابتدا یک Save as از فایل اصلی بگیرید و مطابق شکل، درجات آزادی انتقالی سازه برداشته شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۲- سختی محوری مهاربندها را کاهش دهید. برای این منظور آنها انتخاب نموده و مطابق روند زیر اقدام نمایید. سختی محوری را 0.001 قرار دهید.



۳- حال اقدام به طراحی تیرها نمایید. با این کار اثر وجودی مهاربندها خنثی می‌شود. ترکیب بار ثقلی زیر در این روند کارساز است:

1.2D+1.6L

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ت) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده باید دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی- پیچشی باشند. برای این منظور در محل اتصال مهاربندها به تیر تعبیهٔ مهار جانبی الزامی است، مگر آنکه تیر دارای مقاومت خارج از صفحه و سختی کافی برای تأمین پایداری در بین دو انتهای مهارشده، باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF): قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه با مهاربندهای از نوع ۷ یا ۸ باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی شده باید در حد فاصل بین دو ستون پیوسته باشند.

ب) تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی شده دارای مهار جانبی کافی برای تامین شرایط بند ۱۰-۳-۲-۸-۱ باشند.

پ) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده باید دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی-پیچشی باشند. برای این منظور در محل اتصال مهاربندها به تیر تعبیهٔ مهار جانبی الزامی است، مگر آنکه تیر دارای مقاومت خارج از صفحه و سختی کافی برای تأمین پایداری در بین دو انتهای مهارشده باشد.

در مبحث دهم این بند به اشتباه نوشته شده است:

ب) مقاطع تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی شده باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

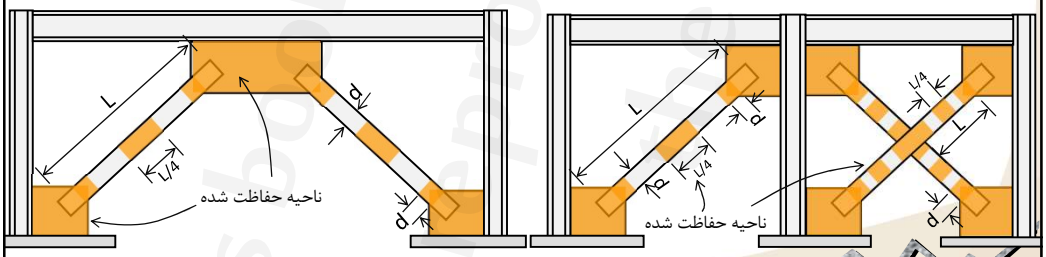
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF): در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه، مطابق شکل، نواحی حفاظت شده که باید الزامات بخش ۱۰-۳-۲-۱۷ را تأمین نمایند، شامل موارد زیر است:

الف) برای مهاربندها یک چهارم طول در قسمت میانی عضو و در دو انتها فاصله‌ای به طول عمق مقطع عضو در صفحهٔ کمانش از بر اتصال عضو مهاربندی به سمت داخل عضو

ب) اجزای اتصال مهاربندها به تیرها و ستون‌ها

تبصره: به کارگیری اجزای موردنیاز طراحی (از قبیل بست‌ها، لقمه‌ها، ورق‌های تقویتی و وسایل اتصال آنها) در نواحی حفاظت شده با رعایت الزامات بخش ۱۰-۳-۲-۱۷ بلامانع است.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF):

جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه جوش‌های زیر به عنوان جوش بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب را برآورده نمایند:

الف) جوش شیاری در وصله ستون‌ها

ب) جوش‌های اتصال ستون به کف ستون.

استثناء: درصورتیکه آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

پ) جوش‌های اتصال تیر به ستون مطابق با شرایط الزامات بند ۱۰-۳-۴-۲-۶-۲-پ

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

اتصال تیر به ستون

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی (OCFB):

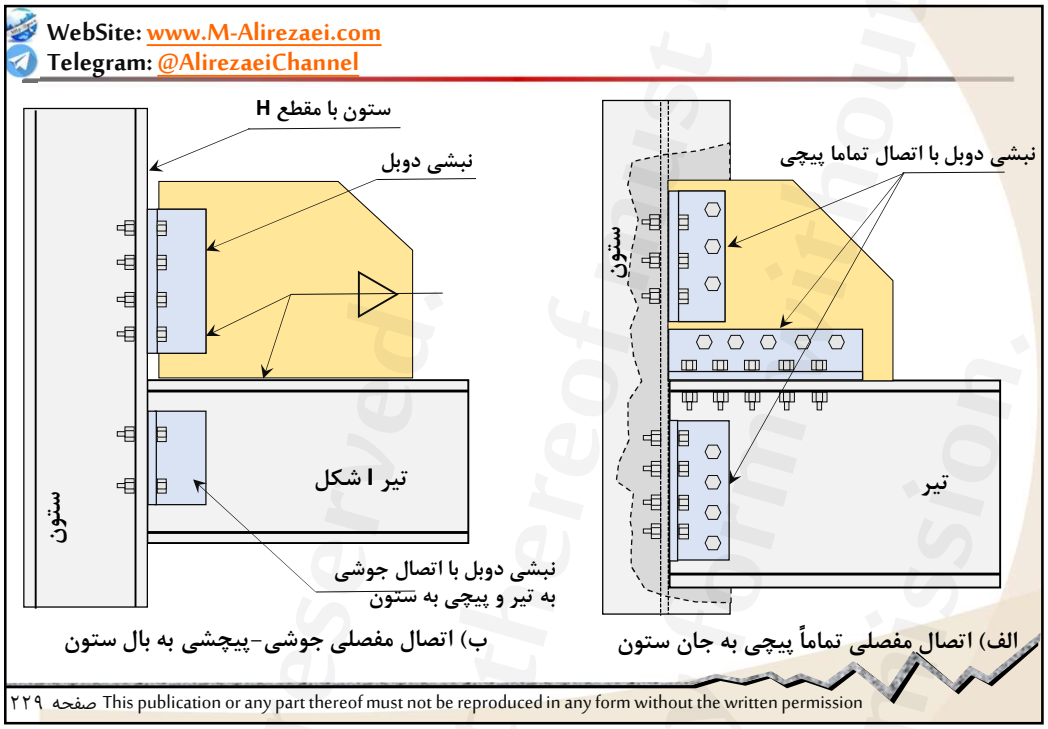
مقاومت‌های موردنیاز تیرهای واقع در دهانه‌های مهاربندی شده و اتصالات آنها به ستون باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته ($\Omega_0 E$) تعیین شوند.

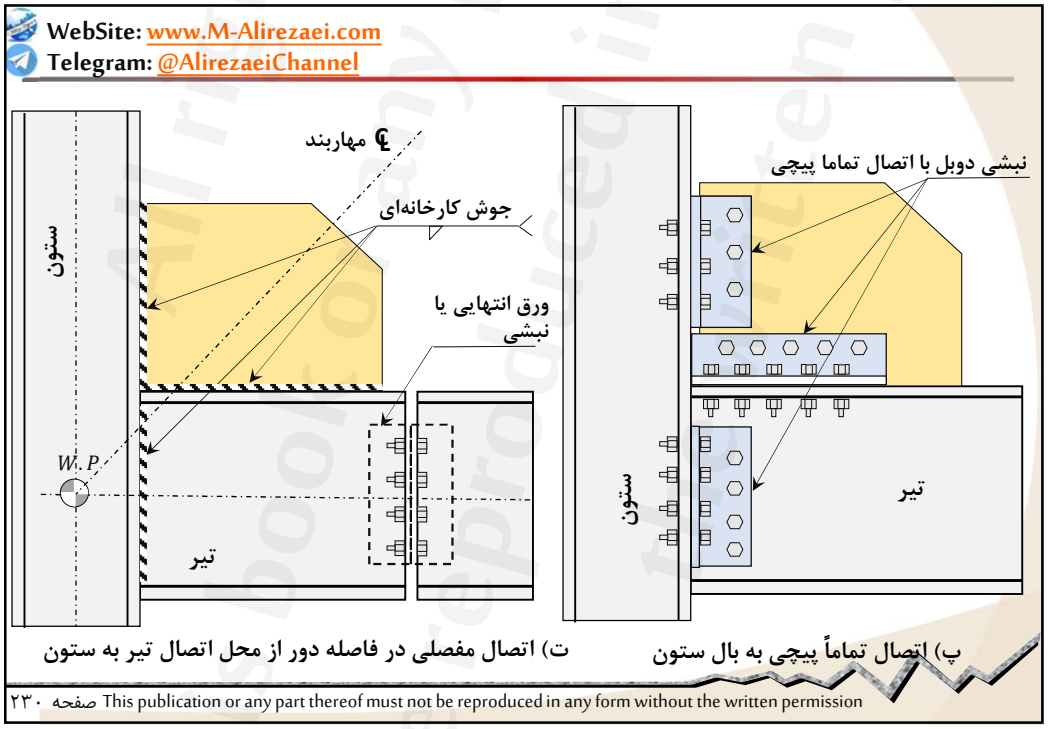
قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF):

در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه اگر اتصال ورق گاست (ورق اتصال) هم به تیر و هم به ستون صورت گیرد، در این صورت اتصال تیر به ستون باید مطابق یکی از حالت‌های زیر باشد:

الف) پیکربندی اتصال مطابق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱-۲-الف به صورت یک اتصال ساده (مفصلی) باشد به نحوی‌که حداقل 0.025 رادیان قابلیت دوران داشته باشد. در شکل‌های بعدی چند نمونه از پیکربندی‌های متداول اتصال مفصلی تیر به ستون که این الزام قابلیت دوران را تأمین می‌نمایند، نشان داده شده است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission


WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel
ستون با مقطع H
نبشی دوبل
تیر I شکل
ستون
نبشی دوبل با اتصال جوشی
به تیر و پیچی به ستون
ب) اتصال مفصلی جوشی-پیچشی به بال ستون
نبشی دوبل با اتصال تماما پیچی
ستون
تیر
الف) اتصال مفصلی تماماً پیچی به جان ستون
صفحه ۲۲۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission


WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel
مهاربند
جوش کارخانه‌ای
ورق انتهایی یا
نبشی
ستون
W. P.
تیر
ت) اتصال مفصلی در فاصله دور از محل اتصال تیر به ستون
نبشی دوبل با اتصال تماما پیچی
ستون
تیر
پ) اتصال تماماً پیچی به بال ستون
صفحه ۲۳۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) پیکربندی اتصال به صورت یک اتصال گیردار باشد و مقاومت خمشی موردنیاز اتصال که باید همراه با مقاومت‌های موردنیاز اتصال مهاربندها در نظر گرفته شود، حداقل برابر کوچکترین دو مقدار زیر باشد:

۱- حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار تیر برابر $1.1R_yM_p/\alpha_s$ که در آن M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر و مقدار α_s برابر در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

۲- مجموع حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار ستون‌های بالا و پایین اتصال برابر $1.1(\Sigma R_yF_yZ)/\alpha_s$ که در آن Z برابر اساس مقطع پلاستیک مقطع ستون، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون و F_y برابر تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون است.

پ) اتصال تیر به ستون به صورت یک اتصال صلب خمشی مطابق الزامات اتصالات گیردار در قاب‌های خمشی معمولی طراحی شود

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصالات اعضای مهاربندی

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی (OCFB):

اتصالات اعضا در قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) در مهاربندهای چند ردیفی مقاومت مورد نیاز اتصال اعضای مهاربندی باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل 1.5 برابر زلزلهٔ تشدیدیافته (Ω_0E) تعیین شود.

ب) در سایر مهاربندها، مقاومت موردنیاز اتصال اعضای مهاربندی باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته (Ω_0E) تعیین شود. در اینگونه مهاربندها مقاومت موردنیاز اتصال اعضای مهاربندی لازم نیست از مقادیر زیر بزرگتر در نظر گرفته شود:

۱- $R_yF_yA_g/\alpha_s$ در مهاربندهای کششی، که در آن مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

۲- کمترین مقدار از بین $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و $1.1F_{cre}A_g/\alpha_s$ در مهاربندهای فشاری، که در آن مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD بوده و F_{cre} تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش، مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ است با این شرط که در آن به جای F_y از R_yF_y استفاده می‌شود.

۳- در صورت استفاده از سوراخ‌های بزرگ شده، برابر با نیروی محوری حاصل از ترکیبات بارگذاری متعارف

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCBF):

مقاومت‌های موردنیاز کششی، فشاری و خمشی اتصال اعضای مهاربندی که باید به طور مجزا در نظر گرفته شوند، به شرح زیر هستند:

الف) مقاومت کششی مورد نیاز

مقاومت کششی مورد نیاز اتصالات اعضای مهاربندی باید حداقل برابر $R_yF_yA_g/\alpha_s$ در نظر گرفته شود، که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی، A_g سطح مقطع کلی عضو مهاربندی، α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD

تبصره: در اتصالات پیچی مطابق الزامات عمومی در صورت استفاده از سوراخ‌های بزرگ شده در یک لایه از اجزا، اتصال باید از نوع لغزش بحرانی باشد و مقاومت موردنیاز نظیر حالت حدی لغزش بحرانی لازم نیست از مقاومت مورد نیاز به دست آمده از ترکیبات مختلف بارگذاری شامل نیروی زلزلهٔ تشدیدیافته (Ω_0E) بزرگتر در نظر گرفته شود.

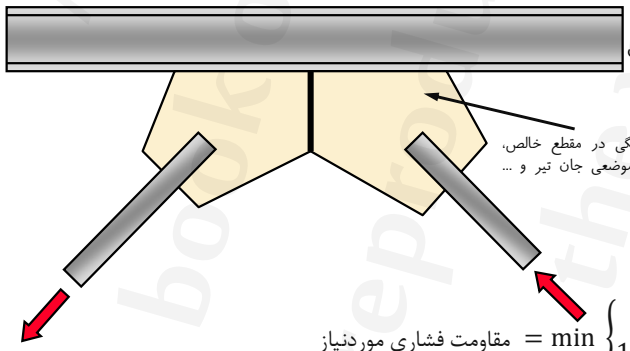
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) مقاومت فشاری موردنیاز

مقاومت فشاری موردنیاز اتصالات اعضای مهاربندی باید حداقل برابر کوچکترین مقدار از بین $R_yF_yA_g/\alpha_s$ و $1.14F_{cre}A_g/\alpha_s$ در نظر گرفته شود که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد اعضای مهاربندی، A_g سطح مقطع کلی عضو مهاربندی، α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD و F_{cre} تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کمانش مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴ با این شرط که در آن به جای F_y از R_yF_y استفاده شده باشد.

بطور خلاصه برای مقاصد طراحی می‌توان این نیروها را با شکل زیر بیان نمود.



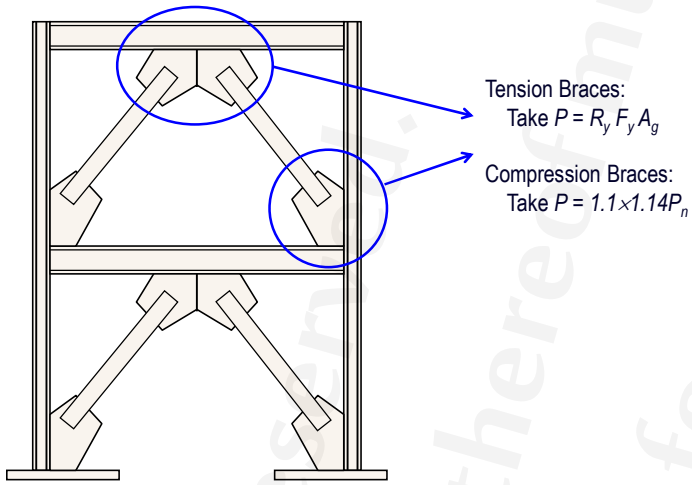
مقاومت فشاری موردنیاز $= \min \begin{cases} R_yF_yA_g/\alpha_s \\ 1.14F_{cre}A_g/\alpha_s \end{cases}$

مقاومت کششی موردنیاز $= R_yF_yA_g/\alpha_s$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) حداکثر فشار و کشش ایجاد شده در ورق اتصال را تعیین نمایید:

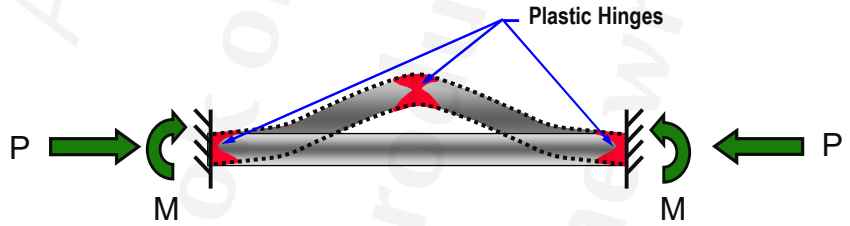


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

پ) مقاومت خمشی مورد نیاز

اتصال اعضای مهاربندی باید دارای مقاومت خمشی موردنیاز حداقل برابر $1.1R_yM_p/\alpha_s$ باشد که در آن، M_p لنگر خمشی پلاستیک مقطع عضو مهاربندی حول محور کمانش بحرانی مقطع است. در صورت حاکم بودن کمانش خارج از صفحه مهاربندی و تأمین شرایط مناسب سازگاری ورق اتصال با کمانش خارج از صفحه، نظیر تأمین فاصله حداقل 2t مطابق شکل زیر بین انتهای مهاربند تا خط آزاد خمش، لزومی به در نظر گرفتن مقاومت خمشی موردنیاز نیست.



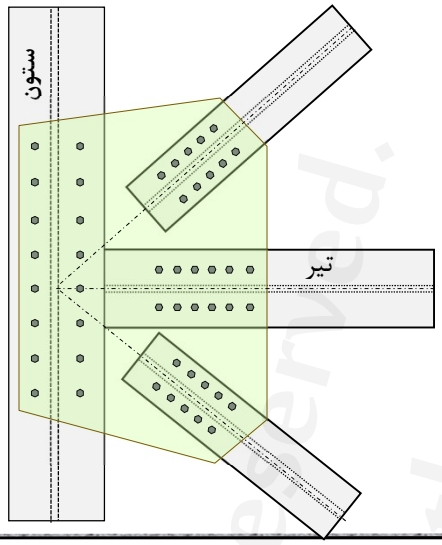
$LRFD: \quad \rightarrow \quad 1.1 \times R_y \times F_y \times Z_{brace}$

$ASD: \quad \rightarrow \quad 0.6 \times 1.1 \times R_y \times F_y \times Z_{brace}$

در نظر گرفتن این ضابطه برای حالت ورق اتصال دوبل امکان پذیر است. ولی برای حالت ورق تک نه

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۲۳۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

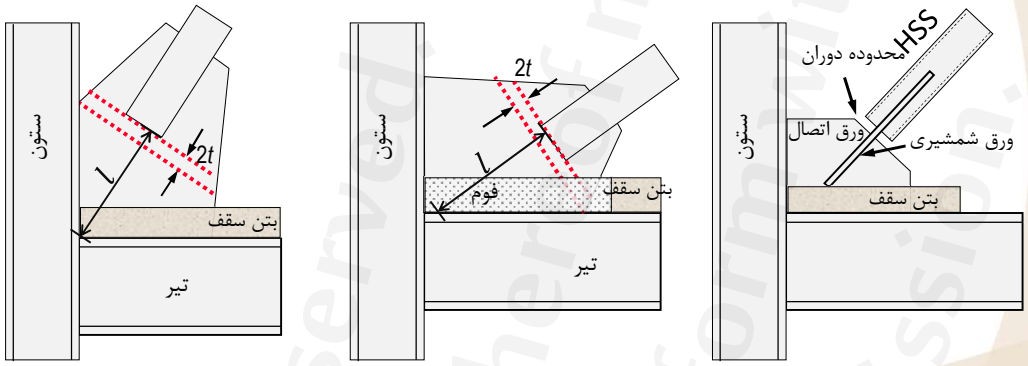
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۲۳۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برای تامین دوران انتهای ورق بایستی به میزان حداقل ۲ و حداکثر ۴ برابر ضخامت ورق با انتهای مهاربند فاصله داشته باشد. (Astaneh-Asl et al., 1986)

$$\frac{l}{r} \leq \frac{3}{4}\sqrt{\frac{E}{F_y}} \approx 22 \ for \ S235JR$$



پ) سازگاری دورانی برای کمانش خارج صفحه

ب) سازگاری دورانی برای کمانش خارج صفحه

الف) سازگاری دورانی برای کمانش درون صفحه

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

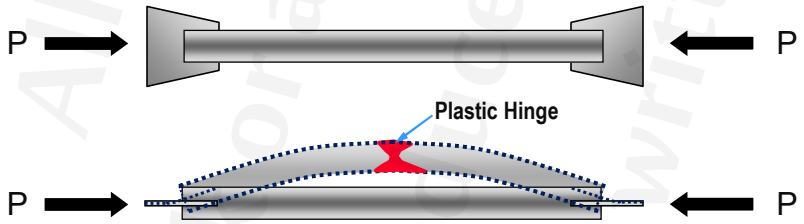
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

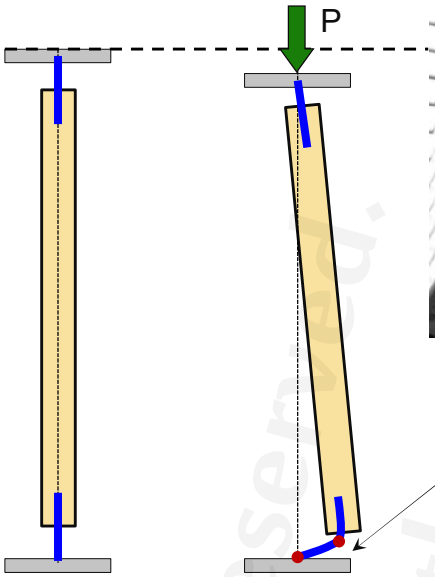
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در صورتی که شرایط مفصلی گونه در دو انتهای مهاربند تامین شود، محل مفصل خمیری در میانه مهاربند در اثر کمانش آن، ایجاد خواهد شد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



در صورتی که میزان فاصله انتهای مهاربند و خط فرض خمش زیاد باشد عضو مهاربندی بصورت صلب تغییرشکل داده و دو مفصل خمیری در ورق ایجاد می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

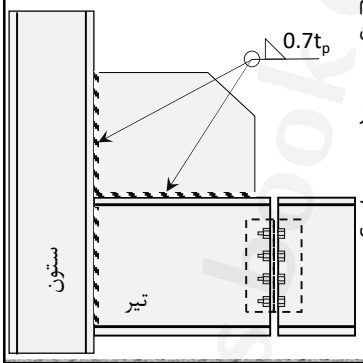
ت) ورق اتصال مهاربندی

برای کمانش خارج از صفحهٔ اعضای مهاربندی، جوش‌های متصل به تیر و ستون ورق اتصال باید دارای مقاومت برشی موجود حداقل برابر $0.6R_yF_yt_pL/\alpha_s$ باشند که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ورق اتصال، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد، ورق اتصال t_p ضخامت ورق اتصال، L طول متصل به تیر ورق اتصال برای جوش متصل به تیر و طول متصل به ستون برای جوش متصل به ستون ورق اتصال و α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

تبصره: در صورت تأمین فاصله 2t مطابق شکل‌های قبل، به جای استفاده از الزام فوق این جوش‌ها می‌توانند براساس بزرگترین مقدار به دست آمده از حالت‌های زیر طراحی شوند:

۱- نیروهای ایجادشده در لبه‌های ورق اتصال ناشی از مقاومت فشاری موردنیاز اتصال عضو مهاربندی (مطابق بند ب)

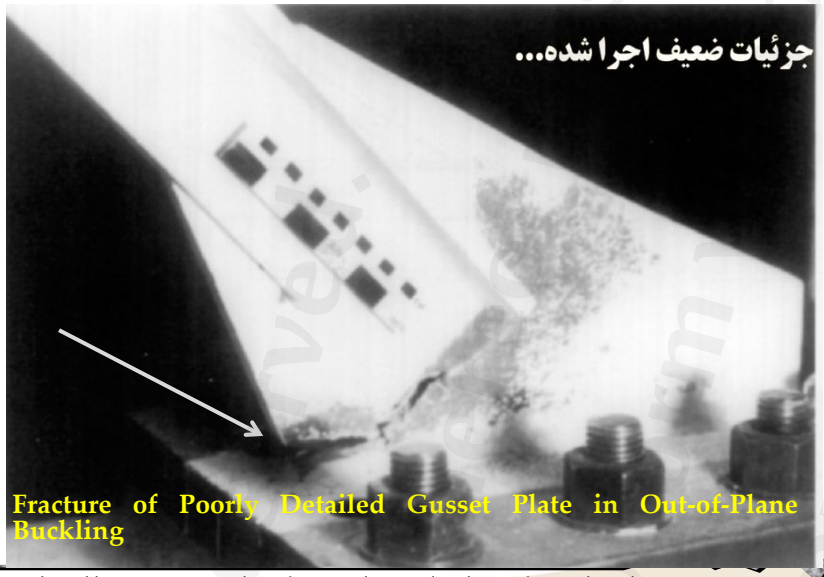
۲- نیروهای ایجادشده در لبه‌های ورق اتصال ناشی از 0.3 مقاومت فشاری مورد نیاز اتصال عضو مهاربندی در ترکیب با اثر مقاومت خمشی مورد انتظار ورق اتصال نسبت به محور ضعیف آن در محل خط آزاد خمش



توصیه: معمولاً اگر دو سمت ورق با بعد جوشی برابر $0.7t_p$ جوش گوشه شود (با الکترود E70) این ضابطه اقناع می‌شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



Fracture of Poorly Detailed Gusset Plate in Out-of-Plane Buckling

صفحه ۲۴۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

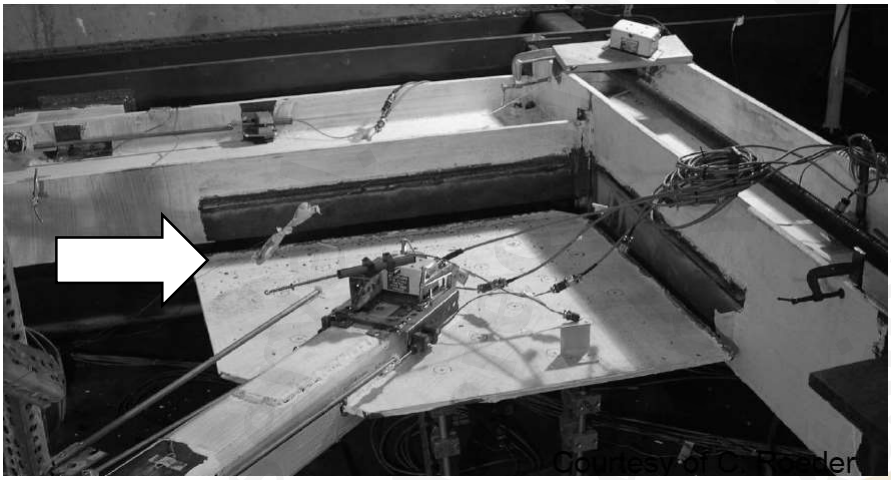
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

Ductile Behavior of Properly Designed Gusset Plate

صفحه ۲۴۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

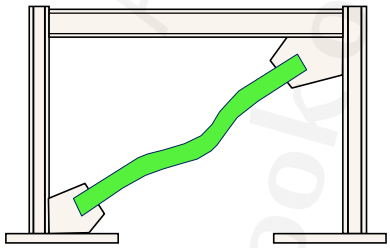
مد شکست نامطلوب (خرابی در اتصال)



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کمانش ممکن است به صورت داخل صفحه و یا خارج از صفحه صورت گیرد.



معمولاً وقتی محور ضعیف داخل صفحه باشد و یا اتصال آن خارج از صفحه گیردار باشد رخ می‌دهد

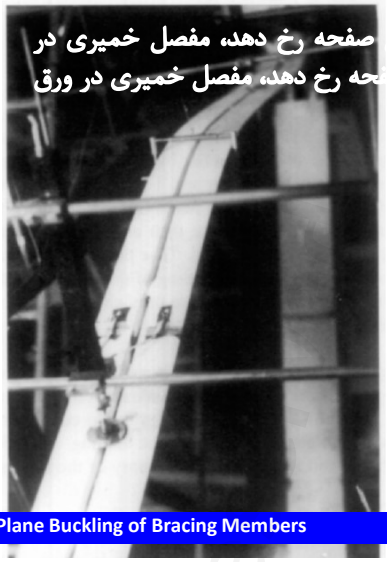
معمولاً وقتی مقطع مهاربند قوطی یا دایره باشد رخ می‌دهد

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

*در صورتی که کمانش مهاربند در د
داخل مهاربند و در در صورتی که خار
اتصال ایجاد می‌شود.

صفحه رخ دهد، مفصل خمیری در
حه رخ دهد، مفصل خمیری در ورق



In-Plane Buckling of Bracing Members

Out-of-Plane Buckling of Bracing Members

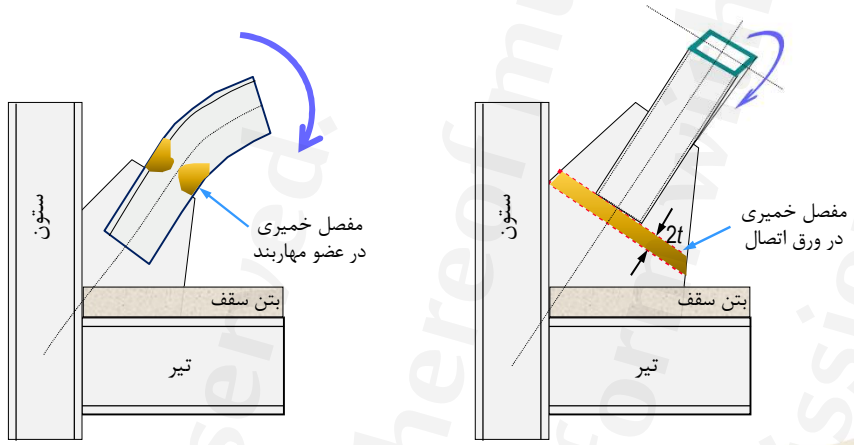
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در حالتی که مفصل خمیری در ورق ایجاد می‌شود، ورق اتصال بایستی قادر به تامین این دوران و ظرفیت کافی باشد.
در غیر اینصورت ورق اتصال در سیکل‌های پایین بارگذاری گسیخته می‌شود.



In-Plane Buckling of Member **Out-of-Plane Buckling of Member**

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

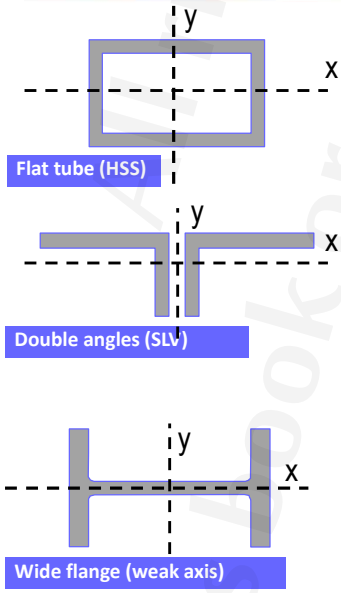
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

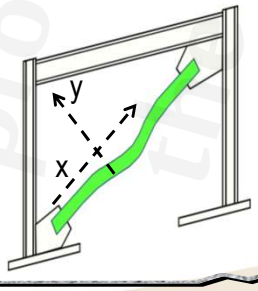
تعداد مقاطعی بادبند که امکان کمانش آنها در داخل صفحه باشد کم است:

۱-مقطع قوطی به مانند شکل روبرو:

۲-دوبل نبشی که از بال کوتاه کنار هم باشند:

۳-مقطع I شکل و خمش حول محور ضعیف آن باشد:





Various brace shapes oriented for in-plane buckling

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

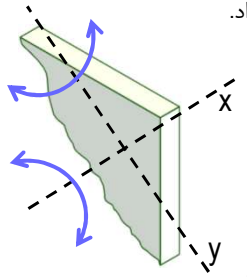
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

* درصورتی که مهاربندی برای کمانش داخل صفحه طراحی می‌شود، برای اطمینان از وقوع این کمانش بایستی نسبت شعاع ژیراسیون حول محور x به شعاع ژیراسیون حول محور y کمتر از 0.65 باشد.

$$\frac{r_x}{r_y} \leq 0.65$$

* در صورتی که مهاربند در داخل دیوار باشد، به سبب سختی درون صفحه دیوار امکان وقوع کمانش داخل صفحه کاهش می‌یابد.

* در صورتی که مهاربند متقارن باشد، امکان وقوع کمانش داخل و خارج از صفحه ۵۰٪-۵۰٪ خواهد بود ولیکن در اغلب اوقات به سبب سختی پایین‌تر خارج از صفحه، کمانش خارج از صفحه رخ خواهد داد.



