



## بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال ConXL به وسیله منحنی شکنندگی و مقایسه آن با اتصال WUF-W

خلیل خسروی<sup>۱</sup>، میرحمید حسینی<sup>۱\*</sup>، پاشا جوادی<sup>۱</sup>

۱- دانشکده عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران.

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۱/۰۶/۲۷  
بازنگری: ۱۴۰۲/۰۷/۰۲  
پذیرش: ۱۴۰۲/۱۰/۱۶  
ارائه آنلاین: ۱۴۰۳/۰۱/۱۳

### کلمات کلیدی:

منحنی شکنندگی  
اتصالات از پیش تایید شده  
اتصال ConXL  
اتصال WUF-W  
برآورد احتمالاتی آسیب پذیری

**خلاصه:** قاب‌های خمشی فولادی از جمله سیستم‌های سازه‌ای جهت تحمل بارهای ثقلی و جانبی هستند که به خصوص در سازه‌های بلندمرتبه با توجه به وزن کمتر نسبت به قاب‌های خمشی بتن آرمه، مرسوم‌تر می‌باشند. میزان شکل پذیری قاب‌های خمشی فولادی به نوع اتصالات آن بستگی دارد، از این رو اتصالات خمشی از اهمیت ویژه‌ای برخوردارند. امروزه در آیین‌نامه فولاد آمریکا و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران الگوهایی به عنوان اتصالات از پیش تایید شده معرفی شده‌اند. اتصال خمشی مدرن ConXL از جمله این اتصالات بوده که در آیین‌نامه آمریکا AISC358 به آن پرداخته شده و مورد نظر این تحقیق می‌باشد. این اتصال با هدف ایجاد یک قاب خمشی مقاوم و مقرون به صرفه طراحی شده که با حذف جوشکاری کارگاهی، نصب و مونتاژ سریع قاب را تسهیل می‌نماید. همچنین اتصال WUF-W نیز که در آیین‌نامه‌های داخلی به عنوان یک اتصال صلب شناخته می‌شود، اتصالی مرسوم در ساخت و ساز بوده و می‌تواند مرجع مناسبی به منظور مقایسه با اتصال نوین ConXL باشد که از لحاظ رفتار لرزه‌ای کمتر شناخته شده است. برای این مقایسه از منحنی‌های شکنندگی که ابزاری مناسب جهت برآورد احتمالاتی آسیب پذیری هستند استفاده می‌شود. بدین منظور منحنی شکنندگی برای هر دو اتصال ConXL و WUF-W تهیه می‌گردد. معیار مقایسه سطوح عملکرد IO و CP در منحنی‌های شکنندگی اتصالات در یک قاب خمشی ویژه دو بعدی می‌باشد. در انتها پس از مقایسه رفتار لرزه‌ای دو اتصال مذکور و بیان عملکرد مطلوب‌تر و سهولت در اجرا، می‌توان نتیجه گرفت اتصال مدرن ConXL گزینه مناسب‌تری برای قاب‌های خمشی ویژه می‌باشد.

### ۱- مقدمه

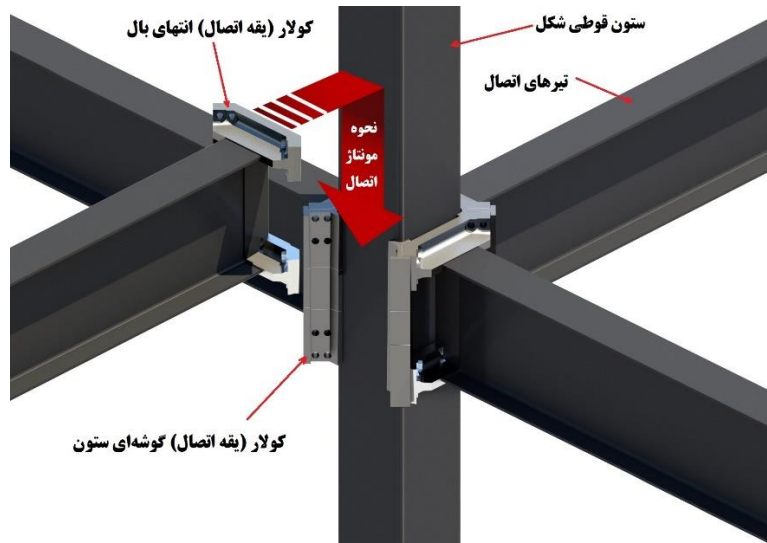
در دو دهه اخیر استفاده از منحنی شکنندگی برای ارزیابی رفتار سازه‌ها و خطر ناشی از زلزله، به طور گسترده‌ای مورد استفاده قرار گرفته است. روش منحنی شکست یک امتیاز مهم دارد و آن امتیاز، سادگی روش در تخمین آسیب پذیری سازه می‌باشد. سازه‌های فلزی یکی از متداول‌ترین سازه‌ها در ایران و جهان به شمار می‌روند. این سازه‌ها با اتصالات گوناگونی طراحی و اجرا می‌شوند. بررسی تاثیر اتصالات بر رفتار کلی و شکست کلی سازه می‌تواند به تصمیم‌گیری‌های کلان در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله کمک شایانی نماید [۳].

با توجه به موقعیت کشور ایران از نظر جغرافیایی و با بررسی‌های آماری زلزله‌های پیشین و سوابق مخاطرات لرزه‌ای، ایران یکی از پرمخاطره‌ترین کشورهای جهان به شمار می‌آید [۱]. در سالهای اخیر به طور متوسط هر پنج سال یک زمین لرزه با صدمات جانی و مالی بسیار بالا در نقطه‌ای از کشور رخ داده است و در حال حاضر ایران در بین کشورهایی است که وقوع زلزله در آن با تلفات جانی بالا همراه است [۲]. هرچند که جلوگیری کامل از صدمات ناشی از زلزله‌های شدید به سازه‌ها بسیار دشوار و حتی غیرممکن است با این وجود افزایش دانش و استفاده از ابزارهایی در جهت ارزیابی ریسک آسیب‌پذیری ساختمان‌ها تا حد زیادی منجر به انتخاب سیستم‌های ایمن‌تر و قابل اعتمادتری جهت کاهش خسارات و تلفات خواهد شد [۲]. یکی از این ابزارها استفاده از منحنی‌های شکنندگی می‌باشد.

با توجه به اینکه اتصال مدرن کان‌ایکس‌ال در زمره اتصالات از پیش تایید شده در استاندارد AISC358 می‌باشد و به دلیل محاسن اجرایی بالایی که دارد، شایسته است در استانداردهای ساختمانی ایران نیز بیشتر به آن پرداخته شود. از این رو در این مقاله با مدلسازی و تحلیل سازه قاب خمشی فولادی دو بعدی با اتصال مدرن کان‌ایکس‌ال، سعی می‌شود با بررسی رفتار لرزه‌ای

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: Mirhamid.hosseini@srbiau.ac.ir





شکل ۱. اجزای اتصال کانکس‌ال و نحوه مونتاژ تیرها. برگرفته از سایت شرکت تولید کننده اتصال کان‌ایکس‌ال ConeXtech Inc.

Fig. 1. Conxl Connection components and assembly method. Taken from the website of ConeXtech Inc.

بال نزدیکتر باشد، کرنش محوری پیچ‌ها بیشتر، ولی لغزش آنها کمتر میشود. بهینه‌ترین موقعیت پیچ‌ها نقطه‌ای نزدیک به وسط بست بال خواهد بود [۴]. رضائیان و همکاران در پژوهشی در سال ۲۰۱۴ با حذف بتن از داخل ستون و بدون استفاده از صفحات پیوستگی، رفتار لرزه‌ای اتصال کان‌ایکس‌ال را با استفاده از نرم افزار آباکوس مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که رفتار لرزه‌ای همه نمونه‌ها در این اتصال، برای تیرهای معمول مناسب است، که بیش از ۰/۰۴ رادیان دوران دارد. همچنین، ستون بدون هیچگونه کمناش موضعی قابل توجهی باقی ماند [۵]. در سال ۲۰۱۶ پژوهشی توسط یانگ<sup>۱</sup> و همکاران جهت بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصال کان‌ایکس‌ال بدون بتن پرکننده ستون ارائه شد. در این پژوهش، نمونه‌ای از اتصال کان‌ایکس‌ال با ستون قوطی مربع شکل، پر شده با بتن که توسط شرکت کان‌ایکس‌تک مورد آزمایش قرار گرفته بود، در نرم افزار آباکوس مدل‌سازی و نتایج تحلیل با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد. پس از راستی‌آزمایی مدل عددی، چهار حالت مختلف المان محدود از اتصال بدون بتن پرکننده ستون، شامل یک مدل داخلی دوبعدی، داخلی سه‌بعدی، خارجی سه‌بعدی و یک اتصال گوشه سه‌بعدی ایجاد شد و تحت بارهای چرخه‌ای یک جهته و دوجته بارگذاری شدند. رفتار پسماند تحت سطوح مختلف بار محوری در ستون تحلیل شد و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه گردید. نتایج نشان دادند که در اتصال‌های مختلف

و تهیه منحنی شکنندگی و مقایسه نتایج آن با اتصال رایج و شناخته شده WUF-W که آن هم در استاندارد AISC358 و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران از پیش‌تایید شده است در جهت معرفی بیشتر این نوع اتصال گام مثبتی در جهت ارتقاء صنعت ساختمان برداشته شود.

## ۲- معرفی اتصال ConXL

اتصال خمشی ConXL یک اتصال ریخته‌گری بوده که برای نخستین بار به وسیله رابرت جی سیمونز ارائه شد. هدف از ارائه این اتصال صنعتی سازی و حذف هرگونه جوشکاری در کارگاه و افزایش ایمنی کار و سادگی و سرعت اجرا در سازه‌های بلندمرتبه در ستون‌های قوطی شکل بود. این اتصال براساس تئوری سیمونز ارائه شد و مونتاژ کردن اسکلت سازه را به راحتی کشیدن و رها کردن اتصال در محل یقه‌ها ساده میکند [۴]. شکل ۱ اجزای اتصال و نحوه نصب و مونتاژ تیرها را بطور شماتیک نشان می‌دهد. به طور کلی اجزای اصلی این اتصال عبارتند از کولارهای انتهای بال تیر، کولارهای گوشه ستون، کولار امتداد جان تیر، ستون، تیرها و پیچ‌های پرمقاومت.

