

# بررسی رفتار اتصالات گیردار باصفحه کناری

اردشیر دیلمی<sup>۱</sup>; روح ا. اشرف<sup>۲</sup>

## چکیده

در زلزله ژانویه ۱۹۹۴ نورت ریج (Northridge) قاب‌های خمشی فولادی بسیاری از ناحیه اتصال دچار شکست ترد شدند. پس از زلزله تغییرات زیادی در نحوه طرح و اجرای اتصالات سازه‌های فولادی پیشنهاد شد. یکی از این روش‌ها، سیستم اتصال با صفحه کناری است. در این سیستم اتصال تیر به ستون توسط دو صفحه کناری تمام‌عمق انجام می‌شود. از آنجا که تیر به بال ستون متصل نیست، تمام آسیب پذیری‌ها و عدم قطعیت‌های رفتار ترد اتصالات متداول که در رفتار جوش نفوذی کامل بال‌های تیر به بال ستون نهفته است، از بین می‌رود. استفاده از صفحه کناری به علاوه، عیوب قلوه‌کن شدن بال ستون، کرنش‌های پیچیده سه محوره در وجه اتصال بال تیر به بال ستون، و ضعف رفتار چشمه اتصال در جان ستون را مرتفع می‌سازد. در این مقاله، به منظور بررسی رفتار غیرخطی سیستم اتصال با صفحه کناری، ۱۵ مدل سه بعدی به روش اجزای محدود، بوسیله نرم افزار ANSYS تحلیل شده است. نتایج حاصل از تحلیل‌ها نشان می‌دهند که این سیستم اتصال، با انتقال مفصل پلاستیک به درون تیر، دارای سختی، مقاومت، و شکل‌پذیری کافی است و می‌توان آن را در زمره اتصالات صلب، کاملاً مقاوم، و شکل‌پذیر قرار داد.

## کلمات کلیدی

سازه فولادی، اتصال ممان بر، صفحه کناری، سازه مقاوم درمقابل زلزله

## *Moment Resisting Connection with Sideplate*

Deylami, A.; Ashraf, R.

### ABSTRACT

Numerous steel moment-resisting connections failed by brittle fracture during the Northridge earthquake. Sideplate connection uses a pair of parallel full-depth side plates to connect the beam to the column. The beam never touches the column. The physical separation between beam and column eliminates the peaked triaxial stress concentration. Fifteen 3D finite element models were developed to represent the nonlinear behavior of sideplate connections. The results indicate that this connection type has sufficient stiffness, strength and ductility to classify it as rigid, full-strength, ductile connection.

### KEYWORDS

Steel structure, moment connection, side plate, seismic resisting.

<sup>۱</sup>عضو هیئت علمی دانشگاه صنعتی امیر کبیر deylamia@aut.ac.ir

<sup>۲</sup>کارشناس ارشد سازه دانشگاه صنعتی امیر کبیر

متعددی برای این امر وجود دارد که می‌توان به نزدیک شدن تار خنثی به بال بالایی، به دلیل وجود دال بتنی و رفتار مرکب فولاد و بتن، و فرایند جوشکاری مشکل و غیر ممتد در بال پایینی اشاره کرد. بال پایینی به دلیل وجود جان تیر به سختی جوشکاری می‌شود و امکان دسترسی به آن از بال بالایی کمتر است. به علاوه جوش در بال پایینی نمی‌تواند به صورت یکسره انجام گیرد و نقص‌های مختلفی در جوشکاری آن اتفاق می‌افتد. این شرایط نا مناسب با باقی ماندن تسمه زیر جوش و ایجاد شکاف بین آن و جوش، تشدید می‌شود.

آسیب‌ها، نواقص، و ناپیوستگی‌های جوش معمولاً به صورت ترک در ریشه جوش، ترک در ناحیه حرارت دیده (HAZ, Heat Affected Zone) و ترک در قسمت وسط فلز جوش می‌باشد. در اکثر موارد، ولی نه در همه آنها، شکست از درون و یا نزدیکی جوش‌های نفوذی کامل (Complete Joint Penetration (CJP) Groove Weld) بین بال پایینی تیر و بال ستون شروع شده است (شکل ۱). این شکست‌ها پس از شروع بسته به شرایط گره در مسیرهای مختلفی پیشرفت کرده‌اند. در بعضی موارد شکست‌ها کاملاً در ضخامت جوش بال پیشرفت کرده است (نوع ۱) در موارد دیگر ترک در امتداد بال ستون حرکت کرده و نوعی قلوه کن شدن بال ستون را باعث شده است (نوع ۲ و ۳). در این موارد قسمتی از بال ستون، به بال تیر متصل باقی می‌ماند ولی از دیگر قسمت‌های ستون جدا می‌شود. به این شکل شکست، معمولاً زوال لولایی ("Divot" or "Nugget" Failure) گفته می‌شود.

در تعدادی از شکست‌ها ترک کاملاً به درون بال ستون نفوذ کرده (نوع ۵) و در برخی حالات در طول یک سطح تقریباً افقی به موازات بال پایینی تیر گسترش یافته‌است (نوع ۴). در بعضی موارد، این شکست‌ها حتی تا بال دیگر ستون پیشرفت کرده و باعث قطع چشمه اتصال گردیده است. وقوع چنین آسیب‌ها در ستون علاوه بر اینکه مقاومت سازه را در برابر بارهای ثقیل کاهش می‌دهد، سازه را در تحمل بارهای جانبی نیز ضعیف می‌کند.

آسیب‌های ورق اتصال جان شامل شکست پیچ و یا جوش کمکی، تسلیم یا کمانش ورق اتصال و شکست کامل جوش به ستون می‌باشد. آسیب دیدگی ورق اتصال جان اغلب به دنبال آسیب دیدگی ستون، تیر، جوش، و چشمه اتصال اتفاق می‌افتد. آسیب‌های ناحیه چشمه اتصال نیز عمدتاً ناشی از شکست، کمانش، یا تسلیم ورق پیوستگی، شکست جوش ورق پیوستگی، تسلیم یا تغییر شکل نرم جان ستون، شکست جوشهای ورق دابل، و شکست جان (یا ورق دابل)، و کمانش جان است

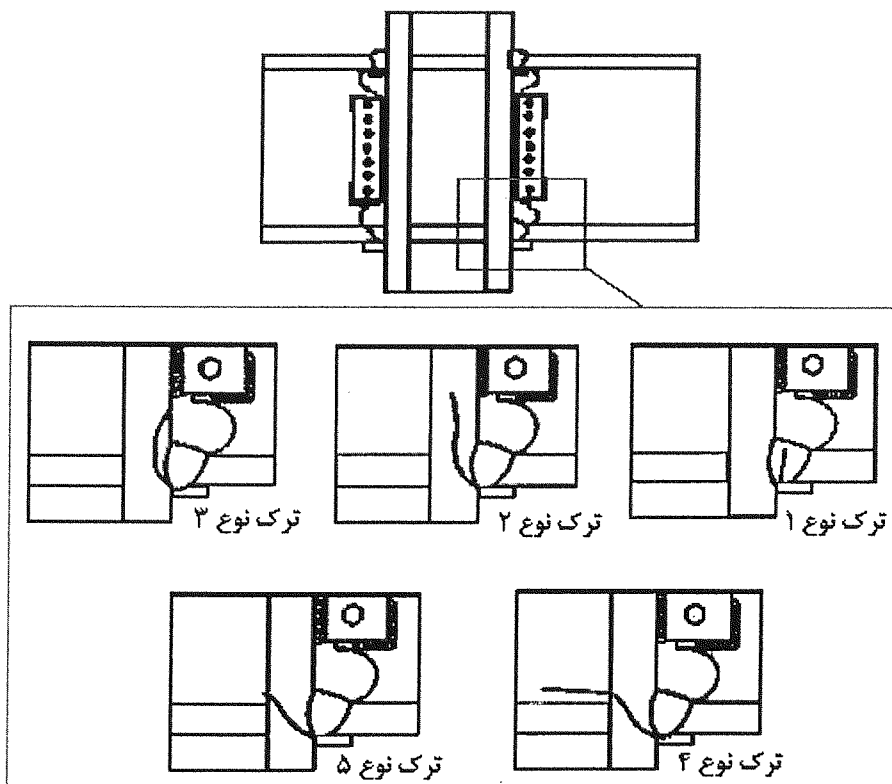
زلزله نورت ریچ (Northridge) به دلیل تحولاتی که در روند طراحی و ساخت اتصالات گیردار جوشی در سازه‌های فولادی ایجاد کرد، نقطه عطفی در تاریخ اتصالات سازه‌های فولادی محسوب می‌شود. به دنبال زلزله نورت ریچ، تعدادی از ساختمان‌های فولادی جوشی با قابهای خمشی (Welded Steel Moment Frame WSMF)، در ناحیه اتصالات تیر به ستون دچار شکست شدند. ساختمان‌های آسیب دیده طیف وسیعی از ساختمان‌ها را از نظر ارتفاع و عمر شامل می‌شدند. ساختمان‌های با ارتفاع یک تا ۲۶ طبقه، و سازه‌هایی که درست در زمان زلزله بر پا شده بودند، تا ساختمان‌هایی با عمر بیش از ۳۰ سال، آسیب دیدند [۶].

