



مقایسه روش‌های تقریبی و دقیق تحلیل دینامیکی فزاینده در

ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی

مهدی اقبالی^۱، غلامرضا قدرتی امیری^۲، سامان یغمایی سابق^۳
(دریافت ۹۰/۱۲/۲۳، پذیرش ۹۱/۱۰/۲۴)

چکیده

امروزه برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها، انواع تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی به سرعت در حال گسترش می‌باشند. اکثر روش‌های دینامیکی غیرخطی نیازمند حجم زیاد محاسبات بوده و اغلب زمان‌بر هستند؛ علاوه بر آن، انجام تحلیل‌ها و تفسیر نتایج حاصل از این تحلیل‌ها نیاز به مهارت و تخصص ویژه‌ای دارد. در مقابل، تقریب‌ها و ساده‌سازی‌های متعدد در روش‌های استاتیکی غیرخطی علی‌رغم شدت بخشیدن به گسترش کاربرد آنها - باعث کاهش دقت نتایج آنها گردیده است. در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس سطح عملکرد، دقت و سرعت انجام انواع تحلیل‌ها معیار بسیار حیاتی است. این مساله باعث بوجود آمدن انواع روش‌های نوین بر اساس مفاهیم مربوط به تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی شده است. در این تحقیق به بررسی قابلیت‌ها و محدودیت‌های دو روش تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی فزاینده مودال و استاتیکی غیرخطی فزاینده اصلاح شده پرداخته شده است. بدین منظور با انتخاب ساختمان‌های فولادی ۳، ۹ و ۲۰ طبقه با سیستم قاب خمشی و مدلسازی و تحلیل آنها توسط برنامه DRAIN-2DX دقت نتایج روش‌های مختلف در پیش‌بینی رفتار لرزه‌ای این ساختمان‌ها بررسی شده است.

کلمات کلیدی

تحلیل دینامیکی فزاینده، تحلیل دینامیکی فزاینده مودال، تحلیل استاتیکی غیرخطی اصلاح شده، قاب خمشی فولادی

Comparison of Approximate and Exact Methods of Incremental Dynamic Analysis in Seismic Evaluation of Steel Moment Resisting Frames

M. Eghbali, G. Ghodrati Amiri, S. Yaghmaei-Sabegh

ABSTRACT

In recent years, different kinds of nonlinear static and dynamic analysis have been developed for the seismic evaluation of structures. Most of the nonlinear and dynamic methods not only need great volume of calculations and are very time consuming, but also there is a need for a proper skill and proficiency in order to analyze the results. For this reason, numerous approximations and simplifications in nonlinear static methods have been applied which reduce the precision of the results. In the evaluation of the structures based on performance, the speed and precision of conducting different analyses are very significant criteria. This issue has led to the creation of various new methods based on the principles of nonlinear and incremental static and dynamic analysis. In this study, the capabilities and limitations of Modal Incremental Dynamic Analysis (MIDA) and Incremental Modified Pushover (IMP) analysis methods have been evaluated. For this purpose, three models of 3, 9 and 12 story steel moment resisting frames have been analyzed with DRAIN-2DX code. Results of the analysis methods chosen in this paper for predicting of the seismic behavior of buildings are compared with those of dynamic analysis.

Keywords

Incremental Dynamic Analysis, Modal Incremental Dynamic Analysis, Incremental Modified Pushover, Steel Moment Resisting Frames.

۱. دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، m_eghbali@iust.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲. استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، ghodrati@iust.ac.ir

۳. دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، s_yaghmaei@tabrizu.ac.ir



با گسترش روزافزون تکنولوژی و در نتیجه تسریع در انجام محاسبات، انجام بسیاری از محاسبات پیچیده و طولانی به صورت ساده و آسان توسط کامپیوترهای پیشرفته به راحتی انجام می‌گیرد. با این رویکرد، علم مهندسی زلزله نیز همگام با گسترش علم به مفاهیم و اصول تازه‌ای در خصوص رفتار لرزه‌ای سازه‌ها دست یافته است. ابداع انواع روش‌های جدید تحلیل و ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای یک سازه جهت تعیین نیروها و جابجایی‌های سازه در جهات مختلف، نمونه‌ای از پیشرفت‌های موجود به شمار می‌رود.

در روش تحلیل استاتیکی معادل مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱] و یا سایر آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مانند IBC2003 [۲] و UBC [۳]، نیروی جانبی زلزله از طریق طیف هموار شده طراحی مطابق با خاک محل مورد نظر محاسبه می‌گردد. سپس این نیروها با ضریب شکل‌پذیری کاهش یافته و مقادیر حاصل جهت انجام تحلیل استاتیکی خطی به سازه اعمال می‌گردند. در این روش فرض بر این است که مقاومت سازه در برابر زلزله بیش از مقدار طراحی بوده و در نتیجه سازه قادر است نیروی زلزله را در طی مدت تسلیم خود کاهش دهد. در محدوده خطی به دلیل حاکم بودن قانون هوک بین نیرو و تغییر مکان مشکل خاصی برای این نوع تحلیل وجود ندارد و نتایج از دقت بالایی برخوردار می‌باشند، اما مشکل اساسی در هنگام وقوع زلزله و با ورود سازه‌ها به ناحیه غیرخطی بوجود می‌آید. لذا با توجه به ایجاد تغییر شکل‌های غیرخطی و رفتار دینامیکی متغیر با زمان در سازه به هنگام رخداد زلزله، محققان برای محاسبه رفتار واقع‌بینانه‌تر از سازه تمایل بیشتری به انجام تحلیل‌های غیرخطی نشان داده‌اند.

در سال‌های اخیر، تحقیقات و پژوهش‌های مختلفی در جهت ارائه روش‌های مختلف تحلیل غیرخطی انجام شده است. عمده نتایج حاصل از این تلاش‌ها ارائه روش تحلیل استاتیکی غیرخطی یا تحلیل بارافزون (Nonlinear Static Procedure) می‌باشد که به صورت گسترده در

دستورالعمل‌های ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها نظیر FEMA356 [۴] و FEMA273 [۵] و همچنین FEMA440 [۶]، ASCE41-06 [۷] و ATC40 [۸] مورد استفاده قرار گرفته است. تحلیل بارافزون برای اولین بار در سال ۱۹۷۰ مطرح شده است [۹]، [۱۰]، با این وجود کاربرد این نوع تحلیل در مهندسی زلزله با تحقیقات Gulkan و Sozen [۱۱] و همچنین Saiidi و Sozen [۱۲] معرفی گردید. چند سال بعد از آن، مقالات متعددی در زمینه محدوده کاربرد، مزایا و معایب و مقایسه آن با روش‌های موجود دیگر انتشار یافت. در این روش تحلیل، سازه تحت اثر یک الگوی بارگذاری جانبی یکنواخت یا مثلثی با یک آهنگ ثابت افزایشی قرار گرفته و این افزایش تا رسیدن به یک تغییر مکان هدف جهت تخمین ظرفیت‌های مقاومت، تغییر شکل‌ها و نیروهای داخلی اعضا و سپس مقایسه این ظرفیت‌ها با تقاضاها در سطوح عملکرد مختلف ادامه پیدا می‌نماید.

با توجه به محدودیت‌های روش تحلیل بارافزون، کوشش‌های فراوانی جهت مرتفع نمودن و یا کاستن نواقص موجود توسط محققان مختلف انجام گردیده است. از جمله این روش‌ها می‌توان به انواع روش‌های تحلیل بارافزون شامل در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر اشاره نمود. برای لحاظ نمودن اثر مودهای بالاتر، Paret و همکاران [۱۳] روشی ساده اما کارآمد پیشنهاد نمودند. این روش شامل چند تحلیل بارافزون با بردارهای نیروی گوناگون با اثرات مودهای مختلف می‌باشد، با وجود تمام تحقیقات انجام شده در این مورد، شاید اولین تلاش تاثیرگذار برای بهبود روش تحلیل بارافزون روش Sasaki [۱۴] تحت عنوان تحلیل بارافزون چندگانه (MMP) می‌باشد. بر اساس این روش، تحلیل‌های بارافزون متعددی برای یک سازه و با الگوی نیروی متفاوت بر اساس مودهای گوناگون انجام می‌گیرد و سپس نتایج بدست آمده برای ارزیابی پاسخ کلی سازه با هم ترکیب می‌شوند. در سال ۲۰۰۱ میلادی، روشی توسط Chopra و Geol [۱۵] بر اساس روش MMP مطرح شد، که روش تحلیل استاتیکی



غیرخطی مودال (MPA) نامیده شد. تحلیل بار افزون مودال یکی از روش‌های اصلاح شده می‌باشد که با لحاظ نمودن اثرات ناشی از مودهای بالاتر و همچنین استفاده از مفاهیم ساده (بر مبنای تئوری دینامیک سازه‌ها) [۱۵]، [۱۶] بسیار مورد توجه قرار گرفته است. روش MPA به عنوان یک پیشرفت متمایز در تحلیل بارافزون محسوب می‌گردد و نتایج حاصل از آن دارای دقت مناسب و قابل قبولی می‌باشند. تحقیقات بیشتر در مقایسه با تحلیل‌های دقیق نشان داده است که MPA تخمین خوبی برای پارامترهای پاسخ عمومی سازه نظیر تغییر مکان نسبی بین طبقات و یا جابجایی مطلق طبقات ارائه می‌دهد [۱۷]. از مزایای روش MPA حصول نتایج مشابه با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و ارزیابی کامل از رفتار سازه می‌باشد. نیاز به اجرای سه یا چهار تحلیل متمایز برای بدست آوردن دقت مورد نظر از معایب این روش محسوب می‌شود.

با توجه به پیشرفت‌های اخیر روش جدیدی بر اساس تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی شکل گرفته است که در آن از بارگذاری‌های مربوط به زمین لرزه‌های مقیاس شده استفاده می‌شود. این روش تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) نامیده شد و برای اولین بار توسط Bertero و همکاران [۱۸] بیان گردید و بوسیله پژوهشگران دیگری نظیر Shome و Cornell [۱۹] و همچنین Vamvatsikos [۲۰] و بسیاری از محققان برجسته دیگر مورد بررسی قرار گرفته است.

تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) روشی است که در سال‌های اخیر نسبت به سایر روش‌های دینامیکی غیرخطی بیشتر مورد توجه محققان و پژوهشگران قرار گرفته است. علی‌رغم مزایای روش IDA در مقایسه با روش‌های موجود اما به علت استفاده از مدل چند درجه آزاد و انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی این روش نسبتاً پیچیده بوده و نیازمند انجام تحلیل‌های زمان‌بر می‌باشد. با بررسی بیشتر محققان مشخص گردید که نیاز به روشی وجود دارد که ضمن حفظ مزایای روش IDA، دارای دو ویژگی سادگی و دقت قابل قبول نیز باشد. این موضوع

باعث گردید تا از این روش در ترکیب با روش‌های ساده‌تر نظیر انواع مختلف تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برای کاهش مشکلات موجود در روش IDA استفاده گردد. Mofid و همکاران [۲۱] روشی را ارائه نمودند که تقریباً اهداف مورد نظر را تامین می‌نمود. این روش که تحلیل دینامیکی فزاینده مودال (MIDA) نامیده شده، ترکیبی از دو روش IDA و MPA می‌باشد که در آن روش MPA جایگزین روش تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی در روش IDA شده است. در ادامه تلاش پژوهشگران، روشی ساده‌تر در مقایسه با MIDA تحت عنوان روش تحلیل استاتیکی غیرخطی اصلاح شده یا IMP توسط Azimi و همکاران [۲۲] ارائه گردید. در این روش برای محاسبه مقدار تغییر مکان هدف سازه با در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر از یک الگوی بار جانبی و نیز سیستم یک درجه آزاد معادل استفاده شده است.

