



http://journaliss.ir

مطالعه عملکرد لرزه‌های حین ساخت قاب خمشی فولادی با توجه به سناریوهای مختلف در اجرای اتصال پیچی ورق انتهایی بدون سخت‌کننده

حامد نوفرستی^۱، محمدحسین رزمخواه^۲، محسن گرامی^{۳*}

۱- دکتری عمران گرایش زلزله، دانشگاه سمنان، ایران

۲- دانشجوی دکتری عمران گرایش زلزله، دانشگاه سمنان، ایران

۳- استاد گروه زلزله، دانشکده عمران، دانشگاه سمنان، ایران

* سمنان، صندوق پستی ۳۵۱۳۱۱۹۱۱۱، mgerami@semnan.ac.ir

چکیده

در روند اجرای سازه‌های فولادی با اتصالات پیچی، ابتدا پیچ‌ها توسط کارگران به‌صورت موقت بسته شده و به اصطلاح سفت می‌شوند، در این متن آن را بست اولیه نامیده‌ایم. پس از اجرای اتصالات چند قسمت مختلف به‌صورت بست اولیه، در مراحل بعدی ساخت، پیچ‌های اتصال پیش‌تنیده می‌گردد؛ به‌طوری‌که حداقل نیروی پیش‌تنیدگی آیین‌نامه‌ای در آن‌ها ایجاد شود. در این متن مرحله پیش‌تنیده‌کردن پیچ‌های اتصال فلنجی با عنوان بست ثانویه شناخته می‌شود. بنابراین در روند اجرای سازه‌های فولادی با قاب خمشی به کمک اتصالات از پیش پذیرفته ورق انتهایی، اثرات توالی ساخت از اهمیت قابل توجهی برخوردار است، چراکه در دوران ساخت، با توجه به حالت‌های مختلف ساخت حاکم بر شرایط اجرای پروژه، تأخیر در بست ثانویه اتصالات، عدم تکمیل سیستم مهار جانبی سازه و از طرفی احتمال رخداد زلزله‌های با بزرگای مختلف می‌تواند منجر به خرابی سازه به‌صورت موضعی و یا کلی شده و نهایتاً منجر به تحمیل هزینه‌های گزاف بر پروژه گردد. در این تحقیق از شتاب‌نگاشت‌های پیشنهادی توسط FEMA-P695 (ATC-63) با ماهیت دور از گسل استفاده گردید و سپس با استفاده از منحنی‌های شکنندگی به بررسی میزان آسیب‌پذیری اتصال BUEEP پرداخته شده است. با عدم اجرای بست ثانویه در سازه، رفتار اتصالات به‌صورت نیمه‌صلب بوده و بحث میرایی و کاهش نیاز لرزه‌ای ناشی از آن محسوس‌تر می‌باشد. این روند بیش‌تر در شتاب‌های پایین‌تر قابل مشاهده بود. به‌طورکلی در سطوح عملکرد جزئی و متوسط، تأثیر عدم اجرای بست ثانویه با توجه به لقی اتصالات و نیاز به دریافت‌های پایین‌تر تا رسیدن به این سطح از عملکرد، بیش‌تر می‌باشد.

واژگان کلیدی

اتصال پیچی ورق انتهایی بدون سخت‌کننده، منحنی شکنندگی، بست اولیه، بست ثانویه

Studying the seismic performance during the construction of the steel bending frame according to different scenarios in the implementation of the bolt of the BUEEP connection

H. Nofaresti, M.H Razmkhah, M. Gerami

Abstract

In the process of implementing steel structures with bolted connections, the bolts are temporarily tight by the workers and so-called tightened, in this article, called the initial stage. After performing the connections of several different parts in the form of primary fastening, in the following stages of construction, the bolts of connection are pre-tensioned so that the minimum pre-tensioning force of the regulations is created in them. Therefore, in the process of the construction of steel structures with pre-qualified connections of the steel moment end plate frame, the effects of the construction sequence are important, because during the construction, due to the different construction situations of the project implementation conditions, delays in the secondary fastening of the connections, the lack of completion of the lateral restraint system of the structure and on the other hand the possibility of earthquakes with different magnitudes can lead to local or general damage to the structure and ultimately lead to the imposition of exorbitant costs on the project. In this research, the acceleration records proposed by FEMA-P695 (ATC-63) were used with the nature far field, and then the vulnerability of the BUEEP connection was investigated using the fragility curves. Without implementing the secondary fastener in the structure, the connections have a semi-rigid behavior and the discussion of damping and reducing the seismic demand caused by it is more noticeable. This trend was more visible at lower accelerations. In general, in slight and medium performance levels, the effect of not using the secondary fastener is greater due to the slack of the connections and the need for lower drifts to reach this level of performance.

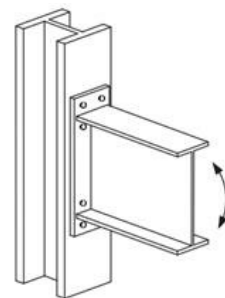
Keywords

BUEEP Connection, Fragility Curve, Primary Fastening, Secondary Fastening



تا قبل از زلزله نورث ریچ در سال ۱۹۹۴، اتصالات WUF-B^۱ به صورت گسترده در بسیاری از سازه‌های فولادی به کار می‌رفت. اما پس از زلزله نورث ریچ با مشاهده اتصالات آسیب‌دیده از زلزله، مشخص گردید که این نوع اتصالات مستعد خرابی ترد و شروع شکست در ناحیه جوش داده شده هستند [۱]. بنابراین پروژه فولادی SAC توسط FEMA^۲ برای بررسی علل خرابی‌های شکننده، تشکیل شد. راه‌حلی جهت بهبود عملکرد لرزه‌ای اتصال ساختمان‌های قاب خمشی فولادی توسعه داده شد [۲] و مقررات لرزه‌ای AISC برای ساختمان‌های فولادی به طور قابل توجهی تجدید نظر شد [۳].

اتصالات فلنجی با ورق انتهایی بدون استفاده از ورق لچکی که به اختصار (BUEEP)^۳ نامیده می‌شود (شکل (۱)) یکی از اتصالات رایج پیچی در سیستم سازه‌ای قاب خمشی فولادی می‌باشد که در ساختمان‌های بلندمرتبه کاربرد زیادی دارد [۱].



شکل ۱- اتصال فلنجی با ورق انتهایی بدون استفاده از ورق لچکی [۱]

اتصال BUEEP در FEMA 351 به عنوان «اتصال کاملاً مهارشده پیچ‌دار پیش‌صلاحیت‌شده»^۴ شناخته شده است [۴]. اتصالات BUEEP می‌تواند مقادیر تغییرشکل غیرالاستیک زیادی را بدون خرابی در اتصال تحمل کند و بدین ترتیب معیارهای طراحی لرزه‌ای را ارضا نماید [۳].

شنايدر^۵ هشت اتصال فلنجی با ورق انتهایی بدون استفاده از ورق لچکی را تحت بارگذاری چرخه‌ای مطالعه و حالت‌های شکست آن‌ها را مقایسه کرد [۱]. کویلو^۶ نیز هشت اتصال فلنجی با ورق انتهایی بدون استفاده از ورق لچکی را با ضخامت‌های مختلف از صفحه انتهایی و نوع فولاد تحت

آزمایش قرار داد [۵]. مگی^۷ اتصال فلنجی با ورق انتهایی بدون استفاده از ورق لچکی را تحت بارگذاری یکنواخت مطالعه کرد و شش اتصال را با ضخامت‌های صفحه انتهایی و قطر پیچ‌های مختلف بررسی نمود [۶].