* در بیشتر مواقع (بالای ۹۵٪) کمانش مهاربند خارج صفحه رخ میدهد و سختی ورق نیز خارج صفحه بسیار ناچیز است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی (OCFB):

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ (ضوابط عمومی وصله ستون‌ها) را تأمین نمایند. درصورتیکه وصله ستون‌ها از نوع مستقیم باشند، در این صورت جوش وصله‌ها باید از نوع شیاری با نفوذ کامل باشد. مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم باید حداقل برابر $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی مورد نیاز آنها باید حداقل برابر $(\Sigma M_p/\alpha_s)/H_c$ باشد، که در آن، $M_{p\,min}$ لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شوندهٔ ستون، ΣM_p مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ مورد نظر، H_c، ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر) و α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD

تبصره: در هرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $F_y b_i t_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، b_i پهنای جزء ستون کوچکتر وصله شونده و t_i ضخامت جزء ستون کوچکتر وصله شونده است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCFB):

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ (ضوابط عمومی وصله ستون‌ها) را تأمین نمایند. درصورتیکه وصله ستون‌ها از نوع مستقیم باشند، وصلهٔ غیرمستقیم ستونها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. در هرحال مقاومت خمشی مورد نیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی مورد نیاز آنها نباید از $(\Sigma M_p/\alpha_s)/H_c$ کمتر در نظر گرفته شود، که در آن، $M_{p\,min}$ لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شوندهٔ ستون، ΣM_p مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ مورد نظر، H_c، ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازه‌ای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر) و α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD

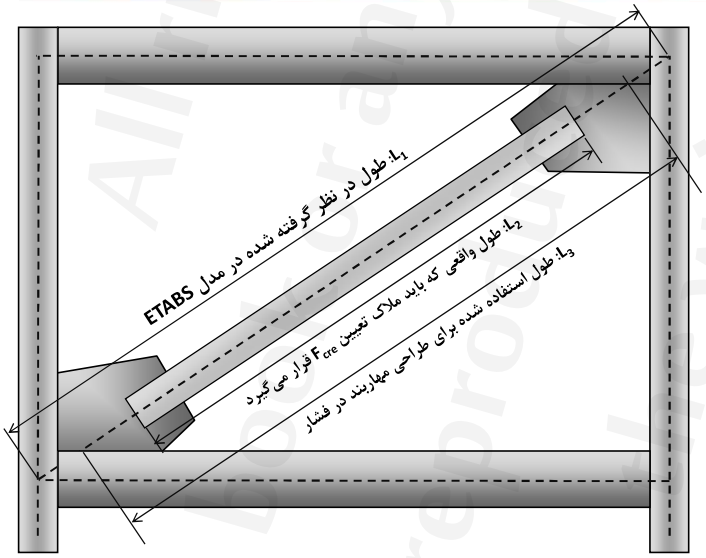
تبصره: در هرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $R_yF_yb_it_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن، R_y، نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، b_i پهنای جزء ستون کوچکتر وصله شونده و t_i ضخامت جزء ستون کوچکتر وصله شونده است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طول مهاربند جهت طراحی

طول L_1 در مدلسازی معمولا استفاده می‌شود ولی طول واقعی مهاربند از آن کمتر است.

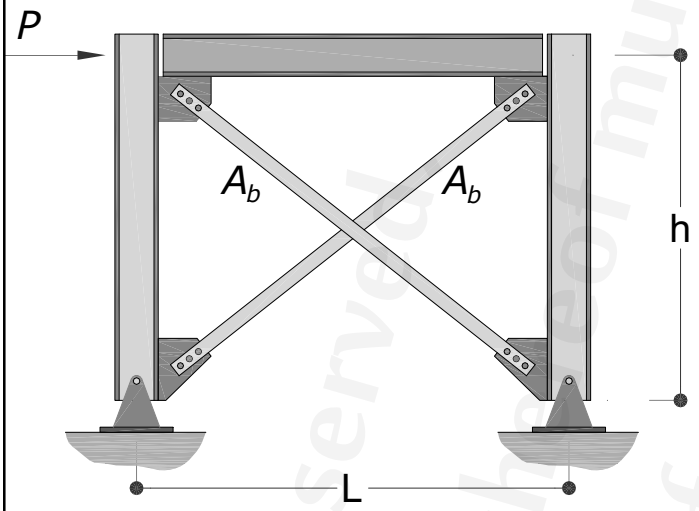


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سختی جانبی قاب مهاربندی شده همگرا

تخمین سختی در قابهای مهاربندی شده همگرا:



مهاربند ضربدری:

اگر عضو فشاری کمانش کند:

$$k = \frac{EL^2A_b}{(L^2+h^2)^{\frac{3}{2}}}$$

اگر عضو فشاری کمانش نکند:

$$k = 2\frac{EL^2A_b}{(L^2+h^2)^{\frac{3}{2}}}$$

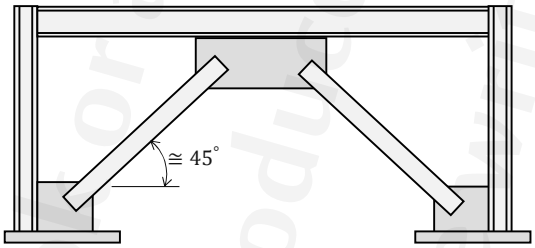
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

توصیه‌های تکمیلی

۱- تنش تسلیم ورق اتصال در حد تنش تسلیم مهاربند باشد.

۲- حداقل دهانه برای مهاربندی ۷ و ۸، بایستی ۶ متر باشد. (برای ارتفاع ۳/۳ تا ۴ متر) به عبارتی شیب مهاربند بین ۴۰ تا ۵۰ درجه باشد.

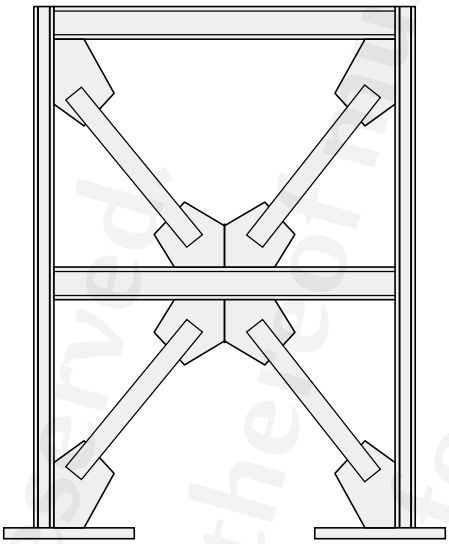


۳- مقطع مهاربند به صورت متقارن نسبت به صفحه‌ای که در آن قطری قرار داده می‌شود، باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۴- رفتار مهاربند دو طبقه X شکل نسبت به مهاربند های ۷ و ۸ بهتر بوده و باعث اقتصادی شده طرح می‌شود.



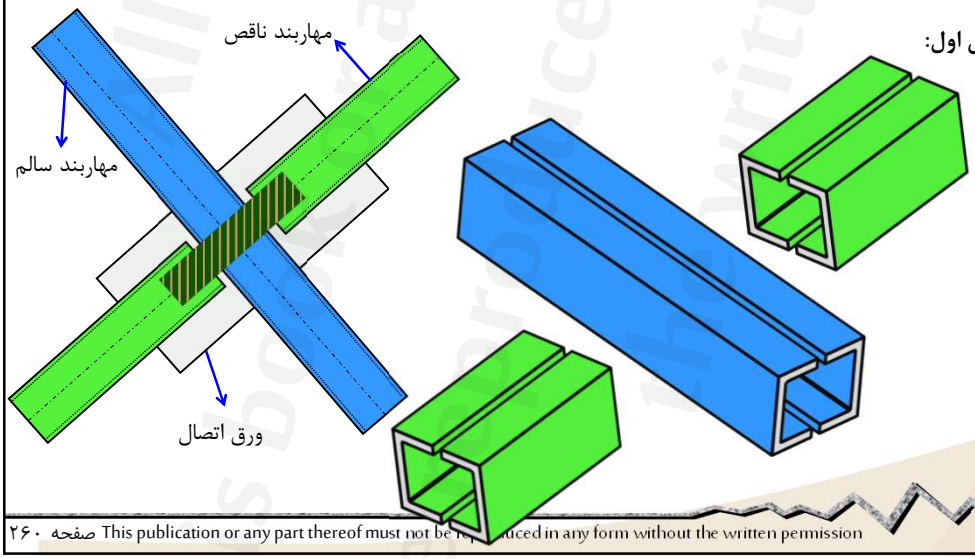
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۴- در مهاربندهای ۷ و ۸، ضخامت جان تیر حداقل ۷۵٪ ضخامت ورق اتصال مهاربند باشد.

۵- دو حالت کلی برای اجرای مهاربند ضربدری در محل تقاطع دو مهاربند وجود دارد.

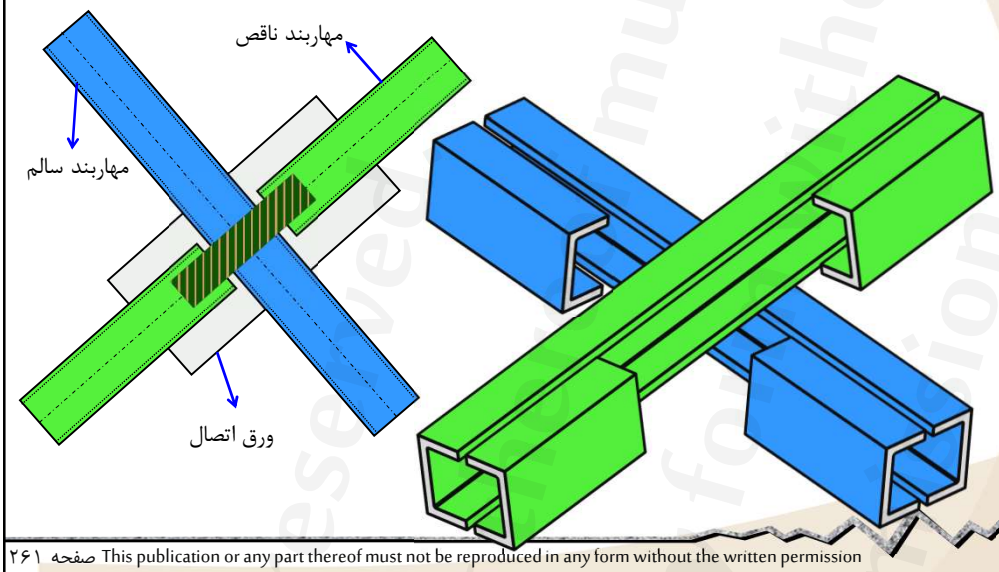
روش اول:



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

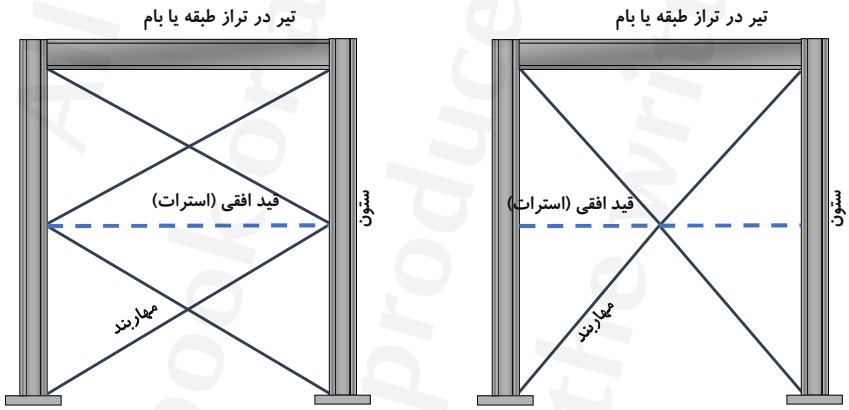
روش دوم:



صفحه ۲۶۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

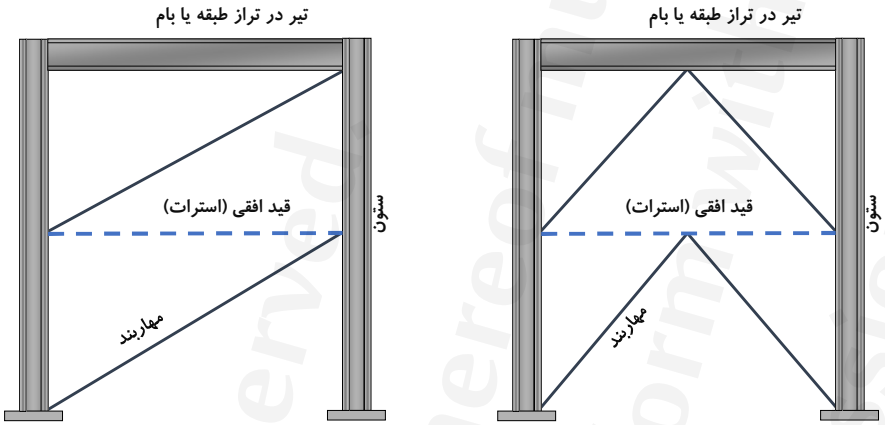
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مهاربندهای چند ردیفی در یک طبقه (Multi-Tiered Braced Frames)



صفحه ۲۶۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای معمولی (OCFB):

شرایط استفاده:

الف) در هر یک از ردیف‌های مهاربندی، مهاربندها باید به صورت یک جفت کششی- فشاری (قرینه نسبت به محور مرکزی مجموعهٔ مهاربندها) مورد استفاده قرار گیرند.

ب) در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی باید عضو افقی (مهار افقی) وجود داشته باشد.

پ) در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی، ستون‌ها باید در برابر پیچش مهار شوند.

ت) مقاومت موردنیاز اتصال اعضای مهاربندی باید براساس کوچکترین مقدار از بین ترکیبات بارگذاری شامل 1.5 برابر زلزلهٔ تشدید یافته ($1.5\Omega_0E$) و $R_yF_yA_g/\alpha_s$ تعیین شود. مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

ث) مقاومت محوری مورد نیاز اعضای افقی در تراز ردیف‌ها باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل شامل 1.5 برابر زلزلهٔ تشدید یافته ($1.5\Omega_0E$) تعیین شود. در مهاربندهای ضربدری و با رفتار کششی-فشاری این نیروها باید در غیاب مهاربندهای فشاری در نظر گرفته شوند.

ج) مقاومت محوری مورد نیاز ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی باید براساس ترکیبات بارگذاری شامل 1.5 برابر زلزلهٔ تشدید یافته ($1.5\Omega_0E$) تعیین شود

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

چ) در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری در طراحی ستون‌هایی که تحت اثر بار محوری فشاری قرار دارند، باید آثار مرتبه دوم و نیز آثار ناشی از نواقص هندسی اولیه لحاظ شود. برای این منظور به عنوان یک حداقل باید در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی در امتداد عمود بر صفحهٔ مهاربندی یک بار جانبی فرضی به میزان 0.006 برابر مؤلفهٔ قائم نیروی فشاری مهاربند در گره مورد نظر اعمال شود.

ح) درصورتیکه مهاربندها به صورت ۷ یا ۸ نباشند و به صورت کششی تنها طراحی شده باشند، آنگاه در صورت تأمین شرایط زیر، رعایت الزامات بندهای (ت)، (ث) و (ج) در فوق الزامی نخواهد بود:

۱- نسبت لاغری اعضای مهاربندی بزرگتر یا مساوی ۲۰۰ باشد.

۲- ستون‌های دهانه‌های مهاربندی شده براساس ترکیبات بارگذاری ثقلی و اثر نیروی زلزله برابر $R_yF_yA_g/\alpha_s$ در مهاربندهای کششی طراحی شده باشند.که در آن، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد مهاربند F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد مهاربند، A_g سطح مقطع کلی عضو مهاربند و α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

تبصره: در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی، نیروی جانبی نامتعادل نباید کمتر از ۵٪ بزرگترین مؤلفهٔ افقی مهاربندهای بالا و پایین این ترازها در نظر گرفته شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرای ویژه (SCFB):

شرایط استفاده:

الف) در هر یک از ردیف‌های مهاربندی، مهاربندها باید به صورت یک جفت کششی- فشاری (قرینه نسبت به محور مرکزی مجموعهٔ مهاربندها) مورد استفاده قرار گیرند.

ب) اعضای افقی واقع در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

۱- در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی باید عضو افقی وجود داشته باشد.

۲- اعضای افقی که توسط مهاربندهای به شکل ۷ یا ۸ قطع می‌شوند، باید الزامات بخش ۱۰-۳-۴-۲-۴-۲ (ضوابط مهاربندهای ۷ و ۸ در قابل مهاربندی ویژه) را تأمین نمایند. درصورتیکه کمانش مهاربندها در خارج از صفحه قاب باشد، در بررسی لزوم یا عدم لزوم به تأمین مهارهای جانبی در طول عضو افقی، لنگرهای پیچشی ناشی از کمانش مهاربند باید در نظر گرفته شود. مقدار لنگر پیچشی ناشی از کمانش مهاربند از طریق رابطهٔ $1.1R_yM_p/\alpha_s$ تعیین می‌شود که در آن M_p برابر لنگر پلاستیک مقطع عضو مهاربندی و مقدار α_s برابر 1.0 درLRFD و برابر 1.5 در ASD است، ولی لازم نیست از مقاومت خمشی موجود اتصال عضو مهاربندی بزرگتر در نظر گرفته شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

پ) ستون‌های واقع در دهانه‌های مهاربندی باید الزامات زیر را تأمین نمایند:

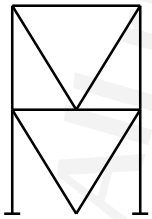
۱- در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی، ستون‌ها باید در برابر پیچش مهار شوند.

۲- ستون‌ها باید دارای مقاومت موجود کافی در برابر نیروهای ناشی از کمانش مهاربندها باشند. برای تعیین این نیروها، لنگر خمشی عضو مهاربندی باید برابر $1.1R_yM_p/\alpha_s$ که در آن M_p لنگر پلاستیک مقطع عضو مهاربندی نسبت به محور کمانش و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است، در نظر گرفته شود؛ ولی لازم نیست از مقاومت خمشی موجود اتصال عضو مهاربندی نسبت به محور کمانش عضو مهاربندی بزرگتر در نظر گرفته شود.

۳- در کلیهٔ ترکیبات بارگذاری در طراحی ستون‌هایی که تحت اثر بار محوری فشاری قرار دارند، باید آثار مرتبه دوم و نیز آثار ناشی از نواقص هندسی اولیه لحاظ شود. برای این منظور به عنوان یک حداقل باید در تراز هریک از ردیف‌های مهاربندی و در خارج از صفحهٔ مهاربندی یک بارجانبی فرضی به میزان 0.006 برابر مؤلفهٔ قائم نیروی فشاری مهاربند در گره موردنظر اعمال شود. در کلیهٔ حالت‌ها مقدار ضریب B_1 (ضریب تشدید برای در نظر گرفتن اثر P-δ) لازم نیست از ۲ بزرگتر در نظر گرفته شود.

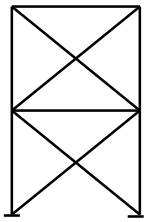
ت) در تراز هر یک از ردیف‌های مهاربندی مقدار تغییرمکان جانبی نسبی ضمن رعایت الزامات مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، نباید از ۲٪ ارتفاع ردیف مهاربندی بیشتر باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



V- Bracing

مهاربند V، مهاربندهای تحت بار ثقلی (نسبتاً ناچیز است) پیش تنیده بوده ولی ستون‌های آن چون از بالاترین تراز نیرو دریافت می‌کنند، کمی سنگین‌تر خواهند شد. همچنین به سبب آنکه مهاربند پایین به زمین سخت متصل شده، تمرکز خرابی به طبقات بالا منتقل میشود. ضریب طول موثر برابر یک است



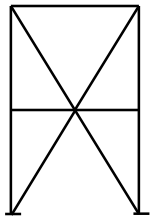
X- Bracing

مهاربند ضربدری: نیروی نامتعادل روی تیر نداریم ولی در رفتار غیرخطی، منحنی هیسترزیس دوکی شکل می‌شود و اتلاف انرژی مناسبی بدست نمی‌آید. نیروی محوری بزرگی در تیر ایجاد می‌شود. ضریب طول موثر خارج از صفحه برابر ۰/۷ و داخل صفحه برابر ۰/۵ است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

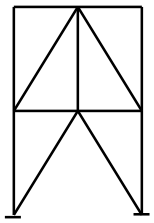
دو طبقه ضربدری، رفتار ۳ خطی مطلوب ایجاد می‌شود. نیروی نامتعادل در تیر تخفیف داده می‌شود.



Two Story X- Bracing

مهاربند قطری: برای یک سطح شکل پذیری مشخص، شکل پذیری این گروه نسبت به سایر گروه های بادبندی همگرا، بیشتر است، زیرا که در طول کمانشی بیشتری، تغییرشکل جانبی در آن اتفاق می افتد و در نتیجه کمانش موضعی کمتری را متحمل می‌شوند.

زیپ، عضو قائم وظیفه تحمل نیروی نامتعادل قائم ناشی از تسلیم و کمانش مهاربند را دارد. می‌توان از تیر ضعیف تر استفاده نمود.



ZIP

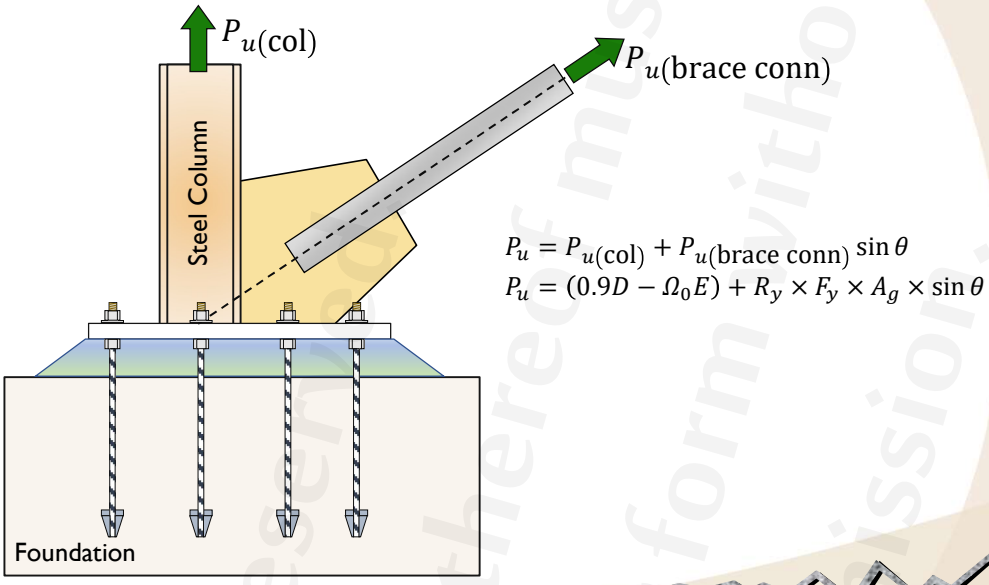
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طراحی صفحه ستون



$$P_u = P_{u(\text{col})} + P_{u(\text{brace conn})} \sin\theta$$
$$P_u = (0.9D - \Omega_0 E) + R_y \times F_y \times A_g \times \sin\theta$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقدمه‌ای بر مهاربندهای واگرا

سیستم مهاربندی خارج از مرکز (EBF) توسط آقای پوپوف (Popov) معرفی شد. قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرا (EBF) قاب‌هایی هستند که در آنها در دهانه مهاربندی یک انتهای مهاربندها با فاصلهٔ نسبتاً کمی از یکدیگر روی محور طولی تیر یا با فاصلهٔ نسبتاً کمی از گرهٔ اتصال تیر به ستون، به تیر متصل می‌شوند و موجب تشکیل تیر پیوند که تحت اثر برش و خمش قرار می‌گیرد، می‌شود. به ناحیه‌ای که بین نقاط تلاقی محورهای دو عضو قطری مهاربندی روی تیر تشکیل می‌شود تیر پیوند میانی و به فاصله‌ای که بین نقطهٔ تلاقی محور عضو مهاربندی تا گره اتصال تیر به ستون قرار دارد، تیر پیوند کناری گفته می‌شود. در این نوع قاب‌ها ظرفیت تغییرشکل غیر الاستیک سیستم مهاربندی عمدتاً از طریق تسلیم برشی یا خمشی تیر پیوند تأمین می‌شود.

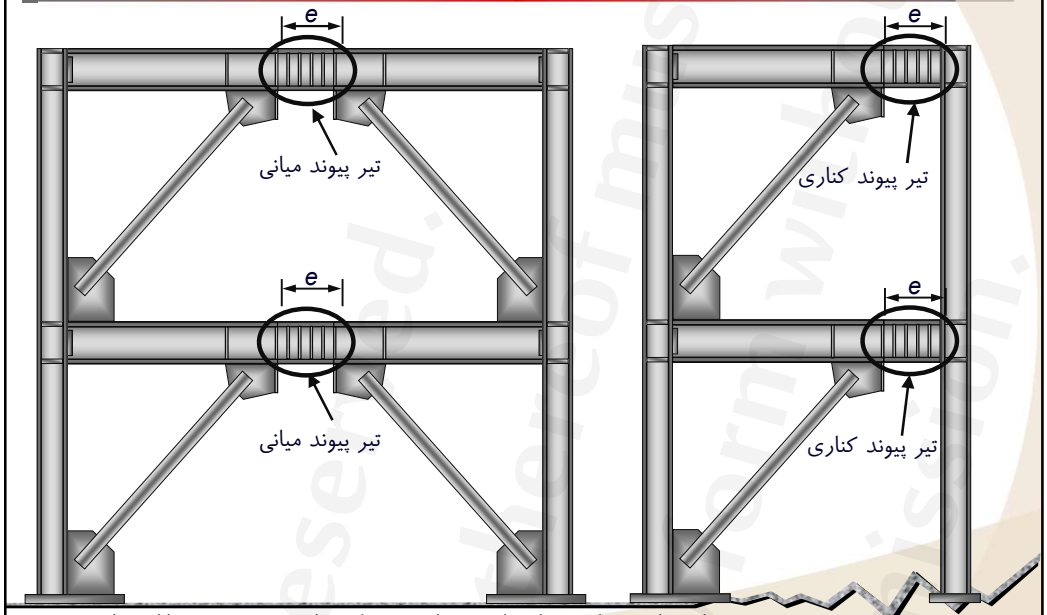
در این نوع قاب‌های مهاربندی شده تعبیهٔ سوراخ در جان تیرهای پیوند مجاز نیست. همچنین توصیه می‌شود در جان تیر خارج از ناحیهٔ تیر پیوند سوراخی تعبیه نشود. در صورت لزوم به تعبیهٔ سوراخ در جان تیر خارج از ناحیهٔ تیر پیوند، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های موجود (مقاومت‌های طراحی در LRFD و مقاومت‌های مجاز در ASD) در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های موجود مقطع کامل تیر کمتر نباشد.

سیستم یاد شده دارای قابلیت شکل‌پذیری بالا در حد شکل پذیری قاب‌های خمشی می‌باشد و همچنین در صورت طراحی صحیح می‌تواند مانند سیستم‌ها مهاربندی هم محور از ایجاد تغییر مکان‌های جانبی زیاد در بین طبقات و نیز کل سازه جلوگیری کند.

اولین بار در سال ۱۹۸۸ در UBC88 این سیستم معرفی شد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقایسه استاندارد ۲۸۰۰ و ASCE7

پارامترهای اساسی طراحی، براساس استاندارد ۲۸۰۰ و آیین‌نامه ASCE7-16 برای این سیستم سازه‌ای واگرا

پارامترهای اساسی طراحی مهاربند واگرا

	ضریب رفتار R	ضریب اضافه مقاومت Ω_0	ضریب بزرگ‌نمایی جابجایی C_d	بیشترین ارتفاع مجاز (متر)
استاندارد ۲۸۰۰	7**	2.0	4.0	50
ASCE7-16	8	2.0	4.0	48*

* در طبقه‌بندی لرزه‌ای A و B و C محدودیت ارتفاع ندارد و در طبقه‌بندی لرزه‌ای F به ۳۰ متر محدود می‌شود.

** ضریب رفتار ۷ طبق استاندارد ۲۸۰۰ تنها در حالت رفتار برشی تیر پیوند است. در بقیه موارد باید ۶ در نظر گرفته شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برخی از آرایش‌های ممکن برای مهاربندهای واگرا

به طور کلی مراحل طراحی یک مهاربند EBF را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود.