در این مقاله نتایج حاصل از سه روش تحلیل مختلف شامل روش دقیق IDA و روش‌های تقریبی MIDA و IMP برای بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی بررسی شده است. برای این منظور از مدل‌های سازه‌ای مربوط به ساختمان‌های فولادی SAC با سیستم قاب خمشی تحت اثر رکوردهای لرزه‌ای منطبق با شرایط طراحی سازه‌های انتخابی استفاده شده است. دقت نتایج حاصل از دو روش MIDA و IMP با نتایج حاصل از روش دقیق IDA مقایسه و تفاسیر فنی مناسب ارائه گردیده است. برای انجام تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی از برنامه DRAIN-2DX [۲۳]، [۲۴] و از نرم‌افزارهای SAP2000 و ETABS [۲۵]، [۲۶] نیز در جهت کنترل نتایج و استفاده از برخی مشخصات طراحی اعضا استفاده شده است. معرفی انواع روش‌های تحلیل، نحوه مدلسازی در برنامه DRAIN-2DX، بیان مشخصات ساختگاهی و جزئیات مدل‌های سازه‌ای مورد مطالعه، تحلیل نتایج مربوط به منحنی‌های IDA بدست آمده از روش‌های تحلیل، ارائه تفاسیر نتایج بیان علل خطا و مقادیر آن و ارائه جمع‌بندی از نتایج بخش‌های مختلف این پژوهش را تشکیل می‌دهند.

۲-۱- تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

تحلیل دینامیکی فزاینده روشی پارامتری است که در آن یک یا چند رکورد زمین‌لرزه، هر یک تا رسیدن به یک شدت خاص مقیاس شده و بر سازه اعمال می‌گردند. این روش علاوه بر بررسی رفتار لرزه‌ای سازه، ظرفیت سازه را نیز نشان می‌دهد و می‌تواند در تعیین عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها نیز مورد استفاده قرار گیرد. هدف از انجام تحلیل IDA ترسیم مقادیر مربوط به اندازه خسارت (Damage Measure) سازه‌ای (DM) در هر مرحله از تحلیل (در برابر اندازه شدت (Intensity Measure) زلزله‌های مقیاس شده (IM) می‌باشد. منحنی IDA به صورت ترسیم اندازه خسارت (DM) در برابر یک یا چند اندازه شدت (IM) بر اساس دو یا چند بعد مستقل از IM تهیه می‌گردند.

در این بخش اصطلاحات و مفاهیم پایه‌ای مورد استفاده در روش IDA با ارائه تعاریف و توضیحات لازم ارائه گردیده است [۲۰]. فرض بر آن است که بر اساس داده‌های موجود، شتابنگاشت اصلاح شده مربوط به یک زلزله (a_1) انتخاب می‌شود. ضریب مقیاس مقداری مثبت ($\lambda \in [0, +\infty)$) است که حاصلضرب آن در شتابنگاشت انتخابی، شتابنگاشت مقیاس شده را ایجاد می‌نماید. در این حالت، شتابنگاشت جدید دارای مقادیر شتاب‌هایی است که هر کدام به صورت ($a = \lambda a_1$) تعریف شده‌اند. استفاده از ضریب مقیاس ساده‌ترین روش برای دستیابی به شدت‌های مختلف زمین‌لرزه می‌باشد اما هیچ‌گونه اطلاعاتی از قدرت واقعی زلزله و مفهوم انرژی شتابنگاشت و تاثیر آن بر روی سازه مورد تحلیل بدست نمی‌دهد. در حالت ایده‌آل، بایستی شتابنگاشت‌ها طوری مقیاس شوند که رفتار لرزه‌ای سازه‌ها را از حالت خطی تا غیرخطی و فروریزش نهایی پوشش دهند.

در انجام تحلیل IDA از دو کمیت اساسی تحت عنوان اندازه شدت (IM) و اندازه خسارت (DM) استفاده

می‌گردد. کمیت‌های مختلفی نظیر بیشینه شتاب زمین‌لرزه (PGA)، شتاب طیفی متناظر میرائی ۵٪ برای مود اول ($S_a(T_1, 5\%)$) و ضریب نرمال‌سازی معادل با ضریب رفتار تسلیم ($R = \lambda / \text{yield}$) برای بیان شدت زلزله‌های انتخابی پیشنهاد شده است. ویژگی مهم کمیت‌های مربوط به پارامتر شدت، متناسب بودن آنها با ضریب مقیاس (λ) ($IM_{prop} = F_{a1}(\lambda)$) می‌باشد. اندازه خسارت در واقع یک کمیت قابل مشاهده است که از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی بدست می‌آید. این کمیت می‌تواند بیشینه جابجایی نسبی بام (θ_{roof})، بیشینه جابجایی نسبی بین طبقه‌های (θ_{max})، بیشینه برش پایه (V_{max})، بیشینه چرخش مفاصل پلاستیک، شاخص‌های خسارت نظیر پارک و انگ یا شاخص پایداری پیشنهادی مهانی و دریلین باشد. انتخاب یک کمیت مناسب برای اندازه خسارت (DM) با توجه به نوع کاربرد مساله و سازه مورد نظر تعیین می‌گردد.

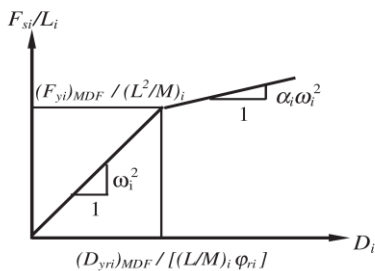
۲-۲- تحلیل دینامیکی فزاینده مودال (MIDA)

برای ترسیم منحنی‌های IDA روش‌های تحلیلی مختلفی ارائه شده است. یکی از این روش‌ها تحلیل MIDA می‌باشد که مراحل انجام آن به شرح ذیل است [۲۱]:

۱. طراحی و مدل‌سازی ارزیابی با انتخاب یک مدل سازه‌ای بیانگر سیستم‌های باربری ثقلی و لرزه‌ای شروع می‌گردد. انتخاب و طراحی مدل به دلیل تاثیر آن در دقت نتایج و میزان کارایی روش انتخابی بایستی با رعایت کلیه ضوابط آیین‌نامه‌ای انجام گیرد.
۲. تحلیل استاتیکی خطی برای حصول پارامترهای مورد نیاز تهیه منحنی ظرفیت سازه متناسب با رفتار آن به منظور مدل‌سازی سازه چند درجه آزاد (MDOF) با استفاده از سیستم‌های یک درجه آزاد (SDOF) ضروری است. به همین منظور مشخصات دینامیکی قاب‌ها شامل زمان تناوب‌ها، اشکال مودی و جرم‌های مودی از طریق انجام تحلیل در حالت خطی محاسبه می‌شود.



مود i ام؛ Φ_{ri} : شکل مودی بام در مود i ام؛ α : سختی کرنشی مصالح می‌باشند. روابط مذکور در منحنی نیرو-تغییر شکل سازه یک درجه آزاد (SDOF) معادل در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل (۱): منحنی نیرو-تغییر شکل سازه یک درجه آزاد (SDOF) معادل

۶. مقیاس نمودن شتابنگاشت‌ها برای مقیاس نمودن شتابنگاشت‌های اصلاح نشده، بایستی ابتدا اصلاحات لازم انجام گیرد و سپس اقدام به مقیاس نمودن آنها نمود. در این مرحله پس از مقیاس نمودن شتابنگاشت‌ها و اعمال آنها بر سازه‌های یک درجه آزاد (SDOF) معادل جهت انجام تحلیل دینامیکی، اطلاعات مورد نیاز برای ارزیابی لرزه‌ای سازه یک درجه آزاد معادل (SDOF) استخراج می‌گردد.

۷. تحلیل دینامیکی سازه یک درجه آزاد معادل (SDOF) زلزله مقیاس شده (حاصل از مرحله قبلی) جهت انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی به سازه یک درجه آزاد معادل اعمال می‌شود. این سازه، همانند یک فنر دوخطی رفتار می‌کند که مشخصه نیرو-تغییر مکان آن قبلاً بدست آمده است. بیشینه تغییر مکان نوسانگر $(Max. Disp)_{SDOF}$ در طول اعمال رکورد زلزله با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی بدست می‌آید.

۸. محاسبه بیشینه تغییر مکان سازه چند درجه آزاد (MDOF)

بیشینه تغییر مکان بام مربوط به سازه یک درجه آزاد (SDOF) با استفاده از رابطه (۶) به بیشینه تغییر مکان مربوط به مود i ام سازه چند درجه آزاد (MDOF) مربوط می‌گردد [۱۴]:

$$\left((Max. Disp)_{MDOF} \right) = (L/M)_i \cdot \Phi_{ri} \cdot \left((Max. Disp)_{SDO} \right) \quad (۶)$$

۳. تحلیل بارافزون و بدست آوردن منحنی ظرفیت قاب‌ها طبق رابطه ذیل؛

$$S_n = M \phi_n \quad (۱)$$

که در آن S_n الگوی بارگذاری جانبی، M ماتریس جرم و ϕ_n الگوی تغییر شکل جانبی در مود n ام سازه چند درجه آزاد (MDOF) می‌باشند. با انجام تحلیل، منحنی برش پایه-جابجایی بام به عنوان منحنی ظرفیت قاب بدست می‌آید.

۴. ترسیم مدل دوخطی

برای تحلیل سازه اصلی نیاز به مدل نیرو-جابجایی سازه یک درجه آزاد (SDOF) معادل وجود دارد. با توجه به محدودیت‌های نرم‌افزاری و همچنین سادگی کار در این روش، مدل نیرو-جابجایی بصورت دوخطی انتخاب می‌شود. بنابراین لازم است منحنی ظرفیت قاب چند درجه آزاد با یک مدل دوخطی مناسب تقریب زده شود تا مشخصات مربوط به سازه یک درجه آزاد (SDOF) معادل بدست آید.

۵. مشخصات سیستم یک درجه آزاد (SDOF) معادل

سیستم یک درجه آزاد (SDOF) معادل به عنوان جایگزینی برای سازه چند درجه آزاد (MDOF) اصلی بایستی بگونه‌ای انتخاب گردد که دارای زمان تناوب (T) و میرایی (ξ) برابر با سازه اصلی باشد. در این روش، منحنی نیرو-تغییر شکل سیستم معادل بر اساس روابط ذیل بدست می‌آید [۲۱]:

$$\left(F_{yi} \right)_{SDOF} = \left(F_{yi} \right)_{MDOF} / \left(\frac{L}{M} \right)_i \quad (۲)$$

$$\left(U_{ry} \right)_{SDOF} = \left(U_{ry} \right)_{MDOF} / \left[\left(\frac{L}{M} \right)_i \Phi_{ri} \right] \quad (۳)$$

$$\alpha_{SDOF} = \alpha_{MDOF} \quad (۴)$$

$$L_i = \sum m_j \Phi_{ji}, M_i = \sum m_j \Phi_{ji}^2 \quad (۵)$$

که با توجه به شکل (۱) و روابط موجود؛ F_{si} : سختی مقیاس شده سیستم متناسب با پاسخ زمانی سازه، F_{yi} : مقاومت تسلیم در مود i ام، U_{ry} : تغییر مکان تسلیم بام در



۹. انجام تحلیل بارافزون و ارائه نتایج

در این مرحله، سازه چند درجه آزاد اصلی (MDOF) تا حصول بیشینه تغییر مکان بام (بدست آمده از مرحله قبل) تحت الگوی بار جانبی طبق رابطه (۱) قرار داده می‌شود و مقادیر اندازه خسارت نظیر بیشینه جابجایی بین طبقه‌ای و میزان چرخش پلاستیک ایجاد شده در سازه برای یک سطح مشخص از زلزله تعیین می‌گردد.

۱۰. ترکیب آثار مودها

برای ترکیب اثرات ناشی از نتایج مودهای مختلف، مقادیر مربوط به اندازه خسارت سازه در هر مود (مربوط به سطح شدت لرزه‌ای یکسان) بر اساس روش SRSS با یکدیگر ترکیب می‌شوند.

