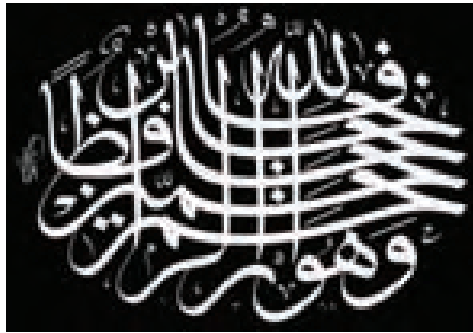


دیتیل ها و طراحی ساختمان های فولادی  
مقاوم در برابر زلزله با رویکرد رفتارشناسی  
**LRFD** اعضاء به روش

Micheal Bruneau –AbolhassanAstaneh-Asl- Michael Cochran  
ChiaMingUang- Rafeal Sabelli

مهندس علیرضا صالحین و مهندس علی حیدری

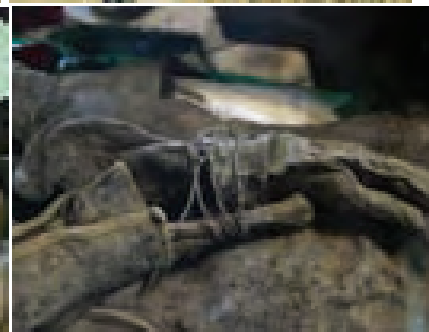
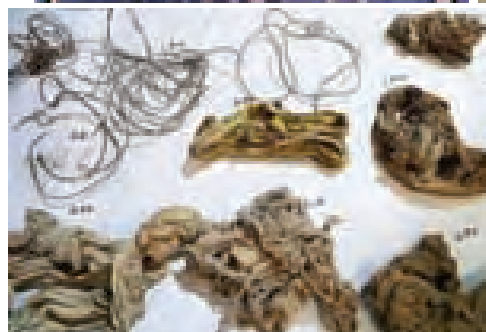
فَاللَّهُ خَيْرٌ حَافِظًا وَهُوَ أَرْحَمُ الرَّاحِمِينَ



«پس خدا بهترین نگهدارنده است، و اوست مهربانترین مهربانان.» (۶۴- سوره مبارکه یوسف)

«وَلَا تَحْسَبَنَّ الَّذِينَ قُتِلُوا فِي سَبِيلِ اللَّهِ أَمْوَاتًا بَلْ أَحْيَاءٌ عِنْدَ رَبِّهِمْ يُرْزَقُونَ»

با کمال احترام، تقدیم به شهدای غواص عملیات کربلای ۴



مهندس علیرضا صالحین ، مهندس علی حیدری

تابستان ۱۳۹۴

## به نام ایزد منان

خداوند را شاکریم که توانستیم پس از ۱/۵ سال تلاش خسته کننده همراه با پستی بلندی های بسیار، این اثر ارزشمند را به اتمام برسانیم. خوانندگان محترم، این کتاب در واقع تالیفی، ترجمه و گردآوری می باشد، چرا که بسیاری از مطالب، بومی (ایرانی) شده و در این پروسه در برخی اوقات واقعاً متون به صورت مستقیم ترجمه نشده اند و مفهوم تالیفی ابلاغ گردیده است تا اینکه برای مهندسين محترم قابل استفاده باشد. لیکن به احترام اساتید نام برده شده بر روی جلد کتاب به خودمان اجازه نام گذاری بیش از "مترجم و گرد آورنده" ندادیم، باشد که رسم اخلاق و ادب را جای آورده باشیم. در کتاب پیش رو تا حد توان سعی بر آن بوده که از منابع به روز و معتبر استفاده نماییم. تلاش بر آن بوده تا مهندسين طراح، اجرایی و همچنین مهندسين معمار نیز بتوانند از این کتاب استفاده مفهومی لازم را ببرند. کتب زیادی در زمینه سازه های فولادی به زبان فارسی و مخصوصاً انگلیسی چاپ شده اند، ولی اگر به مراجع AISC و یا کتاب SEAOC bluebook Recommended Lateral Force Requirements and Commentary 2008 مراجعه نمایید، آن کتب را نمی یابید. در AISC و SEAOC که از افرادی چون Astaneh-Asl، Chen، Bradford، Beedle Fisher، Sabelli، Naeim، Liu، Lee، Goel، Belman، Whittaker، Uang، Bruneau، Popov، Asl، Tremblay، Berman، Blodgett، Ziemian، Wong، Johnson، Salmon، Morris، Horne، Galambos، Kulak، Cheng، Lui، Engelhardt، Hamburger، Krawinkler، Malley، Thorburn، Bertero و محققین برجسته دیگر نام برده است. جالب اینجاست که در مراجع AISC در زمینه آموزش سازه های فولادی صرفاً ۳ کتاب، طرح سازه های فولادی به عنوان مرجع نام برده که از میان آنها صرفاً ۲ مرجع روز طرح سازه های فولادی Salmon و Bruneau نام برده شده است. در SEAOC bluebook صرفاً کتاب فولاد Bruneau به عنوان منبع textbook نام برده شده است. برا ما بسیار جالب است که چرا مطالب این کتاب (که انتشار آن در سال 2011 بوده است) را نتوانسته اند ترجمه و برای استفاده به فارسی برگردان نمایند، ولی از جلد آن، صرفاً به دلیل جذابیت بصری و فروش بالاتر استفاده گردیده است.

شالوده کتاب پیش رو را دو مرجع AISC Steel Tips و Ductile Design of Steel Structures 2nd Ed تشکیل داده است که به قلم اساتید بزرگوار Andrew S. Michael Cocharn، Abolhassan Astaneh-Asl، Rafael Sabelli، Chia-Ming Uang، Michel Bruneau و Whittaker به تحریر در آمده است. در گردآوری و ترجمه این کتاب به طور مستقیم از منابع زیر استفاده گردید:

- 1- Ductile Design of Steel Structures 2nd Ed. by: Sabelli, Uang & Bruneau 2010
- 2- ANSI-AISC 341-10 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings) 2010
- 3- AISC Steel Tips Seismic Design of Steel Column-Tree Moment-Resisting Frames
- 4- AISC Steel Tips Seismic Behavior and Design of Composite Steel Plate Shear Walls
- 5- AISC Steel Tips Design of Shear Tab Connections for Gravity and Seismic Loads
- 6- AISC Steel Tips Seismic Detailing of Gusset Plates for Special Concentrically Braced Frames

- 7- AISC Steel Tips Use of Deep Columns in Special Steel Moment Frame
- 8- AISC Steel Tips Design of Shear Tab Connections for Gravity and Seismic Loads
- 9- AISC Steel Tips Seismic Behavior and Design of Composite Steel Plate Shear Walls
- 10- AISC Steel Tips Common Steel Erection problems and Suggested Solutions
- 11- AISC Design Guide 1 - Column Base Plates - 2nd Ed
- 12- AISC Steel Tips Practical Design and Detailing of Steel Column Base Plates
- 13- AISC Detailing for Steel Construction 3rd edition

و به طور غیر مستقیم از مراجع زیر استفاده گردید:

- 1- Design of Welded Structures by: Blodgett
- 2- Designing with vulcrafts 2nd edition
- 3- Structural detailing in Steel 2<sup>nd</sup> ed. by: Bangash
- 4- Steel detailing in CAD format by: zayat
- 5- Australian steel detailer's handbook
- 6- Architectural Design in Steel by: Peter Trebilcock and Mark Lawson SCI

۷- اطلاعات وب سایت ایران سازه (با تشکر از مدیریت محترم سایت، جناب دکتر جعفری و اعضای محترم این وب سایت که اطلاعات اجرایی را بی هیچ چشم داشت در دسترس عموم قرار دادند)

کتاب گرد آوری پیش رو شامل طراحی اعضاء بوده و حاوی مثال های طراحی زیاد نمی باشد، چرا که هدف از این کتاب رفتار شناسی لرزه ای اعضاء سازه های فولادی در برابر زلزله می باشد. بنابراین در سرتاسر این کتاب رویکرد طرح اعضاء با رویکرد LRFD و پایداری در برابر تهییج لرزه ای می باشد. در این کتاب تقریباً تمامی تکنولوژی های روتین روز دنیا در این زمینه گردآوری شده است و می توان آنرا نسبتاً مرجع کاملی در سطح خود به حساب آورد. فصول کتاب شامل موارد زیر است:

**فصل اول:** طراحی قاب خمشی ویژه (مرجع: Ductile Design + موارد تکمیلی AISC Steel Tis از جمله: استفاده از ستون های عمیق در قاب های خمشی ویژه، طراحی اتصالات زبانه برشی برای بارهای ثقلی و لرزه ای و طراحی لرزه ای قاب های خمشی ویژه با اتصالات ستون درختی)

**فصل دوم:** طراحی بادبند های هم محور (مرجع: Ductile Design + موارد تکمیلی SEOAC)

فصل سوم: طراحی بادبند های برون محور (مرجع: AISC Steel Tis)

فصل چهارم: طراحی بادبندهای ضد کمانش (مرجع: Ductile Design + موارد تکمیلی AISC و SEOAC)

فصل پنجم: طراحی صفحه بادبند (مرجع: Ductile Design)

فصل ششم: طراحی دیوار برشی فولادی ویژه (مرجع: Design Ductile)

فصل هفتم: طراحی دیوار برشی فولادی کامپوزیت ویژه (مرجع: AISC Steel Tis)

فصل هشتم: طراحی صفحه ستون (مرجع: AISC Design Guide 1 Column Base Plates 2nd Ed)

فصل نهم: سیستم های اتلاف انرژی الحاقی (مرجع: Ductile Design)

فصل دهم: مشکلات متداول در نصب سازه های فولادی و راه حل های پیشنهادی (مرجع: تالیفی، وب سایت ایران سازه و Steel Tis)

فصل یازدهم: مجموعه دیتیل های تکمیلی (ترکیبی از مراجع مذکور)

پیوست 1: بحثی پیرامون طراحی تیر لانه زنبوری (مرجع: موارد تالیفی، مقالات فارسی و لاتین)

پیوست 2: سیستم مشابه و جایگزین پیشنهادی برای اتصالات خورجینی (مرجع: تحقیقاتی)

پیوست 3: مجموعه عکس های رنگی (جمع آوری شده از بخش های خود کتاب)

پیوست 4: دیکشنری فارسی به انگلیسی (جمع آوری شده از کتاب)

خوانندگان محترم، این را بدانید که ما کرسی دانشگاه نداریم یا پیش از چاپ ۵۰۰ تا ۱۰۰۰ نسخه آنرا مانند بعضی همکاران پیش فروش نکرده ایم و همچنین دانشجویی الزام به خرید این کتاب برای پاس کردن نمره اش ندارد، بنابراین سعی نموده ایم که تا حد توان کیفیت کار را بالا برده و بیت "حرفی که از دل براید ... لاجرم بر دل نشیند" را جاری نماییم. در پروسه تهیه و تنظیم این کتاب از سرکار خانم مرضیه شایسته فرد در صفحه آرایی و ترسیم اشکال دلسوزانه و مهندس علی حیدری در کمک و پشتیبانی مثال زدنی در ترجمه این کتاب بسیار سپاسگذاریم. هیچ اثری بی نقص نیست. با وجود تلاش های بسیار، مطمئناً نواقصی در این کتاب یافت خواهد گردید. خوشحال می شویم که با ما در این رابطه تبادل نظر نمایید و در هر بهتر و کامل کردن این اثر و آثار دیگر ما را یاری نمایید. برای ارتباط با ما لطفاً با دفتر انتشارات به شماره ۶۶۹۵۳۷۷۴ و ۶۶۴۱۰۶۸۸ یا ایمیل [farbook.pub@gmail.com](mailto:farbook.pub@gmail.com) یا [alireza.salehin@gmail.com](mailto:alireza.salehin@gmail.com) در تماس باشید.



## فهرست

۵	تقدیم نامه
۷	مقدمه
۳۳	فصل ۱ - طراحی قاب های مقاوم خمشی شکل پذیری
۳۴	۱.۱ کلیات
۳۴	۱.۱.۱ توسعه تاریخی
۳۴	۱.۱.۲ رفتار کلی و مکانیسم پلاستیک
۳۵	۱.۱.۳ فلسفه طراحی
۳۵	۱.۲ پاسخ اساسی قاب های مقاوم خمشی به بارهای جانبی
۳۵	۱.۲.۱ نیروهای داخلی در طول پاسخ لرزه ای
۳۷	۱.۲.۲ تقاضاهای دوران پلاستیک
۳۸	۱.۲.۳ مهاربندی جانبی و کمانش موضعی
۳۸	۱.۳ طراحی ستون قاب-خمشی شکل پذیر
۳۸	۱.۳.۱ نیروهای محوری در ستون ها
۳۹	۱.۳.۲ ملاحظات برای وصله های ستون
۳۹	۱.۳.۳ فلسفه ستون قوی/تیر ضعیف
۴۳	۱.۳.۴ اثر نیروهای محوری بر شکل پذیری ستون
۴۳	۱.۴ چشمه اتصال
۴۴	۱.۴.۱ پیشگیری از لهیدگی/تسلیم جان ستون و انحراف بال
۴۷	۱.۴.۲ نیروها در ناحیه چشمه اتصال
۴۹	۱.۴.۳ رفتار چشمه های اتصال
۵۵	۱.۴.۴ مدلسازی رفتار چشمه اتصال
۵۹	۱.۴.۵ طراحی چشمه اتصال
۶۱	۱.۵ اتصالات تیر به ستون
۶۱	۱.۵.۱ دانش و روش متناسب تا زلزله ۱۹۹۴ Northridge
۷۳	۱.۵.۲ خرابی هنگام زلزله Northridge
۸۱	۱.۵.۳ علل گسیختگی ها
۸۱	۱.۵.۳.۱ کیفیت ساخت ، اجرا و بازرسی



۸۱	۱.۵.۳.۲ طراحی جوش
۸۱	۱.۵.۳.۳ مکانیک شکست
۸۲	۱.۵.۳.۴ تنش تسلیم ترفیع یافته فلز پایه
۸۳	۱.۵.۳.۵ شرایط تنش جوش ها
۸۶	۱.۵.۳.۶ تمرکز تنش ها
۸۶	۱.۵.۳.۷ اثر شرایط تنش سه محوری
۸۸	۱.۵.۳.۸ نرخ یا سرعت بارگذاری
۸۹	۱.۵.۳.۹ حضور دال کف مرکب یا کامپوزیت
۸	۱.۵.۴ آزمون مجدد روش پیش از Northridge
۸۹	۱.۵.۴.۱ آزمون مجدد متون قبلی
۹۰	۱.۵.۴.۲ آزمایشات پس از Northridge دیتیل های پیش از Northridge
۹۱	۱.۵.۵ استراتژی های طراحی اتصالات تیر به ستون پس از Northridge برای ساختمان های جدید - مفاهیم اولیه
۹۲	۱.۵.۵.۱ استراتژی های مقاومت دهی مورد بررسی قرار گرفته در ابتدا: ورق های پوششی و میله (زبان) های بال
۹۹	۱.۵.۵.۲ استراتژی های مقاومت سازی مورد تحقیق قرار گرفته: ماهیچه ها
۱۰۴	۱.۵.۵.۳ استراتژی های ضعیف سازی
۱۰۹	۱.۵.۶ اتصالات از پیش تائید شده تیر به ستون پس از Northridge
۱۰۹	۱.۵.۶.۱ ساخت و ساز جدید
۱۱۴	۱.۵.۶.۲ بهسازی و ترمیم ساختمان موجود
۱۱۴	۱.۵.۷ رابطه بین الملی
۱۱۴	۱.۵.۷.۱ تجربه زلزله کوبه
۱۱۸	۱.۵.۷.۲ اتصالات تیر به ستون بعد از کوبه
۱۲۱	۱.۵.۸ اتصالات پیچی نیمه صلب (جزئی مقید شده)
۱۲۵	۱.۶ طراحی قاب خمشی شکل پذیر..
۱۲۵	۱.۶.۱ مسائل عمومی طراحی اتصال
۱۲۶	۱.۶.۲ مسائل کنترل کیفیت و جوشکاری
۱۲۷	۱.۶.۳ روش سلسله وار طراحی
۱۲۸	۱.۶.۳.۱ نمودار جسم آزاد برای مفصل پلاستیک دور از سطح ستون
۱۳۰	۱.۶.۳.۲ لنگر ماکزیمم محتمل در موقعیت مفصل پلاستیک
۱۳۱	۱.۶.۳.۳ نیروهای برشی در موقعیت مفصل پلاستیک

۱۳۱	۱.۶.۳.۴ نیروها در سطح ستون و خط مرکزی ستون
۱۳۲	۱.۶.۳.۵ سایر الزامات دیتیل بندی
۱۳۲	۱.۷ پایداری $\Delta$ -P قاب های مقاوم خمشی
۱۳۲	۱.۷.۱ مفاهیم و پارامترهای اساسی
۱۳۲	۱.۷.۲ اثر رفتار هیسترتیک
۱۳۶	۱.۷.۳ الزامات طراحی
۱۳۷	۱.۸ مثال طراحی
۱۳۷	۱.۸.۱ توصیف ساختمان و بارگذاری
۱۳۸	۱.۸.۲ الزامات کلی
۱۳۹	۱.۸.۳ مبنای طراحی
۱۴۰	۱.۸.۴ تحلیل جایگزین و تناسب بندی
۱۴۲	۱.۸.۵ کنترل ترک ها
۱۴۴	۱.۸.۶ طراحی اتصال WUF-W
۱۴۹	۱.۸.۶.۱ برش تیر
۱۴۹	۱.۸.۶.۲ تیر ضعیف/ ستون قوی
۱۴۹	۱.۸.۶.۳ برش چشمه اتصال
۱۵۳	۱.۸.۶.۴ ورق های پیوستگی
۱۵۳	۱.۸.۶.۴.۱ تسلیم موضعی جان ستون
۱۵۴	۱.۸.۶.۴.۲ لهیدگی جان ستون
۱۵۴	۱.۸.۶.۴.۳ خمش بال ستون (مقاومت)
۱۵۴	۱.۸.۶.۴.۴ خمش بال ستون (سختی)
۱۵۵	۱.۸.۷ دیتیل بندی
۱۵۵	۱.۸.۸ مهاربندی
۱۵۵	۱.۸.۸.۱ مهاربندی در اتصال تیر به ستون
۱۵۶	۱.۸.۸.۲ مهاربندی نزدیک مفصل پلاستیک
۱۵۸	۱.۸.۸.۳ مهاربندی بموازات تیر
۱۵۹	۱.۹.۱ بحثی پیرامون ستون عمیق
۱۵۹	۱.۹.۱.۱ معرفی
۱۵۹	۱.۹.۱.۲ پیش زمینه

۱۶۰	۱.۹.۱.۳ اهداف
۱۶۱	۱.۹.۲ اجرا و رفتار قاب هایی با ستون های عمیق
۱۶۱	۱.۹.۲.۱ معرفی
۱۶۱	۱.۹.۲.۲ مسائل مرتبط با استفاده از ستون های عمیق
۱۶۱	۱.۹.۲.۳ مقایسه رفتار یک قاب با ستون های عمیق و W14
۱۶۹	۱.۹.۳ تحلیل رفتار سیکلی اتصالات ستون عمیق
۱۶۹	۱.۹.۳.۲ شبیه سازی سیکلی رفتار نمونه آزمایش شده
۱۷۲	۱.۹.۳.۲.۲ مقایسه نتایج تحلیلی و آزمایشی
۱۷۴	۱.۹.۳.۳ مطالعه پارامتری رفتار سیکلی اتصالات ستون عمیق
۱۷۵	۱.۹.۳.۳.۱ رفتار سیکلی کلی اتصالات ستون عمیق
۱۷۷	۱.۹.۳.۳.۲ اثر عمق/اندازه ستون
۱۷۹	۱.۹.۳.۳.۳ اثر فشرده بودن مقطع تیر
۱۷۹	۱.۹.۳.۳.۴ پایداری جانبی اتصال با ستون W14
۱۸۱	۱.۹.۴ نتایج
۱۸۳	۱.۱۰ بحثی در باب رفتار اتصالات برشی تحت بارهای لرزه ای و ثقلی
۱۸۳	۱.۱۰.۱ کلیات
۱۸۳	۱.۱۰.۱.۱ تعریف اتصالات برشی
۱۸۴	۱.۱۰.۱.۲ انواع اتصالات برشی
۱۸۵	۱.۱۰.۱.۳ طراحی اتصالات برشی برای بار ثقلی
۱۸۶	۱.۱۰.۱.۴ رفتار کلی اتصالات برشی تیرهای با تکیه گاه ساده
۱۸۷	۱.۱۰.۱.۵ آزمایشات اتصالات برشی
۱۸۹	۱.۱۰.۱.۶ نیروی برشی ثقلی و لنگر خمشی در یک اتصال برشی چیست؟
۱۸۹	۱.۱۰.۱.۷ شکل پذیری دورانی یک اتصال برشی چه مقدار باید باشد؟
۱۹۰	۱.۱۰.۱.۸ رفتار لرزه ای اتصالات برشی تیرهای با تکیه گاه ساده
۱۹۱	۱.۱۰.۱.۹ نیروهای لرزه ای در یک اتصال برشی
۱۹۱	۱.۱۰.۱.۱۰ دوران لرزه ای در اتصالات برشی
۱۹۳	۱.۱۰.۲ طراحی زبانه برشی برای بار ثقلی
۱۹۳	۱.۱۰.۲.۱ اثرات بار ثقلی بر زبانه های برشی
۱۹۵	۱.۱۰.۳ موقعیت نقطه عطف در اتصالات زبانه برشی

