

مقاله پژوهشی

ارزیابی روش‌های تحلیل استاتیکی غیر خطی در تحلیل لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن آرمه با

دیوار برشی

شمس‌الدین هاشمی^۱، رضا کیانی زادگان^۲

۱- استادیار گروه مهندسی عمران سازه، دانشگاه یاسوج، یاسوج، ایران

۲- مربی گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد ایذه، ایذه، ایران

اطلاعات مقاله	چکیده
تاریخچه دریافت: ۱۲ اسفند ۱۳۹۷ پذیرش: ۱۴ اردیبهشت ۱۳۹۸	در این تحقیق سعی بر آن است که از دیدگاه روش طراحی بر اساس عملکرد، ساختمان‌های بتن آرمه با دیوار برشی مورد مطالعه قرار گیرند. برای این منظور سه ساختمان بتن آرمه با سیستم دوگانه در مدل‌های دو بعدی با تعداد طبقات ۵، ۱۰، ۱۵ و مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در ابتدا سازه‌های مورد نظر به روش‌های پوش آور سنتی و تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی در نرم افزار SAP بر اساس آیین نامه‌های رایج، (استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان) و با استفاده از رکوردهای دور از گسل مدلسازی و تحلیل شده‌اند. سپس جهت انجام تحلیل پوش آور بهنگام شونده (آداپتیو) سه سازه اشاره شده با توجه به عدم توانایی نرم افزار SAP در انجام تحلیل بهنگام شونده، از نرم افزار SEISMO STRUCT استفاده گردید. نتایج حاصل از مدلسازی سازه‌های فوق نشان می‌دهد که در سازه‌های میان مرتبه (۱۰ طبقه) و بلند مرتبه (۱۵ طبقه)، از بین روش‌های تحلیل پوش آور، تحلیل پوش آور سنتی، جابجایی و در نتیجه تلاش‌های بیشتری را در مقایسه با تحلیل دینامیکی غیر خطی برای سازه‌های مشابه نتیجه می‌دهد. همچنین در بین الگوهای بار جانبی در تحلیل پوش آور سنتی الگوهای مود اول بیش از سایرین ایجاد دررفت می‌نمایند. نتیجه دیگر اینکه سازه‌ی طراحی شده با آیین نامه ۲۸۰۰، که به صورت خطی طراحی شده، در تحلیل‌های غیرخطی هم به خوبی عمل کرده و عملاً هیچ گاه به مرز ایمنی جانی که سطح عملکرد آیین نامه ۲۸۰۰ است ورود نمی‌کند. به عبارت دیگر به نظر می‌رسد دیوار برشی در مهار سازه بسیار مؤثر بوده و المان خوبی جهت پایین نگه داشتن سطح عملکرد سازه می‌باشد.
کلید واژگان: تحلیل غیرخطی استاتیکی قاب بتن آرمه دیوار برشی تحلیل پوش آور تحلیل تاریخچه زمانی	

نویسنده مسئول: شمس‌الدین هاشمی

پست الکترونیکی: s.hashemi@yu.ac.ir



۱- مقدمه

در سال های اخیر چالش های زیادی در طراحی سازه ها به ویژه طراحی در برابر بارهای ناشی از زلزله ایجاد شده است. روش های طراحی در اکثر آیین نامه های فعلی بر اساس معیار مقاومت می باشد و این در حالی است که تحقیقات اخیر نشانگر آن می باشد که طراحی سازه ها بر اساس مقاومت نمی تواند ایمنی سازه را ارضا کند و رفتار سازه نامطلوب و غیر قابل پیش بینی می گردد. به عبارت دیگر محققین دریافتند که افزایش مقاومت با افزایش ایمنی همراه نیست و این مطلب فلسفه طراحی بر اساس مقاومت را به کلی نقض می نماید. به همین علت محققین بر آن شدند تا روشی ارائه دهند که متضمن ایمنی سازه به خصوص در طول بارگذاری لرزه ای باشد. بنابراین روش طراحی با توجه به معیار رفتار سازه جایگزین طراحی بر اساس معیار مقاومت گردید. گرچه خروجی تحلیل الاستیک تخمین خوبی از ظرفیت الاستیک سازه و اولین نقطه تسلیم را مشخص می کند، ولی توانایی پیش بینی مکانیزم فروپاشی و در نظر گرفتن توزیع مجدد نیروها را ندارد و قادر نیست گسترش مفاصل پلاستیک در عناصر سازه را دنبال کند. در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (NSA)^۱ یا تحلیل پوش آور، مقادیر لرزه ای به وسیله ی تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه تحت اثر افزایش یکنواخت نیروهای جانبی با یک توزیع ارتفاعی ثابت مقایسه می شوند تا اینکه سازه به یک جابجایی مورد نظر از قبل تعیین شده برسد. هم توزیع نیرو و هم جابجایی مورد نظر بر پایه ی این فرضیه هستند که پاسخ توسط مود اصلی کنترل می شود و اینکه شکل مودی پس از تسلیم سازه بدون تغییر باقی می ماند. در بررسی الگوهای توزیع بار جانبی در تحلیل استاتیکی بار افزون غیرخطی برای قاب های بتن آرمه بلند مرتبه، در نظر گرفتن مودهای بالاتر نسبت به الگوی مود اول در روش MPA^۲ نتایج بهتری را ارائه می دهد [۱ و ۲]. با توجه به کاربرد تحلیل پوش آور در این پژوهش در تقسیم بندی به عمل آمده پوش آور پیشرفته به دو دسته پوش آور پیشرفته با الگوی بار ثابت و پوش آور پیشرفته با الگوی بار متغیر تقسیم می شود [۲] همچنین در جهت کاستن از سختی و مقاومت سازه برای اصلاح خطای در نظر نگرفتن اثرات کاهش سختی و کاهش مقاومت چرخه های هیستریزیسی از ضریب (C₂) استفاده می گردد [۳]. در این تحقیق، دقت روش های تحلیل استاتیکی غیرخطی در تحلیل لرزه ای قاب های بتن آرمه با دیوار برشی بررسی می شود.

