

ارزیابی سازه‌های قاب خمشی فولادی آسیب‌دیده در اثر توالی زلزله و پس‌لرزه با در نظر گرفتن ضرایب اصلاحی مفاصل پلاستیک

بهرخ حسینی هاشمی

دانشیار، پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران
behrokh@iiees.ac.ir

آران ناصریپور

دانشجوی کارشناسی ارشد، پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران
aran.naserpour@gmail.com

کلید واژه‌ها: قاب خمشی ویژه، پس‌لرزه، رفتار چرخه‌ای، مفصل پلاستیک، ضرایب اصلاح مفاصل، تحلیل تاریخیچه زمانی

چکیده

پژوهش حاضر به ارائه روشی برای ارزیابی تحلیلی سازه‌های قاب خمشی فولادی در برابر اثرات توالی زلزله و پس‌لرزه می‌پردازد. در این تحقیق با توجه به منحنی‌های رفتاری آسیب‌دیده برای برخی المان‌های قاب خمشی فولادی مانند تیر و ستون، به ارزیابی رفتار قاب خمشی فولادی تحت تحریکات متوالی پرداخته شده است. بدین منظور سازه قاب خمشی ویژه فولادی ۴ طبقه‌ای مورد ارزیابی قرار گرفته است. سازه فولادی ۴ طبقه قاب خمشی ویژه متقارن با سه دهانه در هر دو راستا به روش حالت حدی با توجه به مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و ویرایش چهارم آیین‌نامه ۲۸۰۰ به منظور ارزیابی کفایت این روش، طراحی و مورد ارزیابی قرار گرفت. این سازه به وسیله ۷ زوج شتاب‌نگاشت به صورت دو جهته که با توجه به روش اشاره‌شده در آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم مقیاس شده بود، تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی قرار گرفت. با توجه به آسیب به وجود آمده در زلزله اول و برحسب درصد دوران هریک از مفاصل، منحنی آسیب‌دیده مناسب به هریک از مفاصل اختصاص داده شد و سپس سازه ذکرشده مورد ارزیابی قرار گرفت. با بررسی توزیع دررفت طبقات در سطح فروریزش سازه آسیب‌دیده مشخص گردید که با افزایش آسیب، با توجه به چگونگی توزیع آسیب در سازه سالم تحت زلزله اولیه، امکان تغییر در رفتار تغییر مکانی سازه وجود دارد. این بدان معنی است که در سازه ثانویه نمی‌توان همواره طبقات خاصی را از پیش به عنوان محل تجمع آسیب و تغییر دهنده شکل منحنی توزیع دررفت دانست. به وضوح روشن است که علت این پدیده نحوه آرایش متفاوت مفاصل بخصوص در حالت ۱ و ۲ درصد آسیب اولیه است.