۱۹۵	۱.۱۰.۳.۱ موقعیت نقطه عطف برای زبانه های برشی با سوراخ های استاندارد
۱۹۶	۱.۱۰.۳.۲ موقعیت نقطه عطف برای زبانه های برشی با سوراخ های لوبیایی کوتاه
۱۹۶	۱.۱۰.۳.۳ موقعیت نقطه عطف برای زبانه های برشی با سوراخ های لوبیایی بلند
۱۹۷	۱.۱۰.۳.۴ موقعیت نقطه عطف برای زبانه های برشی با اتصال خمشی
۱۹۸	۱.۱۰.۴ شیوه های گسیختگی یک اتصال زبانه برشی
۱۹۹	۱.۱۰.۴.۱ تسلیم ورق در برش (حالت حدی ۱)
۱۹۹	۱.۱۰.۴.۲ گسیختگی انکایی زبانه برشی یا جان تیر (حالت حدی ۲)
۲۰۰	۱.۱۰.۴.۳ گسیختگی فاصله لبه در ورق یا در جان تیر (حالت حدی ۳)
۲۰۰	۱.۱۰.۴.۴ شکست سطح خالص ورق (حالت حدی ۴)
۲۰۱	۱.۱۰.۴.۵ گسیختگی گروه پیچ (حالت حدی ۵)
۲۰۴	۱.۱۰.۴.۶ شکست جوش ها (حالت حدی ۶)
۲۰۹	۱.۱۰.۵ ملاحظات طراحی برای زبانه های برشی روی وجه جان ستون
۲۱۰	۱.۱۰.۶ نکاتی در مورد زبانه های برشی روی جان تیر شاه تیرها
۲۱۱	۱.۱۰.۷ اتصال زبانه برشی ورق دوبله یا مضاعف
۲۱۲	۱.۱۰.۸ ملاحظات مصالح در طراحی اتصالات زبانه برشی
۲۱۲	۱.۱۰.۹ طراحی زبانه های برشی برای اثرات لرزه ای
۲۱۲	۱.۱۰.۹.۱ آزمایشات سیکلی روی زبانه های برشی
۲۱۲	۱.۱۰.۹.۲ نتایج آزمایشات سیکلی
۲۱۷	۱.۱۰.۹.۳ خلاصه و نتایج آزمایشات سیکلی زبانه های برشی
۲۱۷	۱.۱۰.۱۰ مدلسازی رفتار سیکلی زبانه های برشی و طراحی لرزه ای آنها
۲۱۸	۱.۱۰.۱۰.۱ مدل های واقع گرایانه سختی دورانی و مقاومت خمشی زبانه های برشی
۲۲۳	۱.۱۰.۱۱ طراحی برای زبانه های برشی برای نیروی برشی و محوری نسبتاً کوچک ترکیبی
۲۲۴	۱.۱۰.۱۱.۱ تسلیم ورق تحت بار محوری و برش ترکیبی (حالت حدی ۱)
۲۲۴	۱.۱۰.۱۱.۲ گسیختگی انکایی زبانه برشی تحت بار محوری و برش ترکیبی (حالت حدی ۲)
۲۲۵	۱.۱۰.۱۱.۳ گسیختگی فاصله لبه در ورق یا در جان تیر به دلیل بار محوری و برش ترکیبی (حالت حدی ۳)
۲۲۵	۱.۱۰.۱۱.۴ شکست سطح خالص ورق تحت نیروی محوری و برش ترکیبی (حالت حدی ۴)
۲۲۵	۱.۱۰.۱۱.۵ شکست گروه پیچ تحت نیروی محوری و برش ترکیبی (حالت حدی ۵)
۲۲۶	۱.۱۰.۱۱.۶ شکست جوش ها تحت اثر بار محوری و برش ترکیبی (حالت حدی ۶)
۲۲۶	۱.۱۰.۱۱.۷ گسیختگی برش بلوک زبانه برش یا جان تیر تحت نیروی محوری و برش ترکیبی (حالت حدی ۷)

۲۲۶	۱۲ . ۱۰ . ۱ روش Sabelli برای کنترل گسیختگی برش بلوک تحت نیروی محوری و برش ترکیبی Sabelli 2004
۲۲۸	۱۳ . ۱۰ . ۱ طراحی زبانه های برشی برای نیروی برشی و نیروی محوری نسبتاً بزرگ
۲۳۰	۱۴ . ۱۰ . ۱ مثال های طراحی زبانه برشی به روش LFRD
۲۳۸	۱۱ . ۱ بحثی پیرامون طراح لرزه ای قابهای خمشی با ستون درختی
۲۳۹	۱ . ۱۱ . ۱ انواع قابهای خمشی با سیستم ستون درختی بر اساس دیتیل وصله ای
۲۴۰	۲ . ۱۱ . ۱ انواع قابهای خمشی فولادی با سیستم ستون درختی بر اساس انعطاف پذیری
۲۴۰	۱ . ۱۱ . ۲ . ۱ قاب های خمشی ویژه انعطاف پذیر
۲۴۰	۲ . ۱۱ . ۲ . ۲ قاب های خمشی معمولی
۲۴۱	۳ . ۱۱ . ۱ تقسیم بندی قابهای خمشی با ستونهای درختی بر اساس صلبیت
۲۴۴	۴ . ۱۱ . ۱ تقسیم بندی بر اساس ظرفیت خمشی اعضای متصله
۲۴۴	۵ . ۱۱ . ۱ رفتار لرزه ای مورد انتظار قابهای خمشی با سیستم ستون درختی
۲۴۴	۱ . ۱۱ . ۵ . ۱ رفتار لرزه ای مورد انتظار قابهای خمشی ستون درختی صلب
۲۴۵	۲ . ۱۱ . ۵ . ۲ رفتار لرزه ای مورد انتظار قابهای خمشی ستون درختی نیمه صلب
۲۴۵	۳ . ۱۱ . ۵ . ۳ رفتار لرزه ای مورد انتظار قاب های خمشی ستون درختی نیمه صلب
۲۴۵	۶ . ۱۱ . ۱ طراح لرزه ای قابهای خمشی با سیستم ستونی درختی
۲۴۵	۱ . ۱۱ . ۶ . ۱ ملاحظات طراحی
۲۴۶	۲ . ۱۱ . ۶ . ۲ ضوابط طراحی اجزاء قابهای با ستون درختی
۲۴۶	۳ . ۱۱ . ۶ . ۳ طراحی وصله تیر
۲۴۷	۱ . ۱۱ . ۶ . ۳ . ۱ مودهای گسیختگی شکل پذیر
۲۴۷	۲ . ۱۱ . ۶ . ۳ . ۲ مودهای گسیختگی با شکل پذیری محدود
۲۴۷	۳ . ۱۱ . ۶ . ۳ . ۳ مودهای گسیختگی نسبتاً شکننده
۲۴۸	۴ . ۱۱ . ۶ . ۴ لغزش پیچهای بال
۲۴۸	۵ . ۱۱ . ۶ . ۵ تسلیم شدگی در سطح مقطع ناخالص ورق های اتصال بال فوقانی و تحتانی
۲۴۹	۶ . ۱۱ . ۶ . ۶ تسلیم لهیدگی سوراخهای پیچها در بالهای تیر و ورقهای وصله بال
۲۴۹	۷ . ۱۱ . ۶ . ۷ تسلیم در سطح مقطع کلی تیر
۲۴۹	۸ . ۱۱ . ۶ . ۸ کمانش موضعی ورق های وصله بال
۲۵۰	۹ . ۱۱ . ۶ . ۹ کمانش موضعی بال های تیر
۲۵۰	۱۰ . ۱۱ . ۶ . ۱۰ تسلیم شدگی برشی چشمه اتصال (ناحیه پانلی)
۲۵۱	۱۱ . ۱۱ . ۶ . ۱۱ شکست ورق های وصله بال در لبه یا فاصله پیچ ها

۲۵۱	۱.۱۱.۶.۱۲ گسیختگی برشی بلوکی ترد ورق‌های بال
۲۵۱	۱.۱۱.۶.۱۳ شکست برشی پیچ‌های بال
۲۵۱	۱.۱۱.۶.۱۴ شکست جوش‌های متصله به ورق وصله به بال تیر
۲۵۲	۱.۱۱.۶.۱۵ شکست سطح مقطع خالص ورق‌های وصله بال
۲۵۲	۱.۱۱.۶.۱۶ گسیختگی برشی بلوکی بال تیر
۲۵۲	۱.۱۱.۶.۱۷ شکست بال تیرها در لبه یا در فاصله پیچ‌ها
۲۵۲	۱.۱۱.۶.۱۸ تسلیم سطح مقطع کلی ورق‌های وصله جان به علت ترکیب برش و خمش
۲۵۲	۱.۱۱.۶.۱۹ شکست برشی پیچ‌های جان
۲۵۲	۱.۱۱.۶.۲۰ شکست در سطح مقطع خالص تیر
۲۵۳	۱.۱۱.۶.۲۱ شکست در سطح مقطع خالص تیر
۲۵۳	۱.۱۱.۶.۲۲ بررسی جوش‌های اتصال دهنده تیر به ستون
۲۵۳	۱.۱۱.۶.۲۳ وضع سختی وصله تیر
۲۵۴	۱.۱۱.۷ حل مثال کاربردی
۲۶۲	۱.۱۱.۸ رفتار لرزه ای اتصال ستون درختی با تیر کوتاه غیرمنشوری
۲۶۳	۱.۱۱.۸.۱ منحنی‌های هیستریزیس لنگر – دوران (زاویه تغییرمکان نسبی جانبی)
۲۶۴	۱.۱۱.۸.۲ منحنی‌های پوش لنگر – دوران (زاویه تغییرمکان نسبی جانبی)
۲۶۴	۱.۱۱.۸.۳ منحنی‌های هیستریزیس لنگر – زاویه دوران چشمه اتصال
۲۶۵	۱.۱۲ بحثی پیرامون ظرفیت دوران و پایداری تیرهای فولادی
۲۶۵	۱.۱۲.۱ مقدمه
۲۶۸	۱.۱۲.۲ رفتار کمانش پس الاستیک و الاستیک ورق
۲۷۱	۱.۱۲.۳ تشریح رفتار غیرالاستیک ورق
۲۷۱	۱.۱۲.۳.۱ تیرها با لنگر خمشی یکنواخت
۲۷۳	۱.۱۲.۳.۲ تیرها با گرادیان لنگر
۲۷۴	۱.۱۲.۳.۳ مقایسه رفتار تیر تحت گرادیان لنگر و لنگر یکنواخت
۲۷۵	۱.۱۲.۴ کمانش غیرالاستیک موضعی بال
۲۷۶	۱.۱۲.۵ کمانش موضعی جان
۲۷۹	۱.۱۲.۶ کمانش غیرالاستیک پیچشی-جانبی
۲۷۹	۱.۱۲.۶.۱ کلیات
۲۷۹	۱.۱۲.۶.۲ تیر تحت ممان یکنواخت

۲۷۹	۱.۲.۶.۲. White روش
۲۸۱	۱.۲.۶.۲. Lay and Galambos روش
۲۸۴	۱.۲.۷. تیر تحت گرادیان ممان
۲۸۴	۱.۲.۷.۱. روش طول معادل
۲۸۶	۱.۲.۸. اندرکنش موده‌های کمانش تیر
۲۸۹	۱.۲.۹. رفتار کمانش سیکلی تیر
۳۱۱	<b>فصل ۲ - طراحی بادبندهای هم محور</b>
۳۱۲	۲.۱. رفتار کلی و ساز و کار پلاستیک
۳۱۳	۲.۱.۱. فلسفه طراحی
۳۱۵	۲.۲. رفتار هیسترتیک بادبندهای منفرد
۳۱۵	۲.۲.۱. رفتار سیکلی غیرالاستیک فیزیکی بادبند
۳۱۷	۲.۲.۲. لاغری بادبند
۳۲۴	۲.۲.۳. تنزل مقاومت فشاری بادبند تحت بارگذاری مکرر
۳۲۹	۲.۲.۴. اضافه مقاومت فشاری بادبند در کمانش اول
۳۳۰	۲.۲.۵. ارزیابی مقاومت آیین نامه ای و محدودیت های لاغری
۳۳۰	۲.۲.۶. کمانش موضعی
۳۳۸	۲.۲.۷. مدل های خستگی سیکل کوتاه
۳۴۰	۲.۲.۷.۱. مدل های هیسترتیس عضو (مدل های پدیده شناختی)
۳۴۲	۲.۲.۷.۲. مدل های مکانیک پیوستار (مدل های فیزیکی)
۳۴۴	۲.۲.۸. مدل های رفتار بادبند منفرد
۳۴۵	۲.۲.۹. طرفداران و منتقدان اشکال مختلف بادبند
۳۴۵	۲.۲.۹.۱. نکات کلی
۳۴۵	۲.۲.۹.۲. بادبندی قطری منفرد
۳۴۶	۲.۲.۹.۳. بادبندهای یک طبقه X
۳۴۶	۲.۲.۹.۴. بادبندهای V و V معکوس (جناقی یا چورون)
۳۴۷	۲.۲.۹.۵. بادبندهای X دو طبقه
۳۴۷	۲.۲.۹.۵.۱. بارهای ثقیلی
۳۴۷	۲.۲.۹.۵.۲. نیروهای جانبی

۳۴۷	۲.۲.۹.۵.۳ ستون های زیپ دار
۳۴۸	۲.۲.۹.۵.۴ بادبندهای K
۳۵۳	۲ رفتار هیسترتیک و طراحی قاب های مهاربندی هم مرکز
۳۵۳	۲.۳.۱ پیکره بندی سیستم و مطالب کلی
۳۵۳	۲.۳.۱.۱ طراحی و تحلیل ظرفیت
۳۵۴	۲.۳.۱.۲ چیدمان بادبند برای مقاومت جانبی متعادل نشده
۳۵۶	۲.۳.۱.۳ اثر روش طراحی بر اضافه مقاومت سیستم
۳۵۶	۲.۳.۱.۴ نیروهای جمع کننده در برابر نیروهای فوقانی
۳۵۸	۲.۳.۲ طراحی بادبند
۳۵۸	۲.۳.۲.۱ کمانش برون- صفحه ای غیرالاستیک سیکلی
۳۶۰	۲.۳.۲.۲ کمانش درون صفحه ای سیکلی غیرالاستیک
۳۶۱	۲.۳.۲.۳ بادبندهای با مقطع مرکب
۳۶۱	۲.۳.۳ طراحی تیر
۳۶۱	۲.۳.۳.۱ پیکره های قاب مهاربندی V و V معکوس (جناقی یا چورون )
۳۶۴	۲.۳.۳.۲ پیکره های قاب مهاربندی X
۳۶۵	۲.۳.۳.۳ تیرهای انتقال برای چیدمان نامنظم
۳۶۶	۲.۳.۴ طراحی ستون
۳۶۶	۲.۳.۴.۱ نیروهای ستون طبق طراحی ظرفیت
۳۶۸	۲.۳.۴.۲ نیروهای ستون طبق روش ترکیب بار تشدید شده AISC
۳۶۹	۲.۳.۴.۳ نیروهای ستون طبق روش منسوخ SRSS
۳۶۹	۲.۳.۴.۴ نیروهای جانبی و دوران غیرالاستیک در نقطه بادبند بین تراز طبقات
۳۷۰	۲.۳.۵ طراحی اتصال
۳۷۴	۲.۳.۶ سایر مسائل
۳۷۷	۲.۴ سایر سیستم های قاب مهاربندی هم مرکز
۳۷۷	۲.۴.۱ قاب های خمشی خرابی ویژه STMF
۳۷۸	۲.۴.۲ ستون های زیپ دار
۳۷۸	۲.۵ مثال طراحی
۳۷۹	۲.۵.۱ تشریح ساختمان و بارگذاری
۳۸۰	۲.۵.۲ الزامات کلی



۳۸۱	۲.۵.۳ مبنای طراحی
۳۸۳	۲.۵.۴ سازه‌بندی اولیه بادبند
۳۸۳	۲.۵.۵ تحلیل مکانیسم پلاستیک
۳۸۴	۲.۵.۶ طراحی ظرفیت تیر
۳۸۶	۲.۵.۷ طراحی ظرفیت ستون
۳۸۸	۲.۵.۸ تحلیل و تعیین نسبت تکراری
۳۸۸	۲.۵.۹ طراحی اتصال
۳۸۸	۲.۵.۱۰ تکمیل طراحی
۳۸۹	۲.۵.۱۱ ملاحظات اضافی: ارباب ثقلی در سیستم های لرزه ای
۳۹۱	۲.۵.۱۲ مجموعه نکات مکمل SEAOC 2008 برای CBFها

### فصل ۳ - طراحی بادبندهای برون محور

۴۱۳	۳.۱ توسعه تاریخی
۴۱۴	۳.۲ رفتار تیر پیوند
۴۱۷	۳.۳ طبقه بندی تیرهای پیوند و ظرفیت تغییرشکل تیر پیوند
۴۲۰	۳.۴ سخت کننده عرضی تیر پیوند
۴۲۱	۳.۵ اثر نیروی محوری
۴۲۳	۳.۶ اثر دال بتنی
۴۲۴	۳.۷ اضافه مقاومت تیر پیوند
۴۲۵	۳.۲.۸ کیفیت سنجی آزمایشی و اثر پروتکل بارگذاری
۴۲۶	۳.۳ سختی و مقاومت جانبی EBF
۴۲۶	۳.۳.۱ سختی الاستیک
۴۲۶	۳.۳.۲ دوران مورد نیاز تیر پیوند
۴۲۹	۳.۳.۳ تحلیل پلاستیک و مقاومت نهایی قاب
۴۳۱	۳.۴ طراحی شکل پذیر
۴۳۱	۳.۴.۱ سازه‌بندی تیرهای پیوند
۴۳۱	۳.۴.۲ دبتیل تیر پیوند
۴۳۳	۳.۴.۴ تیر پیوندهای قوطی مرکب
۴۳۵	۳.۴.۲.۳ منشاء الزامات ضخامت سخت کننده مشخص شده در آیین نامه

۴۳۶	۳.۴.۳ مهاربندی جانبی یک تیر پیوند
۴۳۷	۳.۵ طراحی بر اساس ظرفیت سایر مولفه های سازه ای
۴۳۷	۳.۵.۱ کلیات
۴۳۷	۳.۵.۲ توزیع نیروی داخلی
۴۳۹	۳.۵.۳ بادبندهای قطری
۴۴۰	۳.۵.۴ تیرهای خارج از تیر پیوند
۴۴۱	۳.۵.۵ ستون ها
۴۴۱	۳.۵.۶ اتصالات
۴۴۱	۳.۵.۶.۱ اتصالات بادبندی قطری
۴۴۲	۳.۵.۶.۲ اتصالات تیر پیوند به ستون
۴۴۵	۳.۶ مثال طراحی
۴۴۶	۳.۶.۱ بارگذاری و تعریف ساختمان
۴۴۷	۳.۶.۲ الزامات کلی
۴۴۸	۳.۶.۳ مبنای طراحی
۴۴۹	۳.۶.۴ سازه بندی تیرهای پیوند
۴۵۸	۳.۶.۵ کنترل طرح نهایی تیر پیوند
۴۶۰	۳.۶.۶ دوران تیر پیوند
۴۶۱	۳.۶.۷ دیتیل تیر پیوند
۴۶۳	۳.۶.۸ تکمیل طراحی