با توجه به مزایای این اتصال تا کنون تحقیقات متعددی در مورد این اتصال انجام شده است. شهیدی و همکاران در پژوهشی در سال ۲۰۱۳ اقدام به مدلسازی اتصال کان‌ایکس‌ال در ۹ نمونه دارای ۳۲ و ۱۶ عدد پیچ کردند. یافته‌ها نشان داد که موقعیت قرارگیری پیچ‌ها هرچه به سمت بیرون بست

شرح زیر انجام می‌شود:

**گام اول:** محاسبه حداکثر لنگر خمشی محتمل در مفصل پلاستیک

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e \quad (1)$$

عبارت  $Z_e$ : اساس مقطع پلاستیک تیر

عبارت  $C_{pr}$ : ضریب در برگیرنده آثار سخت شوندگی و قیدها

عبارت  $R_y$ : نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم

**گام دوم:** محاسبه نیروی برشی در محل مفصل پلاستیک (N)

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \quad (2)$$

**گام سوم:** کنترل رابطه تیر ضعیف-ستون قوی

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1 \quad (3)$$

$$\sum M_{pc}^* = M_{pcu}^* + M_{pcl}^* + d \frac{\sum M_{pb}^*}{(H_u + H_l)} \quad (4)$$

$$M_{pcu}^* = M_{pcl}^* = 0.67 Z_c F_y \left( 1 - \frac{P_u}{A_s F_y + 0.85 A_c f_c'} \right) \quad (5)$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + V_h S_h) \quad (6)$$

با توجه به حذف بتن پرکننده ستون در تحقیق حاضر مساحت سطح بتن در مخرج رابطه ۴ از رابطه حذف شده و تنها مساحت قسمت فولادی ستون

کان‌ایکسال بدون بتن پرکننده ستون، زمانی که سطح بار محوری در ستون چندان بالا نباشد، الگوی گسیختگی بصورت ایجاد مفصل پلاستیک در تیر روی میدهد، هرچند که با افزایش سطح بار محوری مد گسیختگی تبدیل به سازوکار گسیختگی مرکب مفصلی تیر به ستون یا حتی سازوکار مفصلی ستون میشود [۶]. علی کیهانی و همکار (۱۳۹۴) در پژوهشی رفتار اتصال کان‌ایکسال در ترکیب با مقاطع فولادی رایج در ایران را مورد بررسی قرار دادند. همچنین، شناسایی هندسه بهینه تیر با مقطع کاهش یافته در اتصال صلب خمشی کان‌ایکسال با توجه به میزان استهلاک انرژی نمونه‌ها، دوری مفصل پلاستیک از چشمه اتصال و سختی بیشتر نمودار بار-تغییر مکان به عنوان معیارهای هندسه بهینه اتصال انتخاب گردید. همچنین اثر افزایش نیروی پیشتنیدگی پیچ‌ها و حذف بتن پرکننده ستون نیز مورد مطالعه قرار گرفت. با انجام این تحقیق مقاطع نیم پهن IPE و عریض سبک IPB که مجاز به استفاده در این اتصال در انواع قاب‌های خمشی متوسط و ویژه هستند شناسایی شدند [۷].

### ۳- طراحی اتصال ConXL

ابتدا طراحی اتصال از پیش‌تایید شده کان‌ایکسال در قاب خمشی ویژه فولادی ده طبقه سه دهانه مسکونی مطابق شکل ۹ طبق گام‌های ذکر شده در آیین‌نامه ANSI/AISC358-CHAPTER-10-8 انجام پذیرفت [۸]. بارگذاری مطابق مبحث ششم مقررات ملی برای ساختمان‌های مسکونی و با در نظر گرفتن چشمه‌های باربر یکسان شش متری برای هر سه دهانه انجام شد. از جمله موارد مهم طراحی اتصال کنترل الزامات لرزهای اعم از کنترل مقاومت برشی ناحیه پانلی اتصال و رعایت ضابطه تیرضعیف-ستون قوی بوده که پیش از مدلسازی انجام پذیرفت. همانطور که در بخش ۲ عنوان شد در تحقیقات انجام شده روی اتصال کان‌ایکسال بدون بتن پرکننده ستون‌ها، افت مقاومت و یا کماتش موضعی چشم‌گیری ملاحظه نشد. با توجه به رابطه ۳ از گام سوم طراحی اتصال که به منظور تامین ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی می‌باشد، با حذف بتن پرکننده ستون‌ها ضخامت ورق فولادی ستون‌ها در جهت جبران اثر حذف مقاومت بتن افزایش پیدا کرد [۷]. اثر حضور بتن در جهت افزایش ظرفیت محوری ستون‌ها و جلوگیری از کماتش‌های موضعی در ستون فولادی بوده و طبق ضوابط استاندارد AISC358 مقاومت برشی ناحیه پانلی اتصال می‌باید بدون در نظر گرفتن بتن پرکننده ستون‌ها و تنها به واسطه اضافه مقاومت ناشی از سیستم کولارهای اتصال تامین شود [۸]. گام‌های طراحی اتصال به

در رابطه لحاظ گردیده است. عبارت  $\Sigma M_{pb}^*$ : مجموع لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال (N-mm)

است با مجموع برش در مفصل پلاستیک  $V_h$  و بارهای ثقیلی بین مفصل پلاستیک و مرکز کولار بال (N) که برابر است با مجموع برش در مفصل پلاستیک  $V_h$  و بارهای ثقیلی بین مفصل پلاستیک و قسمت بیرونی کولار بال (N)

عبارت  $M_{pcu}^*$  و  $M_{pcl}^*$ : به ترتیب لنگر پلاستیک مقاوم اسمی ستون بالا و ستون پایین گره اتصال (N-mm)

$$t_f^{cwx} \geq \frac{\sqrt{2}V_{cf}}{\phi_n F_w I_w^{cwx}} \quad (11)$$

عبارت  $P_u$ : مقاومت فشاری مورد نیاز ستون (N)

عبارت  $Z_c$ : اساس مقطع پلاستیک ستون ( $mm^3$ )

عبارت  $F_y$ : تنش تسلیم فولاد ستون (MPa)

عبارت  $A_s$ : سطح مقطع ستون ( $mm^2$ )

گام چهارم: محاسبه لنگر در پیچها

عبارت  $M_{bolts} = M_{pr} + V_h S_{bolts}$  (7)

عبارت  $S_{bolts}$ : فاصله از مرکز مفصل پلاستیک تا مرکز پیچها (mm)

عبارت  $t_{collar}$ : فاصله از بر ستون تا بر یقه بال که برابر ۱۸۱ میلیمتر است

گام پنجم: بررسی نیروی بال تیر و کنترل مقاومت کششی پیچها

عبارت  $\frac{r_{ut}}{\phi_d R_{pt}} = \frac{r_{ut}}{454000} \leq 1$  (9)

عبارت  $r_{ut} = 0.177 \frac{M_{bolts}}{d}$  (10)

عبارت  $r_{ut}$ : مقاومت مورد نیاز پیچ (N)

عبارت  $R_{pt}$ : حداقل نیروی پیش تنیدگی پیچها (N)

گام ششم: محاسبه ماکزیمم برش احتمالی در پیچها  $V_{bolts}$  که برابر

عبارت  $t_f^{cex}$ : حداقل بعد جوش گوشه مورد نیاز برای اتصال هرطرف از جان تیر به کولار امتداد جان (mm)

عبارت  $l_w^{cwx}$ : طول کل جوش گوشه برای کولار امتداد جان (mm)

عبارت  $F_w$ : مقاومت اسمی طراحی جوش که از رابطه زیر محاسبه می شود (MPa)

$$F_w = 0.6 F_{EXX} \quad (12)$$

عبارت  $t_f^{cc}$ : حداقل بعد جوش گوشه مورد نیاز برای اتصال کولارهای گوشه به ستون (mm)

عبارت  $l_w^{cc}$ : طول کل جوش گوشه برای کولارهای گوشه (mm)

گام دهم: محاسبه مقاومت برشی مورد نیاز چشمه اتصال

عبارت  $R_u^{PZ} = \frac{\sum (M_{pr} + V_h S_f)}{d} - V_{col}$  (14)

عبارت  $R_{ut}$ : مقاومت مورد نیاز پیچ (N)

عبارت  $R_{pt}$ : حداقل نیروی پیش تنیدگی پیچها (N)

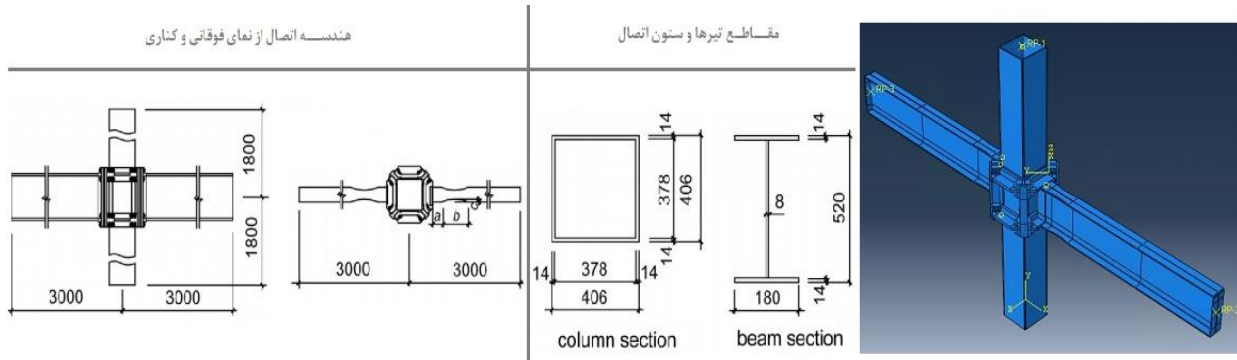
گام ششم: محاسبه ماکزیمم برش احتمالی در پیچها  $V_{bolts}$  که برابر

