

مطالعه ی رفتار سیستم قاب با ستون پیوند شده (LCF) طراحی شده مبتنی بر عملکرد، تحت زلزله‌های حوزه ی دور و نزدیک

مجید قلهکی^{۱*}، فرنام فروزان^۲، امید رضایی^۳

۱-دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

چکیده

در این مقاله، نوع جدیدی از سیستم باربر لرزه ای به نام سیستم قاب با ستون پیوند شده (LCF) به منظور مستهلک نمودن انرژی زلزله و بازگشت سریع سازه به خدمت رسانی، مورد مطالعه ی عددی قرار گرفته است. این سیستم با رفتار تیر پیوند شکل پذیر به عنوان فیوز برشی، در سطوح مختلف زلزله، سبب کاهش و یا عدم آسیب در دیگر اعضاء سازه می شود. جهت بررسی رفتار سازه ای این سیستم تحت زلزله های حوزه ی نزدیک و دور از گسل، پس از صحت سنجی مدل های آزمایشگاهی، سازه های ۳، ۶ و ۹ طبقه بر اساس روش مبتنی بر عملکرد، طراحی شده و رفتار آنها تحت نگاشت های اصلاح شده ی ۷ زلزله ی نزدیک و ۷ زلزله ای دور از گسل مورد بررسی قرار گرفته است. با توجه به نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی، بیشینه درصد دررفت میان طبقه ای در حوزه ی نزدیک در سازه های فوق به ترتیب برابر ۳/۹۱، ۱/۰۸ و ۱/۶۵ درصد و نیز بیشینه درصد دررفت میان طبقه ای در حوزه ی دور به ترتیب برابر ۱/۷۴، ۳/۹۱ و ۴/۰۶ درصد به دست آمده که در نیمه ی پایینی سازه های طراحی شده رخ داده و با توجه به مقایسه تغییرمکان ماکزیمم و درصد دررفت های میان طبقه ای به دست آمده با سازه های طراحی شده به روش پیشنهادی شعبی و همکاران و همچنین ملکوتیان و همکاران، سازه دارای تغییرمکان ماکزیمم و درصد دررفت میان طبقه ای کنترل شده است.

کلمات کلیدی: سیستم قاب با ستون پیوند شده، طراحی مبتنی بر عملکرد، زلزله ی حوزه ی دور و نزدیک.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
10.22065/JSCE.2019.154693.1698	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/JSCE.2019.154693.1698	۱۳۹۹/۰۴/۰۱	۱۳۹۹/۰۴/۰۱	۱۳۹۷/۱۰/۱۵	۱۳۹۷/۱۰/۱۵	۱۳۹۷/۰۸/۱۱
			*نویسنده مسئول:		مجید قلهکی
			پست الکترونیکی:		mgholhaki@semnan.ac.ir

A Study on the Performance-Based Seismic Design of Linked Column Frame (LCF) System Subjected to Near and Far-Field Earthquakes

majid Gholhaki^{*1}, farnam foroozan², Omid Rezayfar¹

¹ Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran
² semnan university

ABSTRACT

This paper deals with numerical study of a newly developed seismic load resisting system called "linked column frame (LCF) system" which can be used to dissipate the earthquake energy and aids the structure to quickly revert to the serviceability level. Dominant behavior of this system resembles that of the ductile link beam and as the shear fuse, it mitigate structural damages in various seismic events. In order to investigate the structural behavior of this in the event of near and far-field earthquakes, after validation of the models by means of laboratory models, 3, 6 and 9-storey buildings were designed making use of performance based design approach and then, the earthquake-induced responses were investigated by applying near and far-field earthquake records. Based on the results derived from the nonlinear dynamic analysis, the maximum inter-storey drift developed by the near and far-field earthquakes are equal to 3.91, 1.08, 1.65% and 1.74, 3.91 and 4.06, respectively. These values are related to the lower half of the building's height and in compliance with the comparison between maximum displacement and inter-storey drifts obtained by the method proposed by Shoeibi and Malakoutian et al; the structure takes advantage of the controlled maximum and inter-storey drifts.

ARTICLE INFO

Receive Date: 02 November 2018
Revise Date: 03 February 2021
Accept Date: 05 January 2019

Keywords:

Linked Column Frame (LCF) System, Performance Based Design (PBD), Near Field Earthquake, Far Field Earthquake, Drift.

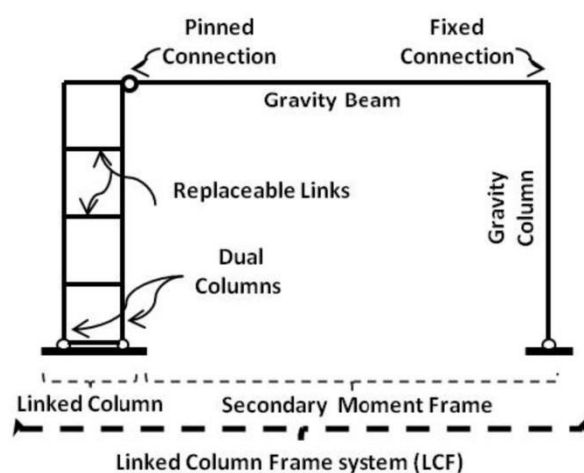
All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.154693.1698

*Corresponding author: Somayyeh Karimiyan
Email address: mgholhaki@semnan.ac.ir

۱- مقدمه

امروزه با توجه به زلزله خیز بودن کشور ایران و اهمیت این موضوع، استفاده از سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای که قابلیت بازگشت پذیر بودن در مدت زمان کوتاه و با هزینه ی کم را داشته باشند؛ حائز اهمیت می‌باشد که سیستم قاب با ستون پیوند شده (LCF) جزء جدیدترین سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای می‌باشد که توسط دوسیکا و همکاران [۱] ارائه گردیده است. به‌طور کلی این سیستم شامل دو سیستم قاب خمشی (MF) به همراه ستون‌های با فاصله ی کوتاه متصل شده با تیر پیوند (LC) است (شکل ۱). تیرهای پیوند قابل تعویض بکار گرفته شده در این سیستم، در ابتدا تأمین‌کننده ی سختی اولیه ی سیستم بوده و سپس با استهلاک انرژی ناشی از تسلیم رفتار غیرخطی، شکل-پذیری را از خود به نمایش می‌گذارند. رفتار تیرهای پیوند در سیستم LCF براساس طول تیر پیوند همانند مهاربندهای برون محور (واگرا) دارای تسلیم برشی یا خمشی می‌باشند که به علت بکارگیری از اعضاء معمولی سازه به عنوان فیوز تسلیم شونده از نظر تعویض، ساخت و نصب قطعات بسیار ساده و اقتصادی و مناسب کشور ما است.



شکل ۱: نمای شماتیک قاب با ستون پیوند شده

یون و همکاران [۲] و لی و فوتج [۳] براساس آنالیزهای دینامیکی غیرخطی و تئوری اعتمادپذیری، ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی را مورد مطالعه قرار دادند. نتایج آنان نشان داد که ساختمان‌های طراحی شده بر اساس دستورالعمل SAC و با اتصالات پیش تأیید شده، دارای سطح اطمینان بیشتری نسبت به ساختمان‌های پیش از نورتریج برای آستانه ی فروریزش^۱ در سطح خطر کمتر از دو درصد در پنجاه سال و برای خدمت‌رسانی بی‌وقفه^۲ در سطح خطر کمتر از پنجاه درصد در پنجاه سال هستند. همچنین، مطالعات آنان نشان داد که قاب‌های مقاوم طرح شده براساس NEHRP-1997 و اتصالات پیش تأیید شده نیز دارای عملکرد بهتری نسبت به سازه‌های پیش از نورتریج است.

عسگریان و همکاران [۴]، در مطالعات خود با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی و با ضوابط FEAM-350، میزان خرابی و آسیب در قاب‌های خمشی با شکل پذیری زیاد^۳ در مقایسه با قاب‌های خمشی با شکل پذیری متوسط^۴ و معمولی^۵ را مورد بررسی قرار دادند، نتیجه ی این تحقیق برای یک زلزله ی مشخص نشان داد، تمامی قاب‌ها برای سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه فراتر نرفته است، سطح عملکرد آستانه ی فروریزش برای قاب‌های خمشی معمولی حاصل نشد و نیز اتصالات آن‌ها قادر به تحمل تغییرشکل‌های

¹ Collapse Prevention

² Immediate Occupancy

³ Special Moment Frame (SMF)

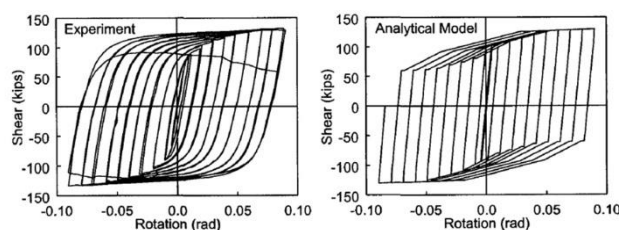
⁴ Intermediate Moment Frame (IMF)

⁵ Ordinary Moment Frame (OMF)

غیرالاستیک نبودند. با توجه به توضیحات فوق می توان نتیجه گیری کرد که قاب های خمشی برای تحمل بارهای ناشی از زلزله باید وارد رفتار غیرالاستیک شده که این به مفهوم آسیب سازه ای و در نتیجه سبب از دست رفتن استفاده از سازه و اعمال هزینه های سنگین بازسازی خواهد بود. این مسئله انگیزه ای قوی جهت ابداع و یا استفاده از سیستم های باربر سازه ای با قابلیت بازسازی آسان و بدون خرابی در اعضاء باربر ثقلی ایجاد می نماید.

سیستم قاب های مهاربندی شده ی واگرا^۶، ابتدا از سال ۱۹۷۰ میلادی در ژاپن بکار گرفته شد. از حدود سال ۱۹۸۰ میلادی در امریکا، مطالعات گسترده ی تحلیلی و آزمایشگاهی در دانشگاه برکلی بر روی این سیستم و اجزاء آن صورت پذیرفت.

ریچاردز و یوانگ [۵] و [۶]، به جهت بررسی و تحقیق بر روی قاب های EBF و تیرهای پیوند از نظر نسبت پهنا به ضخامت بال، نیاز دوران غیرالاستیک در اعضاء پیوند و همچنین فاصله ی سخت کننده ها، به بررسی نه سازه ی مهاربندی شده واگرا که براساس اجزاء محدود مدلسازی شده و تحت بیست رکورد مقیاس شده ی مختلف زلزله قرار گرفتند پرداخته و نتایج بدست آمده از این تحقیق جهت سنجش دوران تیر پیوند به صورت تابعی از طول پیوند و هندسه ی سیستم و جهت تصحیح بارگذاری آزمایشگاهی بکار رفته است. همچنین برای بررسی شرایط لازم جهت جلوگیری از کمانش موضعی در بال و جان از نتایج تحلیل های غیرخطی مانند (شکل ۲) استفاده شده است.



