نشریه مهندسی عمران و نقشه برداری- دانشکده فنی، دوره 45 شماره 6، بهمن ماه 1390، از صفحه 643 تا 657

# بررسی آزمایشگاهی و تحلیلی اتصال خمشی اصلاح شده تیر به ستون دوبل

**اردشیر دیلمی<sup>1</sup>و معصومه قلی پور \*<sup>2</sup>** <sup>1</sup> استادیار دانشکده عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیر کبیر <sup>2</sup> دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه صنعتی امیر کبیر (تاریخ دریافت: 1388/11/07، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده: 27/0/07/27، تاریخ تصویب: 1390/10/24)

#### چکیدہ

در ایران به دلیل عدم تولید مقاطع بال پهن، استفاده از ستون دوبل بسیار متداول است. اتصال خمشی تیر به ستون دوبل در شکل متداول آن دارای عملکرد نیمه گیردار میباشد. در این تحقیق جهت اصلاح رفتار این اتصال، روش جدیدی پیشنهاد شدهاست. این روش مشتمل بر تقویت صفحه روپوش ستون در محاذات محل اتصال بال تیر به ستون با استفاده از صفحهای با عرض و ضخامت بیش از صفحه روپوش و جوش دور تا دور این صفحه به بالهای ستون و صفحه روپوش میباشد. به منظور بررسی رفتار سیکلی اتصال پیشنهاد شده، مدل ریز سازه اتصال یک قاب خمشی از یک سازه فولادی متداول با ابعاد واقعی با اتصال پیشنهاد شده و با اتصال متداول، مورد تحلیل اجزا محدود و آزمایش قرار گرفتند. نتایج بررسی مدلهای کامپیوتری و آزمایشگاهی نشان میدهند که اتصال پیشنهاد شده نیازهای اتصال یک قاب خمشی ویژه در رابطه با مقاومت و شکلپذیری را پاسخگو میباشد. همچنین سختی به دست آمده از اتصال ، اتصال را در گروه کاملاً گیردار قرار میدهد.

**واژههای کلیدی:** ستون دوبل، اتصال خمشی ، شکست ترد، عملکرد نیمه *گ*یردار، آزمایش مدل واقعی، تحلیل غیر خطی، صفحه روپوش ستون، قاب خمشی ویژه.

#### مقدمه

در ایران به دلیل عدم تولید نیمرخ بال پهن، ستونها عمدتاً به صورت مقاطع قوطی شکل یا دوبل I طراحی می شوند که متداول ترین آنها ستونهای دوبل می باشند. در این شکل ستون، دو نیمرخ I شکل با فاصله مشخصی از یکدیگر همراه با ورق سراسری به صورت یک ستون مرکب در می آید. جهت ایجاد اتصال خمشی تیر به ستون دوبل، به طور متعارف انتهای تیر به کمک صفحات روسری و زیرسری و صفحه انتقال برش به وسیله جوش به صفحه مشکلات کلی مبتلی به اتصالات جوشی، به علت شکل پذیر بودن صفحه روپوش ستون دارای عملکرد نیمه گیردار نیز می باشد.

بعد از زلزله نورتریج، مطالعات گستردهای بر روی رفتار اتصالات خمشی انجام گرفت و پیشنهاداتی برای اصلاح آنها ارائه گردید. تمرکز اصلی این مطالعات بر رفتار اتصالات تیر I شکل به ستونهای بال پهن و در مواردی نیز ستونهای قوطی شکل بود. از آنجا که امکان تعمیم راهحلهای پیشنهاد شده برای ستونهای قوطی به ستونهای دوبل وجود ندارد و با توجه به دامنه وسیع

کاربرد ستونهای دوبل در کشور، لازم است مسئله اتصال خمشی تیر I شکل به این نوع ستونها به طور همه جانبه و دقیق بررسی گردیده و مشکلات خاص این اتصال بر طرف گردد.

### مشکلات اتصال خمشی متداول تیر I شکل به ستون دوبل

برای اتصال خمشی تیر به ستون دوبل دو مشکل عمده مطرح میباشد، یکی تردشکنی و دیگری عملکرد نیمه گیردار. تردشکنی یکی از مودهای شکست مطرح اکثر اتصالات خمشی جوشی است که در آنها انتقال بار از بالهای تیر و یا صفحات انتقال لنگر (صفحات روسری و زیرسری) به بالهای ستون توسط جوش شیاری تأمین میگردد. در صورت استفاده از نیمرخهای بال پهن برای ستون، ماکزیمم تنش و در نتیجه ترک و گسیختگی در جوش معمولاً در ناحیه وسط بال تیر و یا صفحه انتقال لنگر اتفاق میافتد. علت این امر تمرکز سختی در محل برخورد جان و بال در تیر و ستون میباشد [1]. برای ستونهای دوبل با توجه به اینکه صفحه روپوش ستون

تنها در کنارههای خود به بالهای پروفیلهای I شکل ستون متصل است، تمرکز سختی در این کنارهها بالا بوده و در نتیجه ماکزیمم تنش در لبههای صفحات انتقال لنگر و جوشهای این نواحی اتفاق میافتد. در این جوشها به علت تمركز تنشها و ایجاد تنش سه محوره، مقادیر بالای چقرمگی نیاز میباشد و در صورت پایین بودن چقرمگی ترک و در نهایت گسیختگی در جوش ایجاد می گردد. وقوع این مود شکست سبب از دست رفتن ظرفیت شکل پذیری و مقاومت می گردد. آنچه در رابطه با تأمین ظرفيت شكل پذيرى مطلوب است وقوع مكانيزمهاى تسليم نظیر تسلیم خمشی تیر و یا تسلیم برشی چشمه اتصال میباشد، این در حالی است که برای اتصال خمشی متداول تیر به ستون دوبل تمرکز تنش در ناحیه اتصال سبب تشکیل مفصل پلاستیک در ناحیه اتصال و به دنبال آن از دست رفتن مقادیر قابل توجهی از ظرفیت شکلپذیری و مقاومت می گردد.