گوا^۸ اتصال فلنجی با ورق انتهایی را تحت بارگذاری سیکلی مورد مطالعه قرار داد و اثر تغییر ضخامت صفحه انتهایی و وجود ورق لچکی را بررسی کرد [۷].

عبیده^۹ هشت اتصال فلنجی با ورق انتهایی را تحت بارگذاری یکنواخت مورد مطالعه آزمون تجربی و تحلیل اجزای محدود قرار داد و نشان داد که استفاده از سخت‌کننده ورق انتهایی، ظرفیت ممان خمشی قابل تحمل توسط اتصال را افزایش می‌دهد، اما شکل‌پذیری آن را کاهش می‌دهد [۸]. کالچی^{۱۰} هشت اتصال صفحه انتهایی ساخته شده با پیچ‌های فولادی کربنی و پیچ‌های فولادی ضد زنگ را آزمایش کرد. بر اساس مطالعه وی اتصالات با پیچ و مهره‌های فولادی ضد زنگ تحت بارگذاری، علائمی از آسیب را قبل از خرابی از خود نشان دادند اما پیچ و مهره‌های فولادی کربنی فاقد این بیش‌آگاهی است و به یک‌باره بدون اعلام خاصی دچار شکست می‌شوند [۹].

صابری با استفاده از تغییر آرایش پیچ‌ها به بررسی راهی برای تقویت اتصال فلنجی با ورق انتهایی پرداخت. نتایج این مطالعه نشان داد که این روش، تقویت رفتار چرخه‌ای اتصالات ضعیف را بهبود می‌بخشد [۱۰].

اتصال تیر به ستون در قاب‌ها، در صورتی که نیروی حداقل پیش‌تندگی در پیچ‌ها مطابق با آیین‌نامه تأمین گردد، به صورت صلب در نظر گرفته می‌شود؛ این در حالی است که برای زمانی که پیش‌تندگی در پیچ‌ها وجود ندارد و به اصطلاح پیچ‌ها بست اولیه شده‌اند، اتصال به صورت نیمه‌صلب در نظر گرفته می‌شود، لذا لازم است در این حالت سختی دورانی اتصال را برای گره مورد نظر تعریف نمود. بدین منظور لازم است مشخصات M-θ مربوط به اتصال مورد نظر را مانند یک فنر تعریف کرده و به گره مورد نظر اختصاص داد. استخراج رابطه و یا به عبارتی منحنی M-θ برای گره‌های مختلف به سه طریق امکان‌پذیر است؛ در روش اول که دقیق‌ترین روش نیز محسوب می‌شود، انجام آزمایش بر روی اتصال با مقاطع و هندسه واقعی می‌باشد؛ روش دوم استفاده از تحلیل‌های عددی متکی بر برنامه‌های مبتنی بر

⁷ Maggi

⁸ Guo

⁹ Abidelah

¹⁰ Culache

¹ Welded Unreinforced Flange Bolted-Web Connection

² The Federal Emergency Management Agency

³ Bolted Unstiffened Extended End Plate Moment Connections

⁴ Prequalified Bolted Fully Restrained Connection

⁵ Schneider

⁶ Coelho

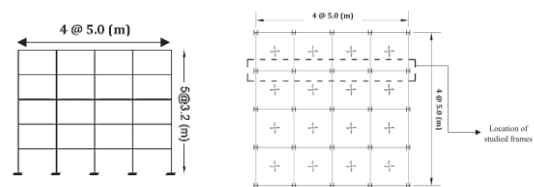
روش اجزای محدود است؛ روش سوم استفاده از منحنی‌های $M-\theta$ پیشنهادی توسط محققین که با انجام مطالعات آزمایشگاهی و عددی صحت‌سنجی شده‌اند، می‌باشد. در این تحقیق از روش سوم استفاده شده است. بدین منظور از رابطه‌ای که توسط $بی^1$ و $ملچرز^2$ [۱۱] ارائه شده، استفاده می‌شود. رابطه (۱)، بیانگر رابطه $M-\theta$ برای اتصالات پیچی ورق انتهایی بدون سخت‌کننده است.

$$M = M_p \left\{ 1 - \exp \left[\frac{-(K_i - K_p + C\theta)\theta}{M_p} \right] \right\} + K_p \theta \quad (1)$$

در رابطه اخیر پارامترهای (K_i) ، (K_p) و (M_p) به صورت تحلیلی محاسبه می‌شوند که وابسته به هندسه اتصال می‌باشد. ضریب (C) ، ضریبی است که برای اتصال پیچی ورق انتهایی توسط $بی$ و همکاران $3/5$ پیشنهاد شده است. با توجه به الگوی منحنی $M-\theta$ برای اتصالات پیچی ورق انتهایی در مطالعه آزمایشگاهی و اختلاف ظرفیت و سختی در حالت پیش‌تینده نسبت به حالت بست اولیه، الگوی مورد نظر بر روی منحنی حاصل از رابطه (۱) اعمال گردید تا منحنی متناظر با بست اولیه برای اتصال مورد نظر حاصل شود.

۲- هندسه سازه و قاب مورد نظر

به منظور بررسی اثرات تحلیل‌ها طی فرآیند ساخت برای سطوح مختلف خطر لرزه‌ای و اهداف عملکردی متفاوت بر روی ساختمان‌های کوتاه مرتبه، قاب ساختمانی با ارتفاع ۵ طبقه انتخاب گردید. در شکل (۲) مشخصات هندسی (پلان و نما) قاب مورد بررسی نشان داده شده است. با توجه به تقارن در پلان سازه و فرض بر صلبیت دیافراگم، یکی از قاب‌های داخلی انتخاب و در نرم‌افزار Opensees مدل‌سازی شد. در ادامه توضیحاتی مبنی بر نحوه مدل‌سازی قاب مفروض، رفتار غیرخطی مصالح و اتصالات با توجه به حالت‌های مدنظر شرح داده شده است.



شکل ۲- مشخصات هندسی قاب ۵ طبقه مورد بررسی

۳- مشخصات مقاطع

به منظور دستیابی به اهداف تحقیق و بررسی اثر پیش‌تیندگی اتصالات حین ساخت بر عملکرد لرزه‌ای سازه، ابتدا یک سازه ۵ طبقه با سیستم مقاوم جانی قاب خمشی متوسط در نرم‌افزار ETABS مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۲] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۳] طراحی گردید. مقاطع به دست آمده از طراحی به شرح جدول (۱) می‌باشد.