قابهای خمشی جوشی به طور معمول برای ساختمانهای فولادی متوسط تا بلند، مورد استفاده قرار می‌گیرند. این قاب‌ها برای مقابله با زمین لرزه، بر این اساس طراحی می‌شوند که بدون از دست دادن مقاومت، قابلیت تسلیم و تغییر شکل خمیری زیادی را دارا باشند. تغییر شکل خمیری مورد نظر، دورانهای پلاستیک درون تیرها در محل اتصالاتشان به ستون‌ها را شامل می‌شود، که از نظرتئوری انرژی داده شده به ساختمان را جذب می‌کند. فرض اساسی در مورد این اتصالات این بود که می‌توانند دوران‌های پلاستیک تا ۰/۰۲ رادیان و بزرگتر را بدون زوال در مقاومت خمشی تحمل کنند. در نتیجه انتظار می‌رفت در بر خورد با زلزله‌های شدید این سازه‌ها رفتاری بسیار شکل پذیر داشته و بجای تحمل شکست ترد (Brittle Fracture) در اتصالات، دچار آسیب‌هایی مثل تسلیم و کمانش‌های موضعی در تیرها بشوند.

به هر حال ساختمان‌ها آن طوری که انتظار می‌رفت رفتار نکردند و به دلیل آسیب‌های اتصالات، ضررهای اقتصادی قابل ملاحظه‌ای به وجود آمد. مشاهده آسیب‌های بوجود آمده در زلزله نورت ریچ مشخص می‌سازد که در بسیاری از موارد، شکست‌های ترد اتصالات در محدوده‌های پایین خمیری به وقوع پیوسته و در بعضی موارد در حالی اتفاق افتاده‌اند که ساختمان هنوز در حد الاستیک بوده است. کشف شکست ترد، نیاز به بررسی مجدد این نوع اتصالات را مسجل ساخت.

بخشی از آسیب‌های وارده به المانهای قابهای خمشی فولادی توسط FEMA-351 [۲] به صورت آسیب‌های مربوط به تیر، ستون، جوش، ورق اتصال جان، و چشمه اتصال طبقه بندی شده‌اند. آسیب در یک گره ممکن است از یکی از انواع فوق و یا چند نوع با هم باشد.

اغلب آسیب‌های تیر در بال تحتانی اتفاق افتاده‌اند. دلایل



شکل (۱): انواع شکست در در اتصال خمشی رایج قبل از زلزله نورت ریج

اجرا بوده که باعث وقوع شکست ترد در این اتصال شده است .  
 مهمترین این کاستی ها عبارتند از :  
 - شدیدترین تنش ها دقیقاً در محل اتصال تیر به ستون اتفاق می افتد که متأسفانه این ناحیه ضعیف ترین بخش اتصال می باشد  
 - نحوه جوشکاری بال پایینی تیر به بال ستون به علت قطع جوش در محل جان تیر معمولاً باعث کیفیت پایین جوش می شود که خود عاملی برای ترک خوردن است .  
 - باقی ماندن تسمه پشت بند، بعد از جوشکاری از طرفی مانع بررسی چشمی ریشه جوش نفوذی و انجام صحیح آزمایشات التراسونیک برای کنترل کیفیت جوش می شود. و از طرف دیگر باعث ایجاد ترک در جوش می گردد.  
 - بر خلاف روش متعارف در طراحی به دلیل شرایط مرزی خاص، اکثر تنش های برشی توسط بالهای تیر تحمل می شود که خود عاملی در جهت افزایش تمرکز تنش در بال تیر می باشد

کشف آسیب در ساختمان ها هشدار دهنده بود و این اندیشه را تقویت کرد که در زلزله های قبلی هم، آسیب هایی بوجود آمده است، که مخفی مانده اند. تحقیقات بعدی تایید کرد که چنین آسیب هایی در زلزله ۱۹۹۲ "لندرز بیگ بیر" ( Landers Big Bear)، و زلزله ۱۹۸۹ "لوماپریتا" (Loma Prieta) اتفاق افتاده است. تایید وجود آسیب های جدی در ساختمانهای فولادی با قابهای خمشی جوشی در اثر زلزله های "سن فراندو" ( San Fernando)، "لوماپریتا"، "لندرز بیگ بیر" در آمریکا و "کوبه" (Kobe) در ژاپن، شواهد مختلفی است که تایید می نماید آسیب اتصالات گیردار منحصراً در زلزله نورت ریج اتفاق نیفتاده است، و این آسیب به مشخصه های خاص لرزه ای در زلزله نورت ریج مربوط نمی شود، و این خود اتصالات هستند که ایراد دارند[۲].

بررسی ها و تحقیقات انجام شده پس از زلزله نورت ریج نشان می دهد که اتصال مستقیم بال تیر به بال ستون و جوش نفوذی کامل T شکل آن، دارای کاستی هایی از جهت طراحی و

- با توجه به هندسه ای که برای سوراخ دسترسی در نظر گرفته می شود، تمرکز تنش با درجات متفاوت در بال تیر در محل سوراخ دسترسی به وجود می آید

- آیین نامه های طراحی بین سالهای ۱۹۸۵ تا ۱۹۹۴ معمولاً توصیه به طراحی اتصال با ناحیه پانلی ضعیف ستون می کردند. در نتیجه، تغییر شکل پلاستیک ناحیه اتصال عمدتاً در ناحیه پانلی رخ می دهد، که باعث افزایش تنش و کرنش در جوش اتصال بال تیر می شود

موضوع هشدار دهنده دیگر ضعف چشمه اتصال و نگرانی مربوط به شکست ترد آن است. گرچه این موضوع به دلیل آزمایش بر روی نمونه های اتصالات یک طرفه مورد توجه کمتری واقع شده است. ولی بررسی اتصالات دو طرفه که برش از طریق هر دو تیر را انتقال می دهند اهمیت آن را نشان می دهد.

در سالهای اخیر مطالعات زیادی برای بهبود عملکرد اینگونه اتصالات صورت گرفته و اصلاحاتی شامل تغییر در ضوابط و دیدگاه های طراحی، نحوه ساخت و جوشکاری و کنترل کیفیت پیشنهاد شده است. برای اصلاح جوش و ارتقا. کیفیت آن، استفاده از فلز جوش مقاوم در برابر شکست ترد، برداشتن ورق پشت بند جوش نفوذی (Backing bar) و تقویت جوش نفوذی به وسیله جوش گوشه و افزایش کنترل کیفیت و نظارت پیشنهاد شده است. اما در مورد اصلاح نحوه طراحی اتصالات قاب های خمشی مقاوم در برابر زلزله، دو عامل اصلی ظرفیت باربری و ظرفیت شکل پذیری اتصال باید مورد توجه قرار گیرد.

ظرفیت باربری بر اساس ممان پلاستیک تیر مشخص می شود، اتصال باید آنقدر مقاوم باشد تا بتواند بدون تحمل شکست به حداکثر مقاومت خود برسد. ظرفیت شکل پذیری نیز باید به اندازه کافی تامین شود تا نقاطی از سازه که تحت تغییر شکلهای پلاستیک بزرگ قرار می گیرند، قادر به اتلاف انرژی باشند. فلسفه طراحی اتصالات نیز به گونه ای در نظر گرفته شود که مفصل پلاستیک از بر ستون به داخل تیر منتقل گردد تا در نتیجه آن، تنشها و کرنشهای بر ستون که ناحیه ای ضعیف می باشد، کاهش یابد و در عوض، مفصل پلاستیک، در تیر که یک رفتار شکل پذیر برای آن فرض می شود، تشکیل شود. بدین ترتیب اتصال در بر ستون به صورت الاستیک رفتار نماید و مفصل پلاستیک در تیر و ناحیه ای دور از اتصال اتفاق می افتد. تمام اتصالاتی که باعث تشکیل مفصل پلاستیک در تیر و در ناحیه ای دور از اتصال می شوند، را می توان به دو دسته زیر تقسیم کرد:

- اتصالات تقویت شده (Reinforced Connections).

- اتصالات با تیر تضعیف شده (RBS).

اتصالات تقویت شده شامل اتصالات دارای سخت کننده (Rib)، اتصالات دارای صفحات پوششی (Cover Plates)، اتصالات دارای نشیمن (Haunch) و غیره هستند که توسط تقویتی ها، ایجاد مقاومت اضافی در ناحیه اتصال می کنند. اتصال با تیر تضعیف شده، با برش قسمتی از بالهای تیر در فاصله ای مشخص از بر ستون ایجاد می شود. اتصالات تقویت شده با تقویت ناحیه اتصال، اتصال را از تیر مقاوم تر می کنند ولی در اتصال RBS عمل تقویت اتصال با تضعیف تر کردن تیر نسبت به اتصال، صورت می پذیرد.

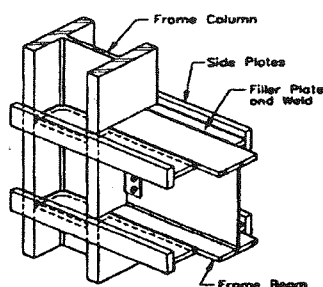
در FEMA350 [1] پیشنهاد ۹ نوع مختلف اتصال مقاوم خمشی فولادی که بر اساس دیدگاه فوق طرح شده اند ذکر شده است. اتصالات پیشنهادی دارای هندسه و جزئیاتی هستند که مشکلات اتصال رایج قبل از زلزله نورت ریچ را مرتفع می سازند و ریسک شکست ترد را به حداقل می رسانند. علاوه بر پیشنهادات فوق که با سفارش و مدیریت سازمان FEMA (Federal Emergency Management Agency) که یک ارگان غیر انتفاعی دولتی است، تدوین شده، روشهای جالب دیگری نیز توسط متخصصین و شرکت های خصوصی ارائه گردیده و به نام خود آنها به ثبت رسیده است. یکی از این روش ها روش استفاده از "صفحه کناری" (Side Plate) است که در این تحقیق رفتار آن مورد بررسی قرار گرفته است.