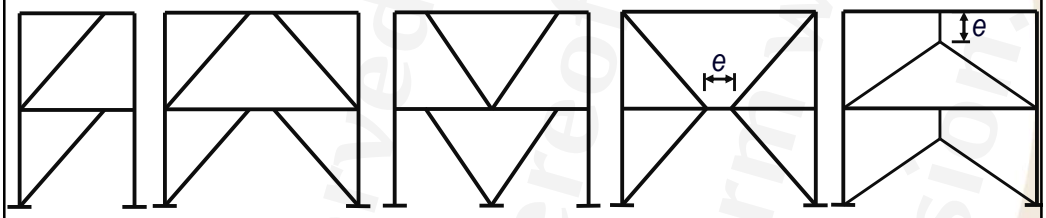
۱- شناخت ضوابط طراحی

۲- تعیین پیکربندی مهاربندها

۳- انتخاب طول مناسب برای تیر رابط

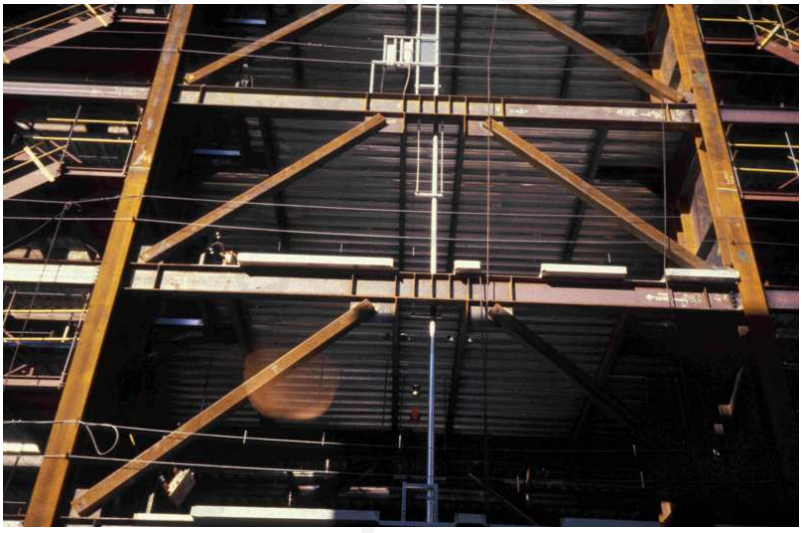
۴- انتخاب مقطع مناسب برای تیر رابط

۵- طراحی مهاربندها، ستون‌ها و بقیه اجزای قاب



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



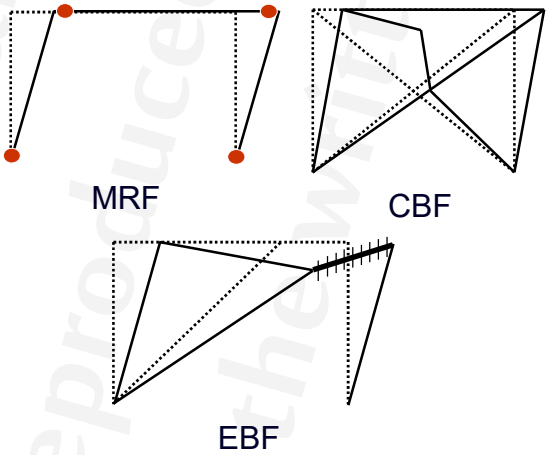
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۲۷۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

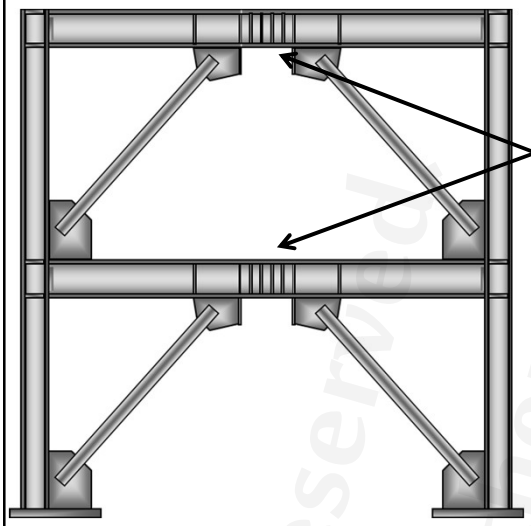
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مکانیزم اتلاف انرژی در مهاربندهای واگرا



صفحه ۲۷۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



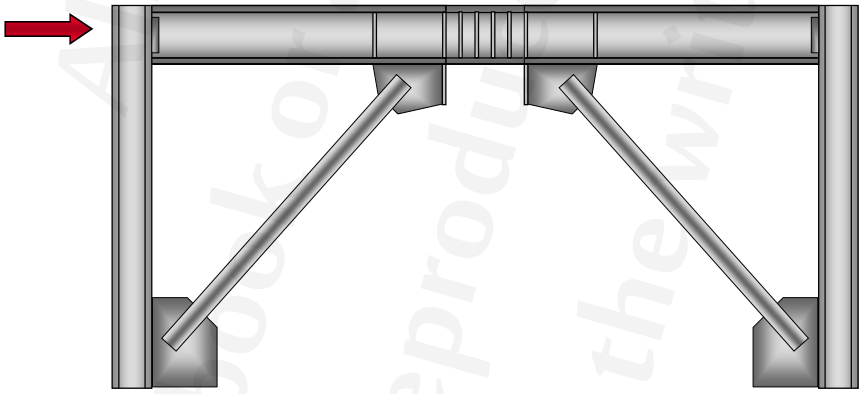
- تیرپیوند بایستی برای رفتار غیرارتجاعی طرح گردد.
- تیر پیوند به عنوان فیوز عمل خواهد نمود.
- تیر پیوند بایستی ضعیفترین قسمت سازه باشد تا عملکرد غیرارتجاعی آن زودتر از بقیه قسمت‌ها (تیر خارج از تیر پیوند، ستون و مهاربند و اتصالات تضمین گردد)
- تیر پیوند بایستی دارای جزئیات مناسبی باشد تا شکل‌پذیری آن تامین شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

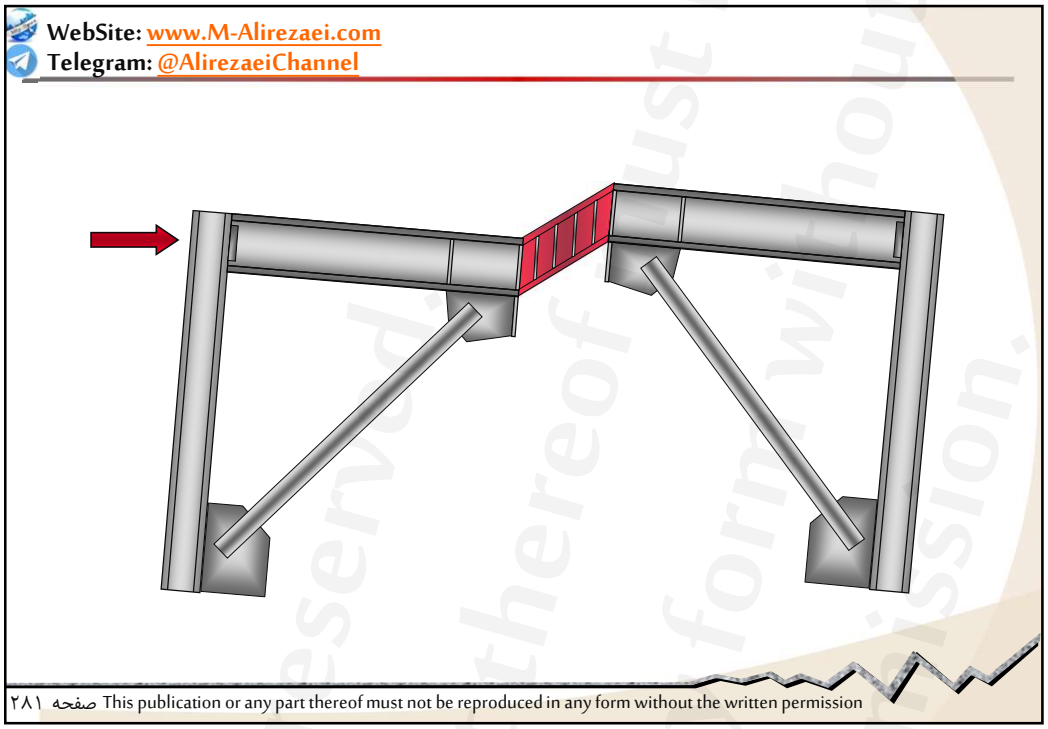
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

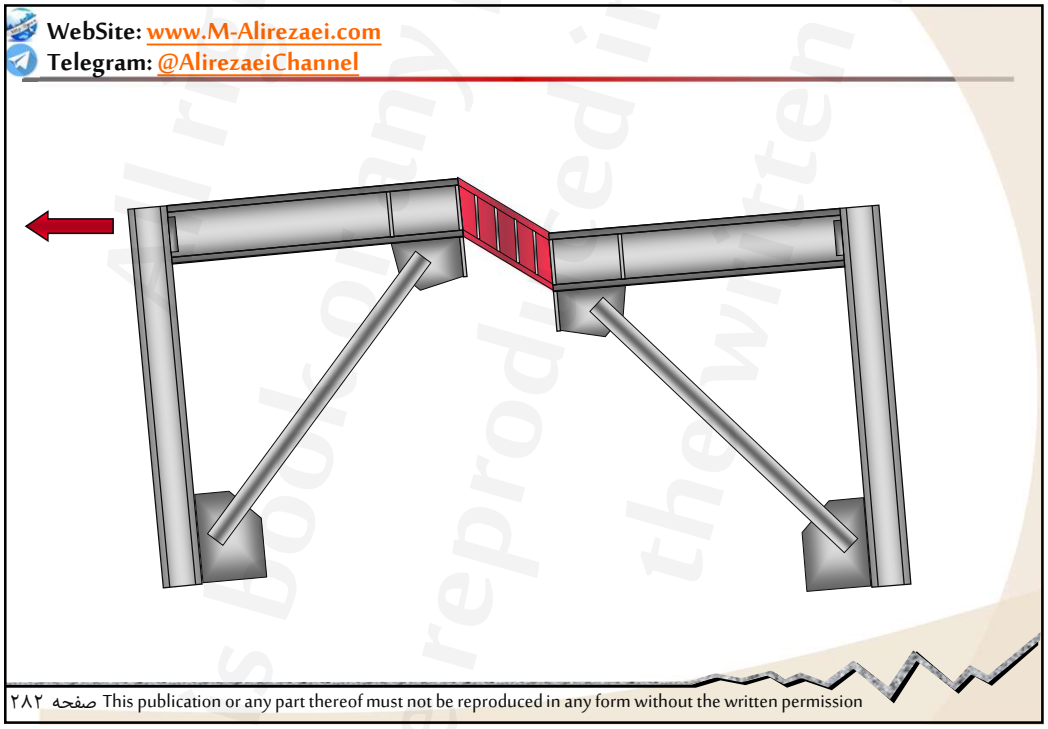
رفتار غیرارتجاعی مهاربندهای برون محور

در این نوع قاب‌ها رفتار جانبی لرزه‌ای سازه ترکیبی از عملکرد خمشی و برشی تیرها و ستون‌ها و عملکرد کششی و فشاری مهاربندی‌ها می‌باشد.



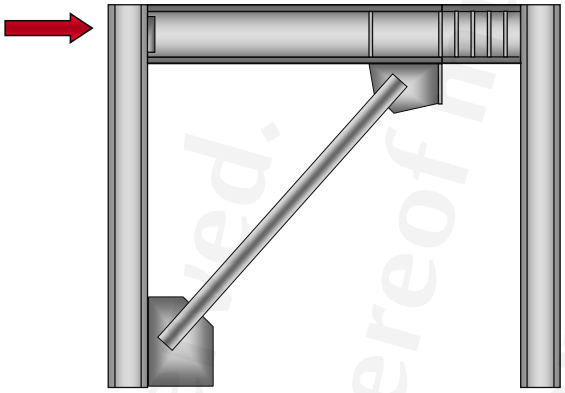
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission





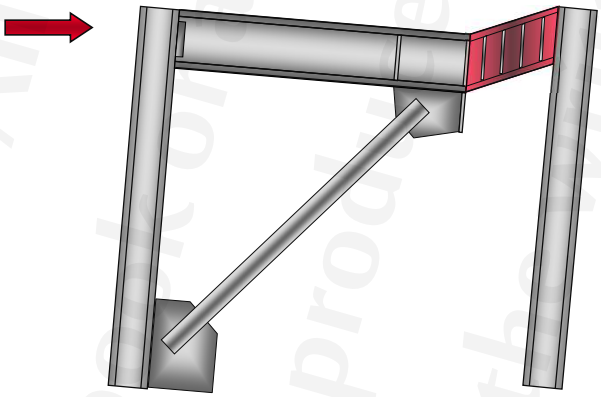
All rights reserved. This Book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۲۸۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

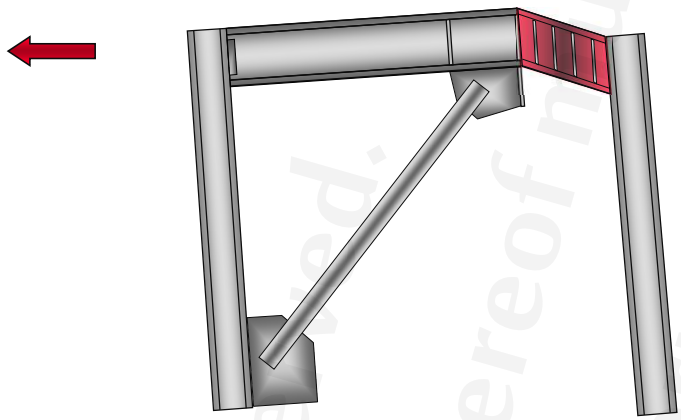
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۲۸۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

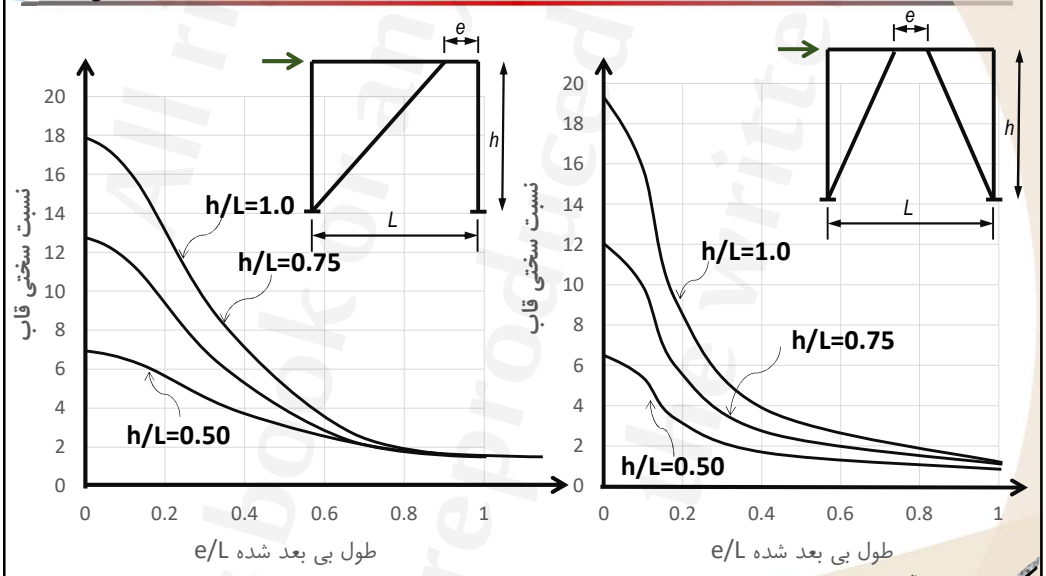
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

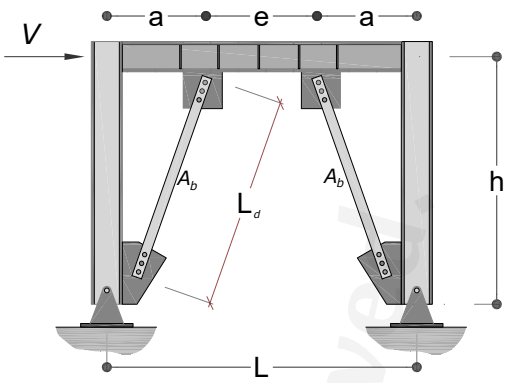
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تخمین سختی در مهاربندهای واگرا



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



$$k = \frac{V_i}{\Delta_t} = \frac{V_i}{\Delta_{da} + \Delta_{ba} + \Delta_{bv} + \Delta_{bf}} \qquad (1)$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برای تعیین رابطه (۱) سه گام در نظر گرفته شده است[۱]:

گام اول: تعیین جابجایی ارتجاعی قاب بر حسب هندسه قاب و مشخصات مصالح

گام دوم: ساده سازی رابطه بدست آمده و تعیین جابجایی طبقه بر حسب هندسه سیستم

گام سوم: با تقسیم برش طبقه بر جابجایی ارتجاعی آن، سختی بدست می‌آید.

* در تعیین این رابطه از تغییرشکل محوری ستون‌ها صرف نظر شده است.

** جابجایی قاب شامل تغییرشکل محوری مهاربندها (Δ_{da})، تغییرشکل محوری تیر (Δ_{ba})، تغییرشکل برشی تیر پیوند (Δ_{bv}) و تغییرشکل قاب در اثر خمش تیر (Δ_{bf}) در نظر گرفته شده است.

1. Paul W. Richards., "Estimating the Stiffness of Eccentrically Braced Frames" Practice Periodical on Structural Design and Construction, Vol. 15, No. 1, February 2010, pp. 91-95

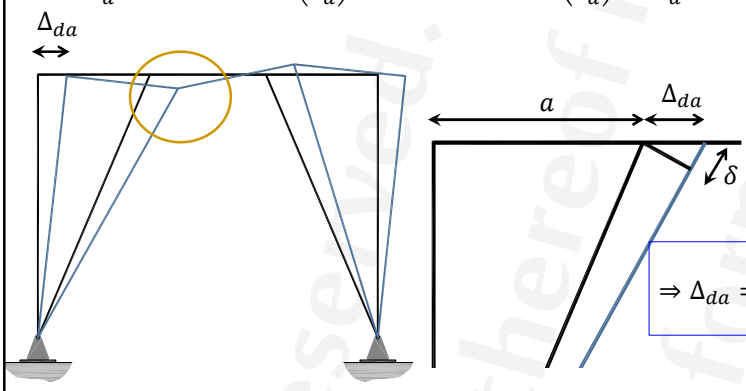
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

گام اول: تعیین جابجایی ارتجاعی قاب بر حسب هندسه قاب و مشخصات مصالح

※ جابجایی قاب در اثر تغییرشکل محوری مهاربندها (Δ_{da})

$$\delta = \frac{FL_d}{A_dE} \quad \Rightarrow \quad \Delta_{da} \times \left(\frac{a}{L_d}\right) = \delta \quad \Rightarrow \quad \Delta_{da} \times \left(\frac{a}{L_d}\right) = \frac{FL_d}{A_dE}$$



$$\Delta_{da} = \frac{FL_d}{A_dE}\left(\frac{L_d}{a}\right)$$

$$F = \frac{V}{2} \times \frac{L_d}{a}$$

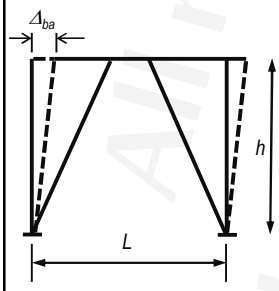
$$\boxed{\Rightarrow \Delta_{da} = \frac{V}{2E}\left(\frac{L_d}{A_d}\right)\left(\frac{L_d}{a}\right)^2 \qquad (2)}$$

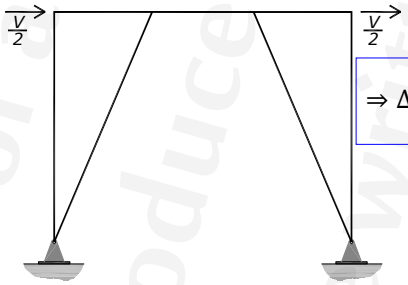
V برش طبقه می‌باشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

※ جابجایی قاب در اثر تغییرشکل محوری تیر (Δ_{ba}):





$$\boxed{\Rightarrow \Delta_{ba} = \frac{V}{2E}\left(\frac{a}{A_b}\right) \qquad (3)}$$

※ جابجایی قاب در اثر تغییرشکل برشی تیر پیوند (Δ_{bv}):

$$\Delta_{bv} = \gamma_v h\left(\frac{e}{L}\right) \qquad (4)$$

$$\gamma_v = \frac{V_L}{A_{bv}G} \qquad (5)$$

با توجه به هندسه قاب:

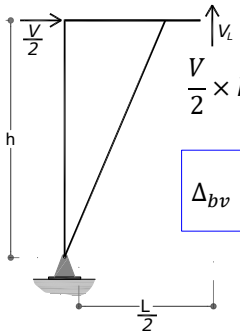
$$\Delta_{bv} = \left(\frac{V_L}{A_{bv}G}\right) h\left(\frac{e}{L}\right) \qquad (6)$$

که در آن A_{bv} مساحت جان تیر پیوند و V_L برش تیر پیوند است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

با گشتاور گیری حول پای ستون داریم:



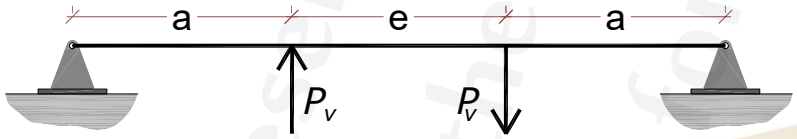
$$\frac{V}{2}\times h = V_L \times \frac{L}{2} \quad \Rightarrow \quad V = V_L\frac{L}{h} \qquad (7)$$

با جانشانی رابطه (۷) در (۶) داریم:

$$\boxed{\Delta_{bv} = \frac{V}{G}\left(\frac{h^2 e}{A_{bv}L^2}\right) \qquad (8)}$$

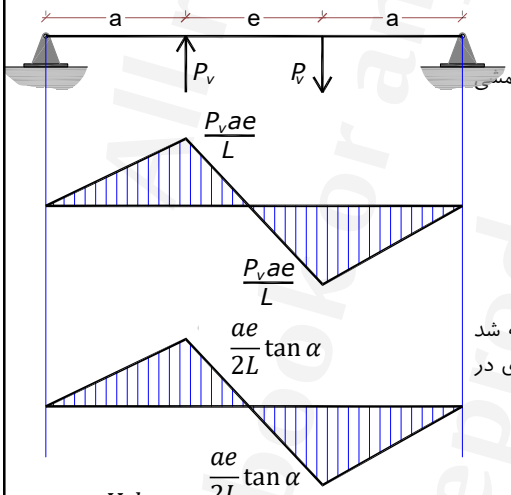
※ تغییرشکل قاب در اثر خمش تیر (Δ_{bf}):

دیاگرام شکل زیر که نشان دهنده مولفه قائم مهاربندها بر روی تیر میباشد را در نظر بگیرید.



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

دیاگرام لنگر خمشی تیر در زیر نشان داده شده است:



$$P_v = \frac{V_i}{2}\frac{h}{a}$$

در صورتی که بار واحد بر قاب اعمال شود، دیاگرام لنگر خمشی تیر به مانند شکل روبرو خواهد بود.

با استفاده از روش کار مجازی:

$$\Delta_{bf} = \frac{P_v a^2 e^2}{3EIL}\frac{a}{L}\tan\varphi$$

در محاسبات فوق اتصال مهاربند به تیر مفصل در نظر گرفته شد که در عمل مقداری لنگر توسط این اتصال منتقل میشود. برای در نظر گرفتن این اثر ۸۰٪ مقدار فوق در نظر گرفته میشود

$$\boxed{\Delta_{bf} = 0.8\frac{Vh^2e^2}{12EIL} \qquad (10)}$$

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

الزامات عمومی مهاربندهای واگرا

الف) مقاطع اعضای مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

ب) مقاطع ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی باید از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

پ) تیر (یا تیرهای) خارج از ناحیهٔ تیر پیوند، اگر دارای مقطع متفاوت با مقطع تیر پیوند باشند، باید دارای مقطع از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

تبصره: اگر تیر خارج از ناحیهٔ پیوند دارای مقطع یکسان با مقطع تیر پیوند باشد، در این صورت مقاومت‌های موجود آن باید برابر مقاومت‌های مورد انتظارش در نظر گرفته شود. به عبارت دیگر، در تعیین مقاومت‌های موجود تیر خارج از ناحیهٔ پیوند به جای F_y می‌توان از R_yF_y استفاده کرد که در آن، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر و F_y برابر تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

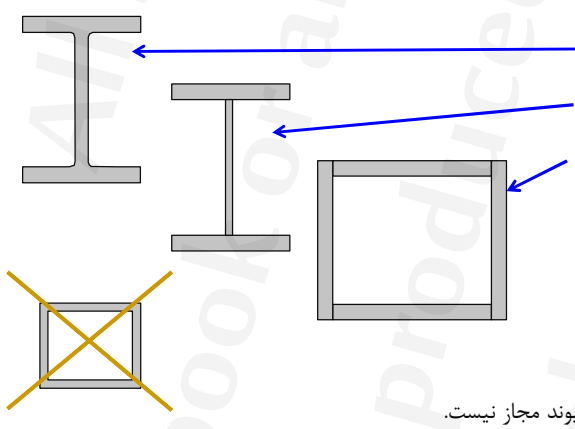
الزامات تیر پیوند

* مقطع تیر پیوند باید یکی از موارد زیر باشد و غیر از این موارد مجاز نیست:

۱) مقطع I شکل نورد شده

۲) مقطع I شکل ساخته شده از ورق

۳) مقطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق



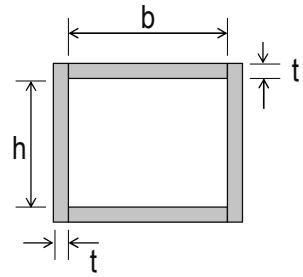
توجه: استفاده از مقطع HSS به عنوان تیر پیوند مجاز نیست.

HSS (hollow structural section): Square, rectangular or round hollow structural steel section produced in accordance with one of the product specifications in Section A3.1a(b).

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

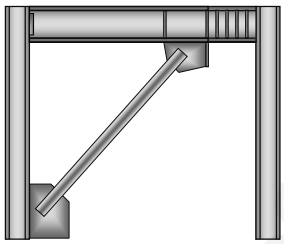
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

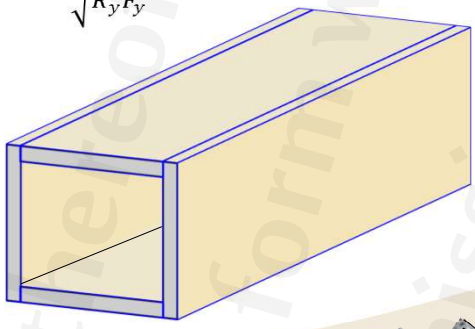
تیرهای پیوند باید دارای مقطع از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.



$$\begin{cases} \dfrac{b}{t} \le 0.55\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} \\ \dfrac{h}{t} \le 0.64\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} \end{cases}$$

box shapes used as link beams

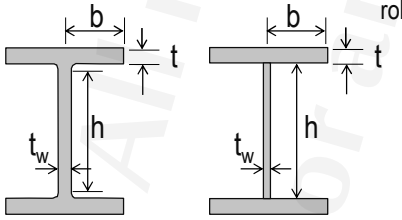


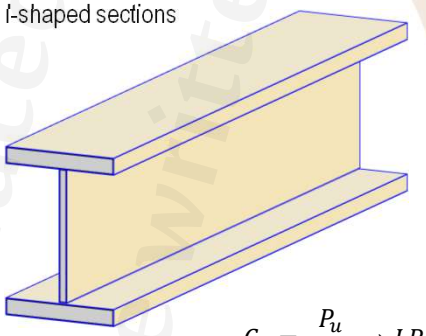


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

rolled or built-up I-shaped sections





$$\begin{cases} \dfrac{b}{t} \le 0.3\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} \\ \dfrac{h}{t_w} \le \begin{cases} 2.45(1-1.04C_a)\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} & C_a \le 0.113 \\ 2.26(1-0.38C_a)\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} \ge 1.56\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} & C_a > 0.113 \end{cases} \end{cases}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \rightarrow LRFD$$

$$C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y} \rightarrow ASD$$

$$P_y = R_y F_y A_g$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا برنامه ETABS کنترل فشردگی اجزای قاب مهاربندی شده واگرا را انجام می‌دهد؟

- برنامه ETABS برای مهاربندها به درستی مقدار فشردگی را براساس حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} کنترل و در صورت عدم اقناع پیام خطایی صادر می‌کند.

- برنامه ETABS برای (کلیه) ستون‌ها، مقدار فشردگی را براساس حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} کنترل و در صورت عدم اقناع پیام خطایی صادر می‌کند.

- برنامه ETABS فقط برای تیرهای پیوند، مقدار فشردگی را براساس حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} کنترل و در صورت عدم اقناع پیام خطایی صادر می‌کند.

- برنامه ETABS برای تیرهای خارج از تیر پیوند، فشردگی را براساس حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} کنترل نمی‌کند.

```
Section is not seismically compact for moderately ductile members  (AISC 341-10 Table D1.1
Section is not seismically compact for moderately ductile members  (AISC 341-10 Table D1.1
Section is not seismically compact for moderately ductile members  (AISC 341-10 Table D1.1
Section is not seismically compact for moderately ductile members  (AISC 341-10 Table D1.1
Section is not seismically compact for moderately ductile members  (AISC 341-10 Table D1.1
Section is not seismically compact for moderately ductile members  (AISC 341-10 Table D1.1
Section is not seismically compact for moderately ductile members  (AISC 341-10 Table D1
```

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تیرهای پیوند باید دارای مقطع از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

استثنا: برای تیرهای پیوند دارای مقطع I شکل و با طول $e \le \frac{1.6M_p}{V_p}$ بال‌های مقطع می‌توانند از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند. همچنین برای تیرهای پیوند دارای مقطع قوطی شکل و با طول $e \le \frac{1.6M_p}{V_p}$ جان‌های مقطع می‌توانند از نوع فشردهٔ لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۲-۴ باشند.

آیا برنامه ETABS این دو استثنا را در نظر می‌گیرد؟

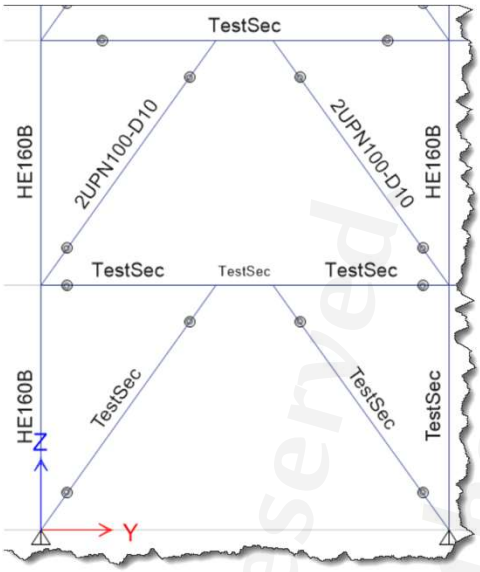
بله. برنامه این کنترل را انجام می‌دهد

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا در برنامه ETABS تیر پیوند باید جداگانه ترسیم شود؟

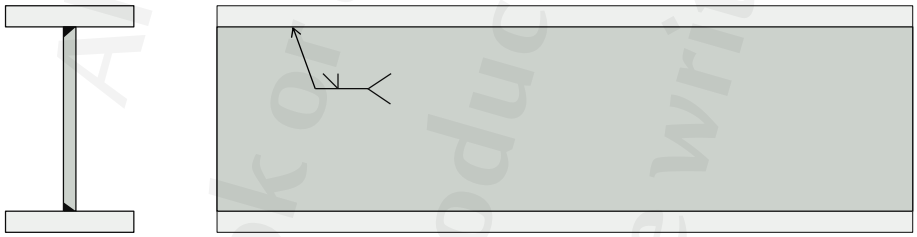
کدام مدلسازی درست است؟



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

❊ در تیر پیوند ساخته شده از ورق، اتصال بال به جان یا جان‌ها بایستی توسط جوش شیاری با نفوذ کامل (CJP) انجام شود.

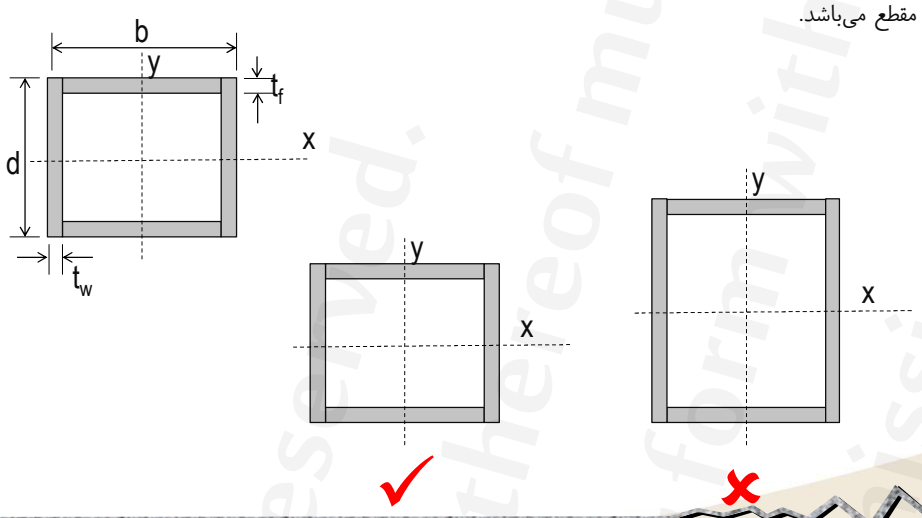


❊ جان یا جان‌ها در تیر پیوند باید از یک تک ورق تشکیل شده باشد و استفاده از ورق تقویتی برای آن مجاز نیست. زیرا در این حالت این دو به عنوان یک واحد یکپارچه وارد فاز غیرخطی نمی‌شوند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

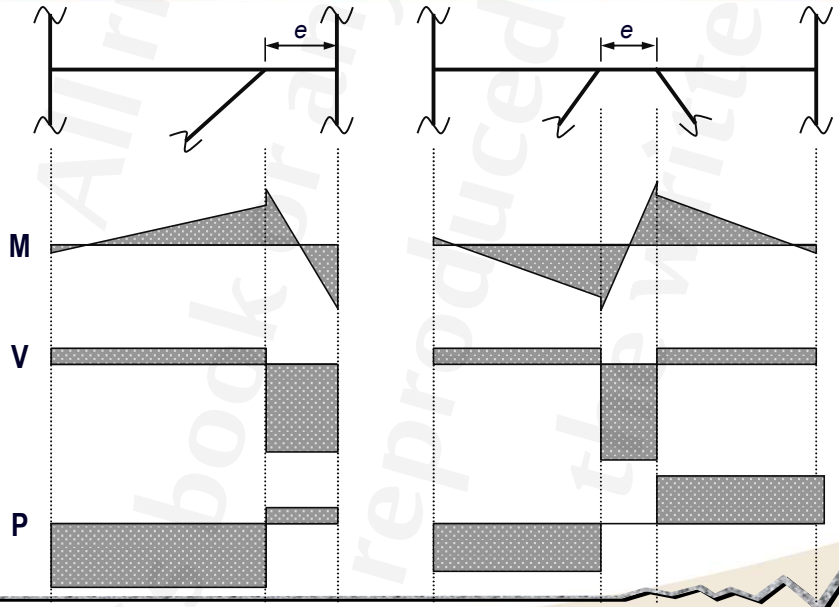
تیرهای قوطی شکل ساخته شده از ورق باید دارای شرایط $I_y>0.67I_x$ باشند. که در آن I_y ممان اینرسی مقطع تیر پیوند حول محور مرکزی در امتداد جان‌های مقطع و I_x ممان اینرسی مقطع تیر پیوند حول محور مرکزی عمود بر امتداد جان‌های مقطع می‌باشد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

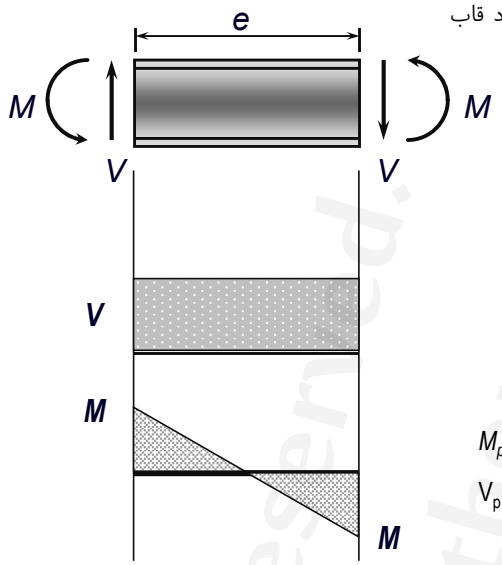
دیاگرام نیروی محوری، برشی و لنگر خمشی قاب



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

All rights reserved. The book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

رفتار تیر پیوند



* طول تیر پیوند، نقش اصلی در تعیین رفتار و عملکرد قاب مهاربند شده واگرا دارد.