۲- مراحل مدل سازی

به منظور معرفی مصالح به نرم افزار از بتن با مقاومت فشاری ۲۵ مگاپاسکال استفاده می گردد و از مقاومت کششی بتن به دلیل کوچک بودن و همچنین ایجاد مشکلات عدم همگرایی در نرم افزار و در جهت اطمینان صرف نظر می گردد. تنش تسلیم میلگردهای طولی ۴۰۰ مگاپاسکال و میلگردهای عرضی ۳۰۰ مگاپاسکال لحاظ می گردد و همچنین با توجه به اینکه در موارد تحلیل غیر خطی و بهسازی لرزه ای سازه ها با سازه های ساخته شده مواجه هستیم پس باید از حداکثر توان محتمل آرماتورها استفاده کنیم و به همین جهت از بیشترین تنش تسلیم محتمل که مقداری بیش از تنش تسلیم عادی می باشد استفاده می کنیم. در آیین نامه ها به این تنش تسلیم، تنش تسلیم مورد انتظار گفته می شود. تنش تسلیم مورد انتظار میلگردهای طولی و عرضی به ترتیب ۴۶۰ و ۳۴۵ مگا پاسکال یعنی حدود پانزده درصد بیش از تنش تسلیم تعیین شده آنها می باشد. در این تحقیق از سه سازه با تعداد طبقات ۵، ۱۰ و ۱۵ که هر کدام دارای ۵ دهانه به طول ۵ متر بوده و بعد عمود قاب ها ۴ متر فرض گردیده، استفاده شده است. نوع سازه ها بتنی و سیستم مقاوم در برابر زلزله آنها قاب خمشی به همراه دیوار برشی می باشد که اصطلاحاً سیستم دوگانه نامیده می شود. مدلسازی و اختصاص مفاصل پلاستیک به مقاطع در نرم افزار SAP جهت آنالیز سنتی پوش آور و آنالیز تاریخچه زمانی غیر خطی و سپس جهت انجام تحلیل های بهنگام شونده (آداپتیو) مدلسازی در نرم افزار SEISMO STRUCT انجام می شود. دیوارهای برشی در دهانه وسط هر سه سازه قرار دارند و با توجه به عدم توانایی نرم افزار

1- Nonlinear static analysis

2- Modal pushover analysis



sap در طراحی دیوار برشی از روش ستون معادل در مدلسازی دیوار برشی استفاده گردید بدین صورت که ستونی با مقطع دیوار در دهانه وسط تعبیه گردید و به همین دلیل دهانه وسط که محل دیوار و به شکل توپر می باشد فقط با یک ستون نمایش داده شده و عملا یکی از ۵ دهانه مورد اشاره در تصاویر دیده نمی شود.

۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی

۳-۱- ترکیبات بار ثقلی و جانبی

قبل از اجرای نرم افزار باید ترکیبات بار غیرخطی جانبی و ثقلی را به نرم افزار معرفی نموده و سپس با جابجایی هدف اولیه (۴ درصد ارتفاع) سازه را پوش کرد. همانگونه که در جدول (۱) ملاحظه می شود در ترکیب بار اول و دوم، که از ترکیبات بار ثقلی هستند، بر اساس توصیه نشریه ۳۶۰، برای ترکیب بار ثقلی شماره ۱، مجموع بارهای مرده و درصدی از بار زنده و در ترکیب بار ثقلی شماره ۲، نود درصد از بار مرده را به نرم افزار معرفی کرده که نرم افزار از این مقادیر در جهت به دست آوردن پارامترهای خطی مورد نیاز برای تحلیل (زمان تناوب، فرکانس و مودهای سازه و ...) استفاده می نماید. سایر ترکیبات بار مندرج در جدول شماره ۱ در واقع الگوهای بارگذاری جانبی شامل الگوی مود اول (مثلی) و الگوی وزنی (مستطیلی) هستند که پس از بارگذاری ثقلی به سازه اعمال می شوند. الگوهای بارگذاری جانبی عامل ایجاد تلاش و نهایتاً مفاصل پلاستیک در سازه می باشند که در ادامه نتایج حاصل از هر یک از الگوهای بار جانبی مورد بررسی قرار می گیرد. ترکیب دو حالت بارگذاری ثقلی و دو الگوی بار جانبی ایجاد چهار ترکیب بار به شرح زیر جدول ۱ می نماید. در تمام ترکیبات بار ابتدا بارگذاری ثقلی، و سپس بارگذاری جانبی اعمال می شود.