## ۲- سیستم اتصال با صفحه کناری

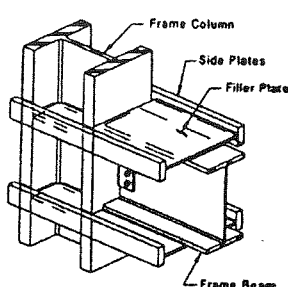
سیستم صفحه کناری (شکل ۲) یک فناوری جدید برای اتصالات قابهای فولادی بوده و در ایالات متحده آمریکا به ثبت رسیده است. هندسه اتصال با صفحه کناری امکان استفاده آن را در قابهای خمشی فراهم می کند. اتصالات با سیستم صفحه کناری برای محافظت سازه ها در برابر حملات تروریستی و بلایای طبیعی، مثل زلزله نیز مناسب است [۳] و [۴].

در این سیستم اتصال تیر به ستون توسط دو صفحه کناری تمام عمق انجام می شود. در صورت لزوم، برای پر کردن اختلاف عرض بالهای تیر و ستون، از ورقهای پوششی فوقانی و تحتانی استفاده می شود. ورقهای برشی افقی و عمودی، به ترتیب در جان ستون و جان تیر می تواند به کار رود.

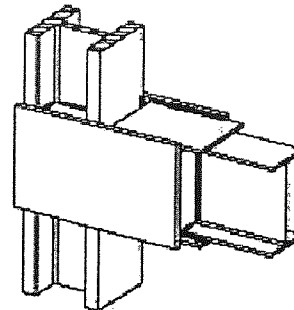
در اتصال با صفحه کناری انتهای تیر از بال ستون به طور کامل جدا می باشد (شکل ۲). این مشخصه کلیدی تمام نگرانی های مربوط به شکست ترد و تمرکز تنشها مربوط به



شکل (۳): انواع دیگر اتصال با صفحه کناری [۷] و [۸]



شکل (۲): سیستم اتصال با صفحه کناری [۳] و [۴]



ندارند. [۷ و ۸] در این مقاله رفتار دو نوع اتصال با صفحه کناری بررسی و با هم مقایسه شده اند. باید توجه شود که وجه تمایز اتصالات با صفحه کناری تعریف شده در این مقاله جدا بودن انتهای تیر از ستون و انتقال ممان از طریق صفحات کناری (و نه در اثر اتصال مستقیم بال تیر به ستون) است. (شکل ۳).

### ۳- تحلیل به روش اجزای محدود

برای مدل‌سازی اتصال با صفحه کناری، که از هندسه خاصی برخوردار است، از روش مدل‌سازی حجمی استفاده شده است. در این روش ابتدا باید مدل هندسی مورد نظر به کمک نرم‌افزار ANSYS و یا نرم‌افزارهای CAD ساخته شود، آنگاه شبکه‌بندی بر روی آنها اعمال شود. برای تحلیل به روش اجزای محدود المان SOLID45 مورد استفاده قرار گرفت [۹] این المان همانطور که در شکل (۴) نمایش داده شده است، دارای ۸ گره است، که در هر گره سه درجه آزادی انتقالی در جهت‌های X, Y, Z وجود دارد.

#### Structural Solid



SOLID45  
8 nodes 3-D space  
DOF: UX, UY, UZ

شکل (۴): المان مورد استفاده [۹]

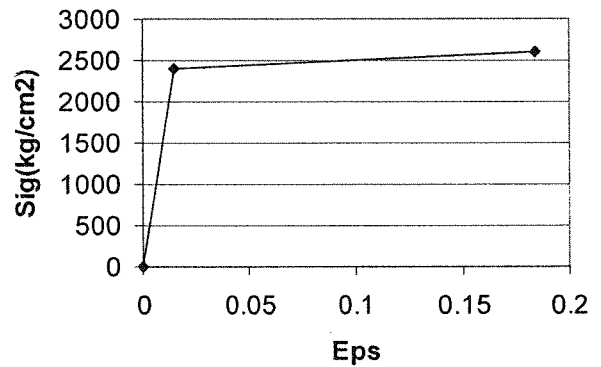
به بال ستون از طریق جوش نفوذی بوجود می‌آیند، به کلی از بین می‌برد.

انتقال بار از تیر به ستون در اتصال با صفحات کناری از مسیر ساده‌ای انجام می‌شود. با مشاهده شکل (۲) به راحتی می‌توان مسیر انتقال بار را از تیر به ستون، حدس زد. لنگر انتهایی تیر به صورت یک زوج نیرو در دو بال فوقانی و تحتانی تیر اثر می‌کند. این زوج نیرو از طریق جوش‌های گوشه به ورق‌های پوششی فوقانی و تحتانی منتقل می‌شوند، سپس از طریق این دو صفحه و جوش‌های گوشه به صفحه‌های کناری انتقال می‌یابند. سرانجام نیروی درون صفحات کناری مجدداً توسط جوش‌های گوشه و ورق‌های پیوستگی، به ستون می‌رسد. نیروی برشی تیر هم توسط دو صفحه برشی در دو طرف جان تیر، که از سه طرف به بال‌ها و جان تیر و از یک طرف به صفحه کناری توسط جوش گوشه متصل شده است، به صفحات کناری و سپس به ستون داده می‌شود.

اتصال با صفحه کناری حداقل ظرفیت چرخشی ذکر شده در دستور العمل FEMA350 [۱]، ضوابط لرزه‌ای AISC [۵] و International Conference of Building Officials [۶] را فراهم می‌کند. امکان استفاده از صفحات کناری به اشکال مختلف و متناسب با شکل قاب از امتیازات دیگر این روش است. در اتصال با صفحه کناری، می‌توان از جوش گوشه کاملاً کارخانه‌ای و فرایند نصب ستون درختی و تیر رابط استفاده کرد.

البته جدای از اتصال با صفحه کناری تمام عمقی که در بالا تشریح شد، اتصالات دیگری تحت عنوان اتصال با صفحات کناری ولی با هندسه‌های متفاوت نیز تعریف شده اند که از جهت مکانیزم تحمل و انتقال نیرو و ممان شباهتی با اتصالات صفحه کناری تمام عمق مورد بحث این مقاله

رفتار فولاد ساختمانی به صورت منحنی تنش-کرنش دوخطی مطابق شکل (۵)، مدل شده است. در این منحنی شیب اولیه (ضریب الاستیسیته) ، برابر ۲۰۰ GPa است. فرض شده که فولاد در تنش ۲۴۰ MPa به تسلیم می‌رسد و پس از آن منحنی با شیب تقریبی حدود ۰/۱۳۵ GPa به روند خود ادامه می‌دهد. به علاوه فرض شده که ماده از قاعده سخت‌شوندگی ایزوتروپ (Isotropic Hardening) در عملکرد رفت و برگشتی، تبعیت می‌کند.



شکل (۵): مدلسازی رفتار فولاد

به طور کلی اتصالات مورد بررسی را می‌توان در دو گروه عمده طبقه‌بندی کرد:

دسته اول - سیستم اتصال با صفحه کناری تمام عمق. (شکل های ۲ و ۶). نام مدل‌های این دسته از اتصالات با SPT1 شروع می‌شود.

دسته دوم - اتصالاتی که در آنها ورق‌های کناری فقط در مجاورت بال فوقانی و تحتانی تیر به کار رفته است (شکل ۳ و ۷). دو نوع مدلسازی در این دسته انجام شده است. در یکی از آنها ورق پرکننده (Filler Plate)، که اختلاف عرض بال تیر و ستون را جبران می‌کند، روی بال تیر در نظر گرفته شده (مدل SPT2-1)، و در دیگری این ورق در ترازال تیر قرار می‌گیرد و فاصله بین لبه بال تیر و بال ستون را پر می‌کند (مدل SPT2-2). به دلیل ضعف اتصالات دسته دوم در چشمه اتصال، مدل‌های فوق با اضافه کردن ورق دوپل (Doubler Plate) در چشمه اتصال نیز تحلیل شده‌اند. این مدل‌های جدید به ترتیب SPT2-1d و SPT2-2d نامیده شده‌اند.

در تحلیل‌های انجام شده، مقاطع IPE و IPB طبق استاندارد DIN، به ترتیب برای تیر و ستون در نظر گرفته شده‌اند. اندازه پروفیل‌های مورد استفاده در مدل‌ها، و همچنین مشخصات مدل‌های مختلف در جدول (۱) نمایش

داده شده است. c, s, t به ترتیب ضخامت صفحه کناری و صفحه برشی و صفحه فوقانی یا تحتانی است. طول اعضای مدلسازی شده طوری در نظر گرفته شده‌اند که یک اتصال پیرامونی در یک ساختمان متعارف را شبیه‌سازی کنند. بنابراین طول تیر و ستون در مدلسازی، به ترتیب ۲ و ۳ متر لحاظ شده است.

حجم‌های مختلف، به طور مجزا شبکه‌بندی شده‌اند. هنگام شبکه‌بندی حجم‌های اولیه، دقت شده که گره‌های مرزی حتماً روی هم قرار گیرند، تا بتوان در پایان، آنها را بر هم منطبق کرد و یک مدل یکپارچه به وجود آورد. ابعاد شبکه در محل‌های مختلف، متناسب با دقت مورد نیاز است. تغییرات تنش در ناحیه اتصال خیلی بیش‌تر از نواحی دورتر، در تیر و ستون است. بنابراین در ناحیه اتصال از شبکه ریزتری استفاده شده است. (شکل ۶ و ۷).

شرایط مرزی برای تمام مدل‌ها یکسان در نظر گرفته شده است. درجات آزادی گره‌های پای ستون به طور کامل در سه جهت مقید شده‌اند. گره‌های بالای ستون نیز در دو جهت عمود بر محور ستون مقید شده‌اند، اما در جهت محور ستون آزادند. بدین ترتیب در بالای ستون، به ستون اجازه داده می‌شود که در جهت قائم آزادانه حرکت کند.

اعمال بار به صورت اعمال جابجایی بر نوک تیر، در جهت قائم صورت گرفته است. بارها به صورت افزایشی و طی مراحلی در طول زمان (گام Sub-step) اعمال شده است.