* تیر پیوند وقتی در برش جاری می‌شود که:

$$V = V_p = \underbrace{0.6\,F_y}_{\text{تنش تسلیم برشی}}\,\underbrace{(d - 2t_f)\,t_w}_{\text{مساحت جان}}$$

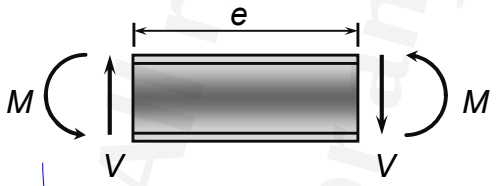
* تیر پیوند وقتی در خمش جاری می‌شود که:

$$M = M_p = Z\,F_y$$

M_p = fully plastic moment of link section

V_p = fully plastic shear capacity of link section

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



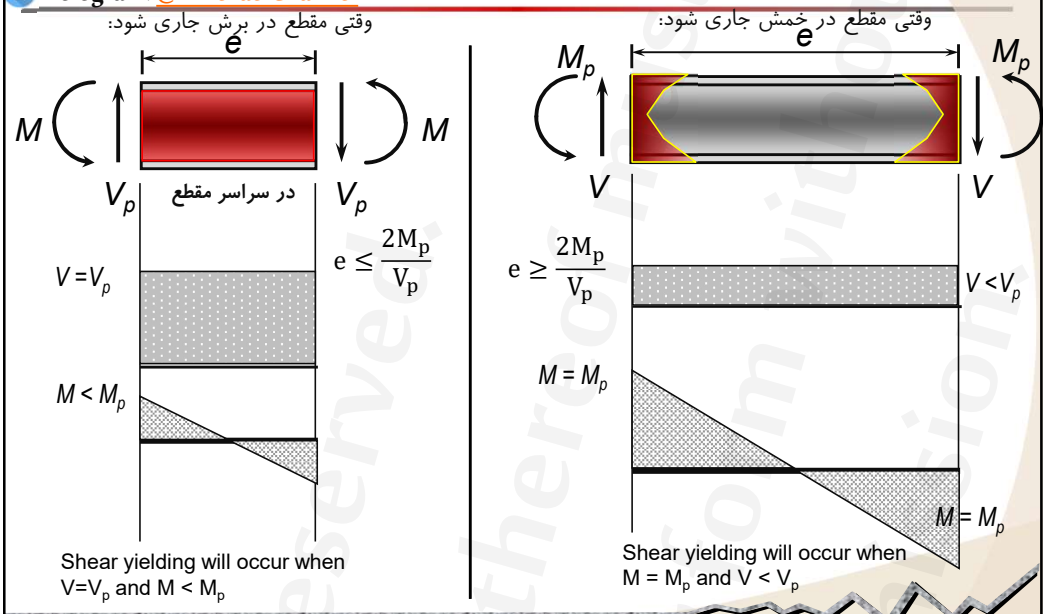
معادله تعادل: $Ve = 2M$ $\quad e = \frac{2M}{V}$

در صورتی که تیر پیوند بصورت همزمان در برش و خمش جاری شود:

$$V=V_p \text{ و } M=M_p$$

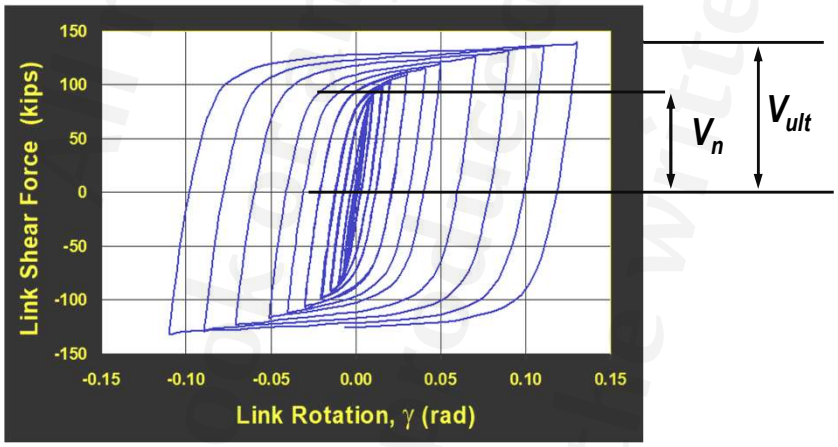
$$e_0 = \frac{2\,M_p}{V_p}$$

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



$V_{ult} \approx (1.25 \text{ to } 1.5) \times V_n$ → $e_0 = \frac{2\,(1.2M_p)}{1.5V_p} = \frac{1.6M_p}{V_p}$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیین نامه با در نظر گرفتن کرنش سختی روابط زیر را ارائه می‌دهد

تسلیم برشی:

$$e \le \frac{1.6M_p}{V_p}$$

تسلیم خمشی:

$$e \ge \frac{2.6M_p}{V_p}$$

اندرکنش برش و خمش:

$$\frac{1.6M_p}{V_p} \le e \le \frac{2.6M_p}{V_p}$$

به عنوان مثال برای IPE270:

$$M_p = ZF_y = 484\ \text{cm}^3 \times 2400\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 10^{-3} = 1161.6^{t-cm}$$

$$V_p = 0.6F_y\left(d - 2t_f\right)\ t_w$$

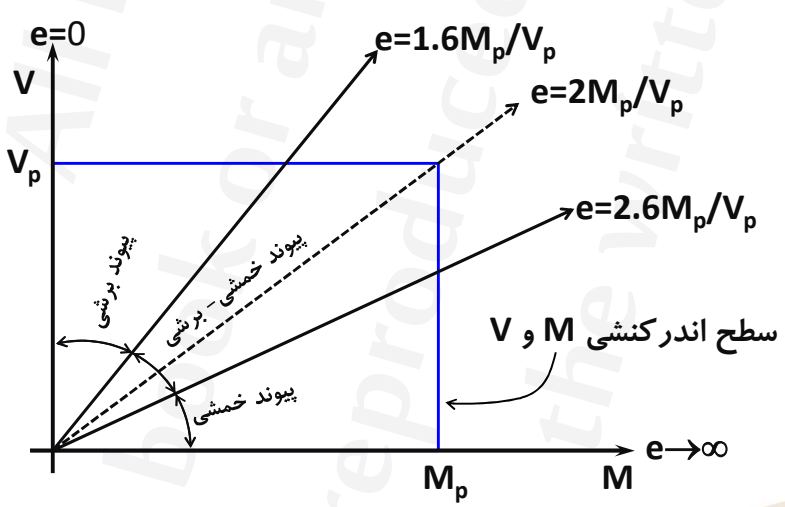
$$= 0.6 \times 2400\,\frac{kg}{cm^2} \times (27 - 2 \times 1.02) \times 0.66 \times 10^{-3} = 23.7^{\text{t}}$$

$$\frac{M_p}{V_p} = \frac{1161.6^{\text{t-cm}}}{23.7^{\text{t}}} = 49^{cm}$$

$$1.6\frac{M_p}{V_p} = 78.4^{cm} \qquad 2.6\frac{M_p}{V_p} = 127.4^{cm}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقاومت برشی اسمی تیر پیوند

مقاومت برشی موجود تیر پیوند(مقاومت برشی طراحی ($\phi_v V_n$) در LRFD و مقاومت برشی مجاز (V_n/Ω_v) در ASD) باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی در جان مقطع و تسلیم خمشی در دو انتهای تیر پیوند در مقطع کلی در نظر گرفته شود که در آن، ϕ_v ضریب کاهش مقاومت برابر 0.9، Ω_v ضریب اطمینان برابر 1.67 و V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند است که باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

۱- براساس تسلیم برشی در جان مقطع ۲- براساس تسلیم خمشی در مقطع کلی

$$V_n = \min\left\{\frac{2M_p}{e}, V_p\right\} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} V_p = \begin{cases} 0.6F_yA_{lw} & \dfrac{\alpha_s P_r}{P_y} \le 0.15 \\ 0.6F_yA_{lw}\sqrt{1-\left(\dfrac{\alpha_s P_r}{P_y}\right)^2} & \dfrac{\alpha_s P_r}{P_y} > 0.15 \end{cases} \\ M_p = \begin{cases} ZF_y & \dfrac{\alpha_s P_r}{P_y} \le 0.15 \\ ZF_y\left(\dfrac{1-\alpha_s P_r/P_y}{0.85}\right) & \dfrac{\alpha_s P_r}{P_y} > 0.15 \end{cases} \end{cases}$$

$$A_{lw} = \begin{cases} (d-2t_f)t_w & \text{for I-shaped link sections} \\ 2(d-2t_f)t_w & \text{for box link sections} \end{cases}$$

$$V_u \le \varphi_v V_n \qquad \varphi_v = 0.9 \quad LRFD$$

$$V_a \le V_n/\Omega_v \qquad \Omega_v = 1.67 \quad ASD$$

$$P_y = F_yA_g \qquad P_r = P_u(LRFD)\ or\ P_a\ (ASD)$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

به عنوان مثال برای IPE270، به عنوان تیر پیوند، مقاومت تیر پیوند را تعیین نمایید:

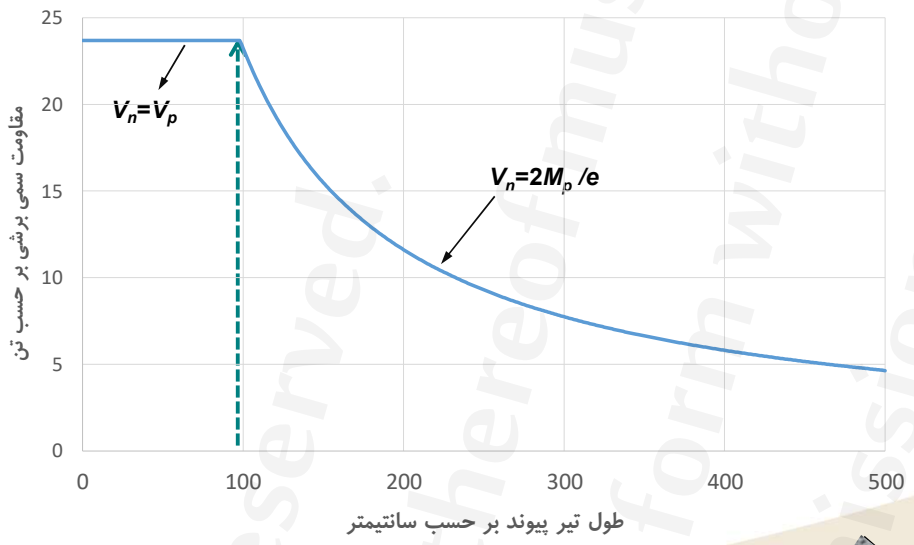
$$M_p = ZF_y = 484\ \text{cm}^3 \times 2400\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 10^{-3} = 1161.6^{t-cm}$$

$$V_p = 0.6F_y(d-2t_f)\ t_w = 0.6 \times 2400\frac{kg}{cm^2} \times (27 - 2 \times 1.02) \times 0.66 \times 10^{-3} = 23.7^{\text{t}}$$

$$\frac{M_p}{V_p} = \frac{1161.6^{\text{t-cm}}}{23.7^{\text{t}}} = 49^{cm} \quad \Rightarrow \quad 2\frac{M_p}{V_p} = 98^{cm}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



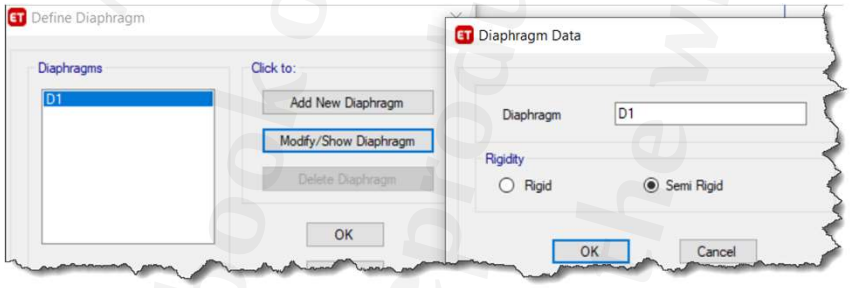
صفحه ۳۱۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا در طراحی تیر پیوند و تعیین مقاومت آن، اثر نیروی محوری توسط ETABS در نظر گرفته می‌شود؟

بله، به شرطی که کاربر سقف صلب تعریف نکرده باشد. توصیه می‌شود، برای طراحی تیر پیوند در یک فایل Save as گرفته شده و دیافراگم را نیمه صلب کنید. در حالت سقف صلب، نیروهای داخلی تیر پیوند صفر می‌شوند.

Define menu > Diaphragms



صفحه ۳۱۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طول تیر پیوند

$$\text{If}\ \frac{\alpha_s P_r}{P_y} \le 0.15 \quad \rightarrow \quad \text{No upper limit}$$

$$\text{If}\ \frac{\alpha_s P_r}{P_y} > 0.15 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \rho' \le 0.5 & \Rightarrow \quad e \le \dfrac{1.6M_p}{V_p} \\ \rho' > 0.5 & \Rightarrow \quad e \le \dfrac{1.6M_p}{V_p}(1.15 - 0.3\rho') \end{cases}$$

$$\rho' = \frac{P_r/P_y}{V_r/V_y}$$

$V_r = V_u$ (LRFD) or V_a (ASD), as applicable, (N)

V_u = required shear strength using LRFD load combinations, (N)

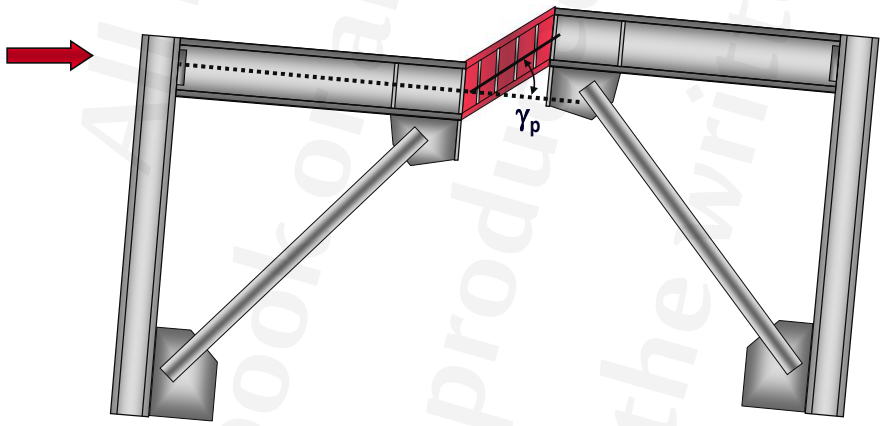
V_a = required shear strength using ASD load combinations, (N)

V_y= shear yield strength, (N)= $0.6F_yA_{lw}$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

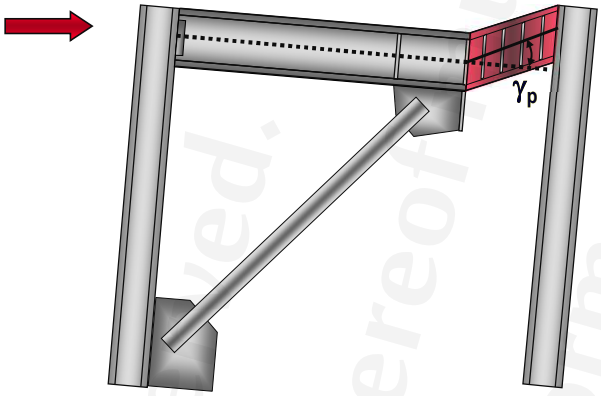
زاویه دوران تیر پیوند



زاویه دوران تیر پیوند نسبت به تیر خارج از تیر پیوند بر حسب رادیان = γ_p

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

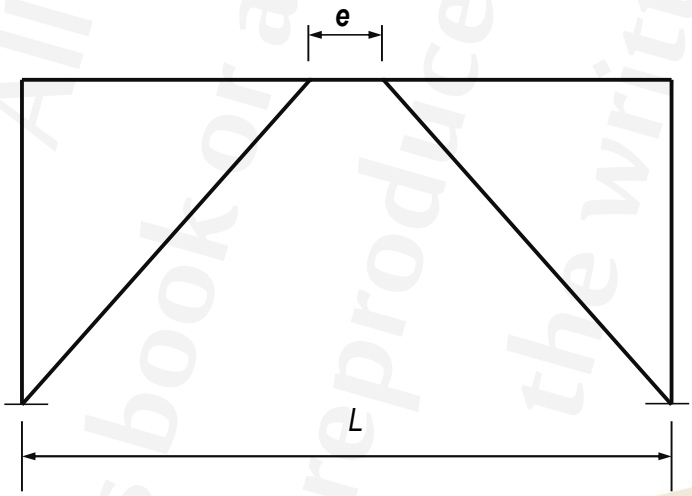


زاویه دوران تیر پیوند نسبت به تیر خارج از تیر پیوند بر حسب رادیان = γ_p

صفحه ۳۱۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

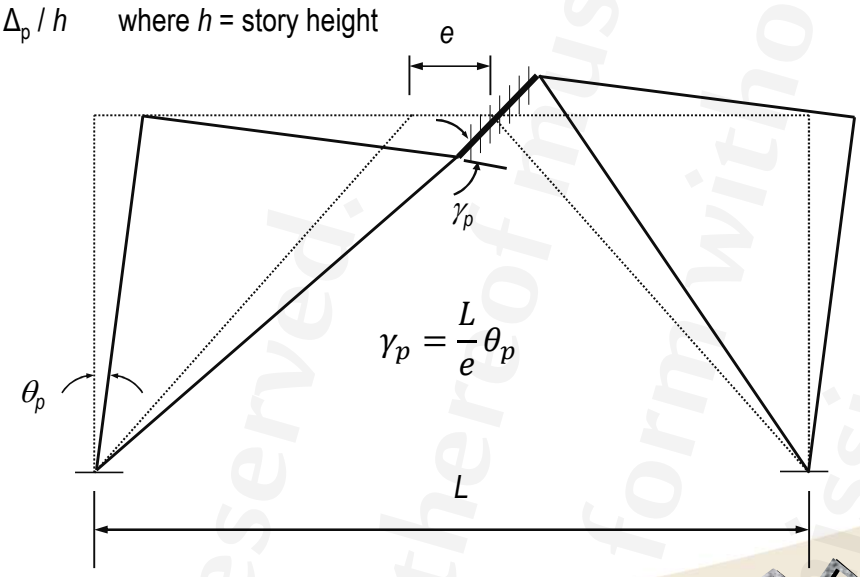
حرکت شناسی مهاربندهای برون محور



صفحه ۳۱۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$\theta_p \approx \Delta_p / h$ where h = story height

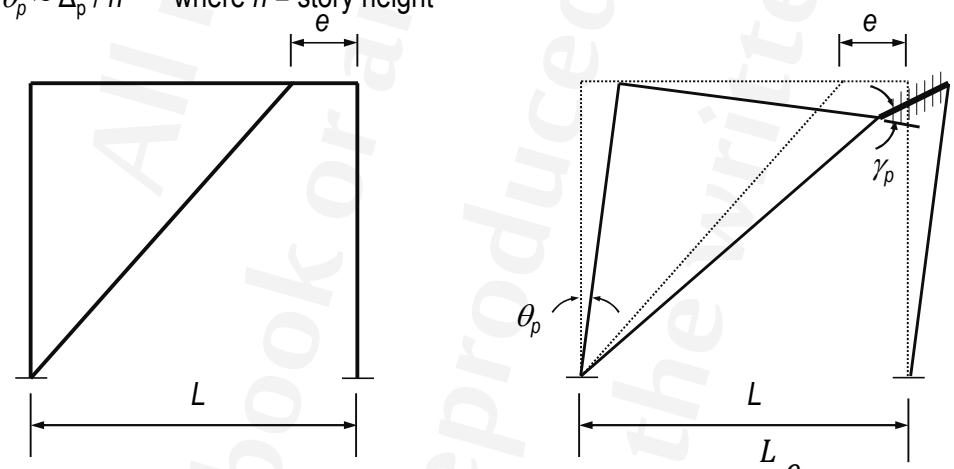


$$\gamma_p = \frac{L}{e}\theta_p$$

صفحه ۳۱۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$\theta_p \approx \Delta_p / h$ where h = story height

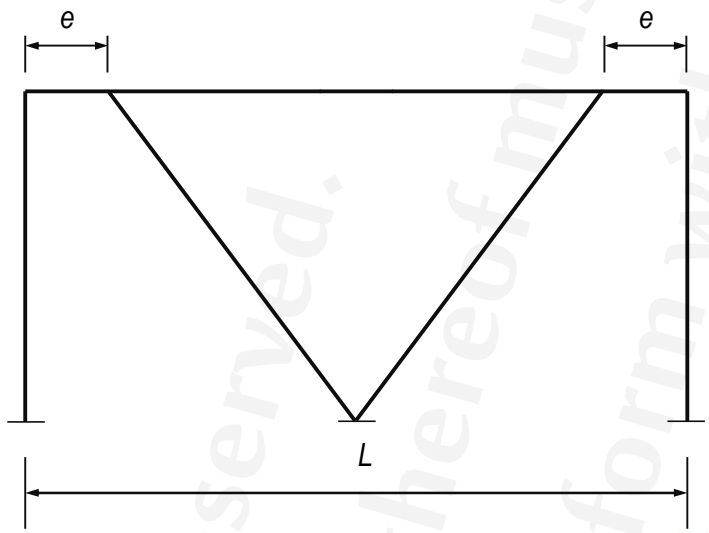


$$\gamma_p = \frac{L}{e}\theta_p$$

صفحه ۳۱۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

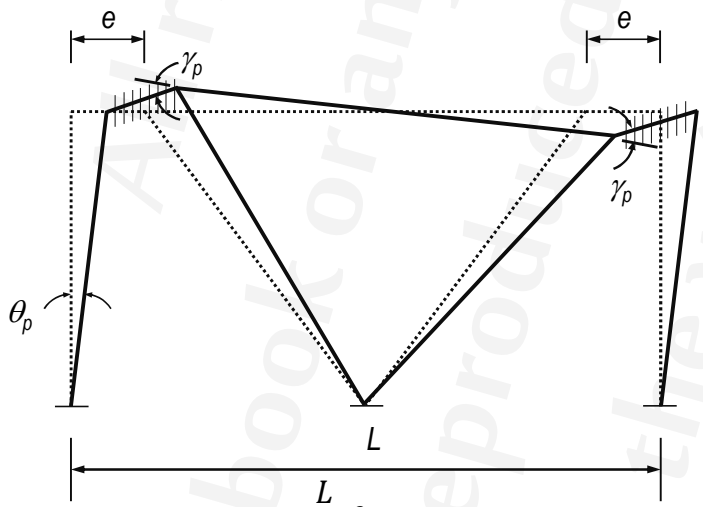
All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۳۱۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



دوران خمیری تیر پیوند تنها به هندسه آنها بستگی دارد و به نوع مکانیزم برشی یا خمشی ربطی ندارد.

در مهاربندهای واگرا کاهش دوران مورد نیاز تیر پیوند با تغییرمکان یکسان یک مزیت به حساب می‌آید.

$$\gamma_p = \frac{L}{2e}\theta_p$$

$$\theta_p \approx \Delta_p / h$$

where h = story height

صفحه ۳۲۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیهٔ خارج از آن γ_p ، که باید براساس تغییرمکان جانبی نسبی غیرخطی طبقه، محاسبه شود، نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد:

۰/۰۸ رادیان برای رفتار برشی $e \le 1.6\dfrac{M_p}{V_p}$

۰/۰۲ رادیان برای رفتار خمشی $e \ge 2.6\dfrac{M_p}{V_p}$

در حالتی که اندرکنش بین خمش و برش وجود دارد از یک درون یابی خطی استفاده شود.

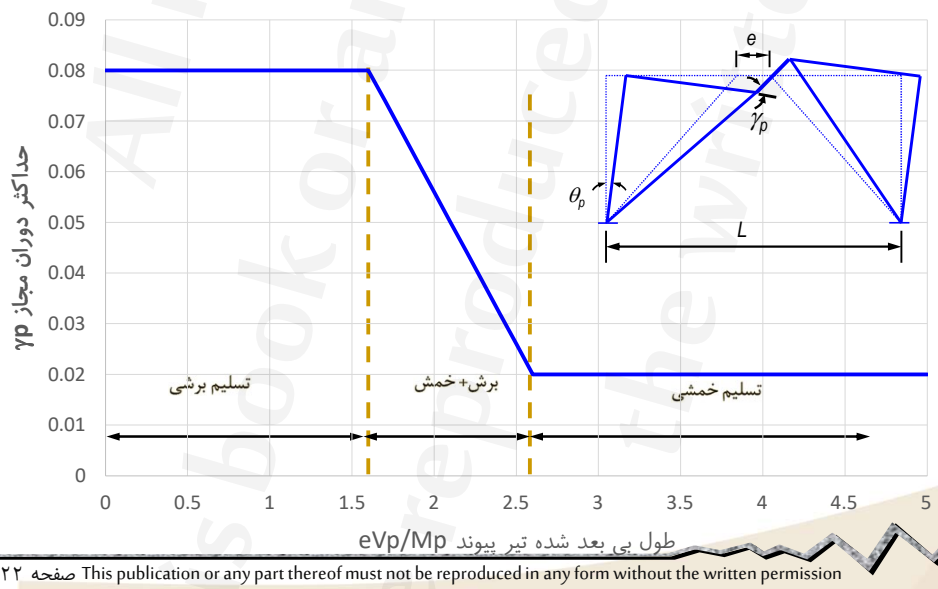
$$1.6\frac{M_p}{V_p} \le e \le 2.6\frac{M_p}{V_p} \quad \Rightarrow \quad \gamma_p \le 0.04\left(4.4 - 1.5e\frac{V_p}{M_p}\right)^{rad}$$

* مقدار دوران بایستی برای جابجایی واقعی سازه تعیین شود و نه جابجایی حاصل از تحلیل خطی.

$$\Delta = C_d \times \Delta_E \qquad (C_d = 4 \text{ for EBF})$$

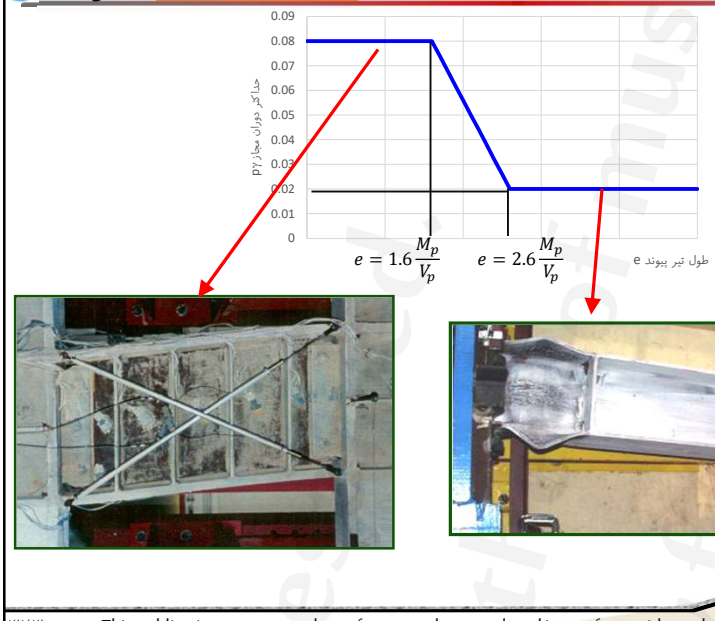
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



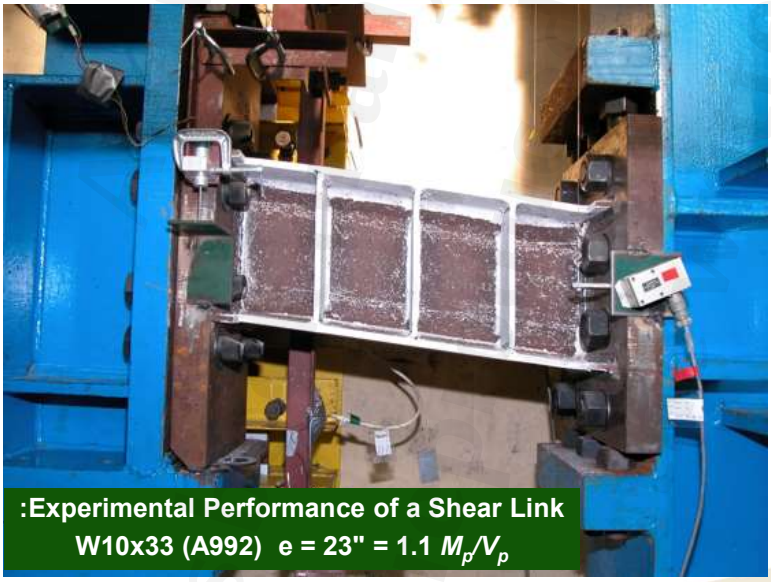
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



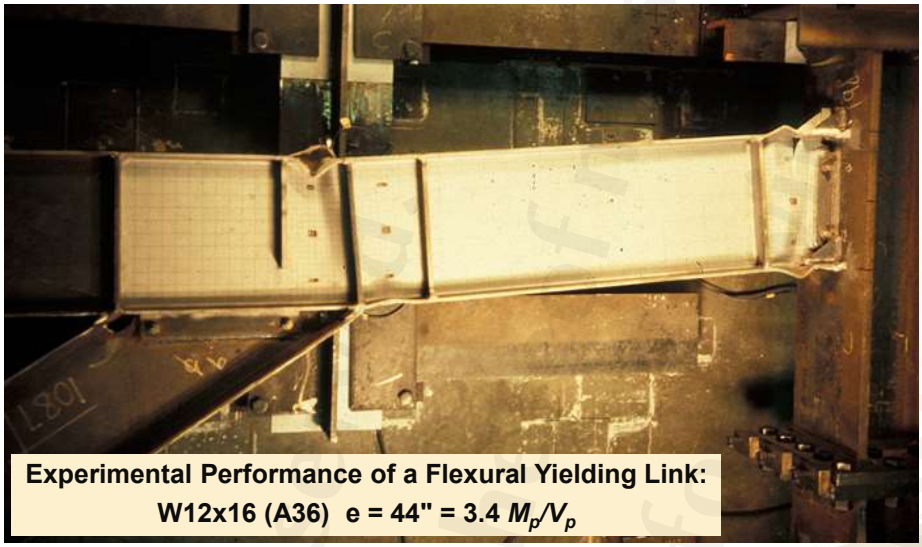
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



Experimental Performance of a Flexural Yielding Link:
W12x16 (A36) e = 44" = 3.4 M_p/V_p

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

آیا برنامه ETABS کنترل دوران بین تیر پیوند و تیر خارج از تیر پیوند را انجام می‌دهد؟

بله. بعد از طراحی با کلیک راست روی تیر پیوند (یا تیر خارج از تیر پیوند) و انتخاب گزینه Details، مقدار دوران تیر پیوند و مقدار حد مجاز آن نمایش داده می‌شود. در صورت بیشتر شدن مقدار دوران، پیام خطایی صادر می‌شود.

دوران موجود — ترکیب بار — Link Beam Rotation Information — طول تیر پیوند

Link Rotation	Load Combo	Limit Rotation	Bay Length (cm)	Link Length (cm)
0.001	DStlS9	0.073	500	70

دوران مجاز — طول دهانه مهاربندی شده

```
DStlS12      173.600    3.523(T) =   0.925 +   2.598 +   0.000     0.798     0.000
DStlS12      215.000    4.276(T) =   0.925 +   3.351 +   0.000     0.843     0.000
DStlS12      215.000 Link Rotaion is too high
DStlS12      250.000 Link Rotaion is too high
DStlS12      285.000 Link Rotaion is too high
```

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

تنظیمات خاص برنامه ETABS برای کنترل دوران بین تیر پیوند و تیر خارج از تیر پیوند چیست؟

۱) تنظیم نوع قاب

۲) ضریب اهمیت

۳) ضریب بزرگنمایی جابجایی

Steel Frame Design Preferences for AISC 360-16

	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-16
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	EBF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	0
08	Design System R	8
09	Design System Omega0	3
10	Design System Cd	4
	Design Provisions	LRFD

The story drift is calculated as

$$\Delta = \frac{\Delta_s C_d}{I}$$

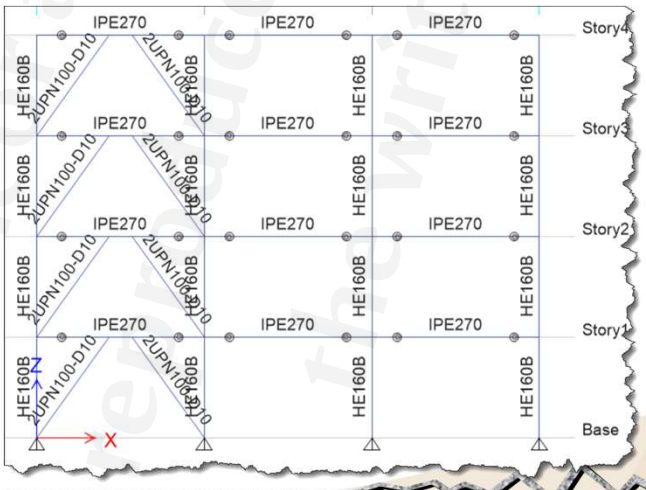
where Cd is a System Deflection Amplification Factor and I is the system Importance Factor.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال) قاب چهارطبقه زیر را در نظر بگیرید. مقطع تمام تیرها IPE270 است. تحت ترکیب‌بار Comb1 بصورت زیر، دوران تیر پیوند را در نرم افزار کنترل و بصورت دستی بررسی نمایید. سازه بصورت دو بعدی مدلسازی شده است.