جدول ۱: ترکیبات بار ثقلی و جانبی

نماد ترکیبات بار و مقادیر آنها	ترکیبات بار
$G_1 = 1.1(DL + 0.25 LL) = 1.1(2400 + 0.25 \times 800) = 2860 \text{ Kg/m}$	ترکیب اول ثقلی
$G_2 = 0.9DL = 0.9 \times 2400 = 2160 \text{ Kg/m}$	ترکیب دوم ثقلی
MODE ₁ XP G ₁	ترکیب بار جانبی مود اول با پیش تحلیل اول ثقلی
MODE ₁ XP G ₂	ترکیب بار جانبی مود اول با پیش تحلیل دوم ثقلی
UNI XP G ₁	ترکیب بار وزنی (یونیفرم) با پیش تحلیل اول ثقلی
UNI XP G ₂	ترکیب بار وزنی (یونیفرم) با پیش تحلیل دوم ثقلی

۳-۲- محاسبه جابجایی هدف و مراحل انجام تحلیل ها

در ابتدای امر در سازه مدل شده هیچ کدام از پارامترهای زمان تناوب (t_e)، فرکانس و مودهای سازه و ضرایب C_0 ، C_1 و C_2 موجود نیست. مطابق راهنمای نرم افزار SAP یکبار سازه را با جابجایی هدف فرضی پوش می نماییم مقدار پیش فرض عدد نسبتا خوب ۴ درصد ارتفاع می باشد. پس از یکبار اجرا کردن نرم افزار می توان تمامی پارامترهای مد نظر جهت محاسبه جابجایی هدف شامل C_0 : ضریب تبدیل جابجایی طیفی یک سیستم تک درجه آزادی به جابجایی بام سیستم چند درجه آزادی (ضریب مشارکت مود اول سازه)، C_1 : نسبت تغییر مکان ماکزیمم غیرخطی سیستم یک درجه آزادی از نوع EPP به ماکزیمم تغییر مکان همان سیستم با مشخصات بخش ارتجاعی خطی، C_2 : ضریب سختی و تبدیل اثرات کاهش مقاومت به دلیل رفتار غیرخطی مصالح، را از خروجی آن تهیه کرد. با جابجایی هدف اولیه، مقدار جابجایی هدف جدید را به کمک نرم افزار SAP محاسبه می کنیم [۵۱].

(۱)

$$\delta = C_0 C_1 C_2 S_a (T_e^2) / (4\pi^2)$$



پس از مشخص شدن جابجایی هدف و با سعی و خطای چند باره و تصحیح این عدد در نرم افزار، نرم افزار را اجرا کرده و روند تشکیل مفاصل پلاستیک را بررسی می‌کنیم. نتایج نهایی جابجایی‌های هدف به دست آمده در الگوهای بار مختلف در جدول (۲) درج شده‌اند.

جدول ۲: جابجایی‌های هدف در ترکیبات مختلف بارگذاری

ترکیبات بار	۵ طبقه	۱۰ طبقه	۱۵ طبقه
MODE XPG ₁	۰/۰۴	۰/۲۷۹	۰/۵۸۴
MODE XPG ₂	۰/۰۴۱	۰/۲۷۹	۰/۵۸۲
UNI XPG ₁	۰/۰۲۸۱	۰/۲۱۹	۰/۴۳۷
UNI XPG ₂	۰/۰۲۹۵	۰/۲۱۹	۰/۴۳۶

از تفسیر نتایج جدول (۲) اینگونه استنباط می‌شود که در سازه‌های کوتاه مرتبه ترکیب بار حاوی پیش تحلیل G_2 دارای جابجایی بیشتری است، که با توجه به اختلاف کم قابل صرف نظر کردن می‌باشد در سازه میان مرتبه تفاوتی دیده نمی‌شود و در سازه‌های بلند مرتبه این اختلاف به شکل کاملاً جزئی در جهت برتری ترکیب بارهای حاوی G_1 است که قابل صرف نظر کردن می‌باشد. در مقایسه بین دو ترکیب بار مود اول و شکل بار وزنی (مستطیلی) در تمام سازه‌ها به شکل کاملاً محسوس ترکیبات بار مود اول دارای جابجایی بیشتری هستند و عملاً وضعیت بحرانی تری در سازه ایجاد می‌نمایند. گسترش خرابی و تشکیل مفاصل در تمامی طبقات سازه‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه انجام گرفت و هیچگونه مفاصل محلی و موضعی تشکیل نشد در سازه ۵ طبقه نیز هیچ گونه مفصلی در طول بارگذاری مشاهده نگردید و این موضوع در تمام ترکیبات بارگذاری در این سازه‌ها صادق است [۴].