۱۱. ترسیم منحنی‌های IDA تقریبی

کلیه مراحل مذکور برای یک سطح شدت مشخص از یک زلزله انجام می‌گیرد. با تکرار کلیه مراحل قبلی برای سطوح مختلف لرزه‌ای یک زلزله مشخص، می‌توان نمودارهای IDA را به صورت یگانه (مربوط به یک شتابنگاشت) و یا چندگانه (چند شتابنگاشت) بدست آورد.

۲-۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی اصلاح شده (IMP)

یکی از روش‌های جدید ساده‌سازی شده برای ترسیم منحنی‌های IDA استفاده از تحلیل IMP می‌باشد. مراحل انجام تحلیل IMP برای ترسیم منحنی‌های تقریبی IDA عبارتند از [۲۲]:

۱. طراحی و مدل‌سازی قاب‌ها

این مرحله همانند روش MIDA انجام می‌گیرد.

۲. محاسبه مشخصه‌های الاستیک سازه‌ای

در این مرحله مشخصه‌های الاستیک سازه‌ای شامل زمان تناوب، اشکال مودی و ضریب مشارکت مودال برای مدل‌های مورد مطالعه تعیین می‌گردد. در محاسبه ضرایب مشارکت مودال از اشکال مودی نرمال شده استفاده شده و پیشنهاد می‌شود که نرمال‌سازی چنان انجام گیرد که $\Phi_i=1$ بدست آید.

۳. تعیین طیف جابجایی برای رکورد مورد استفاده در محدوده رفتار خطی سازه مربوط به هر مود.

۴. محاسبه ضریب کرانه بالا (UB):

با محاسبه جابجایی طیفی (مرحله سوم) به ازای زمان تناوب مربوط به هر مود با استفاده از ضرایب مشارکت مودال (مرحله دوم) مقدار پارامتر UB از طریق رابطه ذیل بدست می‌آید. این پارامتر در واقع بیانگر اندازه‌ی سهم مود سوم و دوم نسبت به مود اول در پاسخ سازه می‌باشد.

$$UB = \left| \frac{\Gamma_2 D_2 + \Gamma_3 D_3}{\Gamma_1 D_1} \right| \quad (7)$$

در این رابطه Γ_n : ضریب مشارکت مودال برای مود n ام سازه و D_n : پاسخ سیستم یک درجه آزاد معادل (SDOF) است که با فرکانس طبیعی ω_n و میرایی ξ_n تحت تحریک $\ddot{u}_g(t)$ قرار گرفته است.

۵. تعیین الگوی بار جانبی

الگوی بار جانبی $\{f_s\}$ با در نظر گرفتن سه مود اول سازه، از رابطه ذیل بدست می‌آید:

$$\{f_s(t)\} = q_1 \omega_1^2 [M] \{\phi\}_1 + q_2 \omega_2^2 [M] \{\phi\}_2 + q_3 \omega_3^2 [M] \{\phi\}_3 \quad (8)$$

که در این رابطه $[M]$ ماتریس جرم، q_i پاسخ مودی، ω_i فرکانس ارتعاش طبیعی و $\{\phi\}$ الگوی تغییر شکل جانبی مربوط به مود i ام می‌باشند که طبق این رابطه بارگذاری جانبی با در نظر گرفتن سه مود اول بطور یکنواخت از مقدار صفر افزایش داده شده است.

۶. تحلیل بارافزون و بدست آوردن منحنی ظرفیت قاب‌ها جهت مدل‌سازی سازه چند درجه آزاد (MDOF) به صورت سازه یک درجه آزاد (SDOF) معادل، منحنی ظرفیت سازه مورد نیاز است. لذا، تحلیل بارافزون بر روی قاب‌های مورد مطالعه انجام شده و منحنی برش پایه-جابجایی بام که همان منحنی ظرفیت قاب است، بدست می‌آید.

۷. بدست آوردن مشخصه‌های سازه SDOF معادل



$$M^* = \{\phi\}^T M \{\phi\} \quad (11)$$

۱۱. انجام یک تحلیل استاتیکی غیرخطی در این مرحله، سازه MDOF تحت الگوی بار جانبی مطابق رابطه (۸) قرار می‌گیرد تا به بیشینه جابجایی بام (مرحله ۱۰) برسد. در این هنگام تقاضای سازه‌ای مطلوب نظیر بیشینه جابجایی نسبی بین طبقه‌ای و چرخش مفصل پلاستیک در هر سطح شدت از زلزله محاسبه می‌شود.

۱۲. ترسیم منحنی‌های IDA بر اساس روش IMP تکرار مراحل ۹، ۱۰ و ۱۱ برای هر سطح شدت زمین‌لرزه، باعث ایجاد یک منحنی با مختصات اندازه شدت بر اساس اندازه خسارت خواهد شد. منحنی بدست آمده منحنی IDA بر اساس روش IMP نامیده می‌شود که فقط برای یک زمین‌لرزه می‌باشد. استفاده از یک رکورد زلزله منجر به ترسیم منحنی یگانه IDA و استفاده از رکوردهای مختلف باعث ترسیم منحنی‌های IDA چندگانه می‌گردد.

۳- مدل‌سازی

۳-۱- معرفی مدل‌ها

در این پژوهش به منظور انجام مطالعات موردی، از سازه‌های گروه SAC که بر مبنای آیین‌نامه UBC 94 [۳] طراحی شده‌اند، استفاده گردیده است. ساختمان‌های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه گروه SAC به منظور بیان رفتار ساختمان‌های فولادی کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلند مرتبه با سیستم قاب خمشی تحت اثر بار ثقلی، لرزه‌ای و بارگذاری باد طراحی شده‌اند. طراحی این سازه‌ها با فرض کاربری اداری و جنس خاک سخت بر اساس UBC 94 انجام شده است. در طراحی این ساختمان‌ها هیچ‌گونه نامنظمی مشخصی در پلان و ارتفاع در نظر گرفته نشده است. قاب‌های خمشی فولادی در محیط پیرامونی ساختمان‌ها در نظر گرفته شده‌اند و سیستم داخلی شامل اعضای مقاوم باربر ثقلی می‌باشند. در طراحی هر سه ساختمان، بارهای لرزه‌ای به عنوان بارگذاری غالب در طراحی قاب‌های خمشی در نظر گرفته شده‌اند. سازه‌های گروه SAC شامل دو قسمت باربری ثقلی در داخل سازه و قسمت باربری جانبی در

سیستم SDOF معادل مورد استفاده در این پژوهش با استفاده از روش Qi و Moehle [۲۷] بدست آمده است. از یک الگوی بار جانبی مثلثی معکوس و یک تحلیل استاتیکی غیرخطی برای بدست آوردن منحنی بارافزون استفاده گردیده است. برای دوخطی‌سازی منحنی تحلیل بار افزون، از روش مرسوم در دستورالعمل ATC-40 [۷] استفاده گردیده است. با مشخص نمودن منحنی دوخطی پارامترهای مورد نیاز برای سازه یک درجه آزاد معادل (SDOF) بدست می‌آید.

۸. مقیاس نمودن شتابنگاشت‌ها

مقیاس نمودن شتابنگاشت‌ها همانند روش MIDA انجام می‌گیرد.

۹. تحلیل سازه SDOF معادل هدف از انجام روش IMP یافتن پاسخ سازه در سطوح مختلفی از شدت زمین لرزه می‌باشد. بنابراین همانند روش MIDA می‌توان از پارامتری مشابه برای مقیاس نمودن شتابنگاشت‌ها استفاده نمود. بیشینه جابجایی سازه SDOF معادل نیز با استفاده از روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی یا تحلیل طیفی غیرخطی قابل محاسبه است.

۱۰. محاسبه بیشینه تغییر مکان سازه چند درجه آزاد (MDOF)

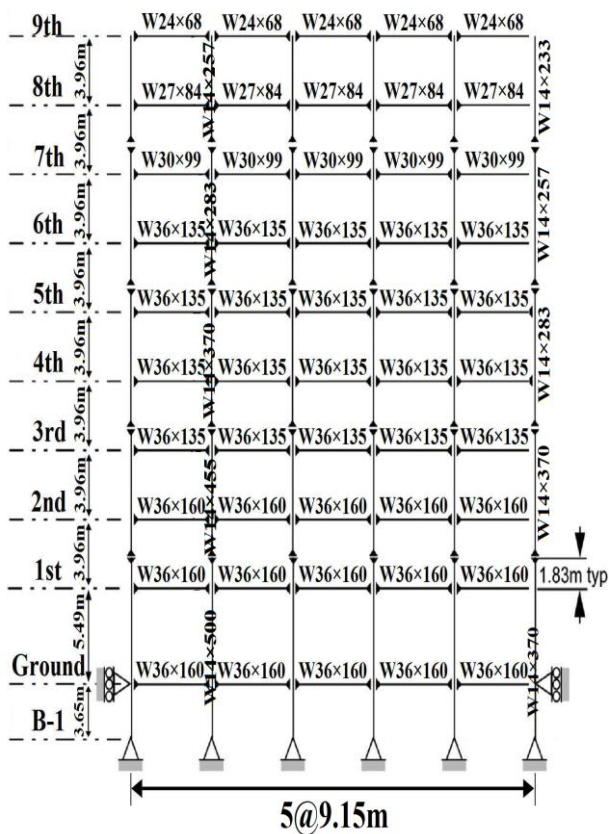
بیشینه جابجایی سازه SDOF معادل بایستی توسط رابطه ذیل به بیشینه جابجایی متناظر بام (DOF) تبدیل گردد:

$$Targ et Roof Displacement = (9) \quad (Max Disp.)_{SDOF} \times \lambda (1 + UB)$$

که $(Max Disp.)_{SDOF}$ برابر بیشینه تغییر مکان نوسانگر (سازه یک درجه آزاد معادل) در طول اعمال رکورد زلزله می‌باشد، که در این پژوهش از تحلیل تاریخچه زمانی بدست آمده است. همچنین بایستی توجه نمود که مقدار λ با استفاده از رابطه (۱۰) محاسبه می‌گردد:

$$\gamma = \frac{L^*}{M^*} = \frac{\{\phi\}^T M \{1\}}{M^*} \quad (10)$$

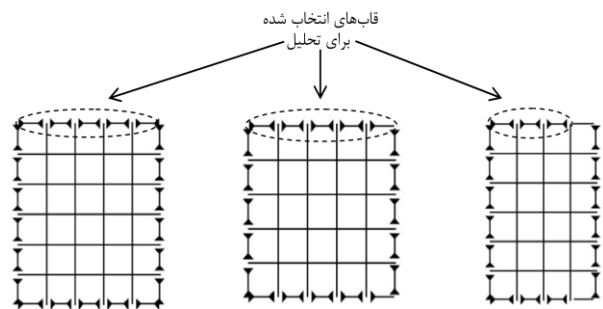
که در این رابطه M^* جرم معادل است و طبقه رابطه ذیل محاسبه می‌گردد:



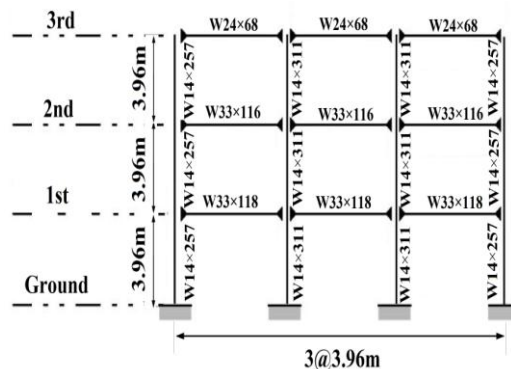
شکل (۴): قاب مورد تحلیل ساختمان ۹ طبقه SAC

اطراف سازه طراحی شده‌اند. از آنجا که موضوع مورد بحث در این پژوهش مرتبط با بارهای ثقلی سازه نمی‌باشد، از بخش سازه باربر ثقلی این سازه‌ها صرف‌نظر و بر روی قسمت باربری جانبی آنها متمرکز شده است.