شکل ۲. مقایسه بین نتایج آزمایش تجربی و تحلیلی (ریچاردز [۵] و [۶])

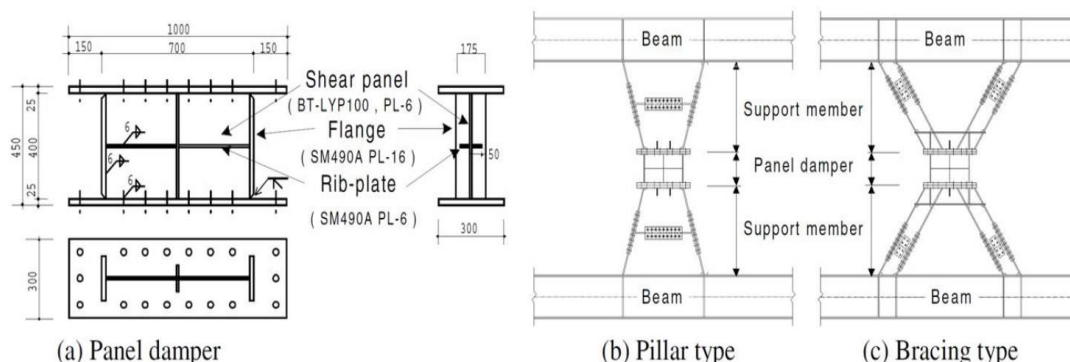
تا پیش از روادر و پوپوف [۷]، که ایده ی قاب مهاربند واگرا را معرفی نمودند، مفهوم دقیقی برای فیوز شکل پذیر وجود نداشت. در واقع، تیر پیوند بکار رفته در سیستم (EBF)، به علت آنکه جهت استهلاک انرژی توسط تغییر شکل غیرالاستیک طراحی شده بود، عضو فیوز شکل پذیر نامیده شد. فینتل و قاش، [۸] نیز مفهوم فیوز سازه ای را برای تیرهای قاب خمشی طرح شده با ستون قوی و تیر ضعیف استفاده کردند. اگرچه هردو سیستم سازه ای بیان شده به جهت تسلیم شدن رفتار لرزه ای، سازه را کنترل می نمایند، اما غیر قابل تعویض بوده و زمان بازگشت سازه به حالت پیش از زلزله نیز برای آن ها زمان بر می باشد. یکی از انواع سیستم های فدا شونده به جهت استهلاک انرژی در سازه اصلی، مهاربندهای کمانش ناپذیر BRB بوده که نخستین بار در ژاپن مورد استفاده قرار گرفته است. ساکی و همکاران [۹]، ایواتا و همکاران [۱۰]، سابلی و همکاران [۱۱]، عملکرد سیستم های BRB را مورد بررسی قرار داده و نشان دادند که رفتار مورد انتظار در سازه ی اصلی در حد الاستیک باقیمانده و کلیه ی خرابی ها در داخل مهاربندها رخ می دهند.

از دیگر انواع اجزاء فولادی مستهلک کننده انرژی، صفحات برشی می باشند (شکل ۳). ناکاشیما^۷ [۱۲]، دو مدل تحلیلی برای این صفحات ارائه نمود، که علاوه بر سازگار بودن با نتایج آزمایشگاهی توانایی پیش بینی زوال مقاومت و کرنش های سخت شدگی را دارا بودند. نتایج تحقیقات آزمایشگاهی و تحلیلی تسای و همکاران (۲۰۰۱) که بر روی اجزاء صفحات برشی برای فولادهای پر مقاومت و کم مقاومت انجام شد، نشان داد، که این صفحات توانایی بسیار خوبی جهت استهلاک انرژی داشته و تغییر شکل های غیرالاستیک در اتصالات تیر به ستون در قاب های خمشی را کاهش می دهند. چن^۸ و همکاران [۱۳] نیز با مطالعه بر روی انواع صفحات برشی فولادی تقویت شده، نتیجه گرفتند، که عملکرد این سیستم بسیار به کمانش جان وابسته است.

⁶ Eccentric Braced Frame (EBF)

⁷ Nakashima

⁸ Chen



شکل ۳. صفحه ی برشی مستهلک کننده و نحوه اتصال به قاب [۱۲]

اساس ایده ی سیستم قاب با ستون پیوند شده در سال ۲۰۰۰ و بر مبنای کارها و تحقیقات صورت گرفته توسط نادر^۹ و همکاران [۱۴]، در طراحی پل‌های دهانه ی بلند شکل گرفت. نادر و همکاران [۱۴]، هنگام طراحی پل جدید سن فرانسیسکو- اوکلندبی از تیرپیوند قابل تعویض بین ستون‌های پایه ی پل که دارای مکانیزم تسلیم خوب در برابر بارهای جانبی است استفاده کردند.

ملکوتیان و همکاران [۱۵] نیز با تحقیقات عددی بر روی قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه ساختمانی‌های پروژه ی تحقیقاتی SAC (FEMA-353)، روشی جهت طراحی سیستم LCF ارائه نمودند. که این روش طراحی دارای سه عملکرد مجزا الاستیک خطی، خدمت‌رسانی بی‌وقفه و آستانه ی فروریزش بود. نتایج تحلیل آنان نشان داد که این سیستم توانایی خوبی برای محدود نمودن خرابی دارد. همچنین برای محاسبه ی ضرایب مربوط به عملکرد لرزه‌ای نظیر ضریب رفتار (R)، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) و ضریب بزرگنمایی جابجایی (C_d)، ملکوتیان [۱۶] مطالعات گسترده‌ای با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی و استاتیکی بر پایه ی دستورالعمل FEMA-P695 [۱۷] انجام داد.

با توجه به پیشرفت‌های صورت گرفته در روش‌های طراحی سیستم‌های سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله و نیز وجود ضعف‌هایی در روش طراحی مبتنی بر نیرو از جمله قادر نبودن به تعیین پاسخ غیرالاستیک سازه و نیز ارائه ندادن ارزیابی دقیقی از نحوه و میزان خرابی در سازه، امروزه روش‌های طراحی سیستم‌های سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله، در حال تغییر از روش‌های مبتنی بر نیرویی^{۱۰} به روش‌های مبتنی بر اساس عملکرد^{۱۱} که مبتنی بر جابجایی بوده و با تعیین پاسخ‌های غیرالاستیک سازه نظیر تغییر شکل‌های غیرالاستیک، شکل پذیری و انرژی پسماند قادر به ارزیابی و تعیین خرابی سازه می‌باشند است. در تمام طراحی‌های پیشنهاد شده، نظیر روش طیف نقطه ی تسلیم^{۱۲} [۱۸]، روش نیروی جانبی اصلاح شده^{۱۳} [۱۹] و روش طرح مستقیم مبتنی بر جابجایی^{۱۴} [۲۰] جهت ارزیابی طراحی در این روش‌ها استفاده از تحلیل‌های غیرالاستیک استاتیکی یا دینامیکی ضروری است.

شیباتا و سوزن [۲۱]، در سال ۱۹۷۶ اولین کسانی بودند که برای محاسبه و تعیین عملکرد غیرالاستیک در سازه ی بتنی، مفهوم سازه ی معادل را ارائه نمودند. بر پایه ی این روش، پریستلی و همکاران [۲۰]، روش طراحی مستقیم مبتنی بر جابجایی را در سال ۲۰۰۳ ارائه نمودند که امروزه یکی از متداول‌ترین روش‌های طراحی در این زمینه است. اصول اولیه ی این روش، بر پایه ی ایده‌آل سازی یک سازه غیرالاستیک با یک نوسانگر الاستیک یک درجه ی آزادی با سختی و استهلاک معادل استوار است و بر خلاف روش نیرویی از جابجایی یا رانش هدف برای طراحی استفاده می‌شود که بر اساس این رانش هدف، سختی و میزان استهلاک سازه در طی مراحل تکراری مشخص خواهد شد.

⁹ Marwan Nader

¹⁰ Force-based seismic design (FBS D)

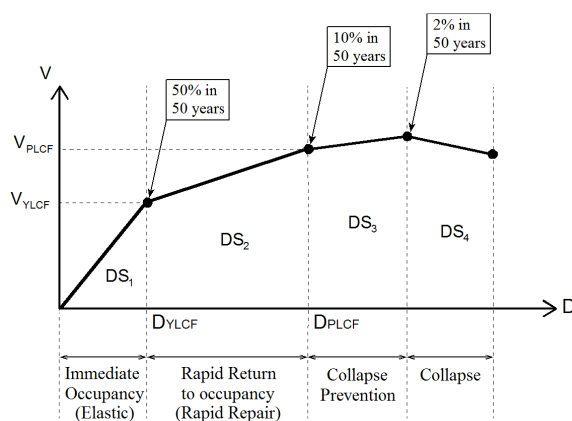
¹¹ Performance-based seismic design (PBS D)

¹² Yield point spectra method (YPS M)

¹³ Modified lateral force procedure (MLFP)

¹⁴ Direct displacement-based design (DDBD)

یکی از جدیدترین و قدرتمندترین روش‌های طراحی ارائه شده جهت توسعه ی طرح مستقیم مبتنی بر جابجایی، روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد¹⁵ بوده که توسط گوئل [۲۲] و [۲۳] در سال ۲۰۰۴ ارائه شده است. این روش، براساس تعادل انرژی بین تغییرشکل غیرالاستیک یک سازه و مکانیزم فروریختگی فرضی در آن می‌باشد که از جمله ویژگی آن، همگرایی سریع و دقت قابل قبول در دستیابی به عملکرد مورد نظر در طراحی سازه است. در واقع ایده ی اصلی روش طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد برای سیستم سازه‌ای قاب با ستون پیوند شده توسط شعیبی و همکاران [۲۴] نیز بر پایه ی این روش بیان شده است. به جهت استفاده از حداکثر کارایی و رسیدن به اهداف در نظر گرفته شده برای سیستم LCF، جهت طراحی این سیستم؛ عملکرد هدف و سطوح خطر مربوط به این سیستم در منحنی رفتاری نیروی برش پایه، V برحسب جابجایی بام، Δ مطابق (شکل ۴) آورده شده است که در آن مقدار برش پایه و جابجایی بام در اولین مفصل پلاستیک در تیرهای پیوند LCF با V_{YLCF} و Δ_{YLCF} و مقدار برش پایه و جابجایی بام در اولین مفصل پلاستیک در تیرهای مربوط به سیستم MF با V_{PLCF} و Δ_{PLCF} مشخص شده است.



شکل ۴. حالت‌های آسیب (DS)، سطوح خطر مرتبط و محدوده ی بازسازی اعضاء آسیب دیده [۱۵]

- نخستین بار، ملکوتیان و همکاران [۱۵] جهت طراحی سیستم‌های LCF و ارزیابی عملکرد دو روش طراحی زیر را پیشنهاد نمود.
- ✓ روش اول: که براساس نیاز نسبت بین رانش اولین نقطه ی تسلیم در سیستم ستون پیوند شده و سیستم قاب خمشی بود.
 - ✓ روش دوم: روش طراحی بر مبنای پارامترهای طیفی بود.

همچنین لوپز و دوسیکا [۲۵]، مشابه روش اول ملکوتیان برای سیستم LCF روش طراحی ارائه نمودند، که در آن سیستم LCF برای مقاومت و شکل‌پذیری طرح می‌شود. شعیبی و همکاران [۲۴]، نیز براساس مبنای عملکرد، روش طراحی را برای سیستم LCF ارائه کردند که به دلیل ارزیابی واقعی‌تر و دقیق‌تر پاسخ‌های غیرالاستیک سازه، نظیر شکل‌پذیری، انرژی پسماند و تغییر شکل‌های غیرالاستیک و همچنین تعیین خوب خرابی‌های بوجود آمده در سازه، می‌توان به عنوان مناسب‌ترین روش، برای طراحی سازه‌های مقاوم LCF و دیگر سازه‌های مقاوم در برابر زلزله مورد استفاده قرار داد.