مسئله ترد شکنی بعد از وقوع زلزله نورتریج در آمریکا (1994) و به دنبال آن زلزله کوبه در ژاپن (1995)، به طور جدى مطرح گرديد. تا قبل از وقوع زلزله نورتریج، طراحان سازههای فولادی بر این باور بودند که قابهای خمشی فولادی در مقابل حرکات زلزله آسیب ناپذیر میباشند و چنانچه آسیبی رخ دهد این آسیب محدود به تسلیم شکلپذیر در اعضای اتصال خواهد بود. اما وقوع زلزله نورتریج این باور را زیر سوال برد. سازههای بسیاری در این زلزله در نواحی اتصال تیر به ستون دچار شکست ترد شدند. این شکستها در بسیاری از موارد برای سطوح بسیار پایین تغییر شکل غیر ارتجاعی و حتی در برخی موارد برای سطوح ارتجاعی گزارش شده بود [1-3]. مطالعات گسترده بعد از زلزله نورتریج منجر به ارائه روشهاى اصلاحى جهت بهبود عملكرد اتصالات خمشي گردید. بسیاری از روشهای پیشنهاد شده به همراه جزئيات ساختاري و طراحي آنها در FEMA355D [1] و FEMA350 [4] در قالب اتصالات خمشی بعد از زلزله نورتریج به تفصیل آورده شدهاست. روشهای اصلاحی برای اتصالات موجود نیز در FEMA351 [5] ارائه گردیده است. در میان این روشها به جز روشهایی که بر اصلاح هندسه سوراخ دسترسی جوش و اصلاح کیفیت جوش تمرکز دارند، تأکید سایر روشها بر افزایش سختی اتصال در ناحیه اتصال و یا افزایش نرمی تیر در ناحیه

مجاور اتصال میباشد.

مشکل دیگر اتصال خمشی متداول تیر به ستون دوبل، عملکرد نیمه گیردار آن است. در ستونهای دوبل I، صفحه روپوش ستون تنها در کنارههای طولی خود توسط جوش گوشه به بالهای دو پروفیل I شکل ستون متصل میباشد. بنابراین صفحه روپوش ستون در مقابل نیروی کششی حاصل از لنگر انتهایی تیر بسیار شکلپذیر بوده و در خارج از صفحه خود خم می گردد و به صورت یک اتصال نیمه گیردار باعث دوران نسبی تیر و ستون میشود. مطالعات آزمایشگاهی انجام شده توسط آقای مزروعی و همکاران [6]، بر روی اتصال خمشی متداول تیر به ستون دوبل، مؤید رفتار نیمه گیردار این نوع اتصال بوده و مشخص مینماید که میبایست میزان گیرداری اتصال در فرآیند تحلیل سازه در نظر گرفته شود.

در ستونهای دوبل، جهت حذف یا کاهش تغییرشکل دیواره ستون و در نتیجه بهبود عملکرد اتصال روشهای مختلفی پیشنهاد شدهاست. یکی از این روشها استفاده از سختكنندههای خارجی نظیر لچكیهای مثلثی شكل جوش شده بر روی صفحات انتقال لنگر و صفحه روپوش ستون مىباشد [6]. با اتصال لچكىها به صفحه روپوش ستون، سختی در ناحیه وسیعتری پخش شده و علاوه بر کاهش تنش در محدوده صفحه انتقال لنگر، تا حدودی مقاومت خمشی صفحه روپوش ستون در ناحیه اتصال افزایش مییابد و نهایتاً دوران نسبی تیر و ستون محدودتر می گردد. استفاده از سخت کننده در داخل پروفیل ستون در ناحیه اتصال از روشهای مطرح شده در آییننامه ایران [7] جهت بهبود عملكرد اتصال خمشى متداول مىباشد. در این روش از صفحه سختکننده موازی با جان ستون در ناحیه اتصال که توسط جوش در داخل پروفیل ستون به صفحات روپوش ستون متصل می گردد، استفاده می شود. با اعمال این روش صفحه روپوش ستون مقید گشته و در نتیجه با کاهش تغییرشکلهای این صفحه، گیرداری اتصال افزایش مییابد. البته این روش از جهت اجرا دارای مشکلات زیادی میباشد. یکی دیگر از روشهایی که نه به صورت اصلاح اتصال بلکه به صورت رفع كامل مشكلات اتصال مطرح است، اتصال تير به ستون دوبل با صفحات کناری است. در این روش اتصال جوش نفوذی صفحات انتقال لنگر به صفحه روپوش ستون به طور کامل حذف گشته و انتقال لنگر از تیر به ستون

www.SID.ir

توسط صفحات کناری انجام می گیرد. جدا بودن انتهای تیر از ستون کلیه نگرانیهای مربوط به اتصال تیر به ستون دوبل را به طور کامل از بین میبرد [8]. در ادامه روش ابداعی دیگری که از جهت اجرا سهولت زیادی داشته و به روش متداول شباهت دارد، معرفی می گردد.

### اصلاح اتصال خمشی تیر به ستون دوبل از طریق تقویت صفحه روپوش ستون

همانطور که مشاهده شد، اتصال خمشی متداول تیر به ستون دوبل دارای دو مشکل تردشکنی و عملکرد نیمه گیردار میباشد. این دو مشکل سبب می گردد تا اتصال نتواند مقاومت و شکل پذیری مورد نیاز برای یک اتصال خمشی ویژه را دارا باشد. در این مقاله روش استفاده از صفحه روپوش تقویت شده پیشنهاد شدهاست که ضمن اصلاح عملکرد اتصال خمشی متداول تیر به ستون دوبل، به لحاظ اجرایی نیز ساده میباشد.

در روش پیشنهاد شده جهت کاهش تنش و تغییر شکل در صفحه روپوش ستون، در نواحی بحرانی که طبيعتاً نواحى مقابل صفحات انتقال لنگر از تير به ستون می باشند، با افزایش ضخامت و عرض، صفحه روپوش تقویت می گردد. بدین صورت که در این نواحی صفحه روپوش ستون قطع شده و به جای آن از یک صفحه با ضخامت و عرض بیشتر استفاده می شود (شکل 1). افزایش عرض صفحه روپوش، امكان افزايش عرض صفحات روسری و زیرسری و افزایش طول جوش شیاری این صفحات را فراهم کرده و در نتیجه سبب کاهش مقادیر تنشهای ماکزیمم در جوش و کاهش احتمال تردشکنی مى گردد. افزايش ضخامت صفحه روپوش، سبب افزايش سختی صفحه و در نتیجه کاهش تغییر شکلهای صفحه و افزایش گیرداری اتصال می گردد. اتصال صفحه تقویت شده به ستون و صفحه روپوش توسط جوش انجام می گیرد. جوش دور تا دور این صفحه به بال های ستون و بقيه صفحه روپوش نيز عاملي جهت افزايش سختي اتصال میباشد. بدین ترتیب از شدت تمرکز تنش در جوشهای دو لبه صفحه روپوش ستون کاسته شده و در نتیجه نواحی تسلیم از محل اتصال دور شده و مفصل پلاستیک در تیر تشکیل میگردد.