#### فصل ۴ - طراحی بادبندهای ضد کمانش

۴۶۹	۴.۱ معرفی
۴۷۰	۴.۲ قابهای مهاربند کمانش ناپذیر شکل پذیر در مقایسه با قابهای مرسوم
۴۷۰	۴.۳ مفهوم و مؤلفه های مهاربند کمانش ناپذیر
۴۷۲	۴.۴ توسعه BRB ها
۴۷۴	۴.۵ مودهای گسیختگی غیر شکل پذیر
۴۷۸	۴.۵.۱ غلاف فولادی
۴۷۸	۴.۵.۲ اتصال بادبند
۴۷۹	۴.۵.۳ اثر اعوجاج قاب بر روی اتصال بادبند
۴۸۳	

۴۸۴	۴.۶ پیکره بندی BRBF
۴۸۶	۴.۷ طراحی بادبندهای کمانش ناپذیر
۴۸۶	۴.۷.۱ طراحی بادبند
۴۸۶	۴.۷.۲ مدل سازی الاستیک
۴۸۷	۴.۷.۳ بارهای ثقلی
۴۸۸	۴.۸ طراحی ظرفیت BRBF
۴۸۸	۴.۸.۱ الزامات آزمایش AISC
۴۹۰	۴.۸.۲ غلاف بادبند
۴۹۰	۴.۸.۳ اتصالات بادبند
۴۹۰	۴.۸.۴ تیرها و ستون ها
۴۹۱	۴.۹ مدل سازی غیرخطی
۴۹۱	۴.۱۰ مثال طراحی
۴۹۱	۴.۱۰.۱ بارگذاری و تشریح ساختمان
۴۹۱	۴.۱۰.۲ الزامات کلی
۴۹۱	۴.۱۰.۳ مبنای طراحی
۴۹۵	۴.۱۰.۴ تحلیل تکراری و تعیین نسبت
۵۰۱	۴.۱۰.۵ اعتبارسنجی و آزمایش بادبند
۵۰۲	۴.۱۱ نکات تکمیلی SEAOC Bluebook 2008
۵۰۴	۴.۱۲ نکات تکمیلی آیین نامه AISC

۵۱۵	<b>فصل ۵ - طراحی صفحه بادبند</b>
۵۱۶	۵.۱ رفتار لرزه ای اتصالات ورق بادبند
۵۱۶	۵.۱.۱ عملکرد ورق های بادبند در طول زلزله های گذشته
۵۱۷	۵.۱.۲ رفتار لرزه ای ورق های بادبند در آزمایشگاه ها
۵۲۵	۵.۲ خلاصه ای از رفتار صفحات بادبند
۵۲۵	۵.۲.۱ مودهای گسیختگی مقاومت
۵۲۶	۵.۲.۲ شکل پذیری اتصالات صفحات بادبند
۵۲۶	۵.۳ طراحی لرزه ای صفحات بادبند برای عملکرد شکل پذیر
۵۲۹	۵.۳.۱ طراحی لرزه ای اتصال عضو مهاربندی به ورق بادبند

۵۳۰	۵.۳.۲ طراحی لرزه ای صفحه بادبند
۵۳۱	۵.۳.۲.۱ تسلیم ناحیه ویتمور ورق بادبند
۵۳۱	۵.۳.۳.۲ کمانش صفحه بادبند
۵۳۲	۵.۳.۳.۳ کمانش لبه صفحه بادبند
۵۳۲	۵.۳.۳.۴ گسیختگی برش بلوک
۵۳۳	۵.۳.۳.۵ شکست سطح خالص ورق بادبند
۵۳۳	۵.۳.۴ طراحی لرزه ای اتصال صفحه بادبند به تکیه گاه هایش
۵۳۴	۵.۴ الزام ناحیه پلاستیک آیین نامه لرزه ای AISC
۵۳۵	۵.۵ مقاومت مورد نیاز اتصالات مهاربندی AISC
۵۳۶	۵.۶ تعیین دیتیل های لرزه ای ورق های بادبند
۵۴۱	۵.۶.۱ انتخاب طول $2t$
۵۴۳	۵.۶.۲ محاسبه عرض صفحه بادبند در ناحیه مفصل $w$ و ضخامت صفحه بادبند $t$
۵۴۵	۵.۶.۳ محاسبه زوایای $\alpha_1$ و $\alpha_2$
۵۴۶	۵.۶.۴ تعیین ابعاد صفحه بادبند $A, B$ و $L_1$ تا $L_2$
۵۴۹	۵.۶.۵ تعیین اینکه آیا نخستین گوشه داخل شونده در بال تیر است یا ستون؟
۵۵۱	۵.۶.۶ تعیین ابعاد صفحه بادبند $A, B$ و $L_1$ تا $L_6$ وقتی نقطه تقاطع خط مهاربندی (نخستین گوشه داخل شونده) روی تیر باشد
۵۵۲	۵.۶.۷ تعیین ابعاد صفحه بادبند $A, B$ و $L_1$ تا $L_6$ وقتی نقطه تقاطع خط مهاربندی (نخستین گوشه داخل شونده) روی ستون باشد
۵۵۲	۵.۶.۸ تعیین ابعاد صفحه بادبند $A, B$ و $L_1$ تا $L_6$ وقتی نقطه تقاطع خط مهاربندی (اولین کنج برگشتی) علاوه بر تیر روی ستون هم باشد
۵۵۲	۵.۶.۹ تعیین دیتیل های صفحه بادبند
۵۵۵	۵.۷ دیتیل های پیشنهادی صفحه بادبند برای SCBF ها
۵۵۵	۵.۷.۱ دیتیل های پیشنهادی برای کمانش درون صفحه ورق های بادبندها
۵۵۶	۵.۷.۲ دیتیل های پیشنهادی برای کمانش برون از صفحه صفحات بادبندها
۵۵۶	۵.۷.۳ نکات کلی برای دیتیل های نشان داده شده
۵۵۸	۵.۷.۴ دیتیل های پیشنهادی برای ورق های بادبند قاب های مهاربندی هم مرکز ویژه
۵۶۲	۵.۷.۵ دیتیل های پیشنهادی برای ورق های بادبند یک طرفه قاب های مهاربندی هم مرکز ویژه
۵۶۲	۵.۷.۶ سایر دیتیل های صفحه بادبند برای SCBFs ها
۵۶۶	۵.۷.۸ صفحات بادبند با تیرهای شیب دار
۵۷۰	۵.۷.۹ تعیین ابعاد صفحات بادبند برای موارد تیرهای شیب دار

- ۵۷۰ ۵.۷.۱۰ تعیین موقعیت نقطه تقاطع اولین کنج برگشتی
- ۵۷۲ ۵.۷.۱۱ تعیین ابعاد صفحه بادبند B, A و  $L_1$  تا  $L_7$  وقتی نقطه تقاطع خط مهاری (نخستین گوشه داخل شونده) روی تیر باشد
- ۵۷۳ ۵.۷.۱۲ تعیین ابعاد صفحه بادبند B, A و  $L_1$  تا  $L_7$  وقتی نقطه تقاطع خط مهاری (نخستین گوشه داخل شونده) روی ستون باشد
- ۵۷۳ ۵.۷.۱۳ تعیین ابعاد صفحه بادبند B, A و  $L_1$  تا  $L_7$  وقتی نقطه تقاطع خط مهاری (اولین کنج برگشتی) علاوه بر تیر روی ستون هم باشد
- ۵۷۳ ۵.۷.۱۴ ابعاد صفحه بادبند برای بادبندهای تقطع کننده یک تیر شیب دار از پایین
- ۵۷۵ ۵.۸ ورق های بادبند در کف ستون ها
- ۵۷۶ ۵.۸.۱ مشخص نمودن ابعاد صفحه بادبند برای اتصال به صفحه ستون
- ۵۷۶ ۵.۸.۲ دال رویه و ناحیه مفصل در اتصالات صفحه ستون

## فصل ۶ - طراحی دیوار برشی فولادی ویژه

- ۵۸۱ ۶.۱ معرفی
- ۵۸۲ ۶.۱.۱ مفاهیم کلی
- ۵۸۲ ۶.۱.۲ پیشرفت در طی مرور زمان
- ۵۸۴ ۶.۱.۳ پیاده سازی های بین المللی
- ۵۹۱ ۶.۱.۳.۱ SPSW سخت نشده
- ۵۹۱ ۶.۱.۳.۲ SPSW سخت شده
- ۵۹۲ ۶.۲ رفتار دیوارهای برشی ورق فولادی
- ۵۹۴ ۶.۲.۱ رفتار کلی
- ۵۹۴ ۶.۲.۲ مکانیسم پلاستیک
- ۵۹۷ ۶.۲.۱ روش سینماتیکی - اتصال ساده تیر به ستون
- ۵۹۸ ۶.۲.۲ روش سینماتیکی - اتصال صلب تیر به ستون
- ۵۹۹ ۶.۲.۳ تحلیل پلاستیک SPSW - قاب های چند طبقه
- ۶۰۱ ۶.۲.۳ فلسفه طراحی و اتلاف انرژی هیسترتیک
- ۶۰۲ ۶.۳ تحلیل و مدلسازی
- ۶۰۲ ۶.۳.۱ مدل های نوار
- ۶۰۵ ۶.۳.۲ مدل های اجزاء محدود
- ۶۰۵ ۶.۳.۳ تقاضا روی HBE ها
- ۶۰۶ ۶.۳.۳.۱ HBE لنگر به علت نیروهای عمود ورق

۶۱۰	۶.۳.۳.۲ RBS برای کاهش اندازه HBE بدون تشکیل مفصل پلاستیک در داخل یک دهانه
۶۱۱	۶.۳.۳.۳ پیامد تشکیل مفصل پلاستیک در داخل دهانه HBE
۶۱۵	۶.۳.۳.۴ تعادل کامل HBE
۶۱۷	۶.۳.۴ تقاضاها روی VBE ها
۶۲۳	۶.۴ طراحی
۶۲۳	۶.۴.۱ معرفی
۶۲۴	۶.۴.۲ طراحی ورق جان
۶۲۷	۶.۴.۳ طراحی HBE
۶۲۷	۶.۴.۳.۱ الزامات عمومی
۶۳۰	۶.۴.۳.۲ مقاومت مفصل پلاستیک HBE
۶۳۷	۶.۴.۴ طراحی VBE
۶۳۹	۶.۴.۵ توزیع نیروی جانبی بین قاب و پرکننده
۶۴۱	۶.۴.۶ دیتیل های اتصال
۶۴۳	۶.۴.۷ طراحی بازشوها
۶۴۴	۶.۵ دیوارهای برشی ورق فولادی سوراخ دار
۶۴۴	۶.۵.۱ دیوارهای برشی ورق فولادی سوراخ دار ویژه
۶۴۸	۶.۵.۲ دیوارهای برشی ورق فولادی با برش های گوشه
۶۵۲	۶.۶ مثال طراحی
۶۵۲	۶.۶.۱ شرح ساختمان و بارگذاری مورد مثال
۶۵۲	۶.۶.۲ الزامات سراسری
۶۵۴	۶.۶.۳ مبنای طراحی
۶۵۵	۶.۶.۴ طراحی جان
۶۵۷	۶.۶.۶ طراحی HBE
۶۶۱	۶.۶.۶ طراحی VBE
۶۶۳	۶.۶.۷ تغییر مکان نسبی
۶۶۳	۶.۶.۸ طراحی اتصال HBE
۶۷۱	فصل ۷ - طراحی دیوار برشی فولادی کامپوزیت ویژه
۶۷۲	۷.۱ معرفی

۶۷۳	۷.۲ مزایای دیوارهای برشی مرکب
۶۷۳	۷.۳ مؤلفه های اصلی یک دیوار برشی مرکب
۶۷۳	۷.۳.۱ دیوار برشی ورق فولادی
۶۷۶	۷.۳.۲ دیوار برشی بتن مسطح (C/R)
۶۷۶	۷.۳.۳ متصل کننده های برشی
۶۷۶	۷.۳.۴ ستون های مرزی
۶۷۶	۷.۳.۵ تیرهای مرزی
۶۷۶	۷.۳.۶ اتصالات دیوار برشی به اعضاء مرزی
۶۷۶	۷.۳.۷ اتصالات تیر به ستون
۶۷۷	۷.۴ سیستم های سازه ای با استفاده از دیوارهای مرکب
۶۷۸	۷.۵ مثالی از کاربرد دیوارهای برشی مرکب
۶۸۰	۷.۲ رفتار دیوارهای برشی مرکب
۶۸۰	۷.۲.۱ رفتار لرزه ای دیوار برشی مرکب در آزمایشگاه ها
۶۸۱	۷.۲.۲ آزمایشات سیکلی دیوارهای برشی مرکب
۶۸۱	۷.۲.۲.۱ نمونه های آزمایش
۶۸۳	۷.۲.۲.۲ تنظیمات انجام آزمایش
۶۸۴	۷.۲.۲.۳ ابزار و جمع آوری داده ها
۶۸۴	۷.۲.۲.۴ روش های آزمایش و توالی بارگذاری
۶۸۵	۷.۲.۲.۵ رفتار نمونه ها
۶۸۹	۷.۲.۲.۶ نتایج آزمایش و مقایسه ۲ نمونه
۶۹۱	۷.۳ ضوابط متناسب آیین نامه
۶۹۱	۷.۳.۱ معرفی
۶۹۲	۷.۳.۲ تعیین بارهای زلزله برایدیوارهای برشی مرکب با استفاده از آیین نامه های آمریکا
۶۹۲	۷.۳.۲.۱ مقدار $\rho$ برای دیوارهای برشی مرکب
۶۹۲	۷.۳.۲.۲ مقدار $Q_E$ و (ضریب $R$ ) برای دیوارهای برشی مرکب
۶۹۴	۷.۳.۲.۳ مقادیر $\Omega_0$ برای دیوارهای برشی مرکب C-SPW
۶۹۴	۷.۳.۲.۴ مقدار $C_h$ برای دیوارهای برشی مرکب
۶۹۴	۷.۳.۳ ضوابط طراحی لرزه ای برای دیوارهای برشی مرکب در آیین نامه ها
۶۹۵	۷.۴ طراحی لرزه ای دیوارهای برشی مرکب

۶۹۵	۷.۴.۱ انواع سیستم های دیوار برشی مرکب
۶۹۵	۷.۴.۲ معیار طراحی برای طراحی مبتنی بر عملکرد دیوارهای برشی مرکب
۶۹۵	۷.۴.۳ توسعه روشهای طراحی لرزه ای برای سیستم های دیوار برشی مرکب ورق فولادی
۶۹۶	۷.۴.۳.۱ شیوه های گسیختگی اصلی
۶۹۷	۷.۴.۳.۲ نظم سلسله مراتبی مودهای گسیختگی
۶۹۸	۷.۴.۴ طراحی المان دیوار مرکب
۷۰۰	۷.۴.۵ مقاومت در برابر لنگر واژگونی
۷۰۰	۷.۴.۶ طراحی اتصالات ورق فولادی به ستون و تیرهای مرزی
۷۰۰	۷.۴.۷ طراحی متصل کننده های برشی
۷۰۱	۷.۴.۸ طراحی تیر و ستون های بالا و پائین
۷۰۲	۷.۴.۹ مدلسازی دیوارهای برشی ورق فولادی مرکب در تحلیل

## فصل ۸ - طراحی صفحه ستون ها

۷۰۷	۸.۱ مقدمه
۷۰۸	۸.۲ مصالح، برپایی، نصب و تعمیرات
۷۱۰	۸.۲.۱ مشخصات فنی مصالح
۷۱۰	۸.۲.۲ انتخاب مصالح صفحه ستون
۷۱۰	۸.۲.۳ نصب صفحه ستون و تکمیل عملیات
۷۱۱	۸.۲.۴ جوشکاری صفحه ستون
۷۱۲	۸.۲.۵ مصالح میل مهار
۷۱۴	۸.۲.۶ سوراخ ها و واشرهای میل مهار
۷۱۵	۸.۲.۷ چیدمان و اندازه بندی میل مهار
۷۱۶	۸.۲.۸ طراحی برای بارهای موقت
۷۱۶	۸.۲.۹ مسائل مربوط به تداخلات معماری
۷۱۶	۸.۲.۱۰ رواداری و قرارگیری میل مهارها
۷۱۷	۸.۲.۱۱ روش های برافراشتن ستون
۷۱۸	۸.۲.۱۱.۱ روش تنظیم مهره و واشر
۷۱۸	۸.۲.۱۱.۲ روش ورق تنظیم
۷۱۸	۸.۲.۱۱.۳ روش دسته لایی یا فاصله پرکن



۷۱۹	۸.۲.۱۱.۴ تنظیم صفحه ستون های بزرگ
۷۱۹	۸.۲.۱۱.۵ الزامات گروت ریزی
۷۱۹	۸.۲.۱۱.۶ تعمیرات میل مهار
۷۲۰	۸.۲.۱۱.۷ میل مهارها در وضعیت غلط
۷۲۰	۸.۲.۱۱.۸ میل مهارهای خمیده شده یا غیر قائم
۷۲۱	۸.۲.۱۱.۹ بیرون زدگی بیشتر یا کمتر از اندازه میل مهارها
۷۲۴	۸.۳ جزئیات برای طراحی لرزه ای D
۷۲۵	۸.۴ طراحی اتصالات ورق صفحه ستون
۷۲۶	۸.۴.۱ حد اتکایی بتن
۷۲۷	۸.۴.۲ حد تسلیم صفحه ستون (مقاطع IPE شکل
۷۲۹	۸.۴.۳ حد تسلیم صفحه ستون (مقاطع HSS و لوله
۷۲۹	۸.۴.۴ روش طراحی کلی
۷۳۲	۸.۴.۵ بارهای محوری کششی
۷۳۲	۸.۴.۵.۱ کشش میل مهار
۷۳۴	۸.۴.۵.۲ مهار بتن برای نیروهای کششی
۷۳۴	۸.۴.۵.۳ مقاومت بیرون کشیدگی بتن
۷۳۴	۸.۴.۵.۴ طراحی ظرفیت بتن CCD
۷۳۶	۸.۴.۵.۵ ساخت با همپوشانی بتن آرمه
۷۳۸	۸.۵ طراحی صفحه ستون ها با لنگرهای کوچک
۷۴۰	۸.۵.۱ تنش اتکاء بتن
۷۴۱	۸.۵.۲ حد تسلیم خمشی صفحه ستون در سطح مشترک اتکاء
۷۴۲	۸.۵.۳ تسلیم خمشی صفحه ستون در سطح مشترک کشش
۷۴۲	۸.۵.۴ روش کلی طراحی
۷۴۳	۸.۶ طراحی صفحه ستون ها با لنگرهای بزرگ
۷۴۳	۸.۶.۱ تکیه گاه بتنی و نیروهای میل مهار
۷۴۵	۸.۶.۲ وضعیت حدی صفحه ستون در سطح مشترک تکیه گاهی
۷۴۵	۸.۶.۳ وضعیت حدی تسلیم صفحه ستون در فصل مشترک کششی
۷۴۶	۸.۶.۴ روش طراحی کلی
۷۴۶	۸.۷ طراحی برای برش

