

## بررسی رفتار غیرخطی ستون‌های مرکب مزدوج I شکل در سازه های فولادی رایج

محمد سهیل قبادی<sup>۱</sup>، مهدی قاسمیه<sup>۲\*</sup> و علی مزروعی<sup>۳</sup>

<sup>۱</sup> دانش آموخته دکتری مهندسی عمران - دانشگاه تهران و عضو بنیاد ملی نخبگان

<sup>۲</sup> دانشیار دانشکده مهندسی عمران - پردیس دانشکده‌های فنی - دانشگاه تهران

<sup>۳</sup> استادیار دانشکده فنی دانشگاه آزاد اسلامی و عضو مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

(تاریخ دریافت ۸۶/۱/۲۵، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۸/۸/۳۰، تاریخ تصویب ۸۹/۵/۱۳)

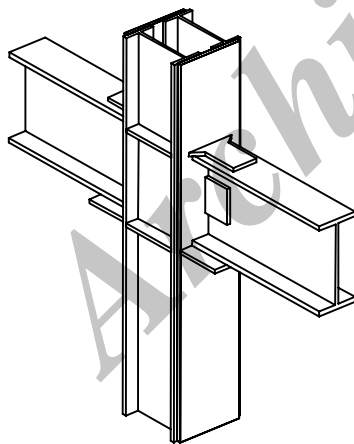
### چکیده

به دلیل عدم تولید پروفیل های H شکل (IPB) در ایران، برای طرح ستون از مقاطع مرکب مزدوج I شکل استفاده می گردد. عملکرد ستون های مرکب در سازه های موجود مبهم است. در این مقاله به کمک تحلیل های غیر خطی سه بعدی رفتار ستون های مرکب مزدوج I شکل بررسی می گردد. رفتار یکنواخت شش نمونه تحت بار محوری و رفتار هیستریزس شش نمونه دیگر تحت بارگذاری چرخه ای به دست آمده است. تعداد نصف نمونه ها دارای جوشکاری متعارف، متناظر با شرایط اجرایی کارگاه های ساختمانی در ایران و شش نمونه دیگر با جوشکاری ایده آل در نظر گرفته شده است. در خاتمه رفتار دو دسته نمونه از نظر میزان مقاومت محوری و خمشی، تمرکز تنش ها و مکانیزم گسیختگی مقایسه و نتیجه گیری شده است.

**واژه های کلیدی:** ستون مرکب مزدوج I شکل، کمانش، هیستریزس، غیرخطی مادی و هندسی، شاخص خرابی

### مقدمه

آنها میسر نمی باشد.



شکل ۱: نمای سه بعدی ستون های مرکب مزدوج I شکل به-  
همراه اتصالات گیردار .

در ارزیابی این سازه ها چند سوال مطرح می گردد:  
- آیا رفتار این ستون ها تحت بارهای محوری مناسب است؟  
- آیا وجود اتصال ورق سراسری به دو نیمرخ IPE با دو خط جوش سراسری، سبب کمانش زود هنگام دور از انتظار ستون می گردد و در محل جوش ها تمرکز تنش

در دهه های اخیر ستون های مرکب مزدوج I شکل اجرا شده در ایران جایگزین ستون های H شکل (IPB) شده است. ستون های مرکب مزدوج I شکل به صورت گوناگون مورد استفاده قرار می گیرند. در بعضی طرح های اجرا شده، مقطع مرکب از دو نیمرخ IPE به هم چسبیده، با اتصال جوش شیاری نفوذ کامل، تشکیل شده است، که مقطع ستون به شکل قوطی در می آید. رفتار این ستون ها مشابه ستون های قوطی می باشد و قوانین آیین نامه های طراحی فولادی [۱] برای آن صدق می کند. دسته دوم ستون های مرکب متشکل از دو نیمرخ IPE فاصله دار (پاباز) هستند، که توسط قیدهای مستطیلی افقی یا مورب متصل گشته اند. رفتار این ستون ها نیز مطالعه شده است و قوانین آیین نامه ای برای طراحی قیدهای آن وجود دارد. دسته سوم ستون های مرکب فاصله دار (پا باز) هستند که با ورق سراسری به هم متصل گشته اند (شکل ۱). جوش ورق از بیرون به صورت سراسری و با جوش گوشه انجام می شود. جوشکاری ورق سراسری از داخل به بال نیمرخ های IPE میسر نیست و رفتار ستون مبهم است. در بسیاری از ساختمان های رایج این ستون های مرکب به کار رفته اند و ارزیابی رفتار

ایجاد می‌شود؟  
- آیا این ستون‌ها قابلیت ایجاد اتصال گیردار را دارند؟  
- جدا شدن ورق پوشش ستون به چه میزان می‌باشد و میزان گیرداری اتصال چقدر است؟  
در این مقاله سعی گردیده است با انتخاب چند ستون رایج ساخته شده در کارگاه‌های ایران و بررسی رفتار غیر خطی دقیق آنها، به سوالات فوق پاسخ داده شود.