در این پژوهش، قاب‌های راستای (N-S) ساختمان‌ها برای تحلیل انتخاب شده‌اند. پلان ساختمان‌ها و نمای قاب‌های مورد تحلیل و مشخصات قاب‌ها و اعضای تیر و ستون مربوط به ساختمان‌ها در شکل (۲) تا (۵) نشان داده شده‌اند. وزن موثر لرزهای طبقات ساختمان‌ها به طور یکسان بین دو قاب خمشی در هر راستا اختصاص یافته است. در شکل (۵) مربوط به ساختمان ۲۰ طبقه، به علت استفاده از مقاطع یکسان در هر طبقه بنابراین برای هر طبقه فقط یک نمونه از مقاطع بکار رفته برای تیرها و ستون‌های داخلی و خارجی در شکل نشان داده شده است.



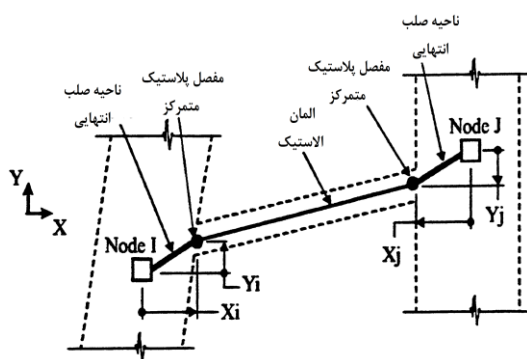
شکل (۲): پلان و قاب‌های مورد مطالعه ساختمان‌های SAC (از راست به چپ به ترتیب ۹، ۳ و ۲۰ طبقه)



شکل (۳): قاب مورد تحلیل ساختمان ۳ طبقه SAC

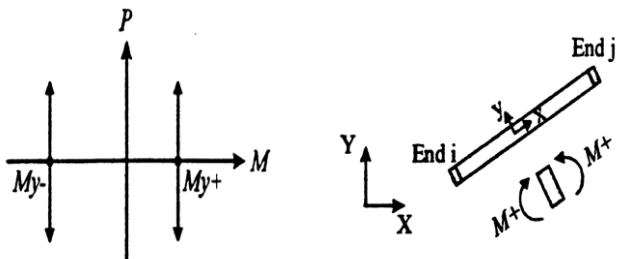
مدلسازی و مبانی تئوری فرضیات مورد استفاده در ادامه تشریح شده است.

مدل Element-02 یک المان غیرخطی جهت مدلسازی تیر-ستون‌ها در ساختمان‌های فولادی و بتنی می‌باشد. ساختار هندسی این المان شامل یک تیر الاستیک، دو مفصل پلاستیک متمرکز در انتهای این تیر و نواحی صلب انتهایی است که در شکل (۶) نشان داده شده است.



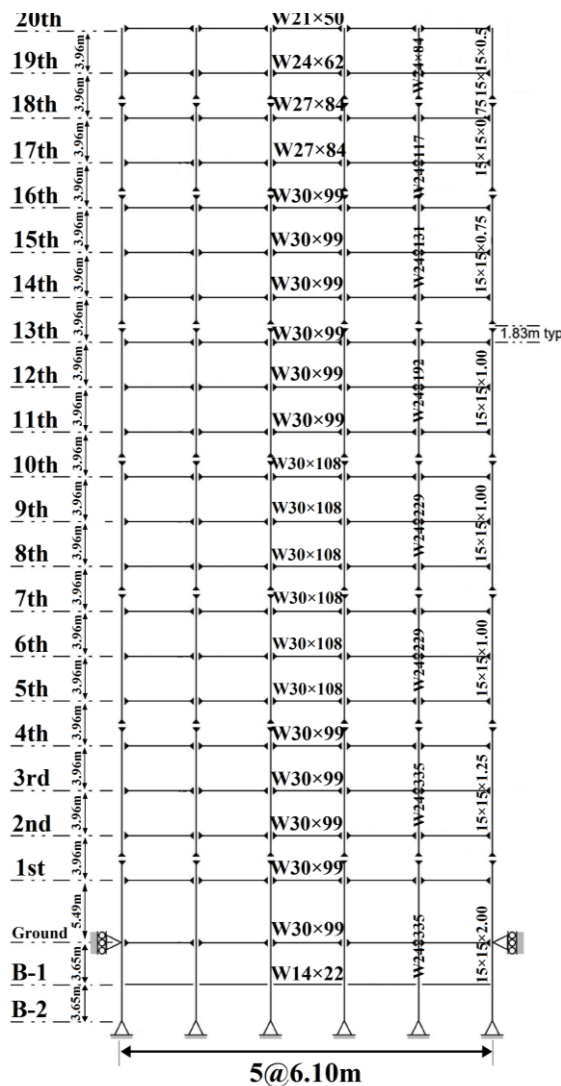
شکل (۶): ساختار هندسی Element-02 در برنامه DRAIN-2DX [۲۳]

امکان قرار گرفتن المان‌های تیر-ستون به طور دلخواه و در صفحه X-Y وجود دارد. این المان‌ها دارای سختی خمشی و محوری می‌باشند. امکان وقوع تسلیم فقط در مفاصل پلاستیک وجود دارد و لنگرهای تسلیم مفصل در دو انتهای المان برای جهت مثبت و منفی تعیین می‌شوند. هرچند در این نوع المان‌ها فرض می‌شود که تسلیم فقط در خمش و بدون تغییر شکل محوری روی می‌دهد با این وجود جهت لنگرها و تاثیر نیروی محوری بر مقاومت خمشی با لحاظ نمودن اثر P-Δ در شکل (۷) مشخص شده است.



شکل (۷-۲) مدل نوع تیر تحت اثر لنگر خمشی

شکل (۷-۱) جهات مثبت لنگر



شکل (۵): قاب مورد تحلیل ساختمان ۲۰ طبقه SAC

۲-۳- عملکرد برنامه DRAIN-2DX

وجود منحنی‌های رفتاری اعضا برای انجام تحلیل‌های غیرخطی در برنامه DRAIN-2DX ضروری است. بدین منظور از مشخصات پیش‌فرض برنامه استفاده شده است. همچنین به دلیل اینکه انتظار می‌رود در اثر بارهای جانبی ناشی از زلزله لنگرهای حداکثر و نیز مفاصل پلاستیک در دو سر اعضا تشکیل شوند، بنابراین خصوصیات مفاصل پلاستیک به دو سر اعضا تخصیص یافته است. بدین ترتیب برای مدلسازی تیرها و ستون‌ها از المان تیر-ستون (Element-02) و برای بررسی رفتار هیستریزس اتصالات از مدل دوخطی سختی کاهش یافته (Element-10) موجود در برنامه DRAIN-2DX استفاده شده است. جزئیات

جدول (۱): مشخصات زمین لرزه‌ها [۲۸]

زمین لرزه	زمان وقوع و ایستگاه	PGV (cm/se c)	PGA (g)	M
San Fernando (SF)	1971/02/09 135LA-Hollywood Stor Lot	۱۴/۹	۰/۱۷۴	۶/۶
Loma Prieta (LP3)	1989/10/18 1028 Hollister City Hall	۱۴/۹	۰/۲۱۶	۶/۹
Superstition Hills (B)(SH2)	1987/11/24 5060 Brawley	۱۳/۹	۰/۱۵۶	۶/۷

۳-۴- مشخصات مدل‌های انتخابی

همانطور که ذکر شد، ساختمان‌های گروه SAC شامل دو قسمت باربری ثقلی در داخل سازه و قسمت باربری جانبی در اطرف سازه طراحی شده‌اند. با توجه به اینکه موضوع مورد بحث در این پژوهش مرتبط با بارهای ثقلی سازه نمی‌باشد، از بخش سازه باربر ثقلی این سازه‌ها صرف‌نظر شده و تمرکز بر روی قسمت باربری جانبی آنها معطوف گردیده است. وزن موثر لرزه‌ای طبقات و مشخصات مقاطع ساختمان‌های گروه SAC در جدول ۲ تا ۴ ارائه شده است.

جدول (۲): وزن موثر لرزه‌ای طبقات ساختمان ۳ طبقه گروه SAC

بام	طبقه دوم و سوم	طبقات
۱۰۴۶۷۰۱	۹۵۷۱۴۸	وزن موثر (بر حسب کیلوگرم)

جدول (۳): وزن موثر لرزه‌ای طبقات ساختمان ۹ طبقه گروه SAC

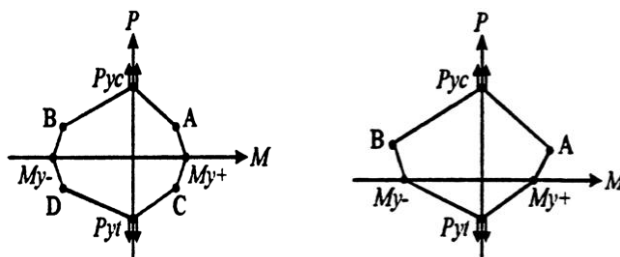
بام	طبقه سوم تا نهم	طبقه دوم	طبقات
۱۰۷۳۸۶۶	۹۸۹۶۷۵	۱۰۰۷۴۹۲	وزن موثر (بر حسب کیلوگرم)

جدول (۴): وزن موثر لرزه‌ای طبقات ساختمان ۲۰ طبقه گروه SAC

بام	طبقه سوم تا بیستم	طبقه دوم	طبقات
۵۹۰۶۳۸	۵۵۷۴۰۰	۵۷۹۶۱۱	وزن موثر (بر حسب کیلوگرم)

۳-۴-۱- مشخصات دینامیکی سازه‌های گروه SAC

مشخصات دینامیکی سازه‌ها با در نظر گرفتن میرایی ۵٪ ($\xi=5\%$) و جرم موثر طبقات منطبق با مقادیر موجود در بخش قبل، توسط برنامه DRAIN-2DX تعیین گردیده است. این مشخصات به ترتیب برای سازه‌های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه به صورت مقادیر مربوط به زمان تناوب (T_n)، ضریب مشارکت مودال (Γ_n) و جرم موثر مودال (M_n^*) مربوط به

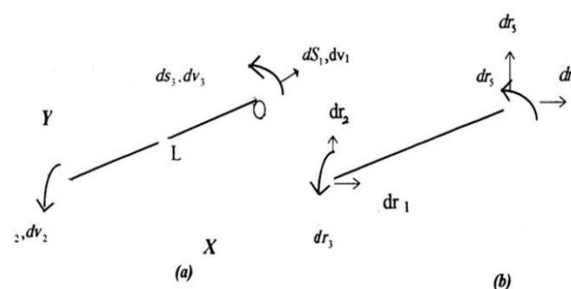


مدل نوع ستون فولادی (۴-۷)

مدل نوع ستون بتنی (۳-۷)

شکل (۷): سطوح تسلیم و جهات قراردادی برای لنگرهای تسلیم در Element-02

بارهای استاتیکی وارد بر طول المان‌ها را می‌توان با مقادیر نیروهای گیرداری انتهایی معادل جایگزین نمود. هر المان تیر-ستون همانند شکل (۸) در حالت کلی دارای سه نوع مود تغییر شکل شامل؛ تغییر طول محوری و چرخش خمشی در ابتدا و انتهای المان می‌باشد. این مودهای تغییر شکل به مولفه‌های تغییر شکلی ابتدا و انتهای المان تیر-ستون مورد استفاده در مدل‌سازی مربوط می‌شوند.



شکل (۸): نیروها و انواع مودهای تغییر شکل المان تیر-ستون [۲۳]

۳-۳- مشخصات رکوردهای مورد استفاده

جهت بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها ۳ رکورد زمین لرزه مربوط به ناحیه کالیفرنیا مورد استفاده قرار گرفته است. تمام رکوردها از زلزله‌های شدید با بزرگای بیشتر از ۶ و شتاب بیشینه زمین (PGA) بیشتر از 0.1g می‌باشند. با توجه به اینکه نزدیک‌ترین فاصله نسبت به گسیختگی گسل بیشتر از ۱۵ کیلومتر است، می‌توان زمین لرزه‌ها را به عنوان دور از ناحیه گسل طبقه بندی نمود. رکوردها به نحوی انتخاب گردیده‌اند که شامل مقادیری با PGV پایین باشند. مشخصات مربوط به ۳ رکورد زلزله مورد استفاده شامل بیشینه شتاب زمین (PGA)، بیشینه سرعت زمین (PGV) و بزرگا (M) در جدول (۱) نشان داده شده است.