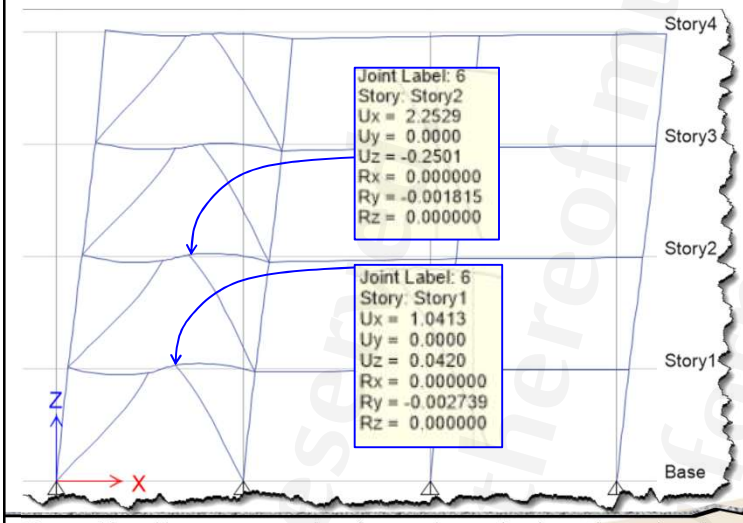
Comb1: 1.2D+1.0L+Ex



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

از مسیر Display menu > Deformed Shape جابجایی قاب تحت ترکیب بار Comb1 مشاهده شود. در اینجا کنترل دوران فقط برای طبقه دوم انجام می‌شود.



$$\Delta_2 = \frac{(\Delta_{s2} - \Delta_{s1})C_d}{I}$$

$$\Delta_2 = \frac{(2.25 - 1.04)4.0}{1}$$

$$= 4.84\ cm$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برای IPE270 داریم:

$$M_p = ZF_y = 484\ \text{cm}^3 \times 2400\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 10^{-3} = 1161.6^{t-cm}$$

$$V_p = 0.6F_y(d - 2t_f)\ t_w$$

$$= 0.6 \times 2400\frac{kg}{cm^2} \times (27 - 2 \times 1.02) \times 0.66 \times 10^{-3} = 23.7^{t}$$

$$e = 70\ cm \leq 1.6\frac{M_p}{V_p} = 1.6 \times \frac{1161.6^{t-cm}}{23.7^{t}} = 78.4\ cm$$

$$\gamma_p = \frac{L}{e}\theta_p = \frac{500}{70} \times \frac{4.84}{300} = 0.115$$

چیزی که برنامه گزارش داده است:

Link Beam Rotation Information

Link Rotation	Load Combo	Limit Rotation	Bay Length (cm)	Link Length (cm)
0.106	Comb1	0.08	500	70

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

- همانطور که دیده شد، ETABS مقدار دوران تیر پیوند را حدود ۱۰٪ کمتر برآورد می‌کند. پیشنهاد می‌شود، برای پوشش این خطا، مقدار C_d معرفی شده به برنامه ۱۰٪ افزایش داده شود.

- آیا کاهش سختی در روش مستقیم، باید در تعیین دوران تیر پیوند بکار گرفته شود؟

11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	No Modification
15	Add Notional load cases into seismic combos?	No

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سخت کننده‌های تیر پیوند

تیرهای پیوند باید با سخت کننده در محل اتصال انتهای مهاربند به تیر و نیز تعدادی سخت کننده میانی در طول تیر پیوند تقویت شوند. مشخصات این سخت کننده‌ها باید براساس ضوابط بندهای زیر در نظر گرفته شوند:

سخت کننده‌های تیرهای پیوند با مقطع I شکل

تیرهای پیوند باید با سخت کننده در محل اتصال انتهای مهاربند به تیر تقویت شوند. این سخت کننده‌ها باید به صورت یک جفت در دو طرف جان و در تمام ارتفاع آن تعبیه گردند. پهنای هریک از این سخت کننده‌ها نباید از $(b_f-2t_w)/2$ و ضخامت آنها نباید از $0.75t_w$ یا ۱۰ میلیمتر (هرکدام بزرگتر باشد)، کمتر انتخاب شود که در آن، b_f پهنای بال تیر پیوند و t_w ضخامت جان مقطع تیر پیوند است.

در شرایط زیر تیر پیوند باید دارای سخت کننده‌های میانی نیز باشد:

۱- در مواردی که طول تیر پیوند کوچکتر یا مساوی $1.6M_p/V_p$ باشد. در اینگونه موارد فاصلهٔ سخت کننده‌های میانی نباید بیشتر از $30t_w-d/5$ برای تیرهای پیوند با زاویهٔ دوران 0.08 رادیان و $52t_w-d/5$ برای تیرهای پیوند با زاویهٔ دوران 0.02 رادیان در نظر گرفته شود. برای تعیین فاصله سخت‌کننده‌های میانی در تیرهای پیوند با زاویهٔ دوران بین دو مقدار 0.02 و 0.08 رادیان می‌توان از درونیابی خطی استفاده نمود.

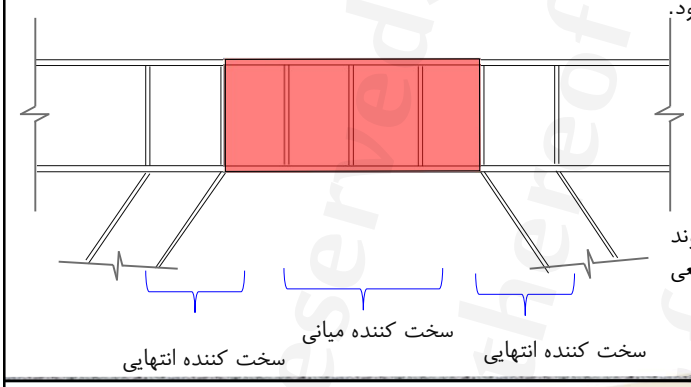
۲- در مواردی که طول تیر پیوند در محدودهٔ $2.6M_p/V_p \le e \le 5M_p/V_p$ باشد، تعبیهٔ یک سخت کننده میانی به فاصله $1.5b_f$ در هر یک از دو انتهای تیر پیوند الزامی است. در مواردی که طول تیر پیوند بزرگتر از $5M_p/V_p$ باشد، تعبیهٔ سخت کننده‌های میانی در طول تیر پیوند الزامی نیست.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

۳- در مواردی که طول تیر پیوند در محدودهٔ $1.6M_p/V_p \le e \le 2.6M_p/V_p$ باشد، تیر پیوند باید دارای سخت کننده‌های میانی باشد. در اینگونه موارد سخت کننده‌های میانی باید الزامات هر دو شرط (۱) و (۲) در فوق را تأمین نمایند.

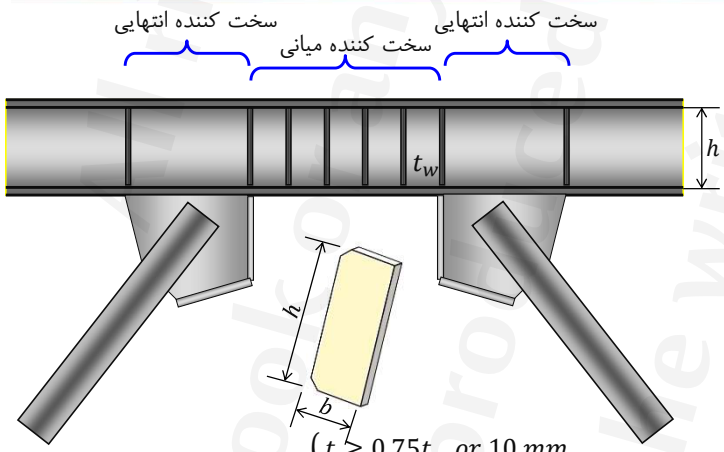
۴- سخت‌کننده‌های موردنیاز برای شرایط (۱) تا (۳) در فوق، باید در تمام ارتفاع تیر پیوند تعبیه شوند. این سختکننده‌ها در تیرهای با ارتفاع ۶۵۰ میلیمتر و بیشتر باید به صورت جفت و در دو سمت جان تعبیه شوند. در تیرهای با ارتفاع کمتر از ۶۵۰ میلیمتر می‌توان این سخت کننده‌ها را به صورت تکی و در یک سمت جان تیر پیوند تعبیه نمود. پهنای هریک از سخت کننده‌های میانی نباید از $(b_f-2t_w)/2$ و ضخامت آنها نباید از t_w یا ۱۰ میلیمتر (هرکدام بزرگتر باشد)، کمتر انتخاب شود.



قرار دادن سخت کننده‌های جان تیر پیوند به سبب جلوگیری از کمانش های موضعی تیر پیوند است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

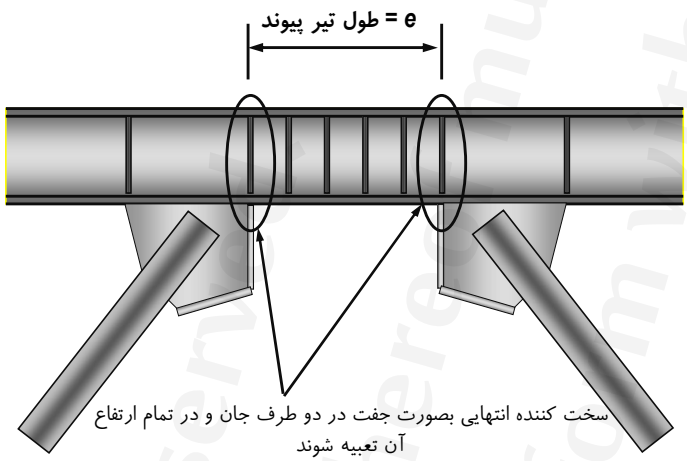


برای سخت کننده انتهایی $\begin{cases} t \ge 0.75t_w \text{ or } 10\ mm \\ b \ge (b_f - 2t_w)/2 \end{cases}$

برای سخت کننده میانی $\begin{cases} t \ge t_w \text{ or } 10\ mm \\ b \ge (b_f - 2t_w)/2 \end{cases}$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



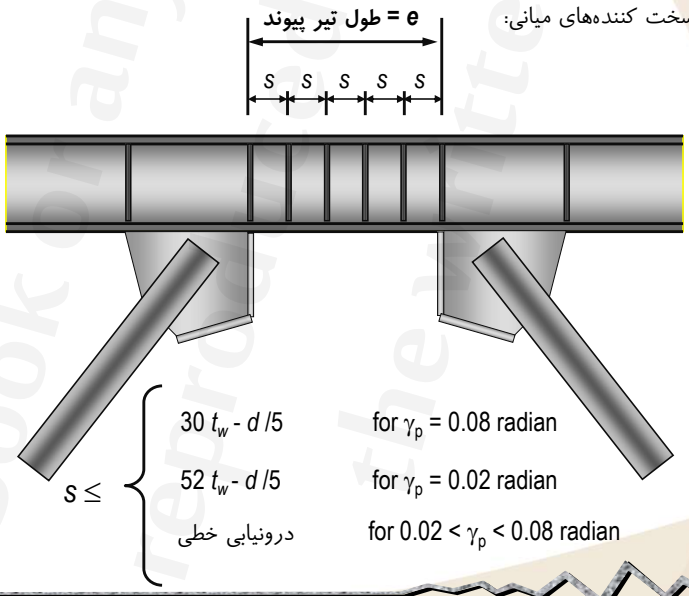
صفحه ۳۳۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) سخت کننده‌های میانی:

$e \le 1.6\, M_p / V_p$

جاری شدن تیر پیوند در برش



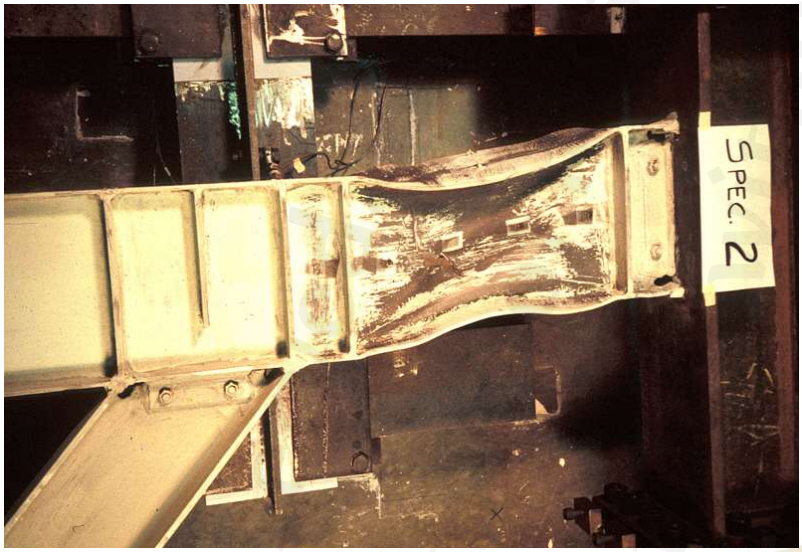
t_w = link web thickness

d = link depth

$$s \le \begin{cases} 30\, t_w - d/5 & \text{for } \gamma_p = 0.08 \text{ radian} \\ 52\, t_w - d/5 & \text{for } \gamma_p = 0.02 \text{ radian} \\ \text{درونیابی خطی} & \text{for } 0.02 < \gamma_p < 0.08 \text{ radian} \end{cases}$$

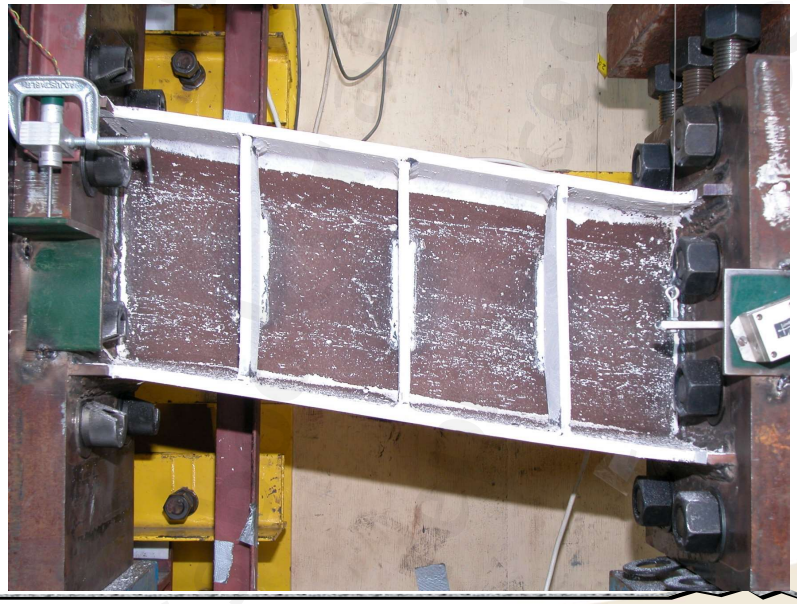
صفحه ۳۳۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۳۳۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۳۳۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

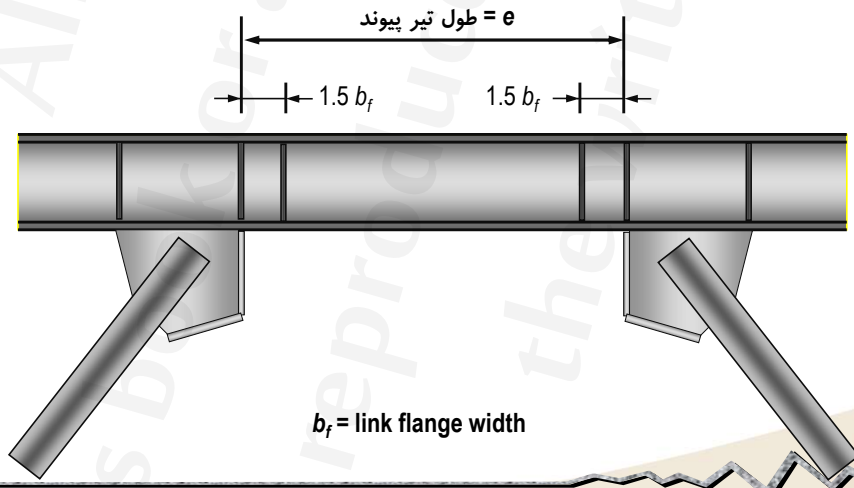
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۳۳۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$2.6\ M_p / V_p \le e \le 5\ M_p / V_p$

جاری شدن خمشی تیر پیوند



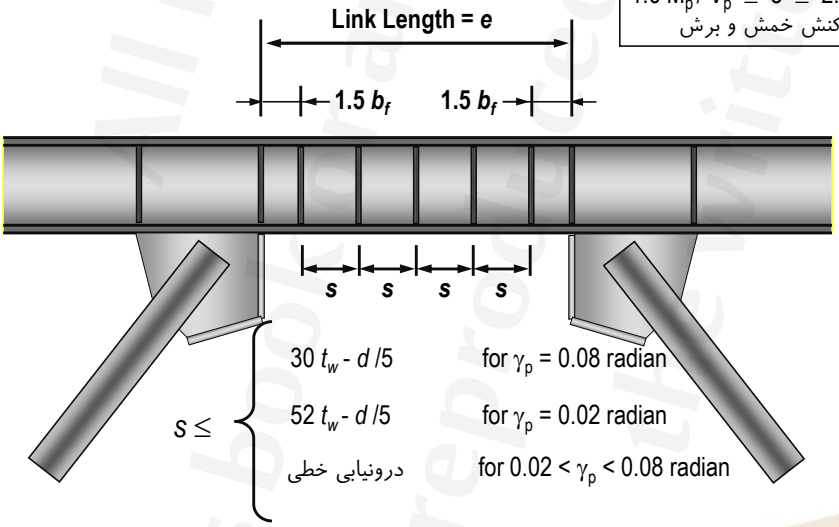
صفحه ۳۴۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

صفحه ۳۴۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

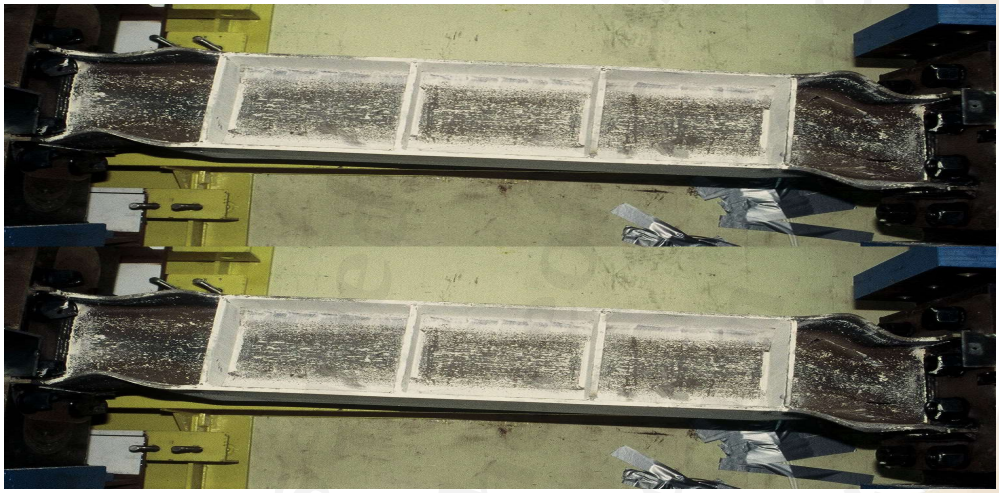
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$1.6\ M_p / V_p \le e \le 2.6\ M_p / V_p$
اندرکنش خمش و برش



صفحه ۳۴۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

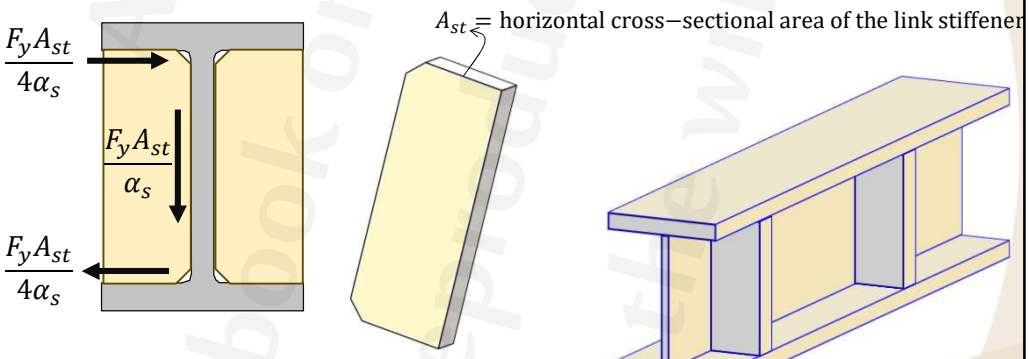


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصال سخت کننده‌ها به بال و جان تیر پیوند | شکل

اتصال سخت کننده‌ها به بال و جان تیر پیوند باید توسط جوش گوشه برقرار شود. نیروی مورد نیاز طراحی جوش سخت کننده به بال و جان در شکل زیر نشان داده شده است.



α_s is the LRFD-ASD force level adjustment factor = 1.0 for LRFD and 1.5 for ASD.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سخت کننده‌های تیرهای پیوند با مقطع قوطی شکل

تیرهای پیوند با مقطع قوطی شکل باید با سخت کننده در محل اتصال انتهای مهاربندی به تیر تقویت شوند. این سخت کننده‌ها باید در یک سمت هر یک از جان‌ها و در تمام ارتفاع آن تعبیه گردند و اتصال آنها به هریک از جان‌ها از داخل یا خارج مقطع قوطی شکل مجاز است. پهنای هریک از این سخت کننده‌ها نباید از b/2 و ضخامت آنها نباید از $0.75t_w$ یا ۱۲ میلیمتر (هرکدام بزرگتر باشد)، کمتر انتخاب شود که در آن، b پهنای داخلی بال مقطع تیر پیوند و t_w ضخامت هریک از جان‌های مقطع تیر پیوند است.

در شرایط زیر تیر پیوند با مقطع قوطی شکل باید دارای سخت کننده‌های میانی نیز باشد:

۱- در مواردی که طول تیر پیوند کوچکتر یا مساوی $1.6M_p/V_p$ بوده و جان‌ها دارای نسبت ارتفاع به ضخامت (h/t_w) بزرگتر یا مساوی $0.67\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ باشند. در اینگونه موارد فاصلهٔ سخت کننده‌های میانی نباید بیشتر از $20t_w-0.125(d-2t_f)$ در نظر گرفته شود.

۲- در مواردی که طول تیر پیوند کوچکتر یا مساوی $1.6M_p/V_p$ بوده و جان‌ها دارای نسبت ارتفاع به ضخامت (h/t_w) کوچکتر از $0.67\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ باشند، تعبیهٔ سخت کننده‌های میانی در طول تیر پیوند الزامی نیست.

۳- در مواردی که طول تیر پیوند بزرگتر از $1.6M_p/V_p$ باشد، تعبیهٔ سخت کننده‌های میانی در طول تیر پیوند الزامی نیست.

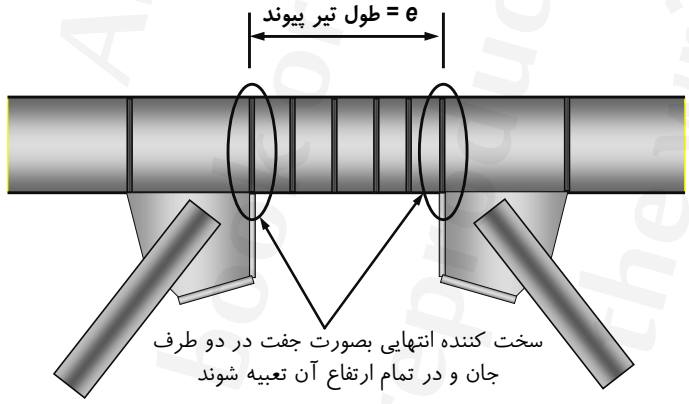
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

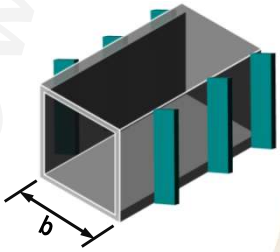
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

سخت کننده‌های میانی باید در تمام ارتفاع جان تیر پیوند تعبیه شوند و اتصال آنها به هریک از جان‌ها از داخل یا خارج مقطع قوطی شکل مجاز است. اتصال سخت کننده‌های انتهایی و میانی داخلی به بال‌های مقطع قوطی شکل الزامی نبوده و باید از طریق جوش به جان‌های مقطع تیر پیوند انجام شود ولی اتصال سخت کننده‌های انتهایی و میانی خارجی به بال‌های مقطع قوطی شکل الزامی است.

بنابراین به طور خلاصه، داریم:

الف) سخت کننده‌های انتهایی:





 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ب) سخت کننده‌های میانی:

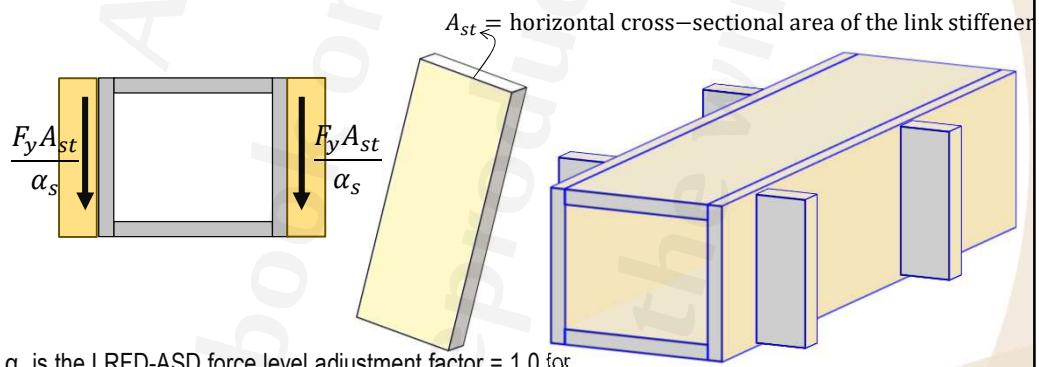
$$e < 1.6\frac{M_p}{V_p} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \dfrac{h}{t_w} \geq 0.67\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} & \Rightarrow \quad s \leq \left(20t_w - \dfrac{1}{8}(d - 2t_f)\right) \\ \dfrac{h}{t_w} < 0.67\sqrt{\dfrac{E}{R_y F_y}} & \Rightarrow \quad \text{No intermediate web stiffeners are required.} \end{cases}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصال سخت کننده‌ها به بال و جان تیر پیوند قوطی شکل

اتصال سخت کننده‌ها به جان تیر پیوند باید توسط جوش گوشه برقرار شود. نیروی مورد نیاز طراحی جوش سخت کننده به بال در شکل زیر نشان داده شده است.



α_s is the LRFD-ASD force level adjustment factor = 1.0 for LRFD and 1.5 for ASD.

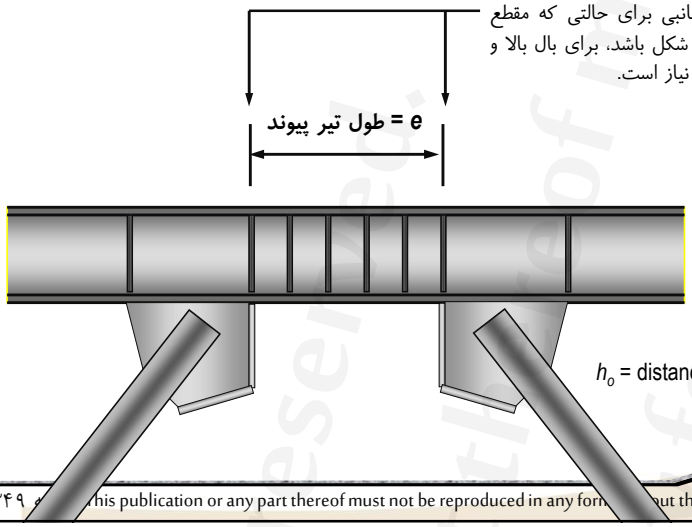
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مهار جانبی تیر پیوند

در دو انتهای تیر پیوند میانی و انتهای منتهی به مهاربند تیر پیوند کناری با مقطع I شکل در بال‌های فوقانی و تحتانی باید مهارهای جانبی تعبیه شود. مهارهای جانبی باید دارای مقاومت موجود و سختی کافی مطابق ضوابطی که در بند ۱۰-۳-۲-۸-۳ برای مکان‌های مورد انتظار مفصل پلاستیک الزام شده است، باشند.

مهارهای جانبی برای حالتی که مقطع تیر پیوند I شکل باشد، برای بال بالا و پایین مورد نیاز است.



نیروی طراحی مهار جانبی

$$P_b = 0.06\frac{[R_yF_yZ]_{Link}}{\alpha_s h_o}$$

h_o = distance between link flange centroids

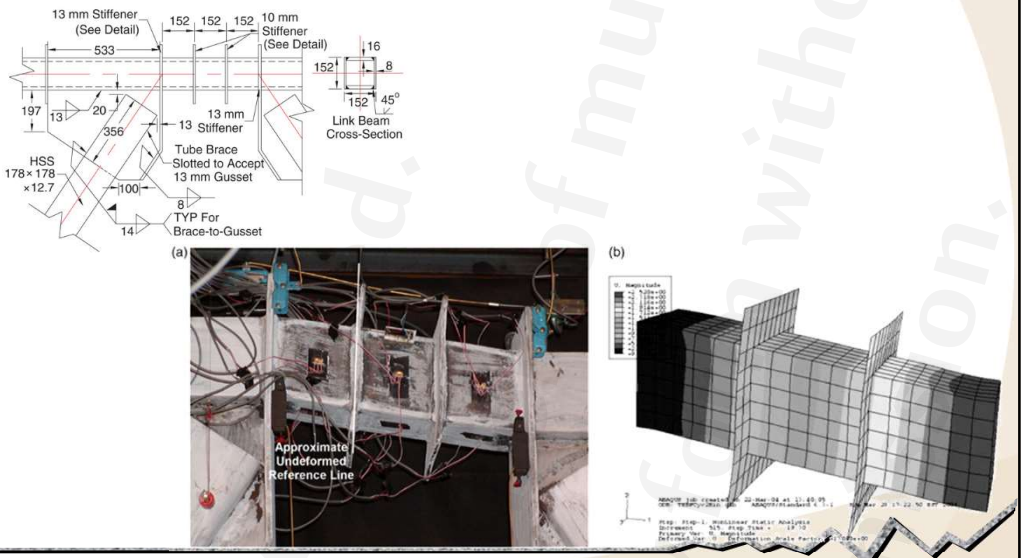
This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در صورت استفاده از تیر پیوند با مقطع باکس، نیازی به مهار جانبی نیست (Berman and Bruneau, 2007).



WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مهاربندها، ستون‌ها و تیرهای خارج از ناحیهٔ تیر پیوند

در قاب‌های مهاربندی شده واگرا مقاومت موردنیاز اعضای مهاربندی و اتصالات آنها، ستون‌ها و تیرهای خارج از ناحیهٔ تیر پیوند باید براساس نیروی زلزلهٔ محدود به ظرفیت (E_{cl}) که در تیرهای پیوند ایجاد می‌گردد، تعیین شوند. برای این منظور این مقاومت‌های موردنیاز باید براساس تحلیلی که تحت اثر بارهای ثقلی (با ضرایبی که در حضور نیروی زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند) و اثرات لرزه‌ای که موجب ایجاد برشی برابر $1.25R_yV_n/\alpha_s$ در تیرهای پیوند با مقطع I شکل و $1.4R_yV_n/\alpha_s$ در تیرهای پیوند با مقطع قوطی شکل و نیروهای نظیر آنها در دو انتهای تیر پیوند می‌شود، با رعایت استثناهای زیر، تعیین شود؛ که در آن V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق ضوابط بخش ۱۰-۳-۴-۳-۵-۲-ب، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر پیوند و α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

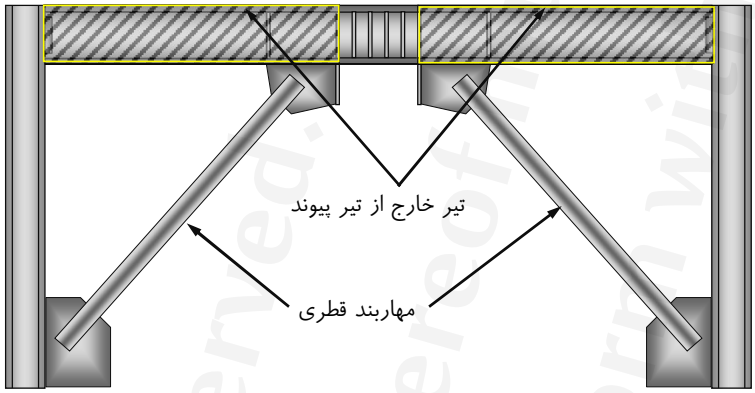
استثناها:

۱- در طراحی تیرهای خارج از ناحیهٔ تیر پیوند می‌توان اثرات لرزه‌ای ناشی از نیروی برشی و لنگر خمشی مذکور را با ضریب 0.88 کاهش داد.