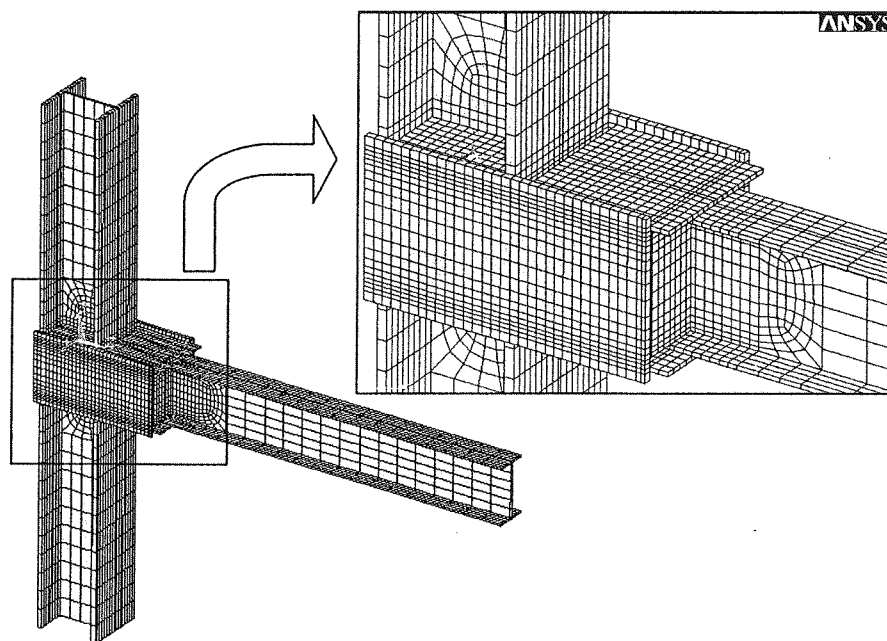
## ۴- بررسی نتایج

### ۴-۱- اتصال با صفحه کناری تمام عمق مدل SPT1

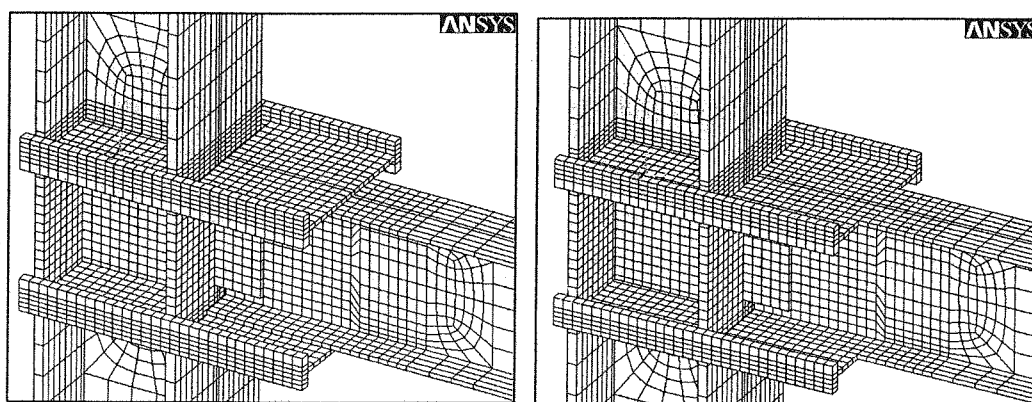
نحوه توزیع تنش معادل وان‌میسز و کرنش پلاستیک، در سیستم اتصال با صفحه کناری تمام عمق برای تمام مدل های SPT1 بررسی شده است. به عنوان نمونه نحوه توزیع تنش و کرنش برای مدل SPT1-1 در شکل های (۸ و ۹) نمایش داده شده است. در شکل (۸-ب) صفحه کناری جلویی، برای دیدن وضعیت توزیع تنش در قسمت‌های داخلی، برداشته شده است. با توجه به کانتورهای تنش، مشاهده می‌شود که محل مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال به درون تیر منتقل شده است و این بدان معناست که در این نوع اتصال دیگر از بابت شکست ترد ناگهانی، نگرانی وجود ندارد. همان‌طور که قبلاً ذکر شد در اتصالات خمشی متعارف به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک در ناحیه جوش نفوذی، اتصالات در هنگام زلزله دچار آسیب شدند. نکته بسیار مهم دیگر این که با وجود دو صفحه کناری تمام عمق،

خوبی دیده می‌شود که تنش‌ها در چشمه اتصال در حدود تراز الاستیک باقی مانده‌اند.

دیگر مشکلی در ناحیه چشمه اتصال وجود ندارد و این سه ورق (دو صفحه کناری و جان ستون)، تمام ظرفیت خمشی تیر را بدون تسلیم شدن، انتقال می‌دهند. در شکل (۸-ب) به



شکل (۶): شبکه‌بندی سیستم اتصال با صفحه کناری تمام عمق (مدل SPT1).



شکل (۷): شبکه‌بندی اتصالات دسته دوم \_ صفحه کناری کوتاه (SPT2).

دارد. به منظور بررسی تاثیر تغییر ضخامت صفحه کناری در رفتار اتصال، مدل SPT1-1 علاوه بر ضخامت ۱۵ میلی‌متر، با صفحات کناری به ضخامت‌های ۱۰، ۲۰ و ۲۵ میلی‌متر، نیز تحلیل شد (شکل (۱۰)). با توجه به نتایج حاصل از تحلیل، ضخامت ۱۵ میلی‌متر برای صفحه کناری این اتصال خاص،

شکل (۹) کرنش پلاستیک معادل در سیستم اتصال با صفحه کناری را نشان می‌دهد، به طوری که ملاحظه می‌شود، تمام تغییر شکل پلاستیک در تیر اتفاق افتاده است و اتصال از این بابت در امان است. بنابراین می‌توان این گونه نتیجه‌گیری کرد که اتصال با صفحه کناری از شکل‌پذیری کافی برخوردار بوده است و قابلیت خوبی برای جذب انرژی

بهبود به نظر می‌رسد اما با افزایش ضخامت صفحه‌های کناری به ۲۰ و ۲۵ میلی‌متر، مشکلی برای اتصال به وجود

نمی‌آید. فقط تغییر شکل‌ها بیشتر به درون تیر انتقال می‌یابند

جدول ۱: مشخصات مدل‌های مورد بررسی.

Model Name	Column Profile	Beam Profile	t (mm)	s (mm)	c (mm)
SPT1-1	IPB300	IPE300	15	10	10
SPT1-1a	IPB300	IPE300	10	10	10
SPT1-1b	IPB300	IPE300	20	10	10
SPT1-1c	IPB300	IPE300	25	10	10
SPT1-2	IPB300	IPE400	20	10	14
SPT1-3	IPB300	IPE500	25	10	15
SPT1-4	IPB300	IPE600	25	12	20
SPT1-5	IPB400	IPE300	15	10	10
SPT1-6	IPB400	IPE400	20	10	14
SPT1-7	IPB400	IPE500	25	10	15
SPT1-8	IPB400	IPE600	25	12	20
SPT2-1	IPB300	IPE300	20	10	10
SPT2-1d	IPB300	IPE300	20	10	10
SPT2-2	IPB300	IPE300	20	10	10
SPT2-2d	IPB300	IPE300	20	10	10

در حد الاستیک هستند. این موضوع در انتقال نیروی برشی تیر به ستون مشکل ایجاد خواهد کرد، چرا که ورق انتقال برش (Shear Tab) قبل از گسترش ظرفیت خمشی تیر گسیخته می‌شود.

برای بهبود رفتار اتصالات دسته دوم و وارد شدن به محدوده پلاستیک، ورق‌های دوبل هم‌ضخامت با جان ستون در چشمه اتصال اضافه شد. همانطور که از شکل‌های (۱۱-پ) و (۱۲-ب) پیداست در این حالت تسلیم به جای چشمه اتصال، در تیر اتفاق افتاده و از ناحیه اتصال دور شده است. در شکل‌های (۱۲) و (۱۵) نمودارهای نیرو-جابجایی و ممان-دوران، برای مدل‌های SPT1-1، SPT1-1a، SPT1-1b و SPT1-1c ترسیم شده‌اند. تنها تفاوت این مدل‌ها ضخامت صفحه کناری است. به طوریکه دیده می‌شود، اتصال با صفحه کناری به ضخامت ۱۰ میلی‌متر، نسبت به مابقی اتصالات، مقاومت و سختی کمتری دارد (شکل (۱۲)). ولی در دوران پلاستیک تیر، مانند ۲ اتصال دیگر عمل می‌کند، با این تفاوت که چرخشی حدود نصف چرخش ۲ اتصال دیگر را از خود نشان می‌دهد (شکل (۱۵)). این امر به دلیل آن است که در اتصال با صفحه کناری ۱۰ میلی‌متری، مفصل

و ناحیه اتصال صلب‌تر می‌شود. در مقابل کاهش ضخامت صفحه کناری از ۱۵ میلی‌متر به ۱۰ میلی‌متر، عواقب بدی را در پی دارد و سبب می‌شود که مفصل پلاستیک به جای تیر، در صفحه‌های کناری ایجاد شود.