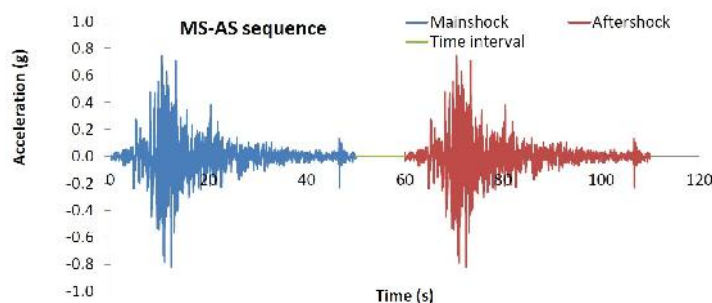
مقدمه

در چارچوب مهندسی زلزله براساس عملکرد (PBEE)، سطوح مختلف لرزه‌ای از ضعیف‌ترین تحریکات لرزه‌ای که فراوانی زیادی دارند، تا قوی‌ترین آن‌ها که به ندرت رخ می‌دهند، در ارزیابی عملکرد مدنظر قرار می‌گیرند. در میان این رخدادها، زلزله‌های شدید که موجب فروریزش سازه‌ها می‌گردند از اهمیت بالایی برخوردار است. این سطح نه تنها یکی از سطوح مهم در ارزیابی خطر سازه‌ها است، بلکه معیاری از تلفات جانی نیز خواهد بود. وقوع پس‌لرزه‌های قوی پس از زلزله اصلی از مواردی است که در زلزله‌های پیشین سبب آسیب‌های بسیاری گشته است و در بعضی موارد حتی فروریزش سازه را در پی داشته است. در حالت کلی به دلیل پیچیدگی و عدم شناخت کافی از رفتار المان‌های آسیب‌دیده در مدل‌سازی روندی برای ارزیابی ظرفیت سازه‌های آسیب‌دیده در برابر زلزله و تعیین کفایت آن‌ها برای مقاومت در برابر پس‌لرزه‌ها وجود ندارد. این نکته در حالی مدنظر قرار می‌گیرد که در آیین‌نامه‌های طراحی نیز اشاره‌ای به این موضوع نشده است. نکته قابل‌تأمل با توجه به زلزله‌های رخ داده این است که در صورت وقوع پس‌لرزه بعد از زلزله اصلی، چه اتفاقی برای سازه‌ها، شریان‌های حیاتی، مراکز مدیریت بحران و ... خواهد افتاد. تنها مهندسين باتجربه با تکیه بر قضاوت مهندسی و بدون هیچ روش تحلیلی اقدام به ترمیم سازه‌های آسیب‌دیده می‌نمایند که اغلب این روش‌ها در جهت ترمیم سطحی المان‌های غیر سازه‌ای چون دیوارها است. (Li Q, Ellingwood BR. 2007, ATC 35 1999)



روشهای تحلیل سازه های آسیب دیده

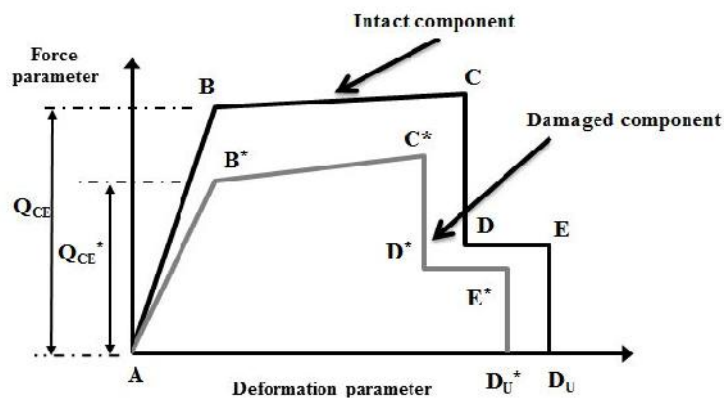
در مورد تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی سازه های تحت توالی زلزله اصلی و پس لرزه، ابتدا ماهین (۱۹۸۰) به این نتیجه رسید که می توان با پشت سر هم قرار دادن دو رکورد زلزله اصلی و پس لرزه، اثرات این توالی را بر روی سازه ها دید. این کار یک اشکال عمده داشت؛ آن هم این بود که اثرات ارتعاش آزاد سیستم در فاصله بین زلزله اصلی و پس لرزه را در نظر نمی گرفت. در پژوهش های بعدی این فاصله در بین زلزله اصلی و پس لرزه در نظر گرفته شد که این فاصله در ابتدا ۲۰ ثانیه در نظر گرفته می شد؛ فرض در نظر گرفتن فاصله زمانی بدین صورت بود که در این فاصله سیستم از حرکت باز می ایستد. بعدها با بررسی های بیشتر و به فراخور نوع سازه ها این فاصله تا ۱۰۰ ثانیه افزایش یافت. در واقع با ساختن رکوردی مشتمل بر زلزله اصلی، فاصله زمانی بدون هیچ تحریک و سپس اعمال رکورد پس لرزه می توان سازه ها را تحت اثر این توالی تحلیل کرد. در شکل ۱ نحوه فرارگیری شتاب نگاشتها در پی یکدیگر به صورت شماتیک نشان داده شده است. (Fragiacomo M. 2004, Mahin 1980, Hatzigeorgiou GD and Beskos DE 2009)



شکل ۱: شکل شماتیک رکوردهای مورد استفاده در تحلیل تاریخچه زمانی (Hatzigeorgiou GD and Beskos DE (2009)