۷۴۷	۸.۷.۱ اصطکاک
۷۴۷	۸.۷.۲ تکیه گاه
۷۴۸	۸.۷.۳ برش در میل مهارها
۷۵۱	۸.۷.۴ اندرکنش کشش و برش در بتن
۷۵۱	۸.۷.۵ سنجاق ها و مهارها
۷۵۲	۸.۸ ملاحظات ویژه برای اتصالات دومهره، اتصالات پیش تنیده و سازه های ویژه
۷۵۲	۸.۸.۱ الزامات طراحی
۷۵۳	۸.۸.۲ مقایسه وضعیت حدى برای میل مهارها
۷۵۴	۸.۸.۳ وضعیت حدى خستگى کششى برای میل مهارها
۷۵۶	۸.۸.۴ الزامات نصب برای مفاصل پیش تنیده
۷۵۷	۸.۸.۴.۱ مفاصل مهره دوبله
۷۶۱	۸.۸.۵ بازرسى و نگهدارى پس از نصب
۷۶۳	۸.۹ توزیع فشار مثلثی
۷۶۳	۸.۹.۱ کلیات
۷۶۳	۸.۹.۲ تعیین ضخامت مورد نیاز صفحه ستون از مقاومت مورد نیاز
۷۶۳	۸.۹.۳ تعیین تنش مورد نیاز و اثرات خروج از مرکزیت
۷۶۵	۸.۹.۳.۱ روش طراحی برای یک پی خمشی کوچک
۷۶۷	۸.۹.۳.۲ روش طراحی برای یک پی خمشی بزرگ
۷۷۳	<b>فصل ۹ – میراگرهای فلزی</b>
۷۷۴	۹.۱ مفهوم فیوز سازه ای
۷۷۶	۹.۲ اتلاف انرژی از طریق تسلیم فولاد
۷۷۶	۹.۲.۱ مفاهیم اولیه
۷۷۷	۹.۲.۲ ورق های مثلثی تحت خمش (طراحی میراگرهای ADAS و T-ADAS)
۷۸۳	۹.۲.۳ میراگرهای کج شونده
۷۸۴	۹.۲.۴ تجهیزات میراگرهای C و E شکل
۷۸۵	۹.۳ اتلاف انرژی از طریق اصطکاک
۷۹۵	۹.۴ سیستم های لغزنده
۸۰۰	۹.۵ سیستم های پس کشیده باز مرکز گرا

۷۰۲	۹ . ۶ مواد فلزی جایگزین: سرب، آلیاژهای حافظه دار و سایرین
۸۰۳	۹ . ۷ کمیت پذیر کردن اعتبار سنجی صحت سنجی
۸۱۵	<b>فصل ۱۰ - مشکلات متداول در نصب سازه های فولادی و راه حل های پیشنهادی</b>
۸۱۶	۱۰ . ۱ پیش زمینه
۸۱۶	۱۰ . ۲ پیچ مهارهای کوتاه
۸۱۷	۱۰ . ۳ پیچ مهار های اشتباه کار گذاشته شده
۸۱۸	۱۰ . ۴ پیچ مهارهای طراحی شده برای ممانعت از واژگونی ستون در طول نصب فولاد
۸۱۹	۱۰ . ۵ الگوی پیچ مهار چرخش یافته
۸۲۰	۱۰ . ۶ پیچ مهارهای ناکافی برای نصب (برپایی) ستون
۸۲۱	۱۰ . ۷ اتصالات تک پیچ
۸۲۲	۱۰ . ۸ لوله ها
۸۲۵	۱۰ . ۹ ستون ها یا قوس های دوخته شده به هم با تیرچه های فولادی بدون پیچ
۸۲۵	۱۰ . ۱۰ وصله های ستون پایین تر یا بالاتر از کف طبقه
۸۲۶	۱۰ . ۱۱ ستون های قطع شده توسط تیرها
۸۲۶	۱۰ . ۱۲ ارتعاش
۸۲۶	۱۰ . ۱۳ بیرون زدگی ستون از قاب بندی تیر
۸۲۷	۱۰ . ۱۴ بازبینی و تغییراتی که در نقشه علامت ندارند
۸۲۷	۱۰ . ۱۵ اتصال دوگانه تیر به شاه تیر
۸۲۹	۱۰ . ۱۶ اتصال دوبله تیر به جان ستون
۸۳۰	۱۰ . ۱۷ پیچ های مختلف
۸۳۱	۱۰ . ۱۸ استفاده مجدد از پیچ های پر مقاومت
۸۳۱	۱۰ . ۱۹ گسترش دادن ورق پیوستگی برای میله پشت بند
۸۳۲	۱۰ . ۲۰ اتصالات جوش شده به داخل ستون
۸۳۴	۱۰ . ۲۱ اتصالات جوشی مهار شده
۸۳۶	۱۰ . ۲۲ تسمه های مهاری جوش شده در کارگاه
۸۳۸	۱۰ . ۲۳ سطوح غیر یکنواخت دهانه زنی عرشه کف فولادی
۸۳۹	۱۰ . ۲۴ اجرای بادبند کنار دیوار همسایه
۸۳۹	۱۰ . ۲۵ تداخل راه پله با دهانه بادبندی

۸۴۱	۲۶ . ۱۰ مشکل اجرا و اتصالات خرجینی
۸۴۴	۲۷ . ۱۰ اجرای دیوار برشی بتنی در سازه فولادی
۸۴۶	۲۸ . ۱۰ اجرای دستک در طره ها
۸۴۷	۲۹ . ۱۰ تغییر سیستم مهاربندی در ارتفاع
۸۴۸	۳۰ . ۱۰ تغییر سیستم مهاربندی در پلان
۸۵۳	فصل ۱۱ - دیتیل های تکمیلی
۸۷۹	پیوست اول - بحثی پیرامون طراحی تیر لانه زنبوری
۸۸۷	پیوست دوم - سیستم مشابه و جایگزین پیشنهادی برای اتصالات خورجینی
۹۰۱	پیوست سوم - مجموعه عکس های رنگی
۹۵۵	پیوست چهارم - دیکشنری فارسی به انگلیسی

## فصل اول

طراحی قاب های مقاوم خمشی شکل پذیر

## 1.1 کلیات

### 1.1.1 توسعه تاریخی

تاریخچه قاب های خمشی فولادی به ظهور ساخت بلند مرتبه یا برج در شهرهای شیکاگو و نیویورک در اواخر سال 1880 گره خورده، ساختمان 12 طبقه بیمه Home در شیکاگو اغلب به عنوان اولین ساختمانی که از قاب فولادی "اجرای اسکلتی" استفاده نمود، دارای اعتبار می باشد (Bennett 1995). در آن مفاهیم اولیه، قاب های فولادی برای حمل بارهای ثقلی من جمله از دیوارهای بنایی غیر مسلح غیر باربر طراحی شده بودند. با وجود اینکه مهندسين بطور حسی روی نازک کاری سخت برای مقابله با بارهای جانبی تکیه داشتند، تیرها به ستون ها به نحوی متصل بودند که امکان توسعه حرکتی قاب را فراهم می آورد. الزامات طراحی باد و زلزله صرفاً در دهه های اخیر اجباری گردیده اند. برای مثال، در آئین نامه ساختمانی سان فرانسیسکو نیروهای باد در ابتدا به دنبال زلزله سال 1906 سان فرانسیسکو مشخص شده بودند که بموجب آن بطور متناقضی طراحی زلزله تا سال 1948 الزام نداشت (EPRI 1997, 1994). با وجود اینکه طراحی لرزه ای بطور رسمی در آن زمان وجود نداشت، شواهد عینی از آن زلزله سال 1906 سان فرانسیسکو بسیاری از مهندسين را متقاعد به موثر بودن موزی قاب های خمشی فولادی برای مقاومت در برابر زلزله نمود، زیرا تصاویری گرفته شده بعد از زلزله نشان داد که بسیاری از ساختمان های بلند مرتبه جان سالم بدر بردند، بدون آسیب داخلی و خارجی قابل توجهی (Brinson 1959, Freeman). با این حال، پیکره بندی قاب فولادی در کل دهه های بعدی بطور قابل ملاحظه ای تکامل یافته و تغییر نمود (Hamaburger و همکاران 2009). در نتیجه، این مشاهدات با در نظر گرفتن عملکرد شکل پذیر قاب های خمشی فولادی در زلزله ها بطور قابل ملاحظه ای بوسیله زلزله Northridge 1994 (لس آنجلس) در ایالات متحده و بوسیله زلزله سال 1995 در Hyogo-ken Nanbu (کوبه) در ژاپن مورد چالش قرار گرفتند. در هر دو زلزله، قاب های خمشی فولادی آنگونه که انتظار می رفت، عمل نکردند. شکست ترد در اتصالات تیر به ستون در سازه های قاب خمشی فولادی مدرن مشاهده گردید که فرضیه شکل پذیری کامل را به مخاطره انداخته و نشان داد که دانش و آگاهی در مورد قاب های مقاوم خمشی فولادی ناقص بود.

### 1.1.2 رفتار کلی و مکانیسم پلاستیک

قاب های مقاوم خمشی (که قاب های خمشی نیز نامیده می شوند) به ساده ترین بیان، مونتاژ یا نصب ساده ای از تیرها و ستون هاست بطور صلب متصل شده به ستون ها می باشد. مقاومت در برابر نیروهای جانبی عمدتاً بوسیله عمل قاب صلب فراهم می شود- بنابراین با توسعه لنگرهای خمشی و نیروهای برشی در اعضا و اتصالات قاب می باشد. به علت اتصالات صلب تیر به ستون، یک قاب خمشی نمی تواند بدون خم کردن تیرها و ستون ها، بطور جانبی تغییر مکان دهد. بنابراین صلبیت خمشی و مقاومت اعضای قاب منبع اصلی سختی جانبی و مقاومت برای کل قاب می باشند. قاب های مقاوم خمشی فولادی در بسیاری از نواحی با لرزه خیزی بالا به دلایل متعددی محبوب بوده اند. ابتدا (همانطور که در بالا تشریح گردید) بر اساس شواهد از تحقیقات آزمایشگاهی (ارائه شده در بخش های آتی) به قاب های خمشی بعنوان سیستم های کاملاً شکل پذیر نگریسته شده است. فرمول آئین نامه ساختمانی برای طراحی نیروهای زلزله نوعاً بزرگترین ضرایب کاهش نیرو (و بنابراین پائین ترین سطح نیروهای طراحی جانبی) را برای قاب های مقاوم خمشی تخصیص می دهد که منعکس کننده ایده مولفین آئین نامه است، که قاب های مقاوم خمشی در بین شکل پذیرترین سیستم های سازه ای قرار دارند. ثانیاً، قاب های خمشی به واسطه تطبیق پذیری معماری شان، محبوب هستند. بواسطه انسداد بازشوهای دیوار، هیچ المان مهاربندی دارای چنین انعطاف پذیری نمی باشد. آزادی معماری از انعطاف پذیری جانبی ذاتی قاب های مقاوم خمشی حاصل می گردد. در مقایسه با قاب های مهاربندی شده، قاب های خمشی در معرض بارهای جانبی عموماً نیاز به اندازه بزرگتر اعضا نسبت به آنچه برای تنها مقاومت مورد نیاز است، می باشند تا خیزهای جانبی را

در محدوده تغییر مکان نسبی اجباری آئین نامه ای حفظ کند. انعطاف پذیری ذاتی قاب های خمشی می تواند به خرابی غیرسازه ای ناشی از تغییر مکان نسبی بزرگتر تحت بارگذاری زلزله (نسبت به سایر سیستم های سخت تر) منتهی گردد. رفتار شکل پذیرترین سیستم زمانی حاصل می گردد که مکانیسم مطلوب پلاستیک دوسویه یا نوسانی با تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای تمامی تیرها روی کل ارتفاع قاب، بتواند شکل بگیرد. مفصل پلاستیک شدن ستون ها که به یک مکانیسم پلاستیک محدود به یک طبقه منجر خواهد شد، نامطلوب است.

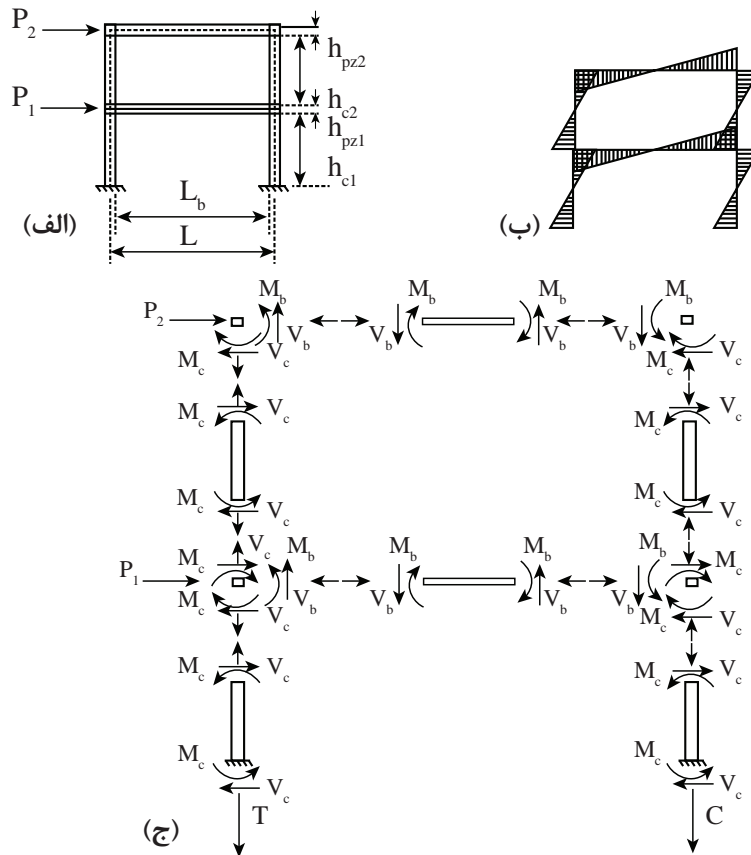
### 1.1.3 فلسفه طراحی

طراحی قاب های مقاوم خمشی بسطی مستقیم از اصول طراحی ظرفیت و تحلیل پلاستیک می باشد. نخست برای تضمین دستیابی به سلسله مراتب تسلیم مطلوب، خواص ساده پلاستیک مفروض در فواصل پیشین می بایست برای احتساب تعدادی از ملاحظات اجرایی نظیر مقاومت تسلیم مورد انتظار، اثرات سخت شوندگی کرنشی و سایر موارد که بخشی از پروژه این فصل می باشد، اصلاح شوند؛ ثانیاً (به دلایلی که بعداً تشریح می شود) در برخی موارد، ایجاد مفاصل پلاستیک در فاصله کوچکی از وجه ستون ها به تشکیل مفصل بافاصله در وجه ستون از جحیت دارد. سایر جنبه های طراحی قاب های مقاوم خمشی بوسیله این مفاهیم و سایر جزئیات مطلوب برای ایجاد امکان توسعه مکانیسم پلاستیک مطلوب هستند.

## 1.2 پاسخ اساسی قاب های مقاوم خمشی به بارهای جانبی

### 1.2.1 نیروهای داخلی در طول پاسخ لرزه ای

یک قاب مقاوم خمشی فولادی متشکل از 3 مولفه اساسی است؛ تیرها، ستون ها و چشمه های اتصال تیر به ستون. این ها در شکل 1-1 برای یک قاب خمشی تک دهانه ساده 2 طبقه به نمایش درآمده است. تیرها فاصله آزاد از سطح ستون تا سطح ستون  $L_p$  را دهانه زده و ستون ها به یک بخش آزاد دهانه  $h_{ci}$  و یک ناحیه منطقه پانل ارتفاع  $h_{pzi}$  تقسیم می شوند. چشمه اتصال بخشی از ستون شامل ناحیه اتصال یا درز در محل تقاطع یک تیر و یک ستون است. این تعریف زمانیکه طراح منشاء تغییر شکل های الاستیک و غیرالاستیک را در نظر می گیرد، (علاوه بر موقعیت های مفصل پلاستیک) ممکن می باشد. در تحلیل سازه ای مرسوم، قاب های خمشی اغلب به عنوان نمود خطی اعضای افقی و قائم مدل می شوند که در آن خطوط در گره های بی بعد تلاقی می کنند. چنین مدل هایی بطور آشکارا چشمه اتصال را در نظر نمی گیرند و نمودی ناقص از رفتار قاب خمشی را ارائه می نمایند. در طراحی قاب های خمشی شکل پذیر می بایستی چشمه اتصال را به طور غیرمستقیم لحاظ نمود. شکل 1-1 بطور کیفی توزیع لنگر خمشی، نیروی برشی و نیروی محوری را در یک قاب خمشی تحت بارهای جانبی نشان می دهد. این نیروهای داخلی برای تیر، بخش دهانه آزاد ستون و چشمه اتصال ستون و آنها شامل اثرات بارهای ثقلی نمی باشد. تیرها لنگرهای خمشی بزرگی از خود نشان می دهند، که نوعاً تحت خمش انحنای معکوس با لنگرهای ماکزیممی که در انتهای اعضا رخ می دهد، می باشند نیروی محوری و برش در تیر عموماً در زمینه پاسخ تیر در مقایسه با لنگر خمشی بسیار کوچکتر و کمتر قابل ملاحظه می باشند، با وجود آنکه آنها باید در طراحی لحاظ شوند. بطور مشابه، سهم دهانه های آزاد ستون ها نوعاً تحت لنگرهای بالا با نیروهای برشی نسبتاً پائین است. به دلیل لنگرهای واژگونی روی قاب، نیروهای محوری در ستون ها (هم در کشش و هم فشار) می توانند بالا باشند. در چشمه اتصال ستون تحت اثر لنگرهای بزرگ، به علت گرادیان شدید لنگر و احتمالاً نیروهای محوری زیاد، نیروهای برشی بالاست.



شکل 1-1: قاب شکل پذیر مقاوم خمشی: (الف) هندسه با در نظر گرفتن ابعاد محدود اعضاء، (ب) نمودار تیپ لنگر تحت بارگذاری جانبی و (ج) نیروهای متناظر عضو روی تیرها ستون ها و چشمه های اتصال

توزیع کیفی نیروهای داخلی بنمایش درآمده در شکل 1-1 اساساً برای طیف های الاستیک و غیرالاستیک رفتار مشابه است. مقادیر مشخصه نیروهای داخلی زمانیکه المان های قاب تسلیم شده و نیروهای داخلی مجدداً توزیع می شوند، تغییر می کنند. الگوهای اساسی نشان داده شده در شکل 1-1 مشابه باقی می ماند. برای دست یافتن به مقادیر دقیق نیروهای داخلی در قاب ها به تحلیل تاریخچه زمانی گام به گام غیرالاستیک نیاز است، ولی از این پیچیدگی تحلیلی در صورتیکه اصول طراحی ظرفیت در فرآیند طراحی باضافه تحلیل های الاستیک رایج گنجانده شوند، می تواند اجتناب نمود. در تحلیل پلاستیک قاب های خمشی می دانیم که بسته به مقاومت نسبی تیرها و ستون ها قاب بندی شده به یک چشمه اتصال [محل تلاقی تیر و ستون] مکانیسم های گسیختگی متعدد پلاستیک می توانند شکل بگیرد و ایجاد مفاصل پلاستیک در تیرها مکانیسم برتر است (شکل 1-10 را مشاهده فرمایید). در قاب های واقعی، با این حال، برخلاف قاب های مطالعه شده با استفاده از تحلیل پلاستیک ساده، سخت شوندگی کرنشی امکان تسلیم بیش از یک مولفه در



هر نقطه معینی را می دهد. در مثالی از ترتیب وقایع، ممکن است چشمه اتصال در ابتدا تسلیم شده، ولی هنوز سختی پس از تسلیم قابل ملاحظه ای را به واسطه سخت شوندگی کرنشی و سایر اثرات نشان دهد. در نتیجه، نیروهای بزرگتری را می توان در نقطه اعمال نمود و سایر اعضای قاب بندی نظیر یک تیر ممکن است به ظرفیت های پلاستیک خودشان برسند. بنابراین تیر، ستون و حتی چشمه اتصال می توانند در تغییر شکل پلاستیک کلی در نقطه بسته به مقاومت های نسبی و آستانه تسلیم شان مشارکت نمایند. یک مولفه سازه ای (بطور قابل ملاحظه) ضعیف تر از سایر قاب بندی انجام شده به اتصال باید به تنهایی اتلاف انرژی پلاستیک مورد نیاز را فراهم کند که بموجب آن مولفه های باید این بار را تقسیم کنند. به محض آنکه مشخص گردید، آن المان های سازه ای (که انتظار می رود تا انرژی هیسترتیک را هنگام زلزله اتلاف نمایند) باید به نحوی دیتیل بندی شوند که امکان ایجاد دوران های بزرگ پلاستیک را بدون افت قابل ملاحظه مقاومت فراهم آورند. تنها آن مولفه ها و دیتیل های اتصال قادر به فراهم نمودن ظرفیت های دوران پلاستیک سیکنکی مازاد بر تقاضاها باید برای تضمین عملکرد لرزه ای مطلوب استفاده شوند.