در مطالعات علوی و راونکلر [۲۶] بر روی سازه‌های مختلف، مشخص شد که در اثر تحریک زلزله در حوزه نزدیک، در سازه‌های مقاوم با دوره تناوب بالا، طبقات بالاتر سریع‌تر تسلیم می‌شوند در حالی که در سازه‌های ضعیف، شکل‌پذیری‌های بیشتر، در طبقات پایین‌تر رخ می‌دهد. همچنین دیده شد که افزایش استحکام سازه به تنهایی نمی‌تواند در همه موارد سبب بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه در

¹⁵ Performance-based plastic design (PBPD)

حوزه نزدیک شود. افزایش مقاومت طبقات پایین تر، شکل پذیری یکنواخت تری را در سازه ایجاد می کند و تقاضای شکل پذیری زیاد را در سازه های بلند کنترل می کند.

لیو^{۱۶} و همکاران [۲۷]، در سال ۲۰۰۱ مطالعاتی را جهت بررسی ویژگی های پاسخ های غیرخطی قاب های تحت زمین لرزه های حوزه نزدیک به گسل انجام دادند. آن ها قاب های خمشی ۵ و ۱۲ طبقه را که بر طبق آیین نامه ساختمان تایوان طراحی شده بود، تحت چهار نگاهت نزدیک به گسل مربوط به زلزله چی چی تایوان و تعدادی نگاهت از مناطق دیگر جهان قرار دادند، که همگی این نگاهت ها با شتاب اوج $3 \frac{m}{s^2}$ همپایه شده بود. این مطالعه مشخص کرد که تغییر مکان نسبی در هردو سازه ۵ و ۱۲ طبقه تحت زلزله های نزدیک به گسل بیشتر از زمین لرزه های دور از گسل بود.

ال شیخ^{۱۷} و همکاران [۲۷] در سال ۲۰۰۳ نیز قاب های بتنی ۳، ۶، ۱۲ و ۲۰ طبقه را تحت زلزله های نزدیک گسل مورد مطالعه قرار دادند. نتایج حاصل از تحلیل بار استاتیکی افزاینده ۱۸ و تحلیل دینامیکی نشان داد، که برای یک برش پایه ثابت، تغییر مکان بدست آمده از روش بار افزاینده محافظه کارانه تر از روش تحلیل دینامیکی است و مشخص شد که روش استاتیکی بار افزاینده جهت طراحی براساس تغییر مکان، برای سازه های تحت زلزله های نزدیک گسل مناسب تر است.

با توجه به مطالعات انجام شده بر روی سیستم قاب با ستون پیوند شده، مشاهده می شود که نیاز است رفتار این سیستم براساس طراحی های پیشنهادی توسط محققان قبلی تحت زلزله های حوزه ی دور و نزدیک مطالعه گردیده و اولاً کفایت مبانی طراحی و عملکردی برای هر دو زلزله بررسی و ثانیاً مقاومت رفتار سیستم تحت دو نوع زلزله با یکدیگر مقایسه شود.

۲- صحت سنجی و مدل سازی نمونه آزمایشگاهی

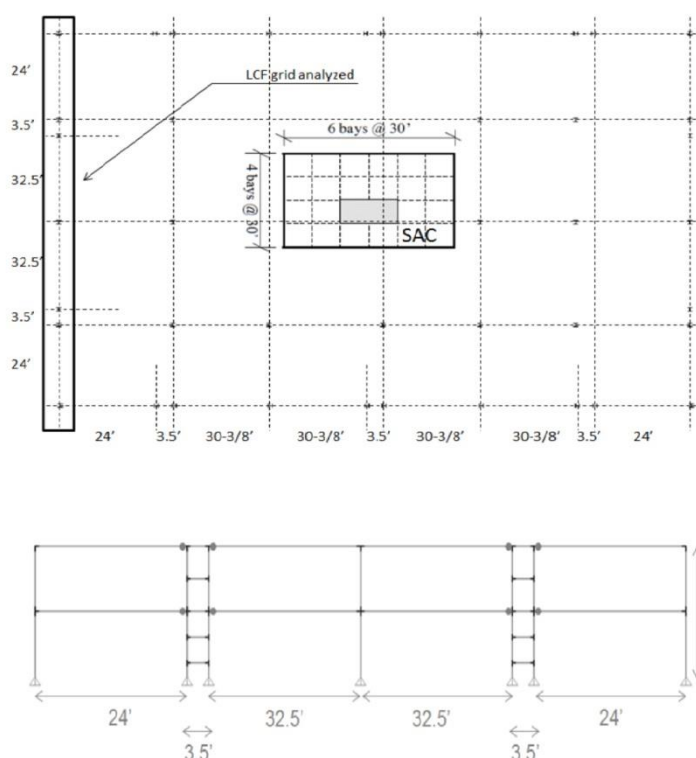
به منظور صحت سنجی رفتار سازه های دارای سیستم LCF طراحی شده بر مبنای روش عملکردی، از مدل آزمایشگاهی در مطالعات دوسیما و لویس [۲۸] استفاده شده است. در واقع، ساختمان مورد استفاده دقیقاً مشابه ساختمان مورد استفاده در مطالعات دوسیما و لویس [۲۸] بوده، که در آن ها بارگذاری های ثقلی و جرم سازه ای همانند ساختمان های SAC در نظر گرفته شده است. (شکل ۵). همچنین سیستم باربر جانبی، به جهت سهولت تعویض تیرهای پیوند (فیوزها)، بر روی قاب های بیرونی سازه قرار گرفته اند و ستون ها و تیرهای داخلی فقط بارهای ثقلی را تحمل می کنند. کلیه ی ساختمان ها در شهر لس آنجلس و بر روی رده ی محلی خاک D واقع شده است.

در سیستم سازه ای اصلی MF، به جهت بالا بردن ظرفیت دورانی تیرهای خمشی اتصال آن ها به سیستم فیوز سازه ای مفصلی در نظر گرفته شده و اتصال ستون به پی نیز به صورت مفصلی می باشد. به منظور باربری بیشتر سیستم فیوز سازه ای در تراز روی پی و میان طبقه نیز از تیر پیوند استفاده شده است.

¹⁶ Liao

¹⁷ El Sheikh

¹⁸ Push Over analysis



شکل ۵. پلان سازه ی ساختمان SAC و نمای قاب ۲ طبقه مدل آزمایشگاهی دوسیکا و لوپس [۲۸]

۲-۱- مشخصات مصالح نمونه های آزمایشگاهی

نوع فولادهای مصرفی، تنش تسلیم، جرم مخصوص، مدول یانگ و نیز ضریب پواسون مورد استفاده در نمونه های آزمایشگاهی، در جدول ۱ آورده شده است.

جدول ۱: پارامترهای طراحی استفاده شده برای طرح سازه LCF در سه سطح عملکرد هدف

مشخصات مصالح فولادی	
A992 (ST52)	نوع فولاد مصرفی
$F_y = 350MPa$	تنش تسلیم
$\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$	جرم مخصوص
$E = 210 \text{ GPa}$	مدول یانگ
$\nu = 0/3$	ضریب پواسون

به عنوان فرض اولیه برای شروع طراحی سختی های ستون ها و تیرها به صورت یکسان فرض شده و سپس با آن مراحل تکرار طراحی انجام شده است. مقادیر رانش هدف جهت عملکرد بازسازی سریع در برابر زلزله ی DBE، برابر ۰.۲٪ و سطح عملکرد آستانه فروریزش در برابر زلزله ی MCE، برابر ۰.۳٪ در نظر گرفته شده است و همچنین با تحلیل بار افزون مشخص می شود که فرض مقدار رانش تسلیم برابر ۰.۱٪ مناسب بوده است. پیرو سازه و نیروهای برش طبقات نیز از مدل سازی و تحلیل الاستیک بوسیله نرم افزار بدست آمده است.

پارامتر های مربوط به نیروهای زلزله مورد آزمایش سازه ی ۲ طبقه با سه سطح عملکرد در جدول ۲ آورده شده است. با توجه به مقدار شاخص پایداری در طبقه اول، بدلیل آن که مقدار مربوطه برای سازه کمتر از ۱۰ درصد بوده، مقدار برش پایه ی ناشی از اثرات ثانویه ی P-Delta، به برش پایه ی طراحی اضافه نشده است. همچنین جدول ۳ نیز مقادیر مربوط به طراحی تیرهای پیوند و تیرهای قاب خمشی و همچنین دریفت های مربوط به آن ها برای سازه های ۲ طبقه مورد آزمایش آورده شده است، جهت کنترل همگرایی، میزان درصد خطای مربوط به پارامتر پیرو و برش پایه ی تسلیم حداکثر ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

جدول ۲. نام و ایستگاه های مربوط به زلزله های مورد بررسی در آزمایش دوسیکا و لوپس [۲۸]

Name	Code	Record	Magnitude	Scale Factor
SE-05	RR1	Olympia, 1949	6.5	1.86
SE-20	RR2	Vina del Mar, 1949	8.0	1.69
SE-25	CP1	Olympia, 1949	6.5	4.35
SE-29	CP2	Valparaiso, 1985	8.0	2.9

جدول ۳. مقادیر مربوط به پارامترهای طراحی و دررفت های تیرهای پیوند و تیرهای قاب خمشی قاب های ۲ طبقه مدل آزمایشگاهی دوسیکا و لوپس [۲۸]

LCF Type	α	β	Γ	First LC	First MF
				plasticity drift	plasticity drift
2-story, 4-bay	5.55	0.79	0.14	0.30	2.40
2-story, 1-bay	10.54	1.43	0.14	0.31	2.46

۲-۲- مشخصات مقاطع نمونه های آزمایشگاهی

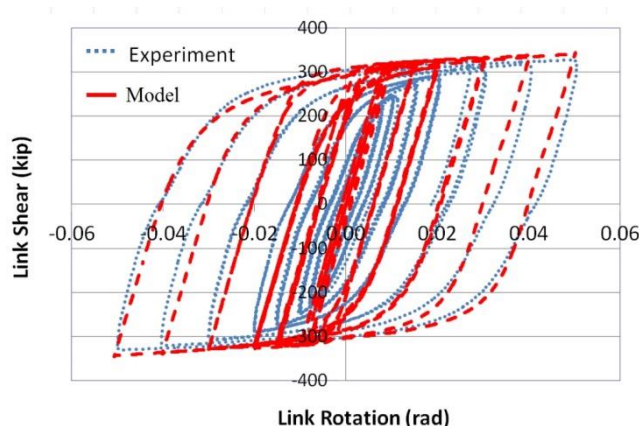
در جدول ۴، مشخصات مقاطع به کار برده شده در مطالعه آزمایشگاهی نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می شود، مقاطع مورد استفاده برای تیرهای پیوند و مقاطع مورد استفاده برای ستون ها و تیرهای خمشی همگی از نوع W هستند.

جدول ۴. مشخصات مقاطع در مدل آزمایشگاهی دوسیکا و لوپس [۲۸].