۲- در تحلیل مذکور می‌توان از لنگرهای خمشی ناشی از تغییرمکان جانبی نسبی طبقه صرفنظر نمود. درصورتیکه ستون در فاصلهٔ بین دو انتهای خود تحت اثر نیروی جانبی قرار بگیرد، در تعیین مقاومت‌های موردنیاز مذکور باید آثار لنگر خمشی ناشی از این نیروی جانبی در نظر گرفته شود.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

هدف اصلی از این بند، آن است که بقیه اجزای قاب از جمله تیر خارج از تیر پیوند و مهاربندها در محدوده ارتجاعی بمانند.



The required strength of diagonal braces and their connections, beams outside links, and columns shall be determined using the capacity-limited seismic load effect.

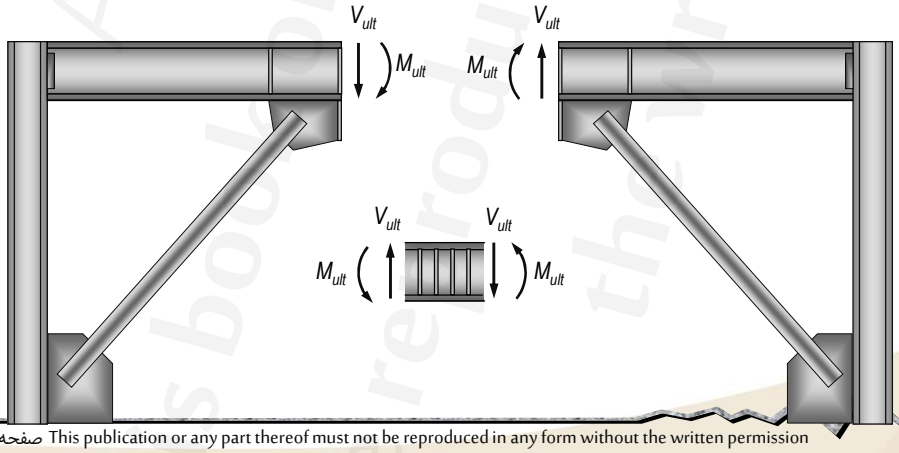
صفحه ۳۵۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بنابراین به طور خلاصه برای طراحی تیرخارج از تیر پیوند، با حذف تیر پیوند، ظرفیت‌های آن را قرار داده و نیرویی که به بقیه اجزا وارد می‌شود، را ملاک طراحی آنها قرار می‌دهیم.

for I-Shaped Sections Take $V_{ult} = 1.25\ R_y\ V_n$

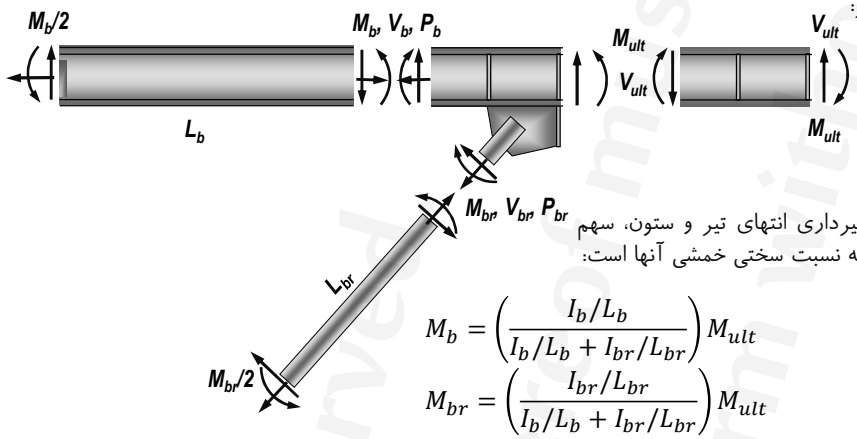
for Box Sections Take $V_{ult} = 1.4\ R_y\ V_n$



صفحه ۳۵۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

با توجه به برش زیر:



در صورت فرض گیرداری انتهای تیر و ستون، سهم لنگر تیر و مهاربند به نسبت سختی خمشی آنها است:

$$M_b = \left(\frac{I_b/L_b}{I_b/L_b + I_{br}/L_{br}}\right) M_{ult}$$

$$M_{br} = \left(\frac{I_{br}/L_{br}}{I_b/L_b + I_{br}/L_{br}}\right) M_{ult}$$

با نوشتن معادله تعادل برای تیر خارج از تیر پیوند و با توجه به اینکه یک دوم لنگر به گره دور منتقل می‌شود، داریم:

$$V_b = \frac{1.5M_{ult}}{L_b}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

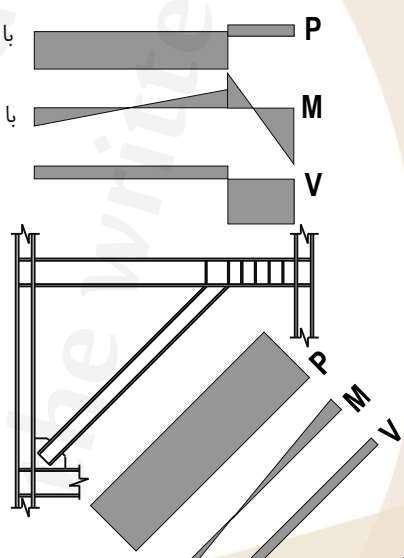
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

با نوشتن معادله تعادل قائم نیرو در گره اتصال

$$P_{br} = \frac{V_{ult} + V_b}{\sin\theta}$$

با نوشتن معادله تعادل افقی نیرو در گره اتصال

$$P_b = P_{br}\cos\theta = \frac{V_{ult} + V_b}{\tan\theta}$$



* معمولاً انتهای مهاربند بصورت گیردار در نظر گرفته می‌شود.

for I-Shaped Sections Take $V_{ult} = 1.25\, R_y\, V_n$

for Box Sections Take $V_{ult} = 1.4\, R_y\, V_n$

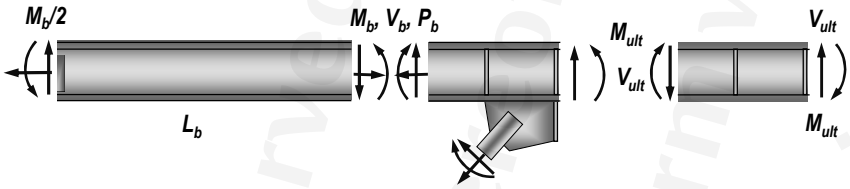
V_n = link nominal shear strength = lesser of V_p or $2\, M_p / e$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برای تیر خارج از تیر پیوند، نیروی ظرفیتی بدست آمده از ظرفیت تیر پیوند را می‌توان در 0.88 ضرب نمود.

- در محاسبات طراحی ظرفیتی اجزای خارج از تیر پیوند، می‌توان از خمش ایجاد شده ناشی از جابجایی نسبی قاب صرف نظر کرد.



$$M_b = 0.88\left(\frac{I_b/L_b}{I_b/L_b + I_{br}/L_{br}}\right)M_{ult}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

برنامه ETABS طراحی ظرفیتی مهاربندها، ستون‌ها و تیرهای خارج از تیر پیوند را انجام می‌دهد؟

بله. برنامه طراحی این اجزا را با بزرگنمایی نیروهای داخلی این اجزا، در نسبت ظرفیت مورد انتظار به نیروی طراحی تیر پیوند، طراحی می‌کند.

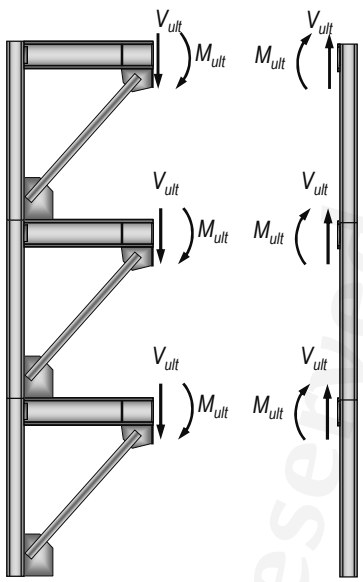
The brace strength is checked the brace forces corresponding to the amplified controlling link beam nominal shear strength $1.25R_yV_n$ for I-Shapes and $1.4R_yV_n$ for Box shapes (AISC 341-16 F3.3). The controlling link beam nominal shear strengths are obtained by the process described earlier (AISC 341-16 F3.5b(1))

For load combinations including seismic effects, a load Q1 is substituted for the term E, where Q1 is defined as axial forces and moments generated by at least 1.25 R_yV_n for I-Shapes and 1.4 R_yV_n for Box shapes, where V_n is the nominal shear strength of the link beam (AISC 341-16 15.6a).

(AISC 341-Part I 15.6a, 15.2b: 1.25 * Q1 replaces E, Q1 leads to link shear of Ry*Vn)

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



* ستون‌ها را بایستی برای حداکثر نیروی ایجاد شده مورد انتظار توسط تیرهای پیوند طراحی نمود:

for I-Shaped Sections Take $V_{ult} = 1.25\ R_y\ V_n$

for Box Sections Take $V_{ult} = 1.4\ R_y\ V_n$

V_n = link nominal shear strength = lesser of V_p or $2\ M_p / e$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

جوش‌های بحرانی لرزه‌ای

در قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرا جوش‌های زیر به عنوان جوش بحرانی لرزه‌ای محسوب می‌شوند و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱-۶-ب را برآورده نمایند:

الف) جوش شیاری در وصله‌های ستون

ب) جوش‌های اتصال ستون به کف ستون.

استثناء: درصورتیکه آزمایش‌ها یا تحلیل‌ها نشان دهند که امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون یا در نزدیکی آن وجود ندارد و ضمناً تحت اثر ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته در پای ستون برکنش محتمل نیست، جوش‌های این اتصال می‌توانند بحرانی لرزه‌ای محسوب نشوند.

پ) جوش‌های اتصال تیر به ستون که الزامات بخش ۱۰-۳-۴-۳-۶-۲ بند (پ) را تأمین می‌کنند.

ت) جوش‌های اتصال بال‌ها و جان تیر پیوند به ستون برای تیرهای پیوند متصل به ستون

ث) جوش‌های اتصال جان تیر پیوند ساخته شده از ورق به بال‌ها

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصالات تیرهای خارج از ناحیهٔ پیوند به ستون

اتصالات تیرهای خارج از ناحیهٔ تیر پیوند به ستون باید دارای شرایط زیر باشند.

در قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرا اگر اتصال ورق گاست (ورق اتصال) هم به تیر و هم به ستون صورت گیرد، در این صورت اتصال تیر به ستون باید مطابق یکی از حالت‌های زیر باشد

الف) پیکربندی اتصال مطابق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱-۲ به صورت یک اتصال ساده (مفصلی) باشد به نحوی‌که حداقل 0.025 رادیان قابلیت دوران داشته باشد.

ب) پیکربندی اتصال به صورت یک اتصال گیردار باشد و مقاومت خمشی موردنیاز اتصال که باید همراه با مقاومت‌های موردنیاز اتصال مهاربندها در نظر گرفته شود، حداقل برابر کوچکترین دو مقدار زیر باشد:

۱- حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار تیر برابر $1.1R_yM_p/\alpha_s$ است، که در آن M_p برابر لنگر پلاستیک مقطع تیر، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

۲- مجموع حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار ستون‌های بالا و پایین اتصال برابر $1.1(\Sigma R_yF_yZ)/\alpha_s$ است که در آن Z برابر اساس مقطع پلاستیک مقطع ستون، R_y برابر نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، F_y برابر تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

پ) اتصال تیر به ستون به صورت یک اتصال صلب خمشی مطابق الزامات اتصالات گیردار در قاب‌های خمشی معمولی طراحی شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصال اعضای مهاربندی

در قاب‌های مهاربندی شده واگرا اتصالات اعضای مهاربندی باید دارای شرایط زیر باشند:

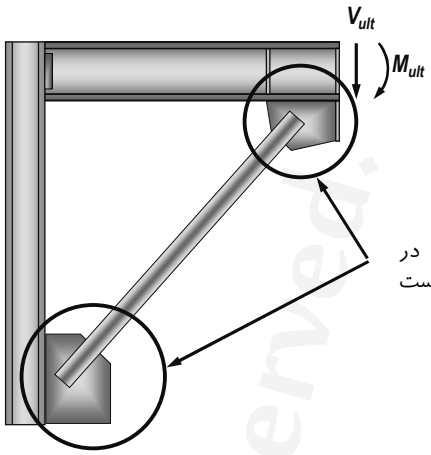
۱- درصورتیکه تیر پیوند به ستون متصل نباشد، اتصالات اعضای مهاربندی می‌توانند به صورت مفصلی یا گیردار طراحی شوند.

۲- درصورتیکه تیر پیوند به ستون متصل باشد، اتصالات اعضای مهاربندی باید به صورت صلب (گیردار کامل) طراحی شوند.

در هر دو حالت فوق مقاومت‌های موردنیاز اتصالات اعضای مهاربندی می‌تواند براساس بزرگترین مقدار از بین نیروهای حاصل از ترکیبات بارگذاری متعارف و نیروهای حاصل از الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۳ (الزامات طراحی ظرفیتی اجزای خارج از تیر پیوند) در نظر گرفته شود. اگر اتصال اعضای مهاربندی از نوع پیچی و با سوراخ‌های بزرگ شده باشد، در این صورت مقاومت موردنیاز مربوط به حالت حدی لغزش بحرانی نباید از نیروهای ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته (Ω_0E) کمتر در نظر گرفته شود.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



* اتصال مهاربند بایستی برای P_{br} و M_{br} بدست آمده در روابط قبل (که از روی ظرفیت مورد انتظار تیر پیوند بدست آمده) طراحی شود.

* نیازی به در نظر گرفتن فاصله 2t نیست.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

اتصالات تیرهای پیوند به ستون

اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید به صورت صلب (گیردار کامل) طراحی شوند.

ب) اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۴-۱ (دوران مجاز تیر پیوند) توانایی دوران غیرالاستیک تیر پیوند را بدون کاهش مقاومت دارا باشند.

پ) مقاومت برشی مورد نیاز اتصال تیر پیوند به ستون باید حداقل برابر R_yV_n/α_s باشد که در آن، V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق الزامات بند ۲-۵-۳-۴-۳-۱۰ب، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد تیر پیوند و α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

ت) مقاومت خمشی موردنیاز اتصال تیر پیوند به ستون باید برابر کوچکترین دو مقدار M_p/α_s و $(eV_n/\alpha_s)/2$ در نظر گرفته شود که در آن M_p لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند، V_n مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۴-۳-۳ و مقدار α_s برابر 1.0 در LRFD و برابر 1.5 در ASD است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

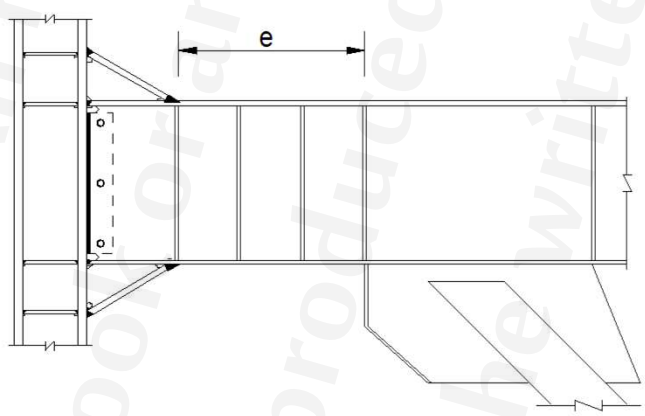
وصلهٔ ستون

وصلهٔ ستون‌ها باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۲ (الزامات عمومی وصله ستون) را تأمین نمایند. وصلهٔ مستقیم ستون‌ها باید با استفاده از جوش شیاری با نفوذ کامل انجام شود. وصلهٔ غیرمستقیم ستون‌ها می‌تواند از نوع جوشی یا پیچی باشد. درهرحال مقاومت خمشی موردنیاز وصله‌های غیرمستقیم نباید از $M_{p\,min}/\alpha_s$ و مقاومت برشی مورد نیاز آنها نباید از $(\Sigma M_p)/(\alpha_s H_s)$ کمتر در نظر گرفته شود، که در آن $M_{p\,min}$ لنگر پلاستیک کوچکترین مقطع وصله شوندهٔ ستون، ΣM_p مجموع لنگرهای پلاستیک دو انتهای ستون در طبقهٔ موردنظر، α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD، H_c ارتفاع خالص ستون (فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و روی دال بتنی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر و در صورت عدم وجود دال بتنی سازهای، فاصلهٔ خالص بین بال تحتانی تیر فوقانی و بال فوقانی تیر تحتانی در طبقهٔ موردنظر)

تبصره: در هرحال مقاومت محوری موجود وصلهٔ هر جزء مقطع ستون (بدون در نظر گرفتن آثار لنگر خمشی)، نباید از $R_yF_yb_it_i/\alpha_s$ کمتر در نظر گرفته شود که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون F_y تنش تسلیم مشخصهٔ فولاد ستون، b_i پهنای جزء ستون کوچکتر وصله شونده، t_i ضخامت جزء ستون کوچکتر وصله شونده و α_s برابر 1.0 در روش LRFD و برابر 1.5 در روش ASD است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



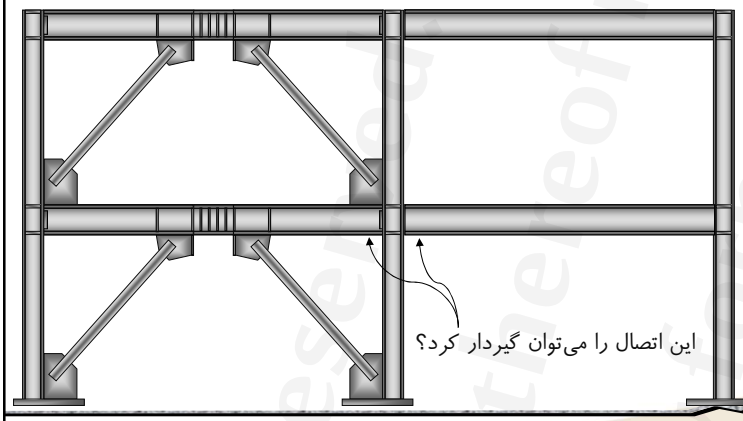
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

❊ اتصال تیر به ستون در حالتی که تیر پیوند در وسط تیر باشد، می‌تواند مفصلی یا گیردار باشد. لیکن در حالت اتصال تیر پیوند به ستون حتماً بایستی اتصال تیر به ستون گیردار باشد.

("pinned" connection)..... R=6-7 per 2800

("moment" connection).... R=7.5 per 2800

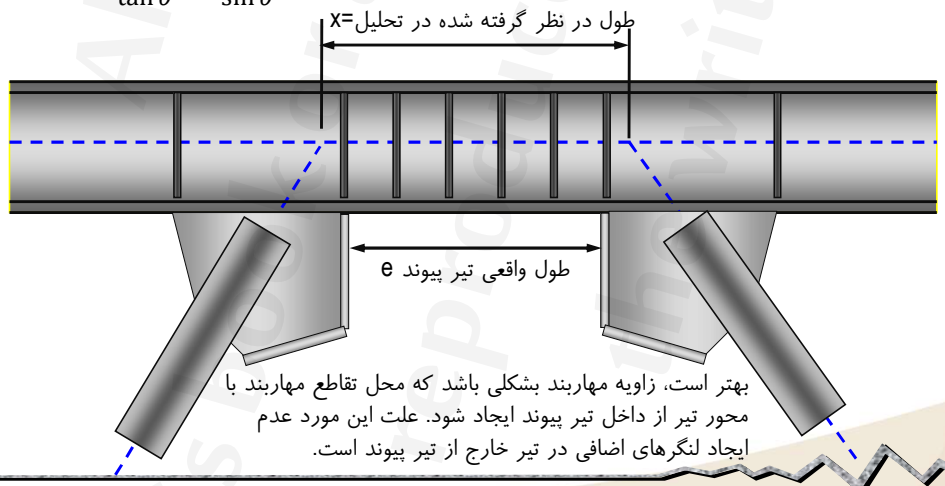


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

❊ در انتهای طراحی، طول در نظر گرفته شده در تحلیل (تقاطع مهاربند با تیر) و طول واقعی تیر پیوند کنترل شود

$$e = x + \frac{d_{beam}}{\tan\theta} - \frac{d_{brace}}{\sin\theta}$$



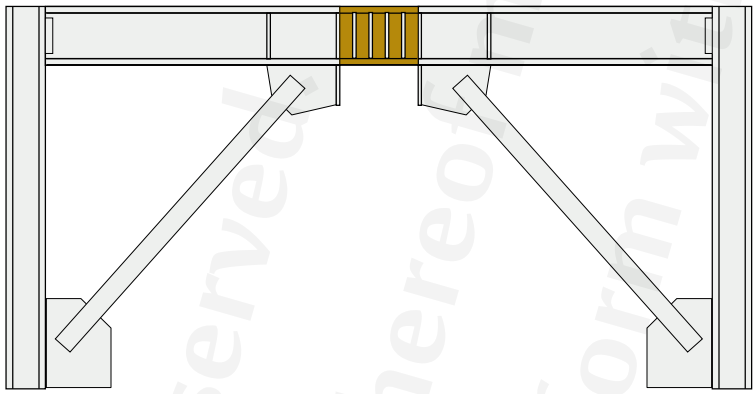
بهتر است، زاویه مهاربند بشکلی باشد که محل تقاطع مهاربند با محور تیر از داخل تیر پیوند ایجاد شود. علت این مورد عدم ایجاد لنگرهای اضافی در تیر خارج از تیر پیوند است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ناحیه حفاظت شده قاب مهاربندی واگرا

در قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرا سرتاسر طول تیر پیوند به عنوان ناحیهٔ حفاظت شده محسوب می‌شود و باید الزامات بند ۱۰-۳-۲-۱۷ (الزامات عمومی ناحیه حفاظت شده) را تأمین نماید

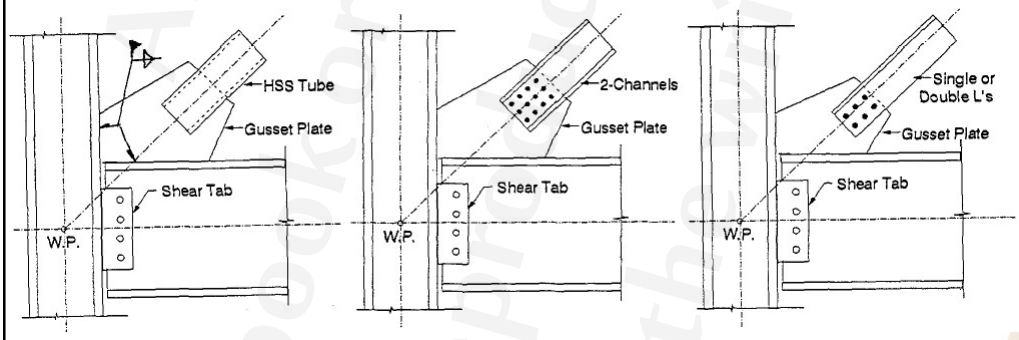


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

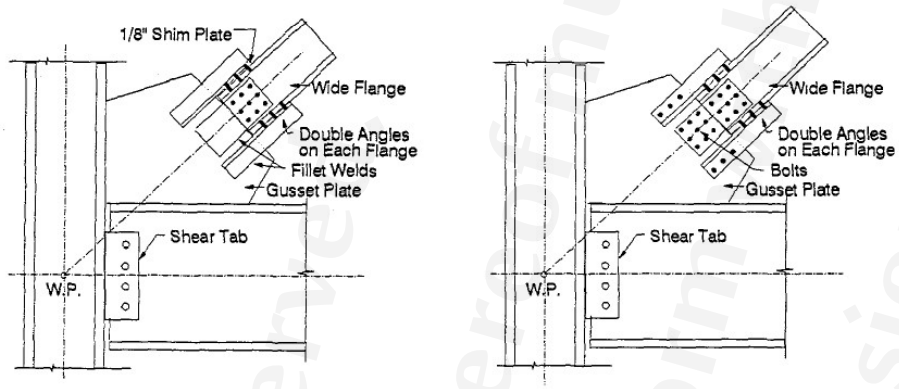
مقدمه‌ای بر رفتار لرزه‌ای اتصالات مهاربندها

نمونه‌هایی از اتصالات گاست پلیت به مهاربند ...



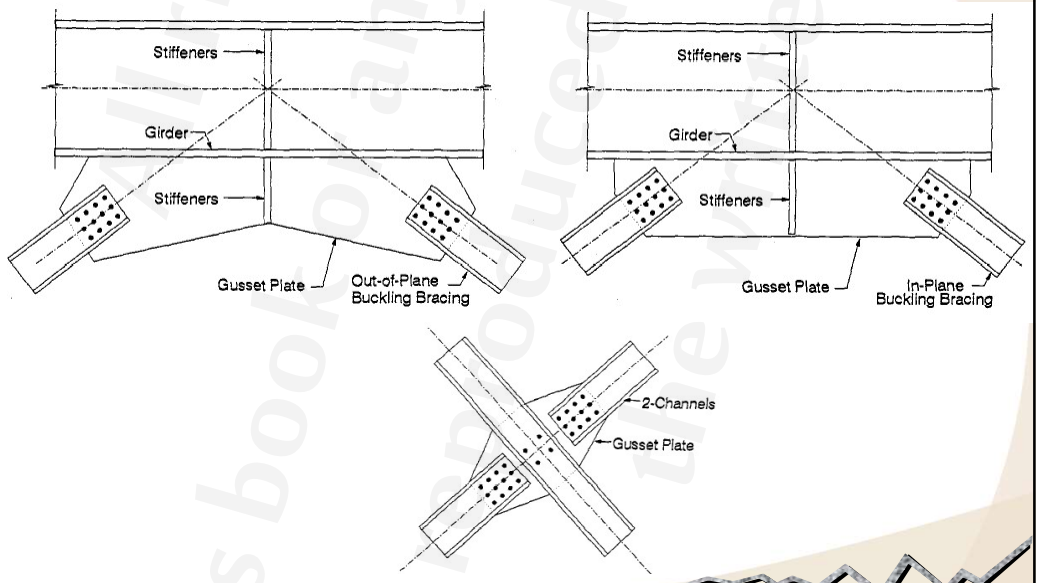
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۳۷۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۳۷۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

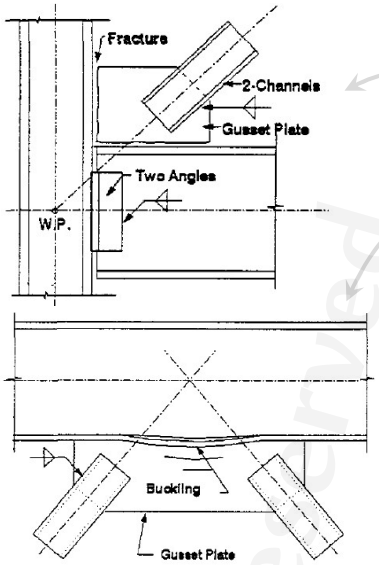
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

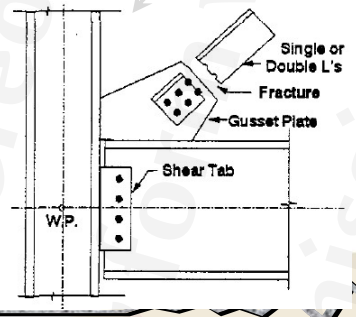
عملکرد گاست پلیت‌ها در زلزله‌های گذشته:

شکست جوش

کمانش ورق اتصال

شکست در مقطع خالص یا مقطع مهاربند





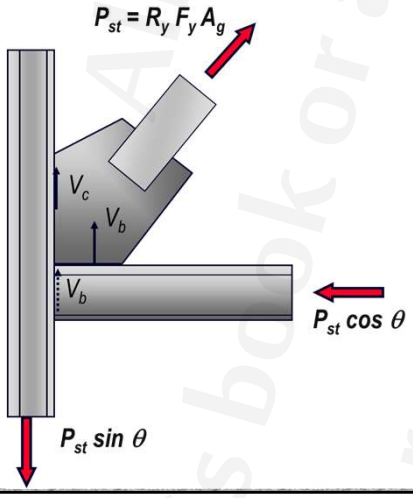
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

طراحی ورق اتصال توسط روش نیروی یکنواخت

Design procedure using the uniform force method

* براساس تحقیقات AISC (Thornton, 1991) روش نیروی یکنواخت دارای دقت بالایی است.

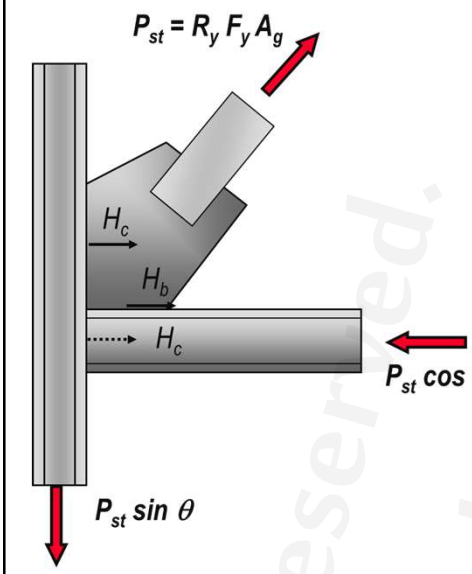


*مطابق شکل روبرو مولفه قائم P_u را میتوان به دو قسمت تقسیم نمود: ۱- V_{uc}: نیرویی که بصورت مستقیم به ستون انتقال می‌یابد. ۲- V_{ub}: نیرویی که بصورت غیر مستقیم و توسط اتصال تیر به ستون منتقل می‌شود.

$$V_c + V_b = P_{st} \sin \theta$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

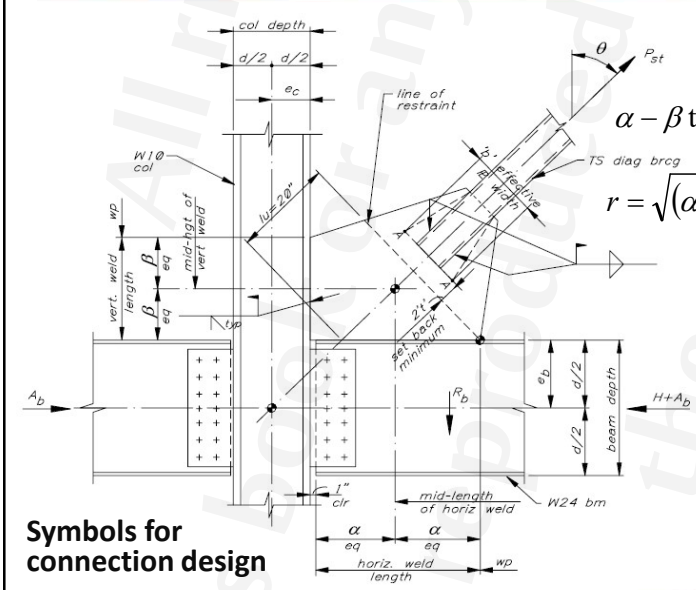


*مطابق شکل روبرو مولفه افقی P_u را میتوان به دو قسمت تقسیم نمود: ۱- H_c: نیرویی که بصورت غیر مستقیم به تیر انتقال می‌یابد. ۲- H_b: نیرویی که بصورت مستقیم به تیر منتقل می‌شود.