جدول ۱- مشخصات مقاطع قاب خمشی ۵ طبقه

طبقه	تیر	ستون	پیچ
۵	IPE300	IPB180	M22
۴	IPE300	IPB180	M22
۳	IPE300	IPB200	M24
۲	IPE300	IPB240	M27
۱	IPE330	IPB260	M27

۴- بارگذاری قاب خمشی

به منظور بارگذاری ثقلی مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۴]، مقدار بار مرده و زنده به ترتیب ۵۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع برای طبقات ۱ الی ۴ در طراحی مدنظر قرار گرفت؛ همچنین برای بار مرده و زنده سقف به ترتیب مقادیر ۴۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض شد. بارگذاری لرزه‌ای سازه نیز مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم) انجام گرفت [۱۲]. برای به دست آوردن مقدار ضریب زلزله، خاک ساختگاه تیپ III، کاربری سازه مسکونی و نوع سیستم باربر جانی، خمشی ویژه لحاظ شد. سیستم دال ۲ طرفه صلب جهت انتقال بار ثقلی و جانی در نظر گرفته شد.

۵- مدل‌سازی در نرم‌افزار Opensees

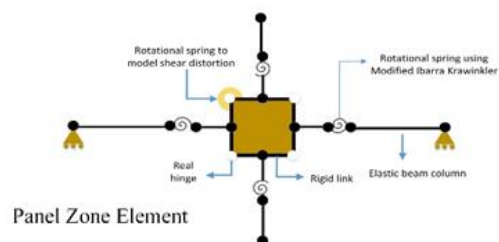
در این بخش، توضیحات کامل از روند مدل‌سازی قاب خمشی ۵ طبقه مورد بررسی، در نرم‌افزار Opensees ارائه شده و نحوه صحت‌سنجی مدل ایجاد شده شرح داده می‌شود.

۵-۱- معرفی ابعاد مدل

در گام اول، به منظور مدل‌سازی قاب دوبعدی از دستور Model BasicBuilder با در نظر گرفتن ۳ درجه آزادی (۲ درجه دورانی و ۱ درجه انتقالی) برای هر گره و از دستور Node برای معرفی گره‌های اعضای سازه و اتصالات استفاده شد. در

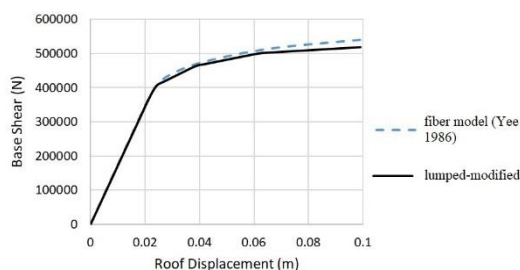
¹ yee
² Melchers

شکل (۳) نحوه معرفی گره‌های اعضا و اتصالات نشان داده شده است.



شکل ۳- نحوه معرفی گره‌های اعضا و اتصالات

برای اطمینان از صحت مدل‌سازی تیر و ستون قاب مفروض، منحنی بار افزون مدل ایجاد شده با این روش برای یک قاب یک طبقه دوبعدی با قابی که به روش فایبر مدل‌سازی شده، مقایسه و صحت‌سنجی شد. در شکل (۴)، صحت‌سنجی روش مدل‌سازی رفتار غیرخطی مصالح نشان داده شده است.



شکل ۴- صحت‌سنجی روش مدل‌سازی رفتار غیرخطی مصالح به روش مفصل متمرکز

۲-۵- معرفی مقاطع و رفتار غیرخطی مصالح

جهت مدل‌سازی مقاطع و رفتار غیرخطی مصالح فولادی از روش مفصل متمرکز و روش فنر پیچشی توسعه یافته توسط کراوینکلر^۱ و همکاران [۱۵] استفاده شد. در این روش فنر پیچشی مطابق با ظرفیت اسمی تیر و ستون در دو انتهای عضو در فاصله پیشنهادی محل تشکیل مفصل پلاستیک در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان قرار گرفت. هر عضو افقی و قائم با استفاده از سه عضو با صلبیت زیاد توسط فنرهای پیچشی به هم وصل شده و رفتار غیرخطی مصالح را در تحلیل ممکن می‌سازد. برای مدل‌سازی مصالح المان‌های صلب از دستور `UniaxialMaterial Elastic` استفاده گردید. جهت دسترسی به المان با صلبیت بالا مقدار مدول ارتجاعی مورد نیاز برای این دستور، ۱۰ برابر مدول ارتجاعی فولاد در نظر گرفته شد. به منظور معرفی مقاطع فولادی استفاده شده در ستون‌ها از دستور `Element ModElasticBeam2d` که توسط کراوینکلر و همکاران [۱۵] توسعه یافته است؛ استفاده گردید. برای استفاده از این دستور بایستی سه سختی حاصل از نمودار ممان-انحنای استخراج و مورد استفاده قرار گیرد. در این مطالعه برای هر یک از مقاطع با توجه به مشخصات هندسی و مکانیکی هر المان مقادیر لازم استخراج و در مدل‌سازی استفاده شد. جهت مدل‌کردن تیرهای قاب فولادی از روش مدل‌سازی اشاره شده در ستون‌ها بهره گرفته شد.

در مرحله بعد به منظور مدل‌سازی مفاصل متمرکز تیر و ستون از دستور `Compute HingeWColumn` برای مدل‌سازی مفاصل متمرکز و از دستور `Element ZeroLength` برای اتصال دو المان صلب توسط یک المان فنر پیچشی بدون بُعد استفاده گردید. در نهایت با استفاده از دستور `Elastic BeamColumn` المان‌های تیر و ستون مدل شدند.

۳-۵- مدل‌سازی ناحیه اتصال

در این تحقیق از روش پیشنهادی ایبارا^۲ و کراوینکلر برای مدل‌سازی ناحیه اتصال تیر و ستون قاب خمشی استفاده شد. در این روش از هشت عضو صلب خمشی و ۱۶ گره که دو به دو به هم بسته شده‌اند، استفاده گردید. رفتار ممان-انحنای اتصالات با توجه به نتایج آزمایشگاهی، با استفاده از فنر پیچشی با رفتار برشی جانمایی شده در یکی از گره‌های اتصال مدل‌سازی شد. در شکل (۳) نحوه مدل‌سازی گره اتصال نشان داده شده است.

۴-۵- معرفی الگوی جرم گره‌ای سازه

با توجه به این که مدل‌سازی در نرم‌افزار به صورت دوبعدی انجام گرفته است؛ جرم سازه باید به نحو مناسبی از مدل سه‌بعدی به مدل دوبعدی تبدیل یابد تا در زمان تناوب نوسان سازه، نیروی زلزله ناشی از اعمال شتاب‌نگاشت و مراحل تحلیل دینامیکی خلی وارد نگردد. نرم‌افزار `OpenSees` جرم سازه را به صورت ماتریس متمرکز در تحلیل‌های خود اعمال می‌کند، مقدار جرم لرزه‌ای سازه مطابق بارگذاری ثقلی مدنظر و همچنین با در نظر گرفتن کل بار مرده و ۲۰ درصد از بار زنده محاسبه گردید. سپس جرم گسترده به جرم متمرکز تبدیل شده و به گره‌ها اعمال گردید. شایان ذکر است که گره‌های تکیه‌گاهی فاقد جرم هستند؛ در این مطالعه مقدار جرم هر گره با توجه به عرض بارگیر و عرض تیر برای هر یک از گره‌ها محاسبه و در نرم‌افزار وارد شد.

