

ارزیابی احتمالاتی عملکرد قاب‌های خمشی فولادی طراحی شده به روش تنش مجاز و حالت حدی آیین‌نامه ایران تحت زلزله نزدیک به گسل با استفاده از تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA)

فرزاد ملک احمدی^۱، محمد صادق بیرژندی^{۲*}

۱- دانشجوی رشته مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد اصفهان (خوراسگان)

۲- استادیار رشته مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد اصفهان (خوراسگان)

s.birzhandi@khuisf.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۶/۰۸]

تاریخ دریافت: [۹۴/۱۲/۱۵]

چکیده

روش ضرایب بار و مقاومت (حالت حدی) که چند سالی است در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (آیین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی) به‌عنوان روش اصلی شناخته می‌شود، با ویرایش چهارم آیین‌نامه ۲۸۰۰ به لحاظ ماهیت هماهنگ است. هدف از این پژوهش، ارزیابی احتمالاتی ضوابط قاب‌های خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط و ویژه، طراحی شده به روش حالت حدی آیین‌نامه ایران (مبحث دهم) و مقایسه آن با قاب‌های طراحی شده به روش تنش مجاز در مناطق حوزه نزدیک به گسل با استفاده از تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA) و منحنی‌های شکنندگی است. از بهترین و جدیدترین روش‌های ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌ها، استفاده از تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA) و استخراج منحنی‌های شکنندگی است که رفتار جامعی از سازه را در محدوده خطی تا غیرخطی نمایش می‌دهد. نتایج حاصل از تحلیل‌ها حاکی از این است که سازه‌های طراحی شده به روش حدی در ناحیه خطی دارای شیب بیشتری هستند که نشان‌دهنده رفتار سخت و تردتر آن‌ها است. مقایسه مقادیر میانه توابع شکنندگی سازه‌های طراحی شده به دو روش نشان می‌دهد که در همه سازه‌ها در هیچ‌یک از سطوح عملکرد، روش حالت حدی وضعیت بهتری ندارد. به‌طور خلاصه، روش تنش مجاز منجر به افزایش (بهبود) میانه تابع شکنندگی تا ۱۱٪ برای سازه‌های مختلف در سطوح عملکرد مختلف شده است.

واژگان کلیدی: تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA)، منحنی‌های شکنندگی، طراحی به روش حالت حدی، قاب خمشی فولادی، زلزله نزدیک به گسل.

۱- مقدمه

آیین‌نامه زلزله (۲۸۰۰)، بسیار ضروری است که عملکرد سازه‌های طراحی شده با این رویکرد به کمک روش‌های نوین ارزیابی عملکردی بررسی شود. این اهمیت به‌ویژه در مواجهه

با توجه به تغییر رویکرد طراحی سازه‌های فولادی در ایران به سمت طراحی به روش حالت حدی و به دنبال آن، تغییر در

با زلزله حوزه نزدیک که سابقه زیادی در آیین‌نامه زلزله کشورها از جمله آیین‌نامه ایران ندارد، بیشتر به نظر می‌رسد. در مطالعاتی که Alavi و Krawinkler بر روی سازه‌های مختلف انجام دادند 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 [1]. از سوی دیگر در مطالعاتی که Bertero و Anderson بر روی زلزله Imperial Valley 79 انجام دادند، نشان داده شد که تغییر شکل‌های سازه شامل تغییر مکان جانبی، تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای و دوران پلاستیک، در سازه‌های فولادی با ارتفاع متوسط در حوزه نزدیک به گسل لرزه زا به‌طور قابل‌توجهی افزایش می‌یابد [2].

با توجه به ماهیت عدم قطعیت رفتار سازه‌ها در برابر زلزله، در سال‌های اخیر رویکرد احتمالاتی در ارزیابی عملکرد سازه‌ها از جایگاه ویژه‌ای برخوردار شده است. برای رسیدن به این هدف، منحنی‌های شکنندگی کاراترین ابزار خواهند بود. منحنی شکنندگی احتمال وقوع حالت‌های متوالی خسارت در یک سازه را به ازای تغییرات شدت تحریک لرزه‌ای نشان می‌دهد. رایج‌ترین روش برای استخراج منحنی شکنندگی، انجام تحلیل افزایش دینامیکی است که نخستین بار به‌طور جامع در مطالعات Vamvatsikos و Cornell بحث شده است [3].

دانشجو و همکاران در سال ۱۳۹۲ [4] به بررسی تقاضا و ظرفیت لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی تحت تأثیر زلزله نزدیک گسل با استفاده از تحلیل افزایش دینامیکی پرداختند، در تحقیق ایشان نشان داده شده است که تفاوت‌هایی بین حالت استفاده از رکوردهای دور از گسل و نزدیک گسل وجود دارد. همچنین نیکنام و همکاران در سال ۱۳۹۱ [5] به بررسی سطوح عملکردی سازه‌های با سیستم قاب خمشی فولادی در آیین‌نامه ۲۸۰۰ توسط آنالیز دینامیکی افزایش‌دهنده پرداختند. دانشجو و همکاران در سال ۱۳۸۸ [6] و یغمائی سابق و همکاران در سال ۱۳۸۹ [7]، به ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های فولادی با استفاده از روش‌های نوین مبتنی بر تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

افزاینده پرداختند. آقا کوچک و همکاران در سال ۱۳۹۱ [8]، قابلیت اعتماد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی ویژه طراحی شده به روش حدی بر اساس آیین‌نامه‌های ایران و AISC را مورد ارزیابی قرار دادند. در این پژوهش هدف مقایسه عملکرد لرزه‌ای دو قاب هشت طبقه طراحی شده مطابق آیین‌نامه‌های ایران و AISC بوده است. با محاسبه قابلیت اعتماد لرزه‌ای در سطح عملکردی فروریزش سازه، ضوابط طرح لرزه‌ای دو آیین‌نامه، مورد مقایسه قرار گرفته شده‌اند. از بررسی این دو قاب می‌توان این‌گونه بیان نمود که برای فروریزش سازه، عدم قطعیت ناشی از تغییرات تنش تسلیم فولاد از تأثیر بیشتری نسبت به عدم قطعیت‌های مؤثر دیگر برخوردار است. همچنین با توجه به نتایج نمودارهای شکنندگی، قاب‌های طراحی شده بر اساس آیین‌نامه ایران به میزان کمی، دارای احتمال فروریزش کمتر و در نتیجه قابلیت اعتماد بیشتری نسبت به قاب‌های طراحی شده بر اساس آیین‌نامه AISC برخوردار است. عسگریان و همکاران در سال ۲۰۰۹ [9]، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی را از طریق آنالیز دینامیکی افزایشی بررسی کردند. نتایج نشان می‌دهد که برای تمام قاب‌ها سطح عملکرد IO قابل قبول است اما برای قاب‌های با شکل‌پذیری معمولی با توجه به سطح لرزه‌خیزی سایت، سطح عملکرد CP تأمین نشده و این ضعف به ویژه در اتصالات، نسبت به مقاومت در برابر تغییر شکل‌های قابل توجه غیر الاستیک و دورانی مشهود است. ولی قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد سطح بالایی از زلزله را تحمل کرده و برای هر دو سطح عملکرد IO و CP عملکرد بسیار خوبی دارند.

۲- آنالیز دینامیکی افزایشی (IDA)

این روش در واقع شامل مجموعه‌ای از آنالیزهای دینامیکی غیرخطی افزایشی تحت مجموعه‌ای از رکوردهای لرزش زمین، برای یک سازه مشخص است.

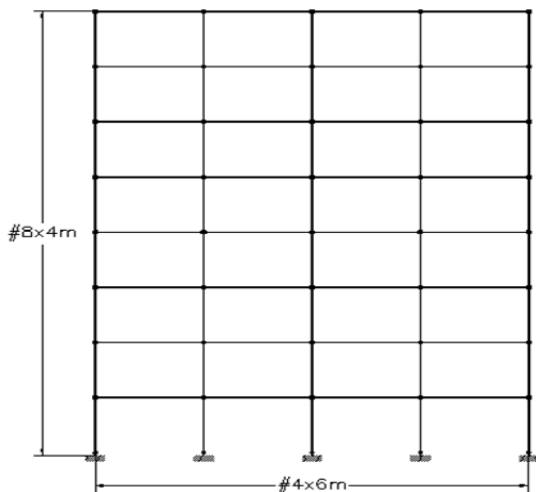
برای انجام یک تحلیل دینامیکی افزایشی باید مبنای اندازه‌گیری خسارت (DM) مانند تغییر مکان بیشینه بام (θ_{roof}) یا تغییر مکان بیشینه طبقات $\theta_{max} = \max\{\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_n\}$ (تعداد طبقات سازه) و همچنین مبنای اندازه‌گیری شدت زلزله (IM) مانند بیشینه

شبه شتاب طیف در پریود طبیعی سازه در مود اول که به اختصار، $Sa(T_1)$ نامیده می‌شود.

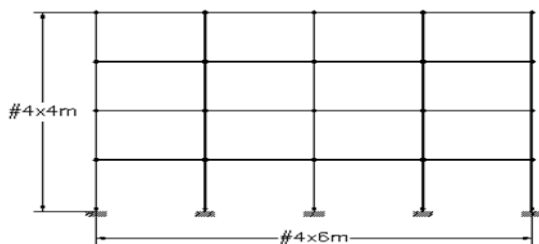
۴- معرفی سازه‌های مورد مطالعه

در این پژوهش از دو نوع قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه و متوسط در چهار و هشت طبقه که هر کدام دارای چهار دهانه است استفاده شده است (شکل ۱). قاب‌های عنوان شده توسط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [11] و در مرحله اول توسط ضوابط و معیارهای طراحی به روش تنش مجاز (مبحث دهم مقررات ملی ویرایش سال ۱۳۸۷ [12]) و در مرحله دوم با ضوابط طراحی به روش حالت حدی (مبحث دهم مقررات ملی ویرایش سال ۱۳۹۲ [13]) طراحی شده و سپس با استفاده از انجام آنالیز دینامیکی افزایشنده (IDA) به وسیله نرم‌افزار PERFORM-3D رفتار لرزه‌ای آن‌ها ارزیابی شده است.

شکل ۱. قاب‌های مورد مطالعه، الف) هشت طبقه، ب) چهار طبقه



(الف)



(ب)

Fig. 1. Study Frames, a) Eight- Storys , b) Four- Storys

شتاب لرزش زمین (PGA^1) و یا شتاب طیفی برای مد اول به ازای میرایی مورد نظر ($Sa(T_1, \xi=5\%)$) انتخاب شود. در این پژوهش از تغییر مکان بیشینه بام به عنوان مبنای اندازه‌گیری و برای اندازه‌گیری شدت زلزله از کمیت بیشینه شتاب طیفی حاصل از مود اول استفاده شده است. به طور خلاصه مراحل یک تحلیل دینامیکی افزایشنده به ترتیب زیر است:

- انتخاب رکوردهای زلزله مناسب
- مدلسازی غیرخطی برای انجام تحلیل IDA
- تعیین سطوح عملکردی سازه
- تفسیر پاسخ سیستم برای بررسی رفتار سازه

۳- منحنی‌های شکنندگی^۲

هدف از این پژوهش، ارزیابی عملکرد سازه‌های فولادی برای حالات حدی استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS^3) و حدی فروریزش (CP) در قالب منحنی‌های شکنندگی است که با توجه به احتمالاتی بودن آن‌ها، این منحنی‌ها اطلاعات وسیعی را به شکلی ساده در اختیار کارشناسان قرار دهد. توابع شکنندگی، توزیع‌های احتمالاتی هستند که احتمال خرابی یک جزء، المان یا سیستم را برای پارامترهای تقاضای مهندسی مانند جابه‌جایی طبقات یا شتاب طبقه با یک مقدار مشخص بیان می‌کنند.

منحنی شکنندگی احتمال وقوع حالت‌های متوالی خسارت در یک سازه را به ازای تغییرات شدت تحریک لرزه‌ای نشان می‌دهد. چنانچه ظرفیت و تقاضای لرزه‌ای به ترتیب با C و D نمایش داده شوند و نیز IM پارامتر اندازه‌گیری شدت تحریک باشد، منحنی شکنندگی با استفاده از تابع احتمال P قابل بیان است [10]:

$$P(\text{fragility}) = P[LS | IM = im_i], \quad P(LS) = P(C = D) \quad (1)$$

در رابطه بالا، یک حالت حدی را نشان می‌دهد و بیان‌گر مقدار پارامتر اندازه‌گیری شده برای تحریک در یک سطح معین است. این پارامتر در اغلب موارد یک کمیت اسکالراست، مانند مقدار

- 1 Peak Ground Acceleration
- 2 Fragility Curve
- 3 Life Safety

است. از آنجایی که حرکات نزدیک به گسل، در ایستگاه‌هایی با فاصله کم نسبت به مرکز زلزله اندازه‌گیری و ثبت می‌شوند، امواج منتشرشده توسط زمین فرصت بسیار کمی برای مستهلک شدن دارند. عوامل مختلفی در ویژگی‌های تحریکات نزدیک به گسل تأثیرگذار است. در نواحی نزدیک، حرکات زمین به طور فراوان تحت تأثیر سازوکار گسیختگی، برای انتشار گسیختگی نسبت به مکان مربوطه و تغییر مکان‌های محتمل دائمی زمین ناشی از لغزش گسل است. این فاکتورها به آثاری منجر می‌شود که از آن با عنوان پدیده برای پذیرایی (directivity) و گام پرتابی (fling-step) یاد می‌شود. اثر جهت‌پذیری در زلزله‌های ناشی از حرکت گسل لغزشی (strike-slip) و معکوس (dip-slip) مشاهده شده است. انتشار گسیختگی گسل به سمت سایت در سرعتی نزدیک به سرعت موج‌برشی باعث می‌شود بیشتر انرژی آزادشده حین زلزله در قالب پالس بزرگ واحدی در ابتدای رکورد انباشته شود. الگوی انتشار جابه‌جایی برشی گسل نشان می‌دهد این پالس بزرگ در مؤلفه‌ای عمود بر صفحه گسل مشاهده می‌شود. از ویژگی‌های این گونه زلزله‌ها، وجود حرکات ضربه‌ای با دوره تناوب کوتاه در ابتدای رکورد زلزله است که انرژی عظیمی را در همان ابتدای وقوع زلزله برساند و تحمیل می‌کند. این حرکات پالس گونه به‌ویژه در مسیر پیش‌رونده گسل (Forward Directivity) و با سرعتی برابر با سرعت موج‌برشی نمایان می‌شوند. رکوردهای حوزه نزدیک به دودسته دارای پالس و بدون پالس طبقه‌بندی می‌شود. این تقسیم‌بندی بر اساس روش ارائه‌شده توسط Baker [17] مبتنی بر تحلیل موجک (Wavelet Analysis) انجام شده است.

۷- استخراج منحنی‌های IDA

همان‌گونه که بیان شد به منظور توسعه منحنی شکنندگی و تعیین آستانه گسیختگی لازم است آنالیز دینامیکی غیرخطی به صورت گام‌به‌گام (IDA) همراه با افزایش سطح پارامتر تحریک انجام گیرد. منحنی IDA مربوط به هر شتاب‌نگاشت به‌طور مجزا مطابق اشکال (۳ الی ۱۰) ترسیم می‌شود.

از پروفیل‌های HEB برای طراحی تیرها و ستون‌ها در این پژوهش استفاده شده است.

۵- مدل‌سازی در نرم‌افزار PERFORM-3D

در این پژوهش به منظور مدل‌سازی تیرها، از مدل دوران وتری^۱ در نرم‌افزار PERFORM [14] استفاده شده است. این مدل آسان‌ترین مدل برای استفاده است، و مدلی خواهد بود که در بیشتر حالات استفاده می‌شود. FEMA-356 [15] برای هر یک از اعضای فولادی و بتن مسلح این مدل دستورالعمل معینی را ارائه می‌دهد. به منظور مدل‌سازی ستون‌ها، از مدل مقاطع فایبر در نرم‌افزار PERFORM استفاده شده است (شکل ۲). مزیت این روش، مدل‌سازی اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی برای همه مقادیر نیروی محوری در هر لحظه است.

شکل ۲. مقطع فایبر استفاده شده در المان‌های مربوط به ستون.

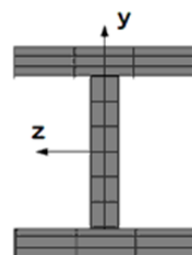


Fig. 2. The Fiber Section Used In Column Elements

۶- رکوردهای نزدیک به گسل پالس گونه

در این پژوهش به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌ها از هفت شتاب‌نگاشت حوزه نزدیک استفاده شده است. همه این رکوردها از نوع پالس گونه است (جدول ۱). از پایگاه اطلاعات سایت PEER [16] استخراج شده است. به دلیل آنکه سازه با تکیه‌گاه ثابت مدل‌سازی شده و از آثار اندرکنش خاک و سازه صرف‌نظر شده است، رکوردها نیز از ایستگاه‌های با سرعت موج‌برشی بالای خاک انتخاب شده است تا این فرض، دچار خدشه نشود. بیشتر خرابی‌های ناشی از زلزله‌های بزرگ مانند Northridge (1994) و Kobe (1995) ناشی از جنبش‌های زمین در حوزه نزدیک به گسل لرزه‌زا بوده

1 Chord Rotation Model

جدول ۱. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده

Item	Incident	Year of event	Magnitude (Richter)	Dis.(Km.)	Station	PGA(g) _(max)	Shear wave speed(m/s)
1	Cape Mendocino	1992	7.1	8.2	Petrolia	0.661	422.17
2	Chi-Chi,Taiwan	1999	7.6	9.76	CHY006	0.359	438.19
3	Kocaeli,Turkey	1999	7.51	13.5	Arcelik	0.210	523
4	Landers	1992	7.28	16.86	Barst ow	0.135	370.08
5	Loma Prieta	1989	6.9	8.5	Saratoga-Aloha Ave	0.514	380.89
6	Northridge	1994	6.7	5.92	LA Dam	0.426	628.99
7	Tabas,Iran	1978	7.35	1.92	Tabas	0.862	766.77

Table 1. Selected Accelerated Specification

شکل ۴. منحنی IDA قاب چهار طبقه متوسط (روش حدی)

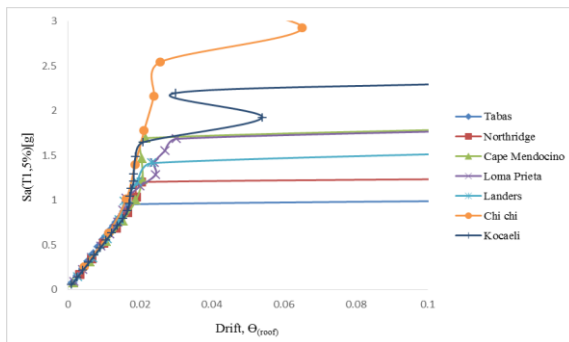


Fig. 4. IDA Curve Of Four- Story IMF (LRFD. Method)

شکل ۳. منحنی IDA قاب چهار طبقه متوسط (روش تنش مجاز)

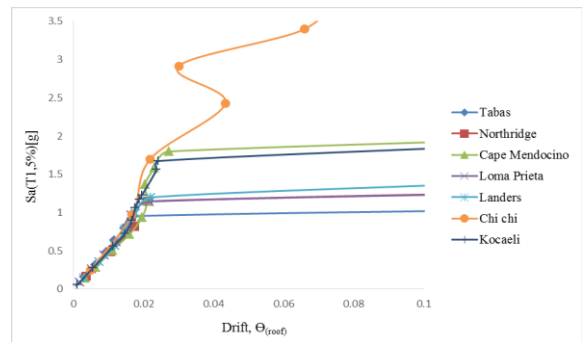


Fig. 3. IDA Curve Of Four- Story IMF (ASD. Method)

شکل ۶. منحنی IDA قاب چهار طبقه ویژه (روش حدی)

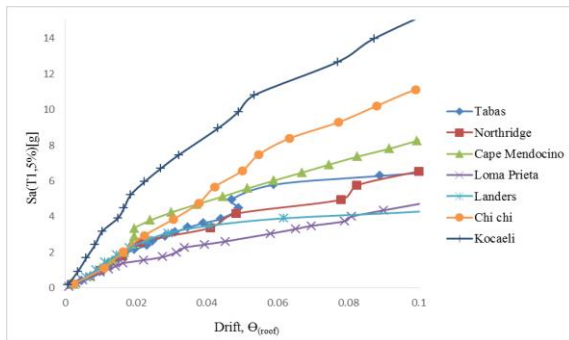


Fig. 6. IDA Curve Of Four- Story SMF (LRFD. Method)

شکل ۵. منحنی IDA قاب چهار طبقه ویژه (روش تنش مجاز)

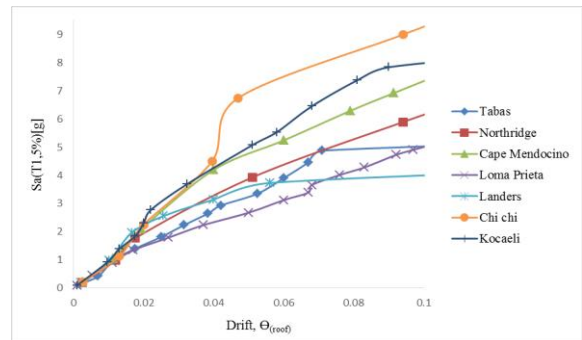


Fig. 5. IDA Curve Of Four- Story SMF (ASD. Method)

شکل ۸. منحنی IDA قاب هشت طبقه متوسط (روش حدی)

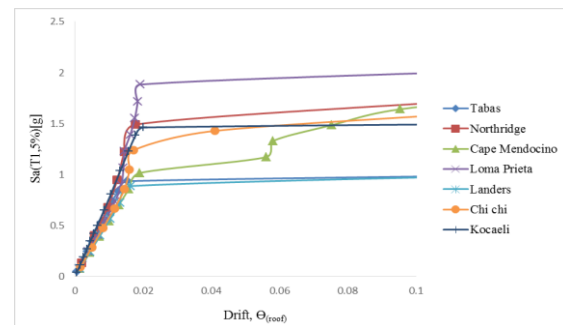


Fig. 8. IDA Curve Of Eight- Story IMF (LRFD. Method)

شکل ۷. منحنی IDA قاب هشت طبقه متوسط (روش تنش مجاز)

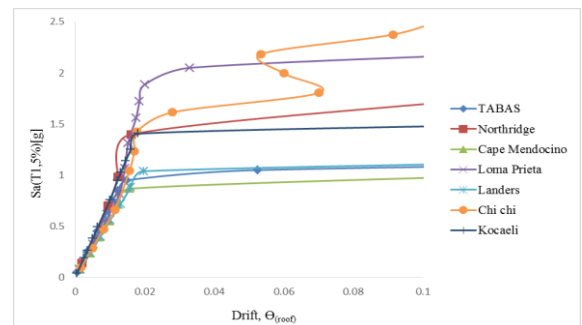


Fig. 7. IDA Curve Of Eight- Story IMF (ASD. Method)

شکل ۹. منحنی IDA قاب هشت طبقه ویژه (روش تنش مجاز)

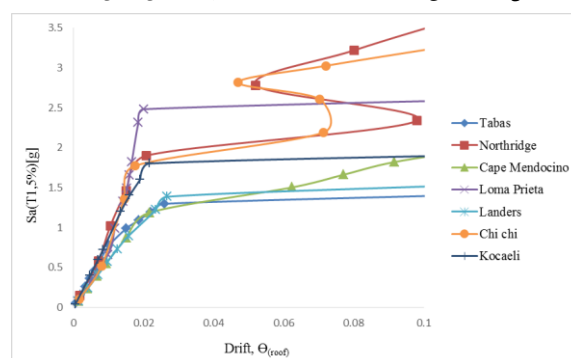


Fig. 9. IDA Curve Of Eight- Story SMF (ASD. Method)

شکل ۱۰. منحنی IDA قاب هشت طبقه ویژه (روش حدی)

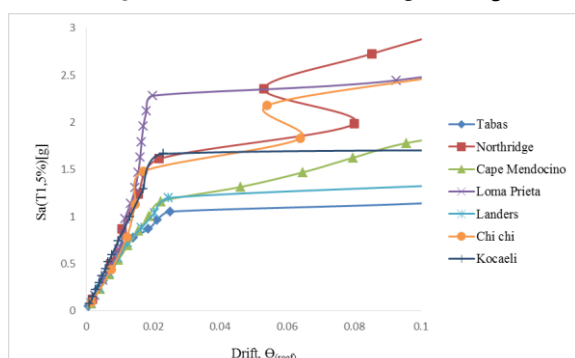


Fig. 10. IDA curve of Eight- Story SMF (LRFD. Method)

از مقایسه منحنی‌های IDA به دست آمده مشاهده می‌شود که در قاب‌های با شکل‌پذیری ویژه مقدار شاخص شدت شتاب طیفی قابل تحمل سازه بیشتر از قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط است که این موضوع با افزایش ارتفاع و پریود سازه‌ها نیز صادق است که این می‌تواند ناشی از رعایت نسبت محدودیت لنگر قابل تحمل تیر و ستون باشد. منحنی‌های IDA ترسیم شده برای قاب‌های طراحی شده با روش تنش مجاز و روش حالت حدی دارای طول ناحیه خطی یکسانی است و این نشان‌دهنده این است که قاب‌های طراحی شده به دو روش به‌طور یکسانی پس از تجربه ناحیه الاستیک وارد ناحیه پلاستیک می‌شوند. در برخی نمونه‌ها، قاب‌های طراحی شده به روش تنش مجاز از قابلیت بهتری در سخت‌شدگی مجدد (احیا) برخوردار است که به نوعی مزیت این روش را نشان می‌دهد.

شکندگی، آستانه فروریزش است که روش‌های مختلفی برای تعیین آن پیشنهاد شده است. برای استخراج منحنی‌های شکندگی برای آستانه فروریزش، باید نخست چگونگی تعیین شاخص شدت مانند فروریزش (IMC) مشخص شود. با توجه به مجموعه مطالعات انجام شده در این زمینه، هر یک از سه وضعیت زیر که زودتر رخ دهد به‌عنوان وضعیت حدی آستانه فروریزش در نظر گرفته خواهد شد:

- رسیدن بیشینه دررفت طبقه ای به مقدار ۱۰٪
 - کاهش شیب منحنی ظرفیت سازه به مقدار ۲۰٪ مقدار اولیه
 - ناپایداری سازه (واگرایی حل عددی)
- توزیع تجمعی لگاریتم نرمال رایج‌ترین و معتبرترین تابعی است که در مطالعات منحنی شکندگی استفاده می‌شود.

$$P = \text{LogCDF}(x; \eta, \beta) \quad (2)$$

در این رابطه، CDF بیانگر تابع توزیع تجمعی، x مقدار متغیر تصادفی، η میانه و β انحراف معیار تابع است. در ترسیم منحنی‌های شکندگی تغییر مکان بیشینه بام به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی انتخاب شده است.

۸- منحنی‌های شکندگی

برای ارزیابی احتمال فروریزش سازه در یک سطح مشخص از تحریک، اغلب دو شیوه استفاده می‌شود که تفاوت عمده آن‌ها در کمیت‌های به کار گرفته شده به‌منظور بیان نسبت تقاضا به ظرفیت است [18]. اول استفاده از یک پارامتر مهندسی به‌عنوان تقاضای لرزه‌ای به‌منظور محاسبه پتانسیل فروریزش که به‌اختصار EDP نامیده می‌شود و دوم به‌کارگیری مستقیم پارامتر تحریک لرزه‌ای یعنی IM که در این مطالعه از روش دوم استفاده خواهد شد.

بر اساس راهنمای FEMA-350 [19]، برای رکوردهای معمولی ظرفیت سطح عملکرد "استفاده بی‌وقفه" IO برای یک قاب خمشی ویژه در بیشینه تقاضای تغییر مکان نسبی زاویه‌ای بین

مشابه خود که با روش حدی طرح شده است برخوردار است. البته ذکر این نکته ضروری است که در سطح عملکرد آستانه فروریزش منحنی‌ها از هماهنگی بیشتری نسبت به قاب با شکل‌پذیری متوسط برخوردار است. از بررسی شکل (۱۳) مربوط به قاب‌های خمشی هشت طبقه با شکل‌پذیری متوسط چنین برمی‌آید که در سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه و ایمنی جانی دارای خطر شکست یکسانی است و تفاوت ناچیزی با یکدیگر دارند. ولی در سطح عملکرد آستانه فروریزش قاب طراحی شده به روش تنش مجاز دارای ایمنی بالاتری است. از بررسی شکل (۱۴) که مربوط به قاب‌های خمشی هشت طبقه با شکل‌پذیری ویژه است مشخص است که در کلیه سطوح عملکردی قاب طراحی شده به روش تنش مجاز از ایمنی بالاتری نسبت به قاب مشابه خود که با روش حدی طراحی شده است برخوردار است.

شکل ۱۴. منحنی شکنندگی قاب هشت طبقه ویژه

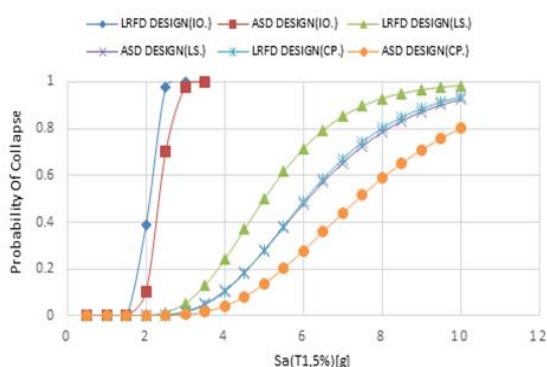


Fig. 14. Fragility Curve for 8- Story Special Moment Frame

برای بررسی دقیق‌تر، مقادیر میانه تابع شکنندگی در جدول (۲) مقایسه شده است و تفاوت نسبی آن‌ها استخراج شده است. با مشاهده این جدول مشخص می‌شود که در همه سازه‌ها در هیچ‌یک از سطوح عملکرد، روش حالت حدی وضعیت بهتری ندارد. به‌طور دقیق‌تر، روش تنش مجاز منجر به بهبود (افزایش) میانه تابع شکنندگی تا ۱۱٪ برای سازه‌های مختلف در سطوح عملکرد مختلف شده است. بیشترین تفاوت‌ها مربوط به قاب هشت طبقه با شکل‌پذیری ویژه است. میانه تابع شکنندگی تنش مجاز برای سطوح عملکرد IO، LS و CP به ترتیب ۵٪، ۱۱٪ و ۱۰٪ بیش از حالت حدی است.

شکل ۱۱. منحنی شکنندگی قاب چهار طبقه متوسط

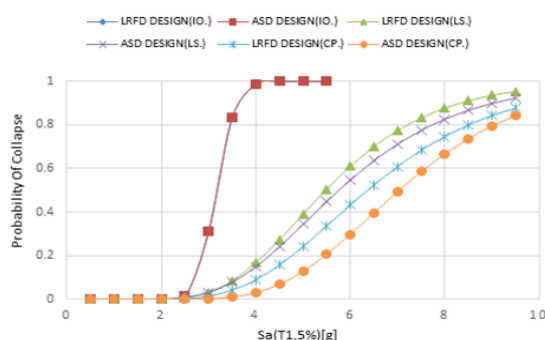


Fig. 11. Fragility Curve for 4- Story Intermediate Moment Frame

شکل ۱۲. منحنی شکنندگی قاب چهار طبقه ویژه

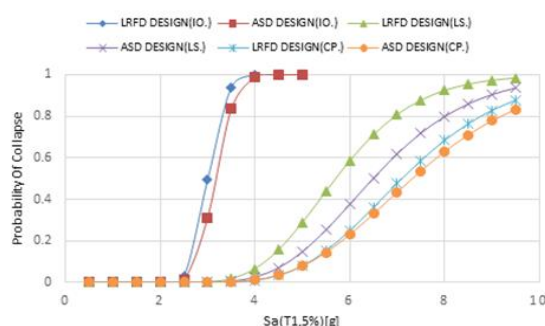


Fig. 12. Fragility Curve for 4- Story Special Moment Frame

شکل ۱۳. منحنی شکنندگی قاب هشت طبقه متوسط

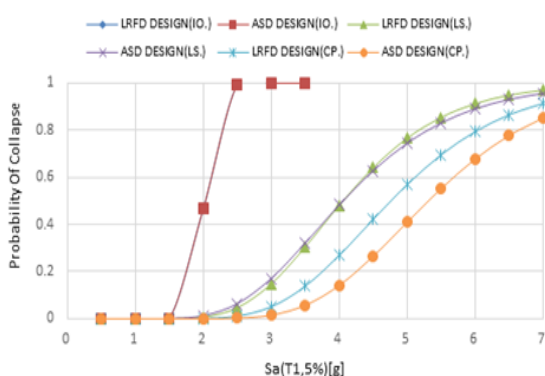


Fig. 13. Fragility Curve for 8- Story Intermediate Moment Frame

در شکل‌های (۱۱ و ۱۲) مشاهده می‌شود که در سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه (IO) قاب چهار طبقه با شکل‌پذیری متوسط طراحی شده به روش حدی و تنش مجاز به دلیل هماهنگی روی یکدیگر از ایمنی لرزه‌ای یکسانی برخوردار است و در سطح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش قاب طراحی شده به روش تنش مجاز از ایمنی بالاتری نسبت به قاب

جدول ۲. مقایسه مقادیر میانه به دو روش طراحی تنش مجاز و حالت حدی

Performance Level	4ST.IMF			4ST.SMF			8ST.IMF			8ST.SMF		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP
ASD. Method	1.15	1.75	1.95	1.15	1.87	1.99	0.70	1.40	1.67	0.85	1.81	2.00
LRFD. Method	1.15	1.70	1.85	1.10	1.74	1.96	0.70	1.40	1.56	0.72	1.61	1.80
Relative difference	0%	3%	5%	4%	7%	2%	0%	0%	7%	5%	11%	10%

Table 2. Median Values of fragility for the frames Designed by ASD And LRFD

دارد که چرا سازه‌های طراحی شده با این روش، عملکرد ضعیف‌تری از خود نشان می‌دهد. قاب هشت طبقه با شکل-پذیری ویژه بیشترین تفاوت را از خود نشان می‌دهد که در آن میانه تابع شکنندگی تنش مجاز برای سطوح عملکرد IO، LS و CP به ترتیب ۵٪، ۱۱٪ و ۱۰٪ بیش از حالت حدی است.

References

۱۰- مراجع

- [1] B. Alavi And H. Krawinkler, Consideration Of Near Fault Ground Motion Effects In Seismic Design.
- [2] Anderson, J., C. ; Bertero, V., Performance Improvement Of Long Period Building Structures Subjected To Severe Pulse- Type Ground.
- [3] Vamvatsikos, D., Cornell, C.A., Seismic Performance, Capacity And Reliability Of Structures As Seen Through Incremental Dynamic Analysis, Report No. 151, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department Of Civil And Environmental Engineerig.
- [4] Daneshjoo, "Demand And Seismic Capacity Of Steel Moment Frames Affected By Near-Fault Earthquake Using Increasing Dynamic Analysis", Journal Of Research- Sciences Modarres, Fourteenth, 2010 (In Persian)
- [5] Niknam, "Investigating The Performance Levels Of Structures With Steel Moment Frame System In Code 2800 By Increasing Dynamic Analysis", Second National Conference On Crisis Management ,Tehran 2012(In Persian)
- [6] Daneshjoo, "Comparison Of Incremental Nonlinear Incremental And Nonlinear Static Nonlinear Static Analysis Methods In Steel Moment Frames", Eighth International Congress Of Civil Engineering, Shiraz. 2009. (In Persian)
- [7] Yaghmaei, "Structural Steel Seismic evaluation Using New Methods Based on Incremental Nonlinear Static and Dynamic Analysis", 5th National Congress of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad ,2010. (In Persian)
- [8] Rajaiekhah, "Seismic Reliability Of Special Steel Moment Frames Designed By Lrfd Method

۹. نتیجه گیری

- از بررسی منحنی‌های شکنندگی در سازه‌های کوتاه مرتبه مانند قاب‌های خمشی چهار طبقه با شکل‌پذیری متوسط که با روش تنش مجاز طراحی شده‌اند به جز سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه که از ایمنی لرزه‌ای یکسانی نسبت به طراحی به روش حدی برخوردار است، در سایر سطوح عملکرد برتری با طراحی به روش تنش مجاز است. در قاب‌های چهار طبقه با شکل‌پذیری ویژه طراحی شده به روش تنش مجاز در کلیه سطوح عملکرد از خطر شکست کمتری نسبت به طراحی به روش حدی برخوردار است.
- در قاب‌های هشت طبقه با شکل‌پذیری متوسط در سطوح عملکردی IO و LS از ایمنی لرزه‌ای یکسانی در هر دو روش طراحی برخوردار است ولی در سطح عملکرد CP قاب طراحی شده به روش تنش مجاز از سطح ایمنی بالاتری برخوردار است. در قاب‌های هشت طبقه با شکل‌پذیری ویژه در کلیه سطوح عملکرد برتری با طراحی به روش تنش مجاز است.
- مقایسه مقادیر میانه توابع شکنندگی سازه‌های طراحی شده به دو روش نشان می‌دهد که در همه سازه‌ها در هیچ‌یک از سطوح عملکرد، برای تحریک‌های نزدیک به گسل دارای پالس، روش حالت حدی وضعیت بهتری ندارد. به‌طور خلاصه، روش تنش مجاز منجر به افزایش (بهبود) میانه تابع شکنندگی تا ۱۱٪ برای سازه‌های مختلف در سطوح عملکرد مختلف شده است. بنابراین نیاز به بررسی‌های جامع‌تری وجود

- [15] Federal Emergency Management Agency, "Nehrp Guidelines For The Seismic Rehabilitaion Of Buildings", Fema 356.
- [16] Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER, www.PEER.Com.
- [17] Baker, J. (2007) "Quantitative Classification of Near-Fault Ground Motions Using Wavelet Analysis" Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 97, No. 5, pp. 1486–1501.
- [18] Zareian, F., Krawinkler, H., Ibarra, L., Lignos, D., "Basic Concepts And Performance Measures In Prediction Of Collapse Of Buildings Under Earthquake Ground Motions", The Structural Design Of Tall And Special Buildings, Vol. 19, Pp. 167-181, 2010.
- [19] Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings,, Washington DC.: Report No. FEMA-350, SAC Venture, Federal Emergency management Agency, 2000.
- According To Iranian Codes And AISC", Ninth International Congress On Civil Engineering, Isfahan University Of Technology, 2012 (In Persian)
- [9] Asgarian, Seismic Performance Evaluation Of Steel Moment Resisting Frames Through, 2009.
- [10] Zareian, F., Krawinkler, H., "Assessment Of Probability Of Collapse And Design For Collapse Safety", Earthquake Engineering And Structural Dynamics, Vol. 36, Pp. 1901-1914, 2007.
- [11] Building And Housing Research Center, "Iranian Code of Practice For Seismic Resistant Design Of Buildings", Standard No.2800(4rd Edition), 2014 (In Persian)
- [12] Office for the codification and promotion of National Building Regulations, "Designing and implementing steel buildings, Tehran, Iran, 2008 (In Persian)
- [13] Office for the codification and promotion of National Building Regulations, "Designing and implementing steel buildings, Tehran, Iran, 2013 (In Persian)
- [14] Perform Component and Elements for PERFORM-3D and PERFORM-COLLAPSE (Version 5), Computers and Structures, Inc, 2011.

Probabilistic Assessment of ASD and LRFD code criteria for steel moment frames under the near-fault events using incremental dynamic analysis (IDA)

F.MalekAhmadi¹, M.S.Birzhandi^{2*}

1- Department of Civil Engineering, Isfahan (Khorasgan) Branch, Islamic Azad University, Isfahan, Iran

2- Department of Civil Engineering, Isfahan (Khorasgan) Branch, Islamic Azad University, Isfahan, Iran

s.birzhandi@khuisf.ac.ir

Abstract:

Recently, the Iranian code is established for the LRFD design of steel structures that consistent with the Iranian seismic design code (2800-4). This study is aimed to compare the performance of steel moment frames (SMF and IMF) in the Near-faults earthquakes designed with the Allowable Stress Design (ASD) and Load and Resistance Factor Design (LRFD) in a probabilistic framework. After the Static Push over (SPO), new Performance based earthquake engineering (PBEE) approach is incremental dynamic analysis (IDA) that can lead to the probabilistic judgment using fragility curves of the structure under the different types of ground motions at different levels of intensity. For the incremental dynamic analysis a large number of nonlinear time history analysis must be carried out. The evaluated steel moment frames are 4-story and 8-story frames. The nonlinear models of structures are constructed in the Perform-3D software to perform the nonlinear time history analysis. For the nonlinear modelling of beam element, the chord Rotation Model is used that proposed by FEMA and available in the Perform-3D software for the beam elements. This model predict the nonlinear behavior of element in the two end region that plastic hinge may be caused duo to the seismic load of earthquake. For the column elements, the fiber element method was employed. In this method, the cross-section of column element is subdivided into some spring elements. Each spring is subjected to axial load, given by the combination of axial force and bending moment acting on the section. This model sometimes is called multi-axial spring model (MS model). The fiber model represents a section at the structural member-end. This modelling can represent the axial-flexural interaction in the column element that their properties of nonlinear flexural bearing depends on its axial load in each time step. Near-field events due to their pulse-like effect are in the spotlight in the last decay. To evaluate their effects on the steel structures that located in the seismic areas of Iran, a number of near-field earthquakes are used in the probabilistic assessment. In the IDA curves, the roof drift is used as Damage Measure (DM) and the Spectral Pseudo-Acceleration of the first mode of the structure with 5% modal damping ($S_a(T_1, 5\%)$) is used as Intensity Measure (IM). Also in the probabilistic fragility curves, the direct method is used. It means that the IM is used directly in the fragility curve. To predict the probabilistic function for the different level of performance of structures, the lognormal distribution was used. The study results show that the structures designed by the ASD method have a better seismic performance than the LRFD frames specially in the performance level of Life Safety (LS) and Collapse Prevention (CP). It can be concluded from comparison of the median of collapse functions. For example for the special moment frame (8-story structure), the use of ASD design (instead of LRFD design) leads to a 11% increase in the median of fragility function in the Life Safety (LS) level and 10% increase in the Collapse Prevention (CP) level.

Keywords: Incremental Dynamic Analysis, Fragility Curves, Steel Moment Frame, LRFD for steel structures, Near Field Earthquakes