سیستم ستون پیوند شده			سیستم قاب خمشی		
تیر پیوند طبقه	تیر پیوند میان طبقه	ستون	ستون خارجی	ستون داخلی	تیر
W10x45	W10x45	W14x132	W14x132	W14x132	W16x57

۲-۳- آنالیز مش بندی و نمودار مقایسه شده صحت سنجی

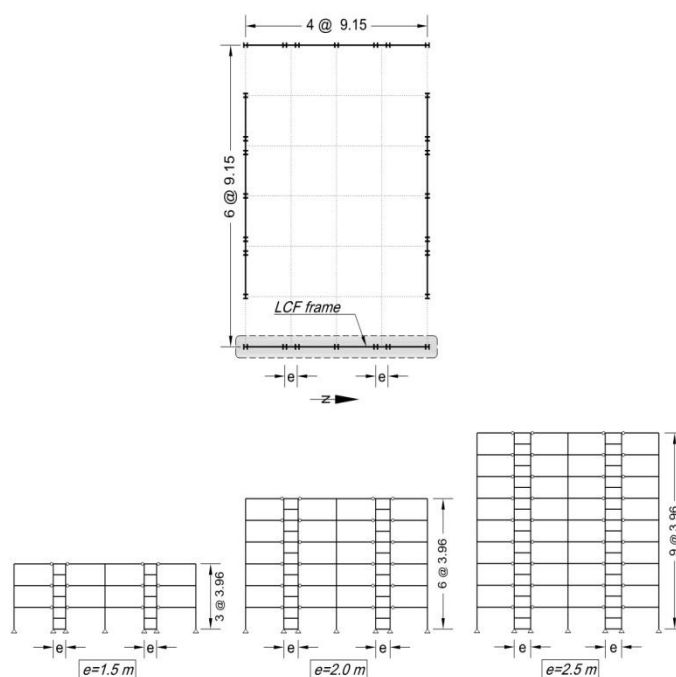
پایه روش طراحی ارائه شده برای سیستم LCF، طرح پلاستیک بر اساس عملکرد است. روش طرح پلاستیک مبتنی بر عملکرد (PBPD) در این آنالیز، با توجه به مطالب گفته شده، ابتدا اندازه ی اولیه مش بندی برای کل المان های سازه ۴۰ سانتی متر در نظر گرفته شده که بعد از انجام تحلیل، پی به بهینه نبودن آن برده و مجدداً مش بندی و تحلیل را برای مش بندی با فاصله ۱۰ سانتی متر در نظر گرفته که در این حالت زمان آنالیز بالا رفته و در نهایت نتایج با اینکه نزدیک به مدل آزمایشگاهی بوده اما منطقی نبوده که در مرحله بعد مجدداً با مش بندی ۲۰ سانتی متر به نتایج مطلوبی برای صحت سنجی رسیده و نتایج بدست آمده و مقایسه شده با مدل آزمایشگاهی دوسیکا و لوپس [۲۸] در (شکل ۶) آورده شده است.



شکل ۶. مقایسه بین مدل Abaquse و آزمایش دوسیکا ولویس [۲۸]. برای تیر پیوند.

۳- روند طراحی با روش ارائه شده برای سیستم LCF

پلان سازه‌های طراحی شده مطابق با پلان‌های تغییر یافته ی ساختمان SAC می‌باشد که دارای تعداد طبقات ۳، ۶ و ۹ طبقه به ارتفاع هر طبقه ۳/۹۶ متر مطابق (شکل ۷) است و دقیقاً مشابه با سازه‌های استفاده شده در تحقیقات شعبی و همکاران [۲۴] و نیز ملکوتیان و همکاران [۱۵] به جهت مقایسه می‌باشد، در سازه‌های طراحی شده بارگذاری قائم و جرم لرزه‌ای مطابق با ساختمان‌های SAC در نظر گرفته شده و جهت تیرچه‌ها در راستای شمالی جنوبی است. همچنین محل قرارگیری سیستم‌های باربر جانبی بر روی قاب‌های پیرامونی سازه به جهت سهولت در تعویض فیوزها (تیرهای پیوند) پس از وقوع زلزله و رسیدن سریع سازه به خدمت رسانی قرار داشته و ستون‌ها و تیرهای داخلی تنها بار قائم را تحمل می‌نمایند. در قاب‌های باربر پیرامونی با تغییر ستون‌گذاری قاب SAC از دو دهانه ی تیر پیوند به عنوان فیوز سازه‌ای استفاده شده که فاصله ستون‌های پیوند شده (e) برای هر یک از سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب برابر ۱/۵، ۲ و ۲/۵ متر در نظر گرفته شده است. محل احداث سازه‌ها در شهر لس‌آنجلس و بر روی رده ی محلی خاک تیپ سه واقع شده است. تیرهای پیوند مورد استفاده شده در سازه‌های مورد نظر همگی دارای رفتار برشی بوده و به عنوان فیوز باید کنترل کننده ی سازه ی اصلی باشد. بطور کلی اتصال ستون به پی به صورت مفصلی در نظر گرفته شده و در سیستم سازه ی اصلی نیز به علت بالا بردن ظرفیت دورانی تیرهای خمشی، اتصال این تیرها به سیستم فیوز سازه‌ای به صورت مفصل در نظر گرفته شده است. همچنین به علت افزایش باربری سیستم فیوز سازه‌ای در تراز روی پی و میان طبقه از تیر پیوند استفاده شده است.



شکل ۷. پلان سازه ی ساختمان SAC و نمای قاب های ۳، ۶ و ۹ طبقه در تحقیقات شعبی و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]

۳-۱- مشخصات مصالح سازه های طراحی شده و رانش هدف

نوع فولاد مصرفی برای طراحی سازه های ۳، ۶ و ۹ طبقه از نوع ST52 است که در جدول ۵ مشخصات مربوط به تنش و کرنش پلاستیک آورده شده است. جهت محاسبه ی پریرود سازه و نیروهای برش طبقات از مدلسازی و تحلیل الاستیک توسط نرم افزار ETABS استفاده شده است. همچنین در طراحی سازه ها مقادیر رانش هدف مطابق با روش طراحی ارائه شده توسط شعبی و همکاران [۲۴] برای سطح عملکرد RR در برابر زلزله ی DBE مقدار رانش هدف برابر ۰.۲٪ و برای سطح عملکرد CP در برابر زلزله ی MCE مقدار رانش هدف معادل ۰.۳٪ در نظر گرفته شده، همچنین مقدار رانش تسلیم نیز برابر ۰.۱٪ فرض شده است.

جدول ۵. مشخصات مقاطع در مدل سازی

ST52	
کرنش پلاستیک	تنش پلاستیک (Mpa)
۰	۲۴۰
۰/۰۰۵	۳۵۰
۰/۰۱	۴۶۰
۰/۰۱۵	۵۷۰
۰/۰۲	۶۸۰

۳-۲- مقاطع مورد استفاده جهت طراحی سازه های طراحی شده

مقاطع استفاده شده برای تیرهای پیوند و تیرهای خمشی همگی از نوع مقاطع ساخته شده با ورق و مقاطع استفاده شده برای ستون ها، از نوع BOX هستند. همچنین طراحی ستون ها با این فرض که مقاطع ستون های پایین تر، از مقاطع ستون های طبقه ی بالاتر کمتر نشود صورت گرفته است. در جدول (۶)، مقاطع اعضاء سازه های طرح شده با روش پیشنهادی ارائه شده است. در این جدول اعداد مربوط به مقاطع ساخته شده ی تیرهای پیوند و تیرهای خمشی و نیز ستون های BOX همگی بر حسب سانتی متر بوده و به ترتیب معرف ابعاد جان و بال تیرها و طول و عرض مقاطع ستون ها هستند.

جدول ۶. مقاطع اعضاء سازه ی طرح شده مطابق روش پیشنهادی

سازه	طبقه	سیستم ستون پیوند شده			سیستم قاب خمشی		
		تیر پیوند طبقه	تیر پیوند میان طبقه	ستون	ستون خارجی	ستون داخلی	تیر
3-Story	۳	I۴۵×۱۲۰×۱۱۵	I۵۲/۵×۱۲۰×۱۱۷/۵×۲	Box۵۷/۲×۵۷/۲×۲/۶	Box۵۷/۴×۵۷/۴×۲/۷	Box۵۸×۵۸×۴	I۵۲/۴×۲/۱۰-۳۰/۶×۴
	۲	I۸۰×۱۱۵-۲۰×۱۱۵	I۶۷/۵×۲/۵-۲۲/۵×۲/۵	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	Box۶۰/۱۶×۶۰/۱۶×۲/۸	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	I۵۲/۴×۲/۱۰-۳۰/۶×۴
	۱	I۷۲/۵×۲/۵-۲۲/۵×۲	I۷۲/۵×۲/۵-۲۵×۲/۵	Box۶۴×۶۴×۴	Box۶۰/۱۶×۶۰/۱۶×۲/۸	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	I۵۲/۴×۲/۱۰-۳۰/۶×۴
6-Story	۶	I۴۰×۱۲۵×۲	I۴۰×۱۲۵×۲	Box۵۷/۲×۵۷/۲×۲/۶	Box۵۴/۸×۵۴/۸×۲/۴	Box۵۱/۶×۵۱/۶×۲/۳	I۶۲×۲/۱۰-۳۰/۵×۴
	۵	I۴۰×۱۲۵×۲	I۵۵×۱۲۵×۲	Box۵۷/۲×۵۷/۲×۲/۶	Box۵۸×۵۸×۴	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	I۶۲×۲/۱۰-۳۰/۵×۴
	۴	I۵۵×۱۲۵-۲۷/۵×۲	I۶۲/۵×۱/۵-۲۷/۵×۲/۵	Box۶۰/۸×۶۰/۸×۳/۹	Box۵۸×۵۸×۴	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	I۶۲×۲/۱۰-۳۰/۵×۴
	۳	I۷۰×۱۱۵-۲۵×۲/۵	I۷۵×۲-۳۰×۲/۵	Box۶۳×۶۳×۴	Box۵۸×۵۸×۴	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	I۶۲×۲/۱۰-۳۰/۵×۴
	۲	I۶۵×۲-۲۲/۵×۲/۵	I۷۲/۵×۲/۵-۳۲/۵×۲	Box۶۴×۶۴×۴	Box۵۸×۵۸×۴	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	I۶۲×۲/۱۰-۳۰/۵×۴
	۱	I۷۵×۲-۲۷/۵×۲	I۷۰×۲-۳۵×۲/۵	Box۶۴×۶۴×۴	Box۵۸×۵۸×۴	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	I۶۲×۲/۱۰-۳۰/۵×۴
9-Story	۹	I۴۰×۱۲۷/۵×۲/۵	I۴۰×۱۲۷/۵×۲/۵	Box۵۷/۲×۵۷/۲×۲/۶	Box۵۱/۶×۵۱/۶×۲/۳	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	I۷۱/۶×۲/۱۰-۳۰/۴×۴
	۸	I۴۰×۱۲۷/۵×۲/۵	I۴۰×۱۲۷/۵×۲/۵	Box۵۷/۲×۵۷/۲×۲/۶	Box۵۸×۵۸×۴	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	I۷۱/۶×۲/۱۰-۳۰/۴×۴
	۷	I۴۰×۱۲۷/۵×۲/۵	I۴۰×۱۲۷/۵×۲/۵	Box۵۷/۴×۵۷/۴×۲/۷	Box۵۸×۵۸×۴	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	I۷۱/۶×۲/۱۰-۳۰/۴×۴
	۶	I۴۵×۱۲۷/۵×۲/۵	I۵۰×۱۲۷-۲۲/۵×۲/۵	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	Box۵۸×۵۸×۴	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	I۷۱/۶×۲/۱۰-۳۰/۴×۴
	۵	I۵۲/۵×۱/۲-۲۰×۲/۵	I۵۷/۵×۱/۵-۲۰×۲	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	Box۵۸×۵۸×۴	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	I۷۱/۶×۲/۱۰-۳۰/۴×۴
	۴	I۶۷/۵×۱/۲-۲۷/۵×۲/۵	I۷۵×۱/۵-۳۵×۲/۵	Box۵۷/۲×۵۷/۲×۲/۶	Box۵۸×۵۸×۴	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	I۶۲×۲/۱۰-۳۰/۵×۴
	۳	I۶۵×۱/۵-۳۵×۲/۵	I۷۰×۲-۳۷/۵×۲	Box۶۴/۱۰-۴×۶۴/۱۰-۴×۴/۰۲	Box۵۸×۵۸×۴	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	I۶۲×۲/۱۰-۳۰/۵×۴
	۲	I۷۲/۵×۱/۵-۳۲/۵×۲/۵	I۷۵×۲-۳۵×۲	Box۶۴×۶۴×۴	Box۵۸×۵۸×۴	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	I۶۲×۲/۱۰-۳۰/۵×۴
	۱	I۸۰×۱۱۵-۲۷/۵×۲/۵	I۶۷/۵×۲/۵-۴۰×۲	Box۶۴×۶۴×۴	Box۵۸×۵۸×۴	Box۶۲/۸×۶۲/۸×۳/۹	I۶۲×۲/۱۰-۳۰/۵×۴

همچنین به علت بالا بودن مقادیر نیرو از ستون‌های باکس با طول و عرض برابر به جهت بالا بردن ممان اینرسی استفاده شده است. همانطور که در این جدول مشاهده می‌گردد به دلیل اندرکنش دو سیستم در ارتفاع سازه، مقاطع تیرپیوند در طبقات پایین سازه بزرگتر از طبقات فوقانی و برعکس مقاطع تیرهای خمشی در طبقات فوقانی بزرگتر از مقاطع پایین سازه است.