منحنی رفتاری آسیب دیده

در حالت کلی اثرات آسیب بر روی منحنی رفتاری بسیار پیچیده است و به قطع شکل منحنی رفتاری را تغییر خواهد داد. در شکل ۲ نحوه تغییر رفتار اعضا بر اثر آسیب به صورت شماتیک بیان شده است. (Hosseini hashemi and Naserpour 2015)



شکل ۲: مقایسه منحنی رفتاری ساده شده المان سالم و آسیب دیده (Hosseini hashemi and Naserpour 2015)

با توجه به شکل ۲ برای رسیدن به منحنی مذکور باید از یکسری ضرایب کاهش بهره بگیریم. می توان برای ارزیابی سازه آسیب دیده ضرایب کاهشی را به صورت زیر ارائه کرد:

$$-1 \quad k: \text{ضریب اصلاح سختی} \quad (K' = \lambda_K \times K)$$

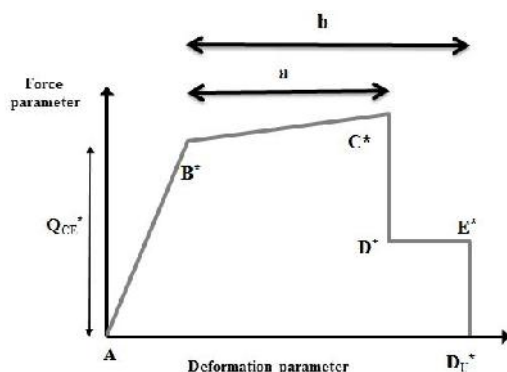
$$-2 \quad \lambda_Q: \text{ضریب اصلاح مقاومت} \quad (Q'_{CE} = \lambda_Q \times Q_{CE})$$

$$-3 \quad \lambda_D(a): \text{ضریب اصلاح تغییر مکان متناظر نقطه حداکثر مقاومت} \quad (D' = \lambda_D \times D)$$

$$-4 \quad \lambda_D(b): \text{ضریب اصلاح تغییر مکان متناظر نقطه ۸۰٪ افت مقاومت} \quad (D'_{ultimate} = \lambda_D \times D_{ultimate})$$

نقاط a و b در شکل ۳ قابل مشاهده است.

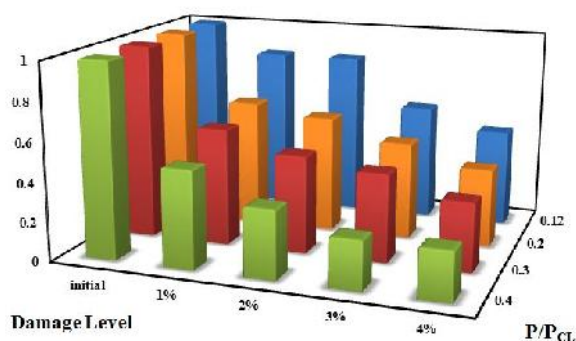




شکل ۳: نقاط مختلف منحنی رفتاری المان آسیب دیده (Hosseini hashemi and Naserpour 2015)

در واقع در بالا ضریب λ ضریبی جهت کاهش خصوصیات اعضای سالم و تبدیل آن به خصوصیات رفتاری اعضای آسیب دیده است. برای مثال نحوه توزیع مقدار پارامتر کاهش برای تغییر مکان متناظر نقطه حداکثر مقاومت برای المان ستون مانند شکل ۴ است.

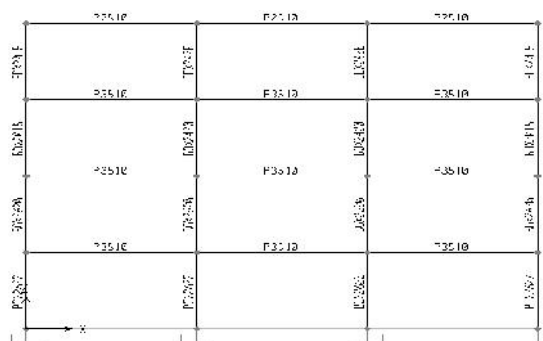
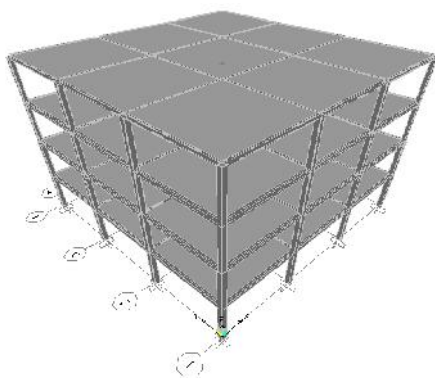
Displacement (a) modification factor