عبارت  $R_u^{PZ} = \frac{\sum (M_{pr} + V_h S_f)}{d} - V_{col}$  (14)

عبارت  $R_{ut}$ : مقاومت مورد نیاز پیچ (N)

عبارت  $R_{pt}$ : حداقل نیروی پیش تنیدگی پیچها (N)

گام ششم: محاسبه ماکزیمم برش احتمالی در پیچها  $V_{bolts}$  که برابر



شکل ۲. مشخصات و ابعاد اتصال مدلسازی شده جهت صحت سنجی

Fig. 2. Modeled connection specifications and dimensions for verification

عبارت  $t_{leg}^{cc}$ : ضخامت موثر پای کولار گوشه‌ای مونتاژ، که معادل ۱۳ میلی‌متر می‌باشد

$$V_{col} = \frac{\sum (M_{pr} + V_h S_f)}{H} \quad (15)$$

#### ۴- صحت سنجی

ابتدا به منظور حصول اطمینان از دقت نتایج تحلیل اجزای محدود که بوسیله نرم افزار آباکوس به انجام می‌رسد باید صحت سنجی انجام شود. نهایتاً تطابق مناسب منحنی هیستریزس بار-تغییرمکان مدل اجزاء محدود اتصال پژوهش حاضر با نتایج تحقیق انجام شده توسط یانگ و همکاران [۶] در شکل ۴ بررسی می‌شود. در تحقیق انجام شده توسط یانگ [۶] ابتدا یک مدل اجزای محدود، مشابه نمونه تست شده توسط شرکت سازنده اتصال کان‌یکس‌ال به‌مراه بتن پرکننده ستون‌ها در نرم افزار آباکوس ساخته شد. مشخصات مواد، شرایط مرزی، مش بندی قطعات اتصال و الگوی بارگذاری مشابه با نمونه اصلی آزمایش شده اختصاص داده شد و آنالیز گردید. نتایج حاصله با نتایج بدست آمده از تست نمونه تمام مقیاس مطابقت داده شد و پس از اطمینان از صحت نتایج، آنگاه نمونه‌هایی با ستون‌های بدون بتن پرکننده مدلسازی و تحلیل شد [۶]. در تحقیق حاضر بدلیل حذف بتن پرکننده ستون‌ها از نتایج مقاله یانگ و همکاران جهت صحت سنجی استفاده گردید. پروتکل بارگذاری برگرفته از استاندارد<sup>1</sup> ECCS بوده که در شکل ۳ و مشخصات ابعادی مدل اجزای محدود اتصال در شکل ۲ ملاحظه می‌شوند. شرایط مرزی، تماس‌ها، قیدها، سیکل‌های بارگذاری و مشخصات متریکال به کار رفته در مدل اجزای محدود مطابق موارد مندرج در مقاله ذکر شده می‌باشد.

عبارت  $R_u^{PZ}$ : مقاومت برشی مورد نیاز چشمه اتصال برابر با حاص جمع ضخامت یقه اتصال با نصف ارتفاع تیر (در تیرهای غیر از مقاطع کاهش یافته RBS) (N)

عبارت  $S_f$ : فاصله از مرکز مفصل پلاستیک تا بر ستون برابر با حاصل جمع نصف بعد ستون با ضخامت یقه اتصال با نصف ارتفاع تیر (در تیرهای غیر از مقاطع کاهش یافته RBS) (mm)

عبارت  $V_{col}$ : برش ستون (N)

گام یازدهم: محاسبه مقاومت برشی اسمی چشمه اتصال

$$\phi R_n^{PZ} = 0.6 \phi_d F_y A_{PZ} \quad (16)$$

$$A_{PZ} = 2d_{col} t_{col} + 4(d_{leg}^{cc} t_{leg}^{cc}) \quad (17)$$

عبارت  $A_{PZ}$ : مساحت ناحیه پانلی ستون ( $mm^2$ )

عبارت  $t_{col}$ : ضخامت دیواره ستون با مقطع HSS یا باکس ساخته

شده از ورق (mm)

عبارت  $d_{leg}^{cc}$ : عمق موثر پای کولار گوشه‌ای مونتاژ، که معادل ۸۹

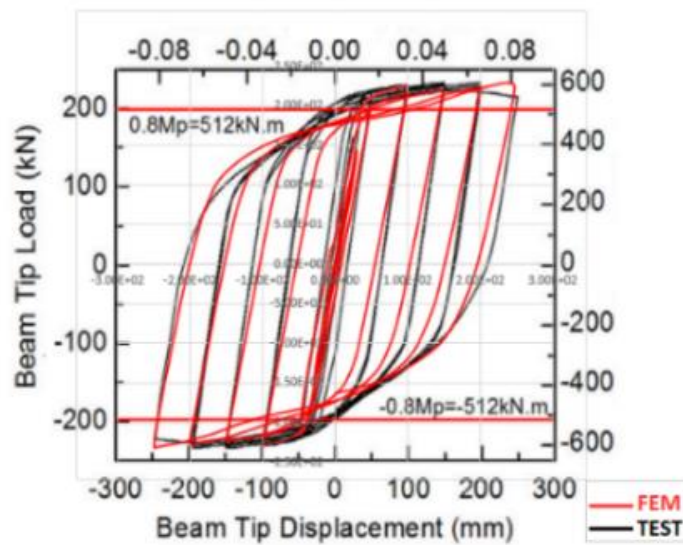
میلی‌متر می‌باشد

1- European Convention for Construction Steelwork



شکل ۳. نمودار سیکل‌های بارگذاری برگرفته از پروتکل ECCS

Fig. 3. Diagram of cyclic load derived from ECCS protocol



شکل ۴. انطباق منحنی‌های بار-تغییر مکان مدل اجزای محدود (قرمز) با نمودار مقاله یانگ ۲۰۱۶ (مشکی)

Fig. 4. Matching the load-displacement curves of the finite element model (red) with the diagram of Young's paper 2016 (black)

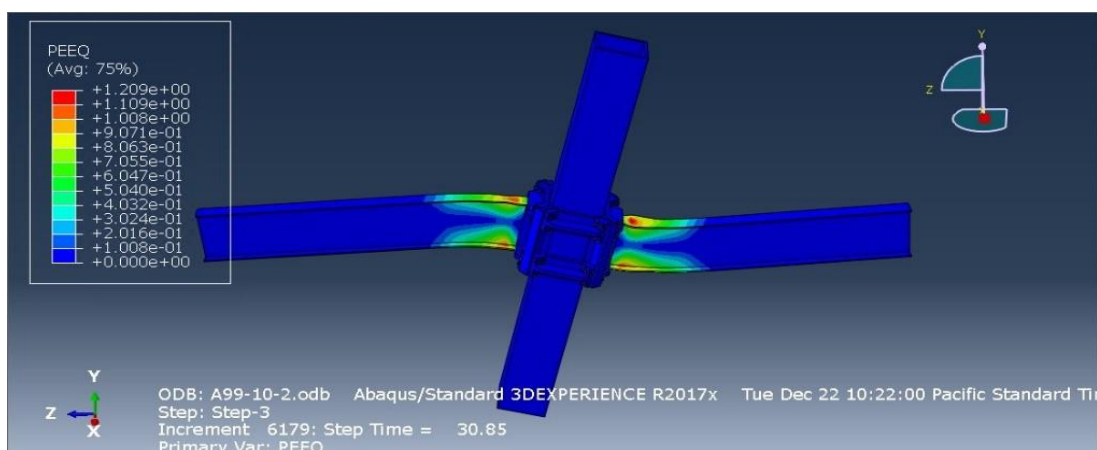
مگا پاسکال و کرنش نهایی  $0.004$  با مدول یانگ ۲۰۰ گیگا پاسکال استفاده شده‌اند. تحلیل اجزای محدود در دو استپ جداگانه تعریف می‌شود. به واسطه وجود نیروی پیش تنیدگی ۴۵۴ کیلو نیوتن در پیچ‌ها ابتدا یک مرحله تحلیل از نوع استاتیک جنرال انجام شده و در مرحله بعد تحلیل دوم برای بار چرخه‌ای انجام می‌شود. تماس بین قطعات به صورت تماس سطح به سطح

مدل اجزا محدود مطابق مقاله یانگ [۶] در نرم افزار آباکوس ۲۰۱۷ ساخته شد و مشخصات رفتاری فولاد برای هر دو فاز الاستیک و پلاستیک به همراه مدل سخت شوندگی کینماتیک به نرم افزار معرفی شد. مشخصات فولاد برای تیرها و ستون با تنش تسلیم ۴۰۰ و تنش نهایی ۵۰۰ مگاپاسکال و کرنش نهایی  $0.2$  برای پیچ‌ها تنش تسلیم ۹۳۰ و تنش نهایی ۱۰۴۰



شکل ۵. کانتور کرنش پلاستیک معادل در مدل اجزای محدود(راست) و گسیختگی در بال تیر اتصال کان ایکس ال(چپ)

Fig. 5. PEEQ contour in the finite element model (right) and rupture in the ConXL connection's beam wing (left)