۳-۳- روش پوش‌آور سنتی

در حالت کلی در روش‌های تحلیل پوش‌آور سنتی مشخصات مصالح و مواد غیر الاستیک به طور مستقیم در مدل سازه‌ای وارد می‌شود. سپس این مدل سازه‌ای تحت اثر یک الگوی بار جانبی به صورت افزایشی تا رسیدن به یک تغییر مکان هدف هل (پوش) داده شده و مقادیر تغییر شکل‌های داخلی و نیروها تعیین می‌شوند. ترتیب وقوع شکستگی‌ها، مفاصل پلاستیک در طول فرآیند به راحتی قابل نمایش می‌باشد. این فرآیند تا زمانی که جابجایی سازه از جابجایی هدف تجاوز نماید و یا اینکه سازه فرو بریزد ادامه می‌یابد. در این روش‌ها سعی بر آن است که جابجایی هدف برابر با ماکزیمم جابجایی محتمل تحت اثر زمین لرزه مورد انتظار شود در واقع در روش تحلیل پوش‌آور جهت ارزیابی عملکرد سازه، طیف ظرفیت سازه با طیف تقاضای لرزه‌ای مقایسه می‌شود. شکل مودی حاکم $\{\emptyset\}$ در طول زمان تحلیل بدون توجه به تغییر شکل‌های حاصل از تسلیم اعضا ثابت فرض می‌شود. با فرض معلوم بودن بردار $\{\emptyset\}$ الگوی بار جانبی براساس این شکل مود فرضی حاکم با استفاده از رابطه (۱)، تعیین می‌شود [۵ و ۱].

(۲)

$$\{f\} = [m]\{\emptyset\}$$

۳-۴- روش پوش‌آور بهنگام شونده

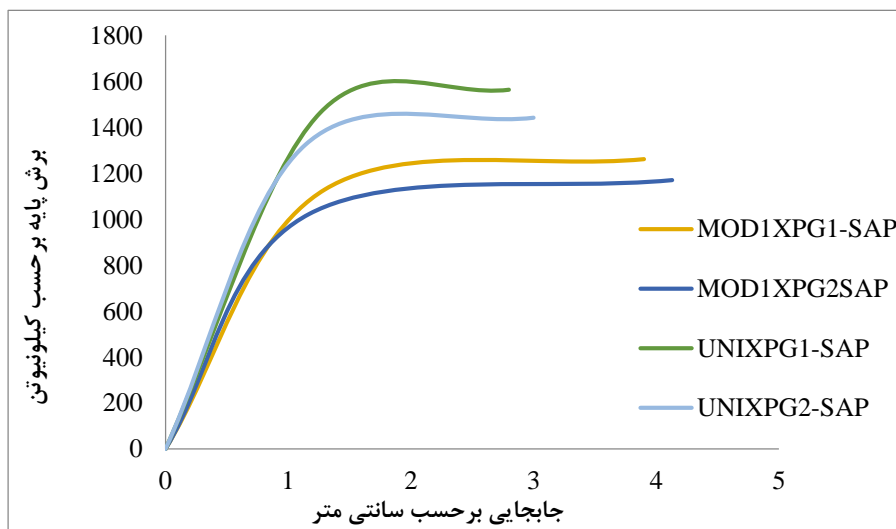
در سال ۲۰۰۴ آنتونیو و پینهو [۶] روش‌های تحلیل پوش‌آور مودال با الگوی بار بهنگام شونده با یک بار اجرا را توسعه داده و روشی را پیشنهاد دادند که در آن الگوی توزیع بار جانبی ثابت نبوده و بطور پیوسته بر اساس اشکال مودی و ضریب مشارکت مودال حاصل از