پس از بارگذاری، سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه براساس آیین‌نامه AISC [۲۹]، طراحی و با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۳۰]، (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی) کنترل شدند.

۳-۳- شتاب نگاشت‌های استفاده شده جهت تحلیل غیرخطی

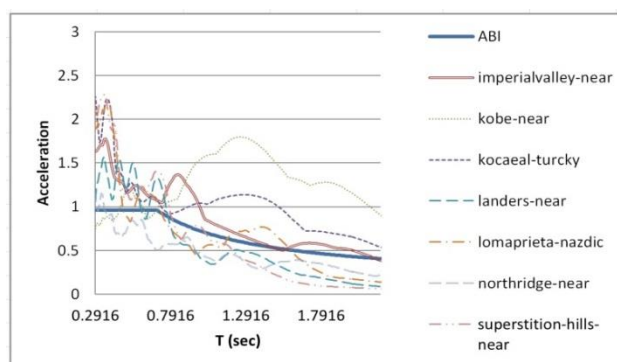
برای انجام تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی از شتاب نگاشت‌های استخراج شده از سایت PEER استفاده شده است. با توجه به نوع تپ خاک که تپ سه می‌باشد، مقدار سرعت متوسط برشی خاک (\bar{V}_s) برطبق طبقه بندی نوع زمین آیین نامه ی ۲۸۰۰، بین $۱۷۵\text{m/s} - ۳۷۵\text{m/s}$ و نیز نسبت شتاب مینای طرح (A) برابر $۰/۳۵$ همچنین مقدار ضریب اهمیت (I) برابر یک در نظر گرفته شده است. همچنین در جدول ۷ و جدول ۸ اسامی و ایستگاه‌های مربوط به نگاشت‌های انتخابی و مقیاس شده مربوط به زلزله‌های نزدیک و دور نشان داده شده است. (شکل ۸) مربوط به نگاشت‌های اصلاح شده نزدیک و (شکل ۹) مربوط به مقیاس نمودار ABI با میانگین نگاشت‌های نزدیک مقیاس شده می‌باشد، همچنین (شکل ۱۰) نیز مربوط به نگاشت‌های اصلاح شده ی دور بوده که نمودار مقیاس‌های مربوط به میانگین نگاشت‌های مقیاس شده با نمودار ABI در (شکل ۱۱) آورده شده است.

جدول ۷. شتاب نگاشت های نزدیک به گسل انتخاب شده

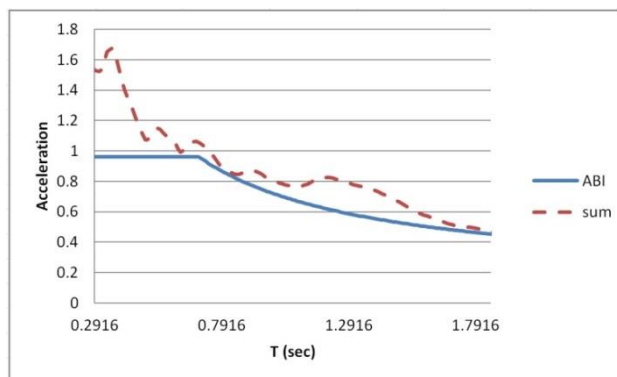
ردیف	نام زلزله	نام ایستگاه ثبت	شدت زلزله	فاصله از گسل (km)	مدت زمان موثر (s)	سرعت برشی (m/sec)
۱	"Imperial Valley"	El Centro Array	۶/۵۳	۷/۰۵	۱۰/۳	۲۰۸/۹۱
۲	"Kobe_ Japan"	Port Island	۶/۹	۳/۳۱	۱۱/۵	۱۹۸
۳	"Kocaeli_ Turkey"	Duzce	۷/۵۱	۱۳/۶	۱۱/۸	۲۸۱/۸۶
۴	"Landers"	Coolwater	۷/۲۸	۱۹/۷۴	۱۰/۶	۲۵۲/۹۸
۵	"Loma Prieta"	Capitola	۶/۹۳	۸/۶۵	۱۳/۲	۲۸۸/۶۲
۶	"Northridge-01"	LA - Century City CC North	۶/۶۹	۱۵/۵۳	۱۳/۶	۲۷۷/۹۸
۷	"Superstition Hills"	Superstition Mtn	۶/۵۴	۵/۶۱	۱۲/۳	۳۶۲/۳۸

جدول ۸. شتاب نگاشت های دور از گسل انتخاب شده

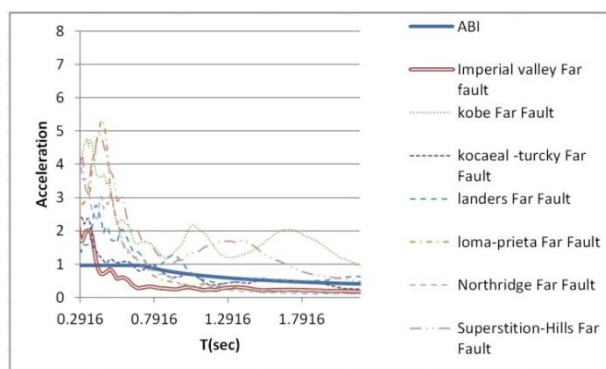
ردیف	نام زلزله	نام ایستگاه ثبت	شدت زلزله	فاصله از گسل (km)	مدت زمان موثر (s)	سرعت برشی (m/sec)
۱	"Imperial Valley"	Superstition Mtn	۶/۵۳	۲۴/۶۱	۱۱/۶	۳۶۲/۳۸
۲	"Kobe_ Japan"	Kakogawa	۶/۹	۲۲/۵	۱۳/۲	۳۱۲
۳	"Kocaeli_ Turkey"	Goynuk	۷/۵۱	۳۱/۷۴	۱۱/۴	۳۴۷/۶۲
۴	"Landers"	Fort Irwin	۷/۲۸	۶۲/۹۸	۱۳/۵	۳۶۷/۴۳
۵	"Loma Prieta"	Gilroy Array	۶/۹۳	۲۳/۳۵	۱۱/۵	۳۳۳/۸۵
۶	"Northridge-01"	Glendale - Las Palmas	۶/۶۹	۲۱/۶۴	۱۱/۵	۳۷۱/۰۷
۷	"Superstition Hills"	Plaster City	۶/۵۴	۲۲/۲۵	۱۳/۳	۳۱۶/۶۴



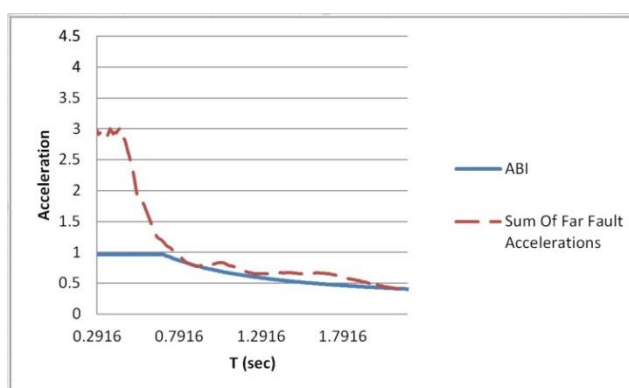
شکل ۸. مقایسه ی نمودارهای نگاشت های مربوط به حوزه ی نزدیک با ABI



شکل ۹. مقایسه ی میانگین نمودارهای نگاشت های مقیاس شده مربوط به حوزه ی نزدیک با ABI



شکل ۱۰. مقایسه ی نمودارهای نگاشت‌های مربوط به حوزه ی دور با ABI

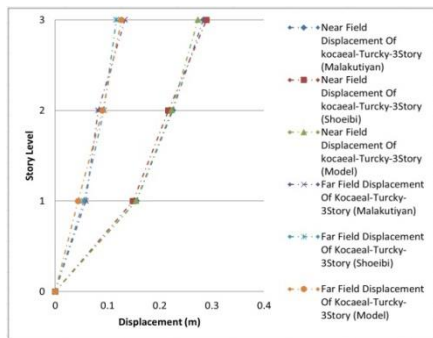


شکل ۱۱. مقایسه ی میانگین نمودارهای نگاشت‌های مقیاس شده مربوط به حوزه ی دور با ABI

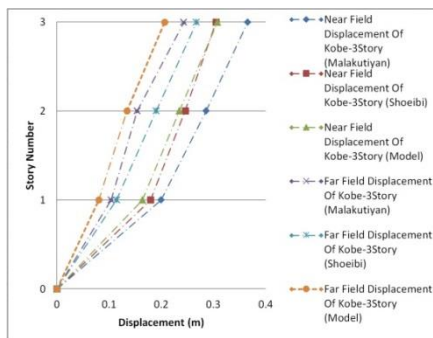
۴- مقایسه ی نتایج سازه ی ۳ طبقه ی طراحی شده با سازه‌های شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]

بطور کلی، تغییر مکان ماکزیمم سازه ی ۳ طبقه طراحی شده به همراه تغییر مکان‌های ماکزیمم مربوط به سازه‌های شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]، تحت چهارده نگاشت نزدیک و دور از گسل در (شکل ۱۲) آورده شده است. با توجه به شکل نشان داده شده در تمامی سازه‌های مورد بررسی تحت رکوردهای نزدیک و دور از گسل، بیشترین تغییر مکان ماکزیمم، مربوط به نیمه ی فوقانی سازه‌ها بوده، که بیشترین تغییر مکان در زلزله حوزه ی نزدیک کوبه رخ داده و متعلق به سازه ۳ طبقه ی ملکوتیان و همکاران [۱۵]، به مقدار $0/3652$ متر است. همچنین بیشینه تغییر مکان در زلزله ی حوزه ی دور سوپراستیشن هیلز بوده که متعلق به سازه ی ۳ طبقه ی شعیبه و همکاران [۲۴] به مقدار $0/3225$ متر است. همچنین نمودارهای مربوط به درصد دررفت میان طبقه ای سازه‌های مقایسه شده در (شکل ۱۳) آورده شده است. با توجه به نمودارهای مربوط به درصد دررفت میان طبقه ای مشاهده می شود که در اکثر رکوردهای نزدیک به گسل، بجز نمودار مربوط به زلزله ی امپریال ولی، دررفت میان طبقه ای ایجاد شده در سازه ی ۳ طبقه ی طراحی شده، نسبت به سازه‌های شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵] کمتر بوده و نمودارهای بدست آمده رفتاری شبیه به نمودارهای سازه ی شعیبه و همکاران [۲۴] داشته، که این امر در درجه ی اول نشان دهنده ی بهینه بودن روش طراحی مبتنی بر پلاستیک ارائه شده توسط شعیبه و همکاران [۲۴] نسبت به سازه ی طراحی شده ملکوتیان و همکاران [۲] با روش نیرویی بوده و نیز نشان دهنده عملکرد بهینه سازه ی ۳ طبقه ی طراحی شده با ستون باکس در زلزله ی نزدیک به گسل می باشد. همچنین در زلزله‌های مربوط به حوزه ی دور از گسل سازه ی ۳ طبقه طراحی شده دارای رفتاری قابل قبول تر از سازه‌های طراحی شده توسط شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵] است. که نشانه ی رفتار و عملکرد بهینه این سازه تحت زلزله‌های دور از گسل است. همچنین با توجه به بررسی کامل نتایج حاصله از تحلیل

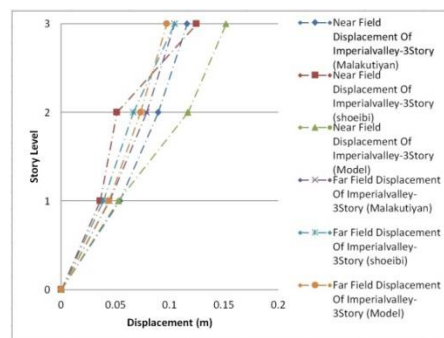
سازه‌های ۳ طبقه، مشاهده گردید که در تمام سازه‌های مورد بررسی از ایجاد و تشکیل طبقه ی نرم جلوگیری شده است.