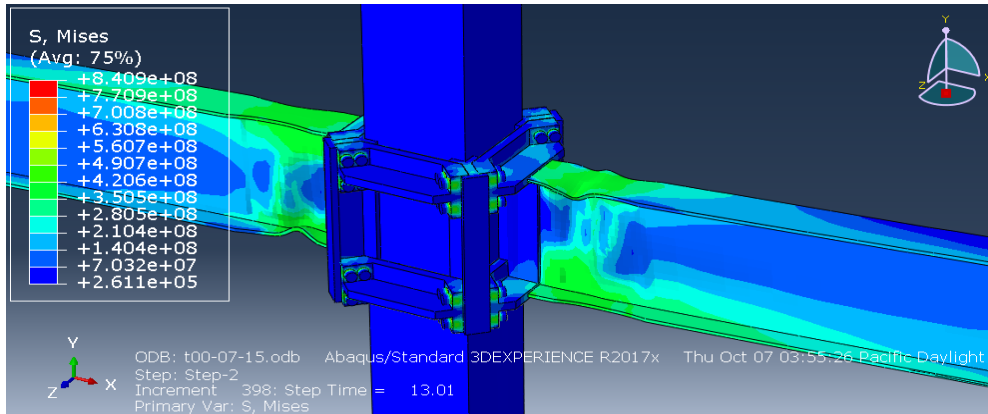
شکل ۶. کانتور کرنش پلاستیک معادل - تمرکز کرنش های پلاستیک و ایجاد مفصل پلاستیک در تیر و دور از ناحیه پانلی ستون

Fig. 6. PEEQ contour - concentration of plastic strains and creation of plastic hinge in the beam and away from the column panel zone

منحنی چرخه‌ای بار-تغییر مکان مدل اجزاء محدود پژوهش حاضر با نمودار مقاله یانگ با خطایی کمتر از ۱۰ درصد مشاهده می‌شود. در تصاویر ۵ و ۶ کانتور کرنش پلاستیک معادل<sup>۱</sup> نشان داده شده است. پارامتر کرنش پلاستیک معادل مولفه‌ای است اسکالر که مقدار آن همواره بزرگ‌تر یا مساوی صفر است که مقدار کرنش‌های پلاستیک تجمیع یافته را گزارش می‌کند و به ویژه در بارگذاری‌های چرخه‌ای معیار خوبی جهت

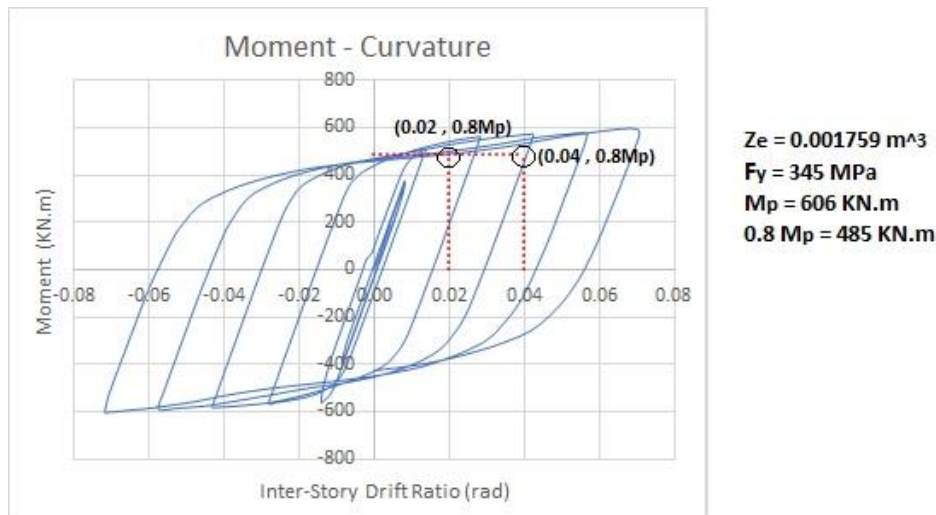
1 PEEQ (Plastic Strain Equivalent)

و با استفاده از خواص تماسی هارد کانتکت برای رفتار نرمال بین سطوح و خاصیت تماسی پنالتی با ضریب ۰/۳۵ برای رفتار مماسی همچنین قید تای برای مدل‌سازی جوش تیرها به کولارهای انتهایی بال به نرم افزار معرفی می‌شود. در دو انتهای ستون شرایط تکیه‌گاهی مفصلی اعمال شده و بارهای چرخه‌ای مختلف الجهد طبق پروتکل ذکر شده بصورت همزمان به دو انتهای تیرها وارد شدند. در نهایت منحنی بار-تغییر مکان اتصال رسم و با منحنی مقاله یانگ مقایسه گردید. شکل ۴. در این شکل تطابق مناسبی بین



شکل ۷. کانتور تنش مایسز - تمرکز تنش و ایجاد مفصل پلاستیک در تیر و دور از ناحیه پانلی ستون

Fig. 7. Mises stress contour - stress concentration and creation of plastic hinge in the beam and away from the column panel zone



شکل ۸. بررسی نمودار بارگذاری چرخه‌ای اتصال

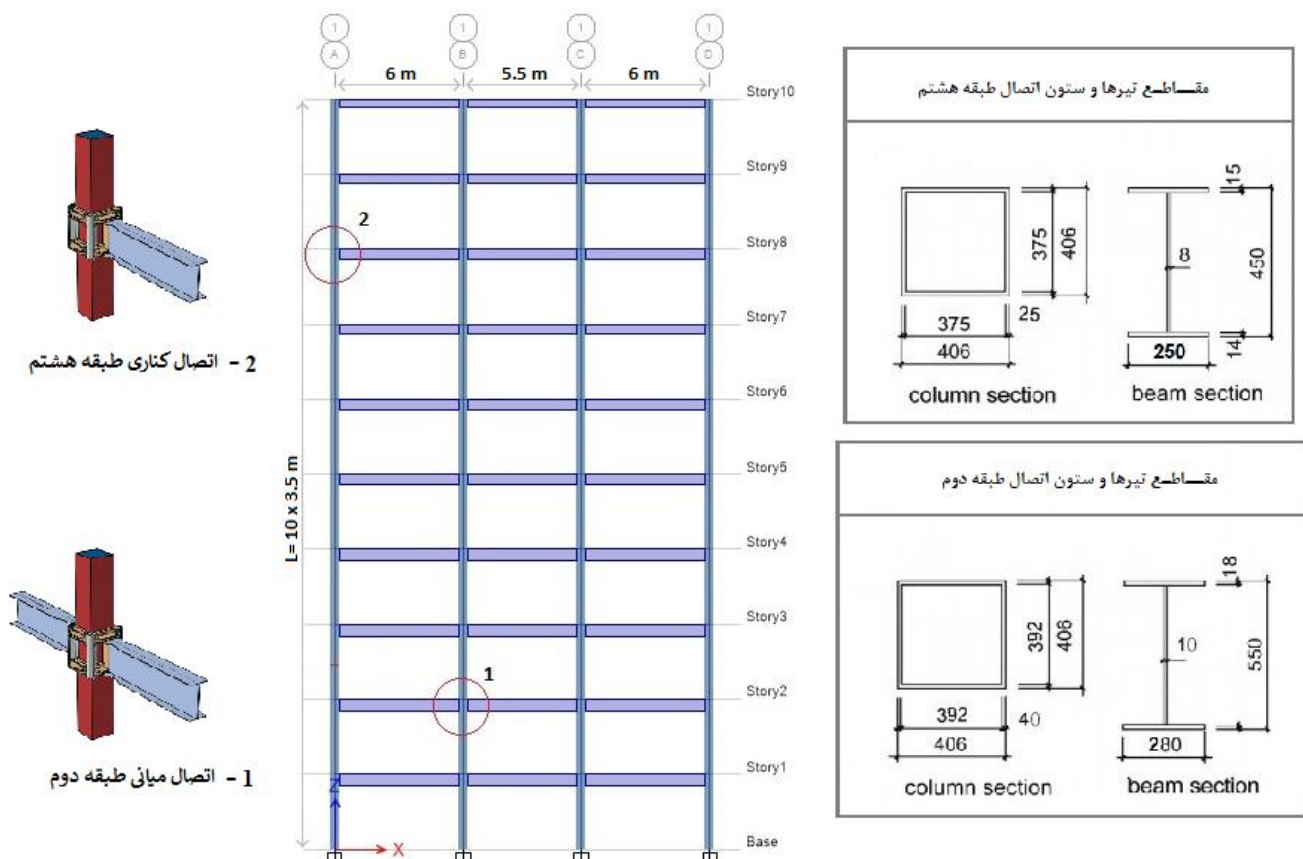
Fig. 8. Study of the cyclic loading diagram of the connection

به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال ConXL، با مشاهده منحنی بار-تغییرمکان تحت بارگذاری چرخه‌ای شکل ۸ که از نرم افزار آباکوس به دست آمد می‌توان موارد ذیل را نتیجه گرفت: [۹] و [۱۰].

- شکل کلی منحنی هیستریزس اتصال و عدم وجود مواردی از جمله لاغرشدگی و یا لقی (پینچینگ) در نمودار.
- قابلیت دورکردن مفصل پلاستیک از بال ستون و عدم شکل گیری تمرکز تنش‌ها در ناحیه چشمه اتصال ستون و شکل‌گیری مفاصل

بررسی ورود متریال به حوزه پلاستیک می‌باشد. همانطور که در تصاویر مشاهده می‌شود مقادیر بزرگتر از یک در مناطقی از تیر اتصال مشاهده می‌گردد که درصد فراتر رفتن از کرنش پلاستیک را گزارش می‌کند. در شکل ۷ نیز کانتور تنش فون مایسز در بال تیر اتصال ملاحظه می‌گردد که در نقاطی مقادیری بیش از تنش تسلیم قابل مشاهده می‌باشد. در تصاویر ۵ تا ۷ به وضوح دیده می‌شود که در اتصال کان‌یکس‌ال کرنش‌های پلاستیک و تنش‌های پلاستیک در نواحی خارج از ناحیه پانلی و در تیرهای اتصال متمرکز شده‌اند که یک رفتار ایده‌آل برای این اتصال می‌باشد.