به طور خلاصه روش پیشنهاد شده با افزایش عرض و ضخامت صفحه روپوش و جوش دور تا دور این صفحه به

بالهای ستون و صفحه روپوش از طرفی سبب کاهش تنش در جوش شیاری صفحات روسری و زیرسری به ستون (حذف ترد شکنی) شده و از طرف دیگر، سبب افزایش سختی (افزایش گیرداری) اتصال می گردد.

جهت بررسی امکان استفاده از این اتصال در قابهای خمشی ویژه لازم است سختی، مقاومت و شکل پذیری آن با ضوابط آییننامهای مقایسه گردد. بدین منظور ابتدا رفتار اتصال توسط یک مدل تحلیلی با روش اجزا محدود غیر خطی توسط برنامه ANSYS مورد بررسی قرار گرفت. سپس جهت اطمینان از صحت نتایج تحلیل عددی، مدل آزمایشگاهی با مقیاس یک به یک ساخته شد و تحت بارگذاری سیکلی قرار گرفت. خوشبختانه نتایج مدل آزمایشگاهی، نتایج به دست آمده از تحلیل اجزا محدود را تأیید می کرد. برای کسب اطمینان بیشتر، تحلیل عددی بار دیگر با استفاده از مشخصات فولادهای به کار رفته در بخشهای مختلف مدل آزمایشی تکرار گردید (مدل MP1). با توجه به تطابق خوب نتایج تحلیل عددی و آزمایشگاهی که ناشی از دقت به کار رفته در مدلسازی کامپیوتری می باشد، مشخص گردید که می توان بررسی رفتار اتصال پیشنهاد شده را با اطمینان خاطر با تحلیل عددی مدلها ادامه داد و از این طریق در هزینههای سنگین آزمایشگاهی و صرف وقت زیاد صرفهجویی کرد. بدین منظورمدلهای MP2 و MP3 متعاقباً طراحی و مورد تحلیل عددی قرار گرفتند. در ادامه به شرح جزییات مدلهای کامپیوتری و آزمایشگاهی به همراه نتايج به دست آمده می پردازیم.



#### شکل 1: اتصال خمشی اصلاح شده تیر به ستون دوبل از طریق تقویت صفحه روپوش ستون

#### هندسه مدل اتصال

شمای کلی مدلهای مورد استفاده برای تحلیل عددی و آزمایشگاهی در شکل (2) آورده شدهاست. این مدلها توسط آييننامه لرزهاي AISC [9] جهت آزمايش سیکلی اتصال خمشی پیشنهاد شدهاست. در این مدلها با فرض اینکه نقاط عطف لنگر خمشی در تیرها و نیز ستون در وسط دهانه تیر و ارتفاع ستون واقع میشوند، تنها نیمی از طول دهانه تیرها و نیز ارتفاع ستون در نظر گرفته شدهاست. ابعاد دهانه تیر و ارتفاع ستون، همچنین مقاطع تیر و ستون مورد استفاده در مدل اول (MP1) براي شرايط طبقات مياني يك ساختمان مسكوني فولادي متداول هفت طبقه در شهر تهران طراحی گردیدهاست. در این مدل نصف ارتفاع ستون برابر 150 سانتیمتر (H=300 cm) و نصف طول دهانه تيرها برابر سانتی متر ( $L_b = 240 \, \mathrm{cm}$ ) در نظر گرفته شده است. انتهای تیرها پس از تکیهگاه غلتکی نیز برابر 20 سانتیمتر ادامه می یابند. جهت جلوگیری از کمانش جانبی- پیچشی تيرها، تكيه كاه جانبي مطابق ضوابط آيين نامه ايران [7] و آييننامه AISC [10] در فاصله 150 سانتيمتر از انتهای تیر ( $L_{\rm n} = 150 ~{\rm cm}$ ) تأمین شدهاست. طراحی اجزاى اتصال نيز با استفاده از ضوابط آيين نامه ايران [7] و آيين نامه AISC [10] انجام گرفتهاست. در فرايند طراحی، شرط تیر ضعیف- ستون قوی رعایت شدهاست. ابعاد و جزئیات اجزای مدل MP1 در جدول (1) آورده شدهاست. کلیه ابعاد در جدول بر حسب میلیمتر میباشد.



شکل 2: مدل ریز سازه

## بررسی رفتار سیکلی مدل اتصال با استفاده از روش اجزا محدود

به منظور پیشبینی رفتار سیکلی اتصال پیشنهاد شده، در ابتدا تحلیل اجزا محدود غیر خطی مدل کامپیوتری اتصال با در نظر گرفتن مشخصات استاندارد فولاد ANSYS برای تمام اجزا، مدل توسط برنامه ANSYS انجام شدهاست. پس از تأیید مدل پیشنهاد شده و انجام آزمایش، بار دیگر تحلیل اجزا محدود مدل با توجه به آزمایش، بار دیگر تحلیل اجزا محدود مدل با توجه به مشخصات مصالح فولادی بکار رفته (مطابق جدول 2) انجام گردید. در ادامه شرح مدلسازی کامپیوتری مدل جدید (مدل MP1) و مدلهای MP2 و MP3 ارائه شدهاست.

جدول 1: مشخصات مدل MP1

-	
Beam section	IPE270
Column section	2IPE240
Center line of column I- sections	220
Column cover plate	PL220*10
<b>Reinforced cover plate</b>	PL280*60*20
*Beam bottom-flange plate	PL300*200*15
Shear tab	PL150*100*10
Doubler plate	PL270*210*15
Continuity plate	PL220*60*15

\* صفحه زیرسری اتصال به شکل مستطیل و صفحه روسری مطابق شکل (3) میباشد.