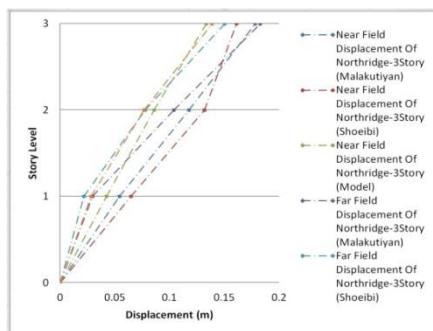
(ب) کوکائیل ترکی



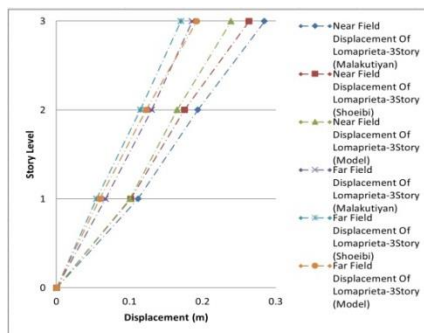
(ج) کوبه



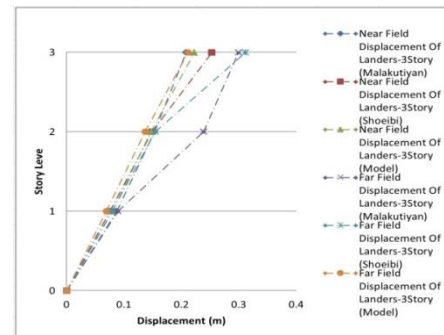
(د) امپریال ولی



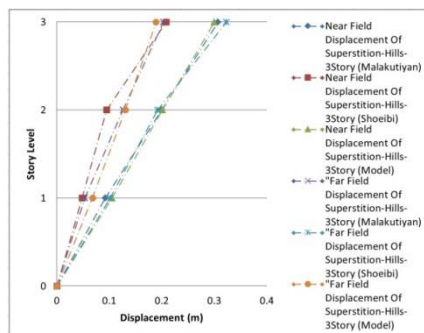
(ه) نوتریدج



(و) لوماپریتا

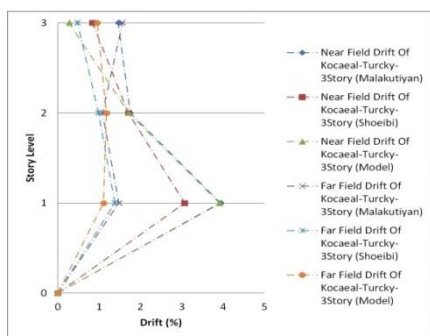


(ز) لندرز

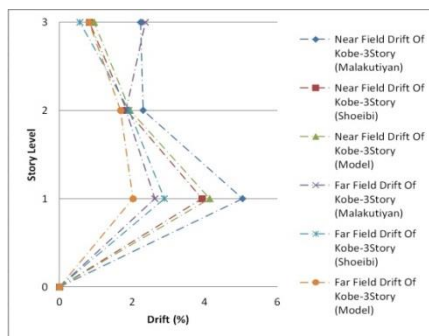


(ح) سوپر استیشن هیلز

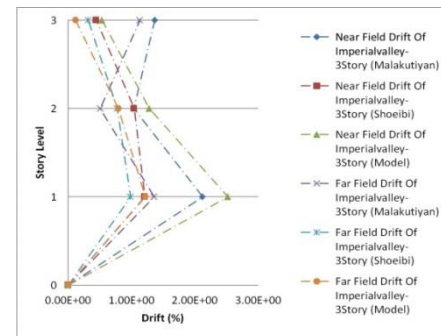
شکل ۱۲. نمودار های مقایسه ای مربوط به تغییر مکان ماکزیمم سازه‌های ۳ طبقه ی طراحی شده با سازه های شعبی و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]، تحت زلزله ی حوزه ی دور و نزدیک



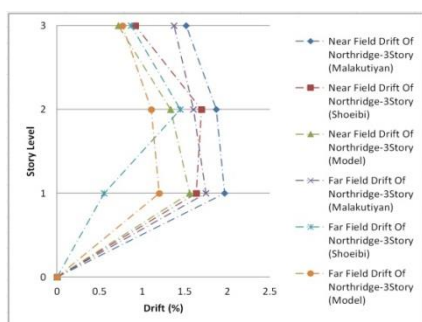
(پ) کواکبیل ترکی



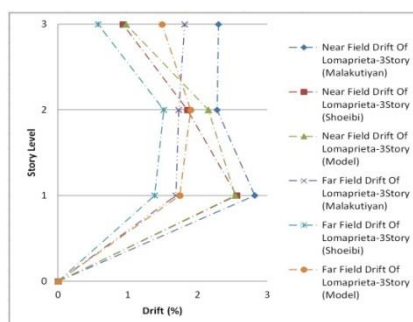
(ب) کوبه



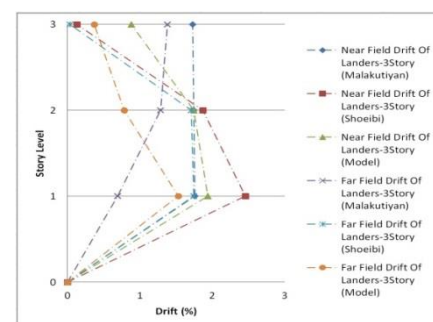
(الف) امپریال ولی



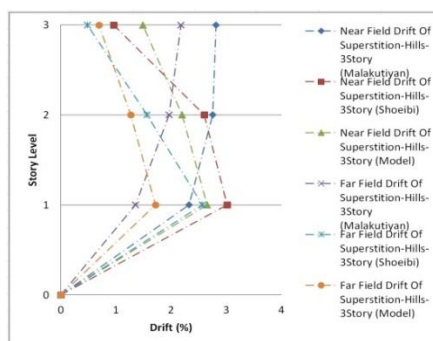
(ج) نوتریدج



(ث) لوماپریتا



(ت) لندرز



(چ) سوپر استیشن هیلز

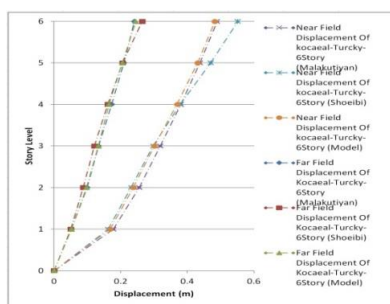
شکل ۱۳. نمودار مقایسه ای مربوط به درصد دررفت میان طبقه ای سازه های ۳ طبقه ی طراحی شده با سازه های شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و

همکاران [۱۵]، تحت زلزله ی حوزه ی دور و نزدیک

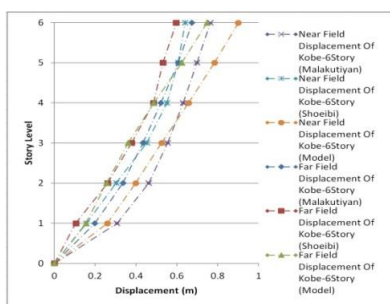
۵- مقایسه ی نتایج سازه ی ۶ طبقه ی طراحی شده سازه های شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]

بطور کلی، تغییر مکان ماکزیمم سازه ی ۶ طبقه طراحی شده به همراه تغییر مکان های ماکزیمم مربوط به سازه های شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]، تحت چهارده نداشت نزدیک و دور از گسل در شکل (۱۴) آورده شده است. با توجه به شکل نشان داده شده، در تمامی سازه های مورد بررسی تحت رکوردهای نزدیک و دور از گسل، بیشترین تغییر مکان ماکزیمم مربوط به نیمه ی فوقانی سازه ها بوده که بیشترین تغییر مکان در زلزله حوزه ی نزدیک کوبه رخ داده و متعلق به سازه ۶ طبقه ی طراحی شده به مقدار ۰/۹

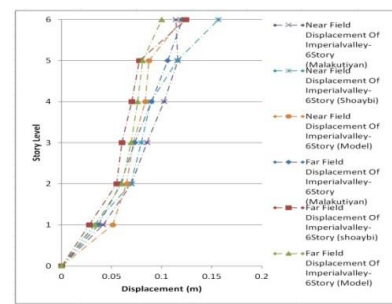
متر است. همچنین، بیشینه تغییر مکان در زلزله ی حوزه ی دور کوبه بوده که متعلق به سازه ۶ طبقه ی طراحی شده به مقدار ۰/۷۴۷ متر است. همچنین نمودارهای مربوط به درصد دررفت سازه‌های مقایسه شده در شکل (۱۵) آورده شده است. با توجه به نمودارهای مربوط به درصد دررفت میان طبقه ای، مشاهده می شود که در اکثر رکوردهای نزدیک، به جز نمودار مربوط به زلزله ی نوتریج، دررفت میان طبقه‌ای ایجاد شده در سازه ی ۶ طبقه طراحی شده نسبت به سازه‌های شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵] کمتر بوده و نمودارهای بدست آمده رفتاری شبیه به نمودارهای سازه ی شعیبه و همکاران [۲۴] داشته، که این امر، در درجه ی اول نشان دهنده ی بهینه بودن روش طراحی مبتنی بر پلاستیک ارائه شده توسط شعیبه و همکاران [۲۴] نسبت به سازه ی طراحی شده ملکوتیان و همکاران [۱۵] با روش نیرویی بوده و نیز نشان دهنده ی عملکرد بهینه سازه ی ۶ طبقه ی طراحی شده با ستون باکس در زلزله ی نزدیک به گسل می-باشد. همچنین در زلزله‌های مربوط به حوزه ی دور از گسل سازه ۶ طبقه ی طراحی شده دارای رفتاری قابل قبول تر از سازه‌های طراحی شده توسط شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵] است. که نشانه ی رفتار و عملکرد بهینه این سازه تحت زلزله‌های دور از گسل است. همچنین با توجه به بررسی کامل نتایج حاصله از تحلیل سازه‌های ۶ طبقه، مشاهده گردید که در تمام سازه‌های مورد بررسی از ایجاد و تشکیل طبقه ی نرم جلوگیری شده است.