شکل ۹. مدل سازه در نرم افزار و ابعاد مقاطع مورد بررسی

Fig. 9. The structural model in software and dimensions of the examined sections

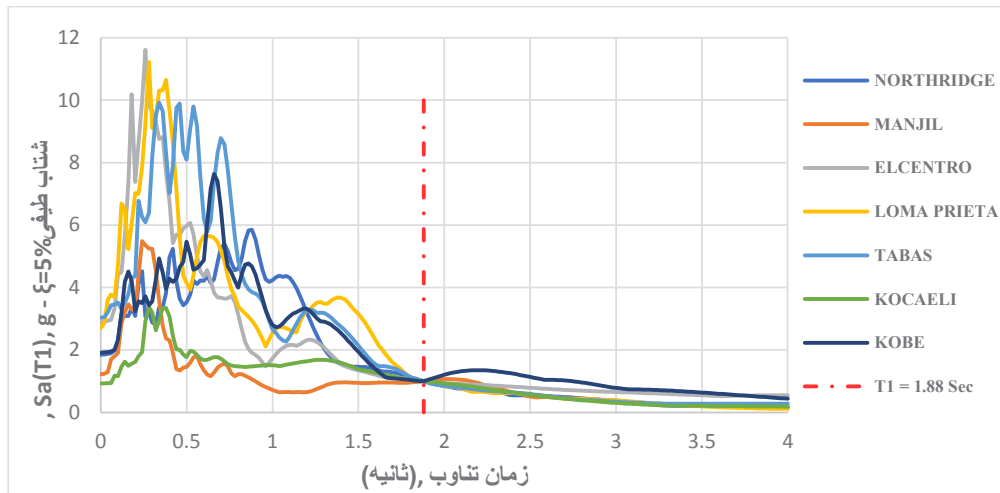
فولادی دو بعدی دارای ۱۰ طبقه با ارتفاع طبقات ۳,۵ متر و سه دهانه با ابعاد ۶ متر، ۵,۵ متر و ۶ متر که در منطقه‌ای با خطر نسبی خیلی زیاد بر روی خاک نوع ۳ با بار زنده ۱۵۰۰ و بار مرده ۴۰۰۰ کیلوگرم بر متر طول، مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده است. زمان تناوب تحلیلی مد اول سازه ۱,۸۸ ثانیه می‌باشد. در این پژوهش برای بررسی بیشتر رفتار لرزه‌ای اتصال کان‌ایکس‌ال دو اتصال با جانمایی مختلف انتخاب شدند که در تصویر ۹ ملاحظه می‌شوند. برای رسم منحنی IDA و سپس منحنی شکنندگی یک اتصال میانی در طبقه دوم و یک اتصال کناری در طبقه هشتم مورد بررسی قرار گرفته‌اند. تیرهای قاب بصورت تیر-ورق با مقاطع I شکل و ستون‌ها بصورت باکس مربعی با مصالح فولادی ST37 با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال و تنش نهایی ۳۷۰ مگاپاسکال استفاده شده‌اند. جهت بررسی شکل پذیری اتصالات در هر مرحله پس از انجام تحلیل تاریخچه زمانی برای زلزله‌های مختلف با

پلاستیک در نواحی حفاظت شده تیر.

- برآورده ساختن حدود آیین نامه. طبق آیین نامه AISC341-10، زوال مقاومت اتصال در قاب خمشی ویژه تحت بارگذاری چرخه‌ای تا دررفت درون طبقه‌ای ۰/۰۴ رادین می‌باید کمتر از ۲۰ درصد باشد، به بیان دیگر باید حداقل مقاومت 0.8Mp را تامین نماید. این شرط در دوران ۰/۰۲ رادین نیز برای قاب خمشی متوسط باید برقرار باشد. برآورده شدن شروط سه گانه فوق در اتصال خمشی ConXL فاقد بتن پرکننده داخل ستون نتایج رفتار لرزه‌ای مطلوب و در حد آیین نامه را نشان می‌دهد.

##### ۵- مدل‌سازی و تحلیل قاب فولادی ده طبقه

نرم افزار استفاده شده در این مرحله CSI ETABS V16.2.0 ورژن ۲۰۱۶ می‌باشد. مدل سازه مورد بررسی مشتمل بر یک قاب خمشی ویژه



شکل ۱۰. طیف های زلزله های مقیاس شده

Fig. 10. Spectrums of scaled earthquakes

جدول ۱. زلزله های انتخاب شده

Table 1. Selected earthquakes

ردیف	نام رکورد	شماره رکورد	نام ایستگاه	بزرگا	سال وقوع	ماکزیمم شتاب	مدت (ثانیه)	فاصله گام زمانی (ثانیه)	تعداد نقاط
۱	لوماپریتا	۷۵۲	کاپیتولا	۶/۹۳	۱۹۸۹	۰/۵۱۱۱۳	۳۹/۹۹	۰/۰۰۵	۷۹۹۸
۲	طیس	۱۴۰	فردوس	۷/۳۵	۱۹۷۸	۰/۱۰۴۸۵	۳۹/۹۸	۰/۰۲	۷۱۷۵
۳	کوبه	۱۱۱۶	شین - اوزاکا	۶/۹	۱۹۹۵	۰/۲۳۳۳۴	۴۰/۴۳	۰/۰۱	۴۰۴۳
۴	کوکائیلی	۱۱۵۸	دوزچه	۷/۵۱	۱۹۹۹	۰/۳۶۴۱۸	۲۷/۱۸	۰/۰۰۵	۵۴۳۶
۵	منجیل	۱۶۳۶	قزوین	۷/۳۷	۱۹۹۰	۰/۱۸۳۹۷	۶۰/۲۲	۰/۰۱	۶۰۲۲
۶	السنترو	۱۷۶	ایمپریال ولی	۶/۵۳	۱۹۷۹	۰/۱۱۷۹۵۲	۳۹/۹۵	۰/۰۰۵	۷۸۹۰
۷	نورثریج	۹۷۸	هالیوود - ویلوبای	۶/۹۹	۱۹۹۴	۰/۲۵۰۷۵	۳۴/۹۸	۰/۰۱	۳۴۹۸

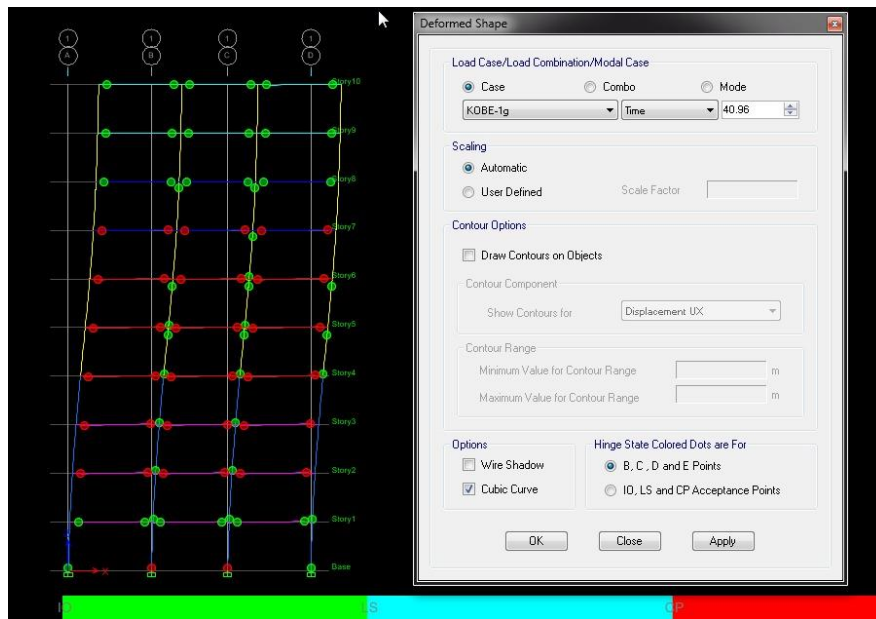
حوزه دور یا نزدیک بودن زلزله، مدت زمان جنبش شدید زمین با مشخصات سایت مورد نظر محل احداث سازه مطابقت داشته باشد [۱۱]. پاسخهای سازه تحت رکوردهایی که بوسیله روشهای مقیاس سازی هم شدت شدهاند دارای پراکندگی کمتری نسبت به رکوردهای مقیاس نشده بوده و همچنین در روش مقیاس سازی بر اساس شتاب طیفی مود اول سازه  $Sa(T1)$  با میرایی ۵٪ انحراف معیار کمتری از میانگین پاسخها به چشم می خورد و پراکندگیها کمتر بوده و در پاسخهای این روش به دلیل وجود یکی از پارامترهای مهم دینامیکی سازه بنام زمان تناوب مود اول یا فرکانس غالب سازه، دقت بالاتری نسبت به سایر روشها وجود دارد [۱۲].

در شکل ۱۰ و جدول ۱ بترتیب طیف شتاب نگاشتهای مقیاس شده در  $Sa(T1)=1g$  و جدول زلزله های انتخاب شده مشاهده می شوند.

گامهایی با شدت فزاینده  $0.1g$ ، تاریخچه نیروی برشی وسط ستونهای فوقانی هر اتصال به منظور انتقال به نرم افزار آباکوس استخراج شد. در شکل ۹ قاب فولادی ۱۰ طبقه به همراه مقاطع به کار رفته در طبقات مورد بررسی نشان داده شدهاند.

#### ۵-۱- انتخاب و مقیاس کردن شتاب نگاشتها

انتخاب شتاب نگاشتها میتواند به عنوان اولین قدم برای انجام تحلیلهای دینامیکی به منظور ترسیم منحنیهای شکنندگی باشد. تهیه مجموعه ای از شتابنگاشتهای زلزله، به گونه ای است که بیانگر لرزه خیزی ناحیه مورد نظر باشد. انتخاب رکوردهای زلزله برای تحلیلهای دینامیکی می باید از نظر بزرگا، مکانیزم گسلش، فاصله گسل تا محل ثبت به لحاظ



شکل ۱۱. تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب در نرم افزار ایتبس و شکل گیری مفاصل پلاستیک در زلزله کوبه در شدت شتاب طیفی  $S_a(T1)=1g$

Fig. 11. Nonlinear dynamic analysis of the frame in ETBS software and formation of plastic hinges at the intensity of the spectral acceleration  $S_a(T1)=1g$  of the Kobe earthquake

به ازای هر تاریخچه نیروی برشی یک تاریخچه جابه‌جایی بعنوان خروجی تحلیل اجزا محدود بدست آمده که مقدار بیشینه جابه‌جایی مذکور به ازای هر سطح از شدت برای ادامه مطالعات و رسم نمودارهای IDA مورد استفاده قرار می‌گیرند.