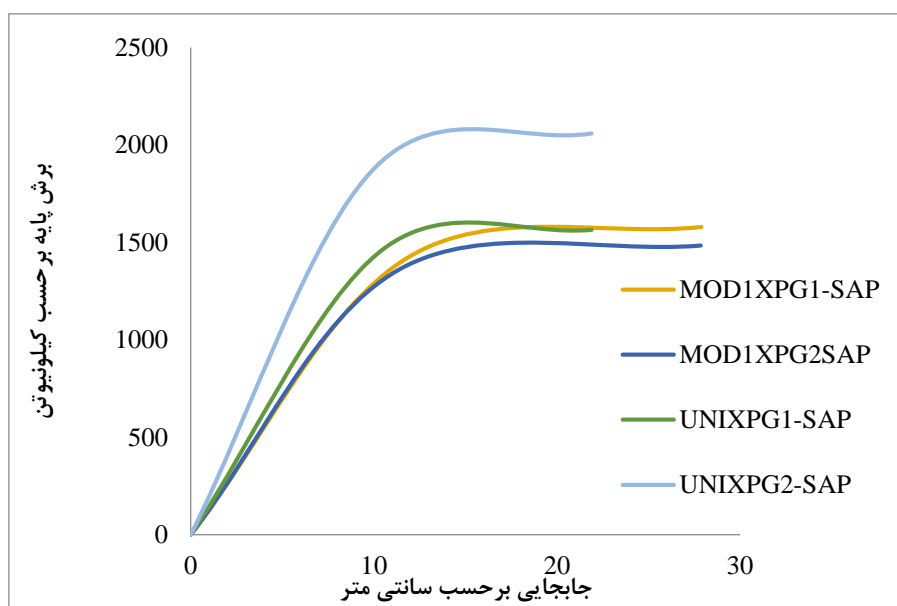
تحلیل مودی که در هر مرحله بارگذاری انجام می‌گیرد، بهنگام می‌شود. روش پیشنهادی به صورت چند مودی بوده و کاهش سختی سازه‌ای، افزایش پیروی و اصلاح نیروی اینرسی ناشی از مقادیر طیفی در آن لحاظ شده‌است. روش پیشنهادی به دو صورت ارائه شده:

۱- تحلیل پوش آور بهنگام شونده بر اساس نیرو (Force-based adaptive pushover, FAP)

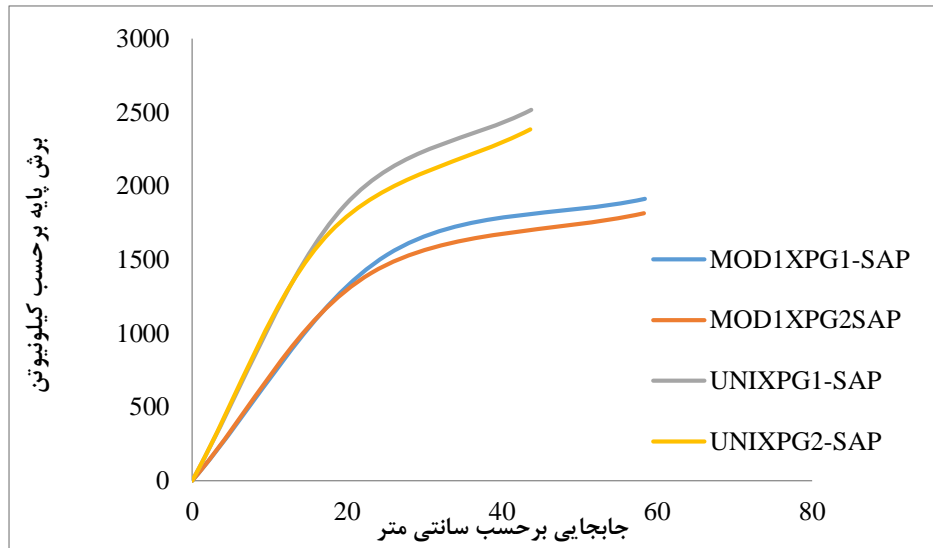
۲- تحلیل پوش آور بهنگام شونده بر اساس جابجایی (Displacement-based adaptive pushover, DAP)



شکل ۱: منحنی های پوش آور (مفصل پلاستیک) در ترکیبات مختلف بار در سازه ۵ طبقه

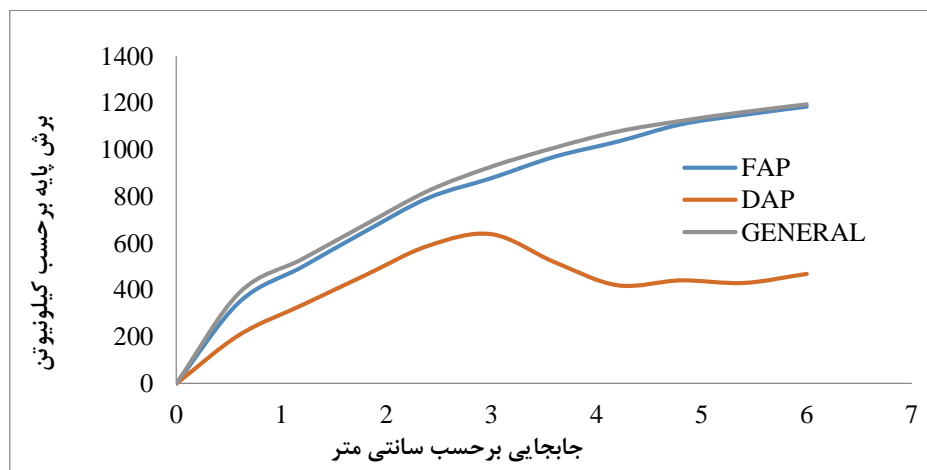


شکل ۲: منحنی های پوش آور (مفصل پلاستیک) در ترکیبات مختلف بار در سازه ۱۰ طبقه.