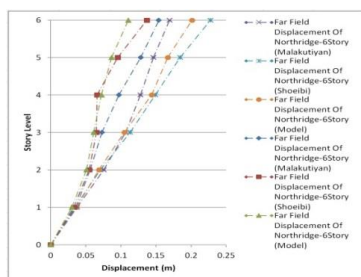
(پ) کواکایل ترکی



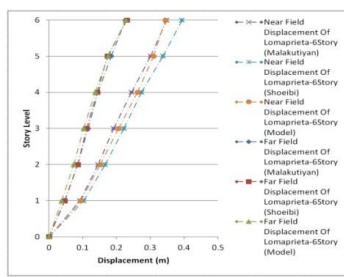
(ب) کوبه



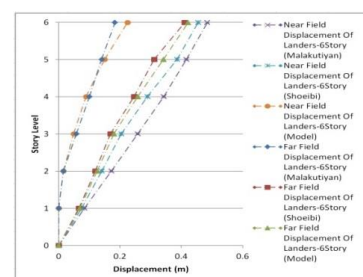
(الف) امپریال ولی



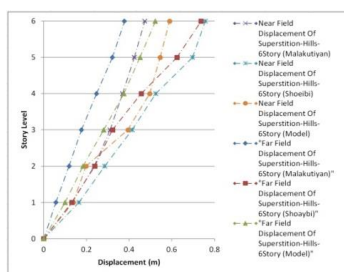
(ج) نوتریج



(ث) لوما پریتا

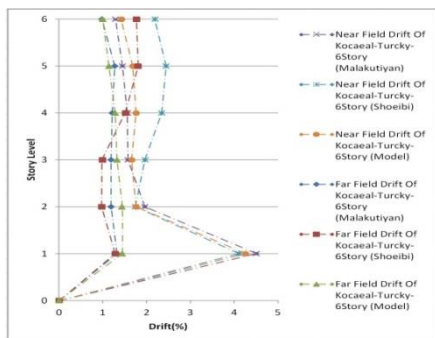


(ت) لندرز

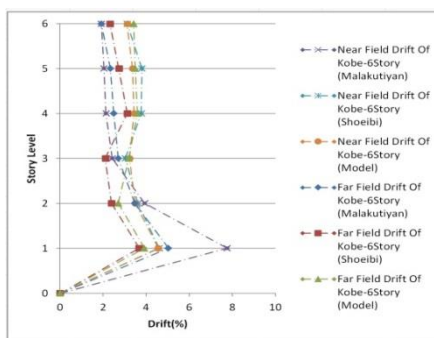


(چ) سوپر استیشن هیلز

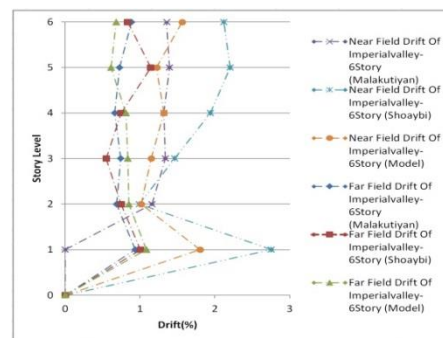
شکل ۱۴. نمودار مقایسه ای مربوط به تغییر مکان ماکزیمم سازه‌های ۶ طبقه ی طراحی شده با سازه شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]، تحت زلزله ی حوزه ی دور و نزدیک



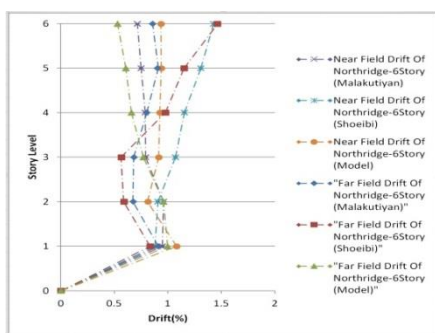
(پ) کواکئیل ترکی



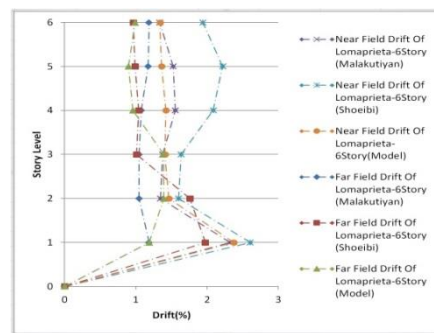
(ب) کوبه



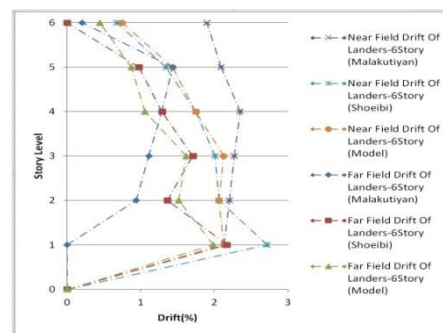
(الف) امپریال ولی



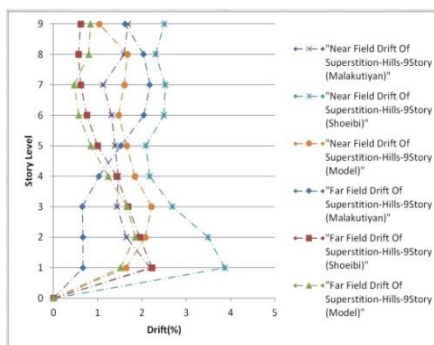
(ج) نوتریج



(ث) لومپریتا



(ت) لندرز



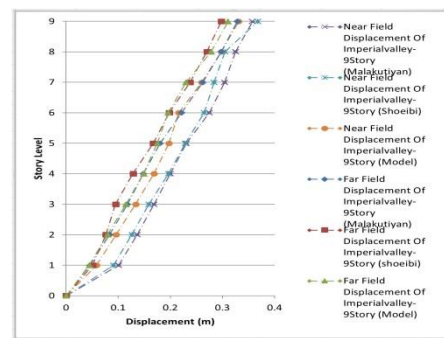
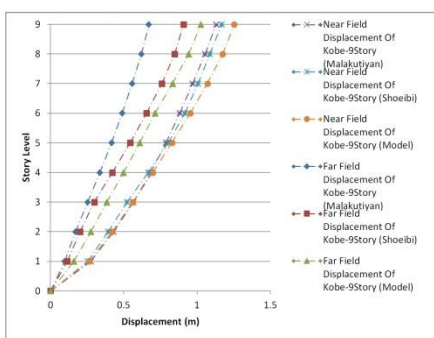
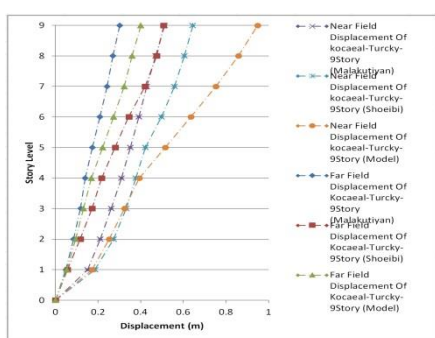
(چ) سوپر استیشن هیلز

شکل ۱۵. نمودار مقایسه ای مربوط به دررفت میان طبقه ای سازه های ۶ طبقه ی طراحی شده با سازه های شعیبی و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]. تحت زلزله ی حوزه ی دور و نزدیک

۶- مقایسه ی نتایج سازه ی ۹ طبقه ی طراحی شده سازه های شعیبی و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]

بطور کلی، تغییر مکان ماکزیمم سازه ی ۹ طبقه طراحی شده به همراه تغییر مکان های ماکزیمم مربوط به سازه های شعیبی و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]، تحت چهارده نگاهت نزدیک و دور از گسل در (شکل ۱۶) آورده شده است. با توجه به شکل های نشان داده شده، در تمامی سازه های مورد بررسی تحت رکوردهای نزدیک و دور از گسل، بیشترین تغییر مکان ماکزیمم مربوط به نیمه ی فوقانی سازه ها بوده که بیشترین تغییر مکان در زلزله حوزه ی نزدیک کوبه رخ داده و متعلق به سازه ۹ طبقه طراحی شده به مقدار ۱/۲۵ متر است. همچنین، بیشینه تغییر مکان، در زلزله ی حوزه ی دور کوبه بوده که متعلق به سازه ی ۹ طبقه ی طراحی شده به مقدار

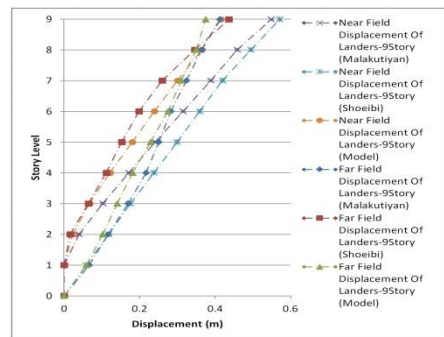
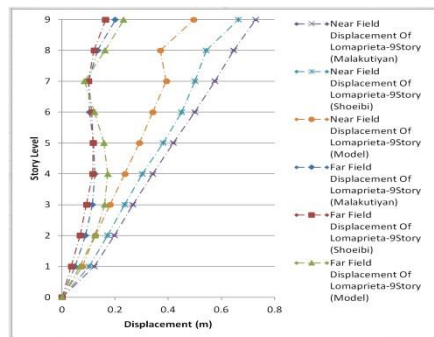
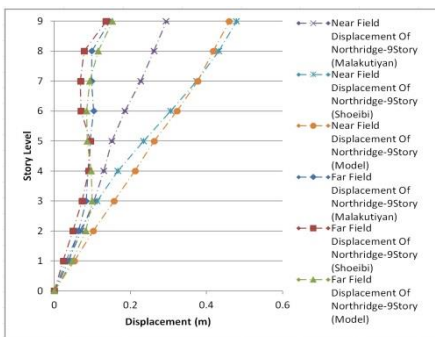
۱/۰۲ متر است. همچنین نمودارهای مربوط به درصد دریفت میان طبقه ای سازه‌های مقایسه شده در (شکل ۱۷) آورده شده است. با توجه به نمودارهای مربوط به درصد دریفت میان طبقه ای، مشاهده می‌شود که در اکثر رکوردهای نزدیک، بجز نمودار مربوط به زلزله ی امپریال ولی دریفت میان طبقه ای ایجاد شده در سازه ی ۹ طبقه ی طراحی شده نسبت به سازه‌های شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]، کمتر بوده و نمودارهای بدست آمده رفتاری شبیه به نمودارهای سازه ی شعیبه و همکاران [۲۴] داشته که این امر در درجه ی اول نشان دهنده ی بهینه بودن روش طراحی مبتنی بر پلاستیک ارائه شده توسط شعیبه و همکاران [۲۴]، نسبت به سازه ی طراحی شده ملکوتیان و همکاران [۱۵] با روش نیرویی بوده و نیز نشان دهنده عملکرد بهینه سازه ی ۹ طبقه ی طراحی شده با ستون باکس در زلزله ی نزدیک به گسل می‌باشد. همچنین در زلزله های مربوط به حوزه ی دور از گسل سازه ۹ طبقه ی طراحی شده دارای رفتاری قابل قبول تر از سازه های طراحی شده توسط شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵] است. که نشانه ی رفتار و عملکرد بهینه این سازه تحت زلزله های دور از گسل است. همچنین با توجه به بررسی کامل نتایج حاصله از تحلیل سازه های ۹ طبقه، مشاهده گردید که در تمام سازه های مورد بررسی از ایجاد و تشکیل طبقه ی نرم جلوگیری شده است.