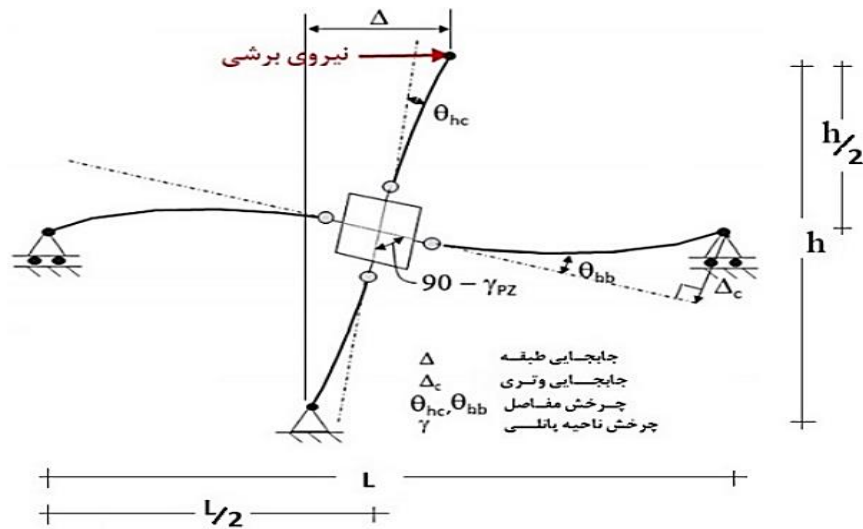
در شکل ۱۱ سازه تغییر شکل یافته پس از اعمال زلزله کوبه با ضریب گام فزاینده  $1g$  و شکل گیری مفاصل پلاستیک روی سازه و همچنین گذر از حدود بازه‌های معیار پذیرش و کنترل ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی با توجه به رنگ مفاصل ملاحظه می‌شود.

### ۵-۳- مدل‌سازی و تحلیل اجزای محدود

به منظور تحلیل غیرخطی اتصال، مدل اجزا محدود دو اتصال میانی و کناری که در شکل ۹ نشان داده شده در نرم افزار آباکوس ساخته می‌شوند. برای مدل سازی قطعات از المان سالیید سه بعدی استفاده شد همچنین به منظور دقت بیشتر نتایج مدل سخت‌شوندگی کینماتیک برای فولاد در نظر گرفته شد. مصالح فولادی ST37 با تنش تسلیم  $240$  مگاپاسکال و تنش نهایی  $370$  مگاپاسکال برای تیرها و ستون‌ها و برای پیچ‌ها مشابه قسمت

### ۵-۲- تحلیل دینامیکی فزاینده و روش محاسبه نیروها

یکی از جدیدترین انواع روشهای تحلیلی، روش تحلیل دینامیکی فزاینده یا IDA می‌باشد که در آن از مزیت مقیاس کردن رکوردهای حرکت زمین و توسعه آن به یک روش تحلیل کارآمد که بتوان به دقت کل محدوده رفتاری سازه را از الاستیک تا ویرانی پوشش داد، استفاده می‌شود. از مهم‌ترین مراحل مدل‌سازی برای تحلیل دینامیکی غیرخطی در نرم افزارهای تحلیلی، تعریف مشخصات غیرخطی متریال و همچنین تعریف اختصاص مفاصل پلاستیک به المان‌های تیرها و ستون‌ها می‌باشد. همچنین از آنجا که در تحلیل‌های غیرخطی قانون جمع آثار قوا برقرار نمی‌باشد، لذا تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی پس از تحلیل اثر بارهای ثقیل ادامه می‌یابد. در این پژوهش پس از هم شدت شدن رکوردها در زمان تناوب مود اول سازه ( $S_a(T1)$ )، تحلیل دینامیکی فزاینده با انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی متعدد در شدت‌های مختلف تحریک زمین (از  $0.1g$  تا  $1g$ )، پاسخ نیروی برشی سازه را برای هر اتصال از ستون فوقانی گره اتصال فراخوانی نموده و به منظور بررسی رفتار و اثرات حوزه فرا ارتجاعی این نیروها بعنوان ورودی تحلیل اجزا محدود به نرم افزار آباکوس انتقال داده می‌شوند. متعاقبا



شکل ۱۲. نحوه اعمال نیرو و شرایط مرزی و تکیه گاهی در اتصال طبقه ۲

Fig. 12. Application of force and boundary conditions and supports in the connection of the 2nd floor

و نیمی از ستون طبقه پایین اتصال به همراه نیمی از تیر در هر جهت مدل شده است [۱۳].

شکل‌های ۱۲ و ۱۳ دیاگرام آزاد اتصال طبقات ۲ و ۸ و نحوه بارگذاری نیروی برشی به بالای ستون در نرم افزار آباکوس را به همراه شرایط مرزی و تکیه گاهی نشان می‌دهد. پس از تحلیل مدل اجزای محدود اتصال در آباکوس، بیشینه جابه‌جایی نقطه اعمال بار در بالای ستون جهت رسم منحنی‌های IDA استخراج می‌شود.

#### ۶- منحنی‌های IDA برای اتصالات مورد بررسی

در این تحقیق به منظور بررسی حساسیت پاسخ‌های سازه به سطوح مختلف شدت‌های شتاب طیفی و مطالعه رفتار غیرخطی اتصال از تحلیل دینامیکی فزاینده IDA استفاده شده است. همانگونه که ذکر شد منحنی‌های IDA پس از انجام تعدادی تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در شدت‌های متفاوت با گام‌های فزاینده 0.1g و محاسبه شاخص خرابی متناظر هر شدت که در این تحقیق، نسبت دریافت بین طبقه‌ای<sup>۴</sup> می‌باشد رسم شده اند. شاخص خرابی نسبت دریافت بین طبقه‌ای از تقسیم حداکثر جابه‌جایی نظیر هر شدت بر ارتفاع ستون طبقه محاسبه می‌شود.

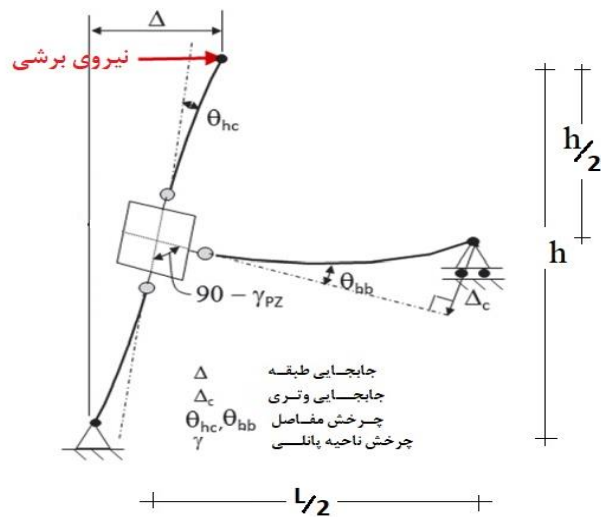
در شکل‌های ۱۴ تا ۱۷ منحنی‌های IDA برای هر دو اتصال میانی و

صحت سنجی به کار رفته‌اند. برای تحلیل دینامیکی غیرخطی از حل‌گر روش انتگرال‌گیری ضمنی<sup>۱</sup> استفاده شده‌است. مش‌بندی با المان مکعبی هشت گره‌ای با انتگرال کاهش یافته (C3D8R) انجام شد، همچنین به دلیل تمرکز احتمالی تنش در ناحیه حفاظت شده تیر و چشمه اتصال ستون، از مش ریزتری استفاده گردید و به منظور جلوگیری از قفل شدگی برشی<sup>۲</sup> در لبه ورق‌های اجزای اتصال بیش از یک مش استفاده شد. به منظور مدل سازی محل جوش بال‌ها به کولارهای انتهایی بال از قید تای<sup>۳</sup> و در محل کولارهای گوشه‌ای ستون و کولارهای انتهایی بال از خاصیت تماسی با ضریب پنالته ۰/۳۵ استفاده شده است. سپس نیروی پیش‌تنیدگی ۴۵۴ کیلو نیوتن در پیچ‌ها اعمال می‌شود.

پس از انجام تحلیل اولیه در نرم افزار ایتبس به منظور در نظرگیری دقیق‌تر رفتار غیرخطی اجزای اتصال اعم از تیر، ستون، چشمه اتصال، پیچها و کولارها؛ تاریخچه زمانی نیروی برشی محاسبه شده در شدت‌های مختلف زلزله را که به عنوان خروجی تحلیل از نرم افزار ایتبس استخراج شده به نرم افزار آباکوس انتقال داده و حداکثر جابه‌جایی نظیر نیروی برشی در هر شدت زلزله محاسبه می‌شود. الگوی بارگذاری پیشنهادی مطابق الگوی گزارش مورد استفاده در پروژه ATC بوده و نیمی از طول ستون طبقه بالای اتصال

- 1 Dynamic Implicit
- 2 Shear Locking
- 3 Tie Constraint

4 Inter-story Drift Ratio



شکل ۱۳. نحوه اعمال نیرو و شرایط مرزی و تکیه گاهی در اتصال طبقه ۸

Fig. 13. Application of force and boundary conditions and supports in the connection of the 8th floor

جدول ۲. معیار پذیرش اتصالات مورد بررسی (بر حسب رادیان) برگرفته از FEMA 356 [۱۱]

Table 2. The acceptance criteria of the examined connections (In Radians) based on FEMA 356

	اتصال ConXL		اتصال WUF-W	
	حد پذیرش خدمت‌رسانی بی‌وقفه	حد پذیرش آستانه فروریزش	حد پذیرش خدمت‌رسانی بی‌وقفه	حد پذیرش آستانه فروریزش
طبقه ۲	۰/۰۱۰۳	۰/۰۴۳۵	۰/۰۱۰۳	۰/۰۴۱
طبقه ۸	۰/۰۱۰۷	۰/۰۴۳۷	۰/۰۱۰۳	۰/۰۴۱

به ابعاد تیرهای اتصال معیارهای پذیرش مطابق دستورالعمل FEMA356 محاسبه شده و در جدول ۲ ملاحظه می‌شوند [۱۱].