شکل ۳: منحنی‌های پوش‌آور (مفصل پلاستیک) در ترکیبات مختلف بار در سازه ۱۵ طبقه.

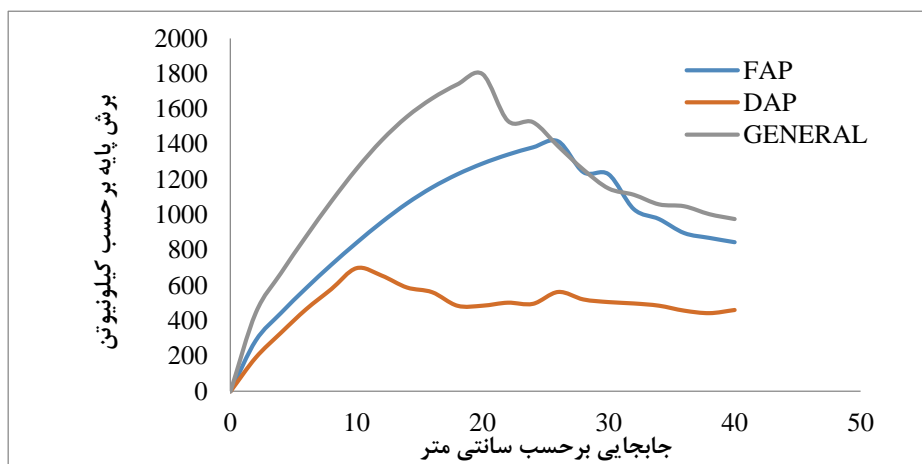
با توجه به اینکه نرم افزار SAP امکان انجام تحلیل‌های بهنگام شونده را ندارد، به جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی بهنگام شونده^۱ از نرم افزار سایزمو استرکت^۲ استفاده شده است. منحنی‌های ترسیم شده در اشکال (۱) و (۲) و (۳) نتایج حاصل از تحلیل‌های پوش‌آور سنتی و به روش مفاصل پلاستیک و توسط نرم افزار SAP و در اشکال (۴) و (۵) و (۶) نتایج حاصل از تحلیل‌های پوش‌آور به روش بهنگام شونده و با الگوهای متفاوت نیرو و تغییر مکانی را نشان می‌دهد که به جهت داشتن مبنای مقایسه‌ای با روش‌های سنتی پوش‌آور (مفصل پلاستیک) ترسیم شده‌اند. همانگونه که توضیح داده شد، الگوی بار بهنگام شونده براساس نیرو را FAP و الگوی بار بهنگام شونده براساس جابجایی را DAP می‌نامیم. به جهت مقایسه رفتار سازه تحت این دو الگوی بار از روش GENERAL که معرف الگوی بار جانبی غیر بهنگام شونده براساس جابجایی است، در کنار دو روش دیگر استفاده شده است [۷].



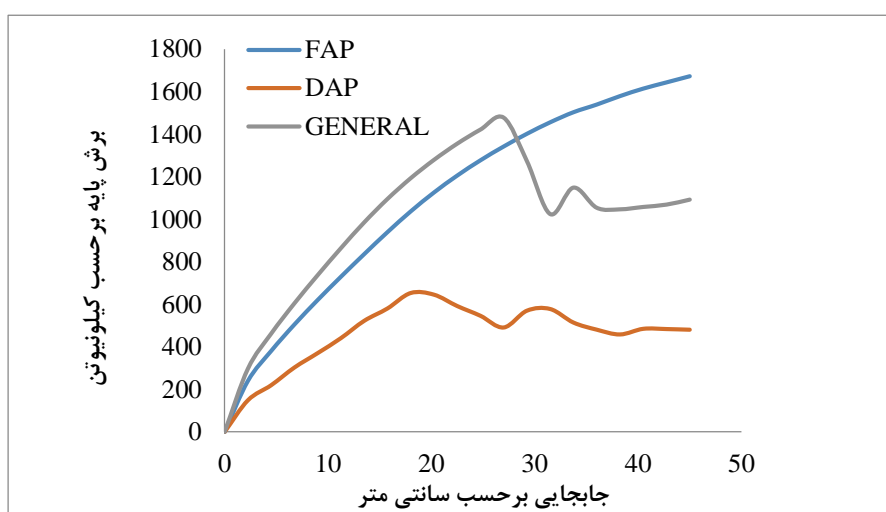
شکل ۴: منحنی ظرفیت (پوش‌آور) سازه ۵ طبقه در نرم افزار Seismo Struct