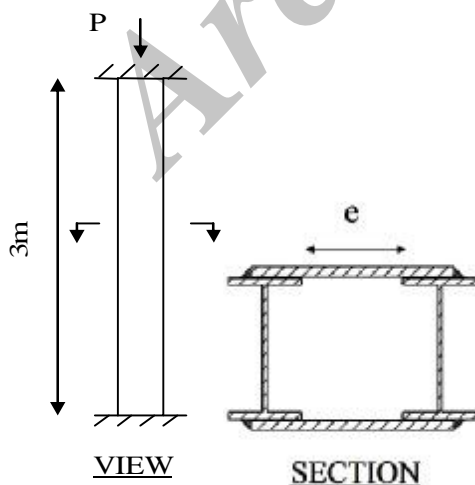
### مروری بر ادبیات فنی

بعد از زلزله ۱۹۹۴ نورتریج آمریکا تحقیقات زیادی روی اتصالات فولادی انجام گشته است و به صورت آیین نامه یا دستورالعمل منتشر گشته است [۲]. چارچوب این تحقیقات ارزیابی اتصالات در سازه‌های موجود و نحوه مقاوم سازی آنها بوده است. با توجه به اینکه ستون‌های مرکب مزدوج I شکل در ایران استفاده می‌شود، در خارج از کشور مدارک تحقیقاتی برای آنها وجود ندارد. در داخل کشور، مزروعی و همکاران [۳] هفت نمونه اتصال گیردار با استفاده از ستون‌های مرکب مزدوج I شکل آزمایش کردند. در این نمونه مقطع تیرها مزدوج IPE و ستون‌ها مزدوج IPE فاصله دار (پاباز) تقویت شده با ورق سراسری بوده است. در این مطالعات اثر ورق پیوستگی، جوش کام ورق پوشش ستون به بال نیمرخ‌های IPE و اثر ورق سخت کننده مثلثی شکل بررسی شده است. آنها نتیجه گیری کردند، درصد گیرداری اتصال معمولی ۵۰٪ (نیمه گیردار) می‌باشد و در صورت اتصال ورق پوشش سراسری به نیمرخ‌های IPE توسط جوش کام و استفاده از ورق پیوستگی در محازات بال تیر، اتصال کاملاً گیردار می‌شود. این آزمایش‌ها چرخه ای نبوده اند و نمی‌توان درباره مقاومت اتصال تا چرخش پلاستیک ۳٪ بحث نمود.

دیلمی و همکاران [۴] پنج نمونه عددی را مورد بررسی قرار دادند. در این نمونه‌ها تیر IPE و ستون مزدوج IPE در نظر گرفته شده است. آنها برای حل مشکل گیرداری این اتصال از ورق کناری استفاده نمودند. اتصال گیردار به کمک ورق کناری به روش درختی در کارخانه تولید می‌شود و تیر در کارگاه وصله خمشی می‌گردد. این مطالعات با استفاده از تحلیل غیر خطی سه بعدی انجام شده است و رفتار نمونه‌ها به صورت چرخه‌ای به دست آمده است. در این پنج نمونه ارتفاع تیر و اندازه

### برنامه ریزی تحقیق

برای مطالعه رفتار ستون‌های مرکب ۱۲ نمونه در نظر گرفته شده است. در شش نمونه اول ستون تحت بارهای محوری قرار می‌گیرد. ارتفاع آزاد معمول ستون‌ها در ساختمای مسکونی ۳ متر می‌باشد و در این نمونه‌ها نیز ۳ متر در نظر گرفته شده است (شکل ۲). در سه نمونه ورق پوشش سراسری از خارج به نیمرخ‌های IPE با جوش گوشه اتصال یافته و در سه نمونه بعدی ورق پوشش به صورت ایده‌آل از داخل و خارج به نیمرخ IPE متصل گشته است. در تمام نمونه‌ها به منظور عملکرد جداگانه ورق پوشش و نیمرخ‌های IPE، بین آنها یک میلی‌متر درز انقطاع در نظر گرفته شده است. به عبارت دیگر نیمرخ‌ها و ورق عملکرد یکپارچه ندارند و با جوش گوشه به هم متصل شده‌اند. ابعاد و جزئیات هندسه شش نمونه اول در جدول (۱) ارائه گردیده است. نمونه‌های ۱ و ۲ به گونه‌ای انتخاب گردیده‌اند که کماتش ستون حول محور اصلی نیمرخ‌های IPE اتفاق افتد. در نمونه‌های ۳ و ۴ علاوه بر حالت فوق، طول ورق پوشش (مقدار  $e$ ) افزایش یافته است تا بتوان اثر رفتار پس کماتش را بهتر مطالعه نمود.



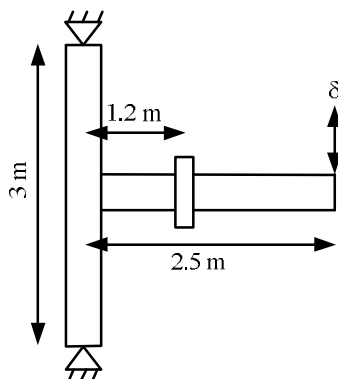
شکل ۲: هندسه بار گذاری شش نمونه اول.

جدول ۱: جزئیات نامگذاری و مشخصات شش نمونه اول.

شماره نمونه	نمونه	مقطع ستون	نحوه جوشکاری	e
۱	P1	2 IPE140 + PL200×10	جوش ورق سراسری با دو خط جوش	100
۲	P1a	2 IPE140 + PL200×10	جوش ورق سراسری با چهار خط جوش	100
۳	P2	2 IPE160 + PL250×10	جوش ورق سراسری با دو خط جوش	150
۴	P2a	2 IPE160 + PL250×10	جوش ورق سراسری با چهار خط جوش	150
۵	P3	2 IPE200 + PL250×10	جوش ورق سراسری با دو خط جوش	100
۶	P3a	2 IPE200 + PL250×10	جوش ورق سراسری با چهار خط جوش	100

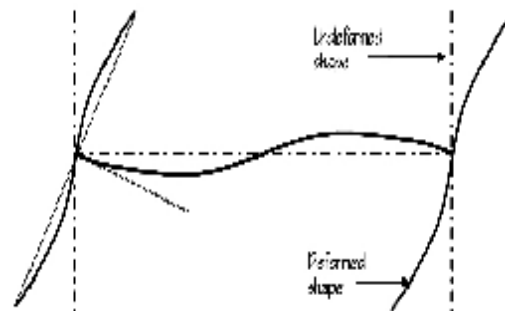
تغییر شکل تیر و ستون در قاب‌های خمشی به گونه‌ای است که نقاط عطف در وسط دهانه تیر و ستون تشکیل می‌شود (شکل ۳).

برای آزمایش نصف طول تیر و ارتفاع کامل ستون در نظر گرفته می‌شود. مطابق شرایط اجرایی ساختمان‌های متوسط در ایران، ارتفاع ستون‌ها ۳ متر و طول تیرها ۵ متر می‌باشد، بنابراین نمونه‌های اتصالات با ستون ۳ متری و تیر ۲/۵ متری در نظر گرفته می‌شود. در این نمونه‌ها تیر در فاصله ۱/۲ متری دارای مهار جانبی است (شکل ۴). به طور معمول این تیرها دارای مهار جانبی واقعی، یک مهار جانبی برای جلوگیری از کمانش جانبی بال فشاری و کاهش مقاومت خمشی تیر طبق آیین نامه طراحی ساختمان‌های فولادی در نظر گرفته می‌شود. ابعاد و جزئیات هندسی نمونه‌ها در جدول (۲) ارائه شده است. بارگذاری با کنترل تغییر مکان انتهایی تیر انجام می‌گردد.



شکل ۴: هندسه بارگذاری شش نمونه دوم.