² Ibarra

¹ Krawinkler



۶- صحت‌سنجی قاب ۵ طبقه

بعد از اتمام مدل‌سازی عددی قاب خمشی ۵ طبقه، به منظور اطمینان از روش مدل‌سازی، مدل تحت تحلیل مودال قرار گرفته و زمان تناوب مود اول سازه با مقدار به‌دست‌آمده در طراحی توسط نرم‌افزار Etabs مقایسه گردید. نتایج بررسی نشان داد که زمان تناوب به‌دست‌آمده توسط نرم‌افزار Opensees اختلاف ۰/۰۰۲ ثانیه با مقدار به‌دست‌آمده در نرم‌افزار Etabs دارد که این اختلاف قابل قبول فرض می‌گردد.

۷- رکوردهای زلزله انتخاب‌شده

در این تحقیق از شتاب‌نگاشت‌های پیشنهادی توسط FEMA-P695 (ATC-63) [۱۶] با ماهیت دور از گسل استفاده شد. در جدول (۲) مشخصات زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخابی نشان داده شده است. برای تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) هرکدام از زوج شتاب‌نگاشت‌ها که مقدار شتاب بیشینه بیش‌تری داشت، انتخاب و در تحلیل استفاده شد.

جدول ۲- مشخصات رکوردهای زلزله انتخاب‌شده [۱۶]

NO#	NGA#	Event	Year	Magnitue	Fault Type	R_jb[km]	R_rup[km]	Vs30[m/s]	Low. freq[Hz]	Duration[s]	Count	dt[s]	PGA[g]
1	68	San_Fernando	1971	6.6	Reverse	22.8	22.8	316.5	0.3	27.99	2800	0.01	0.209876
2	125	Friuli-Italy-01	1976	6.5	Reverse	15	15.8	424.8	0.1	36.34	7269	0.005	0.351329
3	125	Friuli-Italy-01	1976	6.5	Reverse	15	15.8	424.8	0.1	36.34	7269	0.005	0.314809
4	169	Imperial_Valley-06	1979	6.5	Strike-Slip	22	22	274.5	0.1	99.91	9992	0.01	0.351119
5	174	Imperial_Valley-06	1979	6.5	Strike-Slip	12.4	12.4	196.2	0.3	39.03	7807	0.005	0.379579
6	721	Superstition_Hills-02	1987	6.5	Strike-Slip	18.2	18.2	192.1	0.1	39.995	8000	0.005	0.357855
7	725	Superstition_Hills-02	1987	6.5	Strike-Slip	11.2	11.2	207.5	0.3	22.29	2230	0.01	0.446326
8	767	Loma_Prieta	1989	6.9	Reverse-Oblique	12.2	12.8	349.9	0.1	39.94	7989	0.005	0.555024
9	829	Cape_Mendocino	1992	7	Reverse	7.9	14.3	311.8	0.1	35.98	1800	0.02	0.548927
10	900	Landers	1992	7.3	Strike-Slip	23.6	23.6	353.6	0.1	43.98	2200	0.02	0.244803
11	953	Northridge-01	1994	6.7	Reverse	9.4	17.1	355.8	0.3	29.98	2999	0.01	0.516457
12	960	Northridge-01	1994	6.7	Reverse	11.4	12.4	308.6	0.1	19.98	1999	0.01	0.482002
13	1111	Kobe-Japan	1995	6.9	Strike-Slip	7.1	7.1	609	0.1	40.95	4096	0.01	0.509338
14	1116	Kobe-Japan	1995	6.9	Strike-Slip	19.1	19.1	256	0.1	40.95	4096	0.01	0.243233
15	1148	Kocaeli-Turkey	1999	7.5	Strike-Slip	10.6	13.5	523	0.1	29.995	6000	0.005	0.218836
16	1158	Kocaeli-Turkey	1999	7.5	Strike-Slip	13.6	15.4	276	0.2	27.18	5437	0.005	0.357876
17	1244	Chi-Chi-Taiwan	1999	7.6	Reverse-Oblique	10	10	258.9	0.1	89.995	18000	0.005	0.440103
18	1602	Duzce-Turkey	1999	7.1	Strike-Slip	12	12	326	0.1	55.89	5590	0.01	0.822429
19	1787	Hector_Mine	1999	7.1	Strike-Slip	10.3	11.7	684.9	0	45.3	4531	0.01	0.336769
20	1787	Hector_Mine	1999	7.1	Strike-Slip	10.3	11.7	684.9	0	45.3	4531	0.01	0.150246

۸- مدل‌سازی میرایی به‌منظور تحلیل دینامیکی

وجه تمایز تحلیل استاتیکی و دینامیکی، در نظر گرفتن عامل شتاب و میرایی در حل معادلات دیفرانسیل می‌باشد. با توجه به این که در این رساله جهت نیل به اهداف پژوهش از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی استفاده شده است، به‌منظور در نظر گرفتن میرایی سیستم از روش رایلی جهت تعریف میرایی کل سازه در مواجهه با شتاب گرانشی زمین استفاده گردید. میرایی رایلی با استفاده از رابطه (۲) بیان می‌گردد.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (2)$$

در رابطه اخیر، (C) میرایی کلی سیستم، (K) ماتریس سختی جانبی و (M) ماتریس جرم متمرکز می‌باشد. (α) و (β) بر اساس روابط (۳) و (۴) محاسبه می‌گردد.

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_1}{\omega_3} \quad (3)$$

$$\beta = \frac{2\xi_1\omega_1 - 2\xi_m\omega_m}{\omega_1^2 - \omega_m^2} \quad (4)$$

در این روابط (ω_m) فرکانس‌های طبیعی سیستم در مد mام می‌باشد که در این تحقیق از مد اول و سوم استفاده شده و (ξ) درصد میرایی بوده که در این مدل‌سازی ۵٪ فرض شده است.

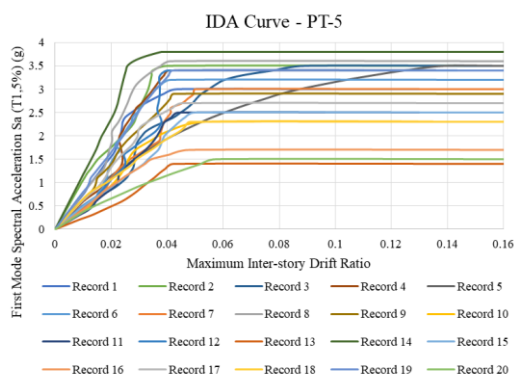
۹- گزینه‌های مختلف ساخت و نحوه نام‌گذاری

مدل‌های تحقیق

شش گزینه متفاوت حین ساخت با محوریت پیش‌تندگی و عدم پیش‌تندگی اتصالات طبقه در نظر گرفته شد. در جدول (۳) نحوه نام‌گذاری و شرح سناریوی مفروض، اشاره شده است. در ادامه تمام نتایج حاصل از تحقیق با استفاده از این روش نام‌گذاری بیان شده است.