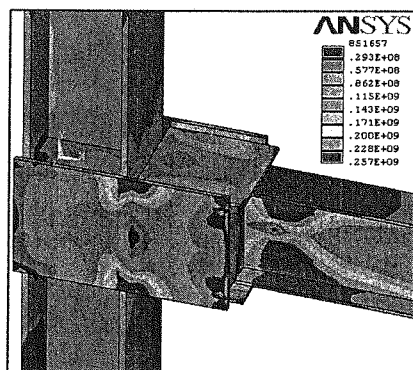
#### ۴-۲- اتصال با صفحه کناری کوتاه مدل SPT2

همان طور که گفته شد دو نوع اتصال، در این دسته مورد تحلیل قرار گرفته است (SPT2-1 و SPT2-2). هیچ یک از دو مدل نتوانستند به تغییر شکل‌های سیستم اتصال با صفحه کناری تمام عمق برسند. در اشکال (۱۱-الف و ب) و شکل (۱۲-الف) به خوبی مشاهده می‌شود، در حالی که در این اتصالات، چشمه اتصال به شدت دچار تسلیم شده هیچ تغییر شکل پلاستیکی در تیر رخ نداده، و مقطع تیر در حد الاستیک باقی مانده است. تسلیم در ناحیه چشمه اتصال باعث شد که برنامه در همان مراحل ابتدای بارگذاری و قبل از رسیدن به حد پلاستیک، واگرا شود و به جواب نرسد. نقطه ضعف دیگری که در این اتصال مشاهده می‌شود، تغییر شکل پلاستیک شدید ورق متصل کننده جان تیر به ستون می‌باشد و این در حالی است که قسمت‌های دیگر اتصال هنوز

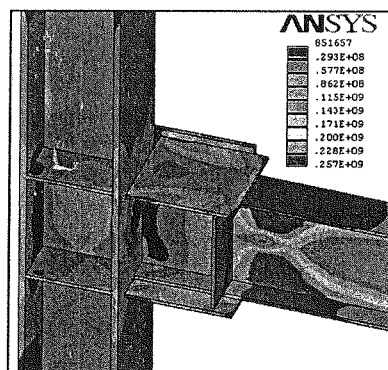


۱۵، ۲۰ و ۲۵ میلی‌متر سختی و مقاومت نزدیک به هم دارند.

پلاستیک در صفحات کناری (یعنی در خود اتصال به جای تیر) تشکیل می‌شود. اتصالات باصفحه کناری به ضخامت

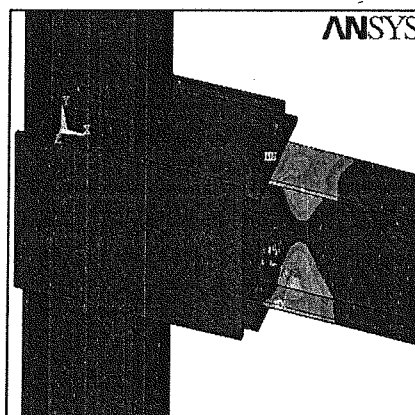


(الف) اتصال با دو صفحه کناری.



(ب) اتصال بدون صفحه کناری جلویی

شکل (۸): کانتورهای تنش وان میسز-اتصال با صفحه کناری (SPT1-1).



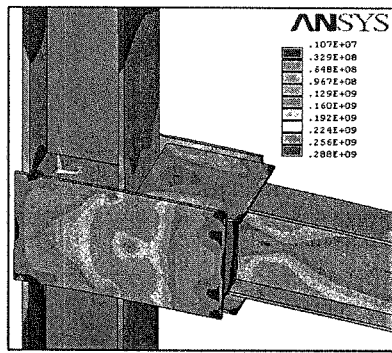
شکل (۹): کرنش پلاستیک معادل در سیستم اتصال با صفحه کناری (SPT1-1).

دسته دوم حدود نصف چرخش پلاستیک سیستم اتصال با صفحه کناری تمام عمق است.

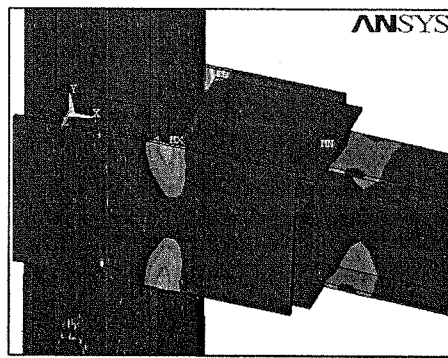
نمودارهای نیرو - جابجایی و ممان - دوران برای مدل‌های SPT1-1 تا SPT1-8 در شکل‌های (۱۷) و (۱۸) ترسیم شده‌اند. در شکل (۱۷) مشاهده می‌شود که مدل‌های ساخته شده با ستون IPB300، از مدل‌های با ستون IPB400 نرم‌تر عمل می‌کنند. بدین معنا که جابجایی نوک تیر به ازای بار مساوی، در مدل‌های با ستون قوی‌تر از جابه جایی نوک تیر در مدل‌های با ستون ضعیف‌تر، کم‌تر است.

با توجه به نمودارهای ممان - دوران که در شکل (۱۸) برای مدل‌های دسته اول ارائه شده است می‌توان گفت که مشخصات مقطع ستون، در مدل‌های مطالعه شده تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر رفتار پلاستیک مدل ندارد. این امر نیز به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک در مقطع تیر است.

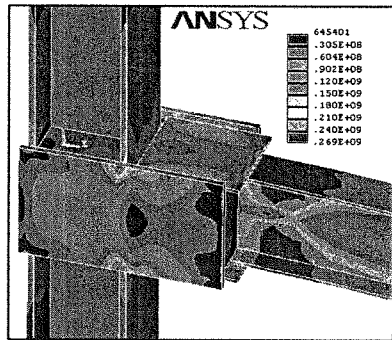
نمودارهای نیرو - جابجایی و ممان - دوران برای دسته دوم اتصالات (اتصالات با صفحه کناری نیمه عمق) توسط اشکال (۱۴) و (۱۶) نشان داده شده است. به طوری که دیده می‌شود دسته دوم اتصالات (مدل‌های SPT2-1, SPT2-2)، به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک در چشمه اتصال و ضعف در این ناحیه، عملکرد خوبی را از خود نشان ندادند و در همان گام‌های اول بارگذاری، دچار زوال شدند. برای جبران این نقص، به طوری که گفته شد ورق‌های دوبلی به ناحیه چشمه اتصال افزوده شد (مدل‌های SPT2-1d, SPT2-2d). اما با این حال، این اتصالات نتوانستند رفتاری در حد اتصالات دسته اول از خود نشان دهند. در شکل‌های (۱۴) و (۱۶)، نمودار سیستم اتصال با صفحه کناری تمام عمق به ضخامت ۱۵ میلی‌متر (SPT1-1) به منظور مقایسه، در کنار اتصالات دسته دوم رسم شده است. در این نمودارها مشاهده می‌شود که چرخش قابل دست‌یابی برای اتصالات



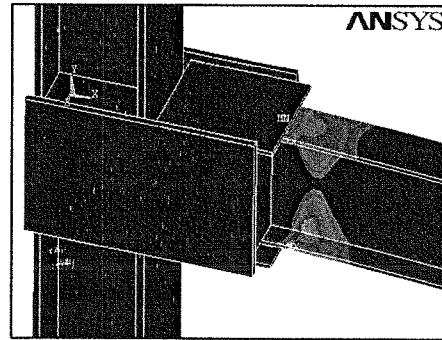
(ب) کانتور تنش وان میسز - (SPT1-1a).



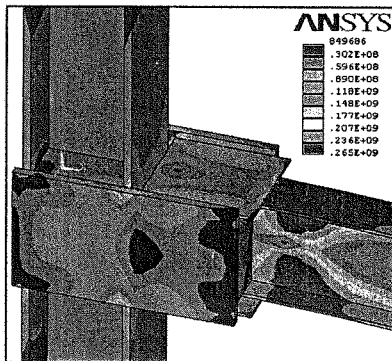
(الف) کرنش پلاستیک معادل - (SPT1-1a)



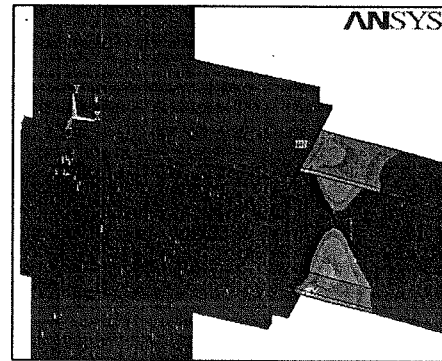
(ت) کانتور تنش وان میسز (SPT1-1b).



(پ) کرنش پلاستیک معادل (SPT1-1b).



(ج) کانتور تنش وان میسز - (SPT1-1c).



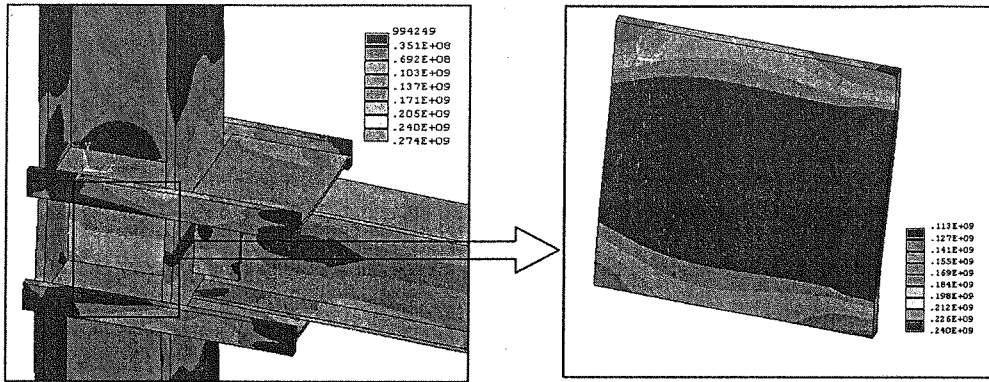
(ث) کرنش پلاستیک معادل - (SPT1-1c).

شکل (۱۰): کانتورهای تنش معادل وان میسز و کرنش معادل پلاستیک برای سیستم اتصال با صفحه کناری SPT1-1a، SPT1-1b و SPT1-1c به ترتیب به ضخامت‌های ۱۰، ۲۰ و ۲۵ میلی‌متر.