## 1.2.2 تقاضاهای دوران پلاستیک

تخمین تقاضاهای دوران پلاستیک برای یک قاب خمشی نوعاً بوسیله تحلیل های غیرالاستیک تاریخچه زمانی بدست می آیند. نتایج چنین تحلیل هایی به فرضیات مدلسازی حساس بوده و زمانیکه رکوردهای متفاوت حرکت زمین لحاظ می شوند، تغییر می نمایند. مقدار انرژی پلاستیک اتلاف شده بوسیله تیرها، چشمه های اتصال و ستون ها نیز تابعی از فلسفه طراحی اتخاذ شده خواهد بود. به آن دلایل، انتظارات کلی از تقاضای دوران پلاستیک برای قاب های خمشی جامع بر اساس استنتاج مشاهدات از مطالعات تحلیلی گذشته می باشد. پیش از زلزله Northridge بزرگترین دوران های پلاستیک مورد انتظار در تیرها به تنهایی (در غیاب تغییر شکل های پلاستیک چشمه اتصال) انتظار می رفت که 0.02 رادیان (Tsai و Popov 1989, Tsai و Popov 1988) با وجود آنکه برخی مطالعات مقادیری به اندازه 0.25 رادیان را گزارش می نمایند (Roeder و همکاران 1989). تقاضاهای مشابه دوران پلاستیک بوضوح در قاب های منعطف مورد انتظارند که طراحی شان تحت کنترل سازگاری یا تطابق با حدود تغییر مکان نسبی مختص آئین نامه باشد. یک روش تقریبی برای تخمین تقاضاهای دوران در یک قاب، آزمودن مکانیسم گسیختگی پلاستیک آن در نقطه تغییر مکان نسبی ماکزیمم می باشد. برای مثال، اگر مکانیسم نوسانی تیر نشان داده شده در شکل 1.10 در یک قاب طراحی شده مطابق حد تغییر مکان نسبی بین طبقه ای مختص آئین نامه شکل بگیرد، دوران ماکزیمم مفصل پلاستیک در یک تیر می تواند بشرح  $\Delta_e/h$  تخمین زده شود که در آن  $h$  ارتفاع طبقه و  $\Delta_e$  تغییر مکان نسبی بین طبقه ای غیرالاستیک است. تغییر مکان نسبی بین طبقه ای غیرالاستیک تقریباً به تغییر مکان هایی که طراح با استفاده از نیروهای در تراز طراحی  $\Delta_e$  محاسبه می کند، با روابط ساده ای نظیر  $\Delta_e = R\Delta_o$  (NRCC 2010) و یا  $C_d\Delta_e$  (ASCE 2010) مرتبط است که در آن  $R = R_d R_o$  یک ضریب کاهش بار لرزه ای طبق آئین نامه ساختمانی ملی کانادا و  $C_d$  یک ضریب تقویت خیز با هدف تامین همان پاسخ مشابه در روش آمریکایی است. نوعاً برای حدود تغییر مکان نسبی مختص آئین نامه، استفاده از روابط تقاضای دوران پلاستیک تقریباً  $0.02 \text{ rad}$  تولید می کند. این روش محافظه کارانه است، زیرا درصد زیادی از تغییر مکان نسبی کل قاب بطور الاستیک قبل از آنکه مفصل پلاستیک شکل بگیرد رخ می دهد، بشرط آنکه روش برای محاسبه  $\Delta_e$  و متمایز سازی خطر لرزه ای دقیق باشند. بعد از زلزله Northridge ظرفیت دوران اتصال مورد نیاز تا 0.03 برای اجرای جدید افزایش داده شد و 0.025 رادیان برای اصلاح بعد از زلزله ساختمان های موجود (SAC 1995b). این دوران هدف مقدار اجماع عمومی شکل گرفته پس از زلزله بر اساس تحلیل قاب های خمشی سازگار با آئین نامه با استفاده از تاریخچه های حرکت زمین ثبت شده در طول زلزله بود (برای مثال Bertero و همکاران). با وجود اینکه این ظرفیت دوران ممکن است از تقاضاهای واقعی زلزله روی اکثر اتصالات سازه ای فراتر برود، این امر احتمالاً به عنوان مقدار هدف (تا زمانیکه تحقیقات قابل ملاحظه نشان دهند که مقادیر کمتر قابل قبول هستند) باقی خواهد ماند.

### 1.2.3. مهاربندی جانبی و کمانش موضعی

اعضای سازه ای منتخب باید قادر به رسیدن و حفظ لنگر پلاستیک خودشان از طریق دوران های پلاستیک بزرگی که اجازه اتلاف هیسترتیک انرژی ناشی از زلزله را می دهند، باشند. بنابراین طراح باید کمانش موضعی بال و جان و کمانش جانبی-پیچشی را برای جلوگیری از گسیختگی پیش از موعد به علت ناپایداری عضو را بتاخیر بیندازد. به آن دلیل، فقط اشکال به لحاظ لرزه ای فشرده سازه ای می باید برای اعضای سازه ای که انتظار می رود تا مفاصل پلاستیک تشکیل دهند، استفاده شود. برای مثال، AISC 341-10 نسبت ضخامت عرض به ضخامت بال  $b_f/2t_f$  شکل های W را به  $0.3\sqrt{E/F_y}$  برای  $F_y$  بر حسب Ksi محدود می نماید (که بطور کلی متناظر با حد  $145/\sqrt{F_y}$  در CSA2009 برای  $F_y$  بر حسب مگاپاسکال است). از این گذشته، مهاربندی جانبی برای هردو بال این اعضاء باید در هر موقعیت مفصل پلاستیک قرار گرفته و در فاصله ای نه کمتر از  $0.086r_y E\sqrt{F_y}$  قرار گیرند که  $F_y$  بر حسب Ksi است که در آن شعاع ژیراسون عضو حول محور ضعیف اش است؛ AISC 358(AISC 2010) نیز حدود جایگزینی برای انواع خاص اتصالات از پیش تأیید شده تعریف نماید، که بعداً بحث خواهد شد. این الزام برسمیت می شناسد که بال هایی بالایی و پائینی بطور متناوب در طول یک زلزله تحت فشار بوده و برخی خروج از مرکزیت در موقعیت مفصل پلاستیک تحت شرایط مختلف بار را احتساب می نماید. بطور اجتناب پذیری کمانش موضعی بال ها و جان ها و کمانش موضعی در دوران های پلاستیک بسیار بزرگ شکل خواهد گرفت (حداقل در شکل سازه ای که معمولاً استفاده می شوند) ولی سازگاری با الزامات بالا، افت فزاینده در مقاومت را کاسته و به تضمین اتلاف انرژی غیرالاستیک خوب کمک می کند.

### 1.3 طراحی ستون قاب-خمشی شکل پذیر

#### 1.3.1 نیروهای محوری در ستون ها

کمانش ستون یک پدیده شکل پذیر نیست و می بایست از آن اجتناب نمود. بنابراین ستون ها باید برای پایدار باقی ماندن تحت ماکزیمم نیروهایی که می توانند در یک زلزله تحت اثر آن باشند طراحی شوند. این نیروها عموماً از نیروهای پیش بینی شده بوسیله تحلیل الاستیک با استفاده از بارهای زلزله مشخص شده بوسیله آئین نامه فراتر می روند، ولی ممکن است تخمین آنها دشوار باشد. به عنوان یک حد بالایی، با اندکی تخفیف به اثرات سخت شوندگی کرنشی، طراح می تواند ماکزیمم نیروها را با استفاده از اصول طراحی ظرفیت بدست آورد. با این حال، در طول یک زلزله، مفاصل پلاستیک بطور همزمان در تمامی طبقات تشکیل نشده، در عوض تنها در طبقات اندکی در آن واحد، اغلب در توالی موج های پیماینده بموازات ارتفاع ساختمان شکل می گیرند. در نتیجه بویژه در ساختمان های چند طبقه، روش طراحی ظرفیت، می تواند محافظه کارانه باشد. در مورد اینکه چه چیزی یک روش جایگزین مناسب را برای دستیابی به ماکزیمم نیروی محوری موثر روی یک ستون در طول لرزش یک زلزله تشکیل می دهد، توافق نظری وجود ندارد. برخی از آئین نامه ها نوعاً به یک مورد بار اضافی دسته بندی می شوند با بارهای مشخص شده زلزله بالاتر که می باید صرفاً برای طراحی ستون ها لحاظ شود. برای مثال AISC 341 از یک ترکیب بار لرزه ای تقویت شده استفاده می کند که در آن نیروهای لرزه ای در یک ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$  که فقط برای اهداف خاصی استفاده می شود، نظیر طراحی ستون ضرب می شوند (توجه داریم که برخی ویرایش های قدیمی تر منسوخ شده از یک ثابت ضریب اضافه مقاومت  $2R/5$  استفاده نمودند). کاربرد تکنیک SRSS در رابطه با اصول طراحی ظرفیت، ارائه شده در فصل قاب های مهاربندی شکل پذیر هم مرکز روش دیگری برای تخمین واقع گرایانه تر نیروهای محوری ماکزیمم ستون است. تمامی این روش ها دارای نقایص و محدودیت هایی (همانطور که پیشتر در آن فصل بحث شد) می باشند.

### 1.3.2 ملاحظات برای وصله های ستون

نوعاً نمودار لنگر خمشی برای تیرها و ستون ها یک نقطه عطف در جایی بموازات طول عضو نشان خواهد داد. مرتباً، برای طراحی اولیه، فرض می شود که نقاط عطف در میانه طول اعضاء قرار دارند. با وجود اینکه این یک فرضیه مناسب است، مهم می باشد در بیابیم که موقعیت نقاط عطف بطور قابل ملاحظه ای تغییر خواهد کرد. این امر بویژه زمانی صحیح است که تسلیم در قاب در طول یک زلزله رخ داده و اعضای خمشی در میان قاب باز توزیع می گردند. حتی با وجود اینکه الگوی اساسی لنگرهای خمشی مشابه باقی می ماند، موقعیت نقاط عطف می تواند بطور اساسی از موقعیت های نشان داده شده بوسیله یک تحلیل قاب الاستیک تغییر یابد. فرضیاتی با در نظر گرفتن موقعیت نقطه عطف می تواند بطور قابل ملاحظه بر طراحی وصله های ستون تاثیر گذارد. طراح می تواند موقعیت وصله ستون را در نزدیکی نقطه عطف بر اساس تحلیل قاب الاستیک انتخاب نموده (یا اندکی پائین تر از میانه ارتفاع برای فراهم نمودن شرایط جوشکاری در کارگاه مناسب) و وصله را برای لنگر خمشی نسبتاً کوچکی بر اساس آن نتایج تحلیل قاب الاستیک مشابه، طراحی نماید. این امر به علت امکان لنگرهای خمشی قابل ملاحظه در موقعیت وصله ستون باید لحاظ گردد (بدون توجه به نتایج تحلیل الاستیک)، کاری اشتباه خواهد بود. آزمایشات نشان داده اند که جوش های نفوذ ناقص در اعضای ضخیم تحت بارهای کششی ترد و شکننده تر می باشند (Bruneau و همکاران 1987، 1991 و Mahin، Popov 1977 و Stephen). برای مثال، دیتیل وصله استاندارد با نفوذ (ناقص که در مناطق لرزه ای متناوباً مورد استفاده می گردد)، نشان داده شده در شکل الف 1-2 برای بزرگترین اندازه ها ستون هایی که می تواند در یک دستگاه آزمایش ظرفیت 17800 کیلو نیوتنی (4000kips) جاسازی شود آزمایش گردید (mahin و Buneau 1991). این نمونه، که از فولاد رده A572 50 نصب شده بود، برای امکان ملاحظه بزرگترین نمونه که سطح مقطع آن کلاً بتواند نگه داشته شود، تحت خمش آزمایش گردید؛ با برش بخش از مقطع که می توانست اندکی تنش های پسماند مسدود شده را آزاد نماید. تنظیمات آزمایش در شکل ب 1-2. بنمایش درآمده است. همانطور که در شکل ج 1-2 نشان داده شده، رابطه انحناء- لنگر بطور عملی تا مقدار متناظر با تقریباً 60% لنگر پلاستیک اسمی مقطع ستون کوچکتر در وصله که در آن جوش به حالتی ترد شکست رسید (شکل د 1-2). به دلایل فوق الذکر، درزهای جوشی نفوذ ناقص در وصله های ستون بطور جامعی مورد بازبینی قرار گرفتند. بنابراین آئین نامه های طرح لرزه ای نوعاً الزام می دارند که وصله های در معرض نیروهای کششی خالص برای مقاومت پلاستیک سطح مقطع محوری ستون که کمتر از یا برابر 150% مقاومت وصله مورد نیاز محاسبه شده بوسیله تحلیل می باشند، محاسبه گردند.

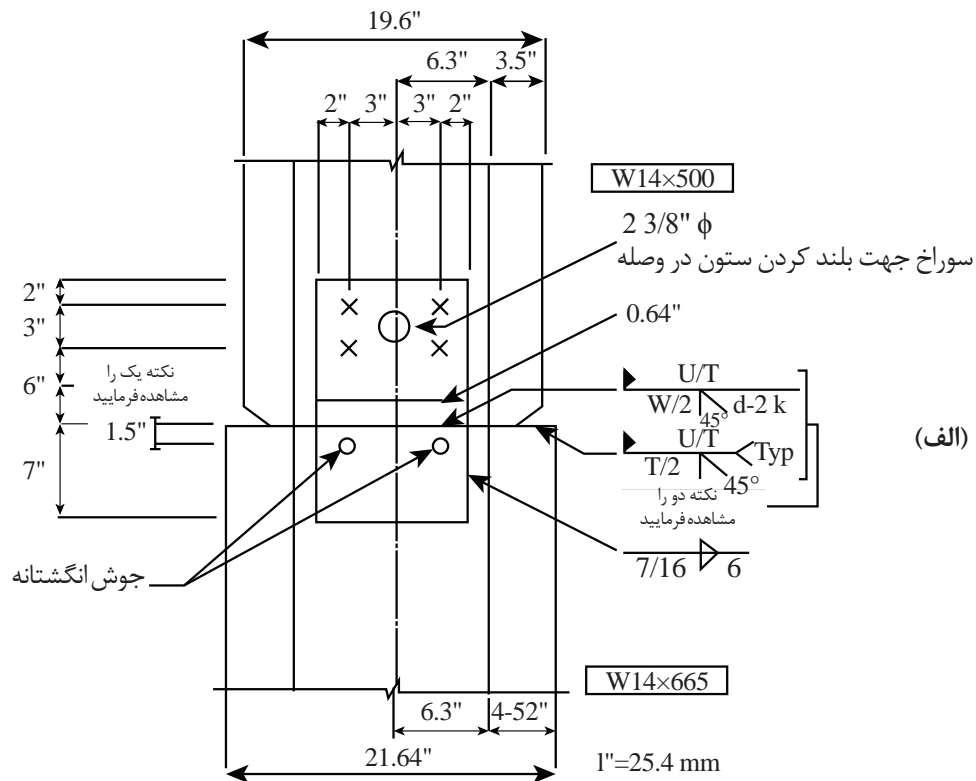
### 1.3.3 فلسفه ستون قوی/تیر ضعیف

قاب های سازه ای می توانند مقدار بیشتری از انرژی هیسترتیک را زمانیکه مفاصل پلاستیک در تیرها عوض ستون ها شکل می گیرد، اتلاف نمایند (شکل 1-10 را مشاهده فرمایید). این مکانیسم تیر، مقاومت کلی لرزه ای را تقویت نموده و از تشکیل یک مکانیسم طبقه نرم (ستون-نوسانی) در قاب های چند طبقه جلوگیری می کند. به قاب هایی که در آنها تدابیری برای ارتقاء مفاصل پلاستیک در تیرها عوض ستون ها اندیشیده شده است، قاب های ستون قوی/تیر ضعیف (SCWB) اطلاق می گردد. اکثر آئین نامه ها و راهنماهای طراحی به سمت فلسفه SCWB با الزام اینکه در اتصال مجموع ظرفیت های لنگر پلاستیک ستون ها از مجموع ظرفیت های لنگر پلاستیک تیرها بر اساس تعادل لنگری ساده در اتصال تجاوز می کند حرکت کرده اند (مطابق شکل 1-1) که در آن مورد:

$$\bullet M_{pc} = \bullet Z_{cr} F_{yc} = \bullet Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \geq \bullet M_{pb} \quad (1-1)$$

و بطور کل حداقل:

$$\bullet M_{pc} = \bullet Z_{cr} F_{yc} = \bullet Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \geq \bullet Z_b F_{yb} \quad (1-2)$$



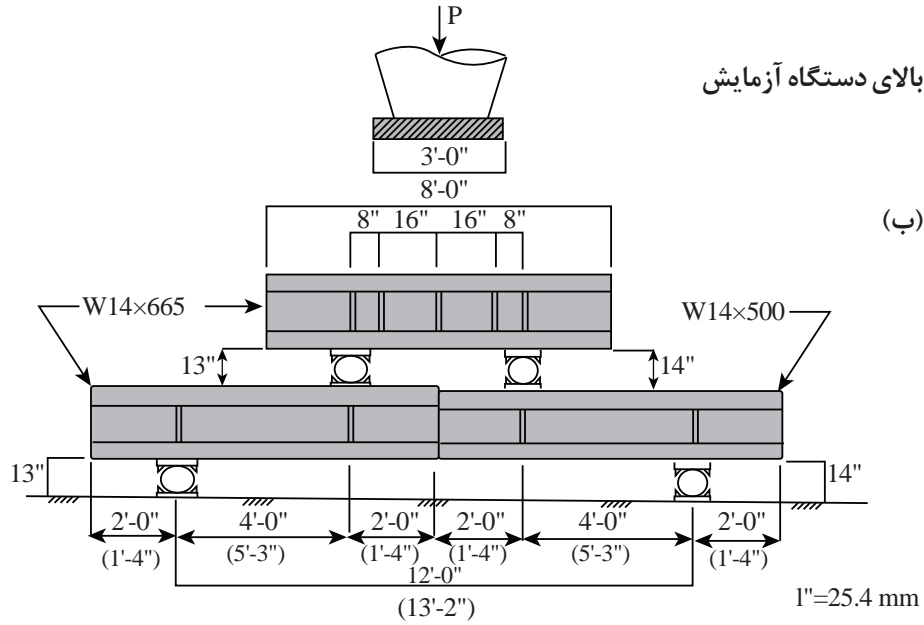
یادداشتها:

- همانطور که مشخص شده به عنوان یک جزئیات استاندارد 6 اینچ در عوض 3 اینچ فراهم کنید.
- بازرس صلاحیت دار هنگام اجرا می بایستی حضور داشته و آزمایش التراسونیک جوش را انجام دهد.