نمونه‌های ۵ و ۶ حول محورهای ضعیف نیمرخ‌های IPE کمانش می‌کنند و می‌توان اثر جوشکاری نادرست را در رفتار پس‌کمانش آنها مطالعه کرد. بدین ترتیب می‌توان اثر جوشکاری نادرست را در رفتار پس‌کمانش ستون‌های مرکب حول هر دو محور قوی و ضعیف مطالعه نمود.

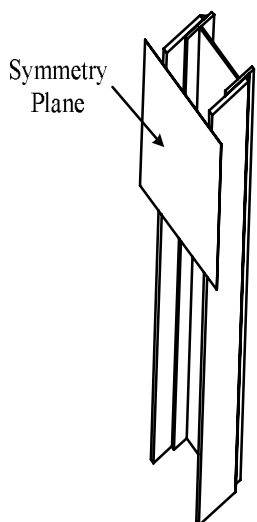


شکل ۳: تغییر شکل قاب و نقاط عطف بوجود آمده در تیر و ستون.

شش نمونه دوم اتصال گیردار مستقیم تیر به ستون مرکب می‌باشد. این نمونه‌ها به منظور مطالعه رفتار خمشی ستون‌های مرکب طراحی گردیده است. با توجه به اینکه در این تحقیق رفتار خمشی ستون مطالعه می‌گردد و نوع اتصال خمشی و جزئیات آن مورد توجه نیست، برای انتقال خمش، اتصال مستقیم تیر به ستون انتخاب گشته است. در اتصال مستقیم تیر به ستون جوش نفوذی کامل استفاده می‌گردد و در مدل‌سازی از اتصال کامل گره به گره استفاده شده است. به عبارت دیگر اتصال جوش نفوذی کامل دچار خرابی نمی‌شود.

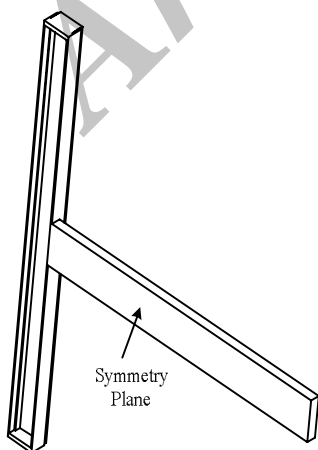
## جدول ۲: جزئیات نامگذاری و مشخصات نشن نمونه دوم.

شماره نمونه	نمونه	مقطع ستون	مقطع تیر	ورق پیوستگی
۷	M1	P1	IPE270	ندارد
۸	M1a	P1a	IPE270	دارد
۹	M2	P2	IPE300	ندارد
۱۰	M2a	P2a	IPE300	دارد
۱۱	M3	P3	IPE300	ندارد
۱۲	M3a	P3a	IPE300	دارد



شکل ۵: صفحه تقارن در نظر گرفته شده در ستون‌ها.

بدین ترتیب در صفحه تقارن درجه آزادی عمود بر صفحه تقارن مقید شده است. در نمونه های مذکور تمام درجات آزادی ستون در پای آن مقید شده است و تکیه‌گاه گیردار در نظر گرفته شده است. در بالای ستون یعنی در محل وارد شدن بار درجات آزادی در جهت عمود بر محور ستون مقید شده است و در جهت محور ستون برای بارگذاری محوری آزاد است. برای امکان کمانش ستون، عیوب اولیه در هندسه مدل سازی ستون ایجاد می‌گردد تا در هنگام رسیدن به بار کمانش بتواند کمانش کند. در نمونه های M1 تا M3a نیز صفحه تقارن از جان تیر می‌گذرد و درجه آزادی عمود بر این صفحه تقارن مقید شده است (شکل ۶).



شکل ۶: صفحه تقارن در نظر گرفته شده در اتصالات.

تحلیل غیر خطی اجزا محدود  
مدل سازی

برای مدل سازی نمونه ها از نرم افزار ANSYS [۵] استفاده گردیده است. رفتار نمونه ها با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مادی و هندسی تحلیل شده است. رفتار غیر خطی مادی سبب کرنش های پلاستیک و رفتار غیر خطی هندسی سبب کمانش کلی و موضعی نمونه می‌گردد. برای مدل سازی سه بعدی المان SOLID 45 انتخاب گردیده است. این المان آجری شکل دارای ۸ گره و سه درجه آزادی جابجایی در هر گره می باشد. این المان قابلیت مدل سازی رفتار پلاستیک، خزش، تغییر شکل های بزرگ و کرنش های بزرگ را دارد. در نمونه های P1 الی P3a حدوداً از ۵۲۰۰ المان و در نمونه های M1 الی M3a حدوداً از ۸۷۰۰ المان استفاده گردیده است. فولاد پروفیل ها ST37-2 و فلز جوش از الکترودهای رده E60 در نظر گرفته شده است. رفتار فولاد الاستوپلاستیک همراه با سخت شوندگی کرنش می باشد و سطح تسلیم فون میسز برای آن در نظر گرفته شده است. شیب قسمت الاستیک  $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$  و شیب قسمت پلاستیک  $E_T = 0.02E$  در نظر گرفته شده است. تنش تسلیم فولاد  $F_y = 240 \text{ MPa}$  می باشد. رفتار فلز جوش الاستیک و کاملاً پلاستیک در نظر گرفته شده است و تنش تسلیم آن  $F_y = 345 \text{ MPa}$  می باشد.

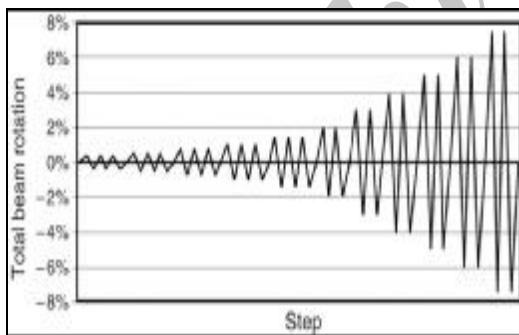
## شرایط مرزی و شبکه بندی

در نمونه های P1 تا P3a تقارن محوری وجود دارد. ولی محور تقارن باید بگونه‌ای انتخاب گردد که نمونه بتواند حول محور دیگر آزادانه کمانش کند. ستون در جهتی کمانش می کند که شعاع ژیراسیون کمتری دارد و محور تقارن باید در امتداد جهت متعامد باشد (شکل ۵).