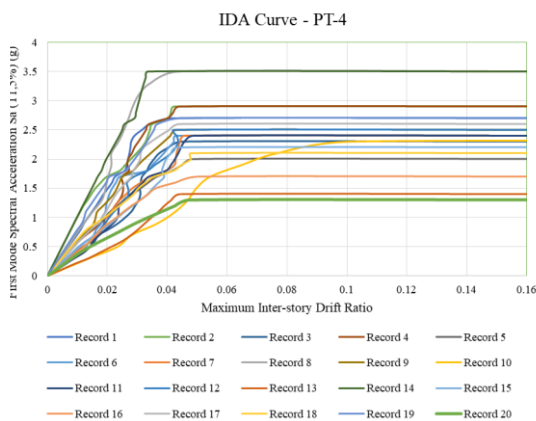
جدول ۳- حالت‌های مختلف حین ساخت و نحوه نام‌گذاری آن

ردیف	شرح گزینه	نام مدل
۱	تمام اتصالات طبقات پیش‌تنیده شده است.	PT-5
۲	به‌جز طبقه ۵ بقیه اتصالات پیش‌تنیده شده است.	PT-4
۳	به‌جز طبقات ۳، ۴ و ۵ بقیه اتصالات پیش‌تنیده شده است.	PT-3
۴	به‌جز طبقات ۲، ۳، ۴ و ۵ اتصالات پیش‌تنیده شده است.	PT-2
۵	بقیه اتصالات پیش‌تنیده شده است.	PT-1
۶	هیچ‌کدام از اتصالات پیش‌تنیده نشده است.	ST



شکل ۵- منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی مدل PT-5

با توجه به دستورالعمل Hazus حداکثر زاویه دررفت برای قاب خمشی فولادی کوتاه مرتبه $0/04$ رادین می‌باشد؛ که پس از این دوران، سازه عملاً ناپایدار و سطح عملکرد کامل را رد می‌کند. بنابراین در تمام تحلیل قاب‌های مفروض بعد از عبور عملکرد سازه از دررفت اشاره‌شده، تحلیل قطع گردید. در شکل (۶) منحنی IDA مدل PT-4 نشان داده شده است.



شکل ۶- منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی مدل PT-4

همان‌طور که در نمودار قابل مشاهده است با عدم پیش‌تنیدگی اتصالات طبقه ۵، سختی سیستم کاهش و رفتار دینامیکی سازه تغییر پیدا می‌کند. این تغییر در شتاب‌های بالا محسوس‌تر می‌باشد. در ادامه منحنی مدل‌های PT-3 تا ST مطابق حالت‌های معرفی شده در جدول (۳)، در شکل‌های (۷) الی (۱۰) نشان داده شده است.

۱۰- تحلیل غیرخطی دینامیکی افزایشی

از تحلیل غیرخطی دینامیکی افزایشی برای بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی استفاده شده است. مطابق روش انجام تحلیل IDA^۱، ابتدا باید سه شاخص اصلی ضریب مقیاس، شاخص شدت و شاخص خسارت در نظر گرفته شود. در این مطالعه، طیف پاسخ شتاب مود اول برای شاخص شدت لرزه‌ای، ضریب $1/Sa$ و گام افزایشی $0.1g$ برای ضریب مقیاس و زاویه دررفت نسبی بین طبقات برای شاخص خسارت در نظر گرفته شده است. هر سازه تا رسیدن به سطح عملکرد فروریزش مطابق دستورالعمل Hazus [۱۷] با گام‌های ثابت $0.1g$ مورد تحلیل قرار گرفت. در مجموع ۴۲۰۰ تحلیل غیرخطی دینامیکی تاریخچه زمانی جداگانه بر روی مدل‌ها انجام شد. در ادامه نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی برای هر یک از مدل‌ها به‌صورت جداگانه شرح داده می‌شود.

۱۰-۱- نتایج تحلیل غیرخطی دینامیکی افزایشی

تمام شش مدل مفروض تحت ۲۰ رکورد انتخابی زلزله، تحلیل و مقدار ماکزیمم زاویه دررفت بین طبقات به‌عنوان شاخص خسارت رکوردگیری شد. در شکل (۵) منحنی IDA مدل PT-5 نشان داده شده است.

^۱ Incremental Dynamic Analysis



۱۱- بررسی احتمال خرابی

در این بخش از مطالعه حاضر، نموداری از منحنی شکنندگی شش مدل مورد بررسی را برای چهار سطح عملکرد مطابق دستورالعمل Hazus رسم و مورد بررسی می‌شود [۱۷]. مطابق این دستورالعمل، چهار سطح عملکردی برای قاب خمشی مفروض است. در جدول (۴) مقادیر خرابی (زاویه دررفت بین طبقه) برای سطوح عملکردی مختلف قاب خمشی فولادی کوتاه مرتبه نشان داده شده است. بعد از رسم نمودار ظرفیت دینامیکی (IDA)، مطابق دستورالعمل Hazus برای چهار سطح عملکرد شاخص خسارت مشخص شد. ابتدا برای تمامی رکوردهای زلزله، مقدار طیف پاسخ شتاب مود اول مورد نیاز برای رسیدن به هر یک از سطوح عملکرد، برای تمامی شش مدل برداشت گردید؛ در ادامه با استفاده از مقدار میانه و انحراف معیار به دست آمده از جامعه آماری، برای هر یک از سطوح عملکرد منحنی شکنندگی رسم شد.

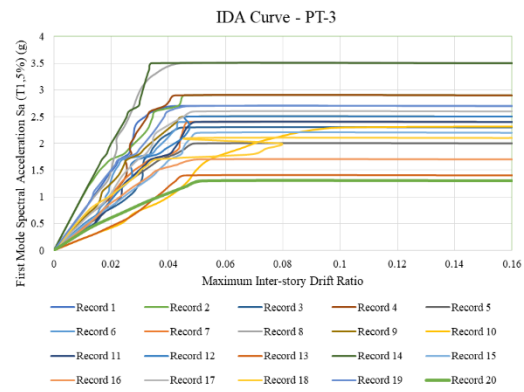
جدول ۴- مقادیر زاویه دررفت بین طبقات در سطوح عملکرد معرفی شده توسط دستورالعمل Hazus [۱۷]

سطح عملکرد	ماکزیمم زاویه دررفت بین طبقات
جزئی (Slight)	۰/۰۰۲۵
متوسط (Moderate)	۰/۰۰۵
گسترده (Extensive)	۰/۰۱۵
کامل (Complete)	۰/۰۴

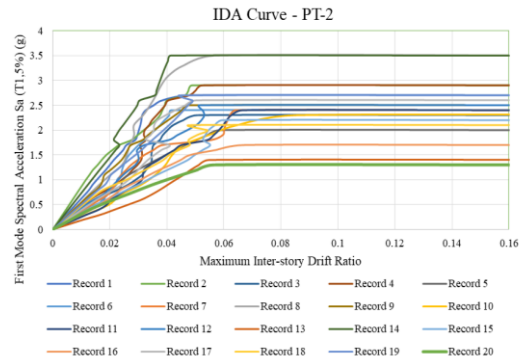
در ادامه برای هر مدل مورد بررسی، منحنی شکنندگی رسم و ارائه شده است.