سه مود اول و همچنین شکل سه مود اول هر سازه، در جدول (۵) تا (۷) و شکل (۹) تا (۱۱) ارائه شده‌اند.

جدول (۵): مشخصات دینامیکی سازه ۳ طبقه گروه SAC

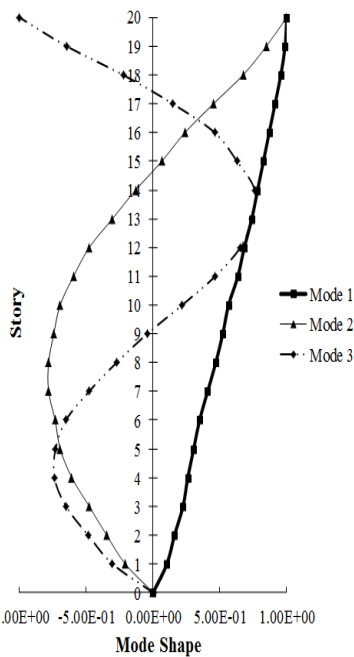
مشخصات / مودها	مود اول (Mode 1)	مود دوم (Mode 2)	مود سوم (Mode 3)
زمان تناوب بر حسب ثانیه (T_n)	۱/۰۹۷	۰/۳۶۲	۰/۱۶۶
ضریب مشارکت مودال (Γ_n)	۱/۲۹۱	۰/۶۲۵	۰/۳۷۴
جرم موثر مودال (M_n^*) (%)	۸۲/۸۶۲	۱۳/۶۳۶	۱/۸۲۰

جدول (۶): مشخصات دینامیکی سازه ۹ طبقه گروه SAC

مشخصات / مودها	مود اول (Mode 1)	مود دوم (Mode 2)	مود سوم (Mode 3)
زمان تناوب بر حسب ثانیه (T_n)	۲/۲۵۷	۰/۸۴۶	۰/۴۸۵
ضریب مشارکت مودال (Γ_n)	۱/۳۲۲	۰/۴۹۷	۰/۳۵۶
جرم موثر مودال (M_n^*) (%)	۸۲/۸۲۳	۱۰/۸۷۷	۲/۲۰۸

جدول (۷): مشخصات دینامیکی سازه ۲۰ طبقه گروه SAC

مشخصات / مودها	مود اول (Mode 1)	مود دوم (Mode 2)	مود سوم (Mode 3)
زمان تناوب بر حسب ثانیه (T_n)	۳/۸۳۱	۱/۳۲۸	۰/۷۶۹
ضریب مشارکت مودال (Γ_n)	۱/۴۱۲	۰/۶۵۰	۰/۳۴۸
جرم موثر مودال (M_n^*) (%)	۸۰/۲۹۲	۱۱/۴۲۵	۱/۹۱۹



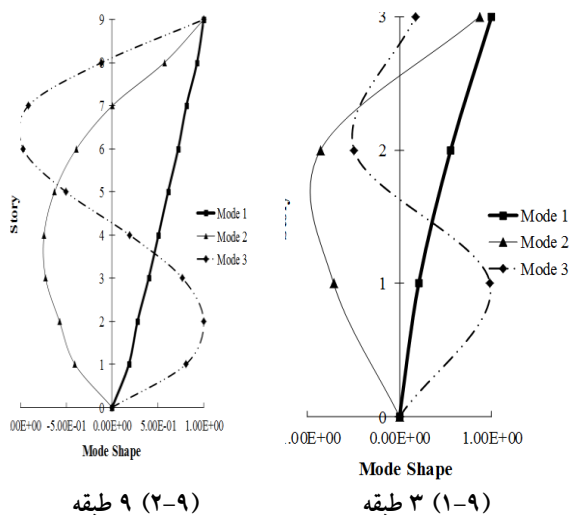
شکل (۹): شکل مربوط به سه مود اول سازه‌های ۹،۳ و ۲۰ طبقه گروه SAC

شکل (۹): شکل مربوط به سه مود اول سازه‌های ۹،۳ و ۲۰ طبقه گروه SAC

۴- تحلیل داده‌ها

پس از انجام تحلیل، سازه‌های مورد بررسی تا حصول تغییر مکان هدف تحت بارگذاری جانبی قرار گرفته و نتایج براساس مدهای اول، دوم و سوم استخراج می‌گردند. با ترکیب این نتایج با روش جذر مجموع مربعات (SRSS) نتایج روش تحلیل دینامیکی فزاینده مودال (MIDA) محاسبه می‌گردند. به همین ترتیب محاسبات با انجام یک تحلیل بارافزون و در نظر گرفتن اثر سه مود اول در بارگذاری جانبی برای روش IMP ارائه می‌گردند.

برای انجام مقایسه و تخمین دقت نتایج هر دو روش MIDA و IMP و همچنین بررسی اثرات ناشی از سه مود اول در تخمین دقت نتایج روش‌های مذکور، تحلیل دقیق سازه‌ها با استفاده از روش IDA نیز ارائه گردیده است. در این پژوهش برای انجام کلیه تحلیل‌ها از نرم افزار DRAIN-2DX استفاده شده و در برخی موارد از سایر نرم افزارها برای کنترل نتایج بدست آمده استفاده شده است. از دو پارامتر بیشینه تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای و بیشینه جابجایی نسبی بام به عنوان معیارهای تغییر مکان نسبی



شکل (۱۰): شکل مربوط به سه مود اول سازه‌های ۹،۳ و ۲۰ طبقه گروه SAC

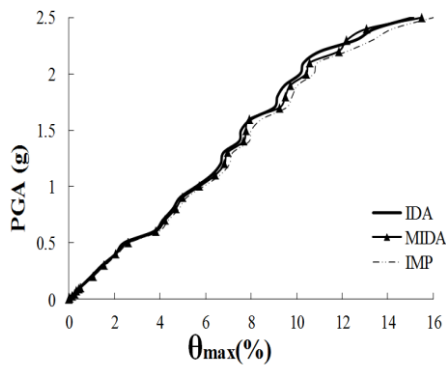
شکل (۱۱): شکل مربوط به سه مود اول سازه‌های ۹،۳ و ۲۰ طبقه گروه SAC

طبقات برای تعیین اندازه خسارت در ترسیم منحنی‌های IDA استفاده شده است.

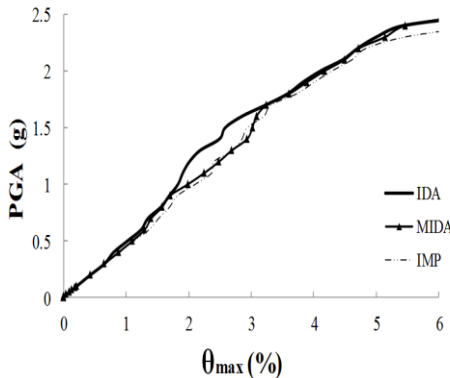
نتایج بدست آمده از هر یک از روش‌های تحلیل به صورت منحنی‌های IDA بر اساس پارامتر بیشینه شتاب زمین (PGA) به عنوان اندازه شدت (IM) و دو پارامتر بیشینه تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای (θ_{max}) و بیشینه جابجایی نسبی بام (θ_{roof}) به عنوان اندازه خسارت (DM) به همراه تحلیل و تفسیر برای هر یک از قاب‌ها در ادامه به تفصیل ارائه گردیده است.

۴-۱- ارائه نتایج، تحلیل و تفسیر آنها در قاب ۳ طبقه

بر اساس شکل (۱۲) و (۱۳) نتایج بدست آمده برای قاب ۳ طبقه گروه SAC با استفاده از روش‌های IDA، MIDA و IMP برای هر سه رکورد مشابه می‌باشند. در واقع در این قاب، نتایج مربوط به روش IMP برای هر سه رکورد و اندازه خسارت مقادیر بسیار نزدیکی به نتایج روش‌های MIDA و روش دقیق IDA می‌باشند و این نشانگر مناسب بودن این نوع تحلیل در قاب‌های کوتاه مرتبه با سیستم قاب خمشی فولادی است. همچنین با توجه به مقادیر بدست آمده در روش‌های IMP و MIDA می‌توان اینگونه نتیجه گرفت که در اغلب موارد روش IMP نسبت به دو روش دیگر مقادیر بیشتری از اندازه خسارت (در جهت اطمینان) را برای یک سطح شدت از زمین‌لرزه تخمین می‌زند لذا می‌توان نتیجه گرفت که در قاب ۳ طبقه گروه SAC روش IMP نتایج قابل قبولی را ارائه نموده است.



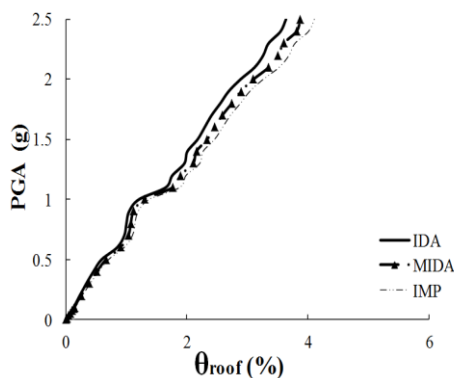
زلزله Loma Prieta(LP3) (۲-۱۲)



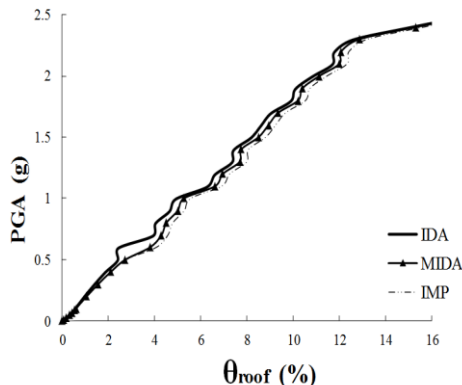
زلزله San Fernando(SF) (۳-۱۲)

شکل (۱۲): منحنی‌های IDA مربوط به بیشینه جابجایی نسبی

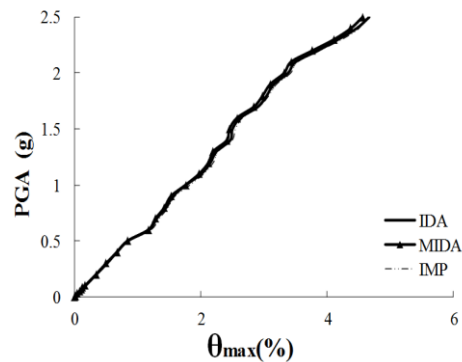
طبقات (θ_{max}) قاب ۳ طبقه SAC



زلزله Superstition Hills (B)(SH2) (۱-۱۳)



زلزله Loma Prieta(LP3) (۲-۱۳)

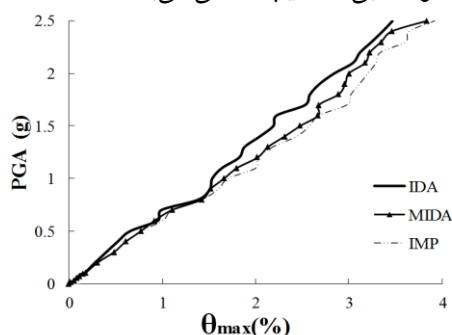


زلزله Superstition Hills (B)(SH2) (۱-۱۲)

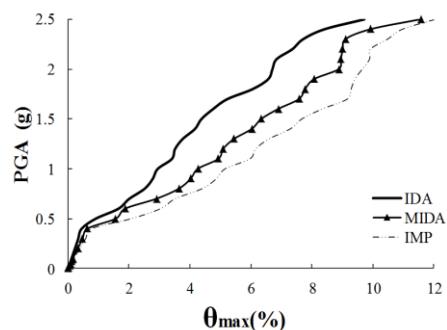


روش IMP به عنوان یک روش محافظه کارانه در کلیه سطوح لرزه‌ای مطرح می‌باشد.