شبکه‌های ریز استفاده شده است تا تمرکز تنش به دقت مورد بررسی قرار گیرد (شکل ۷). در نواحی اتصال تغییرات تنش در چشمه اتصال و نواحی نزدیک آن در تیر و ستون بیشتر از سایر نقاط است. در نتیجه برای دستیابی به جواب‌های دقیق شبکه‌های ریز در قسمت چشمه اتصال، انتهای تیر سمت اتصال و ستون در محل نزدیک اتصال قرار گرفته‌اند (شکل ۷).

### بارگذاری

در نمونه های P1 الی P3a اعمال بار به صورت اعمال جابجایی یکنواخت بر بالای ستون تا ۱۵۰ میلی‌متر (کرنش ۰.۵٪) و در نمونه های M1 الی M3a اعمال جابجایی چرخه ای به انتهای تیر صورت گرفته است. بارگذاری چرخه ای مطابق استاندارد لرزه ای AISC [۶] انجام گردیده است. بارگذاری ارائه شده در این آیین نامه براساس چرخش اتصال ارائه گشته (شکل ۸) که لازم است برای نمونه های مختلف بر حسب تغییر مکان انتهای تیر بیان گردد. طبق تعریف آیین نامه اتصالات، تغییر مکان انتهای تیر برابر است با حاصلضرب چرخش کل در هر چرخه در، فاصله انتهای تیر تا مرکز ستون. بر مبنای این قرارداد چرخش به دست آمده شامل چرخش تیر و اتصال است.

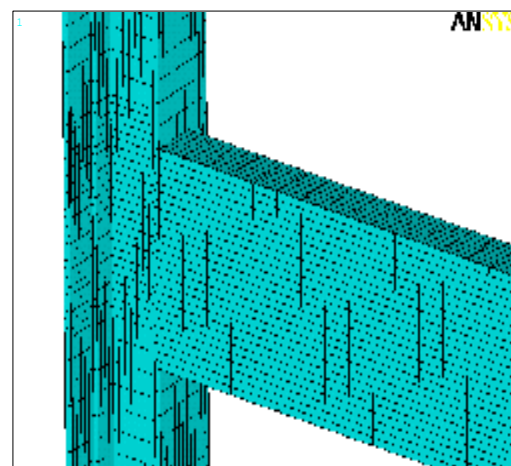
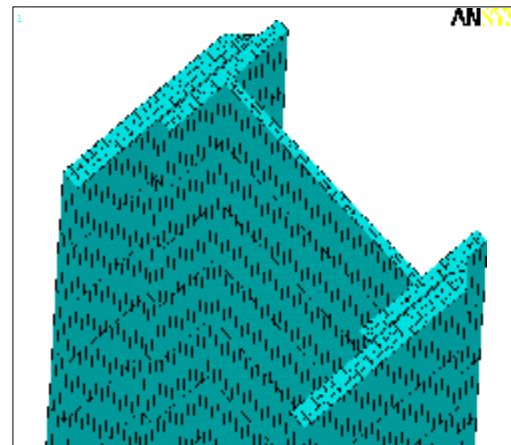


شکل ۸: بارگذاری چرخه ای شبه استاتیکی اتصالات.

### نتایج تحلیلی نمونه های P1 الی P3a

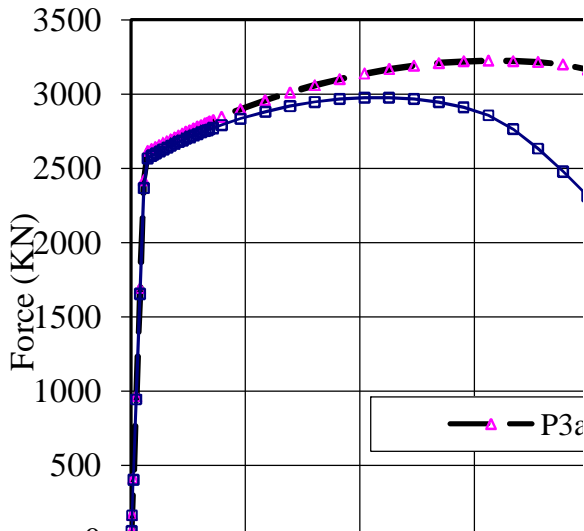
تحلیل غیرخطی مادی و هندسی روی نمونه‌های P1 الی P3a با اعمال بار به صورت یکنواخت اعمال گردید و قسمتی از رفتار پس کمانش نیز به دست آمد. در شکل (۹) ستون تغییر شکل یافته متناظر با تغییر مکان اعمالی ۱۵۰ میلی‌متر مشاهده می‌شود. منحنی رفتار کمانش یافته ستون‌ها در شکل (۱۰) ارائه شده است.

برای انعکاس رفتار ستون در تکیه گاه‌ها مشابه آزمایشگاه یک ورق ضخیم در بالا و پایین ستون نصب گردیده است و تمام درجات آزادی در محور مرکزی این ورق مقید شده است و به این ترتیب چرخش ستون حول محور مرکزی آن ممکن است و تکیه گاه‌های ستون رفتار مفصلی دارند. در انتهای تیر نیز یک ورق ضخیم برای انتقال بار به تیر به صورت فزاینده در نظر گرفته شده است. به عنوان تکیه گاه جانبی تیر، در فاصله ۱۲۰۰ میلی‌متری از مرکز ستون، درجه آزادی جانبی تیر در محل بال‌های بالا و پایین مقید شده است.



شکل ۷: شبکه بندی مقطع ستون (بالا) و چشمه اتصال (پایین).