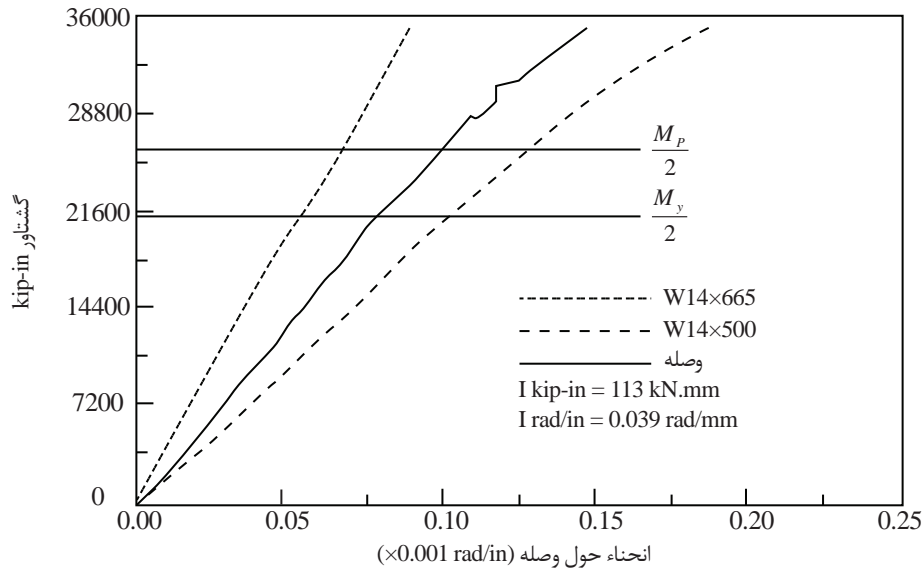
شکل 1-2: وصله ستون آزمایش با جوش های نفوذی جزئی در اعضای ضخیم:

(الف) دیتیل‌های وصله؛ (ب) انجام آزمایش؛ (ج) نتایج انحناء- لنگر؛ (د) وصله بعد از شکست ترد

بالای دستگاه آزمایش



1"=25.4 mm



ادامه شکل 1-2



(د)

## ادامه شکل 1-2

که در آن  $\sum M_{pc}$  مجموع تصاویر مقاومت های خمشی اسمی ستون ها بر روی خط آکس تیر بالا و پائین اتصال،  $A_g$  مساحت ناخالص ستون،  $F_y$  مقاومت تسلیم اسمی ستون،  $P_{uc}$  مقاومت محوری مورد نیاز در ستون از ترکیب بار در نظر گرفته شده،  $Z_c$  مدول مقطع پلاستیک ستون و  $Z_{cr}$  مدول پلاستیک کاهش یافته برای احتساب حضور نیروی محوری و  $\sum M_{pb}$  مجموع مقاومت های خمشی مورد انتظار (یعنی محتمل) مفاصل پلاستیک در تیرها، تصویر شده از موقعیت مفصل به خط آکس ستون می باشد. در اینجا، ظرفیت های محتمل (برخلاف ظرفیت های اسمی) بوسیله احتساب اثر سخت شوندگی کرنشی، مقاومت تسلیم بزرگتر از مشخص شده و سایر عوامل مشارکت کننده برای ذخیره کردن مقاومت بدست آمده اند. با این حال از لحاظ مفهومی، الزامات فوق نمی توانند بطور کامل از تشکیل مفصل پلاستیک ستون در اتصالات تیر به ستون جلوگیری کنند، زیرا نسبت لنگرهای ستون موثر در سطوح بالا و پائین یک اتصال بطور عمده ای در طول زلزله به دلیل حرکت نقطه عطف هر ستون تغییر می نمایند. تقاضاهای ستون نیز بطور شایان توجهی به عنوان تابعی از شدت حرکت زمین افزایش می یابد (FEMA 2000e, Nakashima و Sawaizumi 2000). این دیدگاه وجود دارد که ارضاء معادله فوق، تسلیم ستون را به سطحی که تعیین کننده نیست، محدود نموده و از همه مهمتر به حدی منجر به ستون قوی می گردد که برای گستردن تشکیل مفصل پلاستیک تیر روی سطوح چندگانه قاب کفایت نماید.

### 1.3.4 اثر نیروهای محوری بر شکل پذیری ستون

زمانیکه خطر مکانیسم های پلاستیک طبقه نرم قابل ملاحظه نیست، برخی اوقات استثنائات فلسفه SCWB در ساختمان های یک طبقه یا در طبقه آخر ساختمان چند طبقه مجاز می گردند. برای مثال، با توجه به AISC 341، الزام SCWB را برای چنین ستون هایی می توان مورد چشم پوشی قرار داد، به شرطی که بار محوری ماکزیمم موثر روی تیر کمتر از  $0.30P_y$  باشد (که در آن  $P_y$  برابر  $F_{yc} F_{yg} A_g$  مقاومت تسلیم اسمی ستون و  $A_g$  سطح ناخالص ستون) است. طراحانی که آن مسیر را می پیمایند، باید آگاه باشند که مفاصل پلاستیک ممکن است در ستون ها از قاب های WCSB شکل گیرند و اثر زیان آور محتمل نیروهای محوری را بر ظرفیت دوران ستون ها را بدانند. سایر استثنائات یا معافیت ها، زمانی وجود دارند که روش طراحی ظرفیت برای پیاده سازی دشوار بوده و سایر پیش اخطارها را می توان برای جلوگیری از مکانیسم های طبقه نرم اتخاذ نمود. در رابطه با اثرات بارهای محوری بر شکل پذیری ستون های فولادی، کمبود نتایج تحقیقاتی و آزمایشگاهی وجود دارد. تبعیت به فلسفه SCWB این وضعیت را بطور جزئی توصیف نماید. Popov و همکاران (1975) نشان دادند که رفتار سیکلی ستون های w شکل تابعی از یک بار اعمال شده در نسبت بار تسلیم  $(P/P_y)$  و مقدار تغییر مکان نسبی بین طبقه ای است. در آن آزمایشات، برای نمونه های مهاربندی شده، به جهت پیشگیری از کمانش موضعی حول محور ضعیف شان، گسیختگی ناگهانی به واسطه کمانش موضعی فزاینده و تنزل مقاومت (زمانیکه  $P/P_y$  از 0.5 تجاوز نمود) مشاهده گردید. حد از پیش ذکر شده  $0.03P_y$  (در  $0.04P_y$  در سایر آئین نامه ها) بطور تاریخی به این مجموعه از آزمایشات گره خورده است. کفایت حدود آئین نامه ای موجود توسط Schneider و دیگران (1992) مورد چالش قرار گرفته است؛ این نتایج نشان داد که قاب های ساختمانی فولادی مقاوم خمشی طراحی شده با توجه به فلسفه WCSB از تنزل سریع مقاومت و سختی، زمانیکه ستون ها در معرض بارهای محوری تقریباً برابر با  $0.25P/P_y$  بودند، لطمه می برد. فراتر از نگرانی های فوق، بارهای محوری بزرگ روی ستون شکل پذیر نیز می تواند به کوتاه شوندگی ستون هنگام تشکیل مفصل پلاستیک منتهی شود که می تواند به جهات بسیاری بویژه (اگر بطور غیر یکسان در ستون های مختلف ایجاد شود) مشکل ساز باشد. MacRae و دیگران (1990) ستون های تحت اثر فشار محوری ثابت  $P$  و تغییر مکان افقی سیکلی معکوس برای مقادیر  $P/P_y$  برابر  $0.8, 0.7, 0.6, 0.4, 0.3, 0.0$  آزمایش کردند. با وجود آنکه کوتاه شوندگی ستون بیش از 7% از طول آنها برای نسبت های بزرگتر بدست آمد، این امر تابعی از دوران های تجمعی پلاستیک بوده و کوتاه شوندگی به واسطه تهییج زلزله واقعی، کمتر از 1% طول ستون بود (ManRae و دیگران 2009). ستون های در معرض تغییر شکل های پلاستیک می بایست مقاطع فشرده بوده و با توجه به الزامات طراحی پلاستیک بطور جانبی مهار شده باشند. این امر نیازمند آنست که مهاربندی در هر موقعیت Northridge و فاصله بندی ماکزیمم بابدند  $0.086r_y E \sqrt{F_y}$  باشد.

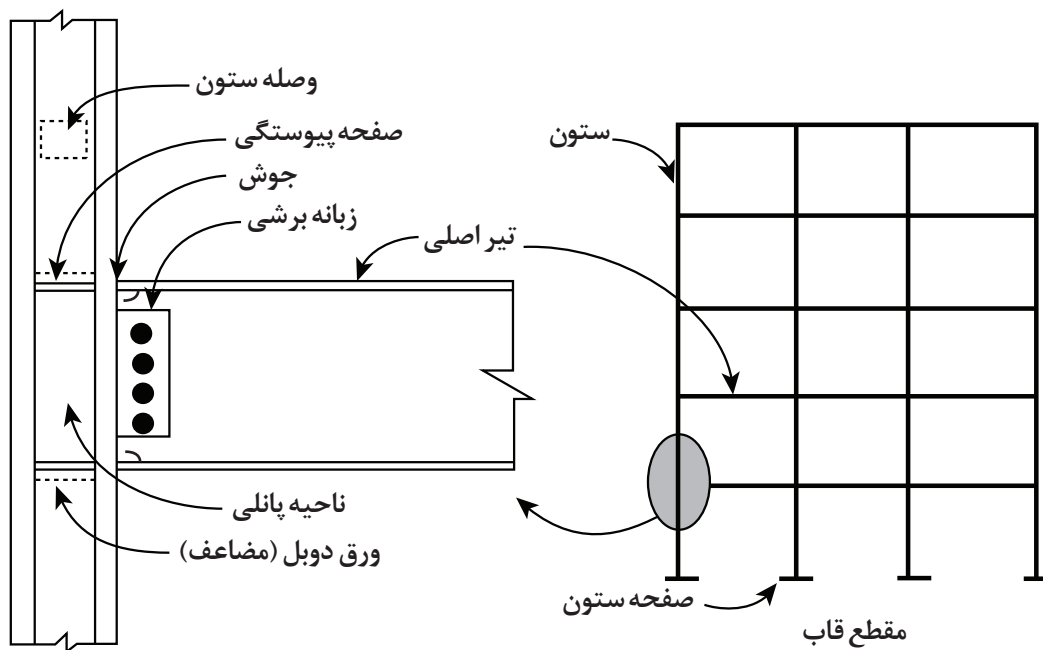
### 1.4 چشمه اتصال

پاسخ مطلوب لرزه ای یک قاب مقاوم خمشی شکل پذیر، بستگی به عملکرد مکفی اتصالات تیر به ستون آن دارد. برای قاب های ساختمانی چند طبقه، که انتظار می رود تیرهای متصل به ستون، گشتاور پلاستیک خودشان را تشکیل دهند، طراح باید از گسیختگی های نامطلوب در اتصال تیر به ستون جلوگیری به عمل آورد. در سازه های فولادی، انجام این کار نیاز به تدابیری برای ممانعت از انحراف بال ستون، تسلیم و لهیدگی جان و گسیختگی چشمه اتصال دارد. این بخش عمدتاً روی رفتار و طراحی چشمه اتصال های شکل پذیر تمرکز دارد، ولی ابتدا محتوایی مرتبط با مود های اول و دوم گسیختگی دارند.

### 1.4.1 پیشگیری از لهیدگی/تسلیم جان ستون و انحراف بال

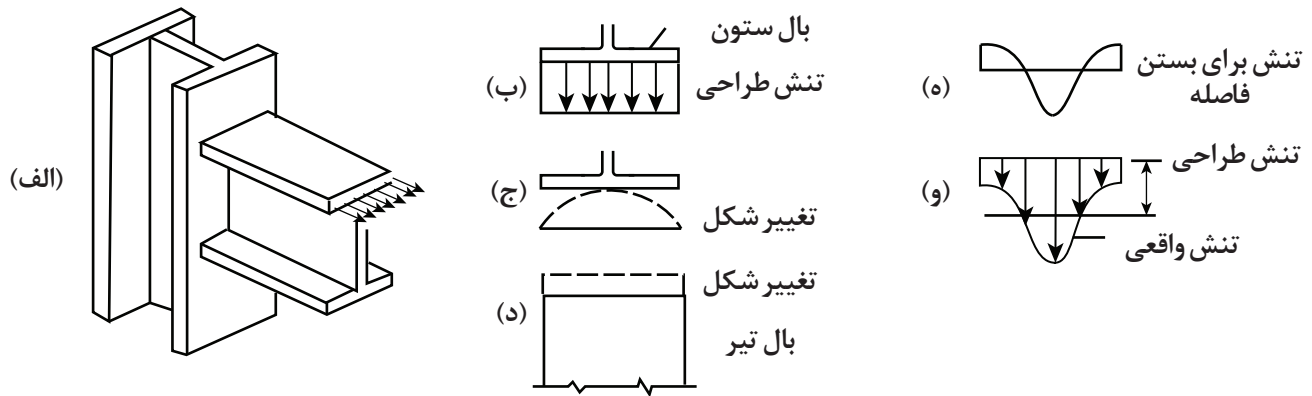
افزودن ورق های پیوستگی (به مفهوم متصل کردن بال های تیر در سراسر جان ستون) بطور موثری می تواند از لهیدگی/تسلیم جان ستون و انحراف بال پیشگیری نماید. مثال هایی از ورق های پیوستگی در شکل 1-3 نشان داده شده اند. زمانیکه تیرها به لنگر پلاستیک خودشان در سطح ستون می رسند (شکل الف 1-4)، بال های تیر، نیروهای موضعی بزرگی را به ستون ها اعمال می کنند (شکل ب 1-4). بال تیر در کشش، بال ستون را می کشد. در غیاب ورق های پیوستگی، (و اگر در هر صورتی غیرمهار شده باشد) بال ستون تحت آن عمل کششی با خیزهای بزرگتر در بال های ستون ها با سختی کم و ضخامت کوچک خمیده می شود (شکل ج 1-4). با این حال، بال ستون برای خیز، آزاد نیست، زیرا قاب بندی بال تیر در آن در صفحه خود صلب است (شکل د 1-4). از آنجا که تغییر شکل های المان های متصل باید سازگار باشند، تمرکز تنش در بال تیر که در آن بال ستون (از این رو نزدیک جان ستون) سخت ترین است (اشکال 1-4). در برخی آزمایشات اتصالات بدون ورق های پیوستگی، ترک خوردگی موضعی در جوش بال تیر در خط مرکزی ستون آغاز شده و سریعاً در سراسر کل عرض بال و ضخامت انتشار یافت. برای جلوگیری از این نوع گسیختگی، اکثر آئین نامه های لرزه ای نیاز به افزودن ورق های پیوستگی به نیروی مورد انتظار بال تیر از مقاومت ضریب دار بال  $\Phi R_n$  تجاوز کند دارد که در آن:

$$R_n = 6.25t_{cf}^2 F_{yf} \quad (1-3)$$



شکل 1-3: المان های اساسی قاب مقاوم خمشی شکل پذیر (FEMA)





شکل 1-4: توزیع تنش در بال تیر جوشی در سطح ستون در غیاب ورق های پیوستگی ستون (سخت کننده ها). (از مجله تحقیقات فولاد ساختمانی جلد 8 برای مثال، Popov، انعطاف پذیری چشمه اتصال در درزهای خمشی لرزه ای 1987)

که در آن  $t_{ef}$  ضخامت بال ستون،  $F_y$  مقاومت تسلیم اسمی بال ستون و  $\Phi$  برابر 0.9 است. این معادله بر اساس تحلیل خط تسلیم توسط Graham و دیگران می باشد. توجه داریم که (AISC 1992) مشخص گردانده که ماکزیمم نیروی بال تیر مورد انتظار، برابر  $1.8A_f F_y$  گرفته شود (که در آن  $A_f$  سطح بال تیر متصل شده و  $F_y$  مقاومت اسمی تیر است). این مقدار لنگر تیر سخت شده کرنشی را حدود 30% بزرگتر از لنگر پلاستیک اسمی مفروض داشته و در نظر می گیرد که جان تیر پیچی در انتقال لنگر موثر نمی باشد. بنابراین، اگر فقط بال های تیر، بطور موثری بتواند لنگر ماکزیمم تیر را در اتصال منتقل نماید، (و با فرض اینکه مدول پلاستیک فقط بال ها  $Z_f (\approx A_f d)$  که در آن  $d$  عمق تیر است) تقریباً برابر 70% مدول پلاستیک تیر و  $Z$  نیروی ماکزیمم مورد انتظار تیر می شود:

$$T_{max} = \frac{M_{max}}{d} = \frac{1.3M_p}{d} = \frac{1.3(ZF_y)}{d} = \frac{1.3\left(\frac{Z_f}{0.7}\right)F_y}{d} \oplus \frac{1.8A_f d F_y}{d} = 1.8A_f F_y \quad (1-4)$$

سایر آئین نامه ها (برای مثال CSA 2009) به نتیجه ای مشابه، به صورتی که مقاومت بال ستون کاهش یافته در کاربرد لرزه ای برای استفاده از ضریب بزرگنمایی 1.8 برای نیروهای بال تیر در معادله (1-4) می رسد. نظرات در مورد موثر بودن معادلات بالا در طول زمان بطور قابل توجهی تغییر نموده اند. متناسب با زلزله (Northridge، AISC 1992) پیشنهاد نمود که طراحان از ورق های پیوستگی (حتی زمانی که الزام فوق ارضاء گردید) استفاده نمایند، زیرا ورق های پیوستگی تقریباً در تمامی آزمایشات سیکلی استفاده شده بودند (پیش از 1994) که رفتار مطلوب شکل پذیر را بنمایش گذاشتند. AISC Design Guide 9 زمانی که بعد از زلزله Northridge (SAC1995b) منتشر گردید، نیز استفاده از ورق های پیوستگی در تمامی اتصالات قاب خمشی شکل پذیر، به منظور پیشگیری از تمرکز (تنش نمایش داده شده در شکل 1.4 در ناحیه جوش شده کاملاً تحت تنش) پیشنهاد دادند. آزمایشات محدودی بوسیله Ricles و دیگران (2000) به نتایج مشابهی منتهی گردید، که نشان داد که با وجود آنکه اتصالات دارای ورق های پیوستگی عملکرد بهتر لرزه ای

غیرالاستیک در مقایسه با موارد بدون چین ورق هایی هنوز دوران های پلاستیک مناسب ایجاد نمودند، بشرط آنکه بال ستون های سنگین الزام بالا را ارضاء نموده و  $t_{cf} \geq b_{cf}/6$ ، (که در آن  $b_{cf}$  عرض بال ستون می باشد). با توجه به آن، AISC 341 الزام می دارد که ورق های پیوستگی با ضخامت حداقل برابر یا ضخیم تر از 2 بال ستون متصل کننده به یک ستون، در اتصالات 2 لبه (یا برابر با نصف ضخامت تیر در اتصال یک لبه یا یک طرفه) فراهم شود، جز زمانیکه:

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad (1-5)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (1-6)$$