شکل ۴: ضرایب کاهش تغییر مکان نقطه حداکثر مقاومت برای المان ستون (Hosseini hashemi and Naserpour 2015)

مدلسازی

برای ارزیابی اثرات منحنی های رفتاری آسیب دیده بدست آمده روی سازه ها، سازه ای ۴ طبقه به صورت سه بعدی و با استفاده از تحلیل های تاریخچه زمانی مورد ارزیابی قرار گرفته است. این سازه دارای سه دهانه و طول هر دهانه ۵ متر می باشد. ارتفاع طبقات برابر ۳/۲ متر در نظر گرفته شده است. این سازه مطابق با ویرایش چهارم آیین نامه ۲۸۰۰ و همچنین به روش حالت حدی با توجه به ویرایش جدید مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده است. در این پروژه خاک نوع ۳ طبق تعاریف استاندارد ۲۸۰۰ ایران در نظر گرفته شده است؛ همچنین منطقه در نظر گرفته شده، منطقه ۱، یعنی پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد طبق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ می باشد. در شکل ۵ نمای سه بعدی و دو بعدی قاب طراحی شده مشاهده است.



شکل ۵: نمای سه بعدی و دو بعدی سازه طراحی شده



طبق الزامات سیستم قاب خمشی ویژه در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، مقاطع اعضا باید فشرده لرزه ای باشند. مقاطع انتخاب شده ستون ها از نوع باکس و تیرها از نوع I شکل ساخته شده با ورق می باشند. در جدول ۱ مقاطع استفاده شده در سازه نشان داده شده است.

جدول ۱: مقاطع تیر و ستون های سازه ۴ طبقه

	مقاطع ستون ها			مقاطع تیرها		
	BOX 2620	BOX 2420	BOX 2015	P 4012	P 3512	P 2510
b_f (cm)	۲۶	۲۴	۲۰	۲۰	۱۷/۵	۱۲/۵
t_f (cm)	۲	۲	۱/۵	۱/۲	۱/۲	۱
d (cm)				۴۰	۳۵	۲۵
t_w (cm)				۰/۶	۰/۶	۰/۶

تنها برای سازه های دارای مقاطع فشرده لرزه ای امکان ارزیابی در برابر آسیب های متوالی وجود دارد. زیرا ابتدا منحنی های بدست آمده برای سازه های قاب خمشی آسیب دیده تنها برای المان های دارای شرایط فشرده لرزه ای قابل استفاده است و همچنین با توجه به تجربیات زلزله های پیشین، مشاهده شده است که سازه های با مقاطع فشرده و یا غیر فشرده در زلزله اولیه سطوح عملکرد ایمنی جانی را به سختی تامین می کنند و کاربری آن ها برای ارزیابی در برابر آسیب های متوالی پاسخ های قابل اعتمادی را ارائه نمی کند.