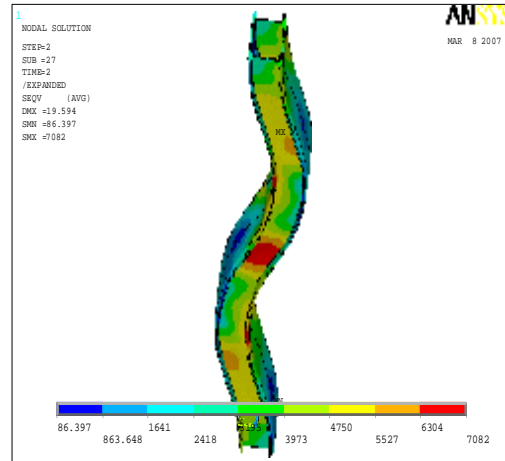
برای شبکه‌بندی، در محل‌های وجود تمرکز تنش و کمانش‌های موضعی، از شبکه ریزتر استفاده گردیده است. در شبکه بندی جوش‌های ورق پوشش به ستون از



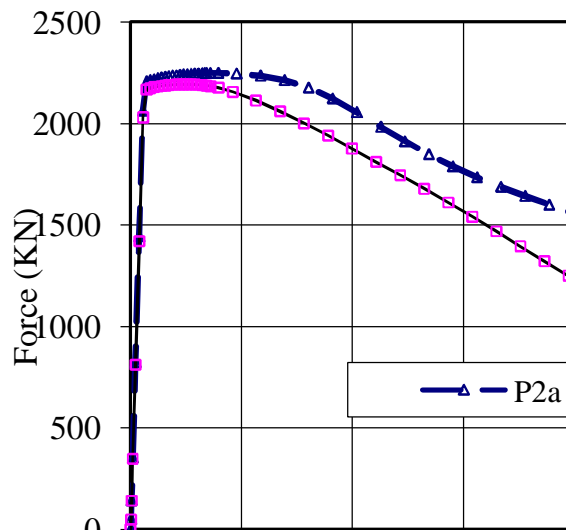
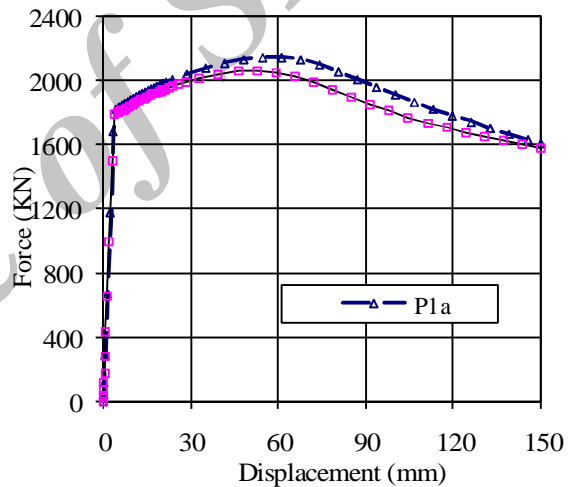
ادامه شکل ۱۰: منحنی رفتار کمانش یافته شش نمونه اول.

مشاهده می‌شود که در ستون‌های با جوشکاری متعارف (P1, P2, P3) کمانش سریع‌تر آغاز گشته است. لیکن تاثیر آن بر رفتار محوری زیاد نیست و تنها در قسمت پس از کمانش بیشترین اختلاف در باربری ستون به ۲۵٪ در نمونه‌های P3 و P3a می‌رسد. این افت مقاومت در رفتار پس از کمانش ستون از اهمیت کمتری برخوردار است، زیرا ساختمان‌ها به گونه‌ای طراحی می‌گردند که ستون‌ها در هنگام زلزله الاستیک بمانند و فقط تیرها بتوانند رفتار غیر خطی پلاستیک داشته باشند. رفتار ستون‌های متناظر با هم (مانند P1, P1a) تا کرنش‌های ۱٪ (تغییر مکان 30 mm) نزدیک به هم می‌باشد و در صورتی که مقدار کرنش در تحلیل غیر خطی سازه‌های موجود بیشتر از مقدار فوق باشد خرابی در ستون‌های مرکب با جوشکاری از خارج ستون (P1, P2, P3)، زودتر رخ می‌دهد.

البته برای اینکه رفتار ستون مرکب مطابق با رفتار در نظر گرفته شده در آیین‌نامه گردد، می‌بایست ورق پوشش ستون دچار کمانش موضعی نگردد و بدین منظور محدودیت پهنای آزاد به ضخامت در آیین‌نامه ساختمان‌های فولادی [۱] می‌بایست رعایت گردد. مطابق این آیین‌نامه نسبت پهنای آزاد به ضخامت ورق پوشش نباید بیشتر از  $\frac{500}{\sqrt{F_y}}$  در حالت فشرده و  $\frac{640}{\sqrt{F_y}}$  در حالت غیر فشرده باشد. در تمام نمونه‌های این تحقیق، ابعاد انتخاب شده ورق پوششی با توجه به شرایط اجرایی انتخاب شده است و شرط مذکور در آن لحاظ گردیده



شکل ۹: شکل کمانش یافته ستون و کانتور تنش فون میسز نمونه P1 در انتهای بارگذاری محوری.



شکل ۱۰: منحنی رفتار کمانش یافته شش نمونه اول.

است.

### بررسی شاخص خرابی و مکانیسم گسیختگی

به منظور مقایسه نتایج تحلیل نمونه‌ها و کنترل پتانسیل گسیختگی، از شاخص‌های مختلف گسیختگی استفاده می‌شود. از بین شاخص‌های مختلف خرابی و گسیختگی در این بخش از شاخص  $RI$  استفاده می‌گردد [۸ و ۷]. این شاخص نشان دهنده احتمال گسیختگی در نقاط بحرانی سازه است که در ذیل ارائه می‌گردد.

$$RI = \frac{\varepsilon_p / \varepsilon_y}{\exp(1.5 \frac{\sigma_m}{\sigma_{eff}})} \quad (2)$$

در رابطه فوق  $\varepsilon_p$  کرنش پلاستیک معادل،  $\varepsilon_y$  کرنش جاری شدن،  $\sigma_m$  تنش هیدرواستاتیک و  $\sigma_{eff}$  تنش فون میس می‌باشد.

برای به دست آوردن شاخص خرابی، نقطه‌ای در نمونه‌ها انتخاب شده که بدترین حالت خرابی را داشته و شروع اولین خرابی از این نقطه انتظار می‌رود.