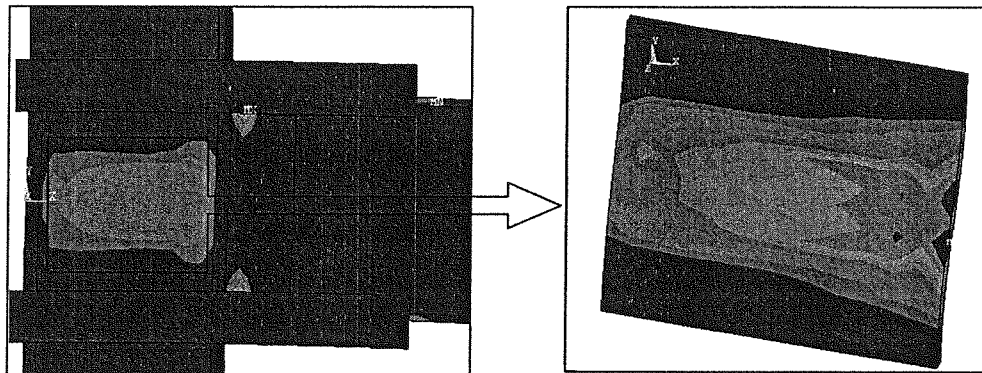
است. در نمودارهای نیرو - جابجایی و ممان دوران نیز مشاهده می‌شود که نمودارهای مربوط به این مدل در قسمت الاستیک متوقف شده‌اند.

تشکیل این مفصل از انتقال تغییر شکل‌ها به ستون جلوگیری می‌شود.

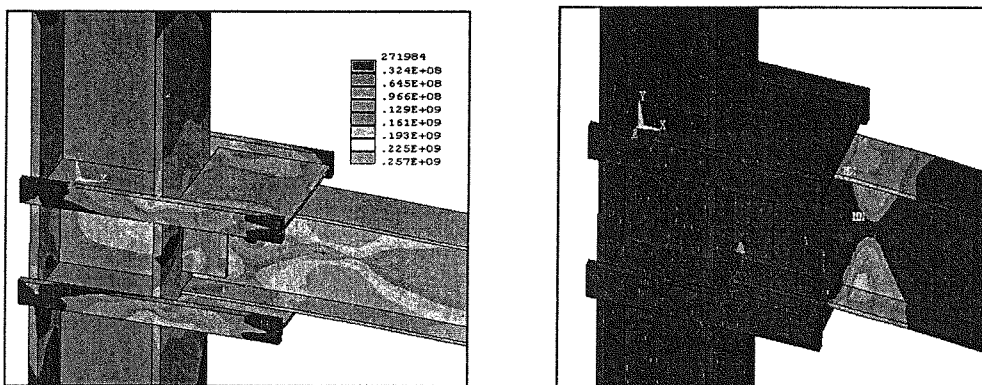
نکته‌ای که باید در اینجا به آن اشاره کرد این است که در مدل SPT1-4 مقطع تیر به مراتب از ستون قویتر است. در تحلیل‌ها نیز مشاهده شد که مفصل پلاستیک به جای تیر در ستون تشکیل شده و جان ستون به شدت دچار تسلیم شده



(الف) کانتور تنش وان میسز-اتصال SPT2-1، بدون ورق دویل در چشمه اتصال.

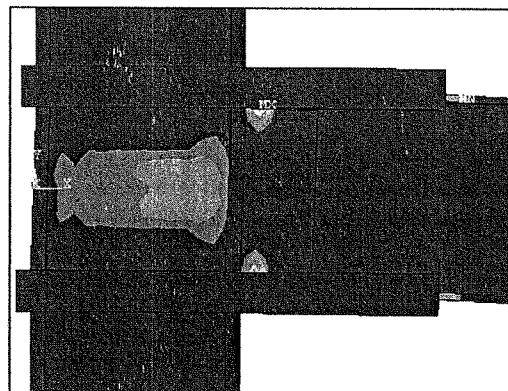
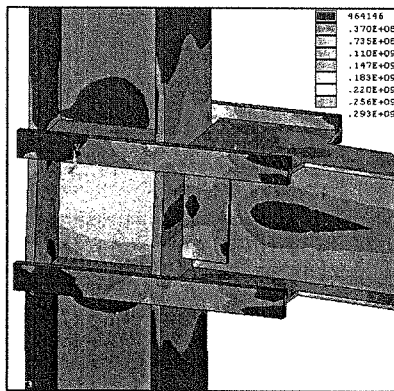


(ب) کانتور کرنش پلاستیک معادل-اتصال SPT2-1، بدون ورق دویل در چشمه اتصال.

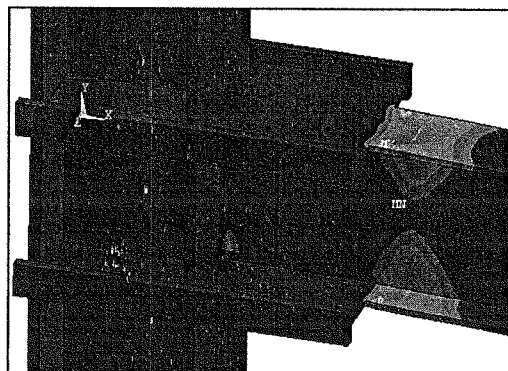
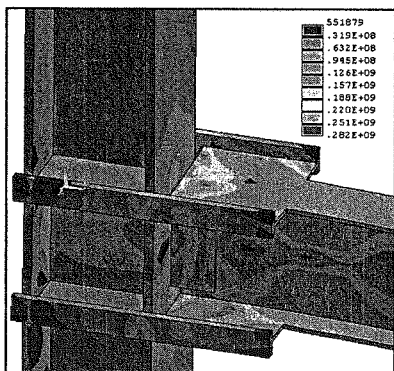


(پ) کانتور تنش وان میسز و کرنش معادل پلاستیک-اتصال SPT2-1، با ورق دویل در چشمه اتصال.

شکل (۱۱): کانتورهای تنش وان میسز و کرنش معادل پلاستیک برای دسته دوم اتصالات (اتصال نوع SPT2-1).



الف) کانتور تنش وان میسز و کرنش معادل پلاستیک-اتصال SPT2-2، بدون ورق دابل در چشمه اتصال.



ب) کانتور تنش وان میسز و کرنش معادل پلاستیک-اتصال SPT2-2، با ورق دابل در چشمه اتصال.

شکل (۱۲): کانتورهای تنش وان میسز و کرنش معادل پلاستیک برای دسته دوم اتصالات (اتصال نوع SPT2-2).

SPT1-4)، با توجه به رسیدن به چرخش نهایی بیش از ۰/۰۳ رادیان، در طبقه اتصالات شکل پذیر قرار می گیرد (شکل-۱۵). برای محاسبه دوران، اختلاف جابجایی بال فوقانی و تحتانی تیر در جهت محور تیر در وجه ستون، و فاصله ۶۰ سانتی متری از وجه ستون  $U_x$  (مطابق شکل ۱۹) در نظر گرفته شده است.

$$U_x = (U_{XA} - U_{XD}) - (U_{XB} - U_{XE})$$

از تقسیم مقدار  $U_x$  بر ارتفاع تیر مقدار دوران مشخص می شود.

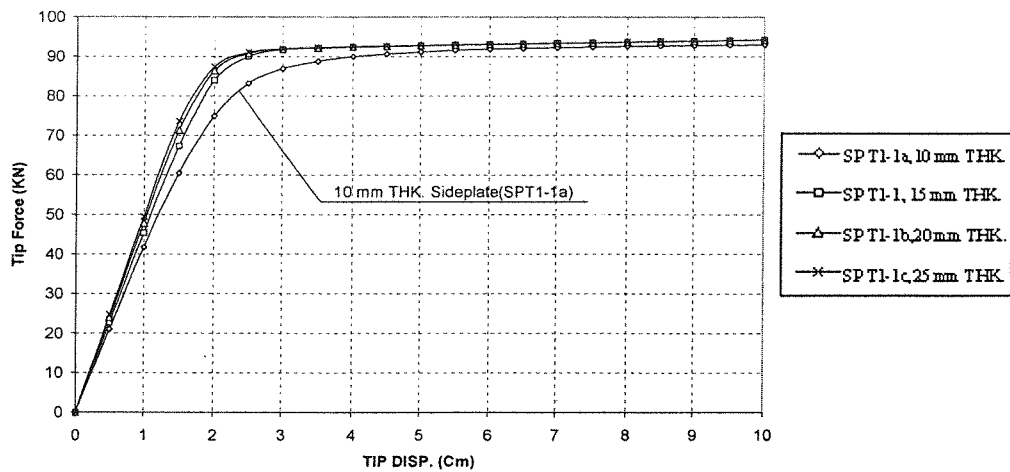
در تفسیر آیین نامه AISC/LRFD [۵] نسبت سختی اتصال به سختی تیر با پارامتر  $\alpha$  مشخص شده  $(a = K_s L / EI)$  و به عنوان شاخصی برای سنجش سختی اتصال (Connection Stiffness) مطرح شده است.