۱۱-۱- منحنی شکنندگی قاب PT-5

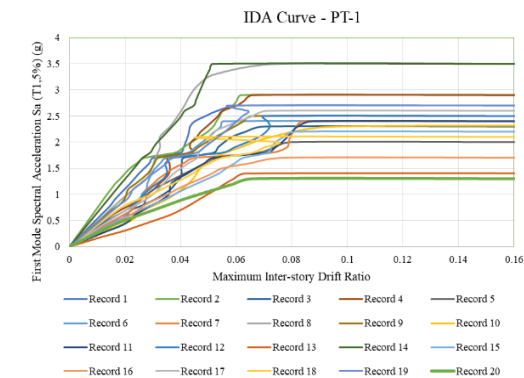
منحنی حاصل از یک توزیع احتمالاتی لگاریتمی نرمال برای قاب PT-5 در شکل (۱۱) نشان داده شده است [۱۸]. همان‌طور که در منحنی قابل مشاهده است، درحالی که تمامی پیچ‌های اتصال تیر و ستون در حالت پیش‌تنیدگی هستند، هرچقدر شتاب طیفی تجربه شده توسط قاب تحت رکورد زلزله افزایش پیدا می‌کند؛ احتمال فراگذشت رفتار سازه از سطوح عملکرد بیش‌تر می‌شود. روند این تغییر رفتار در سطوح عملکردی مختلف، متفاوت است. به طوری که میزان تغییرات احتمال خرابی با افزایش سطوح عملکرد، کاهش می‌یابد.



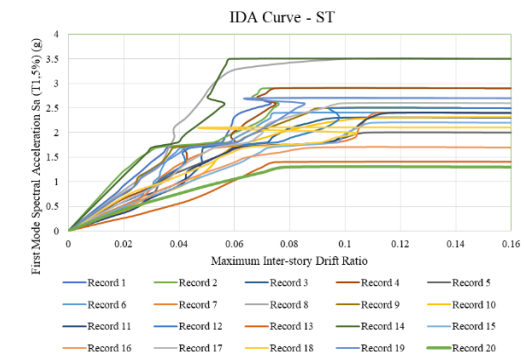
شکل ۷- منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی مدل PT-3



شکل ۸- منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی مدل PT-2



شکل ۹- منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی مدل PT-1



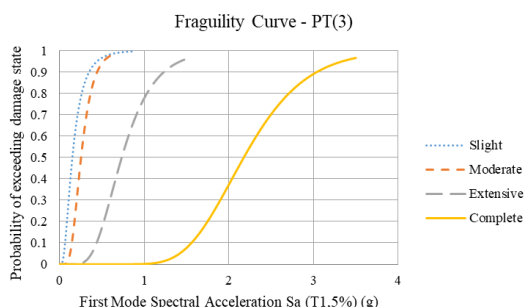
شکل ۱۰- منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی مدل ST

جدول ۶- مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح

عملکرد با احتمال ۶۰ درصد قاب PT-4				
Complete	Extensive	Moderate	Slight	Spectral acceleration of the first mode
2.3	0.82	0.27	0.17	$S_a^{60\%}(g)$

۱۱-۳- منحنی شکنندگی قاب PT-3

منحنی حاصل از یک توزیع احتمالاتی لگاریتمی نرمال برای قاب PT-3 در شکل (۱۳) نشان داده شده است. تمامی پیچ‌های اتصال تیر و ستون در طبقات ۱ الی ۳ در حالت پیش‌تندگی هستند، مانند سازه‌های قبلی هر چقدر شتاب طیفی تجربه شده توسط قاب تحت رکورد زلزله افزایش پیدا می‌کند، احتمال فراگذشت سازه از سطوح عملکرد تعیین شده بیش تر می‌شود.



شکل ۱۳- نمودار منحنی شکنندگی قاب PT-3

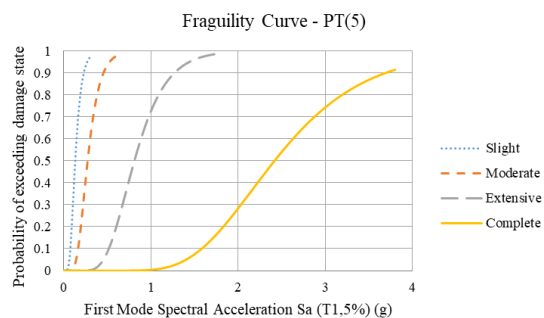
مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح عملکرد با احتمال ۶۰ درصد به شرح جدول (۷) است.

جدول ۷- مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح

عملکرد با احتمال ۶۰ درصد قاب PT-3				
Complete	Extensive	Moderate	Slight	Spectral acceleration of the first mode
2.22	0.81	0.128	0.18	$S_a^{60\%}(g)$

۱۱-۴- منحنی شکنندگی قاب PT-2

نمودار حاصل از یک توزیع احتمالاتی لگاریتمی نرمال برای قاب PT-2 در شکل (۱۴) نشان داده شده است.



شکل ۱۱- نمودار منحنی شکنندگی قاب PT-5

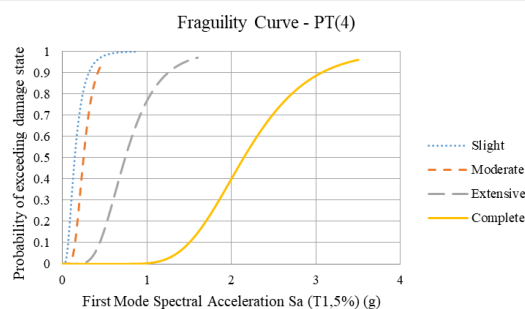
به‌عنوان مثال مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح عملکرد با احتمال ۶۰ درصد به شرح جدول (۵) است.

جدول ۵- مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح

عملکرد با احتمال ۶۰ درصد قاب PT-5				
Complete	Extensive	Moderate	Slight	Spectral acceleration of the first mode
2.63	0.87	0.32	0.15	$S_a^{60\%}(g)$

۱۱-۲- منحنی شکنندگی قاب PT-4

منحنی حاصل از یک توزیع احتمالاتی لگاریتمی نرمال برای قاب PT-4 در شکل (۱۲) نشان داده شده است. همان‌طور که در منحنی مشخص است در حالتی که تمامی پیچ‌های اتصال تیر و ستون در طبقات ۱ الی ۴ در حالت پیش‌تندگی هستند، می‌توان بیان کرد هر چقدر شتاب طیفی وارد بر سازه در اثر رکورد زلزله افزایش پیدا کند احتمال عبور سازه از سطوح عملکرد مشخص شده بیش تر می‌شود. روند این تغییر رفتار در سطوح عملکردی مختلف متفاوت است و میزان تغییرات احتمال خرابی با افزایش سطوح عملکرد، کاهش می‌یابد.

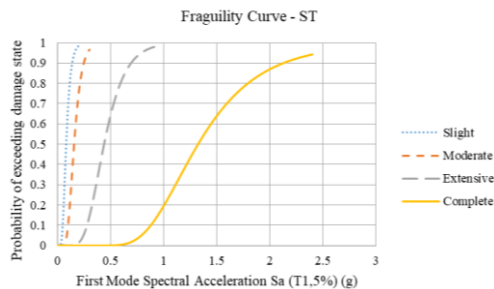


شکل ۱۲- نمودار منحنی شکنندگی قاب PT-4

مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح عملکرد با احتمال ۶۰ درصد به شرح جدول (۶) است.