پ) کوکائیل ترکی

ب) کوبه

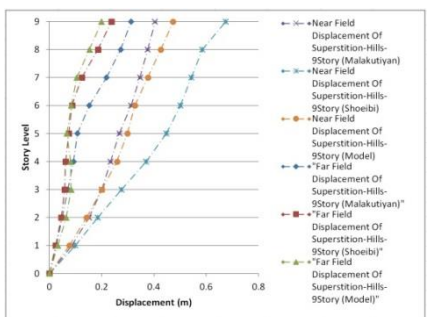
الف) امپریال ولی



ج) نوتریدج

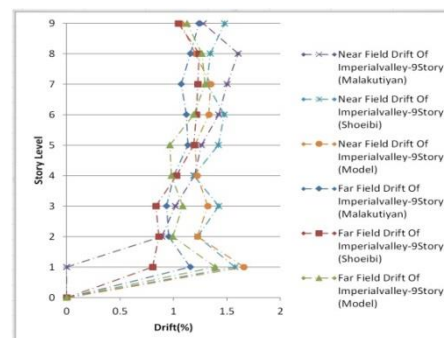
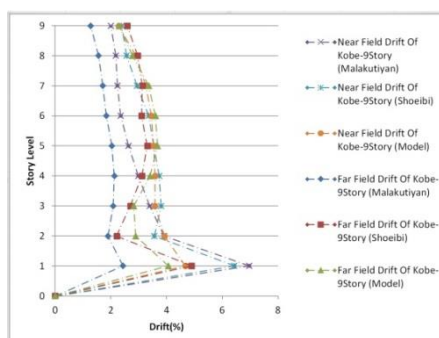
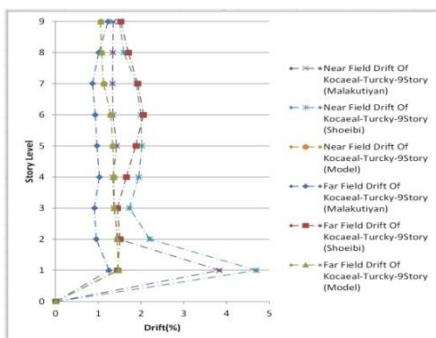
ث) لوما پریتا

ت) لندرز



چ) سوپر استیشن هیلز

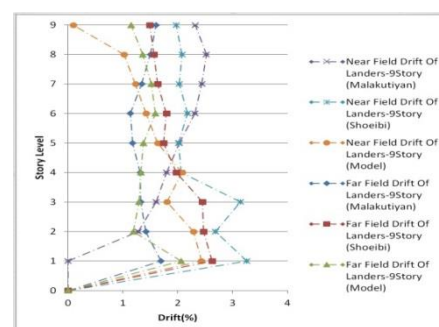
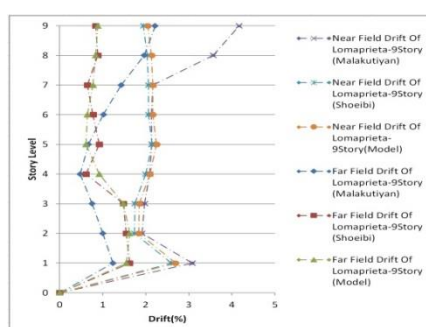
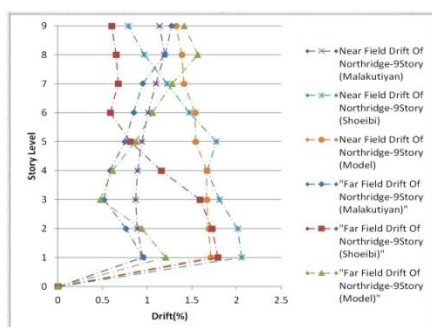
شکل ۱۶. نمودار مقایسه ای مربوط به تغییر مکان ماکزیمم سازه های ۹ طبقه ی طراحی شده سازه های شعیبه و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]، تحت زلزله ی حوزه ی دور و نزدیک



(ب) کواکئیل ترکی

(ب) کوبه

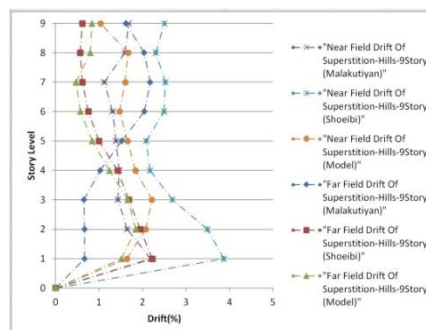
(الف) امپریال ولی



(ج) نوتریج

(ث) لوماپریتا

(ت) لندرز



(ج) سوپر استیشن هیلز

شکل ۱۷. نمودار مقایسه ای مربوط به دریفت میان طبقه ای سازه های ۹ طبقه ی طراحی شده با سازه های شعبی و همکاران [۲۴] و ملکوتیان و همکاران [۱۵]. تحت زلزله ی حوزه ی دور و نزدیک

۷- نتیجه گیری

در نوشتار حاضر، به بررسی رفتار سیستم قاب با ستون پیوند شده (LCF) تحت حوزه ی دور و نزدیک گسل پرداخته شد. پس از انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی تحت ۷ شتاب نگاشت نزدیک به گسل و ۷ شتاب نگاشت دور از گسل با به دست آمدن پاسخ های سازه ها و مقایسه ی آن ها با یکدیگر نتایج زیر به دست آمد:

- سیستم قاب با ستون پیوند شده پیشنهاد شده به طور موثر از مکانیسم طبقه نرم در سیستم های قاب مقاوم خمشی جلوگیری کرده است.
- اندرکنش بین سیستم های قاب خمشی (MF) و ستون پیوند شده (LC) در سیستم قاب با ستون پیوند شده (LCF) زیاد بوده که با

- توجه به آن سیستم LC در طبقات پایین سازه و سیستم MF در طبقات بالای سازه در باربری جانبی شرکت می‌کنند. همچنین با بالا رفتن تعداد طبقات سازه اندک‌نشد بین سیستم LC و MF بیشتر نمایان خواهد شد.
- با توجه به مقایسه ی تغییر مکان‌های ماکزیمم سازه های ۳، ۶ و ۹ طبقه با یکدیگر، در کلیه ی سازه‌های طراحی شده تغییرمکان بیشینه در طبقات فوقانی سازه بوده که با افزایش ارتفاع سازه مقادیر آن برای طبقه ی بام سازه‌ها بیشتر خواهد شد. با توجه به این امر در سازه‌های بلندتر از ۱۰ طبقه به علت عدم کارایی مناسب سیستم فیوز تیرپیوند در طبقات بالایی سازه، سیستم LCF به سمت قاب خمشی میل کرده و عملاً توانایی و عملکرد مناسب خود را از دست می‌دهد.
- با توجه به درصد دریفت‌های میان طبقه ای بدست آمده از تحلیل سازه‌های طراحی شده با ستون باکس، رفتار آنها در زلزله‌های نزدیک گسل، دارای عملکرد مناسب و کنترل شده می‌باشد. همچنین توالی تسلیم در فیوزهای استفاده شده نشان دهنده‌ی عملکرد بهینه این سیستم سازه‌ای از نظر محدود نمودن خرابی‌های سازه‌ای به فیوزهای فدا شونده و عدم خرابی در اعضای باربر اصلی سازه است.

مراجع

- [1] Dusicka P, Iwai R. Development of Linked Column Frame System for Seismic Lateral Loads. Struct. Eng. Res. Front., American Society of Civil Engineers; 2007, p. 1–13.
- [2] Yun S, Hamburger R, Cornell C. Seismic performance evaluation for steel moment frames. J Struct 2002
- [3] Lee K, Foutch D. Performance evaluation of new steel frame buildings for seismic loads. Earthq Eng Struct 2002.
- [4] Asgarian B, Sadrinezhad A, Alanjari P. Seismic performance evaluation of steel moment resisting frames through incremental dynamic analysis. J Constr Steel 2010.
- [5] Richards P, Uang C. Development of Testing Protocol for Links in Eccentrically Braced Frame. 13th World Conf Earthq Eng 2004.
- [6] Richards P, Uang C. Evaluation of rotation capacity and overstrength of links in eccentrically braced frames. San Diego, CA Dep Struct Eng ... 2002.
- [7] Roeder CWC, Popov EEP. Inelastic behavior of eccentrically braced steel frames under cyclic loadings. NASA STI/Recon Tech Rep N 1977;78:20375.
- [8] Fintel M, Ghosh SK. The Structural Fuse: An Inelastic Approach to Earthquake-Resistant Design of Buildings. Civ Eng 1981;51:48–51.
- [9] Saeki E, Iwamatu K, Wada A. Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces. J Struct Constr Eng 1996;484:111–20.
- [10] Iwata M, Kato T, Wada A. Buckling-restrained braces as hysteretic dampers. Proc. 3rd Int. Conf. Behav. Steel Struct. Seism. Areas (STESSA 2000), Montr. Canada, 2000, p. 33–8.
- [11] Sabelli R, Mahin S, Chang C. Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces. Eng Struct 2003;25:655–66.
- [12] Nakashima M. Strain-hardening behavior of shear panels made of low-yield steel. I: test. J Struct Eng 1995;121:1742–9.
- [13] Chen Z, Ge H, Kasai A, Usami T. Simplified seismic design approach for steel portal frame piers with hysteretic dampers. Earthq Eng Struct Dyn 2007;36:541–62. doi:10.1002/eqe.643.
- [14] Lopes AP, Dusika P, DUSICKA P. Seismic Behavior and Design of the Linked Column Steel Frame System for Rapid Return to Occupancy. Portland, OR, OR: 2014.
- [15] Malakoutian M, Berman JW, Dusicka P. Seismic response evaluation of the linked column frame system. Earthq Eng Struct Dyn 2013;42:795–814.
- [16] Malakoutian M, Berman JW, Dusicka P, Lopes A. Quantification of Linked Column Frame Seismic Performance Factors for Use in Seismic Design. J Earthq Eng 2016;20:535–58. doi:10.1080/13632469.2015.1104750.
- [17] FEMA P695. Quantification of building seismic performance factors. Washington, D.C.: Technical Report P695, Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency; 2009.
- [18] Aschheim M, Black E. Yield point spectra for seismic design and rehabilitation. Earthq Spectra 2000.
- [19] Panagiotou M, Restrepo J. A modification of the equivalent lateral force performance based seismic design of high rise buildings. Hawaii: 2007.
- [20] Priestley M, Calvi G, Kowalsky M. Direct displacement-based seismic design. 2005 NZSEE Conf 2007.
- [21] Shibata A, Sozen M. Substitute-structure method for seismic design in R/C. J Struct Div 1976.
- [22] Lee SS-S, Goel SSC, Chao SH. Performance-based seismic design of steel moment frames using target drift and yield mechanism. 13th World Conf Earthq 2004.

- [23] Goel SC, Chao S, Leelataviwat S, Lee S. Performance-Based Plastic Desig (PBPD) Method for Earthquake-Resistant Structures. 14 World Conf. Earthq. Eng., Beijing, China: 2008.
- [24] Shoeibi SH, Gholhaki M, Kafi MA. New performance-based seismic design method for structures with structural fuse system. Engineering Structures 132 (2017).
- [27] Lopes AP, Dusicka P, Berman J. Linked column frame steel system performance validation using hybrid simulation. Proc. Tenth US Natl. Conf. Earthq. Eng. Anchorage, Alaska, 2014.
- [26] Alavi .B.; Krawinkler .H. (2001). "Consideration of Near Fault Ground Motion Effects in Seismic Design";
- [27] K. Galal, A. Ghobarah. (2006). "Effect of near-fault earthquakes on North American nuclear design spectra", Nuclear Engineering and Design, Elsevier
- [28] Dusicka P, Lewis G. Investigation of replaceable sacrificial steel links. Proc. 9th US Natl. 10th Can. Conf. Earthq. Eng., vol. 1659, 2010
- [29] AISC (American Institute of SteelConstruction). (2005). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago.
- [30] Topic10;Design and Implementation Of Steel Structures (1397);office building design in persian