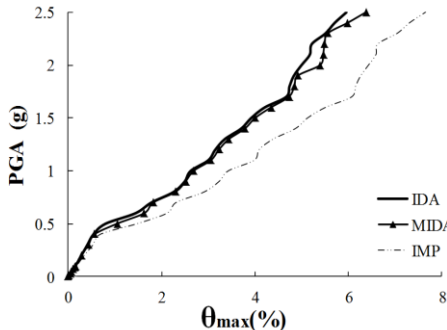
نتایج بدست آمده برای رکورد Superstition Hills (SH2) نسبت به بیشینه جابجایی نسبی طبقات بیانگر افزایش دقت روش MIDA و کاهش خطا در نتایج حاصل از آن نسبت به روش دقیق IDA می‌باشد. با توجه به اینکه روش IMP نتایج محافظه کارانه تری نسبت به هر دو روش MIDA و IDA ارائه نموده است ولی نتایج حاصل برای روش IMP، خصوصاً در سطوح لرزه‌ای بالاتر از نظر مقادیر خطا و نیز رفتار سازه نسبت به روش‌های مورد بررسی دیگر دارای وضعیت یکنواخت و دامنه تغییرات کمتر به طور نسبی در شیب منحنی می‌باشد.



San Fernando(SF) زلزله (۱-۱۴)

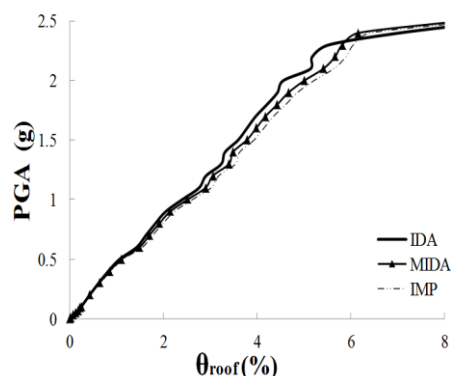


Loma Prieta(LP3) زلزله (۲-۱۴)



Superstition Hills (B)(SH2) زلزله (۳-۱۴)

شکل (۱۴): منحنی‌های IDA مربوط به بیشینه جابجایی نسبی طبقات (θ_{max}) قاب ۹ طبقه SAC



San Fernando(SF) زلزله (۳-۱۳)

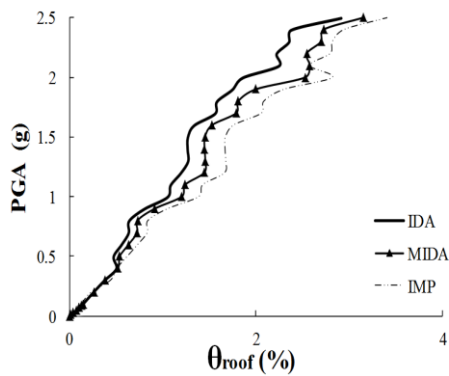
شکل (۱۳): منحنی‌های IDA مربوط به بیشینه جابجایی نسب بام (θ_{roof}) قاب ۳ طبقه SAC

۲-۴- ارائه نتایج، تحلیل و تفسیر آنها در قاب ۹ طبقه

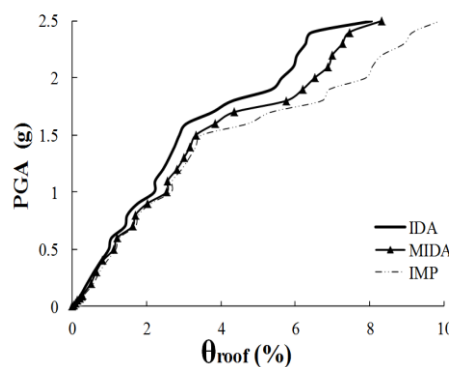
طبق شکل (۱۴) نتایج تحلیل‌ها برای رکورد San Fernando(SF) نسبت به بیشینه جابجایی نسبی طبقات نشانگر وجود تشابه نتایج دو روش IMP و MIDA بوده و نیز وجود مقادیر خطای یکسان این دو روش نسبت به روش دقیق تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) می‌باشد. هر چند که در سطوح لرزه‌ای پایین مقادیر بدست آمده نسبت به هر سه روش موجود نتایج تقریباً نزدیک با رفتاری یکسان از سازه ارائه شده است ولی مقادیر خطا در دو روش IMP و MIDA نسبت به روش IDA با افزایش شدت سطوح لرزه‌ای افزوده شده ولی این مقادیر خطا برای نتایج بین دو روش IMP و MIDA بیانگر یک نوع همگرایی بین این دو روش می‌باشد که در حالت کلی نسبت به روش IDA مقادیر اندازه خسارت بالاتری را ارائه نموده‌اند. در ادامه با افزایش شدت سطوح لرزه‌ای دقت نتایج حاصل از روش MIDA کاسته شده ولی نتایج IMP علی‌رغم افزایش مقادیر خطا ولی بطور تقریبی همان رفتار قبلی را نشان داده است که بیانگر حساسیت نسبی زیاد روش MIDA نسبت به سطوح لرزه‌ای، رکوردهای مورد استفاده و همچنین اثرات ناشی از مودهای بالاتر می‌باشد.

نتایج تحت اثر رکورد زلزله Loma Prieta(LP3) و نسبت به بیشینه جابجایی نسبی طبقات در حالت کلی نشانگر وقوع رفتار یکسان با مقادیر خطای نسبی یکسان برای هر دو روش نسبت به روش دقیق IDA است. ضمناً نتایج

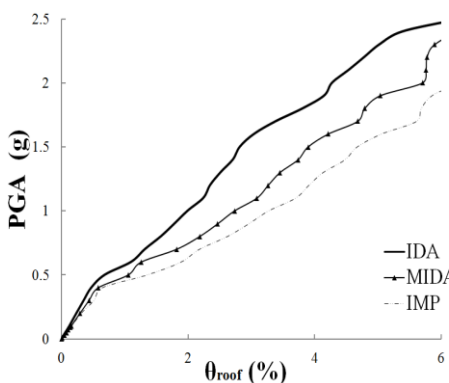
نمودار مربوط به آن به صورت غیریکنواخت بدست آمده است که نشانگر حساسیت روش IMP در سطوح لرزه‌ای متوسط و بالا و تاثیر قابل ملاحظه موده‌های بالاتر در این سطوح لرزه‌ای می‌باشد، که این امر برخلاف سازه‌ها و رکوردهای قبلی رخ داده است.



Superstition Hills (B)(SH2) زلزله (۱-۱۵)



Loma Prieta(LP3) زلزله (۲-۱۵)



Superstition Hills (B)(SH2) زلزله (۳-۱۵)

شکل (۱۵): منحنی‌های IDA مربوط به بیشینه جابجایی

نسبی بام (θ_{roof}) قاب ۹ طبقه SAC

در ادامه نتایج بر اساس بیشینه جابجایی بام مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد. نتایج آنالیزها تحت اثر رکورد San Fernando(SF) نشانگر یک وضعیت یکنواخت از رفتار قاب ۹ طبقه در سطوح لرزه‌ای متخلف است. با وجود اینکه مقادیر خطا با افزایش سطوح لرزه‌ای افزایش یافته ولی در حالت کلی در سطوح لرزه‌ای پایین نتایج حاصل از سه روش مورد استفاده، بسیار نزدیک به هم بوده و نشانگر دقت روش IMP در کاربرد سه مود اول برای سطوح لرزه‌ای پایین می‌باشد. با افزایش شدت سطح لرزه‌ای رفتار سازه تغییر محسوسی نداشته و این بیانگر پیش‌بینی صحیح تحلیل IMP از عملکرد لرزه‌ای سازه می‌باشد. هرچند با افزایش شدت سطوح لرزه‌ای مقادیر خطا افزایش یافته ولی مقدار این افزایش خطا به صورت یکنواخت و قابل پیش‌بینی می‌باشد.

رفتار قاب ۹ طبقه گروه SAC تحت اثر رکورد زلزله Loma Prieta(LP3) در حالت کلی نشانگر وقوع رفتار یکسان با مقادیر خطای نسبی کم در سطوح لرزه‌ای پایین و متوسط افزایش نسبتاً زیاد این مقادیر خطا در سطوح لرزه‌ای متوسط و بالا برای هر دو روش مورد استفاده نسبت به روش دقیق IDA است. همچنان که روش IMP به عنوان یک روش محافظه‌کارانه عمل نموده است و از لحاظ برآورد دقت نتایج تفاوت چندانی با روش MIDA مشاهده نشده است. همگرایی نتایج بدست برای دو روش IDA و MIDA با افزایش شدت سطوح لرزه‌ای از لحاظ تحلیلی می‌تواند مربوط به تاثیر موده‌های بالاتر و دقت تخمین نتایج توسط روش MIDA باشد.

نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که منحنی بدست آمده از روش IMP برای سازه ۹ طبقه گروه SAC تحت اثر رکورد Superstition Hills (B)(SH2) با در نظر گرفتن تاثیر سه مود اول مقادیر مناسب و نزدیک‌تری نسبت به نتایج روش‌های IDA و MIDA ارائه نموده است. همچنین در کلیه سطوح لرزه‌ای منحنی‌های هماهنگی برای IDA بدست آمده است، ولی تغییرات نتایج حاصل از روش IMP با افزایش شدت سطوح لرزه‌ای افزایش یافته و

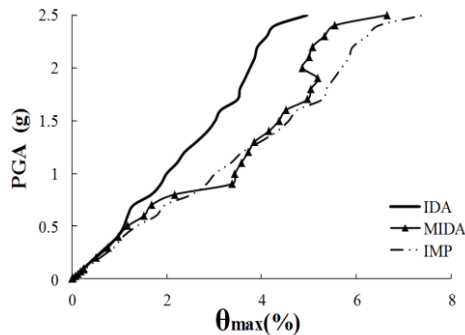
۳-۴. ارائه نتایج، تحلیل و تفسیر آنها در قاب ۲۰ طبقه

نتایج بدست آمده برای قاب ۲۰ طبقه تحت رکورد San Fernando(SF) بر اساس بیشینه جابجایی نسبی طبقات در شکل (۱۶) نشان داده شده است. با توجه به رفتار قاب‌های کوتاه و میان مرتبه دقت روش MIDA مطلوب بوده ولی در قاب‌های بلند مرتبه نظیر قاب ۲۰ طبقه موجود، با توجه به تاثیر عمده مودهای بالاتر در عملکرد لرزه‌ای سازه دقت نتایج حاصل از روش MIDA به صورت غیریکنواخت تغییر یافته است. شیب مربوط به منحنی‌های MIDA نیز نسبت به دو روش دیگر IMP و IDA متغیر و متنوع بوده و نشانگر وقوع حساسیت بالا در روش MIDA در ساختمان‌های بلند با در نظر گرفتن اثرات ناشی از مودهای بالاتر می‌باشد. با افزایش شدت سطوح لرزه‌ای در یک محدوده خاص، میزان دقت نتایج روش MIDA نسبت به روش IMP در مقایسه با روش دقیق IDA کاهش یافته است که می‌تواند ناشی از بروز رفتار لرزه‌ای متناسب با رکوردهای مورد استفاده و نیز اثرات ناشی از سهم مودهای بالاتر باشد.

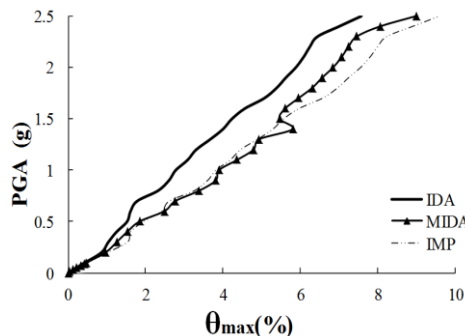
نتایج بدست آمده برای رکورد Loma Prieta(LP3) نشانگر کاهش میزان دقت نتایج و ارائه رفتار نسبتاً نامطلوب مربوط به روش IMP در محدوده الاستیک است که می‌تواند ناشی از الگوی تغییر شکل جانبی مورد استفاده در این روش باشد. در حالیکه در روش MIDA مقادیر خطای کمتری در ناحیه الاستیک بوجود آمده است. دقت حاصل از تحلیل‌های MIDA و IMP برای سطوح پایین زمین‌لرزه تقریباً یکسان بوده برای سطوح متوسط و بالا دقت نتایج روش MIDA کم شده است.