که در آن  $R_{yb}$  و  $R_{yc}$  نسبت های تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم حداقل مشخصه تیر و ستون قاب بندی شده در هر اتصال تحت ملاحظه (یا جز زمانیکه با نتایج آزمایش تأیید صلاحیت یا الزامات جایگزین برای اتصالات از قبل تأیید شده بوسیله مشخصات فنی AISC 358 (2010a) بحث شده در بخش های بعدی) می باشد. توجه داریم که معادله (1-5) بوسیله مساوی قرار دادن و بازچینش معادلات (1-3) و (1-4) و جایگذاری مقاومت های تسلیم مورد انتظار در عوض حداقل مقاومت های مشخصه بدست می آید. زمانیکه بال تیر فشار روی بال ستون اعمال می کند، از تسلیم جان ستون باید جلوگیری شود، (همانگونه که طبیعتاً در کاربردهای غیر لرزه ای می رود) با استفاده از معادلات راجع برای مقاومت تکیه گاهی داریم:

$$B_r = (5k+N) t_{cw} F_{yw} = (5k+t_{bf}) t_{cw} F_{yw} \quad (1-7)$$

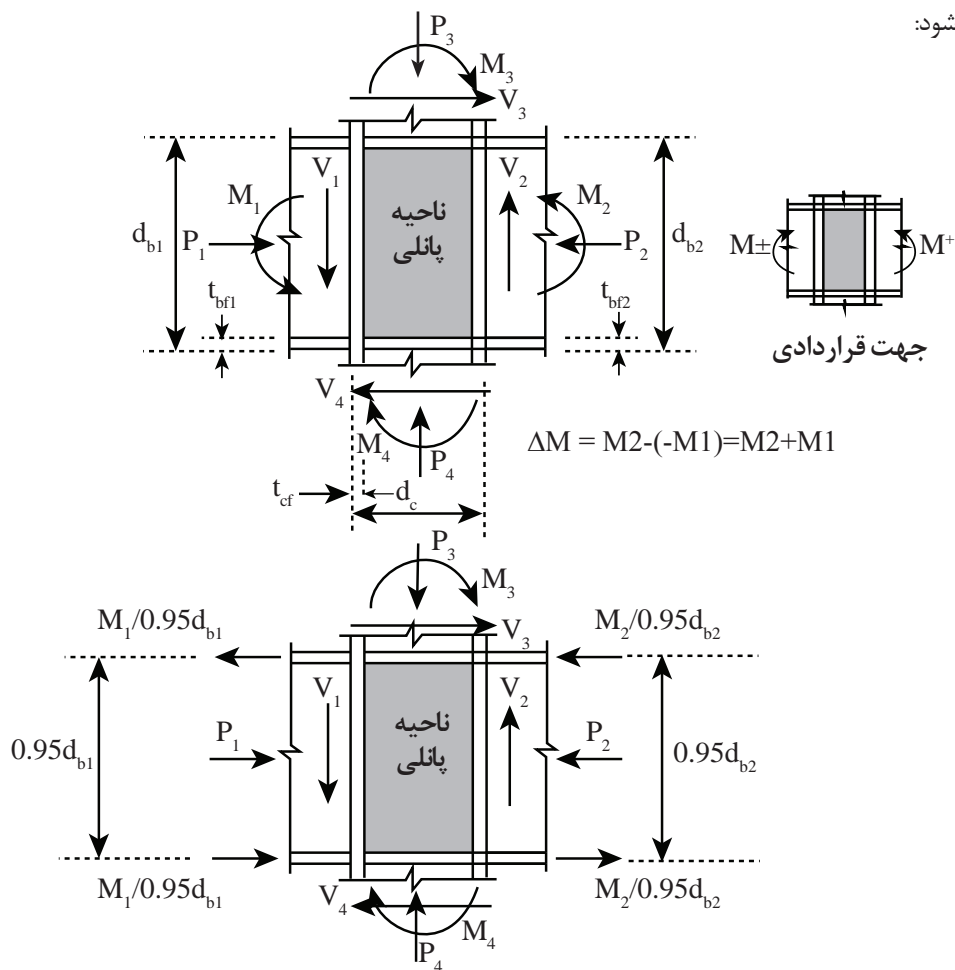
که در آن  $K$  فاصله از سطح خارجی ستون تا پاشنه جان پشت بند،  $N$  طول تکیه گاهی نیروی اعمال شده،  $F_{yw}$  مقاومت تسلیم جان ستون و  $t_{cw}$  و  $t_{bf}$  ضخامت های بال تیر و جان ستون می باشند. مقاومت در برابر لهیدگی جان باید کنترل شود:

$$B_r = 0.8 t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (1-8)$$

که در آن  $B_r$  مقاومت تکیه گاهی است. مجدداً تغییرات این معادلات و الزامات اضافی برای اتصالات خاص AISC 358 از پیش تأیید شده، تشریح شده می باشند. توجه داریم که آئین نامه های طراحی نیاز به لحاظ نمودن سخت شوندگی کرنشی در بال تیر در فشار ندارند، زیرا لهیدگی جان یک مود گسیختگی ترد نیست. زمانیکه مقاومت در برابر افزایش لهیدگی جان یا تسلیم جان لازم هستند، مرتباً ورق های دوبره بجای ورق های پیوستگی استفاده می شوند.

## 1.4.2 نیروها در ناحیه چشمه اتصال

چشمه اتصال تیر به ستون بخش مستطیلی جان ستون احاطه شده بوسیله بال های ستون (مرزهای چپ و راست قائم) و ورق های پیوستگی (مرزهای افقی بالا و پائین) می باشند. نوعاً، چشمه اتصال بطور همزمان تحت اثر نیروهای محوری، برش ها و لنگرها از ستون ها و تیرها مطابق شکل 1-5 است. با برقراری تعادل روی نمودار جسم آزاد شکل 1-5 و مثبت گرفتن نیروهای موثر نشان داده شده روی سطح پانل، برش افقی موثر در چشمه اتصال می تواند بشرح زیر حساب شود:



شکل 1-5: لنگرها، نیروهای برشی و نیروهای محوری موثر بر چشمه اتصال یک قاب مقاوم

خمشی شکل پذیر تحت اثر بارگذاری جانبی

$$V_w = \frac{M_1}{0.95d_{b1}} + \frac{M_2}{0.95d_{b2}} - V_c \quad (1-9)$$

که در آن  $d_{b1}$  و  $d_{b2}$  عمق تیرهای 1 و 2 و  $0.95d_{b1}$  و  $0.95d_{b2}$  تقریب هایی برای بازوی لنگر نیروهای بال تیر ناشی از لنگرهای اعمال شده (مطابق شکل 1.5 هستند).  $V_c$  برش زیرمونتاز متعادل کننده داده شده بشرح زیر است:

$$V_c = \frac{M_1 \left( \frac{L_1}{L_{b1}} \right) + M_2 \left( \frac{L_2}{L_{b2}} \right)}{h} \quad (1-10)$$

که در آن  $h$  میانگین ارتفاع طبقات بالا و پائین اتصال،  $L_1$  طول کل دهانه تیر  $i$  اندازه گیری شده بصورت مرکز به مرکز ستون هایی که به آنها متصل می شود و  $L_{bi}$  طول آزاد دهانه تیر  $i$  برابر فاصله از سطح به سطح ستون ها می باشد (به مفهوم کم کردن نصف عرض ستون در هر انتهای تیر) مطابق شکل 1-1 می باشد. زمانیکه نیروهای عضو از تحلیل کامپیوتری در دسترس هستند، طراح می تواند تخمینی از  $V_c$  با میانگین گیری برش های ستون در لبه های چشمه اتصال بدست آورد:

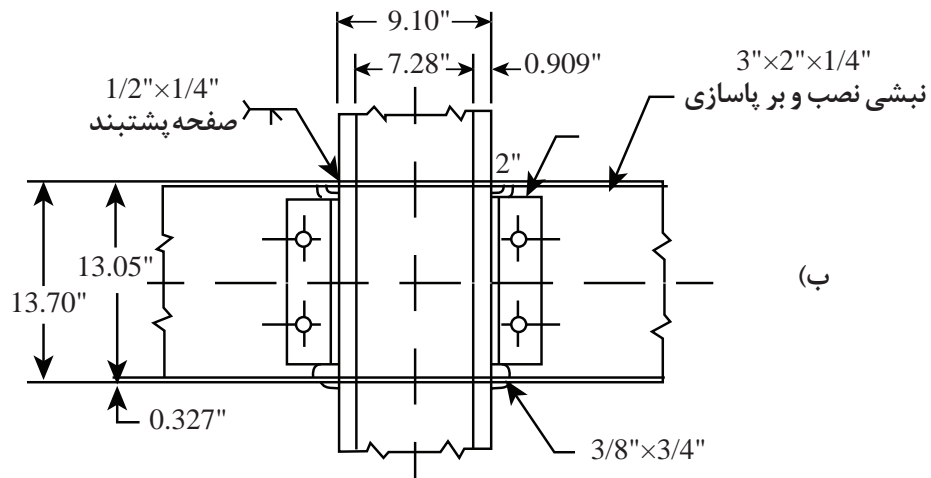
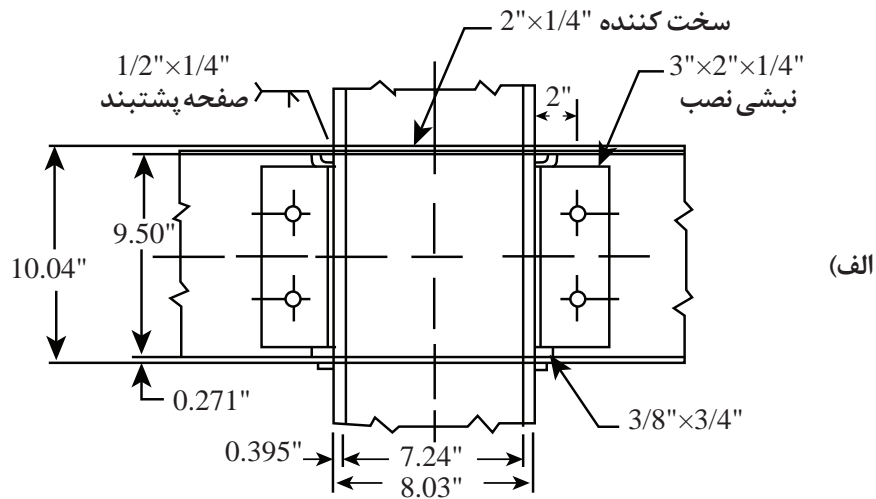
$$V_c = \frac{V_3 + V_4}{2} \quad (1-11)$$

این تخمین معمولاً به دلیل اینکه مقادیر کوچکتری از  $V_c$  و بنابراین مقادیر بالاتری از  $V_w$  می دهد، محافظه کارانه تر است. معادلات فوق نشان می دهند که شرایط بارگذاری بحرانی برای چشمه اتصال زمانی رخ می دهد که این تحت اثر لنگرهای بزرگ نامتعادل از تیرهای قاب بندی شده به ستون ها باشد. نیروهای برشی بزرگتر در چشمه های اتصال ستون های میانی شرکت کننده در یک قاب مکانیسم فروپاشی قاب نوسانی (از نوع نشان داده شده در شکل الف 1-10) زمانیکه تیرها روی تمامی لبه های چنین چشمه اتصالی به لنگر پلاستیک خودشان برسند. در حقیقت، برش چشمه اتصال در آن مورد بطور شایانی بزرگتر از برش در ستون ها و تیرهای مجاور بوده و امکان تسلیم چشمه اتصال را باید در نظر گرفته شود. اگر معادله (1-8) در معادله (1-7) جای گذاری شود، می توان نشان داد که برش چشمه اتصال  $V_w$  تنها به لنگرهای تیر  $M_1$  و  $M_2$  بستگی خواهد داشت. به عبارت دیگر، مقدار لنگر نامتعادل  $\Delta M = M_1 + M_2$ ، تقاضای نیرو روی چشمه اتصال را کنترل می کند. فلسفه های مختلف که باید با توجه به مقدار  $\Delta M$  برای طراحی لحاظ شوند متناسب با زلزله Northridge توسعه یافته اند. Tsai 1990b و Popov سه مورد از چنین فلسفه هایی را گزارش نمودند: چشمه های اتصال قوی، چشمه های اتصال با مقاومت متوسط، و چشمه های اتصال با مقاومت حداقل. برای چشمه های اتصال قوی، با تبعیت از اصول طراحی ظرفیت (SEAOC 1980)  $\Delta M = M_{pv1} + M_{pv2} = \sum M_p$  برای طراحی چشمه های اتصال مقاومت متوسط  $\Delta M = \sum M_p$  که در آن  $M_g$  لنگر به علت بارهای ثقیلی است. با فرض اینکه این لنگر 20% از  $M_p$  باشد، الزام طراحی  $\Delta M = \sum 0.8M_p$  می شود (Popov 1987, Popov 1989). برای طراحی چشمه اتصال حداقل مقاومت، از منظر طراحی تنش مجاز  $\sum (M_g + 1.85M_e) < \sum 0.8M_p$  که در آن  $M_e$  لنگر خمشی بدست آمده زمانیکه بارهای مشخصه زلزله بتنهایی اثر می کنند و 0.85 ضریب انتخاب شده برای کاهش بیشتر نیروی طراحی در چشمه اتصال و ارتقاء اتلاف انرژی بیشتر بوسیله تسلیم چشمه اتصال می باشد. در

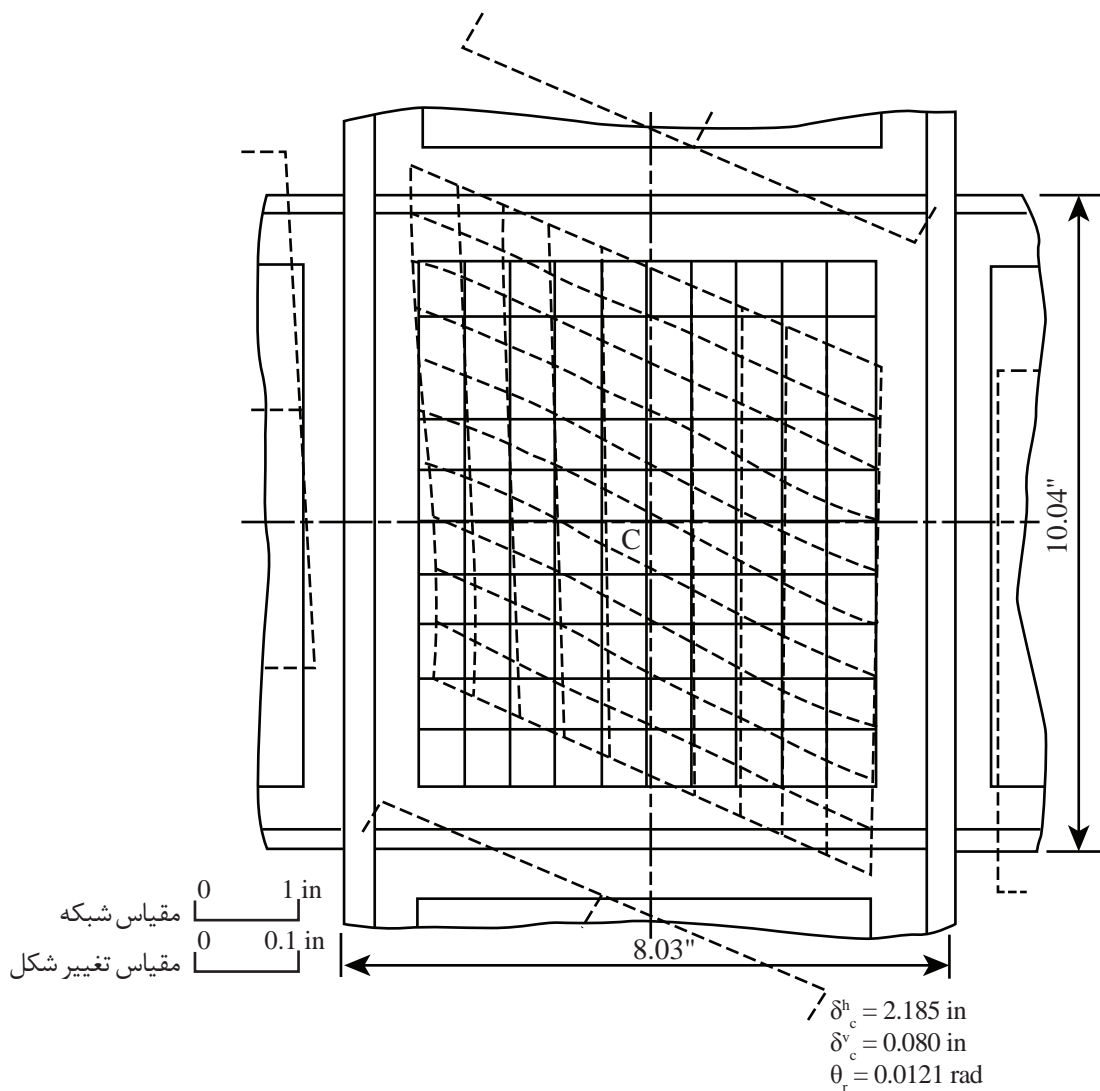
رابطه با زلزله Northridge، مطالعات اندکی پیامدهای این روش های طراحی متعدد را حسب سطوح نسبی تغییرشکل پلاستیک در چشمه های اتصال تیر و ستون بررسی نموده اند (Popov و دیگران 1989، Tsai، Popov و Tsai 1990b، و دیگران 1995). این تحقیقات تقاضاهای بزرگتر غیرالاستیک چشمه اتصال و تغییرمکان نسبی بین طبقه ای بزرگتر در قاب های طراحی شده طبق روش چشمه اتصال با حداقل مقاومت را خاطر نشان کرد. کاهش دلخواه تقاضاها برای ایجاد چشمه های اتصال ضعیف تر که روشی است که بواسطه در محدود کردن تقاضاها و ظرفیت ها، فقدان شفافیت و کارآزموده بودن لازمه است. فلسفه چشمه اتصال قوی به تناسب 1988، در ایالات متحده باضافه مقاومت برشی چشمه اتصال برابر  $0.55F_y A_w$  استفاده شد (که در آن A سطح جان ستون است) (SEAOC 1980). روش ها مقاومت متوسط و حداقل، به طور غیر مستقیم به این امر می انجامد که چشمه های اتصال ضعیف تری که زودتر تسلیم شده و به تناسب درصد بزرگتری از انرژی هیسترتیک کل را تلف می نماید، بوجود بیایند. علیرغم عدم وجود مبنای نظری دقیق، 2 روش آخر بوسیله آئین نامه ها و راهنماهای بسیاری در ایالات متحده (برای مثال، SEAOC 1988، AISC 1992) بعد از سال 1988 انتخاب شدند تا در رابطه با معادله مقاومت برشی چشمه اتصال تشریح شده در بخش 1.4.5 استفاده شوند. پس از زلزله Northridge در پی تغییرات پیاپی در الزامات آئین نامه (Lee و دیگران 2005) AISC 341 و AISC 358 الزام دارد که برش در چشمه اتصال لنگرهای موثر در سطح ستون، (تعیین شده از تصویر لنگر پلاستیک مورد انتظار ایجاد شده در تیر) با در نظر گرفتن سخت شوندگی کرنش مفصل پلاستیک و بطور سازگار با نمودارهای جسم آزاد تعیین شوند. در آن مورد، مقاومت چشمه اتصال، بطور مستقلاً به عنوان تابعی از رفتار مطلوب نهائی ارزیابی می شود.

### 1.4.3 رفتار چشمه های اتصال

مطالعه رفتار غیرالاستیک چشمه اتصال در سال 1970 آغاز شده و شامل کارهای Krawinkler و دیگران (1971، 1975 و Fielding و Huang (1971)، Fielding و Chen (1973) و Becker (1975) می باشد. آزمایشات نمونه های با مقیاس بزرگ بطور شفافی چیرگی انحراف برش ها روی رفتار چشمه اتصال را آشکار نمود. Krawinkler و دیگران (1971) بطور بصری این پدیده را با استفاده از تکنیک های نورسنجی مطابق شکل های ج و د 1-6 در کرنش های برشی بزرگ برای نمونه های نشان داده شده در شکل های الف 1-6 تا ب 1-6 بدست آوردند. این آزمایشات همچنین نشان دادند که چشمه های اتصال، (زمانیکه بدقت برای ممانعت از تسلیم و لهیدگی جان ستون دیتیل بندی شدند) علاوه بر انحراف بال ستون، می توانند در برش تا تغییرشکل های غیرالاستیک بزرگ، مشخصه های اتلاف انرژی هیسترتیک عالی را نشان دهند.