شکل **3**: صفحه روسری مدل MP1

## Archive of SID

### مبانی مدلسازی مصالح

فولاد مصرفی در کلیه اجزای قاب و اتصال از نوع ST-37 میباشد. برای مدلسازی رفتار فولاد در نرمافزار از مدل تنش- کرنش دو خطی استفاده شدهاست. در این مدل لازم است چهار پارامتر: مدول الاستیسیته، ضریب پواسون، تنش تسلیم و مدول تانژانت فولاد تعریف گردد. مدول الاستیسیته، ضریب پواسون و مدول تانژانت برای . 2.10E+06 Kg / cm<sup>2</sup> كليه اجزاى مدل به ترتيب برابر 0.3 و 6500 Kg/cm<sup>2</sup> در نظر گرفته شدهاست. مقادیر تنش تسلیم برای مدلMP1 نیز با توجه به نتایج تست کشش انجام شده بر روی اجزای مختلف مدل آزمایشگاهی و مطابق با جدول (2) در نظر گرفته شدهاست. از آنجاییکه در فولاد با توجه به اثر بوشینگر، سطح تسلیم بدون تغییر حجم در اثر افزایش کرنش جابجا می شود، قانون سخت شوندگی جنبشی برای مصالح در نظر گرفته شدهاست. معيار تسليم در نظر گرفته شده نيز معيار تسليم فون میسز میباشد. جهت کاهش زمان تحلیل، از مصالح الاستیک در نواحی دور از ناحیه اتصال استفاده می شود. با توجه به رفتار ترد مصالح جوش، برای بررسی آن از مدل الاستیک خطی استفاده شدهاست.

مختلف مدل	برای اجزای	تنش تسليم	جدول 2: مقادير
-----------	------------	-----------	----------------

	*** ***
Part	Yield Stress (Kg / cm <sup>2</sup> )
Beam/Column flange	3107
Beam/Column web- web stiffener	3451
Beam top flange plate- reinforced column cover plate	3540
Beam bottom flange plate- doubler plate-continuity plate	3120
Shear tab-column cover plate	3535

**المانهای مورد استفاده در مدلسازی** از المان SOLID45 جهت مدلسازی سه بعدی و حجمی استفاده شدهاست. این المان دارای هشت گره میباشد که در هر گره سه درجه آزادی تغییر مکانی در جهتهای X، X و Z دارد. از طرفی دارای قابلیت

www.SID.ir

مدلسازی رفتار غیرخطی و تغییرشکلهای بزرگ و کمانش میباشد. برای مدلسازی تغییر شکل خارج از صفحه مربوط به صفحه روپوش ستون نیاز به استفاده از SOLID45 تماسی میباشد. برای المان SOLID45 مناسب ترین جفت المان تماسی CONTA173 به همراه مناسب ترین جفت المان تماسی TARGET بر روی سطح بالهای ستون و المان CONTACT بر روی سطح داخلی صفحه روپوش ستون و نیز صفحه روپوش تقویت شده قرار داده میشود.

### مدلسازی حجمی و مشبندی

در شکل (4) بخشی از مدل حجمی مشبندی شده در ناحیه اتصال آورده شدهاست. با توجه به نحوه توزیع تنش، جهت کاهش زمان تحلیل، ابعاد مشها در نواحی دور از ناحیه اتصال افزایش داده شدهاست.



شکل 4: مدل حجمی مشبندی شده

#### شرايط تكيه گاهي

مطابق با شرایط تکیهگاهی نشان داده شده در شکل (2) برای مدل میانقاب دو طرفه، گرههای انتهایی تیرها در محل تکیهگاه غلتکی در جهات قائم و جانبی (عمود بر صفحه قاب) مقید شدهاند. جهت جلوگیری از تمرکز تنش یک صفحه ارتجاعی در انتهای پایین ستون قرار داده شدهاست. گرههای دور تا دور این صفحه در جهات افقی و جانبی (صفحه قاب و عمود بر صفحه قاب) و گرههای میانی این صفحه در جهات افقی، جانبی و قائم جهت مدلسازی تکیهگاه مفصلی مقید شدهاند. جهت مدلسازی تکیهگاه جانبی تیرها نیز، کلیه گرههای تیر در فاصلهای

بین 140 تا 160 سانتیمتر از انتهای تیر در جهت جانبی (عمود بر صفحه قاب) مقید شدهاند.

#### بارگذاری و تحلیل

جهت بارگذاری مدلها در نوک بالای ستون، یک صفحه ارتجاعی در نظر گرفته شده و بارگذاری در مرکز این صفحه اعمال شدهاست. الگوی بارگذاری اعمال شده، الگوی ارائه شده توسط SAC97 [11] است که مورد تأیید آییننامه لرزهای AISC [9] و FEMA350 [4] میباشد (شکل 5).

تحلیل مدلها تحت بار سیکلی از نوع تحلیل استاتیکی غیرخطی است. تحلیل غیرخطی شامل تحلیل غیرخطی مادی، تحلیل غیرخطی هندسی و تحلیل غیرخطی تماسی میباشد.





#### نتایج تحلیل عددی مدل MP1 دیاگرام توزیع تنش و کرنش

برای مدل MP1 کانتورهای توزیع تنش فون میسز و کرنش پلاستیک معادل برای سیکل آخر بارگذاری (0/06 رادیان) در شکل (6) ارائه گردیدهاست. مقادیر تنش ارائه شده بر حسب *Kg/cm*<sup>2</sup> میباشند. همانطور که در این شکل مشاهده میشود، محل مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال به درون تیر منتقل شده و تغییر شکل غیر ارتجاعی در تیر اتفاق افتادهاست.

منحنی هیستر تیک لنگر – تغییر مکان زاویه ای منحنی هیستر تیک لنگر – تغییر مکان زاویه ای مدل مورد مطالعه در شکل (7) نشان داده شده است. در رسم

www.SID.ir

این منحنی، لنگر در وجه ستون در نظر گرفته شدهاست. خط چین نشان داده شده در شکل متناظر 80٪ لنگر پلاستیک تیر (Mp) میباشد. همانطور که دیده میشود اتصال توانسته است تغییر مکان زاویهای میان طبقه 0/04 رادیان را بدون افت در ظرفیت باربری تحمل کند و ظرفیت خمشی اندازه گیری شده در بر ستون در این تغییر مکان زاویهای بزرگتر از 0.8Mp میباشد. بنابراین طبق معیارهای آییننامه لرزهای AISC [9] اتصال مورد نظر از نظر مقاومت و شکل پذیری، قابلیت استفاده در قابهای خمشی ویژه را دارا میباشد.



a) Von Mises stress contour



b) Von Mises plastic strain contour

شکل 6: کانتورهای توزیع تنش و کرنش برای مدل MP1



شکل 7: منحنی هیسترتیک لنگر- تغییر مکان زاویه ای برای مدل MP1

تعیین میزان گیرداری

تعیین میزان گیرداری یک اتصال مطابق ضوابط آییننامه AISC [10] با توجه به سختی چرخشی اتصال صورت میپذیرد. طبق تعریف ارائه شده توسط این آییننامه چرخش اتصال (ФS) شامل چرخش چشمه اتصال و نیز چرخش اعضای اتصال میباشد. چرخش چشمه اتصال با دانستن ابعاد اولیه چشمه اتصال و قطرهای آن و محاسبه ابعاد جدید قطرهای چشمه اتصال و در نتیجه تعیین تغییر طول آنها (با خواندن مختصات جدید نقاط چهار گوشه چشمه اتصال در دستگاه تغییر شکل یافته)، مطابق رابطه (1) قابل محاسبه میباشد.[12].

$$\gamma_{pz} = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{2ab} (\delta_1 - \delta_2) \tag{1}$$

 $\delta_2$  و  $\delta_1$  و ابعاد چشمه اتصال و  $\delta_1$  و  $\delta_2$  و مقادیر تغییر طول قطرهای چشمه اتصال میباشند.