نتایج بدست آمده برای رکورد Superstition Hills (B)(SH2) بر اساس دو روش IMP و MIDA نسبت به بیشینه جابجایی نسبی طبقات در محدوده الاستیک دارای دقت مشابهی است در حالیکه در محدوده غیرالاستیک و برای سطوح لرزه‌ای متوسط دقت نتایج برای روش MIDA نسبت به روش IMP تغییرات کاهنده‌ای داشته و در ادامه، مقادیر دقت نتایج بدست آمده برای هر دو روش بطور

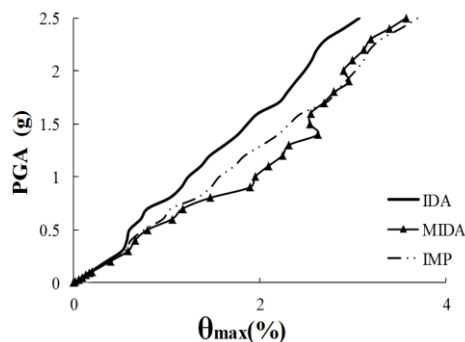
تقریبی برابر خواهد بود. همانند رکوردهای قبلی، شیب در MIDA نسبت به IDA و IMP دارای دامنه تغییرات بیشتری بوده و در نتیجه حساسیت پاسخ روش MIDA نسبت به دو روش دیگر بیشتر می‌باشد.



San Fernando(SF) زلزله (۱-۱۶)



Loma Prieta(LP3) زلزله (۲-۱۶)

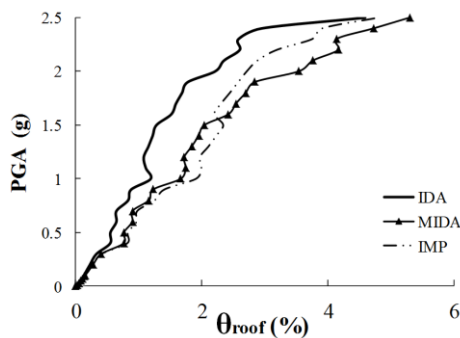


Superstition Hills (B)(SH2) زلزله (۳-۱۶)

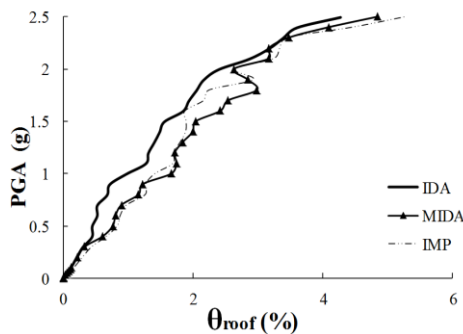
شکل (۱۶): منحنی‌های IDA مربوط به بیشینه جابجایی

نسبی طبقات (θ_{max}) قاب ۲۰ طبقه SAC

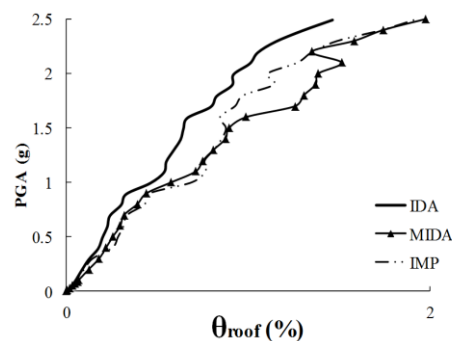
نتایج بدست آمده برای رکورد San Fernando(SF) نسبت به بیشینه جابجایی نسبی بام نیز حاکی از کاهش دقت نتایج حاصل از روش MIDA در قاب‌های بلند مرتبه است، که



San Fernando(SF) زلزله (۱-۱۷)



Loma Prieta(LP3) زلزله (۲-۱۷)



Superstition Hills (B)(SH2) زلزله (۳-۱۷)

شکل (۱۷): منحنی‌های IDA مربوط به بیشینه جابجایی

نسبی بام (θ_{roof}) قاب ۲۰ طبقه SAC

۵- بررسی عوامل موثر ایجاد خطا و مقادیر آن

وجود برخی ساده‌سازی‌ها به همراه فرضیات مورد استفاده در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی باعث ایجاد خطا در نتایج حاصل از این نوع تحلیل‌ها شده است. در جدول (۸) یک نمونه از مقادیر خطا برای دو روش MIDA و IMP نسبت به روش دقیق IDA برای قاب ۲۰ طبقه گروه SAC تحت اثر رکورد زلزله Superstition Hills (B)(SH2) ارائه گردیده است.

این کاهش دقت شامل وقوع رفتار غیریکنواخت، تغییر میزان دقت نتایج، وقوع تغییرات مختلف در شیب منحنی‌های MIDA نسبت به روش IMP می‌باشد. هر چند که میزان دقت نتایج در روش IMP تا شدت سطوح لرزه‌ای متوسط نسبت به روش MIDA کمتر بوده است ولی برای سطوح لرزه‌ای بالا، دقت نتایج حاصل از روش IMP به طور نسبتاً قابل توجهی بهبود یافته که می‌تواند ناشی از نوع بارگذاری جانبی موجود در این روش باشد.

نتایج بدست آمده برای رکورد Loma Prieta (LP3) برحسب بیشینه جابجایی نسبی بام بر اساس روش MIDA تقریباً همان تغییرات رکورد قبلی را نشان می‌دهد، با این تفاوت که شیب منحنی MIDA در این رکورد تغییرات بیشتری داشته و میزان دقت آن در سطوح لرزه‌ای مختلف تغییر نموده است. با وجود وقوع تغییرات مربوط به شیب منحنی برای نمودار IMP - در محدوده سطوح لرزه‌ای بالا- میزان این تغییرات نسبت به روش MIDA کمتر می‌باشد. در حالت کلی، میزان خطای هر دو روش IMP و MIDA کاهش یافته و با افزایش شدت سطوح لرزه‌ای، روش MIDA نتایج محافظه‌کارانه تری نسبت به روش IMP ارائه نموده است.

نتایج بدست آمده برای رکورد Superstition Hills (B)(SH2) در محدوده الاستیک با ارائه رفتاری غیرمطلوب از روش IMP شروع شده است. دلیل این امر تاثیر قابل توجه الگوی بار جانبی مورد استفاده در این روش می‌باشد که در این سازه نیز به خوبی نمایان گردیده است. در ادامه تا مقادیر سطوح لرزه‌ای متوسط میزان دقت مربوط به دو روش MIDA و IMP تقریباً مقادیری مشابه را ارائه نموده اند، در حالیکه با افزایش شدت سطوح لرزه‌ای، میزان دقت روش MIDA و IMP تغییر یافته‌اند.

جدول (۸): مقادیر خطا در روش MIDA و IMP برای ساختمان ۲۰ طبقه گروه SAC تحت اثر رکورد زلزله Superstition Hills (B)(SH2)

بیشینه جابجایی نسبی بام ($\theta_{roof}\%$)					بیشینه جابجایی نسبی طبقات ($\theta_{max}\%$)					اندازه خسارت (DM)
خطا (%)	IMP	خطا (%)	MIDA	IDA	خطا (%)	IMP	خطا (%)	MIDA	IDA	روش‌ها و خطاها
										PGA مقیاس شده
-25.0	0.005	-50.0	0.006	0.004	-15.3	0.018	-12.5	0.018	0.016	0.01
-23.1	0.016	-46.2	0.019	0.013	-16.7	0.056	-14.6	0.055	0.048	0.03
-22.7	0.027	-50.0	0.033	0.022	-16.5	0.092	-15.2	0.091	0.079	0.05
-22.6	0.038	-51.6	0.047	0.031	-11.2	0.129	-13.8	0.132	0.116	0.07
-22.5	0.049	-50.0	0.060	0.040	-12.2	0.166	-14.2	0.169	0.148	0.09
-22.2	0.055	-48.9	0.067	0.045	-10.1	0.185	-14.3	0.192	0.168	0.1
-21.0	0.098	-51.9	0.123	0.081	-7.9	0.368	-14.4	0.390	0.341	0.2
-20.8	0.145	-50.8	0.181	0.120	-8.2	0.554	-14.3	0.585	0.512	0.3
-47.7	0.254	-27.3	0.219	0.172	-8.7	0.614	-16.3	0.657	0.565	0.4
-46.2	0.285	-31.3	0.256	0.195	-27.7	0.757	-33.9	0.794	0.593	0.5
-42.3	0.316	-33.8	0.297	0.222	-34.2	0.957	-48.0	1.055	0.713	0.6
-41.9	0.335	-34.7	0.318	0.236	-32.8	1.045	-49.0	1.173	0.787	0.7
-45.0	0.432	-31.2	0.391	0.298	-29.6	1.323	-43.2	1.462	1.021	0.8
-40.8	0.459	-35.6	0.442	0.326	-28.2	1.471	-65.0	1.893	1.147	0.9
-50.7	0.690	-26.0	0.577	0.458	-27.7	1.563	-59.2	1.948	1.224	1
-43.4	0.766	-33.3	0.712	0.534	-26.9	1.723	-53.8	2.089	1.358	1.1
-39.3	0.762	-37.5	0.752	0.547	-26.3	1.837	-54.0	2.241	1.455	1.2
-38.7	0.813	-38.4	0.811	0.586	-25.5	2.025	-43.3	2.312	1.613	1.3
-36.8	0.855	-40.2	0.876	0.625	-25.0	2.197	-49.1	2.622	1.758	1.4
-37.1	0.879	-39.8	0.896	0.641	-24.6	2.317	-36.4	2.537	1.860	1.5
-27.6	0.846	-49.5	0.991	0.663	-24.0	2.448	-28.9	2.545	1.974	1.6
-17.6	0.929	-59.4	1.259	0.790	-23.5	2.708	-22.4	2.685	2.193	1.7
-18.3	0.975	-58.6	1.307	0.824	-22.9	2.814	-0.222	2.798	2.289	1.8
-25.9	1.144	-51.0	1.373	0.909	-22.7	2.917	-24.4	2.959	2.378	1.9
-20.9	1.109	-51.4	1.388	0.917	-22.4	3.025	-17.4	2.901	2.472	2.0
-26.3	1.272	-50.5	1.516	1.007	-22.2	3.114	-17.5	2.996	2.549	2.1
-29.1	1.356	-28.8	1.352	1.050	-22.0	3.179	-19.6	3.116	2.605	2.2
-30.1	1.493	-38.0	1.584	1.148	-22.0	3.301	-17.9	3.190	2.706	2.3
-34.2	1.737	-34.9	1.745	1.294	-21.4	3.511	-17.3	3.392	2.891	2.4
-31.9	1.929	-35.2	1.976	1.462	-20.8	3.700	-16.7	3.572	3.062	2.5

روش MIDA در عین سادگی از دقت قابل قبولی برخوردار است، اما وجود برخی فرضیات در مراحل مختلف آن باعث ایجاد خطاهایی در نتایج حاصل از این روش در مقایسه با روش دقیق IDA شده است، که عمده این خطاها عبارتند از:

- تقریب منحنی برش پایه-تغییر مکان بام با یک مدل دوخطی باعث وقوع خطا گردیده است. دوخطی سازی، در ناحیه تبدیل رفتار خطی به غیرخطی دشوار بوده و در صورتی که پاسخ سازه یک درجه آزاد (SDOF) معادل، در این محدوده قرار گیرد، آنگاه افزایش ناگهانی در میزان خطا مشاهده گردیده است. قابل توجه است که با دور شدن از محدوده انتقال (از ناحیه خطی به غیرخطی) میزان خطاها

بنابراین، جهت انجام این نوع تحلیل‌ها و حصول نتایج مناسب با

میزان دقت بالا، بایستی شناخت کافی از فرضیات مورد استفاده وجود داشته باشد.