### بررسی اعتبار نتایج تحلیل

برای بررسی دقت تحلیل جواب‌های تحلیل کامپیوتری با جواب‌های حاصل از تئوری کمانش ستون‌ها (روابط آیین نامه فولاد [۱] بند ۱۰-۵-۲) مقایسه گشته است و نتایج آن در جدول (۳) ارائه شده است. در محاسبه تنش مجاز فشاری ستون ضریب کمانش  $K$  برابر 0.5 در نظر گرفته شده است. این شرایط معادل با ستون دوسرگیردار بدون کمانش جانبی است که با مدلسازی هماهنگ است. برای مثال نیروی محاسباتی ردیف ۵ در جدول (۳) مطابق ذیل به دست آمده است.

$$P_{Theory} = \left[ 1 - \frac{1}{2} \left( \frac{KL/r_{min}}{C_c} \right)^2 \right] F_y A$$

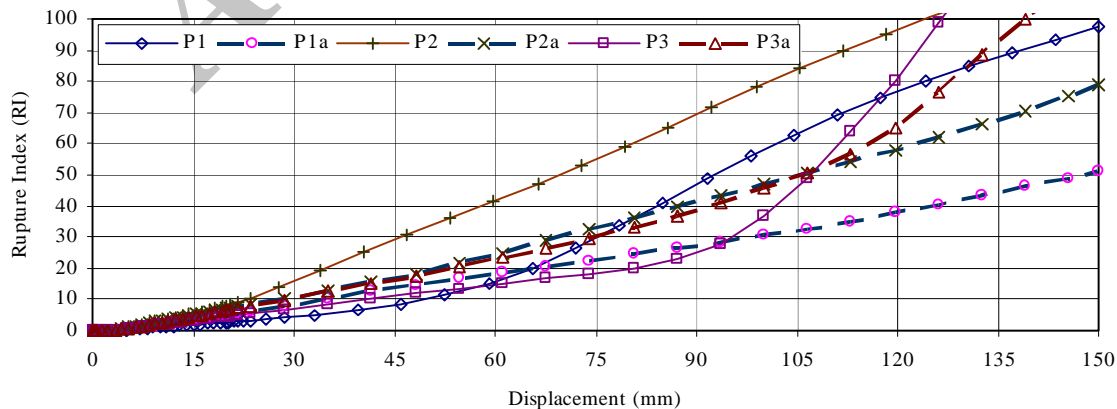
$$= \left[ 1 - \frac{1}{2} \left( \frac{0.5 \times 300 / 89.6}{131.45} \right)^2 \right] 2400 \times 11060$$

$$= 2631 KN$$

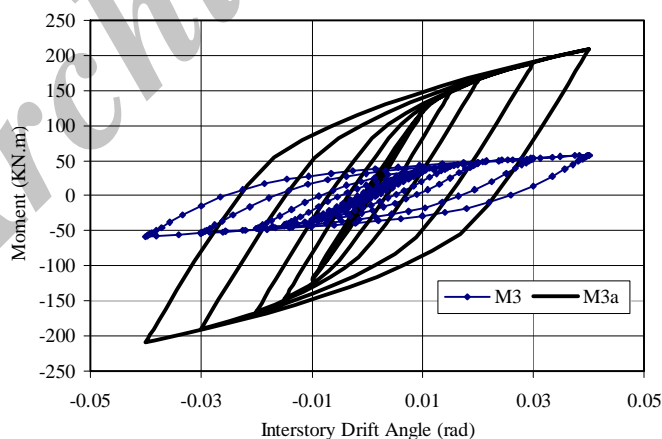
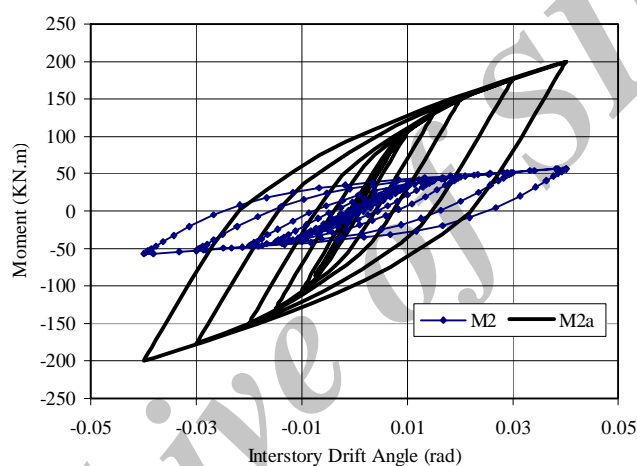
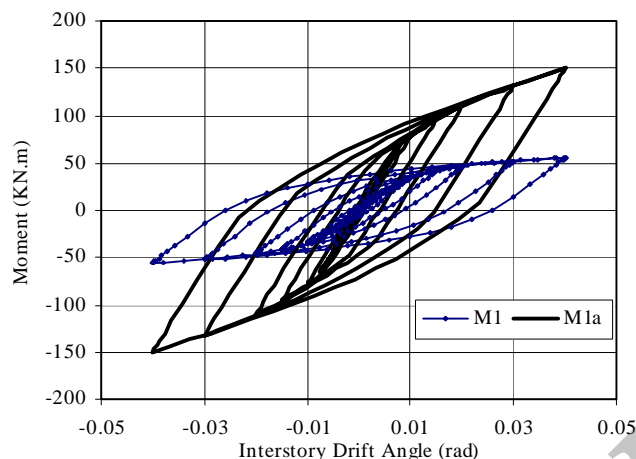
(۱)

جدول ۳: مقایسه نتایج تحلیل و تئوری.

شماره نمونه	نام نمونه	A (mm <sup>2</sup> )	r <sub>x</sub> (mm)	r <sub>y</sub> (mm)	F <sub>a</sub> (MPa)	P <sub>Theory</sub> (KN)	P <sub>Ansys</sub> (KN)	P <sub>Ansys</sub> /P <sub>Theory</sub>
۱	P1	7684	68.6	74.8	236.5	1817	1791	0.986
۲	P1a	7684	68.6	74.8	236.5	1817	1824	1.004
۳	P2	9374	77.7	95	237.2	2223	2167	0.975
۴	P2a	9374	77.7	95	237.2	2223	2205	0.992
۵	P3	11060	93.7	89.6	237.9	2631	2566	0.975
۶	P3a	11060	93.7	89.6	237.9	2631	2616	0.994



شکل ۱۱: شاخص گسیختگی بر حسب تغییر مکان اعمال شده به نمونه در بدترین نقطه ستون.

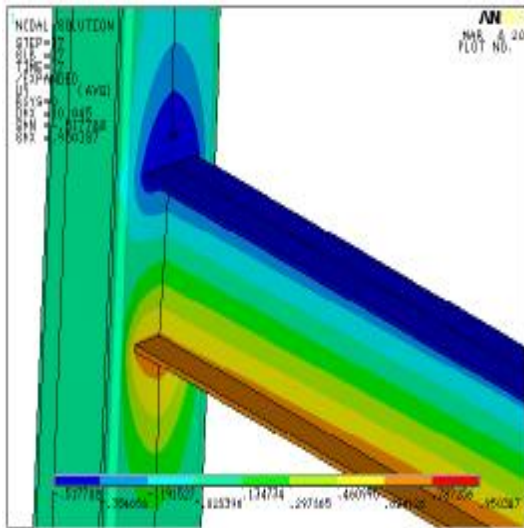


شکل ۱۲: منحنی هیستریزیس شش نمونه دوم.