در مدل مورد مطالعه چرخش اعضای اتصال در نتیجه تغییر شکلهای صفحه روپوش ستون اتفاق میافتد. برای محاسبه چرخش اعضای اتصال از رابطه (2) استفاده شدهاست. در این رابطه  $\delta_{e} \ \delta_{\sigma}$ ، به ترتیب تغییر مکانهای افقی نقاط میانی انتهای صفحه روسری و صفحه زیرسری در محل تماس با صفحات روپوش ستون و  $\delta_{B}$  و  $\delta_{B}$ ، به ترتیب تغییر مکانهای افقی نقاط میانی صفحه روسری و صفحه زیرسری در انتهای قرار گرفته روی تیر میباشند (شکل 8).  $h_{b}$  ارتفاع تیر و  $t_{1}$  و  $t_{2}$  به ترتیب ضخامت صفحه روسری و صفحه زیرسری میباشند.

$$\phi_c = \frac{\left(\left(\delta_A - \delta_B\right) - \left(\delta_C - \delta_D\right)\right)}{\left(h_b + t_1 + t_2\right)}$$
(2)

www.SID.ir

Archive of SID

در توضیح این رابطه باید اشاره نمود که در اثر تغییرشکل کلی سازه هریک از نقاط A، B و D و C دارای مقداری تغییرشکل می،اشند اما نقاط A و C علاوه بر این تغییرشکل کلی در نتیجه کشآمدن صفحه روپوش ستون در ناحیه اتصال (صفحات تقویت شده) دارای تغییرشکل اضافی دیگری نیز می،اشند. پس میتوان با کسر تغییر شکل کلی سازه از تغییر شکل این نقاط، تغییر شکل ایجاد شده در نتیجه کشآمدگی صفحات تقویت شده را اندازه گیری نمود.

خلاصه محاسبات سختی مدل مورد مطالعه در جدول (3) آورده شدهاست. در این جدول  $M_s$  لنگر در بارهای بهرهبرداری بوده که به صورت حاصل ضرب مدول مقطع ( $\Phi s$  میگردد. aالاستیک تیر در تنش تسلیم فولاد تعریف میگردد.  $\phi s$  می گردد. aمالاستیک تیر در تنش تسلیم فولاد تعریف می میگردد. aمی می مدا الاستیک تیر در تنش تسلیم فولاد تعریف می درد. محاصل می می می این این این این این این می می اشد محاصل کاملاً گیردار، چنانچه

باشد اتصال ساده و چنانچه نسبت فوق بین

دو حد یاد شده قرار گیرد، اتصال نیمه گیردار شناخته می شود.



شکل 8: محل نقاط مرجع در محاسبه چرخش اعضای اتصال

.ز MP1	سختی مد	محاسبات	:3	جدول
--------	---------	---------	----	------

		-			
Ms (KN.m)	Φs (rad)	k <sub>s</sub> (KN.m)	l (m^4)	L (m)	$K_s L/EI$
102.96	1.41E-03	7.28E+04	5.79E-05	4.8	28.73

همانطور که در جدول (3) مشاهده می گردد، نسبت *K<sub>s</sub>L/EI* برای اتصال مورد مطالعه بزر گتر از 20 به دست آمدهاست، در نتیجه می توان مطابق معیار آیین نامه AISC [10] این اتصال را در گروه کاملاً گیردار طبقهبندی کرد.

### بررسی آزمایشگاهی مدل اتصال پیشنهاد شده

با توجه به نتایج خوب به دست آمده از تحلیل مدل مقدماتی اجزا محدود، تصمیم گرفته شد تا با انجام آزمایش صحت نتایج تحلیلی بررسی گردد. بدین منظور مدلی که قبلاً مورد تحلیل عددی مقدماتی قرار گرفته بود برای انجام آزمایش با مقیاس یک به یک ساخته شد و تحت بارگذاری سیکلی در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن مورد آزمایش قرار گرفت. در این مدل کلیه جوشهای مربوط به صفحات روپوش تقویت شده شامل جوش های دور تا دور این صفحه به بالهای ستون و جوش مای دور تا دور این صفحه به بالهای ستون و مفحات روسری و زیرسری به صفحه روپوش تقویت شده توسط الکترود E7018 و مابقی جوشهای مدل توسط الکترود E6013 انجام گرفتهاست.

ستون آمادهسازی شده جهت نشستن تیرها و برقراری اتصال با جزئیات پیشنهاد شده به همراه مدل اتصال برپا شده در آزمایشگاه به ترتیب در شکلهای (9) و (10) نشان داده شدهاست.



شکل **9:** صفحه روپوش تقویت شده



شکل **10:** مدل آزمایشگاهی اتصال

### نتایج حاصل از مدل آزمایشگاهی

نواحی غیر ارتجاعی در مدل آزمایشگاهی با شناسایی مناطقی که در آنها آب آهک دچار ریزش شدهاست قابل شناسایی است. هندسه تغییر شکل یافته اتصال برای سیکل 0/06 رادیان در شکل (11) نشان داده شدهاست. همانطور که در این شکل دیده میشود برای مدل آزمایشگاهی نواحی غیر ارتجاعی در انتهای صفحات روسری و زیرسری در تیر اتفاق افتادهاست. بنابراین در مدل آزمایشگاهی نیز همانند مدل اجزا محدود، مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال دور شده و در تیر تشکیل گردیدهاست.



شکل 11: نواحی تسلیم در تیر

650

منحنی هیسترتیک لنگر – تغییر مکان زاویه ای منحنی هیسترتیک لنگر – تغییر مکان زاویه ای برای مدل آزمایشگاهی در شکل (12) نشان داده شده است. برای این مدل منحنی ها تا سیکل بارگذاری 0/06 رادیان به صورت حلقه های هیسترتیک حجیم و رشد یابنده می اشد. در سیکل بارگذاری 0/06 رادیان به علت گسترش پدیده کمانش و نیز افزایش ترک خوردگی و



گسیختگی در جوشها افت در ظرفیت باربری اتصال به وجود میآید.