1- Adaptive
2 - Seismo Struct





شکل ۵: منحنی ظرفیت (پوش آور) سازه ۱۰ طبقه در نرم افزار Seismo Struct



شکل ۶: منحنی ظرفیت (پوش آور) سازه ۱۵ طبقه در نرم افزار Seismo Struct

همانطور که در شکل‌های (۴) و (۵) و (۶) دیده می‌شود روش DAP (تحلیل پوش آور بهنگام شونده بر اساس جابجایی) از سایر روش‌ها نتایج ضعیف‌تری را نشان می‌دهد. در این روش برش پایه الاستیک کمتر از سایر روش‌ها نتیجه می‌شود. روش FAP (تحلیل پوش آور بهنگام شونده بر اساس نیرو) نزدیکی بیشتری به شیوه سنتی (GENERAL) دارد و این می‌تواند تأییدی برای این روش باشد. در اشکال (۴) و (۵) و (۶) در هر سه روش سازه پس از رسیدن به بیشترین مقدار برش پایه دچار افت شدیدی می‌شود که نشان دهنده از دست رفتن المان بسیار قوی دیوار برشی می‌باشد. روش و مسیر انجام تحلیل در نرم افزار SAP منطبق بر مفصل پلاستیک بوده و نزدیکی خوبی با نشریه ۳۶۰ و آیین نامه ASCE41/13 داشته و دقیقاً تمام مراحل آیین نامه‌های مذکور را در این نرم افزار می‌توان وارد کرد. نرم افزار Seismo منطبق بر روش فایبر (از روش‌های اجزاء محدود) می‌باشد که تقریباً انطباق آن با آیین نامه‌های فوق به راحتی امکان پذیر نمی‌باشد.

در مقایسه بین شیوه‌های مبتنی بر مفصل پلاستیک و شیوه‌های فایبر همانگونه که در اشکال (۶-۱) دیده می‌شود، در روش‌های معمولی تحلیل پوش آور نمودارهای حاصل، نیروی الاستیک را بیشتر و جابجایی کمتری را نشان می‌دهند و در نمودارهای حاصل از روش‌های بهنگام شونده جابجایی بیشتری دیده می‌شود. به جز روش سنتی در نرم افزار سائیزمو استرکت که بر مبنای روش فایبر محاسبه گردید سایر روش‌های پوش آور بهنگام شونده دارای نیروی الاستیک کمتری نسبت به روش‌های سنتی پوش آور که با مفصل پلاستیک متمرکز

در نرم افزار SAP محاسبه گردیده می‌باشند. همچنان نمودارهای حاصل از روش مفصل پلاستیک دارای جابجایی کمتری نسبت به سایرین می‌باشند. در شکل (۳ و ۶) برخلاف دو شکل قبل و در جهت راستی آزمایشی روش‌های مختلف نامبرده شده، روش معمولی (سنتی) پوش‌آور و روش FAP (تحلیل پوش‌آور بهنگام شونده مبتنی بر نیرو) در روش فایبر به لحاظ نیروی الاستیک تقریباً با نتایج حاصل از تحلیل‌های مبتنی بر روش مفصل پلاستیک در نرم افزار SAP یکسان شده و این همانطور که اشاره شد نشان دهنده ضعف روش DAP می‌باشد. به طور کلی نتایج حاصل از مدل‌های دارای مفصل پلاستیک متمرکز در نرم افزار SAP دارای جابجایی بیشتری نسبت به مدل‌های سازه‌های استرکت و روش فایبر هستند.

۴- تحلیل تاریخچه زمانی

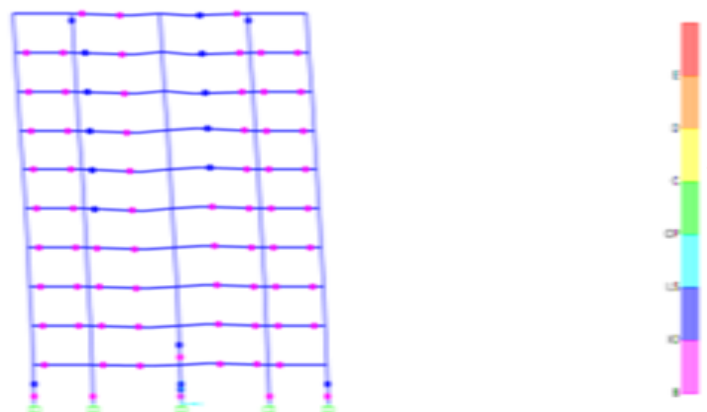
در قدم اول به جهت تهیه شتاب نگاشت‌های متناسب با مکان مورد نظر (با فرض دور بودن از گسل) با وارد کردن اطلاعات مورد نظر شامل حداقل فاصله ۲۰ کیلومتری از مرکز شتاب نگاشت، مدت دوام زلزله بیش از ۱۰ ثانیه و سایر موارد مندرج در آیین نامه ۲۸۰۰ در سایت برکلی اقدام به دانلود ۷ شتاب نگاشت نموده و سپس توسط نرم افزار SEISMO SIGNAL شتاب نگاشت‌های فوق‌الذکر با یکی از روش‌های مقیاس‌سازی (در اینجا روش انتخابی بر مبنای روش آیین نامه ۲۸۰۰) به عدد ضریب مقیاس محاسبه شده، نرمال شده است. سپس از شتاب نگاشت‌های مقیاس شده، در نرم افزار SAP جهت انجام تحلیل تاریخچه زمانی استفاده گردیده است [۸].