در این بخش به صورت جداگانه برخی از عوامل موثر در ایجاد خطا مربوط به نتایج این پژوهش و نیز تحقیقات قبلی [۲۱]، [۲۲] به صورت جداگانه برای دو روش MIDA و IMP مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. لازم به ذکر است که برخی از عوامل خطا در هر دو روش مشترک می‌باشند و از تکرار آنها برای هر دو روش اجتناب شده است.

۵-۱- عوامل ایجاد خطا در روش MIDA



به طور نسبی کاهش یافته است. پیش‌بینی می‌شود که این مورد برای ساختمان‌هایی دارای نامنظمی در ارتفاع یا دارای طبقات نرم [۲۲] و [۲۹]، به دلیل افزایش خطای ناشی از دوخطی سازی منحنی پوش‌آور تشدید گردیده است.

- فرض مستقل بودن مودها در محدوده رفتار غیرخطی باعث ایجاد خطا گردیده است. درحالی‌که این فرض برای محدوده خطی صادق می‌باشد.

- خطای ناشی از استفاده از مودهای حالت خطی، زمانی که سازه در محدوده غیر خطی است. با ورود سازه به محدوده غیرخطی و با تغییر ماتریس سختی سازه، شکل‌های مودی نیز دچار تغییر شده و در نتیجه در نظر گرفتن مودهای حالت خطی، برای محدوده غیر خطی باعث ایجاد خطا می‌گردد.

- استفاده از روش جذر مجموع مربعات (SRSS) برای یافتن پاسخ جابجایی بام باعث ایجاد خطا میشود. دلایل ایجاد خطا عبارتند از؛ اول اینکه حداکثر پاسخ مربوط به سه مود اول سازه به طور جداگانه در زمان‌های متفاوت از طول رکورد زلزله اتفاق می‌افتد و دوم اینکه استفاده از روش SRSS همواره باعث افزایش جابجایی می‌گردد، حال آنکه ممکن است جابجایی‌های سه مود اول سازه در خلاف جهت یکدیگر روی دهد، البته این روش ترکیب در جهت اطمینان است.

- ترکیب اندازه بیشینه جابجایی نسبی طبقات برای سه مود اول سازه ایجاد خطا می‌نماید. به عنوان نمونه، ممکن است در قاب ۲۰ طبقه بیشینه جابجایی نسبی برای مود اول، دوم و سوم به ترتیب در طبقه چهاردهم، نهم و پنجم روی دهد. البته این ترکیب با وجود خطا، در جهت اطمینان است.

- تبدیل مشخصات سازه چند درجه آزاد (MDOF) به سازه یک درجه آزاد (SDOF) در محدوده رفتار غیرخطی، ایجاد خطا می‌نماید.

۲-۵- عوامل ایجاد خطا در روش IMP

روش تحلیل استاتیکی غیرخطی اصلاح شده (IMP)، به عنوان روشی جدید و کاربردی برای بررسی رفتار لرزه‌ای

و عملکرد واقعی سازه تحت اثر زمین‌لرزه می‌باشد. این روش نیز همانند روش MIDA دارای برخی محدودیت‌ها و فرضیات می‌باشد که لازم است بعد از شناخت آنها از این روش استفاده گردد. برخی عوامل عمده ایجاد خطا در روش IMP عبارتند از:

- به دلیل متغیر بودن الگوی جابجایی جانبی در محدوده غیرخطی در نتیجه استفاده از الگوی جابجایی یکسان در رفتار خطی و غیرخطی باعث ایجاد خطا می‌گردد.

- فرض مقادیر ثابت برای پارامترهای تحلیل نظیر ضریب مشارکت، باعث ایجاد خطا می‌گردد، زیرا در ناحیه رفتار غیرخطی، کلیه این پارامترها به طور پیوسته در حال تغییر هستند.

- مقیاس نمودن شدت رکوردها بر اساس مقدار PGA باعث ایجاد خطا در نتایج می‌گردد.

۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش با بررسی معایب و مزایای دو روش MIDA و IMP، تاثیر شرایط مختلف لرزه‌ای و سازه‌ای در تخمین مقادیر خسارت در سازه‌های ۹،۳ و ۲۰ طبقه گروه SAC مورد بررسی قرار گرفته است. برخی نتایج کلی مربوط به این مقاله به شرح ذیل ارائه گردیده‌اند:

۱- نتایج بدست آمده برای سازه ۳ طبقه نسبت به نتایج سایر سازه‌ها متفاوت می‌باشد. در این سازه، کاربرد هر دو روش IMP و MIDA باعث ارائه نتایج مناسب برای کلیه رکوردها و سطوح مختلف شدت زمین‌لرزه‌ها شده است و مقادیر اندازه خسارت مربوط به بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات و نیز بیشینه تغییر مکان نسبی بام با تخمین بسیار خوبی نسبت به روش دقیق IDA تخمین زده شده است. همان‌طور که قبلاً نیز اشاره شده، مقادیر تغییر مکان‌های پیش‌بینی شده بر اساس روش IMP بزرگتر از دو روش دیگر می‌باشد ولی اختلاف نتایج چندان قابل توجه نمی‌باشد و روش IMP پاسخ‌های قابل قبولی برای سازه ۳ طبقه ارائه نموده است.

۲- نتایج روش MIDA دارای مقادیر خطای قابل توجه نسبت به روش IDA می‌باشد که به همراه وقوع تغییرات مختلف در شیب منحنی نتایج، بیانگر حساسیت این روش نسبت به تاثیر مودهای بالاتر در ساختمان‌های میان مرتبه



- 4- FEMA 356. "Pre-Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings," Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000.
- 5- FEMA 273. "Building Seismic Safety Council. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings," Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997.
- 6- FEMA 440. "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures," Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2005.
- 7- ASCE41-06. "Seismic Rehabilitation of Existing Structures," American Society of Civil Engineers, 2007.
- 8- ATC-40. "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building." Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1996.
- 9- Antoniou, S., and Pinho, R., "Development and Verification of Displacement-Based Pushover Procedure," Journal of Earthquake Engineering, 8 (5), pp 643-661. 2004b.
- 10- Lopez, M., "A Review of Existing Pushover Methods for 2D Reinforced concrete Buildings," A Individual Study Submitted in Partial of Fulfillment of the Requirements for the Ph.D. Degree with Supervisor Dr. Pinho, Rose School, European School of Advanced Studies of Seismic Risk, 2004.
- 11- Gulkan, P., and Sozen, M.A., "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions," ACI Journal, December, pp.604-610. 1974.
- 12- Saiidi, M., and Sozen, M.A., "Sample Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structure," J.Struc. Div., ASCE, 107(ST5), pp: 937-951. 1981.
- 13- Paret, T. F., Sasaki, K. K., Eilbekc, D. H., and Freeman, S. A., "Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects," In: Proc., 11th World Conf. Earthq. Engrg., Paper No. 966, Acapulco, Mexico, 1996.
- 14- Sasaki, K.K., Freeman, S.A., and Paret, T. F., "Multimode pushover procedure (MMP)-A method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis," In: Proc., 6th U.S. Nat. Conf. on Earthq. Engrg., Seattle, Washington, 1998.
- 15- Chopra, A.K., and Goel, R.K., "A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation," PEER Report 2001/03. Berkeley:

می‌باشد. با وجود مقادیر نسبی زیاد خطا در روش IMP ولی به علت ارائه رفتاری یکنواخت و نیز تغییرات شیب منحنی کمتر، تاثیر موده‌های بالاتر و نیز حساسیت این روش نسبت به این عوامل کمتر بوده و بنابراین در روش IMP نتایج محافظه‌کارانه ارائه شده است.

۳- میزان دقت نتایج حاصل از کاربرد روش IMP نسبت به روش MIDA کمتر است و نتایج محافظه‌کارانه‌تری را ارائه می‌دهد. همچنین با توجه به عملکرد روش IMP، به عنوان روشی سریع برای تحلیل سریع سازه‌ها می‌توان از این روش در طراحی و ارزیابی سازه‌ها استفاده نمود.

۴- دقت اغلب نتایج روش MIDA برای سازه‌های مختلف قابل قبول ارزیابی می‌شود. در حالیکه، دقت روش IMP در ساختمان‌های بلند به دلیل تاثیر موده‌های بالاتر کاهش یافته است ولی رفتار یکنواخت و حساسیت کمتری در پاسخ‌های بدست آمده از روش IMP مشاهده می‌گردد.

۵- به دلیل استفاده از الگوی تغییر شکل جانبی غیرخطی در روش IMP، دقت نتایج این روش در محدوده الاستیک در برخی موارد نسبت به روش MIDA چندان مطلوب نمی‌باشد. که برای این منظور می‌توان از الگوی تغییر شکل جانبی الاستیک استفاده نمود.

۷- تقدیر و تشکر

نویسندگان لازم می‌دانند از زحمات دکتر مسعود مفید استاد دانشگاه صنعتی شریف و دکتر حسین عظیمی دانش‌آموخته دانشگاه Concordia به‌خاطر تهیه برخی منابع، هم‌فکری‌ها و راهنمایی‌هایی ارزشمندشان تشکر و قدردانی نمایند.

۸- مراجع

- 1- Iranian Building Codes and Standards. (2005), "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No.2800," (3rd Edition), Building and Housing Research Center, BHRC-PN S 253. Tehran, Iran.
- 2- IBC., "International Building Code," International Code Council, 660 pp. 2003.
- 3- UBC94, UBC97., "Uniform Building Code," International Conference of Building Officials, U.S.A. 1994, 1997.

- 26-CSI (Computers and Structures Inc.). SAP2000 v12 Analysis Reference Manual. CSI, Berkeley, 2009.
- 27-Qi, X. and Moehle, "Displacement design approach for reinforce concrete structures subjected to earthquake," Report No. UCB/EERC-91/02, University of California, Berkeley, CA.1991.
- 28-<http://peer.berkeley.edu/smcat/>
- 29-Fragiadakis, M. Vamvatsikos, D. and Papadrakakis, M., "Evaluation of the influence of vertical irregularities on the seismic performance of a nine-storey steel frame," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35, 1489–1509.2006.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center.2001.
- 16-Chopra, A.K., and Goel, R.A., "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic Demands for buildings," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31 ,561–582.2001.
- 17-Lopez, M., "A Review of Existing Pushover Methods for 2D Reinforced concrete Buildings," A Individual Study Submitted in Partial of Fulfillment of the Requirements for the Ph.D. Degree with Supervisor Dr. Pinho, Rose School, European School of Advanced Studies of Seismic Risk.2004.
- 18-Bertero, V.V., and Bresler, B., "Design and Engineering Decisions: Failure Criteria (Limit States)" Proc., of 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, India.1997.
- 19-Shome, N., and Cornell, C.A., "Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures, Reliability of Marine Structures" Report No. RMS-35, Dept. of Civil. and Environmental Engineering., Stanford University.1999.
- 20-Vamvatsikos, D., and Cornell. C.A., "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-2005.
- 21-Mofid, S., Zarfam, P., and Raeisi Fard, B., "On the Modal Incremental Dynamic Analysis," The Structural Design of Tall and Special Buildings, 14:4,315–329. DOI:10.1002/tal.271.2005.
- 22-Azimi, H., Galal, KH., and Pekau, O.A., "Incremental Modified Pushover Analysis," The Structural Design of Tall and Special Buildings, 18, 839–859.2009.
- 23-Prakash, V., Powell, G.H., and Campbell, S., "DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide. Version 1.10," Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/SEMM-93/17, University of California, Berkeley, CA.1993.
- 24-NISEE, National Information Service for Earthquake Engineering, "Drain-2DX, Static and Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures," http://nisee.berkeley.edu/elibrary/Software/DRAIN_2DXZIP
- 25-CSI (Computers and Structures Inc.). ETABS v9.2.0 Analysis Reference Manual. CSI, Berkeley, 2009.