#### شکل **12:** منحنی هیسترتیک لنگر – تغییر مکان زاویه ای برای مدل اَزمایشگاهی

### منحنی بار افزون لنگر- تغییر مکان زاویهای

برای مقایسه رفتار مدل آزمایشگاهی با مدل تحلیلی، منحنی بار افزون لنگر- تغییر مکان زاویهای نتیجه شده از مدل آزمایشگاهی به همراه منحنی بار افزون لنگر- تغییر مکان زاویهای مدل تحلیلیMP1 در شکل (13) رسم شدهاست.

در ناحیه خطی رفتار مدل تحلیلی با مدل آزمایشگاهی تقریباً یکسان است اما با ورود به ناحیه غیرخطی منحنیها از یکدیگر فاصله گرفته و مدل تحلیلی MP1 نتایج تا حدی متفاوت و محافظه کارانهتری را نسبت به آزمایش نتیجه میدهد. علت را میتوان در تفاوت شرایط مدل آزمایشگاهی نسبت به مدل تحلیلی، خطاهای تجهیزات مورد استفاده جهت بارگذاری و ثبت نتایج، شرایط تکیهگاهی و نیز تفاوت در شرایط واقعی مصالح اجزای تیر و ستون و خصوصاً تفاوت رفتاری المانهای جوش در مدل واقعی و مدل تحلیلی دانست.

با وجود تفاوتهای یاد شده، مدل آزمایشگاهی نیز همانند مدل تحلیلیMP1 توانسته تغییر مکان زاویهای

651 Archive of SID افت در ظرفیت باربری

میانطبقه 0/04 رادیان را بدون افت در ظرفیت باربری تحمل کند و ظرفیت خمشی اندازه گیری شده در بر ستون در این تغییر مکان زاویهای بزرگتر از 0.8Mp میباشد. بنابراین با توجه به نتایج مدل آزمایشگاهی نیز، طبق معیارهای آییننامه لرزهای AISC [9] اتصال مورد نظر از نظر مقاومت و شکل پذیری قابلیت استفاده در قابهای خمشی ویژه را دارا میباشد.



#### شکل **13:** منحنی بارافزون لنگر- تغییر مکان زاویه ای برای مدل آزمایشگاهی و مدل اجزا محدود

#### تعیین میزان گیرداری

منحنی لنگر- چرخش اتصال برای مدل آزمایشگاهی در شکل (14) رسم شدهاست. در این شکل همچنین خط  $M_s$  مربوط به شيب  $M_s$  مربوط به همراه خط مربوط به  $M_s$ برای تیر مورد نظر (IPE270) رسم شدهاست. همانطور که از شکل پیداست خط گذرنده از نقطه متناظر با برخورد خط  $M_s$  با منحنی چرخش اتصال بالای خط مربوط به شیب L / Lقرار گرفته که در نتیجه شیب آن بزرگتر از مقدار 20 EI/L میباشد. به طور محاسباتی، **Φs** برابر 0/0013 رادیان و در نتیجه ،سختی سکانت ( $K_s$ ) که به صورت  $rac{M_s}{d}$  تعریف می گردد، برابر KN.m برابر 79200 KN.m برابر این عدد بر عدد حاصل از *EI / L* عدد 31/3 حاصل می گردد. برای مدل تحليلى نسبت  $K_s L/EI$  برابر 28/73 نتيجه گردیده بود. در نتیجه با توجه به نتایج مدل آزمایشگاهی نيز همانند مدل تحليلي، اتصال پيشنهاد شده مطابق معيار سختی آییننامه AISC [10]، در گروه کاملاً گیردار قرار می گیرد.



شکل 14: منحنی لنگر- چرخش اتصال برای مدل أزمایشگاهی

### بررسی اثر ارتفاع تیر بر رفتار اتصال پیشنهاد شدہ

از آنجا که نتایج حاصل از آزمایش همسانی خوبی با نتايج تحليل اجزا محدود نشان دادند، براى مطالعات بیشتر پیرامون عملکرد اتصال پیشنهاد شده، میتوان از تحلیل اجزا محدود مدلهای کامپیوتری به جای انجام آزمایش استفاده نمود.

ارتفاع تیر یکی از عوامل مؤثر بر ظرفیت چرخشی و شکل پذیری اتصال میباشد. آزمایشات انجام شده بر روی انواع اتصالات نشان دهنده كاهش ظرفيت چرخش پلاستیک اتصال در برابر افزایش ارتفاع تیر میباشند [1]. به منظور بررسی جامع رفتار و میزان کارایی اتصال پیشنهاد شده، این اتصال برای دو تیر دیگر یکی با ارتفاع 200 میلیمتر (IPE200) و دیگری با ارتفاع 400 میلیمتر (IPE400) مورد مطالعه قرار گرفت.

#### مشخصات مدلها

هندسه کلی مدلهای اخیر مورد مطالعه همانند مدل قبلی (شکل 2) میباشد. برای مدل با تیر IPE200 با نام MP2، مقادير H، مقادير L<sub>0</sub> و L<sub>b</sub> ، H و MP2 و 105 سانتیمتر است. برای مدل با تیر IPE400 با نام مقادير H،  $L_{b}$  و  $L_{b}$  به ترتيب برابر 300، 340 و MP3، مقادير MP3200 سانتیمتر است. طراحی اجزای اتصال برای دو مدل ياد شده مطابق با ضوابط آييننامه ايران [7] و آييننامه AISC [10] انجام گرفتهاست. جزييات طراحي براي مدلهای MP2 و MP3 به ترتیب در جداول (4) و (5) آورده شدهاست.