۱۱-۶- منحنی شکنندگی قاب ST

منحنی حاصل از یک توزیع احتمالاتی لگاریتمی نرمال برای قاب ST در شکل (۱۶) نشان داده شده است. همانطور که در منحنی مشخص است، درحالی که تمامی پیچ‌های اتصال تیر و ستون در حالت بست اولیه هستند، مانند تمام حالات قبلی هر چقدر شتاب طیفی تجربه شده توسط قاب تحت رکورد زلزله افزایش پیدا می‌کند، احتمال فراگذشت رفتار سازه از سطوح عملکردی بیشتر می‌شود. روند این تغییر رفتار در سطوح عملکردی مختلف متفاوت است. به طوری که میزان تغییرات احتمال خرابی با افزایش سطوح عملکردی، کاهش می‌یابد.



شکل ۱۶- نمودار منحنی شکنندگی قاب PT-1

مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح عملکردی با احتمال ۶۰ درصد به شرح جدول (۱۰) است.

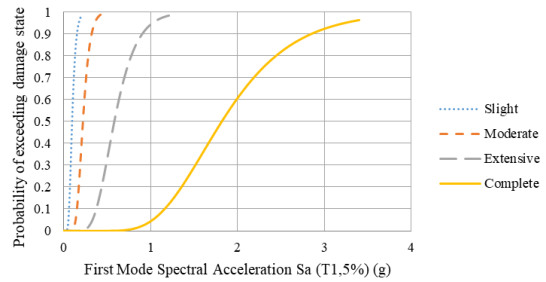
جدول ۱۰- مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح عملکردی با احتمال ۶۰ درصد قاب ST

Complete	Extensive	Moderate	Slight	Spectral acceleration of the first mode
1.99	0.64	0.238	0.105	$S_a^{60\%}(g)$

۱۲- بررسی منحنی شکنندگی در چهار سطح عملکرد

برای بررسی بهتر و آگاهی از روند تغییرات عملکرد سازه، مقایسه منحنی شکنندگی هر شش مدل برای یک سطح عملکرد مشخص بررسی و در یک نمودار ترسیم گردید. روند تغییرات احتمال خرابی در سطح عملکرد جزئی در شکل (۱۷) نشان داده شده است.

Fragility Curve - PT(2)



شکل ۱۴- نمودار منحنی شکنندگی قاب PT-2

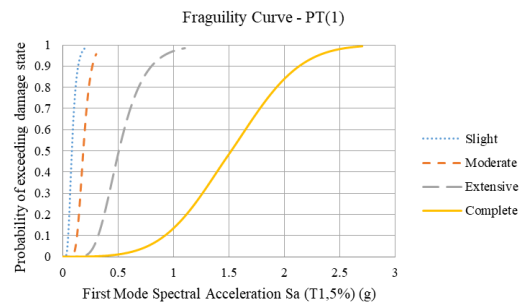
مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح عملکردی با احتمال ۶۰ درصد به شرح جدول (۸) است.

جدول ۸- مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح عملکردی با احتمال ۶۰ درصد قاب PT-2

Complete	Extensive	Moderate	Slight	Spectral acceleration of the first mode
1.99	0.64	0.238	0.105	$S_a^{60\%}(g)$

۱۱-۵- منحنی شکنندگی قاب PT-1

منحنی حاصل از یک توزیع احتمالاتی لگاریتمی نرمال برای قاب PT-1 در شکل (۱۵) نشان داده شده است.



شکل ۱۵- نمودار منحنی شکنندگی قاب PT-1

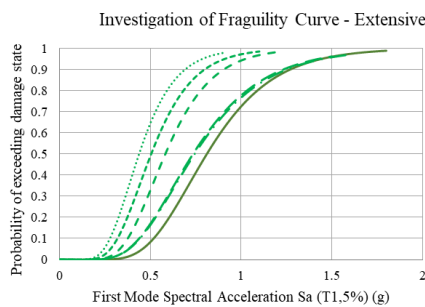
مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح عملکردی با احتمال ۶۰ درصد به شرح جدول (۹) است.

جدول ۹- مقدار شتاب طیفی مود اول لازم برای عبور از سطوح عملکردی با احتمال ۶۰ درصد قاب PT-1

Complete	Extensive	Moderate	Slight	Spectral acceleration of the first mode
1.65	0.55	0.197	0.089	$S_a^{60\%}(g)$



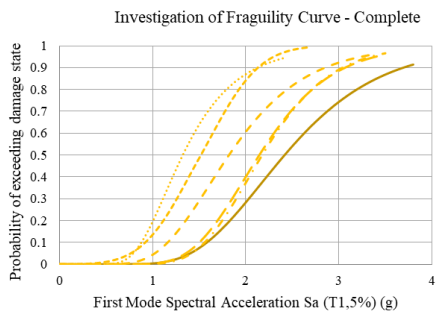
روند تغییرات احتمال خرابی در سطح عملکرد گسترده در شکل (۱۹) نشان داده شده است.



شکل ۱۹- منحنی شکنندگی مدل‌های تحقیق برای سطح عملکرد گسترده

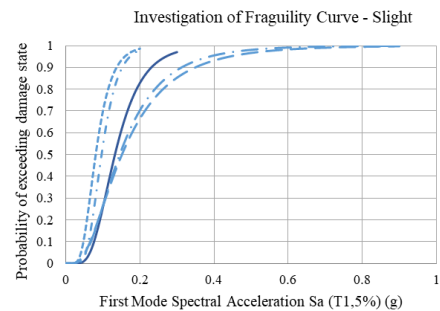
نمودار شکل (۱۹) نشان می‌دهد رفتار مدل‌ها در سطح عملکرد گسترده با افزایش بست اولیه در طبقات قاب، نرم‌تر شده و دررفت‌ها افزایش می‌یابد. میزان تغییرات دررفت نسبت به تغییرات سختی سازه مانند سطح عملکرد متوسط روند ثابتی را طی نمی‌کند؛ به طوری که تغییرات زاویه دررفت طبقات و پیرو آن احتمال خرابی قاب‌های ۳ و ۴ طبقه با بست ثانویه خیلی نزدیک به هم در سطح عملکرد متوسط است.

روند تغییرات احتمال خرابی در سطح عملکرد کامل در شکل (۲۰) نشان داده شده است.



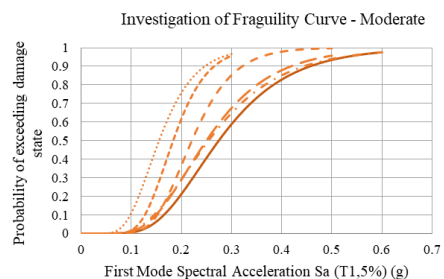
شکل ۲۰- منحنی شکنندگی مدل‌های تحقیق برای سطح عملکرد کامل

در سطح عملکرد کامل نیز رفتار مدل‌ها با افزایش بست اولیه در طبقات نرم‌تر شده و دررفت‌های بزرگ‌تری را تجربه می‌کنند. میزان تغییرات دررفت نسبت به تغییرات سختی سازه مانند سطح عملکرد متوسط روند ثابتی را طی نمی‌کند؛ به طوری که تغییرات زاویه دررفت طبقات و در پی آن احتمال خرابی قاب‌های ۳ و ۴ طبقه با بست ثانویه خیلی نزدیک به هم در سطح عملکرد متوسط است. با توجه به این که سازه برای عبور از این سطح عملکرد نیاز به شتاب بالایی دارد میزان تغییرات زاویه دررفت نسبت به روند تغییرات سختی ناشی از عدم بست اولیه ملایم‌تر و روند