جوش بیرونی ورق پوشش به نیمرخ IPE در محل کمانش کلی ستون بوده است (شکل ۱۱). با توجه به شاخص های ارائه شده در شکل (۱۱) باز هم به این نکته می‌رسیم که قبل از تغییر مکان‌های ۳۰ میلی‌متر (کرنش‌های ۰.۱٪) میزان خرابی برای اغلب نمونه‌ها کمتر از ۲۰ می‌باشد، ولی

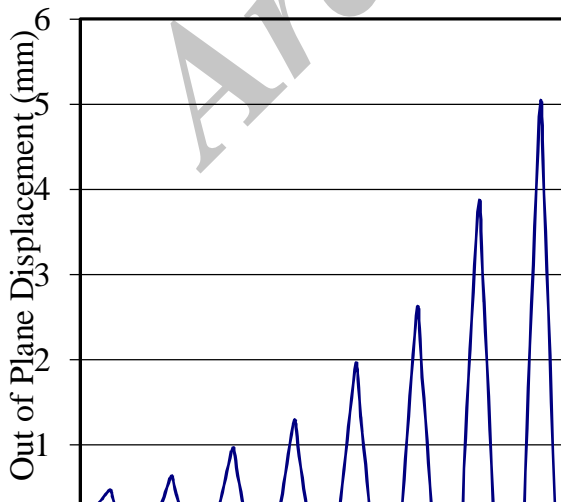
در نمونه‌های P1، P2 و P3 این نقطه در جان نیمرخ‌های IPE در محل کمانش کلی ستون قرار گرفته است. یعنی اولین گسیختگی‌ها در جان نیمرخ IPE به وجود می‌آید. در نمونه‌های P1a، P2a و P3a که جوشکاری مناسب‌تری داشته‌اند توزیع تنش‌ها مناسب‌تر بوده و بدترین نقطه در





شکل ۱۳: منحنی تراز حرکت خارج از صفحه ورق پوشش ستون.

حرکت خارج از صفحه ورق پوشش به مقدار زیادی از اتلاف انرژی در تیر می‌کاهد و عملکرد قاب خمشی را مختل می‌کند. با توجه به اینکه ورق از ستون جدا می‌شود، مکانیزم گسیختگی با پارگی در ورق پوشش یا جوش‌های اتصال ورق پوشش به نیمرخ IPE در مجاورت بال ستون همراه است و این گسیختگی نامطلوب می‌باشد. میزان این جابجایی خارج از صفحه در شکل (۱۴) برای نمونه M2 نشان داده شده است. شکل (۱۵) منحنی هم تراز تنش‌های فون میسز بزرگتر از تنش تسلیم را در چرخش طبقه ۴٪ نشان می‌دهد.



شکل ۱۴: حرکت خارج از صفحه ورق پوشش در چرخه های بارگذاری (M2).

در کرنش‌های بزرگتر گسیختگی ستون‌های با جوشکاری نامناسب سریع‌تر از نمونه‌های دیگر اتفاق می‌افتد. در مجموع احتمال گسیختگی نمونه‌های P1، P2 و P3 دو برابر نمونه‌های P1a، P2a و P3a می‌باشد.

### نتایج تحلیلی نمونه‌های M1 الی M3a

در این قسمت رفتار شش نمونه دوم تحت بارگذاری چرخه‌ای به دست آمده است. رفتار نمونه‌های مشابه در کنار هم ارائه شده است تا اختلاف مقاومت خمشی به خوبی نشان داده شود و نتایج نمونه‌ها با هم قابل مقایسه باشد (شکل ۱۲).

همان‌طور که در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود، متصل نبودن کامل ورق باعث افت شدید مقاومت خمشی، سختی خمشی اولیه (سختی سکانتی) و اتلاف انرژی می‌گردد و به این ترتیب اتصال رفتار نیمه گیردار از خود نشان می‌دهد. مطابق با آیین‌نامه‌های اتصالات ایران و آمریکا [۹ و ۱۰] اتصال گیردار می‌بایست دو ویژگی داشته باشد:

- ۱) لنگر متناظر با زاویه چرخش طبقه  $0.03$  رادیان به اندازه لنگر اسمی تیر باشد.
- ۲) لنگر متناظر با زاویه چرخش طبقه  $0.04$  رادیان به اندازه  $80\%$  لنگر اسمی تیر باشد.

در جدول (۴) درصد گیرداری اتصالات M1 الی M3a محاسبه شده است. با توجه به این جدول در نمونه‌هایی که جوشکاری مناسبی نداشته‌اند گیرداری اتصال تا  $35\%$  درصد کاهش پیدا می‌کند. در نتیجه این کاهش می‌بایست در مدل‌سازی ساختمان‌های موجود با این نوع ستون‌ها منظور گردد. علت کاهش زیاد درصد گیرداری حرکت‌های خارج از صفحه ورق پوشش ستون می‌باشد (شکل ۱۳). طبق این شکل حرکت خارج از صفحه در بال کششی تیر بر رفتار خمشی تیر و ستون تاثیر گذاشته است.

جدول ۴: محاسبه درصد گیرداری شش نمونه دوم.

شماره نمونه	نمونه	لنگر تیر (KN.m)	لنگر تحلیل (KN.m)	درصد گیرداری
۷	M1	116	52	0.44
۸	M1a	116	132	1.13
۹	M2	151	53	0.35
۱۰	M2a	151	176	1.16
۱۱	M3	151	52	0.53
۱۲	M3a	151	189	1.25

اول رفتار محوری غیرخطی ستون (رفتار کماتش و پس کماتش) مطالعه گردید و در شش نمونه بعدی رفتار این ستونها در اتصالات خمشی (رفتار هیستریزیس) ارزیابی گردید. هدف مطالعات اثر جوشکاری نادرست ورق پوشش در رفتار محوری و خمشی این نوع ستونها بوده است. نتایجی که از این تحقیق حاصل گشته است عبارت است از:

- رفتار محوری ستون‌های مرکب مزدوج I شکل با جوشکاری متعارف متداول در کارگاه‌های ساختمانی برای کرنش‌های کمتر از ۱٪ قابل قبول است.