همانند مدل MP1، فولاد مورد استفاده در اجزای قاب و اتصال از نوع ST-37 با مدول الاستیسیته، ضریب پواسون و مدول تانژانت به ترتیب برابر *Kg*/*cm*<sup>2</sup> 0.3 ،2.10E+06 و Kg/cm<sup>2</sup> در نظر گرفته شدهاست. سایر شرایط مدلهای مورد مطالعه نظیر مدل اجزاء محدود، شرایط تکیهگاهی، بارگذاری و نوع تحلیل به

جدول 4: مشخصات مدل \*MP2

Beam section	IPE200
Column section	2IPE180
Center line of column I- sections	180
Column cover plate	PL180*8
Reinforced cover plate	PL220*60*18
**Beam bottom-flange plate	PL220*150*18
Shear tab	PL120*80*8
Doubler plate	PL200*150*10
Continuity plate	PL160*45*18

Beam section	IPE400
Column section	2IPE360
Center line of column I- sections	330
Column cover plate	PL330*15
Reinforced cover plate	PL420*80*25
**Beam bottom-flange plate	PL560*300*30
Shear tab	PL250*150*15
Doubler plate	PL400*330*25
Continuity plate	PL340*85*30

حدول 5: مشخصات مدل \*MP3

\*ابعاد بر حسب mm

\*\*برای مدل های مورد مطالعه، صفحه زیرسری اتصال به شکل مستطیل است. صفحه روسری اتصال برای مدل MP2 مطابق شكل (15- a) و براى مدل MP3 مطابق شكل (b -15) مىباشد. 0.009

0.007 0.008



شکل **16:** کانتورهای توزیع تنش و کرنش برای مدل های MP2 و MP3

.

www.SID.ir

همانطور که مشاهده می شود برای مدل های MP2 و MP3 نیز همانند مدل MP1، محل مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال به درون تیر منتقل شده و تغییر شکل غیر ارتجاعی در تیر اتفاق افتاده است.

### منحنی هیسترتیک لنگر – تغییرمکان زاویهای

منحنی هیسترتیک لنگر- تغییر مکان زاویهای برای مدلهای MP2 و MP3 به ترتیب در شکلهای (17- a) و (17- b) نشان داده شدهاست.







b) MP3

#### شکل **17:** منحنی هیسترتیک لنگر- تغییر مکان زاویه ای برای مدلهای MP2 و MP3

همانطور که مشاهده می گردد برای این دو مدل نیز اتصال تغییر مکان زاویه ی میان طبقه 0/04 رادیان را بدون افت در ظرفیت باربری تحمل کرده و ظرفیت خمشی اندازه گیری شده در بر ستون در این تغییر مکان زاویه ای بزرگتر از 0.8Mp می باشد. بنابراین طبق معیاره ای آیین نامه لرزه ای AISC [9] اتصال مورد نظر از نظر مقاومت و شکل پذیری، قابلیت استفاده در قابه ای خمشی ویژه را دارا می باشد.

### تعیین میزان گیرداری

خلاصه محاسبات سختی مدلهای مورد مطالعه در جلاصه محاسبات سختی مدلهای مورد مطالعه در  $K_sL/EI$  برای مدل MP3 برابر 41 و برای مدل MP3 برابر 32/35 به دست آمدهاست. بنابراین میتوان مطابق معیار آییننامه ID] AISC [10] که پیشتر به تفصیل تشریح گردید، اتصال پیشنهاد شده را در گروه کاملاً گیردار طبقهبندی کرد.

جدول 6: محاسبات سختی مدلهای MP2 و MP3

			-			-
Model Name	Ms (KN.m)	Φs (rad)	k <sub>s</sub> (KN.m)	ا (m^4)	L (m)	$K_sL/EI$
MP2	46.56	1.34E- 03	3.48E+ 04	1.94E- 05	4.8	41
MP3	278.4	1.20E- 03	2.31E+ 05	2.31E- 04	6.8	32.35

### مقایسه عملکرد اتصال پیشنهاد شده با اتصال متداول در ایران

به منظور مقایسه عملکرد اتصال پیشنهاد شده با اتصال متداول تیر به ستون دوبل در ایران، آزمایش دیگری بر روی یک مدل کاملاً مشابه با مدل آزمایشگاهی ولی با اتصال خمشی متداول، در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن انجام گردید [13].

کلیه شرایط مدل اتصال متداول شامل ابعاد تیر و ستون و اجزای اتصال، فولاد مصرفی، شرایط تکیهگاهی و بارگذاری اعمال شده همانند شرایط مدل آزمایشگاهی اتصال پیشنهاد شده بوده، با این تفاوت که در این مدل به جای صفحات تقویت شده همان صفحه روپوش ستون جای صفحات تقویت شده همان صفحه روپوش ستون متداول و به صورت یکپارچه در کل ارتفاع ستون اجرا شدهاست. کلیه جوشهای این مدل نیز توسط الکترود E6013 انجام گرفتهاست.

### نتایج حاصل از آزمایش بر روی مدل اتصال خمشی متداول

در شکل (18) تغییر شکل بیش از حد صفحه روپوش ستون و کنده شدن جوش لبههای این صفحه از بالهای ستون برای مدل آزمایشگاهی اتصال خمشی متداول در سیکل 0/06 رادیان نشان داده شدهاست. Archive of SID

بررسی آزمایشگاهی و تحلیلی اتصال .....



شکل **18: تغییر شکل بیش از حد صفحه روپوش ستون در** مدل آزمایشگاهی اتصال متداول **[13**]

منحنی هیستر تیک لنگر – تغییر مکان زاویه ای منحنی هیستر تیک لنگر – تغییر مکان زاویه ای به دست آمده از آزمایش مدل اتصال خمشی متداول در شکل (19) نشان داده شده است. از منحنی های به دست آمده به خوبی پیداست که مدل اتصال خمشی متداول رفتار هیستر تیک مناسبی ندارد، به طوریکه حدوداً از تغییر مکان زاویه ای 20/0 رادیان افزایش مقاومت محسوسی در ظرفیت باربری اتصال دیده نمی شود و ظرفیت باربری اتصال تقریباً در حدود 50 کیلو نیو تن متر ثابت می ماند که بسیار کمتر از ظرفیت خمشی پلاستیک تیر (10/51 110/53) به دست آمده به علت جاری شدن و تغییر شکل شدید مفحه روپوش ستون، عملاً در محل اتصال تیر به ستون، اتصال به صورت مفصلی عمل می کند.



شکل **19:** منحنی هیستر تیک لنگر- تغییر مکان زاویه ای برای مدل اَزمایشگاهی اتصال متداول [**13**]

تعیین میزان گیرداری

منحنی لنگر- چرخش اتصال برای مدل آزمایشگاهی اتصال خمشی متداول به همراه خطوط مربوط به شیبهای L / 20EL و ZEI / L در شکل (20) رسم شدهاست. با توجه به شکل میتوان این گونه نتیجه گیری نمود که در لنگرهای بهرهبرداری بسیار کم اتصال رفتار کاملاً گیردار از خود نشان میدهد، با بزرگتر شدن مقادیر لنگر رفتار اتصال به صورت نیمه گیردار در میآید و در نهایت اتصال در لنگر ثابت دچار تغییر شکل زیاد شده و به صورت مفصلی عمل می کند.