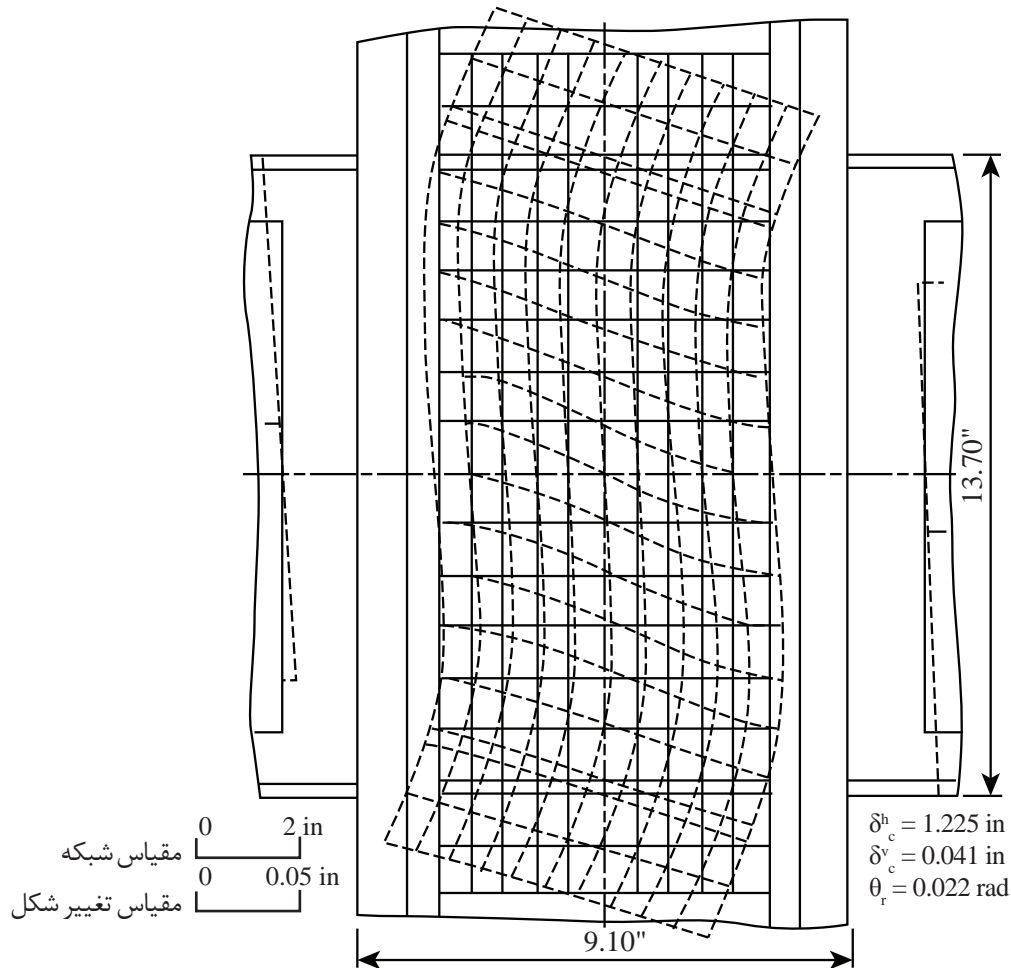
شکل 6-1: نتایج آزمایشات تغییرشکل چشمه اتصال: (a) جزئیات نمونه A؛ (b) نمونه B. ستون در نمونه A مقطع W200x36 (در واحد آمریکایی) و W8x24 (در واحد آمریکایی) با بال های نورد شده برای شبیه سازی W360x101 (W14x68 در واحد های آمریکایی) و ستون در نمونه B یک مقطع W200x100 (در واحد آمریکایی) W8x67 (W360x339 در واحد آمریکایی) برای شبیه سازی W14x228 (در واحد آمریکایی)؛ (c) الگوی تغییرشکل چشمه اتصال نمونه A؛ (d) الگوی تغییرشکل در چشمه اتصال نمونه B؛ (e) نمودار  $\Delta M$  در برابر  $\gamma_p$  برای نمونه A؛ (f) نمودار  $\Delta M$  در برابر  $\gamma_p$  برای نمونه B؛ (g) اثرات انحرافات پیاپی چشمه اتصال



نمونه A-2 LP9

ادامه شکل 1-6:

نتایج معمول از آزمایش غیرالاستیک سیکلی در شکل های 1-6e و 1-6f ارائه شده که بر حسب لنگر نامتعادل تیر  $\Delta M = M_1 + M_2$  در برابر انحراف برشی میانگین چشمه اتصال بیان شده است ( $\gamma_p$  کرنش های برشی یا تغییر شکل های برشی نیز در متن خوانده می شود).

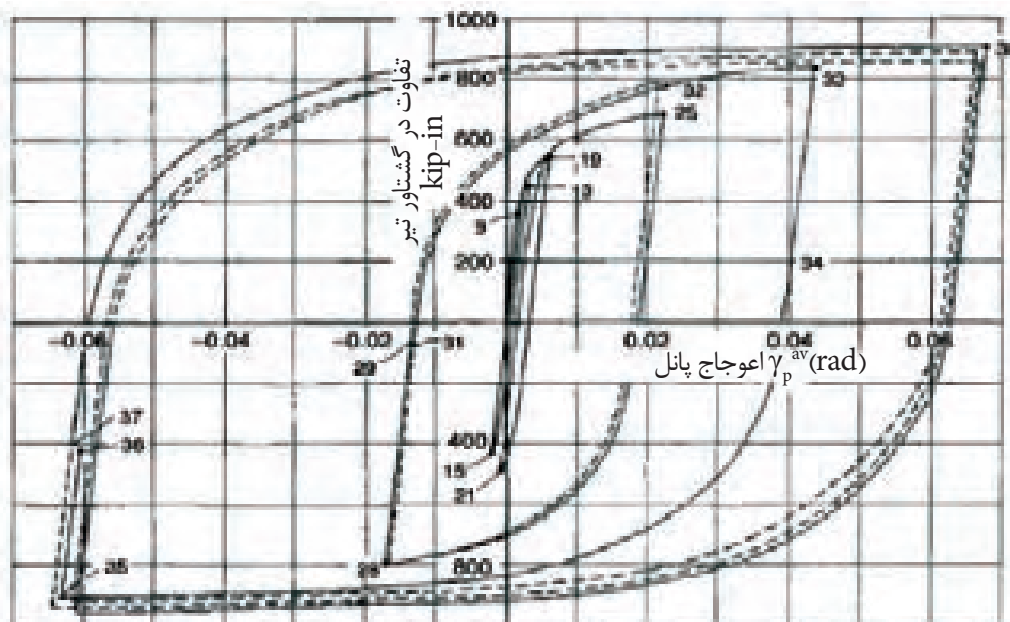


نمونه B-2 LP 12

ادامه شکل 6-1:

سنجش این حلقه های هیسترتیک نشان می دهد که چشمه های اتصال، مقاومت ذخیره قابل ملاحظه ای و رای تسلیم اول با یک شیب تند سخت شوندگی کرنشی را نمایش می دهند. این مورد از وضعیت های پیچیده تنش که درون چشمه های اتصال (زمانیکه تنش های برشی بطور فزآینده های افزایش می یابند) ناشی می شود. نوعاً در میانه پانل سازگار با نظریه الاستیک، تسلیم آغاز شده و تقریباً به حالت شعاعی روی کل چشمه اتصال (زمانیکه لنگر نامتعادل بیشتر افزایش می یابد) گسترش می یابد.

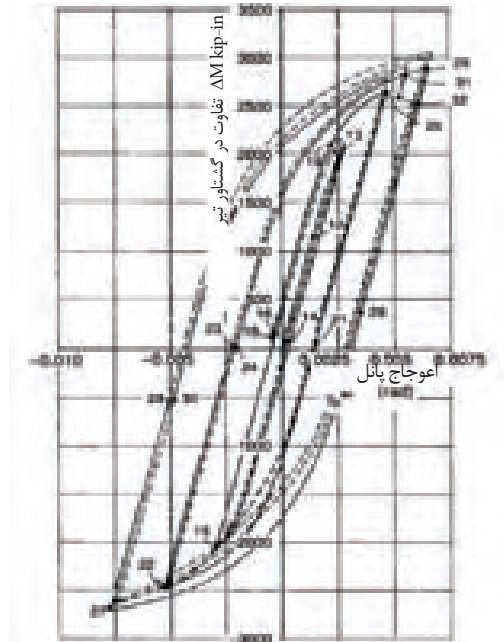




### نمونه A-1

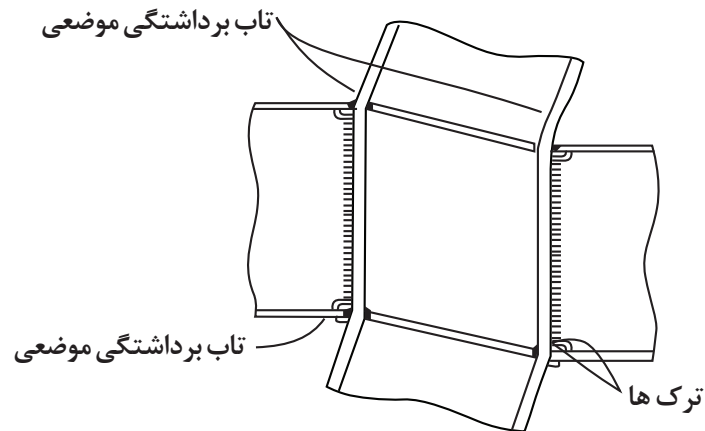
#### ادامه شکل 1-6:

در نتیجه، انحراف تنش در مرکز پانل از همه جا بیشتر و در گوشه ها از همه کمتر است. به محض آنکه جان بطور کامل تسلیم می شود، سختی چشمه اتصال به حالت پیچیده ای به نسبت شکل پانل  $d/d_p$  طبق شکل 1-5 و سختی المان های احاطه کننده آن، نظیر بال های ستون و جان های تیرهای متصل کننده وابسته است. این عوامل باضافه سخت شوندگی کرنشی جان در برش، سختی پس از تسلیم قابل ملاحظه (مشاهده شده در آزمایشات) را تولید می نمایند (اشکال 1-6e تا 1-6f را مشاهده فرمایید). بار محوری ستون نیز بر روی رفتار چشمه اتصال تاثیر دارد. در حضور تنش محوری، وقوع تسلیم برشی در چشمه اتصال، با توجه به معیار تسلیم فون میزس تسریع می گردد. به علاوه، آزمایشات نشان داده اند که مقاومت برشی نهائی پانل بطور اساسی تحت تاثیر بارهای محوری ستون نیست؛ مشاهده گردیده، زمانیکه پانل در برش تسلیم شد، بال های ستون مقاومت بار محوری را فراهم نمودند. این بازتوزیع، زمانیکه بال های ستون در طول تسلیم چشمه اتصال الاستیک باقی می ماند، میسر می باشد. نهایتاً، در کرنش های برشی بزرگ، بال های ستون در عوض وضعیت نیروی محوری و خمش ترکیبی، ظرفیت خمشی کامل پلاستیک خودشان ایجاد می کنند. زمانیکه این امر رخ می دهد، با تولید کرنش های بزرگ یا نزدیک جان های متصل کننده بال های تیر به ستون و احتمالاً شکست اتصال، احتمالاً پیچ و تاب های بزرگ در بال های ستون رخ خواهد داد.



ادامه شکل 1-6:

به این دلیل، محققین پیشنهاد نموده اند که انحراف ماکزیمم برشی در چشمه اتصال  $\gamma_{max}$  باید به چهار برابر انحراف تسلیم برشی  $\gamma_y$  محدود شود (Krawinkler و دیگران 1971).



نمونه A-1

ادامه شکل 1-6:

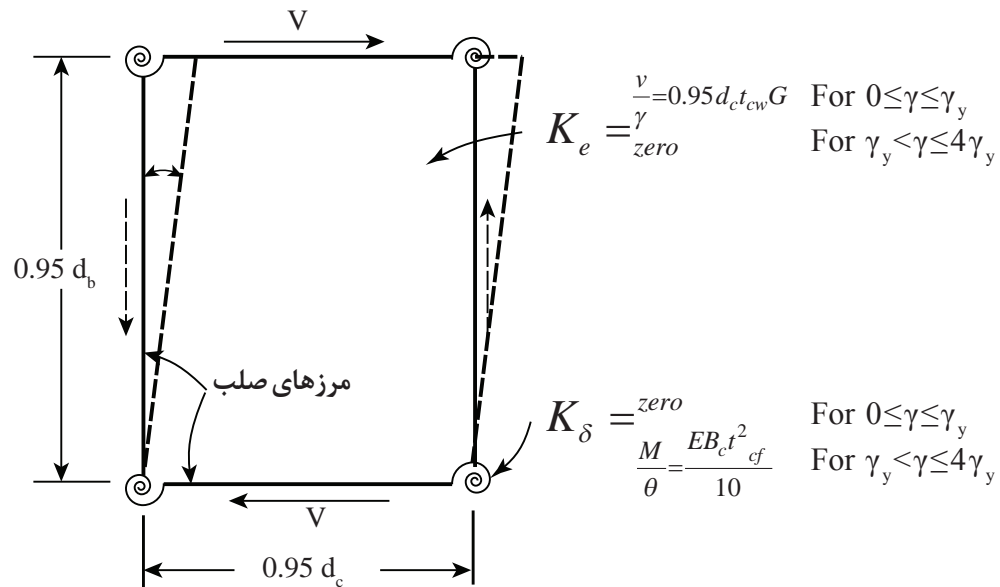
## 1.4.4 مدل سازی رفتار چشمه اتصال

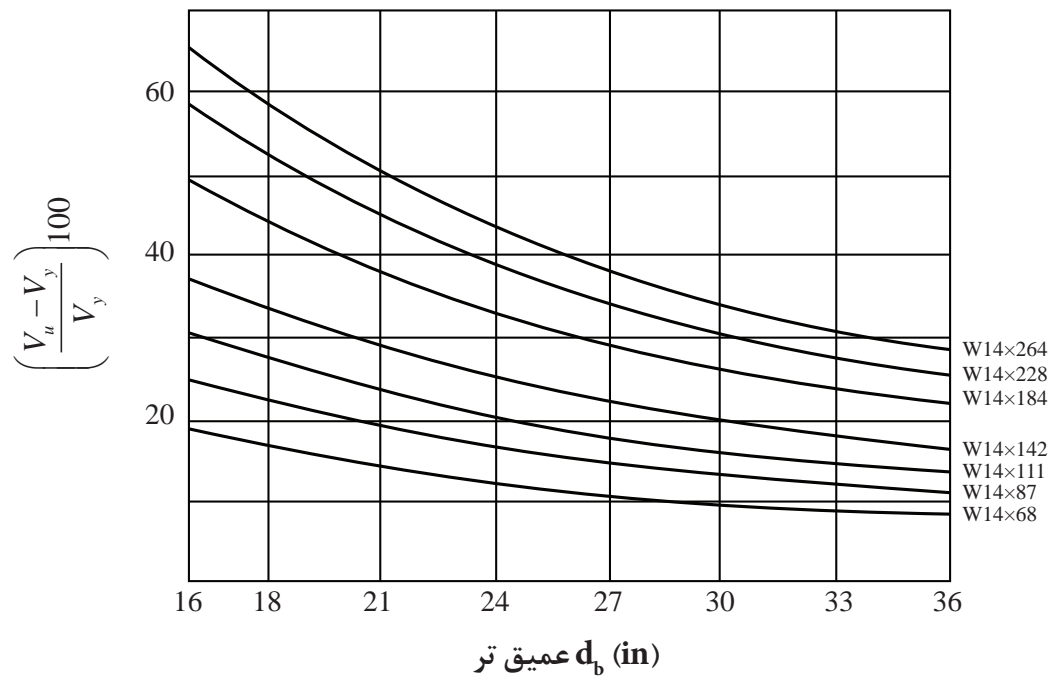
فرمول نویسی یک مدل ساده که رفتارهای پیچیده تشریح شده در بالا را بدست می دهد، اغفال کننده می باشد. سختی الاستیک و آستانه تسلیم نسبتاً ساده ای بوده، (ولی مدل سازی سختی پس از تسلیم که مشاهده گردید) بطور قابل ملاحظه ای از نمونه ای به نمونه دیگر تغییر می نماید، دشوار می باشد. Krawinkler و دیگران 1971 مدل ساده ای که برای ایجاد امکان شمول آن در برنامه های کامپیوتری عملی به قیمت فدا کردن دقت در مدل سازی شرایط مرزی واقعی را پیشنهاد نمودند. مدل پیشنهادی ارائه شده در شکل الف 1-7، از یک جان ستون پلاستیک کاملاً الاستیک احاطه شده توسط 4 لبه صلب متصل شده با فنرهایی در گوشه ها می باشد. این فنرها اثر بال های ستون بر روی رفتار چشمه اتصال را بدست آورده و از سایر رفتارها چشم پوشی می نمایند. در طیف الاستیک، سختی چشمه اتصال تقریباً برابر:

$$K_e = \frac{V}{\gamma} = \frac{1}{\frac{1}{0.95d_c t_{cw} G} + \frac{d_b^2}{24EI_{cf}}} \quad (1-12)$$

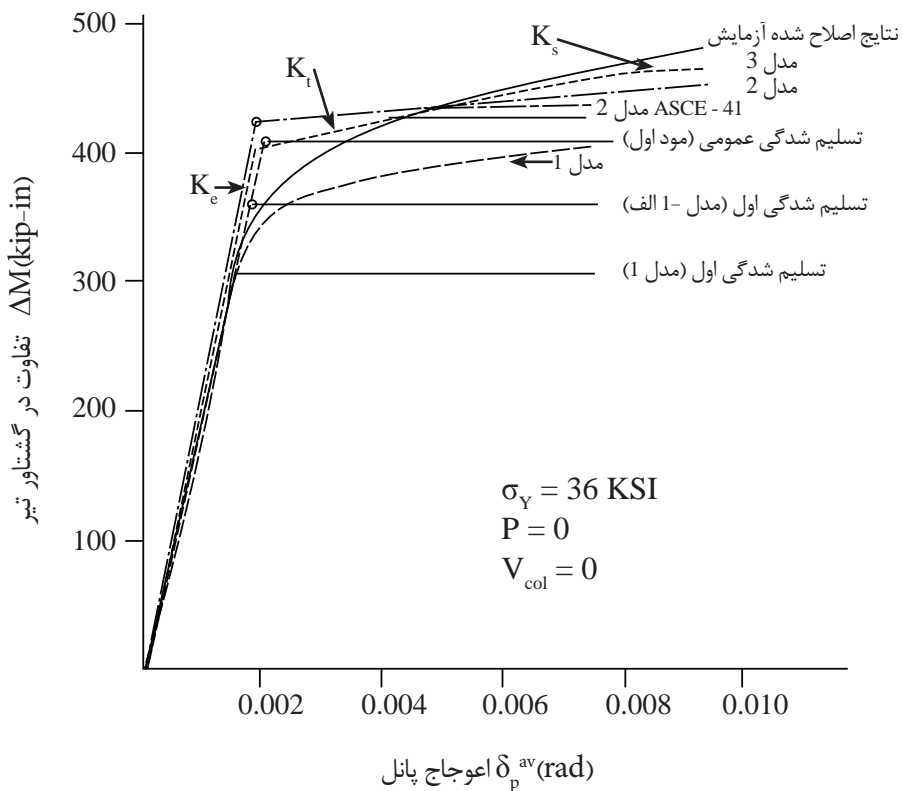
است که در آن  $G$  مدول برشی،  $E$  مدول الاستیسیته و  $I_{cf}$  لنگر اینرسی یک بال ستون تک،  $t_{cw}$  ضخامت جان ستون و تمامی بقیه عبارات قبلاً تعریف شده اند. با تشخیص اینکه بال نوعاً در 10% از سختی الاستیک کلی مشارکت می کند، طراح می تواند از عبارت دوم در مخرج کسر چشم پوشی کرده که به عبارت مشابه زیر برای سختی الاستیک منتهی می گردد:

$$K_e = \frac{V}{\gamma} = 0.95d_c t_{cw} G \quad (1-13)$$





شکل 1-7: رفتار چشمه اتصال: (a) مدل ریاضی؛ (b) مثالی از مقاومت نهائی طبق مدل کراوینکلر  $V_u$  در مقایسه با مقاومت تسلیم فون میزس  $V_y$ ؛ (c) برش چشمه اتصال آزمایشگاهی در برابر نظری (بیان شده بر حسب  $\Delta M$ ) برای نمونه A؛ (d) برش چشمه اتصال آزمایشگاهی در برابر نظری (بیان شده بر حسب  $\Delta M$ ) برای نمونه B (مدل کراوینکلر به عنوان مدل 3 روی آن شکل شناسائی می شود). (قسمتهای a تا d از مجله مهندسی، سه ماهه سوم 1978، "برش در اتصالات تیر-ستون در طراحی لرزه ای قاب های فولادی از کراوینکلر، با مجوز از AISC).



نمونه A

ادامه شکل 1-7:

در طیف پس تسلیم، سختی برشی چشمه اتصال صفر گرفته وی شود، که نتیجتاً سختی فنر بشرح زیر می باشد:

$$K_s = \frac{M}{\theta} = \frac{Eb_c t_{cf}^2}{10} \quad (1-14)$$

که در آن  $\theta$  دوران متمرکز فنر، و  $b_c$  و  $t_{cf}$  عرض و ضخامت بال ستون می باشند. این تعریف  $K_s$  را نمی توان از طریق استفاده از مدل های ساده اثبات نمود. Krawinkler و دیگران (1971) گزارش می دهند که تحلیل های اجزاء محدود برای تعیین دوران بال ستون در هر گوشه مربوط به این مدل استفاده شده اند.