### ۳-۴- طبقه بندی بر اساس آیین نامه

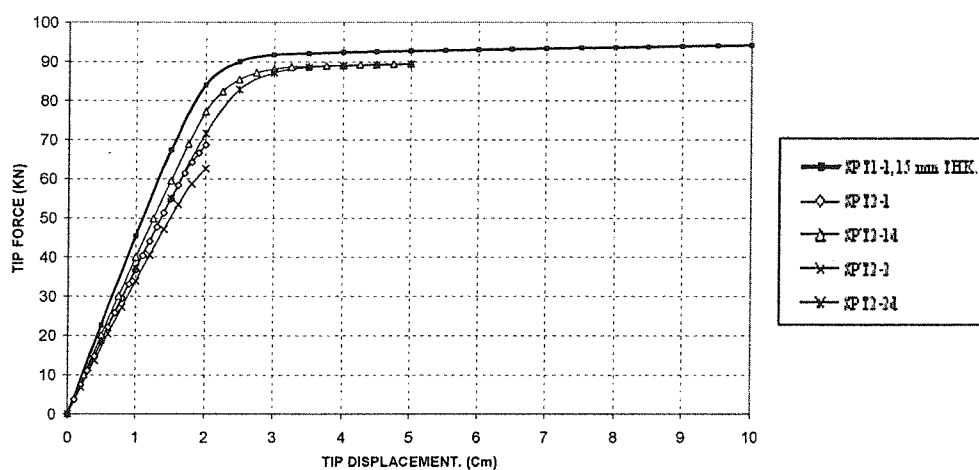
AISC/LRFD[5]

با توجه به نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود و نمودارهای ممان - دوران به دست آمده از این تحلیل ها (شکل ۱۵)، مشاهده می شود که مقاومت تمامی اتصالات از مقاومت تیر متصل شده بیش تر است. بنابراین می توان گفت که تمام اتصالات دسته اول در طبقه اتصالات کاملاً مقاوم قرار می گیرند. البته مدل SPT1-4 را باید از این دسته جدا کرد. چرا که در اتصال SPT1-4 به دلیل ضعف ستون، مفصل پلاستیک در ستون اتفاق افتاده است.

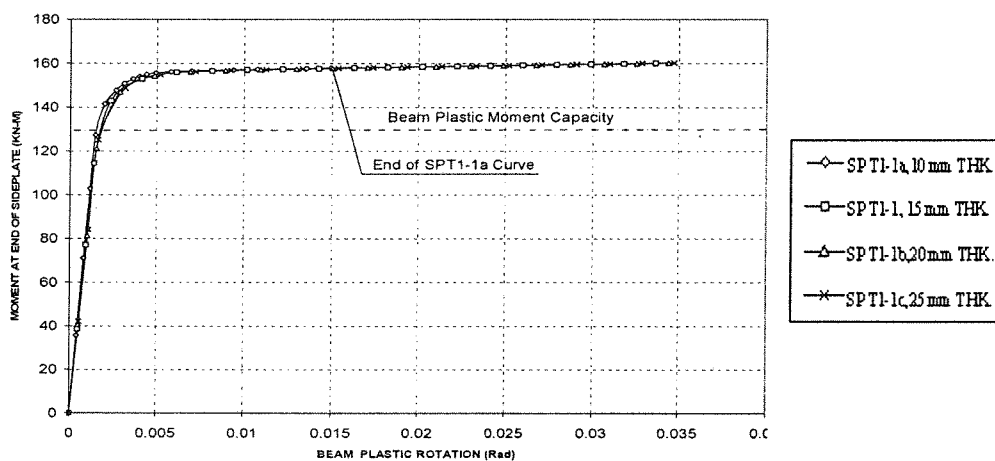
از نظر شکل پذیری نیز می توان گفت که سیستم اتصال با صفحه کناری (مدل های SPT1-1 تا SPT1-8 به جز مدل



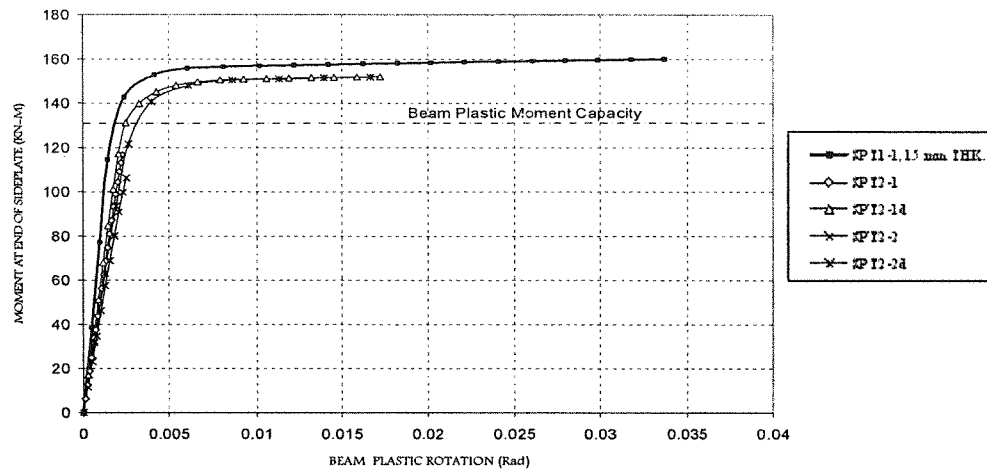
شکل (۱۳): نمودار نیرو-جابجایی برای دسته اول اتصالات - سیستم صفحه کناری تمام عمق به ضخامت‌های ۱۵، ۲۰، ۲۵ و ۳۰ م.م. به ترتیب به نام‌های SPT1-1، SPT1-1a، SPT1-1b، SPT1-1c و



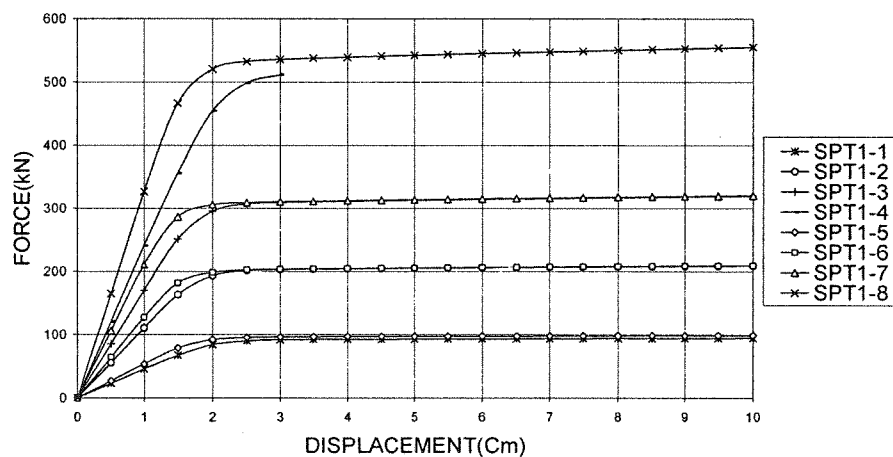
شکل (۱۴): نمودار نیرو-جابجایی برای دسته دوم اتصالات (SPT2-1، SPT2-2).



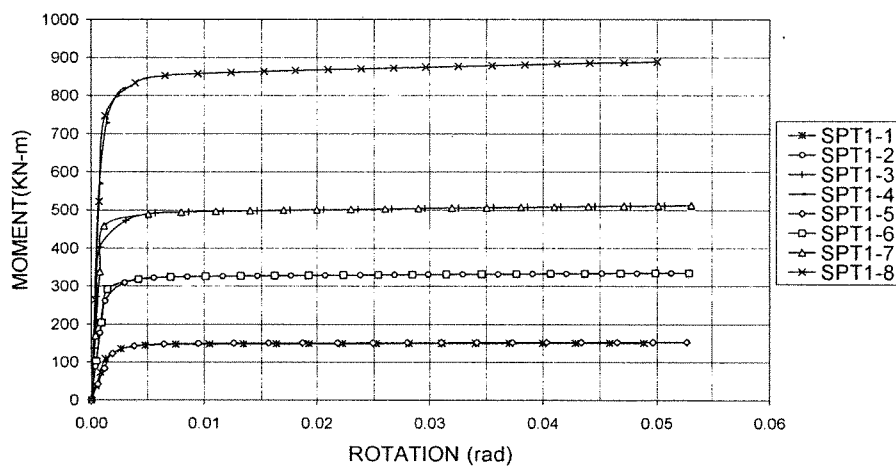
شکل (۱۵): نمودار ممان-دوران برای دسته اول اتصالات - سیستم صفحه کناری تمام عمق به ضخامت‌های ۱۵، ۲۰، ۲۵ و ۳۰ م.م. به ترتیب به نام‌های SPT1-1، SPT1-1a، SPT1-1b، SPT1-1c و



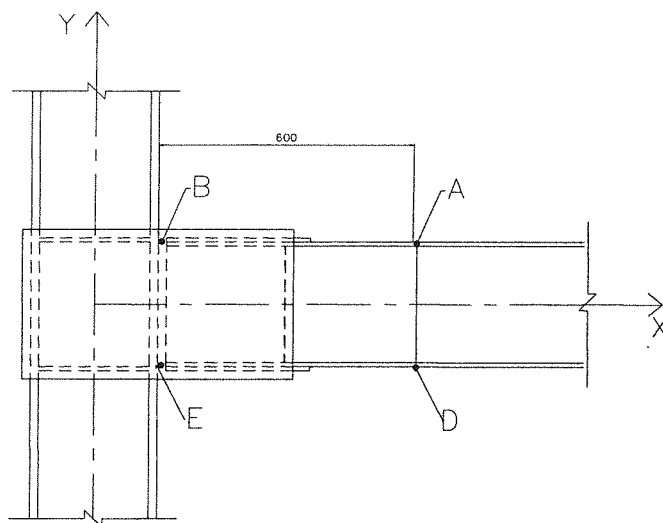
شکل (۱۶): نمودار ممان-دوران برای دسته دوم اتصالات (SPT2-1, SPT2-2).



شکل (۱۷): نمودار نیرو-جابجایی برای مدل‌های SPT1-1 تا SPT1-8.



شکل (۱۸): نمودار ممان-دوران برای مدل‌های SPT1-1 تا SPT1-8.