شکل **20:** منحنی لنگر- چرخش اتصال برای مدل اَزمایشگاهی اتصال متداول **[13**]

### مقایسه نتایج مدل اتصال خمشی متداول با مدل اتصال خمشی پیشنهاد شده

برای اتصال خمشی متداول کل خرابی در صفحه روپوش ستون متمرکز است، در حالی که برای مدل اتصال پیشنهاد شده آثار غیر ارتجاعی شدن در بال و جان تیرها مشهود بود و عمده ظرفیت شکلپذیری اتصال توسط تسلیم تیر تأمین گردید.

در رابطه با معیار مقاومت و شکلپذیری مطرح شده در آییننامه لرزهای AISC [9]، اتصال خمشی متداول علیرغم تحمل تغییر مکان زاویهای میانطبقه 0/04 رادیان نتوانست لنگر متناظر با 0.8Mp تیر را گسترش دهد. بنابراین این اتصال از نظر معیار مقاومت قابلیت کاربرد در قابهای خمشی ویژه را دارا نمی باشد، این در حالی است که مدل اتصال پیشنهاد شده معیارهای مقاومت و شکلپذیری مطرح شده برای قابهای خمشی ویژه در آیین نامه لرزهای AISC [9] را ارضاء می نماید.

www.SID.ir

3– مطابق منحنیهای هیسترتیک لنگر– تغییر مکان

زاویهای، اتصال تغییر مکان زاویهای میانطبقه 0/04 رادیان را بدون افت در ظرفیت باربری تحمل کرده و

ظرفیت خمشی اندازه گیری شده در بر ستون در این تغییر

مکان زاویهای برای آن بزرگتر از 0.8Mp به دست می آید.

بنابراین طبق معیارهای آییننامه لرزهای AISC اتصال

ییشنهاد شده قابلیت استفاده در قابهای خمشی ویژه را

4- طبق محاسبات انجام شده بر مبنای معیار سختی ارائه

شده توسط آییننامه AISC، اتصال پیشنهاد شده مقدار

عددی بزرگتر از 20 را برای نسبت K\_L/EI نتیجه

میدهد. در نتیجه میتوان این اتصال را در گروه کاملاً

هزینه و امکانات لازم جهت انجام آزمایشات مورد استفاده در این مقاله از جانب مرکز تحقیقات ساختمان و

مسکن تأمین شدهاست که بدین وسیله از مدیریت و

معاونین محترم پژوهشی و مالی و کارکنان این مرکز

دارا می باشد.

گیردار طبقهبندی کرد.

تشکر و قدردانی می گردد.

تشکر و قدردانی

در رابطه با میزان گیرداری نیز اتصال پیشنهاد شده رفتار کاملاً گیردار از خود نشان داد، در حالی که تغییر شکلهای بیش از حد صفحه روپوش ستون در اتصال خمشی متداول سبب بروز رفتار نیمهگیردار این اتصال گردید.

#### نتيجه گيرى

در این مقاله، اصلاح اتصال خمشی تیر به ستون دوبل از طریق تقویت صفحه روپوش ستون با استفاده از مدلهای تحلیلی و آزمایشگاهی بررسی گردید و رفتار اتصال اصلاح شده با اتصال متداول مقایسه شد. خلاصه نتایج به دست آمده به شرح زیر است:

 در اتصال متداول خمشی تیر به ستون دوبل به علت تغییر شکلهای بیش از حد صفحه روپوش ستون، اتصال قادر نخواهد بود مقاومت مورد نیاز برای یک اتصال خمشی ویژه را مطابق الزامات آییننامهای تأمین کند. این امر همچنین سبب عملکرد نیمه گیردار اتصال می گردد.
در اتصال پیشنهاد شده محل مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال به درون تیر منتقل می گردد و تغییر شکلهای غیر ارتجاعی در تیر اتفاق می افتد. در نتیجه سهم عمده ظرفیت شکل پذیری اتصال با وقوع مکانیزم تسلیم خمشی در تیر تأمین می گردد.

#### مراجع

- 1. Federal Emergency Management Agency. (2000). *FEMA-355D: State of the Art Report on Connection Reinforcement*. Sac Joint Venture, Sacramento, California.
- Engelhardt, M.D., Sabol T.A., Aboutaha R.S. and Frank K.H. (1995). "Testing Connections: An Overview of AISC Northridge Moment Connection Test Program." AISC, *Modern Steel Construction*, Vol. 35, No. 5, PP. 36-44.
- Kurobane, Y., Ogawa, K. and Ueda, C. (1996). "Kobe Earthquake Damage to High-Rise Ashiyahama Apartment Buildings: Brittle Tensile Failure of Box Section Columns." *Proc.*, 7<sup>th</sup> Tubular Structures Conf., Balkema, Rotterdam, PP. 277-284.
- 4. Federal Emergency Management Agency. (2000). *FEMA-350: Recommended Seismic Design Criteria for New Welded Steel Moment Frame Buildings*. Sac Joint Venture, Sacramento, California.
- Federal Emergency Management Agency. (2000). FEMA-351: Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment Frame Buildings. Sac Joint Venture, Sacramento, California.
- 6. Mazrooe, A., Simonian, W. and Nikkhah eshghi, M. (2009). *Experimental Evaluation of Rigid Welded Connections Used in IRAN*. BHRC Publication No.R-305, Tehran. (In Persian)
- 7. Iranian National Building Code. (2005). Part 10: Steel Structures. Ministry of Housing and Urban www.SID.ir

# Archive of SID

Development, Tehran. (In Persian)

- 8. Deylami, A. and Shiravand, M.R. (2005). "Moment Connection of Steel Built-up Column Using Side Plates." *Proc. Fourth International Conf. on Advances in Steel Structures*, Shanghai, PP. 911-916.
- 9. AISC, American Institute of Steel Construction. (2005). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago.
- 10. AISC, American Institute of Steel Construction. (2005). Specification for Structural Steel Buildings. Chicago.
- 11. Clark, P. (1997). Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam-Column Connection Test and other Experimental Specimen. SAC Joint Venture, Sacramento, California.
- 12. Mazzolani, F.M. (2000), *Moment Resistant Connections of Steel Frames in Seismic Areas*, E & FN SPON, London.
- 13. Deylami, A. (2010). *Report of I-Beam to Double-I Built-up Column Moment Connection Experiments*. BHRC Publication (under revision), Tehran. (In Persian)