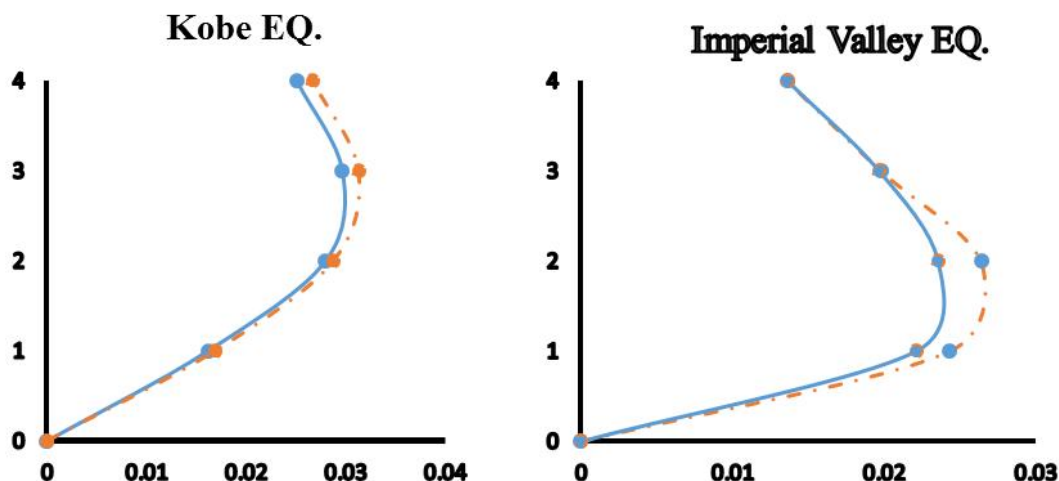
در این پژوهش از ۷ زوج شتابنگاشت (که در راهنمای FEMA P695 به آن ها اشاره شده است) و با توجه به مقادیر طیف طرح (از طیف سطح خطر ۱ ایران در آیین نامه ۲۸۰۰ استفاده شده است) مقیاس شده اند، استفاده شده است. در جدول ۲ شتابنگاشت های استفاده شده و مشخصات هر یک را نشان داده شده است. در این تحقیق از تحلیل تاریخچه زمانی به منظور ارزیابی رفتار سازه آسیب دیده استفاده شده است. ابتدا با توجه به شتاب نگاشت ها انتخابی، سازه تحلیل شده و سپس مقادیر جابجایی نسبی هر یک از مفاصل استخراج شده است. با توجه به شرایط مفاصل مربوطه، مفاصل آسیب دیده اختصاص داده شده و مجدد سازه مورد ارزیابی قرار گرفته است. سازه با شتاب نگاشت های ذکر شده به صورت دو جهته مورد ارزیابی قرار گرفته است. عمل اصلاح مفاصل در برخی شرایط باید تکرار گردد تا آن جا که هر مفصل دقیقاً در محدوده واقعی آسیب خود قرار بگیرد؛ زیرا این روش به رفتار مفاصل بسیار حساس بوده و عدم دقت کافی علاوه بر بروز خطای تجمعی در پاسخ ها، سبب بروز مشکل در همگرایی پاسخ ها خواهد شد.

جدول ۲: مشخصات شتابنگاشت های انتخاب شده

زلزله	ایستگاه	V_s (m/s)	فاصله (Km) (joyner-boore)	بزرگی
chalfant valley-02	54171 bishop-LADWP south St	271.4	14.3	6.19
Hector Mine	Amboy	271.4	41.82	7.13
Imperial Valley	5154 EC County Center FF	192.1	7.31	6.53
Kobe	O Shin-Osaka	256	19.14	6.9
Kocaeli, Turkey	Duzce	276	13.6	7.51
Landers	22074 Yermo Fire Station	353.6	23.62	7.3
Superstition Hills (B)	01335 El Centro Imp.Co.Cent	192.1	18.2	6.54

مقایسه توزیع دررفت طبقات

با توجه به میزان آسیب به وجود آمده در سازه در زلزله اول، رفتار سازه آسیب دیده نسبت به حالتی که همان زلزله به سازه سالم وارد می شود تغییر می کند. شکل ۶ به بررسی وضعیت دررفت طبقات در دوسازه اولیه و آسیب دیده پرداخته است. همان طور که مشاهده می شود نحوه توزیع دررفت سازه با دو شتابنگاشت کوبه و امپریال متفاوت است. در شتابنگاشت زلزله کوبه دررفت طبقات ۳ و ۴ افزایش یافته، اما در زلزله امپریال دررفت طبقات ۲ و ۳ زیاد شده است. در واقع با توجه به اینکه زلزله وارد شده به سازه سالم در چه طبقه ای آسیب ایجاد کرده است، محل تمرکز آسیب ها در سازه آسیب دیده عوض شده است. در جدول ۳ نرخ افزایش دررفت سازه آسیب دیده به سالم را بر حسب درصد در راستای x نشان داده شده است. شکل ۷ به مقایسه شکل توزیع دررفت سازه سالم و آسیب دیده در راستای x پرداخته است.