شکل (۱۹): روش محاسبه زاویه دوران

نباید از مقاومت اعضاء (تیر و ستون) کمتر باشد. اتصالات کاملاً مقاوم باید طوری طرح شوند که تحت بارهای طرح، دوران در لولای پلاستیک از ظرفیت دوران اتصال بیشتر نشود. دیاگرام‌های مشخصه ممان-دوران طرح (Moment Rotation Characteristic) برای مدل‌های مختلف رسم شده است. دیاگرام مشخصه ممان-دوران طرح، سه پارامتر "مقاومت در مقابل ممان" (Moment Resistance)، "سختی دورانی" (Rotational Stiffness) و "ظرفیت دوران" (Rotation Capacity) را مشخص می‌کنند. در صورتی که دیاگرام مشخصه ممان-دوران (Moment Rotation Characteristic) اتصال در بالای منحنی مشخصه ممان-دوران طرح قرار گیرد اتصال تیر به ستون صلب است. هر گاه در اتصال تیر به ستون، ممان مقاوم طرح حد اقل برابر ممان پلاستیک طرح باشد اتصال با مقاومت کامل تلقی می‌شود. اگر نسبت این دو ممان حد اقل به ۱٫۲ برسد نیازی به کنترل ظرفیت دوران اتصال نیست. نتایج حاصل از تحلیل‌های اجزای محدود نشان می‌دهند که تمام اتصالات سیستم صفحه کناری (SPT1-1 تا SPT1-8)، طبق آیین‌نامه اروپا در دسته اتصالات صلب قرار می‌گیرند. شکل (۲۰) که به عنوان نمونه، برای مدل SPT1-1 رسم شده این واقعیت را توصیف می‌کند. البته قابل ذکر است که در بعضی از موارد، شیب نمودار ممان-دوران در ناحیه الاستیک در نزدیکی حد تعیین شده توسط آیین‌نامه، یا حتی کمی پایین‌تر از آن قرار

در این رابطه  $K_s$  سختی سکانت (Secant Stiffness) (شیب نمودار ممان-دوران)،  $L$  و  $EI$  به ترتیب طول و صلبیت خمشی تیر هستند. با توجه به نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود مدل‌های مختلف، این پارامتر برای اتصالات مورد مطالعه، در حالت کاربردی (Serviceability Limit State) محاسبه و در جدول (۲) ثبت شده است. گرچه طول تیر در تعیین مقدار  $\alpha$  موثر است ولی با توجه به انتخاب طول تیر در محدوده متعارف مقدار به دست آمده برای  $\alpha$  را می‌توان برای قاب‌های متعارف، قابل قبول تلقی کرد. مشاهده می‌شود که مقدار  $\alpha$  برای تمام اتصالات، به جز اتصال SPT1-4، یا از عدد ۲۰ بیشتر است یا تقریباً به آن نزدیک است. البته در تفسیر فصل A آیین‌نامه AISC/LRFD آمده است که مقدار حدی ۲۰ برای  $\alpha$  مقدار کاملاً دقیق و غیر قابل تغییری نیست. بنابراین می‌توان گفت که اتصالات مدل‌سازی شده با صفحه‌کناری بر اساس آیین‌نامه LRFD در دسته اتصالات کاملاً مقید (Fully Restrained) قرار می‌گیرند

#### ۴-۴- طبقه‌بندی بر اساس آیین‌نامه اروپا

EC3 [10]:

اتصالات در آیین‌نامه اروپا بر اساس صلبیت (Rigidity) و مقاومت (Strength) دسته‌بندی می‌شوند. اتصالات صلب باید قادر به انتقال نیرو و ممان محاسباتی باشند و تغییر شکل در آن‌ها تأثیری بر نیروها و ممان‌ها نداشته باشد. مقاومت "اتصالات کاملاً مقاوم" (Full Strength Connection)

جدول (۲): مقادیر  $\alpha$ ، برای طبقه‌بندی اتصالات بر اساس سختی چرخشی،

طبق آیین‌نامه LRFD.

MODEL	$K_s$	$I_{x-x}$	$E/I$	$a=K_sL/EI$
	(N-m)/Rad	( $m^4$ )	(N-m)	
SPT1-1	9.24E+07	8.36E-05	4.18E+06	22.1
SPT1-2	2.38E+08	2.31E-04	1.16E+07	20.6
SPT1-3	6.03E+08	4.82E-04	2.41E+07	25.0
SPT1-4	6.06E+08	9.21E-04	4.60E+07	13.2
SPT1-5	7.19E+07	8.36E-05	4.18E+06	17.2
SPT1-6	2.26E+08	2.31E-04	1.16E+07	19.5
SPT1-7	4.50E+08	4.82E-04	2.41E+07	18.7
SPT1-8	7.72E+08	9.21E-04	4.60E+07	16.8s

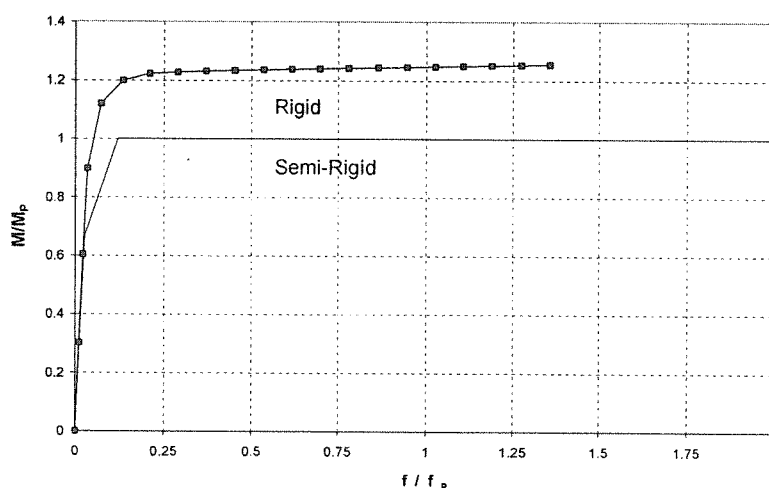
درون تیر منتقل کند. از این جهت سیستم اتصال با صفحه کناری را می‌توان در طبقه اتصالات کاملاً مقاوم قرار داد. - با توجه به تشکیل مفصل پلاستیک در درون تیر، این نوع از اتصالات ظرفیت چرخشی مناسبی را از خود نشان می‌دهند، و امکان چرخش‌های بیش از ۰/۰۳ رادیان را فراهم می‌کند. - در هیچکدام از نمونه‌های مورد تحلیل، تنش‌های قابل ملاحظه در چشمه اتصال مشاهده نشد. این امر یکی از نقاط قوت این سیستم اتصال است که با استفاده از دو صفحه کناری تمام‌عمق همراه جان ستون، در واقع سه چشمه اتصال ایجاد می‌کند که به راحتی ظرفیت خمشی تیر را انتقال می‌دهد.

می‌گیرد. اما در مجموع می‌توان گفت که اتصالات با صفحه کناری از صلبیت پیش بینی شده برخوردارند

### ۵- نتیجه‌گیری

نتایج تحقیق انجام شده به طور خلاصه عبارتند از:

- سیستم اتصال با صفحه کناری از سختی چرخشی مناسبی برخوردار است به طوری که با توجه به معیار پیشنهادی آیین‌نامه AISC/LRFD جزء اتصالات صلب قرار می‌گیرد ( $\alpha > 20$ ).
- سیستم اتصال با صفحه کناری قادر است تمام ظرفیت خمشی تیر را به ستون انتقال دهد و محل تشکیل مفصل پلاستیک را به



شکل (۲۰): نمودار ممان-دوران برای مدل SPT1-1 در مقایسه با حد تعیین شده توسط آیین‌نامه اروپا (EC3) برای قاب‌های مهاربندی نشده



- [۱] Federal Emergency Management Agency, *FEMA-350: Recommended Seismic Design Criteria for New Welded Steel Moment Frame Buildings*, SAC Joint Venture, Sacramento, California, 2000.
- [۲] Federal Emergency Management Agency, *FEMA-351: Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment Frame Buildings*, SAC Joint Venture, Sacramento, California, 2000.
- [۳] Houghton D.L., "Steel Frame Connection Technology of the New Millennium: Satisfying Heightened Performance Expectations with Simplicity and Reliability at Low Cost," *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, Jan.30-Feb 4, 2000.
- [۴] Houghton D.L., "The Sideplate Moment Connection: A Design Breakthrough Eliminating Recognized Vulnerabilities in Steel Moment Frame Connections," in *Proceedings of the 2nd World Conference on Steel Construction*, San Sebastian, Spain, Published as a Special Issue of the *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 46, Paper no. 275 by Elsevier Science Ltd., Oxford, United Kingdom, 1998.
- [۵] AISC, American Institute of Steel Construction, *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago, Dec. 1999.
- [۶] ICBO Evaluation Report No.5366, *Side plate Moment Connection Systems*, ICBO Evaluation Service Inc., A Subsidiary Corporation of International Conference of Building Officials, 1999
- [۷] Engelhardt M.D. and Sabol T.A., "Reinforcing of Steel Moment Connections with Cover Plates: Benefits and Limitations," *Engineering Structures*, Vol.20, Nos. 4-6, pp.510-520, 1998
- [۸] Sabol T.A., Engelhardt R.S., Aboutaha and Frank K.H., "Overview of the AISC Northridge Moment Connection Test Program," *11th World Conference on Earthquake Engineering*, paper No.857, Elsevier Science Ltd., 1996.
- [۹] ANSYS, *Basic Analysis Procedures Guide, Theory and Element Reference Manuals Release 5.4*, ANSYS Inc., Canonsburg PA., Sep. 1997.
- [۱۰] CEN Comite European de Normalisation (Eurocode3), *Design of Steel Structures*, CEN/TC250/SC3, 1993.