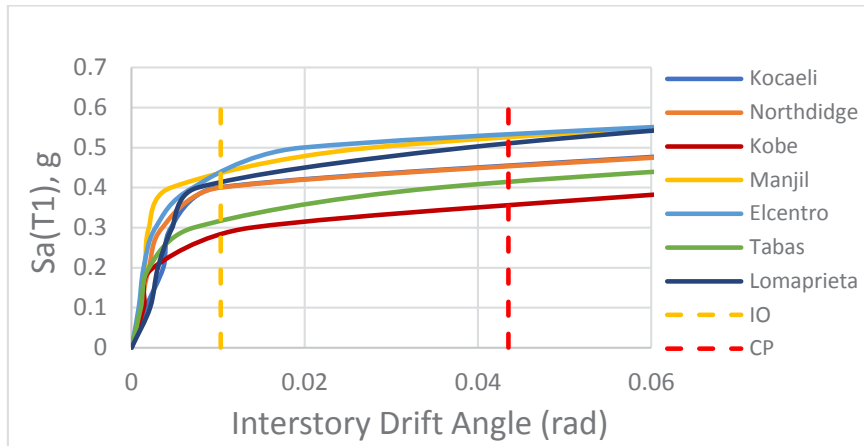
### ۷- ترسیم منحنی‌های شکنندگی

منحنی شکنندگی، احتمال وقوع و یا فراگذشت از میزان خسارت مشخص در سطوح مختلف از جنبش‌های لرزه‌ای زمین است و در حالت کلی منحنی شکنندگی به صورت رابطه ۱۸ ارایه شده توسط بارون-کورورا [۱۴] تعریف می‌شود:

$$Fragility = P[EDP > AC | IM] \quad (18)$$

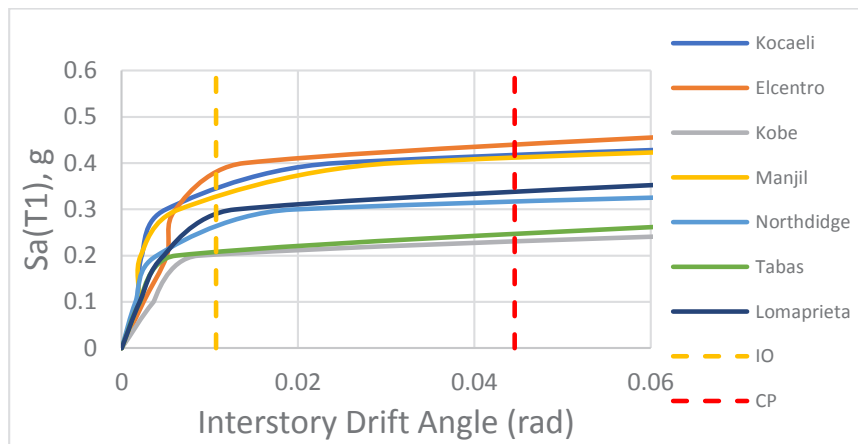
در رابطه بالا IM شدت زلزله است، که معمولاً برابری طیفی مود

کناری با استفاده از اتصال ConXL و اتصال WUF-W به همراه حالات حدی عملکردی IO و CP برای هر دو اتصال مشاهده می‌شود. در اینجا یادآوری می‌شود که با توجه با اینکه تا زمان انجام تحقیق، حدود پذیرشی برای اتصال کان‌ایکسال در منابع معتبری مانند جدول ۵-۶ دستورالعمل FEMA356 و یا در جدول ۲، ۷-۹ استاندارد ASCE41-17 و ارائه نشده است و از سویی بخش اتصالات از پیش تایید شده آیین‌نامه AISC358 استفاده از تیرهای با مقطع کاهش یافته را در اتصال صلب کان‌ایکسال مجاز دانسته، لذا بطور محافظه کارانه از معیارهای پذیرش IO و CP اتصال صلب RBS که در دسته اتصالات صلب دستورالعمل FEMA356 ارائه شده است برای اتصال کان‌ایکسال استفاده می‌گردد. همچنین برای اتصال WUF-W مقادیر ذکر شده در دستورالعمل مذکور به کار می‌رود. با توجه



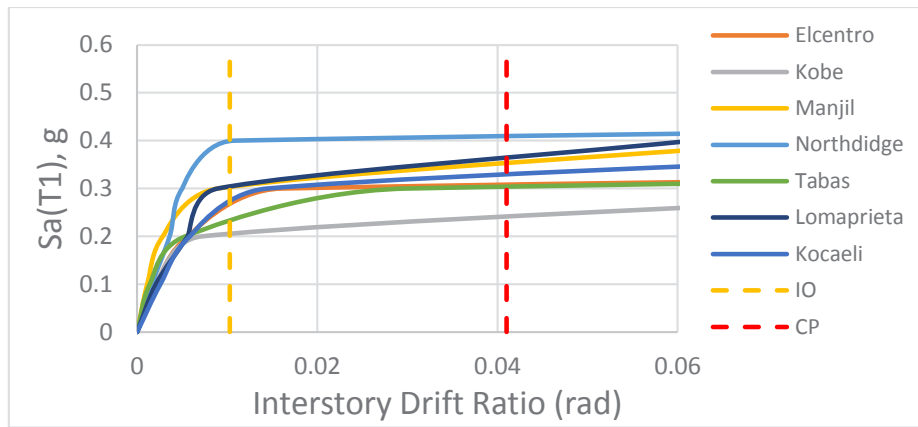
شکل ۱۴. نمودار IDA اتصال ConXL طبقه ۲

Fig. 14. IDA Diagram of ConXL Connection on the 2nd Floor



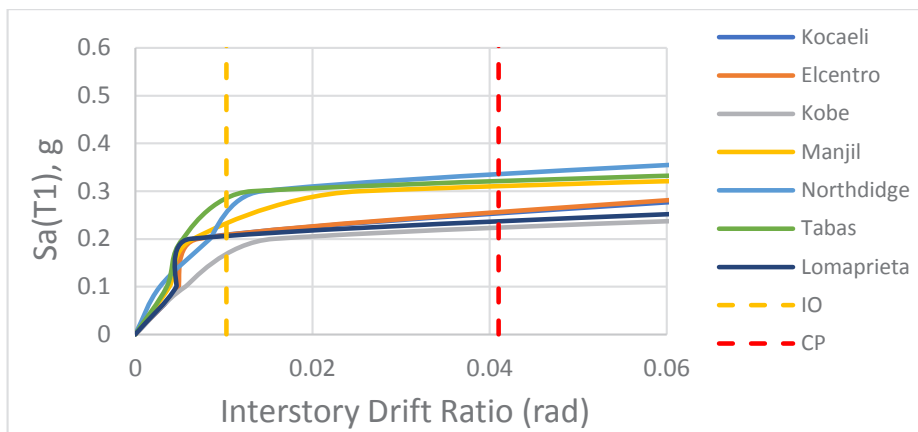
شکل ۱۵. نمودار IDA اتصال ConXL طبقه ۸

Fig. 15. IDA Diagram of ConXL Connection on the 8th Floor



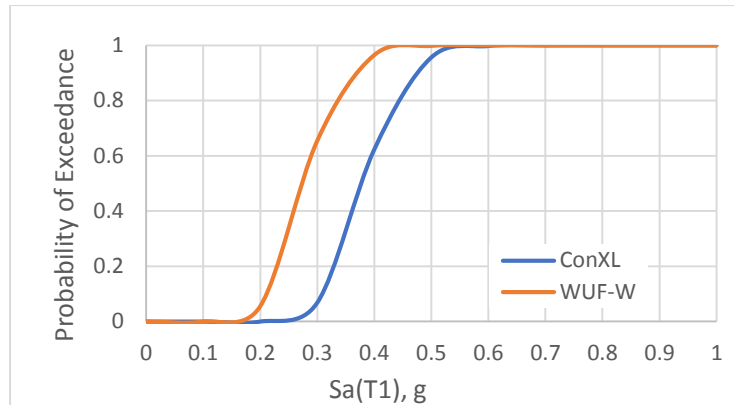
شکل ۱۶. نمودار IDA اتصال WUF-W در طبقه ۲

Fig. 16. IDA Diagram of WUF-W Connection on the 2nd Floor



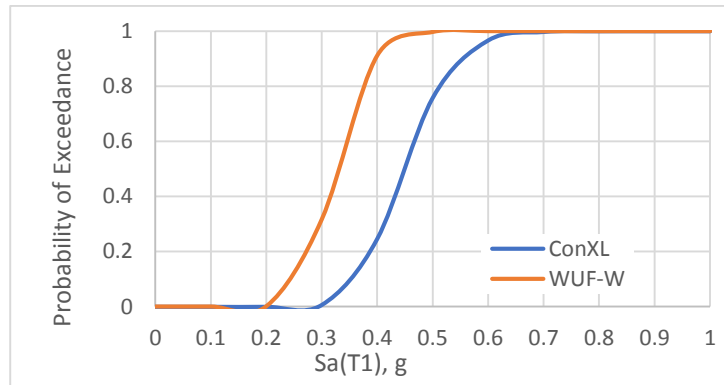
شکل ۱۷. نمودار IDA اتصال WUF-W در طبقه ۸