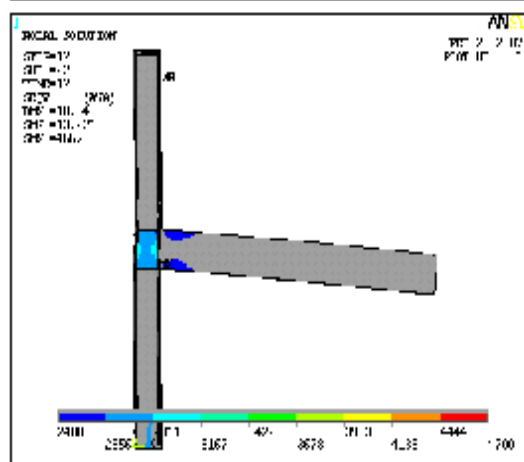
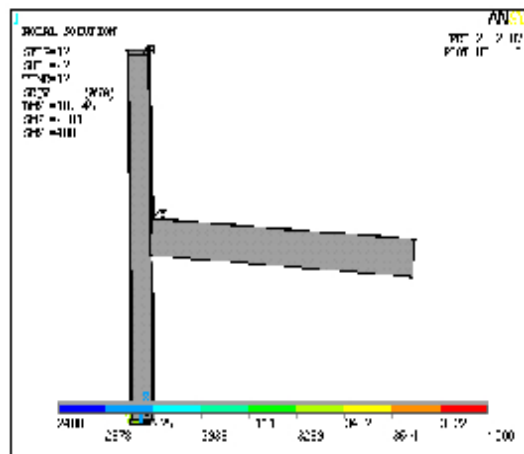
- نسبت پهنای آزاد به ضخامت ورق پوشش ستون باید مطابق آیین نامه ساختمان‌های فولادی [۱] کنترل گردد.

- در صورتی که تحلیل سازه‌های موجود نشان دهنده رفتار غیر خطی شدید (کرنش بزرگتر از ۱٪) در ستون می‌باشد، ستون‌های با جوشکاری نامناسب رفتار نامطلوبی دارند و برای مقاوم سازی سازه و کاهش بارهای محوری این ستونها اقدامات مقتضی انجام گیرد.

- رفتار خمشی ستون‌های مرکب مزدوج I شکل با جوشکاری نامناسب متداول در کارگاه‌های ساختمانی غیر قابل قبول است و برای ارزیابی سازه‌های موجود می‌توان آنها را نیمه گیردار با گیرداری کم (کمتر از ۳۰٪) و یا مفصلی فرض نمود.

- برای ساختن ستون‌های مرکب مزدوج I شکل در سازه‌های جدید به عنوان عضو قاب خمشی، قرار دادن ورق‌های پیوستگی در نیمرخ‌های IPE قبل از اتصال ورق پوشش ستون داخل بال‌ها و اتصال کامل ورق پوشش ستون توسط جوش کام یا روش‌های تائید شده دیگر توسط مراجع ذیصلاح، الزامی است.

- به عنوان توصیه به مهندسین طراح، می‌توان در قاب‌های خمشی از ستون‌های مرکب مزدوج I شکل بدون ورق پوشش استفاده کرد. زیرا در صورت استفاده از ورق پوشش، برای اتصال صحیح ورق پوشش، جوشکاری زیاد و وقت گیر نیاز است و از نظر اقتصادی مقرون به صرفه نیست. در انتخاب مقطع ستون به جای استفاده از نیمرخ‌های شماره پایین و تقویت مقطع توسط ورق پوشش می‌توان از نیمرخ‌های شماره بالاتر و یا ستون‌های جعبه‌ای استفاده نمود.



شکل ۱۵: تنش‌های فون میسس بزرگتر از تنش تسلیم (M2 بالا و M2a پایین).

همان‌طور که ملاحظه می‌گردد در نمونه با جوشکاری متعارف (M2) رفتار پلاستیک در تیر به وجود نیامده است و تمام رفتار پلاستیک اتصال، در ورق پوشش ستون به وجود آمده است، که همراه با اتلاف انرژی کمی است. لیکن در نمونه با جوشکاری ایده‌آل (M2a)، تیر و چشمه اتصال رفتار پلاستیک دارند و نحوه اتلاف انرژی آنها براساس عملکرد مورد انتظار قاب‌های خمشی اتفاق افتاده است. با توجه به مطالب ارائه شده به نظر می‌رسد، اتصالات گیردار با ستون‌های مرکب و جوشکاری متعارف ورق پوشش، رفتار نزدیک به اتصالات مفصلی دارند و می‌توان برای ارزیابی سازه‌های موجود این اتصالات را نیمه گیردار با درصد گیرداری کم مدل سازی نمود.

### جمع بندی و نتیجه گیری

رفتار ستون‌های مرکب مزدوج I شکل به کمک

بررسی عددی دوازده نمونه ارزیابی گردید. در شش نمونه [www.SID.ir](http://www.SID.ir)

## مراجع

- 1 - National building standard (2005), 10<sup>th</sup> section, steel building construction, I.R. Iran.
- 2 - FEMA (2000). *Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings*. Report No. FEMA-350, Federal Emergency Management Agency, USA.
- 3 - Mazroi, A., Simonian, V. and NickKhah Eshghee, M. (1998). *Experimental evaluation of the moment percentage of the moment connections in Iran*, Report No. 305G, RBHC, I.R. Iran.
- 4 - Deylami, A. and Shiravand, M. R. (2005). "Moment connection of beam to steel double I column using side plates." *Structure and Steel Journal*, Vol. 1, I.R. Iran.
- 5 - ANSYS user manual (2006). Swanson Analysis Systems, Inc, USA.
- 6 - AISC, AISC/ANSI 341-05 (2005). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL, USA.
- 7 - Hancock, J. W. and Mackenzie, A. C. (1976). "On the mechanism of ductile fracture in high-strength steels subjected to multi-axial stress states." *J Mech Phys Solids*, Vol. 24, PP. 147-169.
- 8 - El-Tawil, S. Vidarsson, E. Mikesell, T. and Kunnath, S. (1999). "Inelastic behavior and design of steel panel zones." *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 125, No. 2, PP. 183-193.
- 9 - AISC, AISC/ANSI 358-05 (2005). *prequalified Connection for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL, USA.
- 10 - Standard specification of the structural steel connections (2005). Report No. 264, Department of management and planning, I.R. Iran.

واژه های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- 1 - Rupture Index
- 2 - Interstory Drift Angle