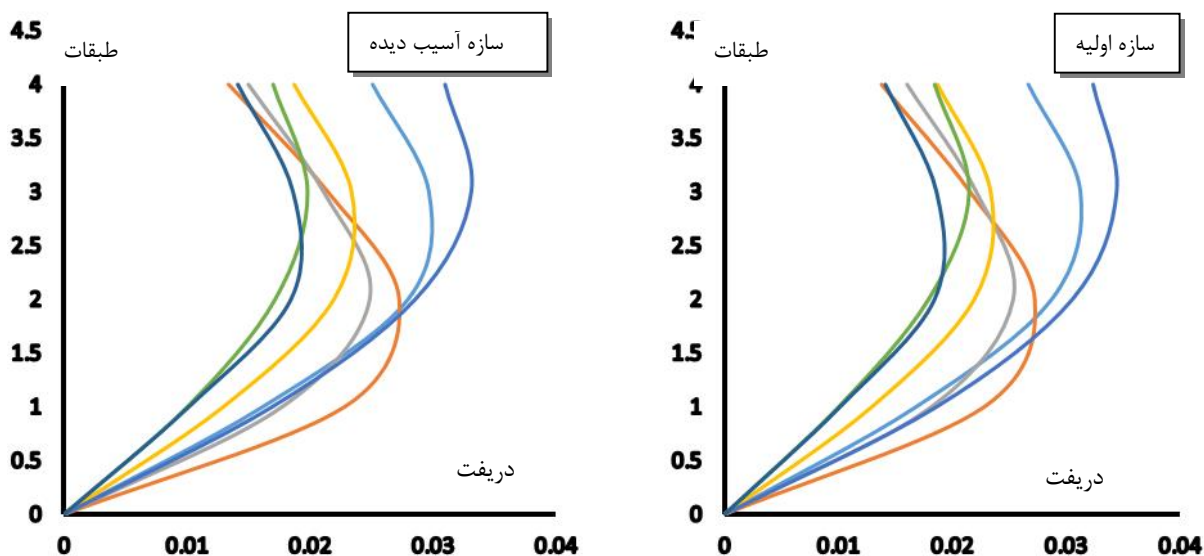


شکل ۶: توزیع دررفت طبقات در سازه آسیب دیده تحت دو زلزله کوبه و امپریال

بانگاهی به جدول ۳ می توان دریافت که سازه آسیب دیده در برخی موارد هیچ گونه تغییری را در جابجایی خود تجربه نکرده است. در زلزله Landers حداکثر جابجایی خود را در طبقات پایین تجربه کرده است در صورتی که همین سازه تحت زلزله Hector-Mine بیشترین جابجایی نسبی را در طبقات بالا تجربه کرده است. در برخی دیگر از زلزله هانیزمی توان گفت سازه آسیب دیده رفتاری مشابه سازه اصلی از خود بروز داده است که علت تمام این تغییرات را در مقادیر دوران مفاصل در زلزله اول می توان یافت.

جدول ۳: نرخ افزایش دررفت سازه آسیب دیده به سالم را بر حسب درصد در راستای x

زلزله	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم
chalfant valley-02	0.5	0.5	1	1.1
Hector Mine	2.5	2	4	7
Imperial Valley	0	0	0.5	3
Kobe	4	3	5	6
Kocaeli,Turkey	0	4	8	8.5
Landers	10	7	4	4.5
Superstition Hills (B)	0	0	0.5	0.5



شکل ۷: توزیع دررفت در سازه سالم و آسیب دیده در راستای X



مقایسه توزیع تغییر مکان باقی مانده طبقات

در جدول ۴ نسبت تغییر مکان باقی مانده در سازه آسیب دیده به اولیه بر حسب درصد در دو راستای X نشان داده شده است. باتوجه به نمودار دریافت طبقات در دو سازه سالم و آسیب دیده می‌توان دریافت که اثرات علاوه بر وابسته بودن به زلزله اولیه به محتوای فرکانسی شتابنگاشت‌های اعمالی نیز وابسته است؛ به گونه‌ای که در زلزله Superstition Hills تغییر زیادی را در مقادیر تغییر مکان باقی مانده با وجود تغییر منحنی رفتاری و ظرفیت اعضا مشاهده نمی‌کنیم.