Fig. 17. IDA Diagram of WUF-W Connection on the 8th Floor



شکل ۱۸. منحنی شکنندگی سطح عملکرد IO برای اتصال طبقه ۲

Fig. 18. Fragility curve of IO performance level for the 2nd floor connection



شکل ۱۹. منحنی شکنندگی سطح عملکرد CP برای اتصال طبقه ۲

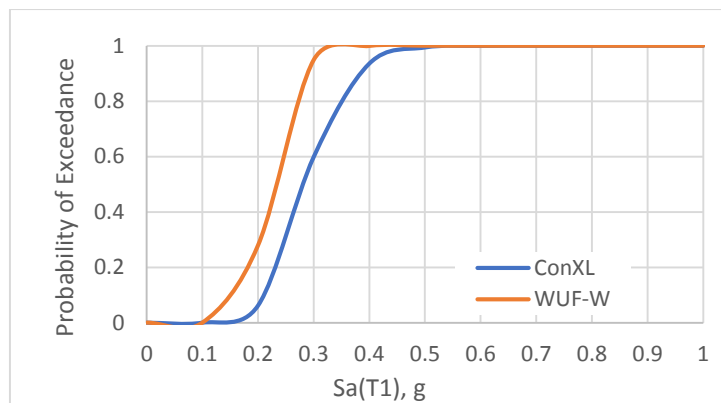
Fig. 19. Fragility curve of CP performance level for the 2nd floor connection

شدت زمین لرزه  $Sa(T1)$  (محور افقی نمودار شکنندگی) می‌باشد و از داده‌های خروجی تحلیل دینامیکی غیرخطی دریافت بین طبقه‌ای حاصل می‌شود و در محور عمودی نمودار شکنندگی از مقادیر احتمال استفاده شده است. همچنین، محاسبه مقادیر تابع احتمال برای هر اتصال و در هر یک از شدت‌های زلزله، به صورت فراگذشت ماکزیمم نسبت دریافت بین طبقه‌ای سازه از آستانه‌های تعریف شده (سطوح عملکرد IO و CP) انجام می‌شود. شکل‌های ۱۸ تا ۲۱ منحنی‌های شکنندگی هر دو اتصال ConXL و WUF-W را برای طبقات دوم و هشتم در دو سطح عملکرد IO و CP نشان می‌دهند.

اول سازه  $Sa(T1)$  فرض می‌شود، EDP پارامتر تقاضای مهندسی است که در این پروژه مقادیر نسبت دریافت‌های بین طبقه‌ای بوده که از خروجی تحلیل‌ها در هر سطح از شدت (IM) بدست می‌آید و AC شرایط قابل قبول مربوط به حالت حدی مفروض است.

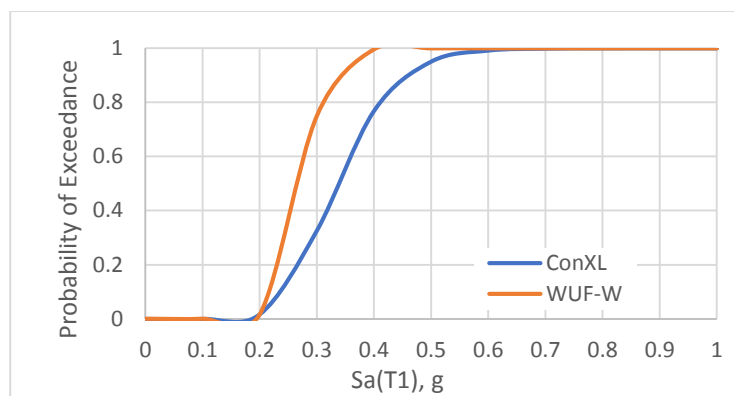
برای رسم منحنی‌های شکنندگی یک توزیع لوگ نرمال برای هر پارامتر تقاضای مهندسی EDP در هر شدت حرکت زمین لرزه IM فرض می‌شود. برای برآورد احتمال تجاوز از یک حد مشخص AC، میانگین و انحراف معیار هر یک از EDP ها برای اثر مجموع نگاشته‌های زلزله ارزیابی می‌شود. در این مقاله از تابع احتمال با توزیع تجمعی یا لوگ نرمال که بر اساس پارامتر





شکل ۲۰. منحنی شکنندگی سطح عملکرد IO برای اتصال طبقه ۸

Fig. 20. Fragility curve of IO performance level for the 8th floor connection



شکل ۲۱. منحنی شکنندگی سطح عملکرد CP برای اتصال طبقه ۸

Fig. 21. Fragility curve of CP performance level for the 8th floor connection

مطابق تصاویر ۱۸ و ۱۹ با مقایسه هر دو اتصال در طبقه دوم در هر دو سطح عملکرد IO و CP قابلیت اطمینان اتصال ConXL به طور قابل توجهی از اتصال WUF-W بیشتر بوده و احتمال فراگذشت از حالت حدی مورد بررسی در اتصال WUF-W زودتر از اتصال ConXL رخ داده است. بر اساس شکل‌های ۲۰ و ۲۱ در مقایسه هر دو اتصال در طبقه هشتم باز هم همان نتایج طبقه دوم تکرار گردیده با این تفاوت که میزان اختلاف کمتر شده است. به عبارتی علیرغم کاهش نیروی برشی در طبقات بالاتر سازه، اختلاف بین منحنی‌های شکنندگی کاهش یافته است. برای مثال احتمال

#### ۸- نتیجه گیری

در این مطالعه رفتار لرزه‌ای اتصال ConXL در مقایسه با اتصال WUF-W با ترسیم منحنی شکنندگی مطالعه گردیده است. به این منظور یک قاب خمشی فولادی ده طبقه، سه دهانه به صورت قاب خمشی ویژه طراحی شده و دو اتصال در طبقات دوم و هشتم به صورت ConXL طراحی گردیده و همراه اتصال WUF-W برای هفت شتابنگاشت آنالیز IDA گردیده و منحنی‌های شکنندگی برای دو سطح خطر IO و CP ترسیم گردیده است.

- Modares Civil Engineering journal, (2014, In Persian).
- [5] A. Rezaeian, Shahidi, Farhood, Seismic behavior of ConXL rigid connection in box-columns not filled with concrete, Journal of Constructional Steel Research, 97 (2014) 79-104.
- [6] C. Yang, Yang, J. F., Su, M. Z., & Liu, C. Z., Numerical study on seismic behaviours of ConXL biaxial moment connection, Journal of Constructional Steel Research, 121 (2016) 185-201.
- [7] M. Moghimi, Keyhani, Ali., Investigation and improvement of seismic performance of ConXL moment rigid connection for common steel sections in Iran, Shahroud University of Technology, 2015 (In Persian).
- [8] ANSI/AISC358, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, in, American Institute of Steel Construction, Chicago, 2010.
- [9] ANSI/AISC-341, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, in, American Institute of Steel Construction, Chicago, 2010.
- [10] M. Bin Md. Tahir, Faridmehr, Iman, Seismic and progressive collapse assessment of SidePlate moment connection system, Structural Engineering and Mechanics, 54 (2015) 35-54.
- [11] FEMA-356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, in, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2000.
- [12] A. Cornell, Shome, N., Earthquakes, Records and Nonlinear MDOF Responses, Reliability of Marine Structures Program Department of Civil
- فراگذشت از حالت حدی IO در شدت شتاب طیفی 0.3g در طبقه هشتم برای اتصال ConXL و WUF-W به ترتیب ۶۰ درصد و ۹۵ درصد می باشد درحالی که همین احتمال فراگذشت از حالت حدی IO برای شتاب طیفی 0.3g در طبقه دوم به ترتیب ۵ درصد و ۶۵ درصد می باشد. در حالت حدی CP برای شتاب طیفی 0.4g در طبقه هشتم به ترتیب ۷۵ درصد و ۹۸ درصد می باشد و در طبقه دوم به ترتیب ۲۵ درصد و ۹۰ درصد می باشد. لذا می توان نتیجه گرفت که اتصال ConXL نسبت به اتصال WUF-W قابلیت اطمینان بالاتری داشته و به دلیل صلبیت و شکل پذیری بالاتر، قادر به تحمل دوران خمیری بیشتری در میزان شتاب های طیفی بالاتری می باشد لذا با توجه به عملکرد مطلوب تر و سهولت در اجرا به منظور استفاده در قاب های خمشی فولادی با شکل پذیری زیاد که می بایست در سطوح خطر بالاتر، سطح عملکرد بالاتری را تامین کند توصیه می گردد.

#### منابع

- [1] H. Negaresh, Application of geomorphology in locating cities and its consequences, Geographical Research and Development Conference, (2003, In Persian).
- [2] S. Tavousi, Jafari, Mohadeseh., Evaluation of fragility curves of steel structures with connection with reduced beam cross section, Third International Congress of Contemporary Civil Engineering, Architecture and Urban Planning, (2009, In Persian).
- [3] A.A. Rezaei, Hosseini, Mirhamid., Probabilistic performance comparison of End Plate flange connection with incremental dynamic analysis of IDA 6th National Conference on Applied Research in Civil Engineering, Architecture and Urban Management, (2010, In Persian).
- [4] F. Shahidi, Rezaeian, Alireza., Evaluation of non-linear cyclic behavior of CONXL moment connection with different detail in the column and optimizing the arrangement of bolts,

- [14] R. Baron-Corverra, Andrei M. Reinhorn, Global Spectral Evaluation of Seismic Fragility of Structures, in: Seventh National Conference on Earthquake Engineering (7NCEE), the US, 2002.
- Engineering, Stanford University, (1997).
- [13] NEHRP, NIST GCR 17-917-46v2, NEHRP Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Applied Technology Council, 2017.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

*K. Khosravi, M. H. Hosseini, P. Javadi, Investigating and comparing the seismic behavior of the ConXL Connection with the WUF-W Connection by using fragility curves, Amirkabir J. Civil Eng., 56(2) (2024) 143-162.*

**DOI:** [10.22060/ceej.2024.21789.7825](https://doi.org/10.22060/ceej.2024.21789.7825)