* نشریه ۲۶۴ (آیین‌نامه اتصالات در سازه های فولادی) چهار روش برای محاسبه توزیع نیروی مهاربند بین تیر و ستون ارائه نموده است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



Symbols for connection design

*مطابق شکل روبرو داریم:

$$\alpha - \beta \tan\theta = e_b \tan\theta - e_c \qquad (1)$$

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \qquad (2)$$

$$H_b = \left(\frac{\alpha}{r}\right) P \qquad (3)$$

$$V_b = \left(\frac{e_b}{r}\right) P \qquad (4)$$

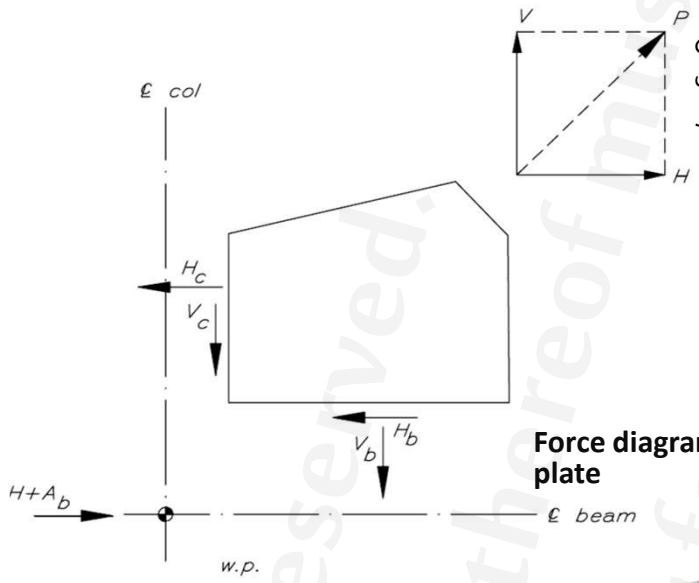
$$V_c = \left(\frac{\beta}{r}\right) P \qquad (5)$$

$$H_c = \left(\frac{e_c}{r}\right) P \qquad (6)$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

* بنابراین دیاگرام توزیع نیروها بر روی ورق اتصال بصورت شکل روبرو خواهد بود:



Force diagram at gusset plate

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

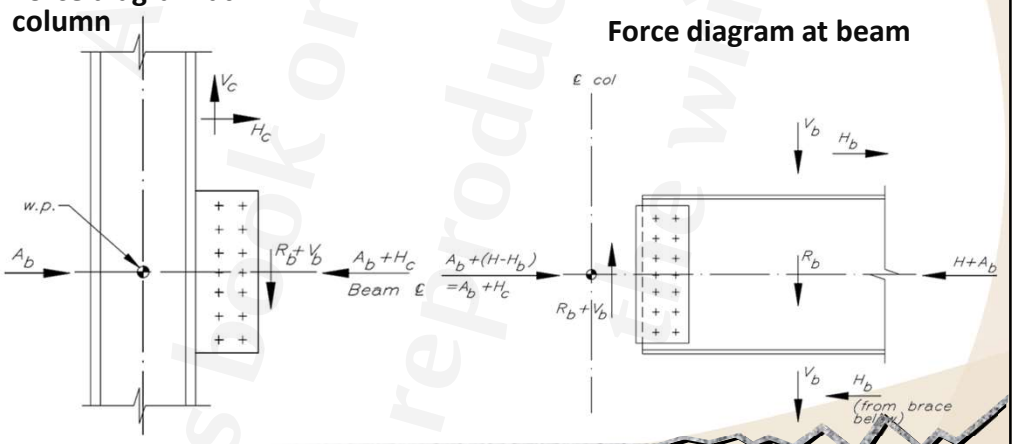
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

* همچنین دیاگرام توزیع نیروها بر روی ستون و تیر نیز به مانند شکل زیر است:

که در آن A_b نیروی محوری تیر ناشی از نیروی طراحی دیافراگم است.

Force diagram at column

Force diagram at beam



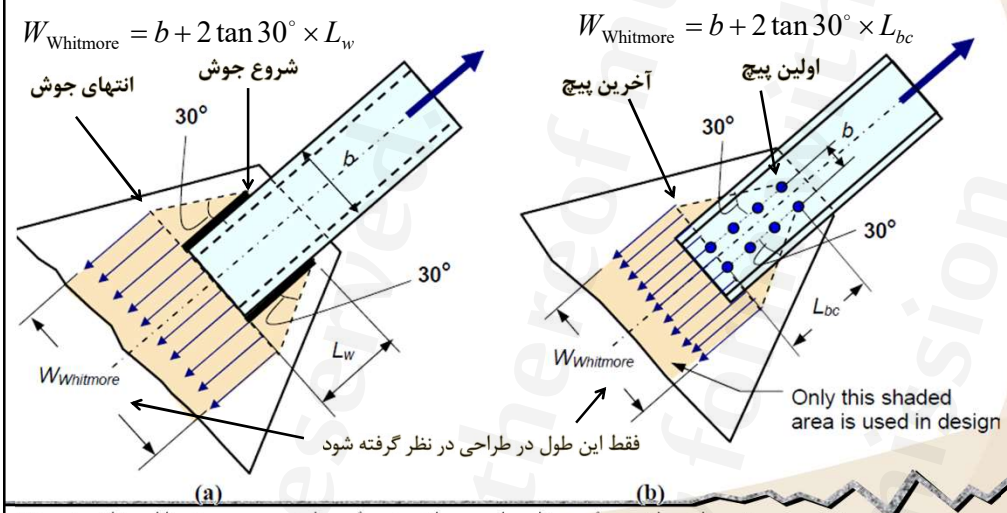
 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

محاسبه عرض موثر در محل مفصل خمیری (W)

تعیین مقدار W یکی از پارامترهای مهم طراحی است که معمولاً از روش ویتمور استفاده میشود.

Whitmore's Width, (a) for a Welded and (b) for a Bolted Gusset Plate



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

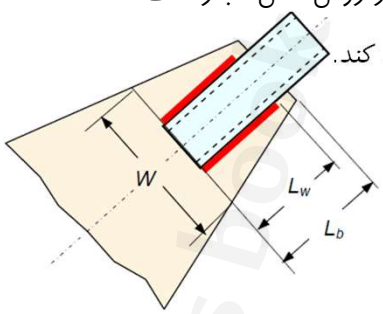
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

بعد از تعیین W، ضخامت ورق اتصال از رابطه زیر تعیین میشود.

که t ضخامت ورق، ϕ_y=0.9 ضریب کاهش مقاومت در روش طراحی LRFD، و W عرض ورق در محل انتهای مهاربند است. F_{ypl} تنش تسلیم ورق است. T_r حداکثر نیروی کششی که برابر کمترین دو مقدار زیر بدست می‌باشد:

برابر $R_yF_yA_g$ در روش حالات حدی و ۶۰٪ این مقدار در روش تنش مجاز است

برابر حداکثر نیروی باری سیستم میتواند به مهاربند وارد کند.



$$t = \frac{T_r}{(\phi_y F_{ypl} W)} \rightarrow LRFD$$

$$t = \frac{0.6T_r}{(F_{ypl} W)} \rightarrow ASD$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نکته: برای تعیین ضخامت ورق بایستی کنترل برش قالبی طبق بند ۱۰-۲-۹-۴ مبحث دهم (۹۲) برای طراحی به روش حالات حدی نیز صورت گیرد.

$$\phi R_n = 0.75\left[U_{bs}F_uA_{nt} + \min\begin{Bmatrix}0.6A_{nv}F_u\\0.6A_{gv}F_y\end{Bmatrix}\right] \qquad (16-9-2-10)$$

در مبحث دهم ویرایش ۸۷ برای طراحی به روش تنش مجاز:

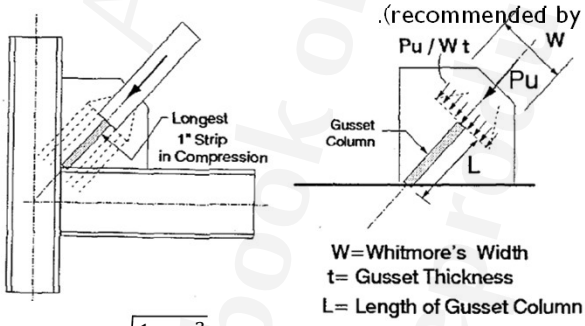
$$R_n = 0.3A_vF_u + 0.5A_tF_u \qquad (4-10-1-10)$$

که در آن A_v مقطع خالص برشی، A_t مقطع خالص کششی، A_{gv} سطح مقطع کلی برش، A_{nt} سطح مقطع خالص تحت کشش، A_{nv} سطح مقطع خالص تحت برش و U_{bs} ضریب توزیع تنش با توجه به شکل ۱۰-۲-۹-۱۰ مبحث دهم تعیین شود که برای حالت مهاربند دوبل ناودانی به عنوان مثال برابر ۱ میباشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نکته: برای تعیین ضخامت ورق بایستی کفایت ظرفیت فشاری ورق مهاربند نیز کنترل شود. طول سخت نشده ورق شامل انتهای مهاربند (با لحاظ نمودن فاصله 2t) تا سطح تیر یا ستون که در شکل زیر نشان داده شده است به عنوان یک ستون با عرض واحد در نظر گرفته شده و ضریب لاغری آن برابر۱/۲ برای خارج از صفحه و ۰/۸ برای داخل صفحه در نظر گرفته شود (As recommended by Astaneh-Asl [1998] and Brown, 1988).

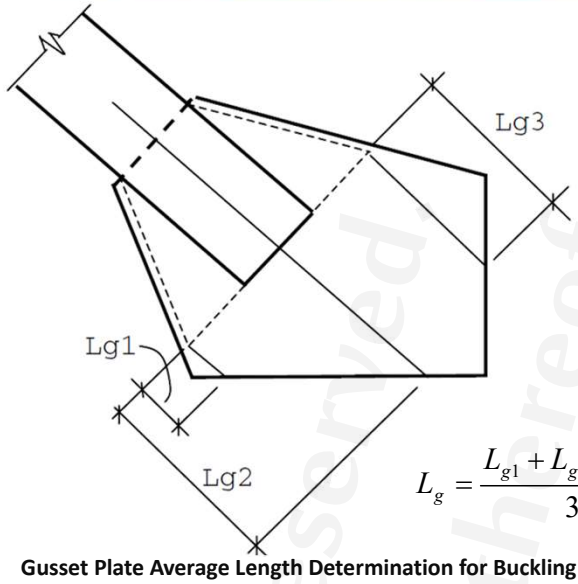


ظرفیت فشاری ورق بایستی از ظرفیت فشاری مهاربند در نظر گرفته شده، بیشتر باشد. مقدار شعاع ژیراسیون نیز با توجه به عرض نوار برابر است با:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1\times t^3}{12}}{1\times t}} = \frac{t}{\sqrt{12}} = 0.3\times t$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



☜ برای تعیین ظرفیت فشاری ستون مانند ورق مهاربند بایستی طول بیشترین ستون معادل که امکان پذیر است در نظر گرفته شود.

☜این طول را می‌توان از متوسط گیری طول‌های نشان داده شده در شکل روبرو که از انتهای عرض ویتمور هستند بدست آورد.

$$L_g = \frac{L_{g1} + L_{g2} + L_{g3}}{3}$$

Gusset Plate Average Length Determination for Buckling

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مثال)

طول دهانه : $3.24\ m$

ارتفاع طبقه : $3.24\ m$

مقطع تیر : $IPE\ 18$

مقطع ستون : $2\ IPE\ 22$

مقطع بادبند : $2\ UPA\ 10$

فاصله آزاد خمش : سه برابر ضخامت ورق اتصال.

نوع مهاربند: ضربدری- میزان نیروی محوری تیر در اثر نیروی طراحی دیافراگم برابر ۷ تن میباشد.

نوع الکترود E60 و کنترل کیفی در کارگاه به صورت چشمی صورت میگیرد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

نیروهای طراحی:

$$2UPA10: \quad A_g = 21.8\,\text{cm}^2 \quad r_2 = 3.352\,\text{cm} \quad l = 458.21\,\text{cm}$$

$$P_t = F_y R_y A_g = 2400 \times 1.2\left(21.8\,\text{cm}^2\right) = \underline{62780\,\text{kg}}$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{0.5 \times 458.21}{3.352} = 68.35 < 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136 \xrightarrow{\text{Page 48 subject 10}} F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right)F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 4225\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow F_{cr} = 1892\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \Rightarrow \quad P_n = 1892 \times 21.8 = \underline{41250\,\text{kg}}$$

طراحی ورق به مهاربند:

$$e_b = \frac{d_b}{2} = \frac{18}{2} = 9\,\text{cm} \quad , \quad e_c = \frac{d_c}{2} = \frac{22}{2} = 11\,\text{cm}$$

$$\theta = 45^\circ \qquad \alpha - \beta\tan\theta = e_b\tan\theta - e_c$$ از رابطه (۱)

$$\rightarrow \quad \alpha - \beta\tan\left(45^\circ\right) = 9\tan\left(45^\circ\right) - 11 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \beta - 2$$

$$\rightarrow \quad \alpha = 15\,\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \beta = 17\,\text{cm}$$

برای سعی اولیه مقدار α=15 cm در نظر می‌شود.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$r = \sqrt{\left(\alpha + e_c\right)^2 + \left(\beta + e_b\right)^2} = \sqrt{\left(15+11\right)^2 + \left(17+9\right)^2} = 36.77\,\text{cm}$$

ورق به تیر:

$$H_b = 62780\frac{15\,\text{cm}}{36.77\,\text{cm}} = 25600\,\text{kg}$$

$$V_b = 62780\frac{9\,\text{cm}}{36.77\,\text{cm}} = 15360\,\text{kg}$$

ورق به ستون:

$$V_c = 62780\frac{17\,\text{cm}}{36.77\,\text{cm}} = 29000\,\text{kg}$$

$$H_c = 62780\frac{11\,\text{cm}}{36.77\,\text{cm}} = 18700\,\text{kg}$$

$$A_b = 8000\,\text{kg}$$

طراحی جوش ورق به مهاربند: طبق بند ۱۰-۲-۹-۲-۲ حداقل بعد جوش گوشه باید طبق جدول ۱۰-۲-۹-۲ تعیین شود. از طرفی نباید از ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده تجاوز نماید. طبق این جدول حداقل بعد جوش برابر ۰/۵ سانتیمتر است که ما ۶ میلیمتر در نظر می‌گیریم

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

❊ با توجه به جدول ۱۰-۲-۹-۳ مقدار مقاومت جوش و ارزش جوش بصورت زیر تعیین میشود:

$$\phi R_n = 0.75(0.707\times 0.6\times 0.6\times 4200) = 800\,\frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$4l_w = \frac{P_u}{\phi R_n} = \frac{62780}{800}78.5 \quad \Rightarrow \quad l_w \approx 20\,\text{cm}$$

❊ کنترل برش قالبی ورق اتصال:

$$\phi R_n = 0.75\left[U_{bs}F_uA_{nt} + \min\begin{Bmatrix}0.6A_{nv}F_u\\ 0.6A_{gv}F_y\end{Bmatrix}\right]$$

$$= 0.75\left[1\times 3700\times 10\times t + \min\begin{Bmatrix}0.6\times 2\times 20\times t\times 3700\\ 0.6\times 2\times 20\times t\times 2400\end{Bmatrix}\right] = 62780\,\text{kg} \quad \Rightarrow \quad t_{\min} = 0.8cm$$

$use\ \ \text{t} = 1\,\text{cm}$

❊ کنترل ظرفیت فشاری ورق اتصال:

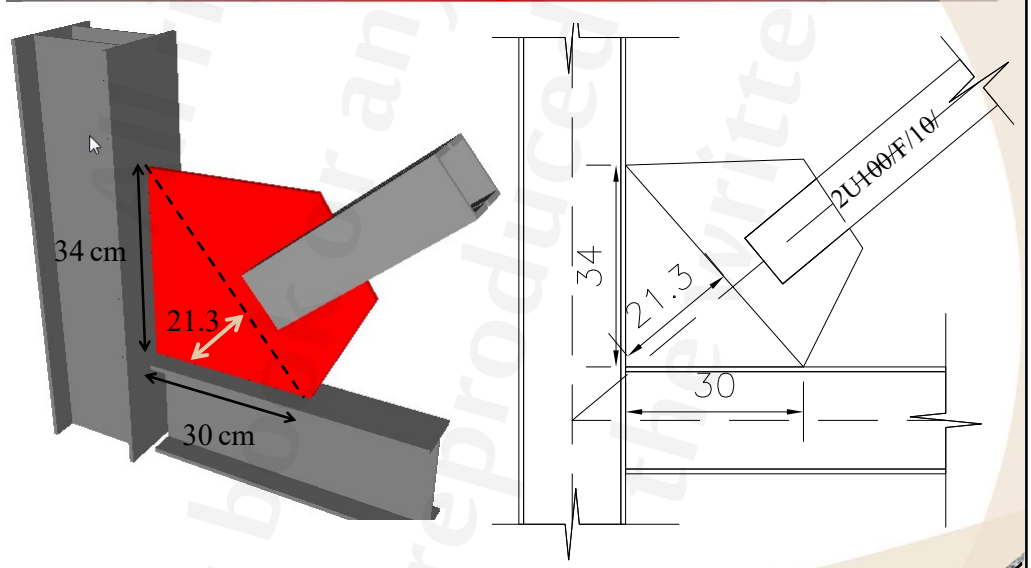
$$W_{\text{Whitmore}} = b + 2\tan 30^\circ \times L_w = 10 + 2\tan 30^\circ \times 22.5\,\text{cm} = 36\,\text{cm}$$

❊ مطابق شکل اسلاید بعدی طول معادل ستون در قسمت سخت نشده ورق معادل ۲۱/۳ سانتیمتر تعیین میشود.

ضریب طول موثر برای این ستون معادل برابر ۱/۲ توصیه شده است.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$r = \frac{t}{\sqrt{12}} = \frac{1.0}{\sqrt{12}} = 0.289\,\text{cm} \quad \rightarrow \quad \frac{kl}{r} = \frac{1.2(21.3)}{0.289} = 88$$

$$\xrightarrow{\text{Page 48 subject 10}} \quad F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right)F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 2550\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow F_{cr} = 1618\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Rightarrow \quad \text{Gusset capacity:} \quad (1.0)(36)(1618) = 58260\,\text{kg} > P_c = 41250 \ \text{Ok}$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

❊ طراحی ورق اتصال به تیر:

$$l_w = (30 - 2.5_{clr}) = 27.5\,\text{cm}$$

$$f_x = \frac{H_b}{2(l_w)} = \frac{25600\,\text{kg}}{2(27.5\,\text{cm})} = 465\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{x - component})$$

$$f_y = \frac{V_b}{2(l_w)} = \frac{15360\,\text{kg}}{2(27.5\,\text{cm})} = 280\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{y - component})$$

$$f_r = \sqrt{\left(465\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)^2 + \left(280\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)^2} = 540\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{resultant})$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$\phi R_n = 0.75(0.6\times 4200)a_e = 1890 a_e \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \quad \Rightarrow \quad a_e = \frac{f_r}{\phi R_n} = 0.3\,\text{cm}$$

$$\Rightarrow \quad a_w = \frac{a_e}{0.707} = \frac{0.3}{0.707} = 0.4\,\text{cm}$$

حداقل بعد جوش گوشه باید طبق جدول ۱۰-۲-۹-۲ تعیین شود. از طرفی نباید از ضخامت نازکترین قطعه متصل شونده تجاوز نماید. طبق این جدول حداقل بعد جوش برای ورق مهاربند با ضخامت ۱ سانتیمتر، برابر ۰/۵ سانتیمتر است.

❊ کنترل تسلیم موضعی جان تیر IPE180:

$$\text{For IPE}180: \quad t_w = 0.53\,\text{cm} \quad , \quad k = 1.7\,\text{cm}$$

$$N = l_w = 27.5\,\text{cm} \quad , \quad R = V_b = 15360\,\text{kg}$$

کنترل این قسمت طبق ضوابط بند ۱۰-۲-۹-۱۰-۲صورت میگیرد.

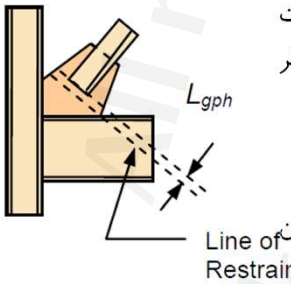
$$\frac{R}{t_w(N+2.5k)} = \frac{15360\,\text{kg}}{0.53\,\text{cm}(27.5\,\text{cm}+2.5\times 1.7)} = 912\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < F_y = 2400\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Ok}$$

❊ طراحی جوش ورق به ستون: این قسمت نیز به مانند طراحی جوش ورق به تیر میباشد.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

جزئیات اتصال

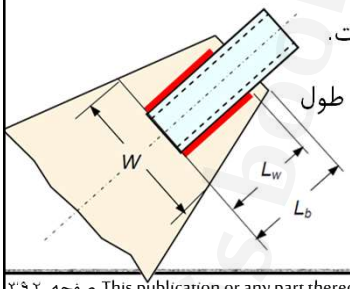


❊ طبق بند ۱۰-۳-۹-۲-۳-۴ مبحث دهم، بایستی برای اتصالات مهاربندهای هم محور، فاصله حداقل 2t و حداکثر 4t رعایت شود مگر آنکه برای خمش طراحی شود.

❊ زاویه مهاربند با افق بین ۳۰ تا ۶۰ درجه باشد.

❊ زوایای کمتر از ۳۰ و بیشتر از ۶۰ درجه باعث غیراقتصادی شدن طرح میشود.

❊ در اسلایدهای بعدی حالتهای مختلف اتصال نشان داده شده است.



❊ طول مهاربند تا لبه ورق بایستی ۲/۵ تا ۵ سانتیمتر بیشتر از طول جوش مورد نیاز به مانند شکل روبرو اجرا شود.

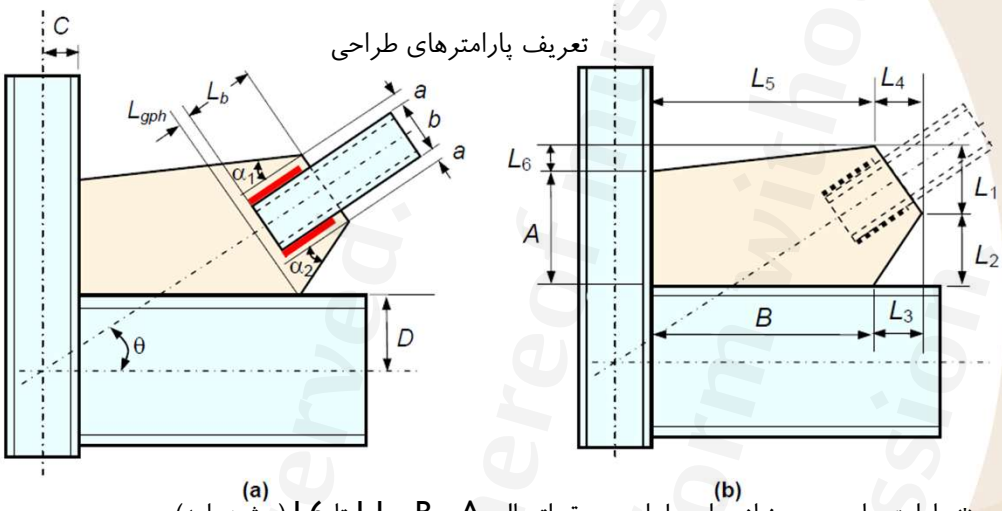
$$L_b = L_w + (2.5\ldots 5\,\text{cm})$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

جزئیات اتصال برای تهیه نقشه های اجرایی

تعریف پارامترهای طراحی

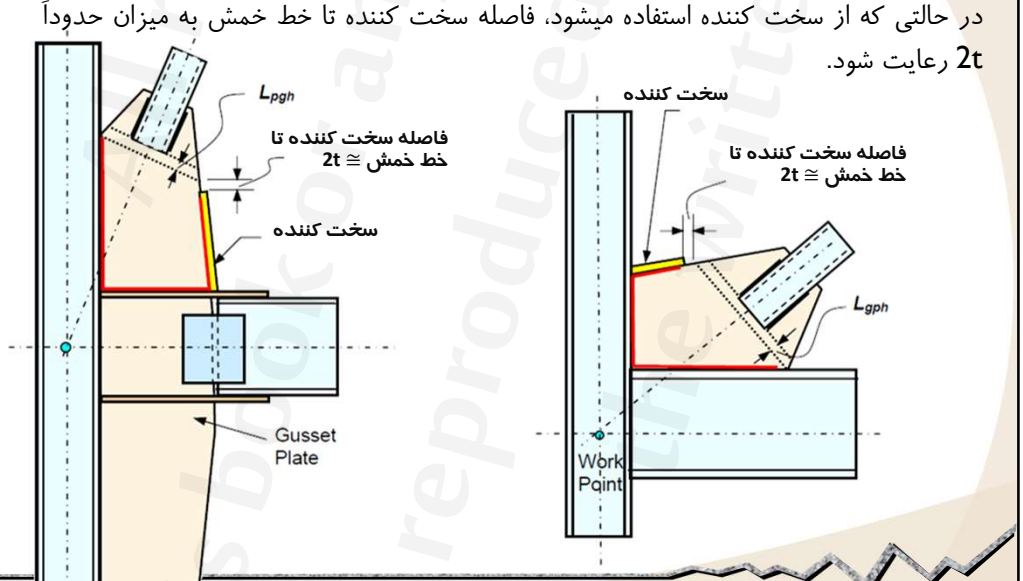


❊ پارامترهای مورد نیاز برای طراحی ورق اتصال: A و B و L1 تا L6 (هشت لبه)

صفحه ۳۹۳ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

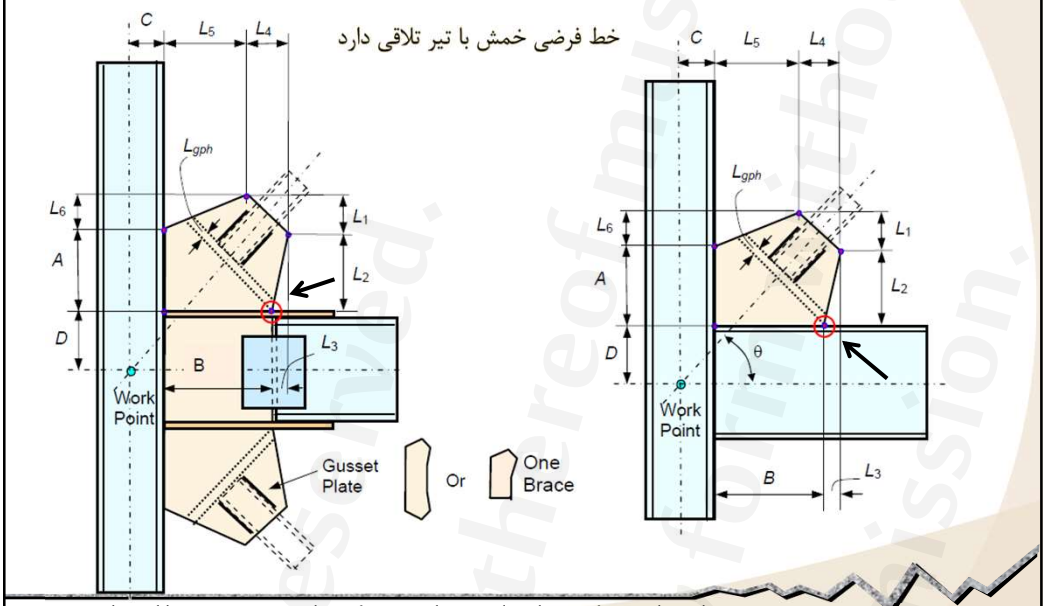
در حالتی که از سخت کننده استفاده میشود، فاصله سخت کننده تا خط خمش به میزان حدوداً 2t رعایت شود.



صفحه ۳۹۴ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

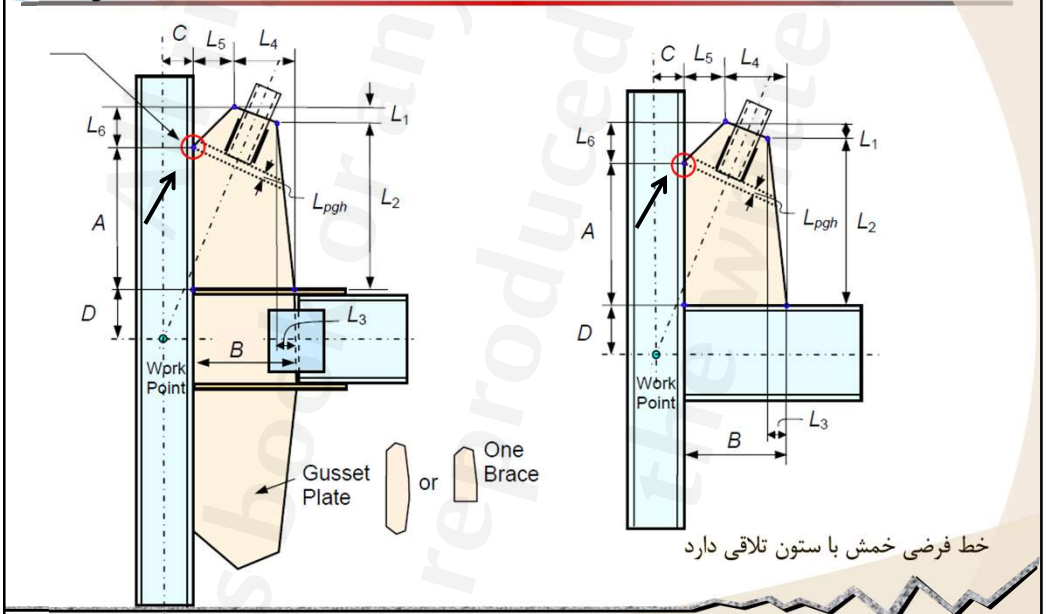
حالت ۱: خط خمش با تیر یا ستون تلاقی دارد



صفحه ۳۹۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

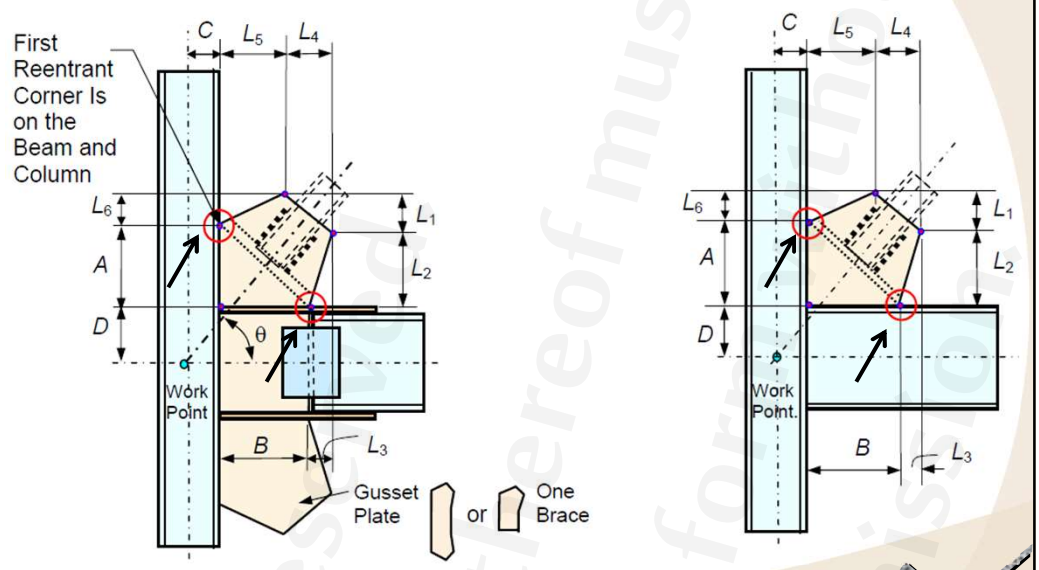
حالت ۲: خط خمش با ستون تلاقی دارد



صفحه ۳۹۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

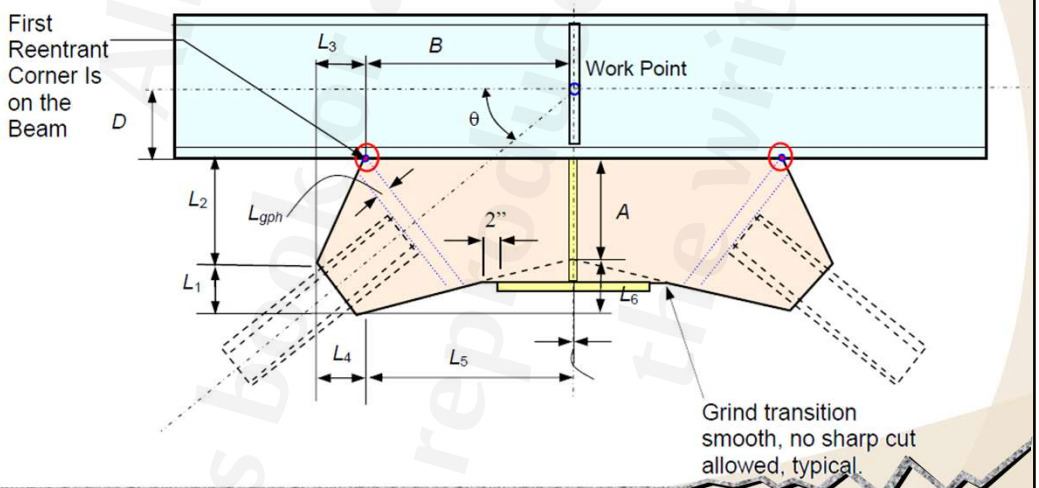
حالت۳: خط خمش با تیر و ستون تلاقی دارد



صفحه ۳۹۷ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

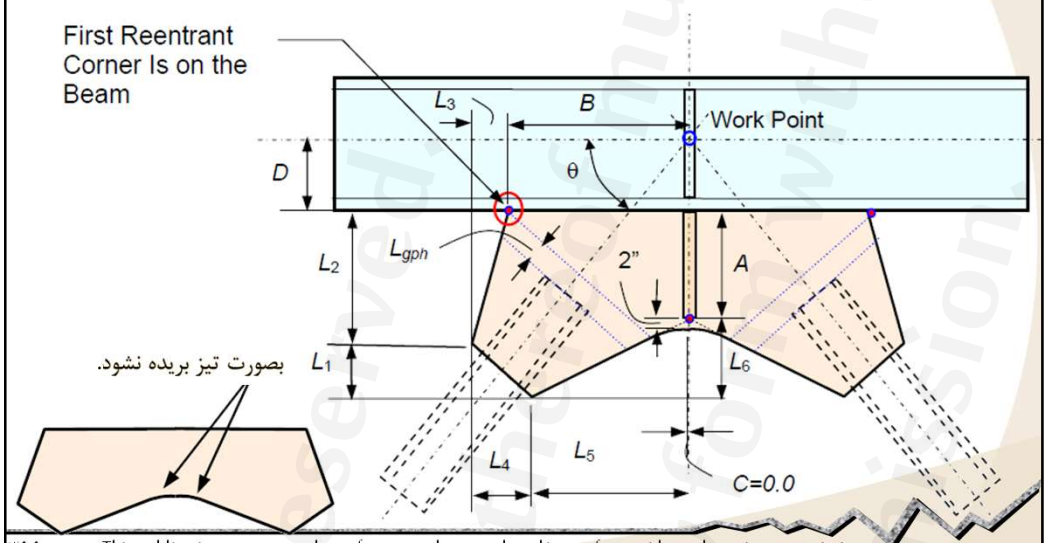
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حالت۴: اتصال شورن، خط خمش با تیر تلاقی دارد