جدول ۴: نسبت تغییر مکان باقی مانده در سازه آسیب دیده به اولیه بر حسب درصد در دو راستای X

زلزله	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم
chalfant valley-02	8	8	8.5	8.5
Hector Mine	11	6	16	17
Imperial Valley	20	40	33	43
Kobe	18	14	13	13
Kocaeli, Turkey	12	12	12	14
Landers	35	37	38	39
Superstition Hills (B)	3	3	3	4

نتیجه گیری

در این پژوهش به ارزیابی آسیب پذیری سازه های فولادی در اثر توالی زلزله و پس لرزه با در نظر گرفتن اثرات آسیب در منحنی رفتاری اعضا پرداخته شده است. بدین منظور سازه فولادی ۴ طبقه قاب خمشی ویژه متقارن با سه دهانه در هر دو راستا به روش حالت حدی با توجه به مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و ویرایش چهارم آیین نامه ۲۸۰۰ به منظور ارزیابی کفایت این روش طراحی و مورد ارزیابی قرار گرفت. این سازه به وسیله ۷ زوج شتابنگاشت به صورت دو جهته که به توجه به روش اشاره شده در آیین نامه ۲۸۰۰ مقیاس شده بود تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی قرار گرفت. با توجه به آسیب به وجود آمده در زلزله اول و بر حسب درصد دوران هریک از المان ها منحنی مناسب به هریک از مفاصل اختصاص داده شد و سپس رفتار سازه ذکر شده تحت رکوردهای اولیه به صورت تحلیل تاریخچه زمانی مورد ارزیابی قرار گرفت. در ارزیابی المان ستون آسیب دیده دو فرض کلی انجام گرفته است. ابتدا مقدار دوران پلاستیک المان ها در زلزله و پس لرزه ثابت است. دومین نکته قابل تامل ثابت بودن شکل منحنی اندرکنش در دو حالت است. این فرض به جهت عدم شناخت کافی و کمبود داده های آزمایشگاهی برای ارزیابی رفتار ستون های آسیب دیده می باشد.

نتایج بدست آمده از این پژوهش نشان می دهد که توزیع دریافت در سازه های آسیب دیده با توجه به شدت زلزله اولیه و نحوه تمرکز آسیب تغییر خواهد کرد. این نتیجه با توجه به شکل منحنی های رفتاری برای سازه ها با درصد های آسیب گوناگون قابل مشاهده است. در برخی از تحریکات نیز تفاوتی بین رفتار سازه آسیب دیده و سالم مشاهده نشد که با توجه به نتایج پژوهش های گذشته قابل قبول به نظر می رسد. با بررسی توزیع دریافت طبقات در سطح فروریزش سازه آسیب دیده مشخص گردید که با افزایش آسیب وارده تحت زلزله اول توزیع آسیب بیشتر در همان طبقات آسیب دیده در زلزله اول متمرکز می گردد در حالیکه همان رکورد در سازه سالم سبب تمرکز خرابی در طبقه دیگری می شود. در انتها به بررسی تغییر مکان باقی مانده المان ها در دو سازه سالم و آسیب دیده پرداخته شد که این پارامتر نیز به شدت به نحوه آسیب ایجاد شده در زلزله اول وابسته است.

مراجع

معاونت امور مسکن و ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران (۱۳۸۷). طرح و اجرای ساختمان های فولادی. نشر توسعه ایران

موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، آیین نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)

ATC 35 (1999) Earthquake aftershocks-entering damaged building, Applied Technology Council, Redwood

City, California. Technical brief 2

- Federal Emergency Management Agency (June 2005) Improvement of Nonlinear Static Analysis Procedure, FEMA P695(Appendix A)
- Fragiacomo M, Amadio C and Macorini L (2004) Seismic response of steel frames under repeated earthquake ground motions. *Eng Struct*;26:2021–35
- Hatzigeorgiou GD and Beskos DE (2009) Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes. *Eng Struct*;31:2744–55
- Hosseini hashemi B and Naserpour A (2015) a proposal for plastic hinges modification factors of damaged steel moment frame, 7th *International Conference on Seismology and Earthquake Engineering*
- Li Q and Ellingwood BR (2007) Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under main shock–aftershock sequences. *Journal of Earthq Eng Struct Dyn*; 36:405–27
- Mahin SA (1980) Effects of duration and aftershocks on inelastic design earthquakes. In: *Proceedings of the seventh world conference on earthquake engineering*. vol. 5. p. 677–9