شکل ۱۷- منحنی شکنندگی مدل‌های تحقیق برای سطح عملکرد جزئی

از شکل (۱۷) قابل مشاهده است که در سطح عملکرد جزئی رفتار مدل‌ها با افزایش بست اولیه در طبقات، نرم‌تر شده و دررفت‌های بزرگ‌تری را تجربه می‌کنند. البته در مدل‌های PT-3 و PT-4 این رفتار از یک شتاب طیفی مشخصی روند متفاوت‌تری داشت؛ که به نظر می‌رسد برخلاف کاهش سختی، بحث کاهش نیاز تأثیر زیادی در تحلیل داشته است. به عنوان مثال در شتاب‌های طیفی نزدیک ۰/۲ شتاب گرانش مدل‌های مذکور احتمال خرابی کم‌تری نسبت به مدل با پیش‌تنیدگی تمام اتصالات دارد. دلیل این امر می‌تواند بحث افزایش میرایی در اثر لقی اتصالات و عدم پیش‌تنیدگی باشد. روند تغییرات احتمال خرابی در سطح عملکرد متوسط در شکل (۱۸) نشان داده شده است.



شکل ۱۸- منحنی شکنندگی مدل‌های تحقیق برای سطح عملکرد متوسط

همان‌طور که از این منحنی قابل مشاهده است، در سطح عملکرد متوسط رفتار مدل‌ها با افزایش بست اولیه در طبقات، قاب نرم‌تر شده و دررفت‌های بزرگ‌تری را تجربه می‌کند. میزان تغییرات دررفت نسبت به تغییرات سختی سازه خطی نبوده و روند ثابتی را طی نمی‌کند؛ به طوری که تغییرات زاویه دررفت طبقات و پیرو آن احتمال خرابی قاب‌های ۳ و ۴ طبقه بست ثانویه خیلی نزدیک به هم در سطح عملکرد متوسط است.

ثابتی را تجربه می‌کند. ولی همچنان احتمال خرابی مدل‌های PT-3 و PT-4 مشابه می‌باشد.

۱۳- جمع‌بندی

با بررسی نمودارهای IDA، شش مدل مفروض مشخص گردید که با بست اولیه، سختی سیستم کاهش پیدا کرده و ظرفیت دینامیکی نیز کاهش می‌یابد. روند تغییرات ظرفیت دینامیکی متأثر از محتوای فرکانسی و میرایی سیستم بود؛ به‌طوری‌که با افزایش عدم اجرای بست ثانویه در سازه، اتصالات رفتار نیمه‌صلب داشته و بحث میرایی و کاهش نیاز لرزه‌ای ناشی از آن محسوس‌تر می‌باشد. این روند در شتاب‌های پایین‌تر، بیش‌تر مشاهده شد. به‌طورکلی در سطوح عملکرد جزئی و متوسط تأثیر عدم اجرای بست ثانویه با توجه به لقی اتصالات و نیاز به دررفت‌های پایین‌تر تا رسیدن با این سطح از عملکرد بیش‌تر می‌باشد. در عملکرد سازه ۵ طبقه برای گزینه مربوط به عدم بست ثانویه ۱ و ۲ طبقه تفاوت چندانی مشاهده نشد. هرچقدر سازه شتاب‌های بالایی را تجربه کرد این تفاوت، بیش‌تر و پیرو آن احتمال خرابی افزایش پیدا کرد. اختلاف شتاب طیفی مورد نیاز برای عبور از سطوح عملکرد مفروض برای دو قاب با بست ثانویه تمام طبقات و بدون بست ثانویه بین ۵۰ الی ۶۰ درصد مشاهده گردید. به‌عنوان مثال احتمال عبور از سطح عملکرد کامل قاب PT-5 برای شتاب طیفی ۲ برابر شتاب گرانشی زمین، در حدود ۳۰ درصد است؛ درحالی‌که این احتمال برای قاب ST بالای ۸۵ درصد مشاهده شد. با کاهش سطح عملکرد سازه این اختلاف کم‌تر گردید.



- [15] Ibarra, L.F., Medina, R.A., and Krawinkler, H. (2005), "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 34, no. 12, pp. 1489-1511.
- [16] Applied Technology Council, (2009), "Quantification of building seismic performance factors", US Department of Homeland Security, FEMA.
- [17] HAZUS MH-MR5, (2003), F.N. methodology, Washington DC, USA.
- [18] Razmkhah, M.H., Kouhestanian, H., Shafaei, J., Pahlavan, H., and ShamekhiAmiri, M. (2021), "Probabilistic Seismic Assessment of Moment Resisting Steel Buildings Considering Soft-story and Torsional Irregularities", *International Journal of Engineering*, vol. 34, no. 11, pp. 2476-2493.
- [1] Schneider, S.P., and Teeraparbong, I. (2002), "Inelastic Behavior of Bolted Flange Plate Connections", *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, no. 4, pp. 492-500.
- [2] Roeder, C.W. (2002), "Connection performance for seismic design of steel moment frames", *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, no. 4, pp. 517-525.
- [3] Hamburger, R.O. (2006), "Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications, ANSI/AISC 358-05", in *Structures Congress: Structural Engineering and Public Safety*, pp. 1-8.
- [4] FEMA-351, (2000), "Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings".
- [5] Coelho, A.M.G., Bijlaard, F.S., and daSilva, L.S. (2004), "Experimental assessment of the ductility of extended end plate connections", *Engineering Structures*, vol. 26, no. 9, pp. 1185-1206.
- [6] Maggi, Y.I., Gonçalves, R.M., Leon, R.T., and Ribeiro, L.F.L. (2005), "Parametric analysis of steel bolted end plate connections using finite element modeling", *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 61, no. 5, pp. 689-708.
- [7] Guo, B., Gu, Q., and Liu, F. (2006), "Experimental behavior of stiffened and unstiffened end-plate connections under cyclic loading", *Journal of Structural Engineering*, vol. 132, no. 9, pp. 1352-1357.
- [8] Abidelah, A., Bouchaïr, A., and Kerdal, D. (2012), "Experimental and analytical behavior of bolted end-plate connections with or without stiffeners", *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 76, pp. 13-27.
- [9] Culache, G., Byfield, M., Ferguson, N., and Tyas, A. (2017), "Robustness of beam to column end-plate moment connections with stainless steel bolts subjected to high rates of loading", *Journal of Structural Engineering*, vol. 143, no. 6, pp. 1-12.
- [10] Saberi, H., Kheyroddin, A., and Gerami, M. (2017), "Seismic strengthening of weak bolted end plate connections using welded haunches", *International Journal of Steel Structures*, vol. 17, no. 2, pp. 743-755.
- [11] Yee, Y.L., and Melchers, R.E. (1986), "Moment-rotation curves for bolted connections", *Journal of Structural Engineering*, vol. 112, no. 3, pp. 615-635.
- [۱۲] آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۳)، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی.
- [۱۳] مقررات ملی ساختمان ایران (۱۴۰۱)، مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، ایران.
- [۱۴] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، بارهای وارد بر ساختمان، (۱۳۹۸)، وزارت