صفحه ۳۹۸ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

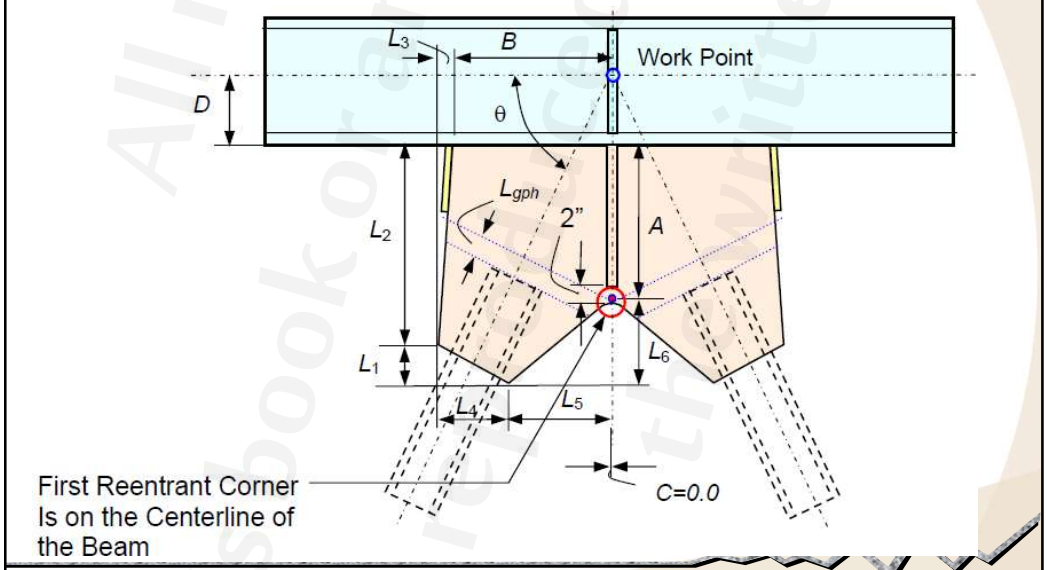
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۳۹۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

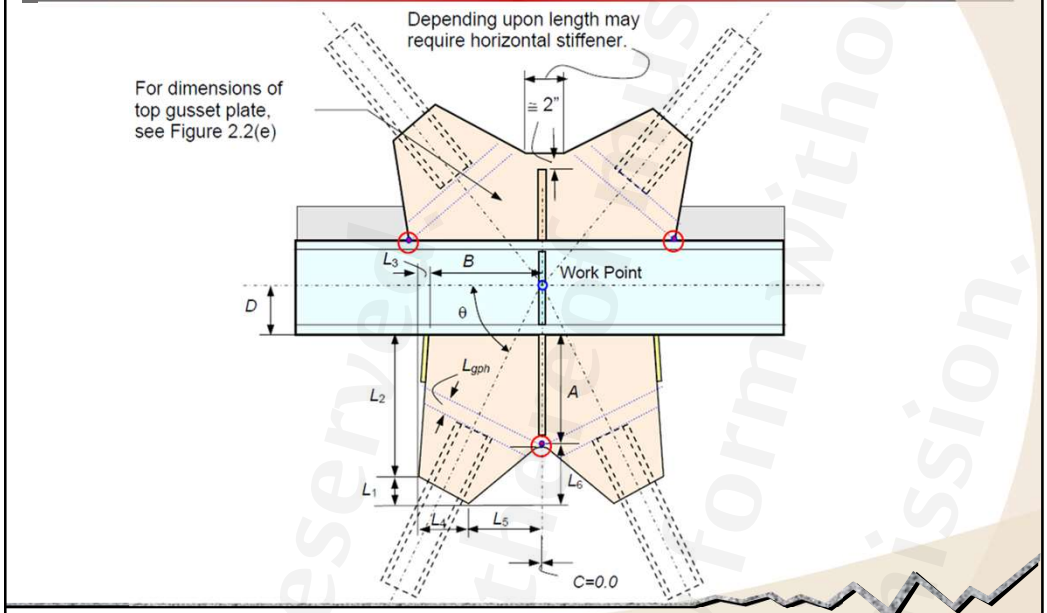
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

حالت۵: اتصال شورن، خط خمش با تیر تلاقی ندارد



صفحه ۴۰۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

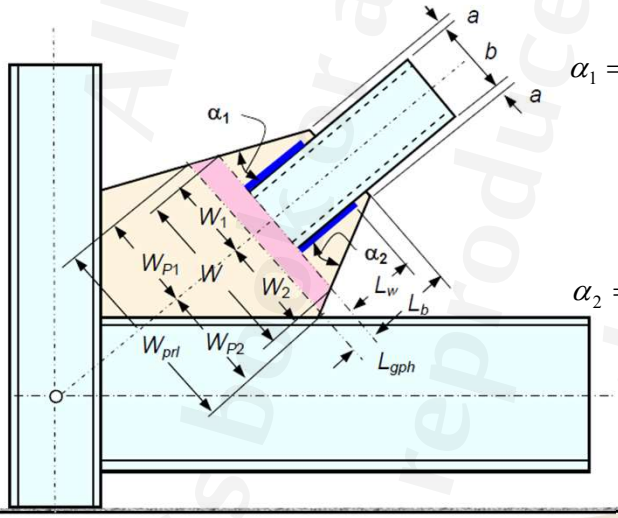
WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



صفحه ۴۰۱ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقدار زوایای α_1 و α_2 (زوایه مهاربند با لبه‌های ورق) بصورت زیر تعیین میشود:



$$\alpha_1 = \tan^{-1}\left[\frac{W_1 - \frac{b}{2} - a}{L_b}\right] \qquad (1)$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1}\left[\frac{W_2 - \frac{b}{2} - a}{L_b}\right] \qquad (2)$$

بهتر است زوایای α_1 و α_2 برابر انتخاب شوند و یا حداکثر ۲ درجه اختلاف داشته باشند.

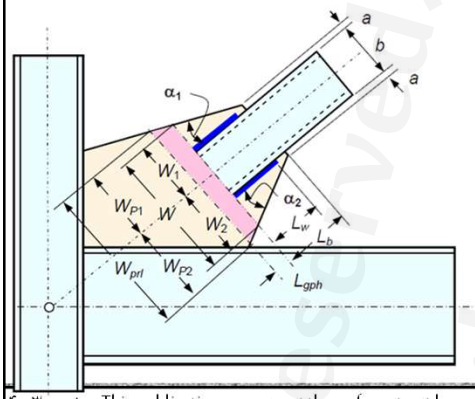
صفحه ۴۰۲ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

مقدار W_{p1} و W_{p2} بصورت زیر تعیین می‌شود:

$$W_{P1} = a + \frac{b}{2} + \left(L_b + L_{gph}\right)\tan\alpha_1 = W_1 + L_{gph}\tan\alpha_1 \qquad (3)$$

$$W_{P2} = a + \frac{b}{2} + \left(L_b + L_{gph}\right)\tan\alpha_2 = W_2 + L_{gph}\tan\alpha_2 \qquad (4)$$



$$W_{prl} = W_{P1} + W_{P2} \qquad (5)$$

$$W_{prl} = (2a + b) + \left(L_b + L_{gph}\right)\tan\alpha_1 + \left(L_b + L_{gph}\right)\tan\alpha_2 \qquad (6)$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

محاسبه A و B، L1 تا L6

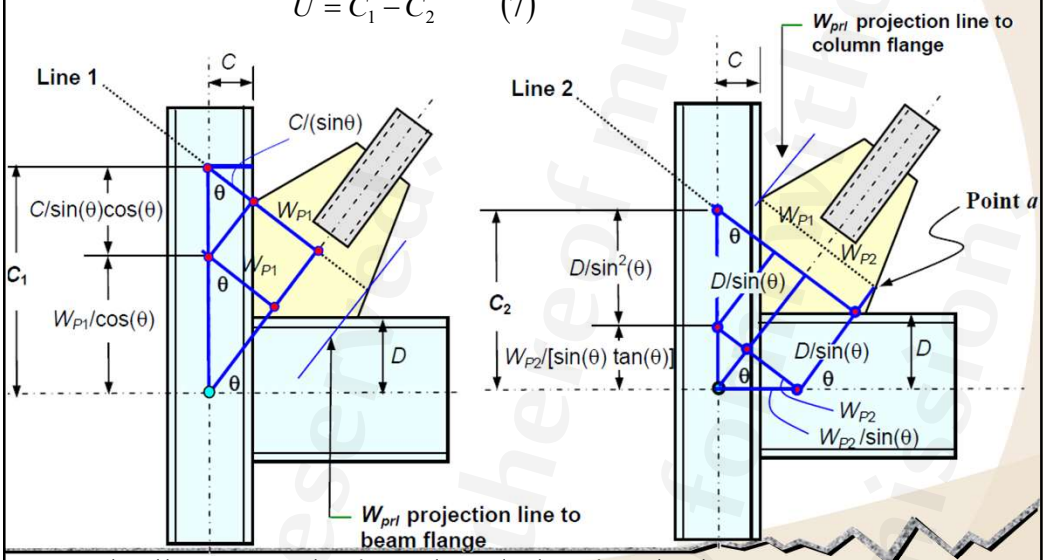
- تقاطع خط فرضی خمش با تیر یا ستون و یا به صورت همزمان با هم، به پارامترهای زیادی از جمله شیب مهاربند، عمق تیر و ستون، زوایای α_1 و α_2 و عرض ورق بستگی دارد. تغییر در هر یک از پارامترهای فوق می‌تواند مکان تقاطع خط فرضی خمش را تغییر دهد.
- برای تعریف پارامترها، دو خط Line1 و Line2 را مطابق شکل اسلاید بعدی در نظر بگیرید.
- Line1 عمود بر امتداد مهاربند بوده و از نقطه تلاقی خط فرضی خمش و ستون میگذرد.
- Line2 عمود بر امتداد مهاربند بوده و از نقطه a که در شکل نشان داده شده است، میگذرد.
- D نصف عمق تیر، C نصف عمق ستون میباشند.

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission. All rights reserved.

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$U = C_1 - C_2 \qquad (7)$$



صفحه ۴۰۵ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

$$C_1 = \frac{C}{\sin(\theta)\cos(\theta)} + \frac{W_{P1}}{\cos(\theta)} \qquad (8)$$

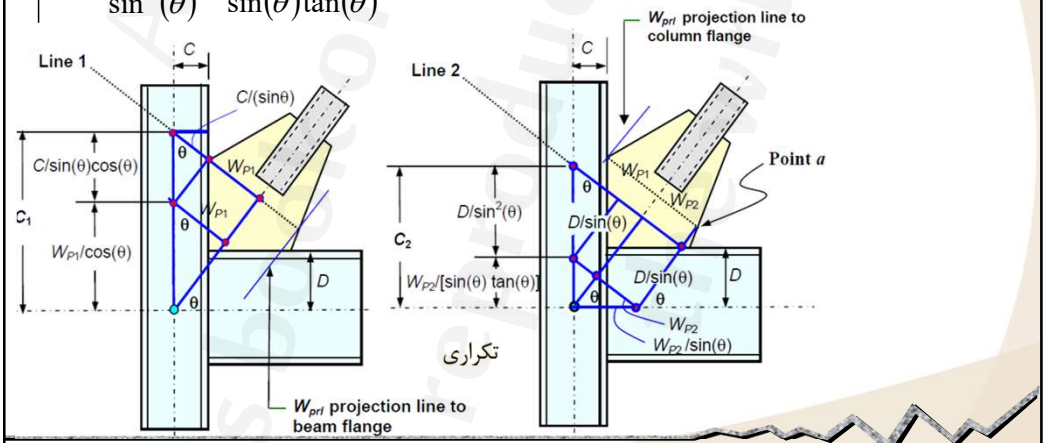
$$C_2 = \frac{D}{\sin^2(\theta)} + \frac{W_{P2}}{\sin(\theta)\tan(\theta)} \qquad (9)$$

$\Rightarrow$

if $U > 0$ نقطه تقاطع در ستون است.

if $U < 0$ نقطه تقاطع در تیر است.

if $U = 0$ نقطه تقاطع در تیر و ستون است.



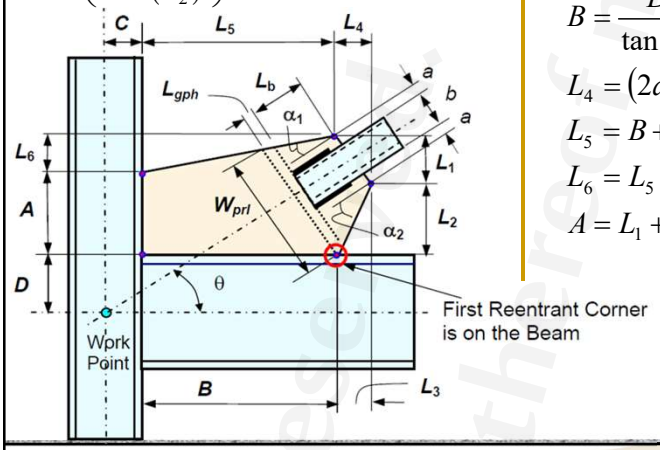
صفحه ۴۰۶ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

محاسبه A و B، L1 تا L6 وقتی نقطه تلاقی در تیر باشد.

$$L_1 = (2a+b)\cos(\theta) \qquad (11)$$

$$L_2 = \left(\frac{L_{gph}+L_b}{\cos(\alpha_2)}\right)\sin(\theta+\alpha_2) \qquad (12)$$



$$L_3 = \frac{L_2}{\tan(\theta+\alpha_2)} \qquad (13)$$

$$B = \frac{D}{\tan(\theta)} + \frac{W_{P2}}{\sin(\theta)} - C \qquad (14)$$

$$L_4 = (2a+b)\sin(\theta) \qquad (15)$$

$$L_5 = B + L_3 - L_4 \qquad (16)$$

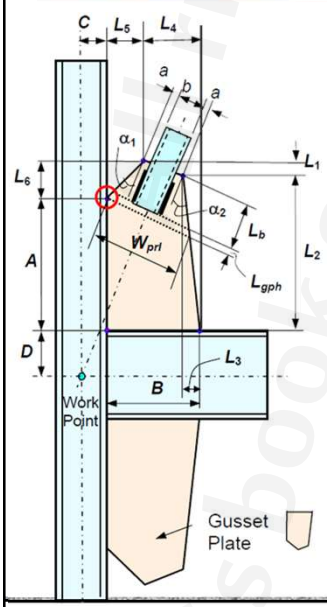
$$L_6 = L_5 \tan(\theta-\alpha_1) \qquad (17)$$

$$A = L_1 + L_2 - L_6 \qquad (18)$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

محاسبه A و B، L1 تا L6 وقتی نقطه تلاقی در ستون باشد.



$$L_6 = \left[\frac{(L_{gph}+L_b)}{\cos(\alpha_1)}\right]\sin(\theta-\alpha_1) \qquad (19)$$

$$L_5 = \left[\frac{(L_{gph}+L_b)}{\cos(\alpha_1)}\right]\cos(\theta-\alpha_1) \qquad (20)$$

$$L_4 = (2a+b)\sin(\theta) \qquad (21)$$

$$A = C\tan(\theta) + \frac{W_{P1}}{\cos(\theta)} - D \qquad (22)$$

$$L_1 = (2a+b)\cos(\theta) \qquad (23)$$

$$L_2 = A + L_6 - L_1 \qquad (24)$$

$$L_3 = L_2 \tan(90^\circ - \theta - \alpha_2) \qquad (25)$$

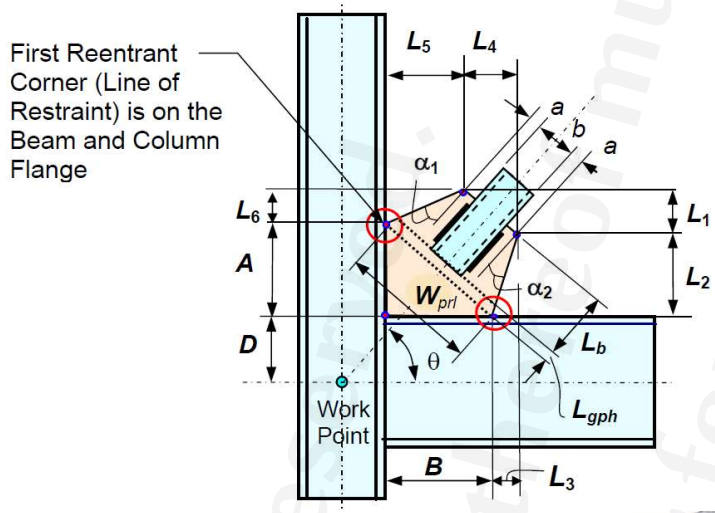
$$B = L_4 + L_5 - L_3 \qquad (26)$$

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

محاسبه A و B، L1 تا L6 وقتی نقطه تلاقی در تیر و ستون باشد.

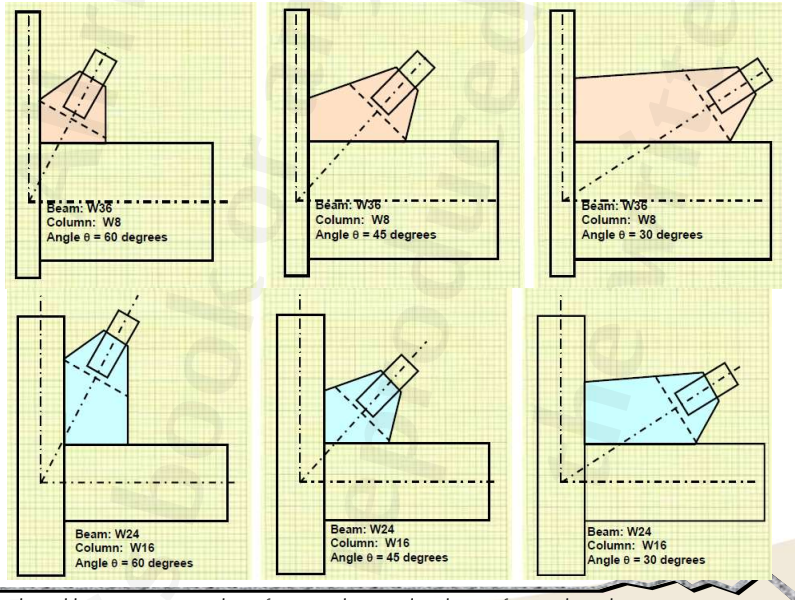
برای این منظور میتوان یکی از روابط گفته شده برای تقاطع خط خمش با تیر یا ستون را بکار برد.



صفحه ۴۰۹ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

چند مثال ...



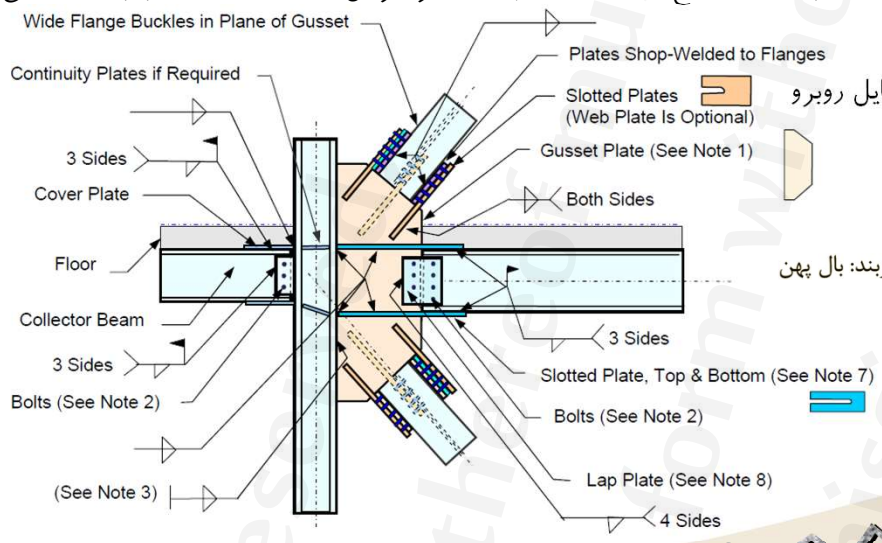
صفحه ۴۱۰ This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

چند پیشنهاد جهت ارائه جزئیات اتصال مهاربند

وقتی دوران دورن صفحه رخ میدهد نیازی به در نظر گرفتن فاصله 2t نیست و ورق ارتجاعی می‌ماند.

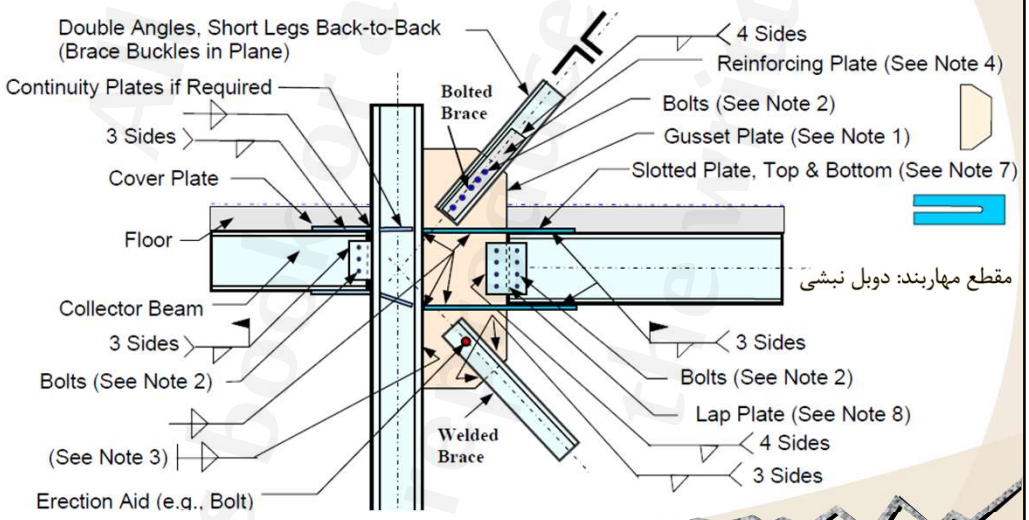
مانند دتایل روبرو



مقطع مهاربند: بال پهن

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel



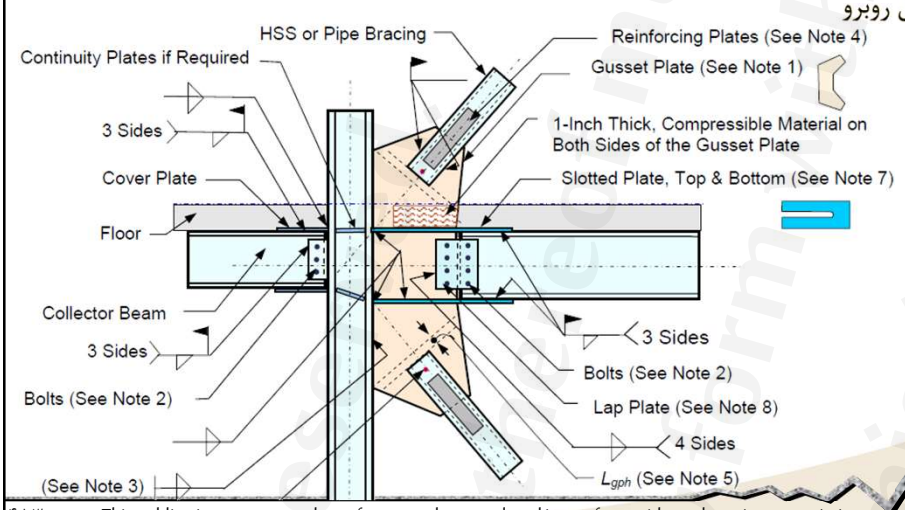
مقطع مهاربند: دوبل نبشی

 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

وقتی دوران برون صفحه رخ میدهد نیاز به در نظر گرفتن فاصله **2t** است.

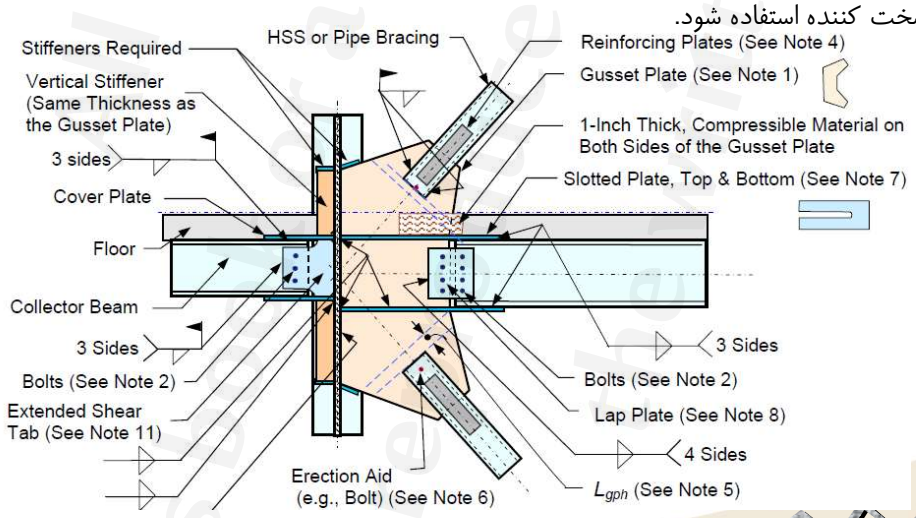
مانند دتایل روبرو



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

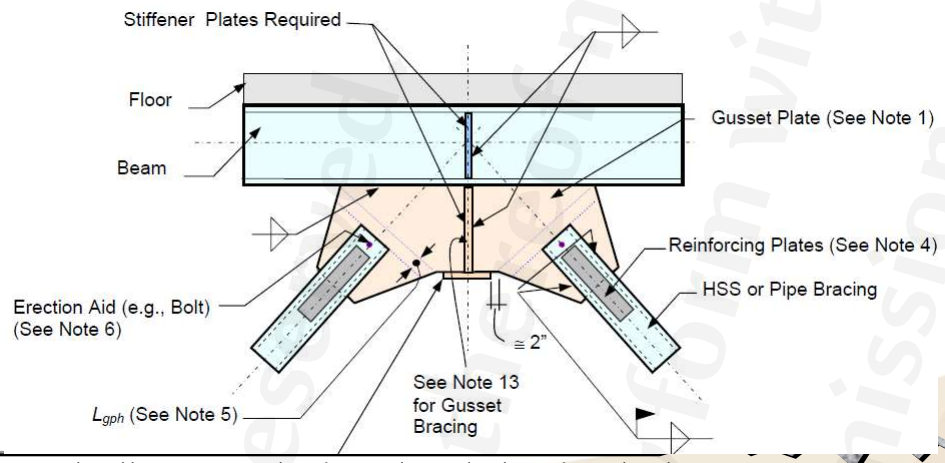
در حالتی که ورق اتصال به جان ستون متصل میشود، بهتر است برای انتقال بهتر بار از پشت جان از سخت کننده استفاده شود.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

در مهاربند شورن در محل برخورد محور مهاربندها از یک سخت کننده استفاده شود.

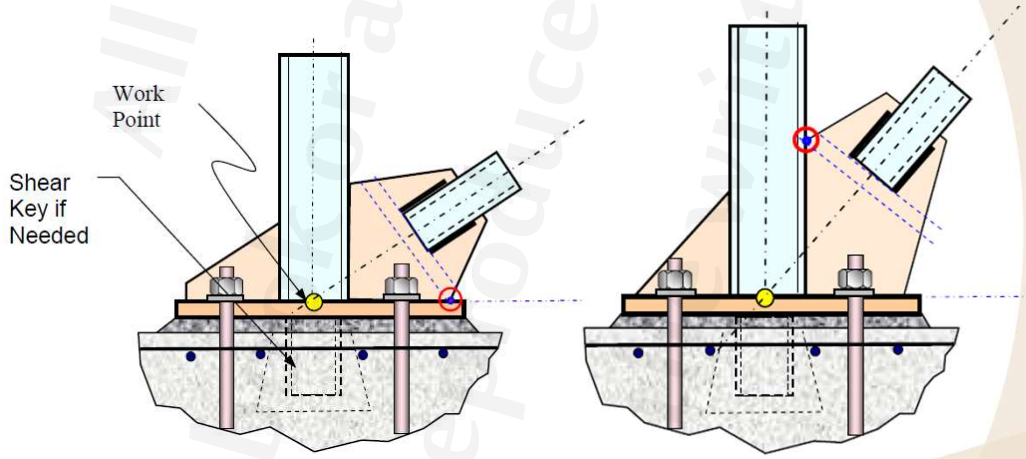


 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

ابعاد صفحه اتصال در پای ستون

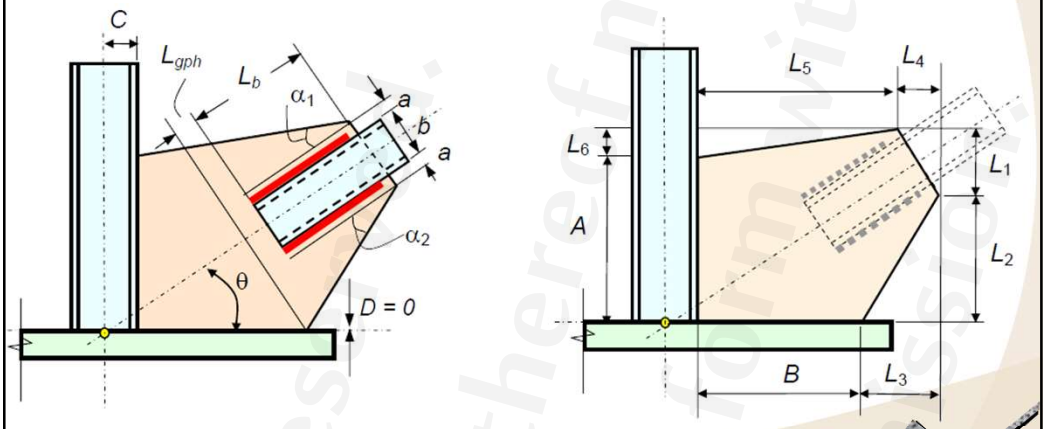
دو حالت زیر ممکن است رخ دهد.



 This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

روابط تعیین ابعاد ورق مانند قبل میباشند، با این تفاوت که مقدار D=0 میباشد.

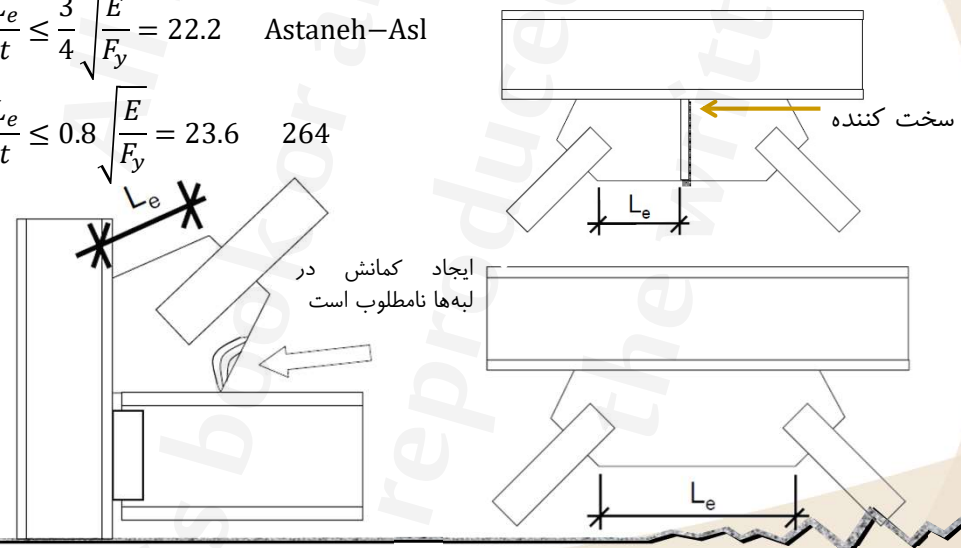


WebSite: www.M-Alirezaei.com
Telegram: @AlirezaeiChannel

کمانش لبه‌های ورق به هیچ عنوان مطلوب نیست و باید جلوگیری شود. (توسط سخت کننده)

$$\frac{L_e}{t} \le \frac{3}{4}\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 22.2 \qquad \text{Astaneh-Asl}$$

$$\frac{L_e}{t} \le 0.8\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 23.6 \qquad 264$$



This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission