

Seismic Evaluation of Frame with Belt Truss by Incremental Modified Pushover Analysis (IMPA)

Hamed Gholami¹, Jafar Keyvani Ghamsari^{2*}, H.H.Lavasani³

1 ms student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran

2 Associate Professor, Department of Civil Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran

3 Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran

ABSTRACT

Nowadays, nonlinear static and dynamic analyses methods are rapidly expanding to evaluate the seismic performance of structures. Nonlinear dynamic analyses methods require a large amount of computations and are relatively time consuming. This fact has led to the emergence of novel methods based on the concepts of nonlinear static and dynamic analyses. One of the most widely used structures in tall buildings is a combination of the two popular building structures: Bundled tube frame and belt truss. This structural form is effective in reducing the structure responses to lateral loadings. In this paper, two 20-story Steel buildings with different arrangement of resistant rigid belt truss in the 19th and 20th stories have been evaluated under 7 pairs of far and near-field scaled ground motion. Incremental dynamic (IDA), Incremental modified Pushover (IMPA), modal pushover (MPA), and dynamic time history analyses have been conducted to evaluate the seismic response of the structures. The accuracy of the IMPA method has been compared to that of the Incremental Dynamic Analysis (IDA), and a comparison has been also made between nonlinear behavior of the studied models, with and without the belt truss. Results indicate the significant difference in the story drift in the three aforementioned structural configurations under high-amplitude speed pulses. Structures stiffened with belt truss at higher levels of PGA have collapsed and the seismic capacity of the frame has been increased in the upper floors. Maximum relative displacement has been occurred in the inelastic response area near the middle stories.

ARTICLE INFO

Receive Date: 03 February 2018

Revise Date: 03 February 2019

Accept Date: 21 February 2019

Keywords:

Nonlinear analysis
Incremental dynamic analysis
Incremental modified
nonlinear static analysis
Seismic performance

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.117924.1453

*Corresponding author: Jafar Keyvani Ghamsari
Email address: jkeyvani@khu.ac.ir

ارزیابی لرزه ای قاب های خمشی محیطی مجهز به کمر بند خرابایی با تحلیل نوین غیر خطی اصلاح شده فزاینده (IMPA)

حامد غلامی حیدرآبادی^۱، جعفر کیوانی قمصری^{۲*}، سید حسین حسینی لواسانی^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

۲- دانشیار، گروه عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

۳- استادیار، گروه عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

چکیده

امروزه به منظور ارزیابی لرزه ای سازه ها، روش های تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیر خطی به سرعت در حال گسترش است. روش های تحلیل دینامیکی غیر خطی به حجم زیاد محاسبات نیازمند بوده و بیشتر زمان بر هستند. این موضوع باعث پدید آمدن روش های نوین براساس مفاهیم مربوط به تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی شده است. یکی از فرم های سازه ای پر کاربرد در سازه های بلند استفاده از ترکیب دو قاب خمشی محیطی دسته شده و کمر بند سخت کننده خرابایی می باشد. این فرم سازه ای در کاهش پاسخ سازه در برابر بارهای جانبی تاثیر دارد. در این پژوهش به ارزیابی مدل های مطالعاتی سازه ۲۰ طبقه با قاب خمشی محیطی دسته شده با دو آرایش اسکلت مقاوم کمر بند خرابایی در طبقات ۱۹ و ۲۰ سازه با استفاده از ۷ رکورد مقیاس شده حوزه دور و نزدیک گسل، دارای پالس های بزرگ سرعت، تحلیل دینامیکی غیر خطی فزاینده (IDA) و تحلیل استاتیکی غیر خطی اصلاح شده فزاینده (IMPA) و تحلیل استاتیکی غیر خطی مودال (MPA) و تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی انجام گرفته است. دقت روش IMPA نسبت به روش تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) مقایسه گردیده است. همچنین مقایسه ای بین رفتار جانبی غیر خطی مدل ها، با کمر بند خرابایی و بدون کمر بند خرابایی با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی بار افزون انجام گرفته است. نتایج حاصله نشان دهنده تفاوت روشن و رسای پارامتر دریافت بین سه پیکربندی یاد شده تحت پالس های پر دامنه سرعت می باشد. سازه های مجهز به کمر بند سخت کننده در تراز بالاتری از PGA دچار گسیختگی شده و ظرفیت شدت لرزه ای قاب را، در طبقات بالایی افزایش داده است. تغییر مکان نسبی بیشینه در ناحیه پاسخ غیر الاستیک در حوالی طبقات میانی رخ داده است.

کلمات کلیدی: قاب خمشی محیطی دسته شده، کمر بند خرابایی، تحلیل دینامیکی غیر خطی فزاینده، تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده اصلاح شده، تحلیل استاتیکی غیر خطی مودال (MPA)

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2019.117924.1453	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.117924.1453	۱۴۰۰/۰۱/۳۰	۱۳۹۷/۱۲/۰۲	۱۳۹۷/۱۲/۰۲	۱۳۹۷/۱۱/۱۴	۱۳۹۶/۱۱/۱۴
			جعفر کیوانی قمصری jkeyvani@khu.ac.ir		*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

مقاوم سازی ساختمان های بلند در دنیا با گذر زمان رو به افزایش است. ظرفیت سازه در طراحی باید به گونه ای باشد که حالت فرو ریزش در برابر نیروهای زلزله پیش نیاید. تجزیه و تحلیل الاستیک برآوردی خوب از ظرفیت سازه را ارائه نمی دهد؛ لیکن قادر به پیش بینی مکانیزم فروپاشی و باز توزیع نیروها در مفاصل پلاستیک و المان های سازه نمی باشد. تحلیل غیر خطی تصویری از رفتار سازه در زمانی که ظرفیت الاستیک آن تجاوز گردد، ارائه می نماید. همچنین پالس های بلند مدت شتاب که منجر به پالس های بزرگ سرعت^۱ می گردند، موجب ایجاد پاسخ های قابل توجه شده و پتانسیل خرابی سازه را افزایش می دهد.

تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی^۲ (NTHA) روشی پیچیده و زمان بر برای محاسبه دقیق تقاضای لرزه ای است. برای بررسی سازه هایی که وارد ناحیه غیر خطی می شوند از روش استاتیکی غیر خطی استفاده می شود [۱]. پژوهشگران مختلف در روش تحلیل استاتیکی غیر خطی پایه اصلاحاتی صورت داده اند و روش های استاتیکی غیر خطی نوین ارائه کرده که در آن ها تحلیل بار افزون برای یک سازه با الگوی بار متفاوت و براساس مود های گوناگون صورت گرفته و سپس نتایج با هم ترکیب می شوند [۳-۲]. در این میان تحلیل استاتیکی غیر خطی مودال یکی از روش های اصلاح شده می باشد [۴]، که با لحاظ نمودن اثرات ناشی از مودهای بالاتر و همچنین استفاده از مفاهیم ساده و بر مبنای تئوری دینامیک سازه ها و در نتیجه ارائه نتایج نسبتاً دقیق در مقایسه با سایر روش های ارائه شده بسیار مورد توجه قرار گرفته است با ادامه تحقیقات تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده اصلاح شده^۳ (IMPA) ارائه گردیده است [۵]، که در آن علاوه بر ویژگی های روش قبلی از برخی فرضیات دیگر نیز به هدف کاستن مشکلات در روش های پیشین بهره برده شده است.

تحلیل دینامیکی غیر خطی فزاینده^۴ (IDA) با شناخت خوبی که از ظرفیت سازه در اختیار محاسب قرار می دهد، می تواند در تعیین عملکرد واقعی سازه استفاده شود. مفاهیم طراحی عملکردی نیازمند شناخت و درک کلی سطوح مختلف عملکردی و رفتار و پاسخ سازه ها به زمین لرزه های مختلف می باشد.

سازه های ترکیبی قاب خمشی محیطی و کمر بند سخت کننده خرپایی یکی از سیستم های سازه ای، برای تحمل بارهای جانبی است. سیستم قاب خمشی محیطی به صورت منفرد، یکی از سیستم های رایج و کارآمد جهت کاهش پدیده لنگی برش^۵ و تغییر مکان جانبی می باشد. سیستم قاب خمشی محیطی متشکل از چهار قاب عمود برهم و دارای ستون های نزدیک به هم می باشد. با تیرهای محیطی به یکدیگر متصل شده اند. ترکیب سیستم قاب خمشی محیطی با کمر بند سخت کننده خرپایی به عنوان یک سیستم می تواند در کاهش پاسخ های لرزه ای سازه موثر باشد.

افزودن مهار جانبی در بالای سازه و همچنین کمر بند سخت کننده در هر تراز، باعث افزایش سختی جانبی سازه می گردد، این امر منجر به کاهش پاسخ تغییر مکان سازه، در برابر بارهای جانبی زلزله می شود. با افزودن مهاربندها نیاز به مقاطع قوی تر به علت محدود شدن تغییر مکان از بین می رود. ترکیب سیستم قاب محیطی با کمر بند خرپایی معمولاً به عنوان روشی موثر برای کنترل تغییر مکان های جانبی طبقات در سازه های بلند در طول زمین لرزه های قوی می باشد [۶]. خرپای کمر بندی موجب می شود که ستون های محیطی به صورت هماهنگ تر در برابر بار های جانبی عمل کنند [۷].

جنبش های قوی ثبت شده در نزدیکی گسیختگی گسل، به صورت قابل ملاحظه ای با جنبش های رخ داده در مناطق دور گسل متفاوت می باشد. مطالعات بر روی جنبش های قوی ثبت شده در نزدیکی گسل نشان دهنده وجود مجموعه اثرات مشخص در تاریخچه زمانی شتاب، سرعت و جابجایی زمین می باشد. نمود برآیندهای فوق تحت اثرات رکورد های نیرومند زلزله، بسیار پیچیده تر از حالت بارگذاری های ساده استاتیکی است [۸].

¹ Velocity Pulse

² Non-linear Time History Analysis (NTHA)

³ Incremental Dynamic Analysis (IMPA)

⁴ Incremental Dynamic Analysis (IDA)

⁵ Shear lag

ویژگی های جنبش های نیرومند زمین در حوزه نزدیک گسل، همراه با نمود اثرات جهت داری^۱، وجود پالس های بزرگ سرعت و اسپایک های پر انرژی شتاب، روند شدید و کوتاه مدت آزاد شدن انرژی جنبشی، وجود باند فرکانسی پر انرژی کمتر از ۱۰ هرتز (10 Hz)، موضوعات بسیار مهم در محاسبه برآیندهای دینامیکی المان های اسکلت مقاوم و سپس حصول یک طرح لرزه ای جامع است.

نکته اصلی کاربرد رکوردهای انتخابی در این پژوهش، در برداشتن خصوصیات جهت داری، پالس های پدیده سرعت و اسپایک های پر انرژی شتاب می باشد. هر دو پارامتر PGV و PGD حرکات حوزه نزدیک ثبت شده، به صورت عمده از رکوردهای زلزله حوزه دور بزرگتر می باشند. ساختار فیزیکی جنبش های نیرومند زمین، ثبت شده در مناطق حوزه نزدیک گسل، شامل پالس های مشخص و متمایزی در تاریخچه زمانی سرعت می باشد [۹].

در این پژوهش رفتار لرزه ای ساختمان های بلند مجهز به کمر بند خرابایی و تاثیر اضافه کردن مهار خرابایی بر ظرفیت لرزه ای سازه، چگونگی توزیع نیاز لرزه ای منحنی IDA در سطح عملکرد بی وقفه^۲ و آستانه فروریزش^۳ بررسی می شود. برای این منظور یک قاب محیطی دسته شده ۲۰ طبقه با دو نوع آرایش اسکلت مقاوم کمر بند خرابایی در طبقات ۱۹ و ۲۰ سازه در نرم افزار های اجزاء محدود با تحلیل های استاتیکی غیر خطی مودال و تحلیل دینامیکی غیر خطی فزاینده دقیق و تقریبی مورد ارزیابی قرار گرفته است، سپس تاثیر مهار کمر بند خرابایی بر وضعیت عملکردی سازه با رسم منحنی های تغییر مکان نسبی و منحنی های میانه IDA مورد مطالعه قرار گرفته است.

۲- معرفی سازه های مورد مطالعه و ساختار کلی پژوهش

هر سه مدل مطالعاتی این پژوهش، سازه های بلند مرتبه فولادی ۲۰ طبقه می باشد. یک مدل ساده ۲۰ طبقه قاب خمشی محیطی دسته شده و دو آرایش متفاوت اسکلت مقاوم قاب خمشی محیطی به همراه کمر بند سخت کننده هایی، در طبقات ۱۹ و ۲۰ می باشد. پلان سازه به صورت متقارن نسبت به دو معیار سختی و جرم بوده و اندازه دهانه ها ۷٫۳۲ متر می باشد. مدل ها با MODEL-A و MODEL-B و MODEL-S معرفی شده است. مدل S به صورت قاب خمشی محیطی دسته شده بدون کمر بند خرابایی^۴ می باشد. جزئیات پلان و نما در شکل ۱ نشان داده شده است [۱۰].

کمر بند سخت کننده خرابایی به صورت دور تا دور دهانه های قاب قرار گرفته و دو سر المان های مهار گیردار تعریف شده است. المان های خرابایی با دو بل ناودانی و به صورت مهار بند های لوزی و ضربدری در دهانه های طبقات ۱۹ و ۲۰ قرار گرفته است، المان های تیر و ستون و مهار بندی از مقاطع ایرانی انتخاب و مدل سازی شده اند. جزئیات مقاطع مورد استفاده در مدل سازی در جدول ۱ آورده شده است. در محاسبات و تعاریف فرض بر آن است که خاک ساختگاه از نوع ۲ و سازه در پهنه بندی خطر پذیری خیلی زیاد قرار دارد. بارگذاری سازه ها مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ تعریف شده است. بار مرده برای تمام طبقات برابر با 500 kg/m^2 و نیز بار زنده در طبقات 200 kg/m^2 و همچنین برای بام، 150 kg/m^2 در نظر گرفته شده است [۱۳-۱۲]. همچنین روند انجام مدل سازی در نرم افزار های اجزاء محدود و نحوه رسیدن به پاسخ پارامتر های لرزه ای در شکل ۲ آورده شده است [۲۳-۲۲].

اتصالات مفصلی و صلب در ساختار اسکلت مقاوم همراه با ماهیت تحلیلی تعریف حوزه رفتار غیر خطی تعریف شده اند [۱۰]. رفتار غیر خطی المانهای تیر و ستون به ترتیب از مفصل M_3 (خمشی) و نیز مفاصل غیر خطی $P-M_2-M_3$ (اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی) و همچنین از مفصل غیر خطی P (نیروی محوری) بر اساس ضوابط FEMA 356 استفاده شده است [۱۴].

در تعاریف و مشخصات اعضا و مقاطع، بر اساس استاندارد ملی ساختمان ایران ۲۸۰۰ و رعایت دو معیار محدودیت جابجایی نسبی لرزه ای طبقات و رعایت اصل ستون قوی-تیر ضعیف در اتصالات عمل شده است. برای مدل سازی مطالعاتی جهت توصیف رفتار غیر خطی همان مطابق توصیه FEMA356 عمل شده، که خلاصه تعاریف به صورت نمودار در شکل ۳ نمایش داده شده است. صلبیت خمشی المان

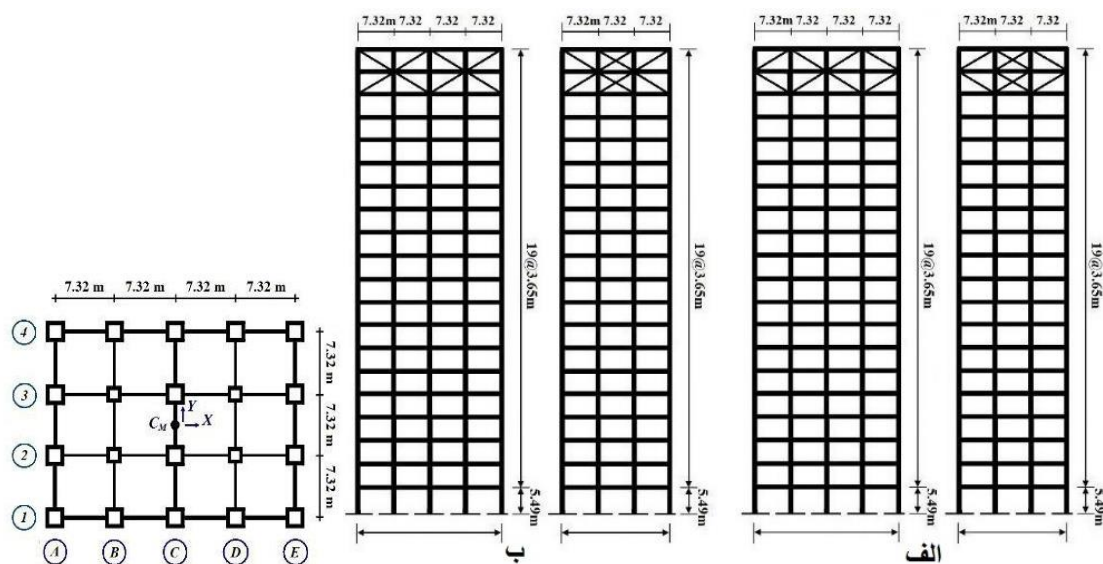
¹ Directivity

² Immediate Occupancy

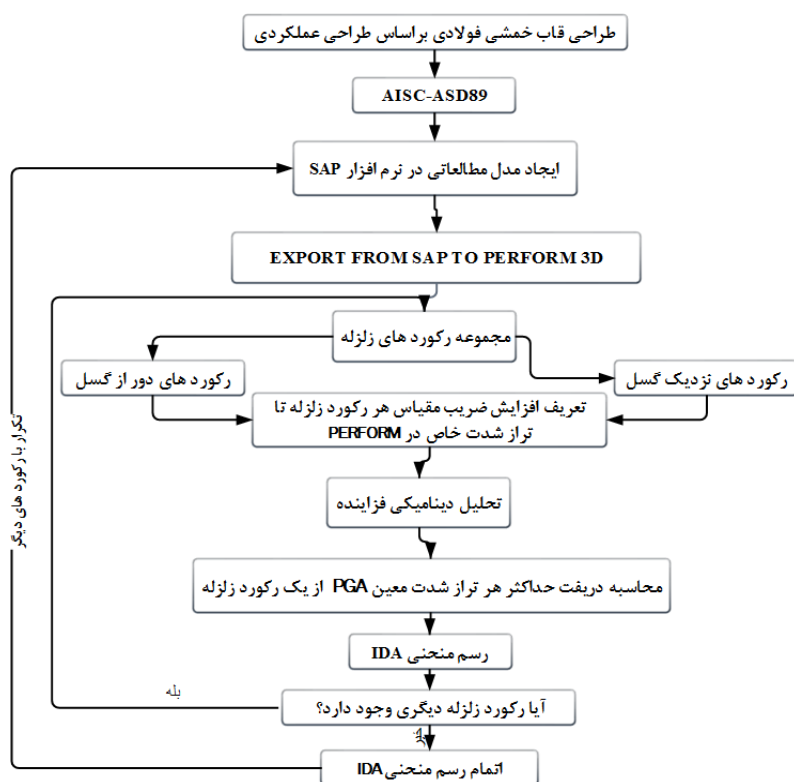
³ Collapse Prevention

⁴ Belt Truss

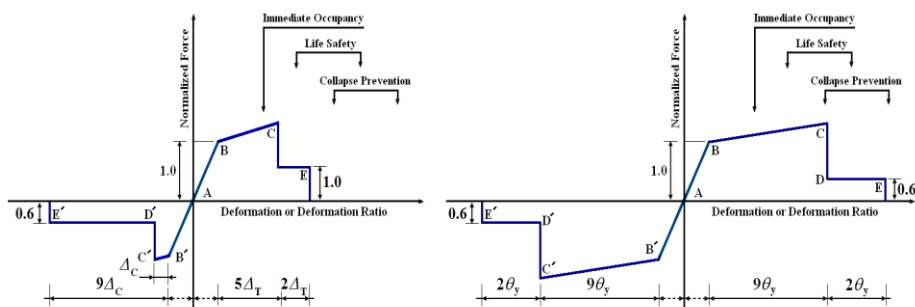
های قطری (اتصال) به صورت کمتر از ۰,۸ صلبیت خمشی نیمرخ ستون ها می باشد. تحت همه رکورد ها مفاصل غیر خطی تشکیل شده است. اسکلت هر سه سازه مطالعاتی در دامنه عملکردی پایین و حتی فراتر از آستانه فروریزش مطابق استاندارد ملی ساختمان قرار دارند [۱۵].



شکل ۱: نما و پلان سازه مطالعاتی با اسکلت مقاوم بلند مرتبه ۲۰ طبقه با ۲ آرایش کمر بند سخت کننده خرپایی، اتصالات هر دو قاب B و D به صورت مفصلی است: (الف) نمای سازه مدل B؛ (ب) نمای سازه مدل A.



شکل ۲: مراحل روش تحقیق [۲۲-۲۳].



شکل ۳: مدل مفصل غیر خطی المان های تیر-ستون [۱۱].

میرایی به صورت کلاسیک متناسب با سختی و جرم لحاظ شده و مقدار ضریب میرایی ۵ درصد در نظر گرفته شد. پریود هر سه مود اول ارتعاشی سازه در راستای x و y و z در جدول ۳ آورده شده است. تمامی تحلیل های غیرخطی دینامیکی و استاتیکی توسط نرم افزار های اجزاء محدود انجام گردیده است. بدیهی است که به دلیل بیشتر بودن پریود مودهای انتقالی نسبت به مودهای پیچشی سازه معیار رفتار پیچشی^۱ سخت حاکم می باشد.

جدول ۱: مشخصات مقاطع ستون های مدل های مطالعاتی (شکل ۱).

قاب های خمشی در جهت Y پلان (cm)	قاب های مفصلی در جهت X پلان (cm)	قاب های خمشی در جهت X پلان (cm)	قاب های خمشی محیطی (cm)	طبقه
Box 80x86x3-2PL 3	Box 80x86x3-2PL 3	Box 80x86x3-2PL 3	*Box 80x86x3-2PL 3	۱
Box 80x2.5-2PL 3	Box 80x2.5-2PL 3	Box 80x2.5-2PL 3	Box 80x2.5-2PL 3	۲
Box 75x78x3	Box 75x78x3	Box 75x78x3	Box 75x2.5	۳-۷
Box 70x72x3	Box 70x72x3	Box 70x72x3	Box 70x2.5	۸-۱۰
Box 65x68x3	Box 65x68x3	Box 65x68x3	Box 65x2	۱۱-۱۲
Box 60x62x2	Box 60x62x2	Box 60x62x2	Box 60x2	۱۳-۱۶
Box 55x58x3	Box 55x58x3	Box 55x58x3	Box 55*2	۱۷-۱۸
Box 50x52x3	Box 50x52x3	Box 50x52x3	Box 50x2	۱۹-۲۰

جدول ۲: مشخصات مقاطع تیرها و سخت کننده خرپایی مدل های مطالعاتی (شکل ۱).

مشخصات ناودانی سخت کننده خرپایی	مشخصات تیرها (cm)	طبقه
-	2IPE30x2x1.5	۱-۴
-	2IPE25x2x1.5	۵-۱۳
-	2IPE20x2x1.5	۱۴-۱۶
-	2IPE20x2x1.5	۱۷-۱۸
2UNP180(D15)	2IPE20x2x1.5	۲۰-۱۹

جدول ۳: پریود سه مود اول ارتعاشی سازه های مورد مطالعاتی (شکل ۱).

نوع آرایش اسکلت مقاوم	مود دوم انتقالی راستای X (S)	مود دوم انتقالی راستای Y (S)	مود سوم پیچشی راستای Z (S)
MODEL-A	۲,۰۱۴	۲,۳۱۲	۲,۰۶۴
MODEL-B	۲,۰۱۵	۲,۳۱۲	۲,۰۶۴
MODEL-S	۲,۰۳۱	۲,۳۱۸	۲,۰۶۹

۳-رکورد های سه مولفه ای مورد استفاده در این پژوهش

مشاهدات و ارزیابی های صورت گرفته بر روی تخریبات سازه ای، در هنگام وقوع زلزله های بزرگ مانند نورتریج ۱۹۹۴ کالیفرنیا، کوبه ۱۹۹۵ ژاپن، چای چای ۱۹۹۹ تایوان، بم ۲۰۰۳ و طبس ۱۹۷۸ ایران، بیانگر تاثیرات بسیار ویرانگر رکورد های نیرومند و پرنترژی حوزه نزدیک می باشد [۱۶]. ویژگی های جنبش های نیرومند زمین در حوزه نزدیک گسل، همراه با نمود اثرات جهت داری، وجود پالس

^۱ Torsionally

های بزرگ سرعت و اسپایک های پر انرژی شتاب، روند شدید و کوتاه مدت آزاد شدن انرژی جنبشی، وجود باند فرکانسی پر انرژی کمتر از ۱۰ هرتز (10 Hz)، موضوعات بسیار مهم در محاسبه برآیندهای دینامیکی المان های اسکلت مقاوم و سپس حصول یک طرح لرزه ای جامع است. نکته اصلی کاربرد رکوردهای انتخابی در این پژوهش، در برداشتن خصوصیات جهت داری و اسپایک های پر انرژی شتاب می باشد. هر دو پارامتر PGV و PGD حرکات حوزه نزدیک ثبت شده به صورت عمده از رکوردهای زلزله حوزه دور بزرگتر می باشند.

ارزیابی پاسخ های لرزه ای به انتخاب مناسب رکوردها با مدل سازی دقیق المان های سازه وابسته است. رکوردهای مورد استفاده در این پژوهش از زلزله های بم، منجیل و نورتریج، ارزینکان و ال سنترو می باشد. در جدول ۴ مشخصات فیزیکی رکورد ها و روند مقیاس کردن رکورد ها آورده شده است. رکوردهای انتخابی ویژگی های متناسب با شرایط ساختگاه را دارا می باشند. همگی رکورد ها به صورت سه مولفه ای و مقیاس شده به سازه مطالعاتی اعمال گردیده است. روش اندازه گذاری نیز بر پایه آیین نامه طراحی ایران (استاندارد ۲۸۰۰) صورت گرفت [۱۵].

مولفه موازی صفحه شکست گسل (مولفه LN) در راستای X پلان شکل ۱، همچنین مولفه های TR و UP نیز به ترتیب در راستای های Y و Z اعمال گردید. در انتخاب رکوردها سعی بر آن بوده که مجموعه رکوردهای حوزه نزدیک گسل و همچنین دو رکورد ایرانی مورد تحقیق قرارگیرد، این رکوردها حاوی اسپایک های نیرومند پدمانه و کوتاه مدت شتاب، به همراه پالس های بزرگ و پیوسته سرعت باشد. نمود این ویژگی ها برای مقایسه میان نسبت پارامتر های طیفی و نیز اندازه پالس های موجود در تاریخچه زمانی هر دو مولفه موازی و عمود بر صفحه شکست گسل مربوط به رکورد اصلی و بسیار نیرومند زلزله شهر بم ایران در سال ۱۳۸۳ خورشیدی و زلزله The 1994 Northridge E - Jensen Filter Plant (JFP) ثبت شده است [۱۷].

۴- تحلیل بار افزون مودال (MPA)

تحلیل پوش آور مودال با لحاظ نمودن اثرات مود های بالاتر و همینطور صرف نظر از مفاهیم پیچیده و کم تاثیر محاسباتی، کارایی مناسبی در تخمین پارامترهای پاسخ غیر خطی دارد. روش تحلیل پوش آور مودال معادل سازی شده با تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی به کار گرفته شده است. هفت رکورد مقیاس گذاری شده جهت معادل سازی در تحلیل پوش آور انتخاب شدند. نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی به عنوان مقادیر میانگین پوش بیشینه تغییر مکان پاسخ لرزه ای در نظر گرفته شد. در این تحقیق، تغییر مکان هدف برای تحلیل پوش آور مودال در جهت X و Y پلان با توجه به مقادیر میانگین بیشینه تغییر مکان طبقه بام استخراج شده از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی رکوردهای مذکور، به کار گرفته شده است [۱۸].

جدول ۴: مشخصات طیفی رکوردهای مورد استفاده در این پژوهش.

Ground Motion	Duration(s)	Scale Factor	PGA-LN	PGA-TR
The IRANIAN 2003 - Bam E (BAM)	20.00	1.70	0.62	0.78
The 1940 El Centro Record (Far Field)	30.00	1.20	0.18	0.30
The 1992 Erizacan E (ERZ)	20.00	1.43	0.40	0.52
The 1994 Northridge E. - Newhall W. Pico Canyon Rd (WPI)	20.00	1.38	0.33	0.45
The 1994 Northridge E. - Jensen Filter Plant (JFP)	30.00	1.70	0.44	0.42
The 1979 Imperial Valley E. - Meloland (MEL)	30.00	1.00	0.24	0.27
The IRANIAN 1990 - Manjil E - Abaar - 30sec	30.00	2.50	0.52	0.46

۴-۱- روش گام به گام تحلیل پوش آور MPA

۱. اجرای تحلیل های مودال برای محاسبه فرکانس های طبیعی سازه و اشکال مودی الاستیک سازه (ϕ_n)
۲. بدست آوردن رابطه برش پایه - تغییر مکان بام (Vb-Urn) برای کلیه مودهای در نظر گرفته شده با استفاده از تحلیل غیر خطی استاتیکی بر مبنای توزیع بار:

$$S_n^* = m\phi_n$$

(۱)

که در آن m ماتریس جرم سازه و ϕ_n شکل (بردار) مودی مربوط به مود n ام می باشد.

۳. تبدیل منحنی پوش آور مربوط به مود n ام به منحنی دوخطی ایده‌ال.

۴. تبدیل منحنی دو خطی شده مرحله قبلی، به رابطه نیرو - تغییر مکان $D_n - \frac{F_{Sny}}{L_n}$ برای سیستم یک درجه آزاد غیرخطی

معادل (SDOF) برای مود n ام با استفاده از روابط ذیل:

$$\frac{F_{Sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*} \quad (2)$$

$$D_{ny} = \frac{u_{my}}{\Gamma_n \phi_m} \quad (3)$$

$$M_n^* = L_n \Gamma_n \quad (4)$$

$$\Gamma_n = \frac{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kn}}{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kn}^2} \quad (5)$$

$$L_n = \sum_{k=1}^N m_k \cdot \phi_{kn} \quad (6)$$

که در آن M_n^* جرم مودی مؤثر و Γ_n ضریب مشارکت مودی برای مود n ام می باشد.

۵. محاسبه حداکثر تغییر مکان سیستم یک درجه آزاد معادل (SDOF) غیرخطی متناظر با مود n ام با استفاده از تحلیل دینامیکی

$$T_n = 2 \sqrt{\frac{L_n D_{ny}}{F_{Sny}}} \quad (7)$$

محاسبه حداکثر جابجایی بام یا تغییر مکان هدف (u_m) متناظر با مود n ام طبق رابطه ذیل:

$$u_{rn} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \quad (8)$$

۶. استخراج سایر اطلاعات پاسخ سازه نظیر جابجایی نسبی و مطلق طبقات، میزان چرخش مفاصل پلاستیک و ... با استفاده از

نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده متناظر با مود n ام با توجه به مقدار تغییر مکان هدف (u_m).

۷. تکرار مراحل ۳ تا ۷ برای هر تعداد مود لازم (معمولاً ۲ یا ۳ مود اول سازه) جهت رسیدن به دقت مورد نظر.

۸. تعیین نیاز کل سازه با ترکیب پاسخ‌های حداکثر مودی با استفاده از روش SRSS یا روش‌های دیگر [۱۸].

۵- آنالیز دینامیکی غیر خطی فزاینده^۱ (IDA)

در این روش بدون در نظر گرفتن مشخصات سازه صرفاً تغییرات بر روی شتابنگاشت خواهد بود. در این روش مقدار PGA شتابنگاشت را به بیشترین مقدار (1g) مقیاس نموده و سپس در نرم افزار فراخوانی می شود. با توجه به مطالب ارائه شده یک IDA تک رکوردی نمی تواند به طور کامل رفتار سازه را بیان نماید. همچنین منحنی IDA وابستگی زیادی به رکورد انتخابی دارد؛ از این رو باید تعداد مناسبی رکورد برای پوشش کامل پاسخ‌ها در نظر داشت [۱۹].

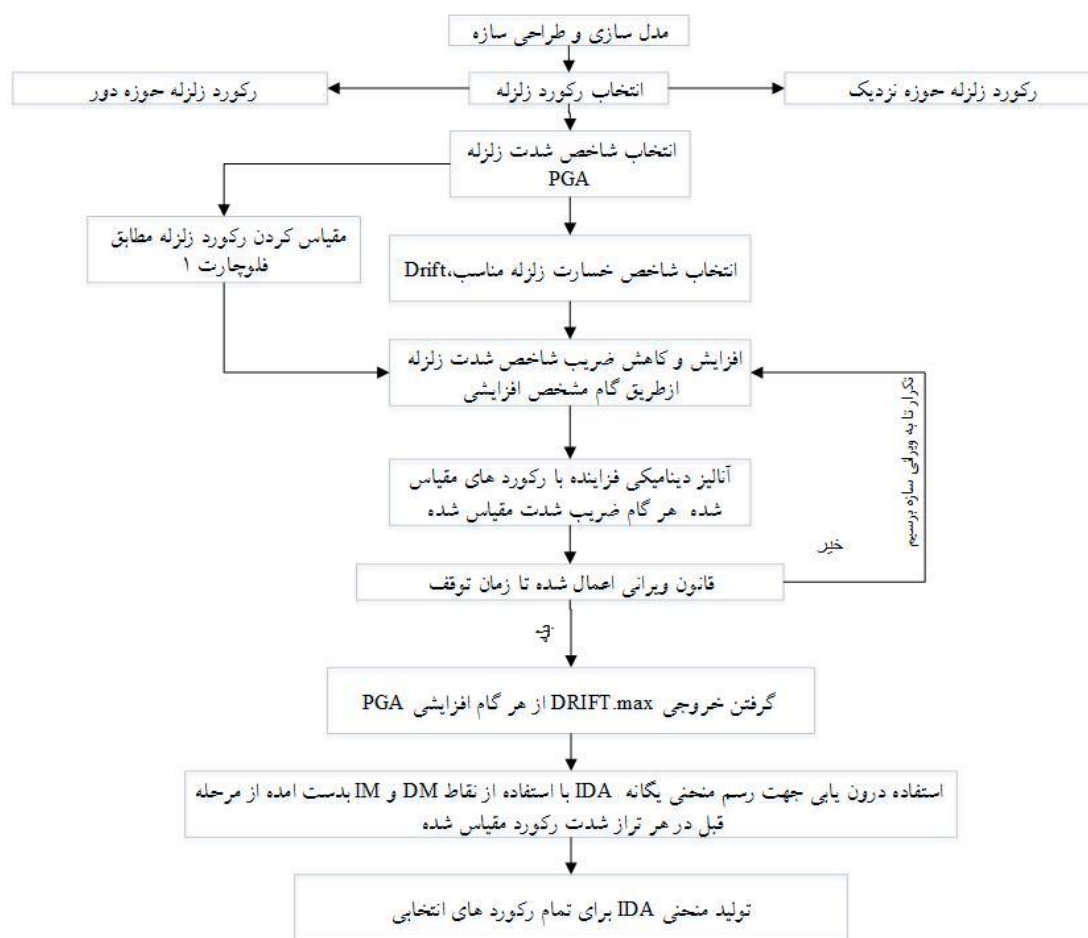
پس از رسم نمودارهای مربوطه، حجم زیادی اطلاعات برای سازه با توجه به زلزله‌های موجود بدست می آید. همچنین به دلیل وجود دامنه وسیع پاسخ‌های منحنی IDA خلاصه نمودن این اطلاعات امری ضروری می باشد. از آنجا که این منحنی‌ها به طور ذاتی ماهیت تصادفی دارند، برای بررسی آنها و تعیین پاسخ سازه باید از روش‌های احتمالاتی بهره جست. با توجه به جامعه آماری حاصل از منحنی‌های IDA، هر منحنی تابع تصادفی میزان خسارت بر حسب شدت می باشد. استفاده از این روش تا رسیدن به نقطه‌ای که اولین منحنی به مقدار ظرفیت خود می رسد، مناسب و کاربردی می باشد. روند کلی روش تحلیل دینامیکی فزاینده در شکل ۴ به نمایش درآمده است.

¹ Incremental Dynamic Analysis (IDA)

اندازه شدت^۱: اندازه شدت (IM) کمیتی مقیاس پذیر از یک شتابنگاشت مقیاس شده، a_x ، و یک مقدار اسکالر نامنفی $IM \in [0, \infty)$ است که تابعی از شتابنگاشت مقیاس نشده یا اصلی، a_1 ، $(IM = f_{a1}(\lambda))$ می باشد. که می توان گفت بصورت هماهنگ با افزایش یا کاهش شتابنگاشت تغییر می کند، مطابق فرمول ۹ تعریف می شود [۲۰].

$$IM = f * a_1 * \lambda \quad (9)$$

شاخص خرابی^۲: مقدار خرابی (DM) یا تغییرات وضعیت حالت سازه، یک کمیت اسکالر نامنفی است. $DM \in [0, \infty)$ ، که پاسخ مدل سازه ای به علت بار لرزه ای وارده را نشان می دهد؛ به عبارت دیگر DM یک مقدار قابل مشاهده می باشد که قسمتی از خروجی تحلیل دینامیکی غیرخطی می باشد یا می تواند از این خروجی نتیجه شود. انتخاب یک DM مناسب به سازه و کاربرد آن بستگی دارد [۲۰].



شکل ۴: روش تحلیل دینامیکی فزاینده.

۶- تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده اصلاح شده (IMPA)

در روش IMP الگوی بار جانبی f_s باعث تخمین بهتر از تقاضاها در ساختمان های بلند می گردد، زیرا تاثیر مود دوم در این نوع ساختمان ها قابل ملاحظه می باشد [۲۲]. به هر حال همانطور که تعیین الگوی بار جانبی غیرمتناسب با رفتار سازه، باعث ایجاد خطاهای غیر

¹ Intensity Measure

² Damage Measure

³ Incremental Modified Pushover Analysis (IMPA)

قابل قبول می شود؛ استفاده از الگوی بار جانبی مناسب که اثر مود های بالاتر را در نظر بگیرد ضروری است. IMPA همانند سایر روش های استاتیکی غیر خطی از مشخصات مشترکی نظیر تعیین سیستم SDOF معادل برای برآورد و تخمین جابجایی هدف بام و الگوی بار جانبی استفاده می شود. تخمین پاسخ سازه با استفاده از روش IMPA نتایج محافظه کارانه و دست بالایی نسبت به روش IDA دارد. به عبارت دیگر، روش IMPA یک روش دست بالا در مقایسه با روش IDA است. این بدین معنی است که پاسخ بدست آمده در طرف محافظه کارانه قرار دارد و برای اهداف طراحی بسیار مناسب است [۵].

۱-۶- روش گام به گام تحلیل نوین استاتیکی غیر خطی فزاینده اصلاح شده (IMPA)

روش اصلاح شده IMPA، روشی برای ایجاد منحنی های تحلیل دینامیکی فزاینده IDA می باشد، روند کلی این روش در شکل ۵ به نمایش درآمده است؛ گام های اصلی این روش عبارتند از:

۱. مشخصات سازه ی ارتجاعی محاسبه شده است. این مشخصات شامل دوره تناوب، مود شکل و ضریب مشارکت مود تنها برای سه مود اول ($\phi_r=1$) می باشد.
۲. ضریب UB (کران فوقانی) و الگوی بار جانبی f_s محاسبه شده است؛ تغییر مکان طیفی متناظر با دو مود اول محاسبه شده است، سپس با استفاده از ضرایب مشارکت مودال پیداشده در گام ۱ ضریب UB به عنوان سنجشی از ضریب مود دوم در پاسخ، از طریق اعمال معادله (۱۰) و الگوی بار جانبی f_s از معادله (۱۱) محاسبه شده است. میرایی با استفاده از روش ریلی تعیین می شود.

$$UB = \frac{q_2}{q_1} = \left| \frac{\Gamma_2 D_2}{\Gamma_1 D_1} \right| \quad (10)$$

که در آن q_2/q_1 عبارتست از:

$D_i = D(T_i, \xi_i)$ تغییر مکان طیفی برای دوره تناوب T_i و ξ_i نسبت میرایی می باشد.

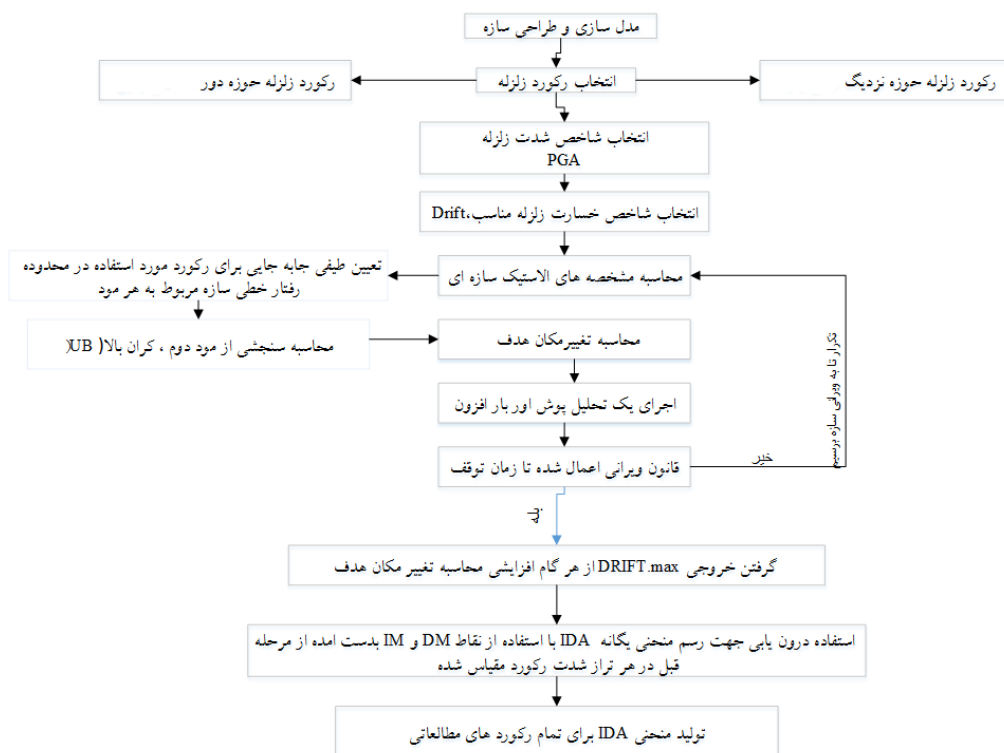
$$\{f_s\} = \omega_1^2 [M] \{\phi\}_1 + \omega_2^2 [M] \{\phi\}_2 UB \quad (11)$$

۳. تغییر مکان هدف، بیشینه تغییر مکان حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی رکورد مقیاس شده با استفاده از فرمول های (۱۲) و (۱۳) محاسبه شده است، M ماتریس جرم و $\{\phi\}$ ماتریس جرم می باشد.

$$\gamma = \frac{(\phi)^T M (1)}{M^*} \quad (12)$$

$$\text{تغییر مکان بام هدف} = \text{Max Dis}(\text{Max Dis})_{SDOF} \times \gamma(1 + UB) \quad (13)$$

۴. یک تحلیل پوش آور اجرا شده است؛ در این گام، سازه MDOF با الگوی بار جانبی f_s ، تا حداکثر تغییر مکان بام حاصل شده در گام قبل کشانده می شود؛ در این تراز، تقاضاهای سازه ای مطلوب از قبیل دریفت بین طبقه حداکثر، محاسبه شده است.
۵. منحنی های IDA بر مبنای IMPA ایجاد شده است؛ تکرار گام های ۲ و ۳ و ۴ برای هر تراز شدت، در نهایت منجر به یک منحنی با سنجش شدت در برابر سنجش آسیب می شود. منحنی بدست آمده، منحنی IDA بر مبنای IMPA منفرد نامیده می شود، که تنها برای یک حرکت زمین لرزه است [۵].



شکل ۵: روش تحلیل IMPA.

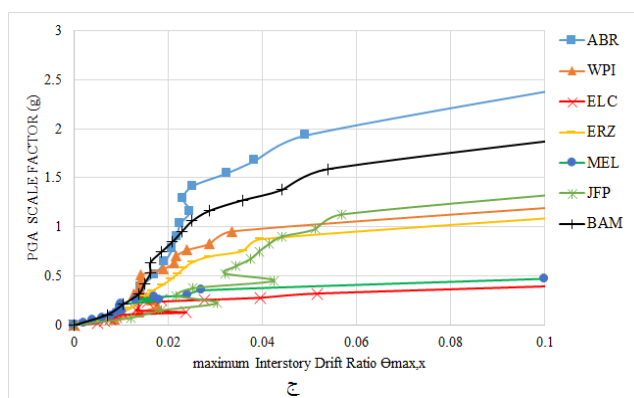
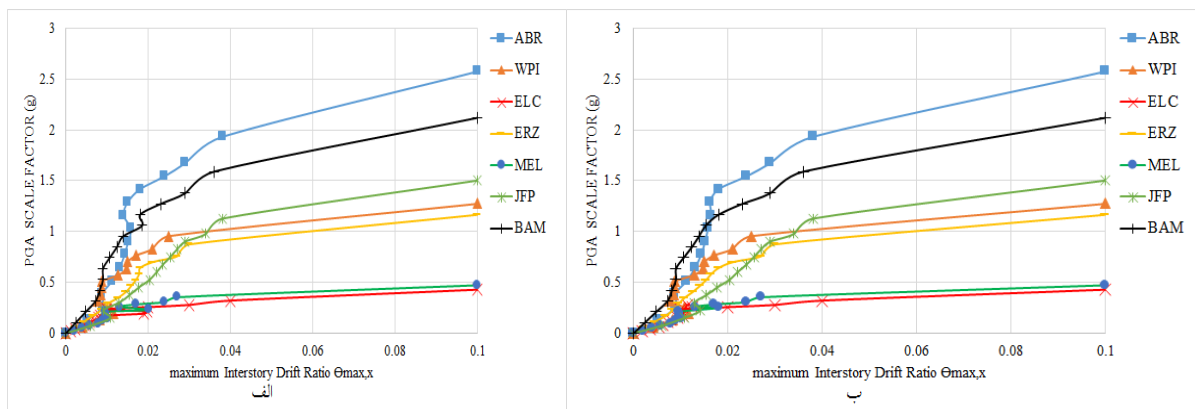
۷- ارزیابی نتایج

۷-۱- نتایج منحنی تحلیل دینامیکی غیر خطی فزاینده

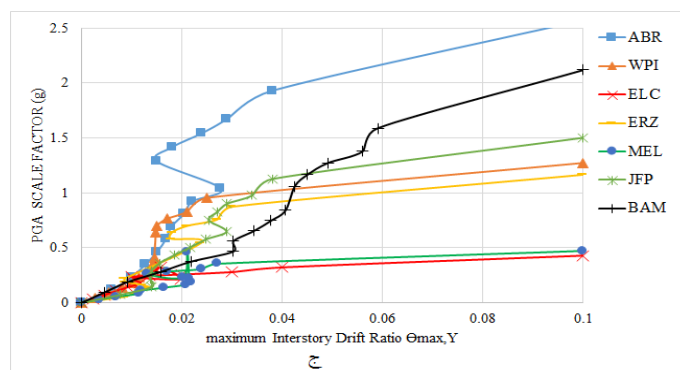
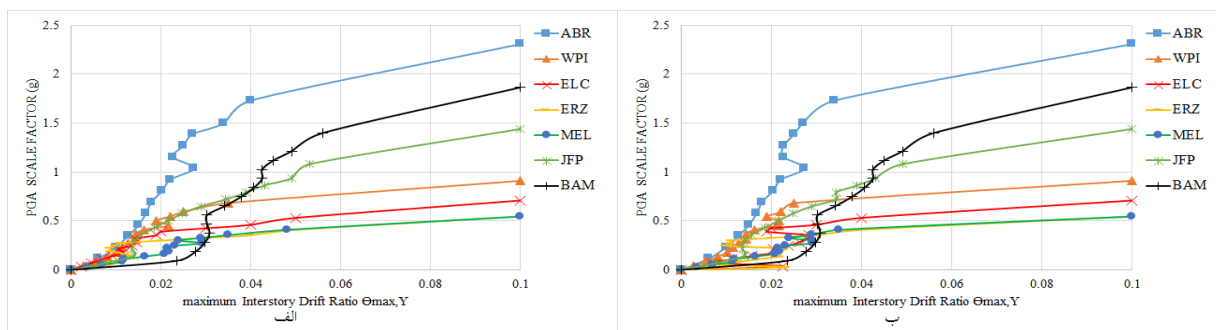
پاسخ یک سازه خاص در برابر شتابانگاشت های مختلف زمین با توجه به مشخصات سازه و ویژگی های زلزله همچون مدت دوام، محتوای فرکانسی، دامنه و... متفاوت است. با دقت در نمودار تحلیل دینامیکی فزاینده مشاهده شده است، در تراز شدت خاص رکورد هایی، جهشی نامتعارف در شاخص خسارت DM داریم، نشان دهنده ایجاد مفصل پلاستیک در سازه است. سختی سازه ها با افزایش تراز شدت، با روند فزاینده یا کاهش تغییر می کند. تغییرات سختی سازه و تبدیل شدن سازه از حالت سخت شدگی به نرم شدگی در کاهش شیب نمودارها نشان داده شده است، که نمایانگر ایجاد رفتار سازه از حالت خطی به رفتار غیر خطی شدن سازه می باشد. در شکل های ۶ و ۷ منحنی های IDA بر حسب تراز شدت مختلف نشان داده شده است.

با دقت در منحنی های IDA، پاسخ سازه های مطالعاتی در برابر تراز شدت رکورد بم (BAM)، در دریفت حدود ۰,۰۱ با افزایش تراز شدت رکورد زلزله و مدت دوام رکورد، مشخصات رفتاری تاثیر پذیرفته از کاهش سختی، نرم شدگی تدریجی تا ناپایداری دینامیکی کامل و فروریزش کلی سازه قابل استنباط است (شکل ۶ و ۷). نزدیکی و انطباق نسبی میان بخش ابتدایی منحنی های IDA در شکل ۶ و ۷، نشانه تاثیر پذیری بیشتر عملکرد سازه از مشخصات رفتار خطی و حوزه تغییر شکل های کوچک می باشد.

برای سه مدل مطالعاتی در محدود الاستیک دارای انطباق نسبی می باشد با گذر از این ناحیه، عملکرد سازه های مطالعاتی تحت رکورد بم وارد حوزه غیر الاستیک شده است. همان طور که مشاهده می گردد. در محدوده دریفت حدود ۰,۰۴ برای مدل سازه S در تراز شدت پایین تری نسبت به دو مدل سازه ای دیگر وارد محدوده غیر الاستیک و رسیدن به فروریزش گردیده است. این روند برای تمامی رکورد ها کاملاً مشهود است.



شکل ۶: الف) منحنی آنالیز دینامیکی افزایشی برای سازه ۲۰ طبقه مدل A در راستای X؛ ب) منحنی آنالیز دینامیکی افزایشی برای سازه ۲۰ طبقه مدل B در راستای X؛ ج) منحنی آنالیز دینامیکی افزایشی برای سازه ۲۰ طبقه مدل S در راستای X.



شکل ۷: الف) منحنی آنالیز دینامیکی افزایشی برای سازه ۲۰ طبقه مدل A در راستای Y؛ ب) منحنی آنالیز دینامیکی افزایشی برای سازه ۲۰ طبقه مدل B در راستای Y؛ ج) منحنی آنالیز دینامیکی افزایشی برای سازه ۲۰ طبقه مدل S در راستای Y.

منحنی های IDA بیانگر تقاضای تحمیل شده به سازه تحت تاریخچه زمانی رکورد های مختلف در سطوح متمایز شدت می باشد. با دقت در منحنی های IDA مشاهده می شود، شیب تغییرات DM (شاخص خسارت) در ابتدا آهنگ افزایشی بیشتری نسبت به ادامه منحنی دارد، این موضوع به دلیل افزایش شدت زلزله - $1 \times PGA \times Scale Factor$ - رخ می دهد. قرارگیری منحنی هایی مطابق رکورد های مورد مطالعه به روی هم، حاکی از رفتار خطی و یا الاستیک سازه در طی این محدوده می باشد. پس از گذشت از این ناحیه، پیکربندی های موجود تحت رکورد های معرفی شده، وارد مرحله رفتار غیر الاستیک شده است.

۷-۲- مقایسه منحنی های IDA دقیق و IDA بر پایه IMPA

منحنی های تقریبی IDA حاصل روش تقریبی بر پایه IMPA و منحنی های دقیق IDA که از تحلیل تاریخچه زمانی بدست آمده است؛ برای مدل های مطالعاتی قاب خمشی محیطی دسته شده و قاب خمشی محیطی دسته شده مجهز به کمر بند خرپایی نشان داده شده است. مقایسه منحنی ها نشان می دهد که منحنی تقریبی IDA بر پایه پوش آور مودال اصلاح شده IMPA روی کل ناحیه جابجایی های نسبی حتی در نزدیکی فرو ریزش به اندازه کافی دقیق می باشد. در اینجا به نظر می رسد روند سیستماتیک و منظمی در روش تقریبی وجود ندارد. به عبارت دیگر این روش همیشه ظرفیت های نیاز را دست بالا و یا دست پایین برآورد نمی کند. این سری از نتایج آشکار می کند که روش تقریبی به طور کلی دقت پایین تری در تخمین منحنی های IDA رسم شده دارد [۲۱].

روش تقریبی که یک تخمین خوب از منحنی IDA تأمین می کند، نیازمند یک تلاش محاسباتی کوچک در مقایسه با تلاش محاسباتی مورد نیاز برای روش دقیق IDA که از تحلیل تاریخچه زمانی برای محاسبه نیازهای مهندسی استفاده می کند، می باشد؛ بنابراین یک تخمین سریع برای منحنی های IDA برای ساختمان های چند طبقه فقط با یک افت کوچک در دقت بدست می آید. محاسبه این تخمین تقریبی از فرمول ۱۴ بدست آمده است و به صورت جدول های ۵ و ۶ و ۷ ارائه شده است. تحت رکورد های مختلف با افزایش تراز شدت حرکت زمین میزان تخمین ظرفیت سازه افزایش پیدا کرده و با افزایش تراز شدت حرکت زمین از دقت روش کاسته گردیده و این درصد افزایش یافته است. در شکل های ۸ و ۹ این مطلب نشان داده شده است.

$$\text{درصد مقایسه در تخمین ظرفیت سازه در هر تراز شدت} = \frac{Drift_{IMPA} - Drift_{IDA}}{Drift_{IDA}} \quad (14)$$

جدول ۵: درصد مقایسه ای افزایش جابه جایی نسبی سازه مدل A بین روش IDA و روش IMPA تحت رکورد های انتخابی.

ضریب تراز شدت (IM) PGA ₀	ABR	WPI	ELC	ERZ	MEL	JFP	BAM
0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	0	0	45	0	0	0	10
0.2	0	0	45	0	0	0	10
0.3	75	3.16778	186.5399	75	75	0	36
0.4	75	47.8248	159.2817	75	75	23.5	36
0.5	75	7.50293	139.9362	75	75	23.5	36
0.6	86.4	47.5861	128.651	86.4	49.394	23.5	36
0.7	86.4	42.3944	120.4108	86.4	61.452	23.5	36
0.8	86.4	138.14	118.0238	86.4	62.071	23.5	89.873
0.9	86.4	104.504	91.18521	107.74	56.348	32.07	139.66
1	86.4	94.3239	90.24609	105.38	80.641	23.5	150.43
1.1	86.4	93.3333	300	119.67	85.3	31.11	121.42
1.2	75	88.2353	129.45	101.7	75	25.86	88.867
1.3	84.1379	12.0952	73.33333	77.389	75	34.71	75
1.5	83.7895	29.6	111.4	81.953	75	44.21	75
2	95.4	25	25	25.4	6.597	0	75

جدول ۶: درصد مقایسه ای افزایش جابه جایی نسبی سازه مدل B بین روش IDA و روش IMPA تحت رکورد های انتخابی.

تراز شدت (IM) PGA ₀	ABR	WPI	ELC	ERZ	MEL	JFP	BAM
0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	0	0	-6.90775	-4.4856	12.976	0	10
0.2	0	0	-6.91052	-4.4867	12.976	0	10
0.3	75	3.16778	145.0223	75	97.712	-35.46	36
0.4	75	47.8248	133.7303	75	95.543	23.5	36
0.5	75	130.642	124.461	75	101.91	100	36
0.6	85.6893	47.4006	120.6653	86.4	87.971	100	50.68
0.7	86.4	42.3944	113.2017	86.4	139.88	100	36
0.8	86.4	137.892	108.7387	86.4	164.65	100	100
0.9	57.9757	103.777	105.2888	129.25	177.32	100	100
1	72.0298	94.5149	102.1364	121.96	77.186	100	100
1.1	86.4	93.3333	300	119.67	156.57	100	100
1.2	75	114.588	129.45	127.62	116.18	100	100
1.3	84.1379	200	73.33333	84.704	96.875	100	100
1.5	83.7895	200	111.4	99.567	94.444	100	100
2	95.4	15.4	25	25.4	6.597	5.48	25.48

جدول ۷: درصد مقایسه ای افزایش جابه جایی نسبی سازه مدل S بین روش IDA و روش IMPA تحت رکورد های انتخابی.

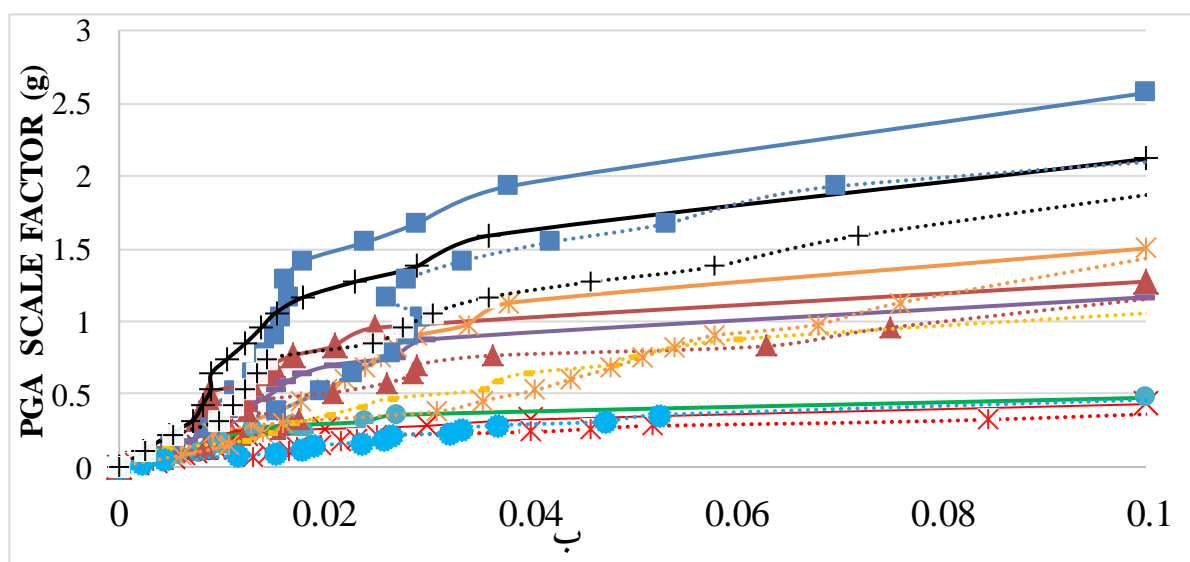
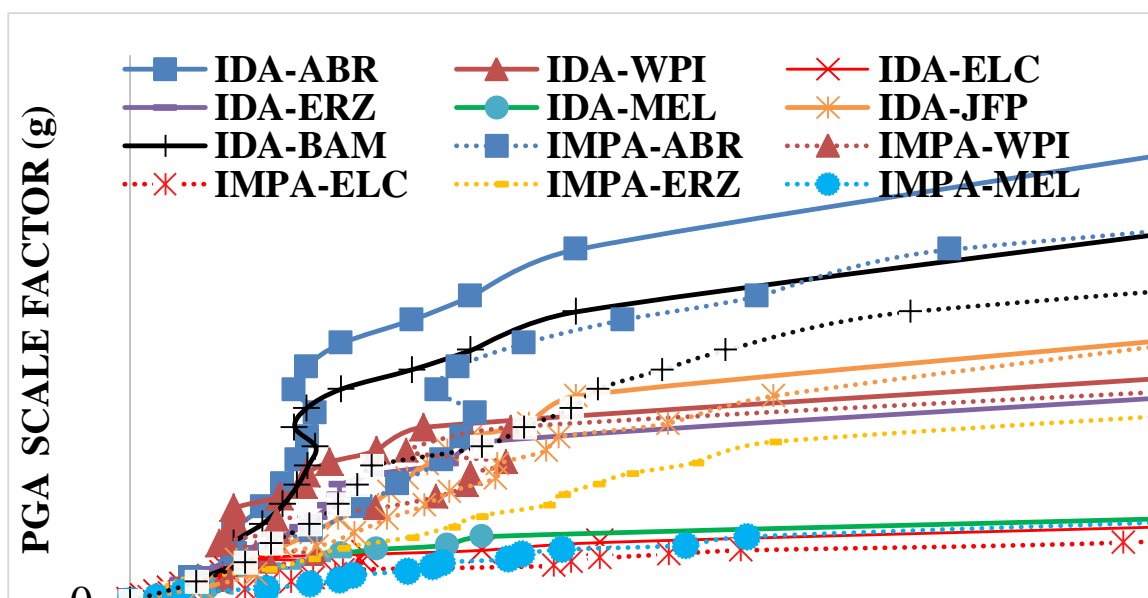
تراز شدت (IM) PGA ₀	ABR	WPI	ELC	ERZ	MEL	JFP	BAM
0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	0	0	-6.90775	-4.4856	12.976	0	10
0.2	0	0	-6.91052	-4.4867	12.976	0	10
0.3	75	3.16778	145.0223	75	97.712	-35.46	36
0.4	75	47.8248	133.7303	75	95.543	23.5	36
0.5	75	130.642	124.461	75	101.91	100	36
0.6	85.6893	47.4006	120.6653	86.4	87.971	100	50.68
0.7	86.4	42.3944	113.2017	86.4	139.88	100	36
0.8	86.4	137.892	108.7387	86.4	164.65	100	100
0.9	57.9757	103.777	105.2888	129.25	177.32	100	100
1	72.0298	94.5149	102.1364	121.96	77.186	100	100
1.1	86.4	93.3333	300	119.67	156.57	100	100
1.2	75	114.588	129.45	127.62	116.18	100	100
1.3	84.1379	200	73.33333	84.704	96.875	100	100
1.5	83.7895	200	111.4	99.567	94.444	100	100
2	95.4	15.4	25	25.4	6.597	5.48	25.48

با افزایش تراز شدت رکورد بم برای هر سه مدل سازه ای تخمین ظرفیت سازه افزایش پیدا کرده است و هر چه به حالت نرم شدگی و فروریزش نزدیک می شویم، این افزایش نمود بیشتری پیدا کرده است و از دقت روش IMPA کاسته شده است (جدول ۷-۵).

بر اساس شکل ۸ دقت نتایج روش تقریبی IMPA نسبت به روش دقیق IDA در محدوده خطی برای مدل های مطالعاتی بسیار خوب است. همان طور که در جدول ۵ تا جدول ۷ برای زلزله بم مشاهده می شود تا ضریب تراز شدت ۰.۲ این اختلاف در یافت بین ۲ روش نزدیک به هم ولی به ازای مقادیر بالای شاخص شدت با توجه به تاثیر مود های بالاتر در عملکرد لرزه ای سازه از دقت نتایج IMPA کاسته شده است، دلیل این امر را می توان به عواملی چون میرایی رایلی، تقریب منحنی برش پایه تغییر مکان بام با یک مدل دو خطی، فرض مستقل بودن مود ها در ناحیه غیر خطی، تغییر مکان هدف و چگونگی تبدیل سیستم چند درجه آزاد به مدل تک درجه آزاد نسبت داد [۵] و با افزایش ضریب این اختلاف در یافت افزایش پیدا کرده است و برای تمامی رکورد ها قابل مشاهده می باشد.

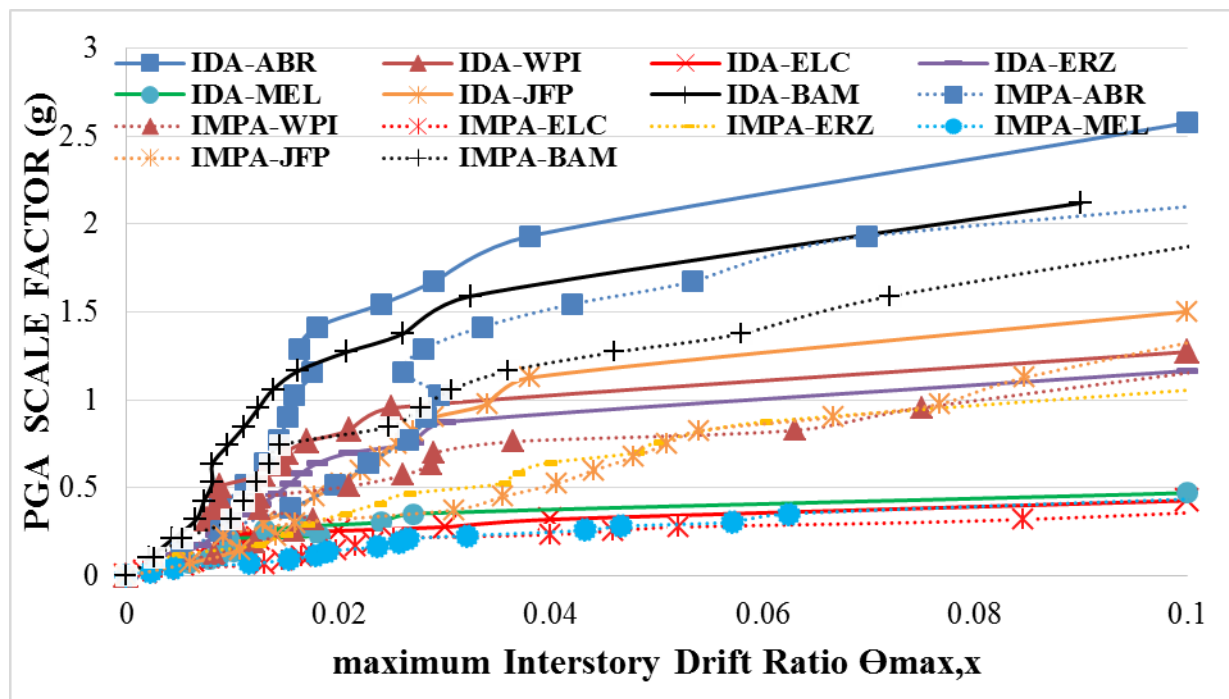
۷-۳- ارزیابی روش MPA با NL-THA

ماکزیمم دریافت حاصله از تحلیل های بارافزون مودال در شکل ۱۱ و ۱۰ برای دو جهت X و Y پلان نشان داده شده است. دریافت حاصل از رکوردهای مقیاس شده حوزه دور ELC و نیز رکورد مقیاس شده حوزه نزدیک Holtville (HVP)^۱، نشان داده شده در شکل های ۱۲ تا ۱۴، در محدوده مقدار مجاز آیین نامه ۲۸۰۰ برابر با ۲ درصد قرار گرفته است. همچنین این مورد برای تاریخچه زمانی مقیاس شده رکوردهای حوزه نزدیک به نحوی دیگر است. شکل های ۱۰ تا ۱۴ نماینگر بیشترین اندازه دریافت با دامنه بزرگ، در تراز طبقات میانی سازه مطالعاتی رخ داده و یک جهش کوچک متمرکز نیز برای این پارامتر در بالاترین تراز اسکلت مقاوم وجود دارد.

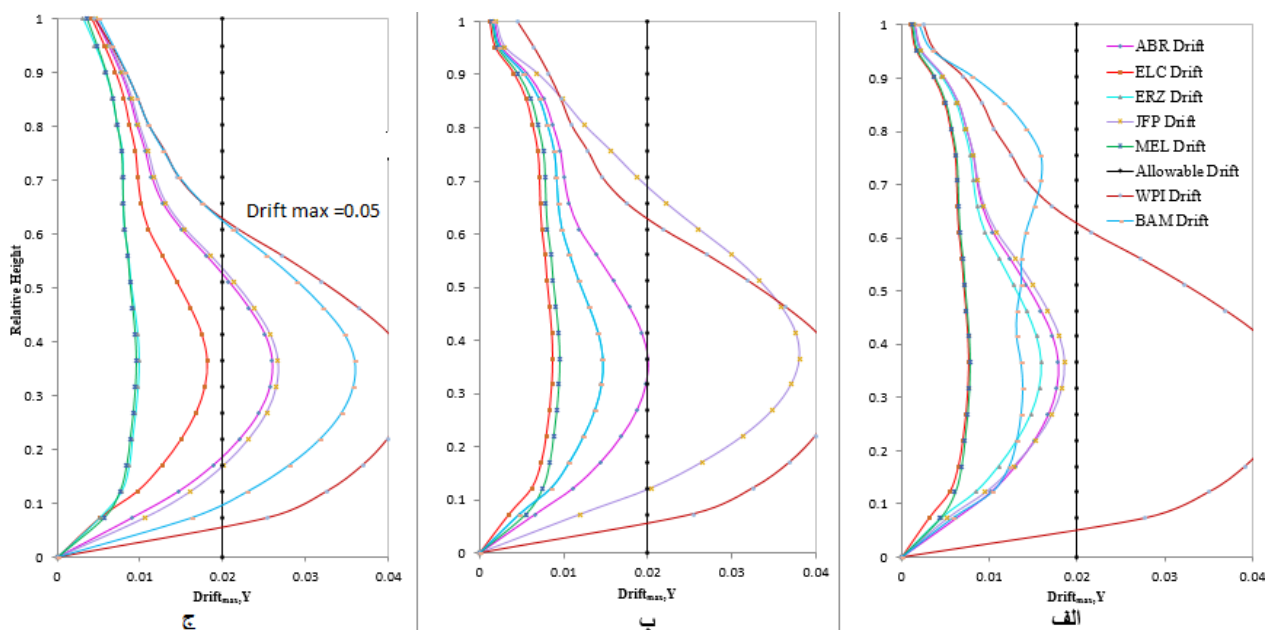


شکل ۸: (الف) پوش بیشینه دریافت طبقات در راستای X حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) و روش تحلیل استاتیکی غیر خطی اصلاح شده (IMPA) پلان سازه های ۲۰ طبقه تحت رکورد های انتخابی، مدل A؛ (ب) پوش بیشینه دریافت طبقات در راستای X حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) و روش تحلیل استاتیکی غیر خطی اصلاح شده (IMPA) پلان سازه های ۲۰ طبقه تحت رکورد های انتخابی مدل B.

^۱ Neutral Directivity



شکل ۹: پوش بیشینه دریفت طبقات در راستای X حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) و روش تحلیل استاتیکی غیر خطی اصلاح شده (IMPA) پلان سازه های ۲۰ طبقه تحت رکورد های انتخابی مدل S.

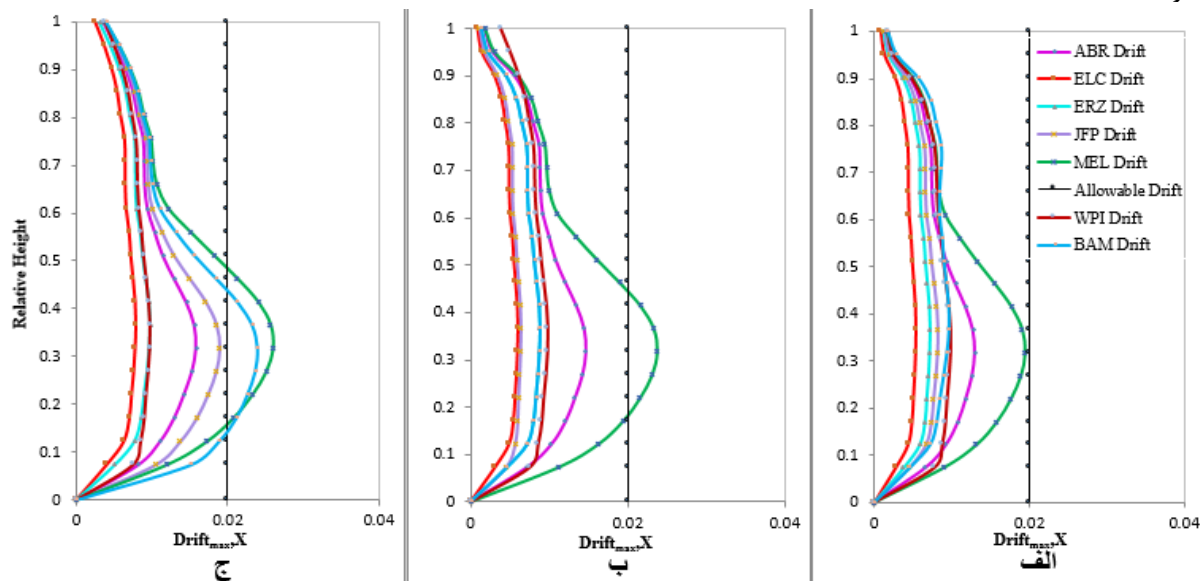


شکل ۱۰: پوش بیشینه دریفت طبقات در راستای Y پلان سازه های ۲۰ طبقه: الف) سازه با آرایش قاب خمشی محیطی و مهارسخت کننده خرابایی مدل A ؛ ب) سازه با آرایش قاب خمشی محیطی و مهارسخت کننده خرابایی مدل B؛ ج) سازه با آرایش قاب خمشی محیطی دسته شده مدل S (شکل ۱).

ماکزیمم دریفت حاصله از تحلیل های تاریخچه زمانی با توجه به پیکربندی سازه های مطالعاتی برای دو جهت X و Y پلان نشان داده شده است (شکل ۱۱ تا ۱۴). پوش دریفت یاد شده تحت رکورد WPI با توجه به هر دو تحلیل غیر خطی در راستای Y در سه مدل مطالعاتی از مقدار مجاز آیین نامه (۲ درصد) فراتر رفته است. رکورد BAM دارای اثرات بسیار نیرومند جهت داری پیشرو^۱ هستند. حالت

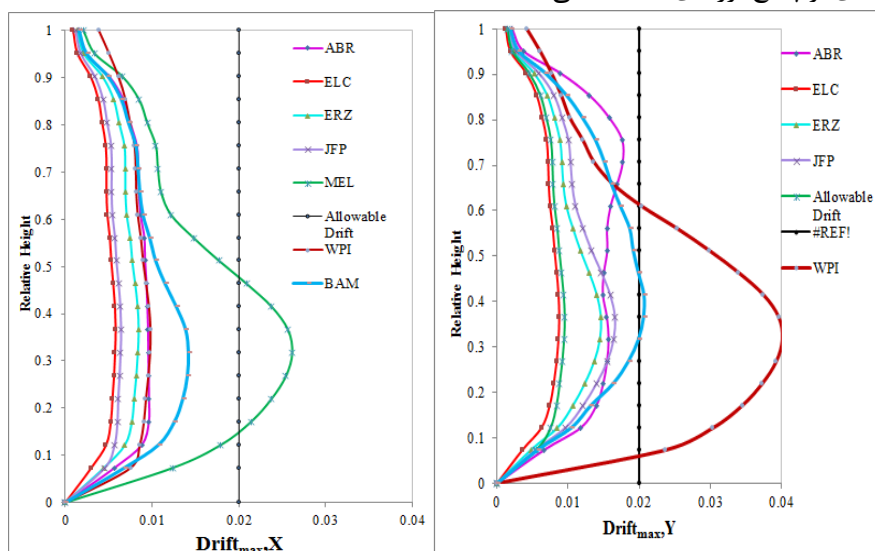
¹ Forward Directivity

مقیاس شده این رکورد ها نیز دارای محتوای انرژی جنبشی به مراتب بیشتری بوده و نمود گسترده تری برای تغییرات دررفت حاصل خواهد نمود.

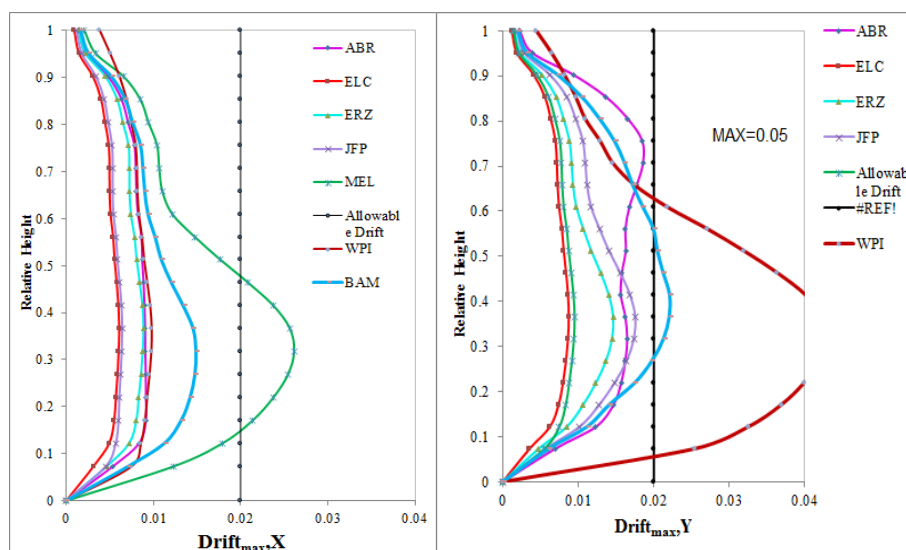


شکل ۱۱: پوش بیشینه دررفت طبقات در راستای X پلان سازه های ۲۰ طبقه: الف) سازه با آرایش قاب خمشی محیطی و مهارسخت کننده خرابایی مدل A؛ ب) سازه با آرایش قاب خمشی محیطی و مهارسخت کننده خرابایی مدل B؛ ج) سازه با آرایش قاب خمشی محیطی دسته شده مدل S (شکل ۱).

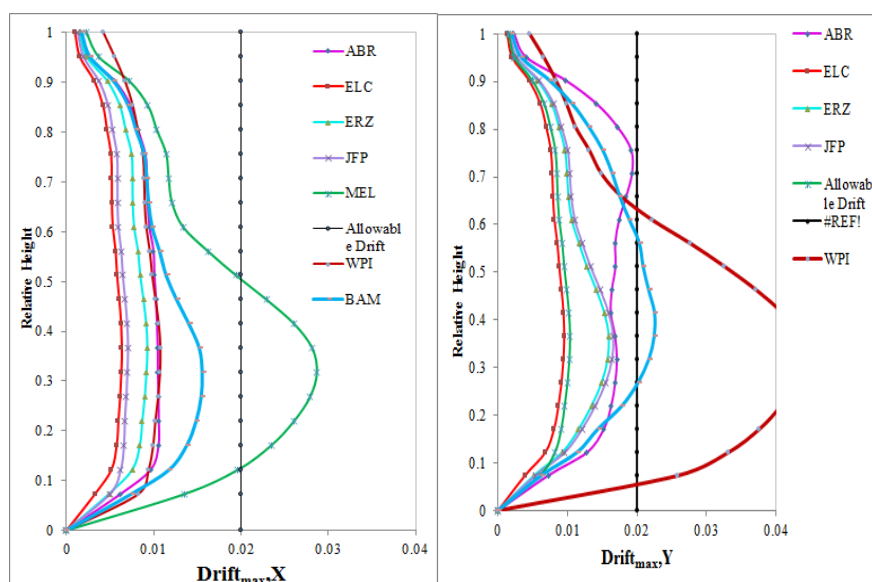
بیشینه دررفت حاصل از تحلیل بار افزون در تراز طبقات میانی و منطبق بر مقدار بیشینه دررفت حاصل تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی رخ می دهد. هر دو گروه پوش بیشینه دررفت حاصل از تحلیل های تاریخچه زمانی غیر خطی و بار افزون مودال حاکی از تاثیر مثبت نوع پیکربندی سازه ای بر پاسخ لرزه ای یاد شده می باشد.



شکل ۱۲: پوش بیشینه دررفت در محل مرکز جرم C_M و در راستای X و Y مدل مطالعاتی A شکل ۲ حاصله از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی (NTHA).



شکل ۱۳: پوش بیشینه دررفت در محل مرکز جرم C_M و در راستای X و Y مدل مطالعاتی B شکل ۲ حاصله از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی (NTHA).



شکل ۱۴: پوش بیشینه دررفت در محل مرکز جرم C_M و در راستای X و Y مدل مطالعاتی S شکل ۲ حاصله از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی (NTHA).

۸- نتیجه گیری

به طور کلی با افزایش شدت سطوح لرزه ای، روش IMPA نتایج محافظه کارانه تری نسبت به روش IDA ارائه می کند. اگرچه حضور کمر بند سخت کننده سبب سختی الاستیک بیشتر این قاب ها شده است، با این حال تقاضای جابه جایی- زمانی که رکورد ها به مقادیر قوی مقیاس می شوند باعث رفتار غیر خطی در سازه شده و سختی قاب کاهش پیدا کرده و در نتیجه میزان آسیب پذیری مهاربندی برای تحمل خسارت های بعدی ناشی از رکورد بسیار قوی، افزایش داده است. همچنین با ارزیابی مفهومی نتایج حاصل از تحقیق شامل موارد ذیل می باشد:

- با توجه به نتایج بدست آمده می توان بیان نمود که مدل سازی ساختمان های چند درجه آزاد به یک سیستم یک درجه آزاد معادل، هزینه های ناشی از انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی تاثیر گذار می باشد، بنابراین روش IMPA از این نظر مفید می باشد.
- بیشینه دررفت طبقات در هر سه مدل مطالعاتی در طبقات میانی همراه با پرش های زیاد می باشد که ناشی از اندرکنش ترکیب دو قاب خمشی- برشی در این نوع سیستم سازه ای می باشد.

- سازه ۲۰ طبقه با آرایش کمر بند سخت کننده مدل A با توجه به اتصال المان های مهار به بالای ستون ها، با مهار کردن حرکت جانبی ستون در کنترل تغییر مکان جانبی نسبت به مدل B بهتر عمل می کند که در منحنی های رسم شده نمایش داده شده است.
- تحت رکورد های انتخابی برای سه سازه مطالعاتی با افزایش تراز شدت مقیاس شده رکورد ها از دقت روش تحلیل IMPA کاسته شده است که در جهت محافظه کارانه می باشد.

مراجع

- [1] Krawinkler, H., Seneviratna, G.D.P.K., "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", Engineering Structures, 20(4-6), pp. 452- 464, 1998.
- [2] Bracci, J.M., Kunnath, S.K., and Reinhorn, A.M., "Seismic performance and retrofit evaluation for reinforced concrete structures". Journal of Structural Engineering, ASCE; 123(1), pp. 3-10, 1997.
- [3] Chopra, A.K., Goel, R.K., "A modal pushover analysis procedure to estimating seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation", PEER Report 2001/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 2001.
- [4] Vamvatsikos, D. and Cornell. C.A. (2005), "Seismic Performance, Capacity and Reliability of Structures as seen Through Incremental Dynamic Analysis", Department of Civil and environmental Engineering, Stanford University, Report No.151, August.
- [5] Azimi, H. Galal, KH. and Pekau, O.A. (2009), "Incremental Modified Pushover Analysis", the Structural Design of Tall and Special Buildings, 18, pp 839-859.
- [6] Smith, B.S. and A. Coull, Tall building structures: analysis and design. 1991.
- [7] Chen, Z., Seismic response of high-rise zipper braced frame structures with outrigger trusses. M.S. Thesis, Department of Civil Engineering at Concordia University Montreal, Quebec, Canada. 2012
- [8] Jafari, A., Jalali, A., Assessment of performance based parameters in near fault tall buildings. J. of Applied Sciences, 9(22), 4044-4049, 2009.
- [9] Kunnath, S.K., Gupta, B., "Validity of deformation demand estimates using nonlinear static procedures", Proceeding of the U.S. Japan Workshop on Performance- Based Engineering for Reinforced Concrete Building Structures, Sapporo, Hokkaido, Japan, 2000.
- [10] El-Tawil, S., Vidarsson, E., Mikesell, T., Kunnath, S. K., Inelastic behavior and design of steel panel zones. Journal of Structural Engineering, 125(2), 183-193, 1999.
- [11] Azhdarifar, M., Meshkat-Dini, A., Sarvghad Moghadam, A. Evaluation of seismic response of tall buildings with framed tube skeletons in high seismic areas. 7th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering (SEE7), Tehran, Iran (12), 2015.
- [12] Iranian National Building Code 2014 (Steel Structures – Division 10), Tehran, Iran (In Persian).
- [13] Iranian National Building Code 2014 (Design Loads for Buildings -Division 6), Tehran, Iran (In Persian).
- [14] FEMA 356, Federal Emergency Management, 1998
- [15] Iranian Standard No. 2800, 2014 Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, fourth edition, Tehran, Iran (In Persian).
- [16] Krawinkler, H., Earthquake design and performance of steel structures. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 29, 229-241, 1996.
- [17] PEER, "Pacific Earthquake Engineering Research center strong motion database", <http://peer.berkeley.edu>.
- [18] Poursha, M., 2013 An iterative process for pushover analysis of double unsymmetric-plan low-and medium-rise buildings under bi-directional seismic excitations. INTERNATIONAL JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING, 11(2A), pp.100-114.
- [19] Gupta, B., Kunnath, S.K., "Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures", Earthquake Spectra; 16(2), pp. 367-392,
- [20] Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A., (2002), "The Incremental Dynamic Analysis and its Application to PerformanceBased Earthquake Engineering," 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, Paper No.479.
- [21] V. Bergami, X. Liu, C. NUTI. Evaluation of a modal pushover based incremental analysis. Proceedings of ACE, Vietri sul mare (Italy), 12-13 june, 2015.
- [22] SAP2000, A Computer Program for Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, California, Berkeley.
- [23] PERFORM 3D, A Computer Program for Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, California, Berkeley.