جدول ۳: رکوردهای ورودی و مقادیر بیشینه شتاب آنها.

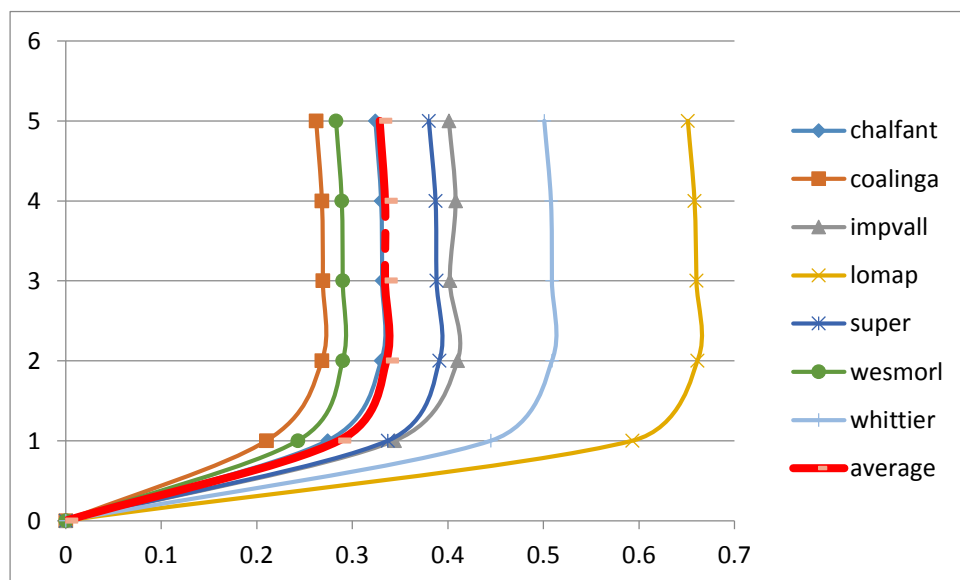
EARTH QUAKE NAME	MAX X	MAX Y
IMPVALL.H_H	۰/۲۷۷۰	۰/۲۰۳۵
WESMORL	۰/۱۰۱۵	۰/۱۷۶۰
COALINGA	۰/۱۶۷۵	۰/۱۹۹۰
CHALFANT.A_A	۰/۲۴۸۶	۰/۱۷۵۸
WHITTIER.A_A	۰/۱۶۰۳	۰/۱۷۶۴
SUPER.A_A	۰/۱۳۰۸	۰/۱۳۲۹
LOMAP	۰/۴۱۸۶	۰/۲۱۶۴



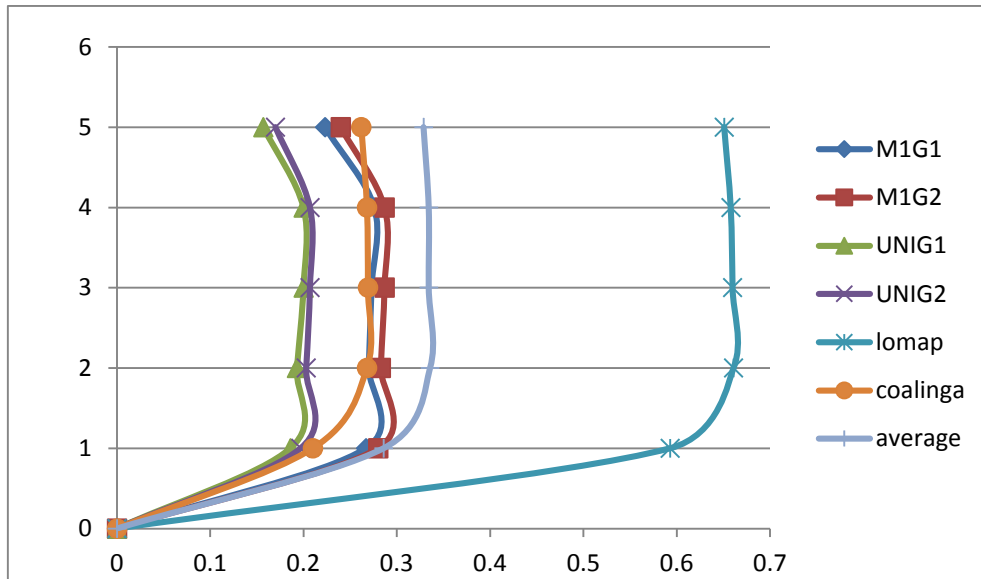
۴-۱- نتایج بررسی تشکیل مفاصل پلاستیک حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی



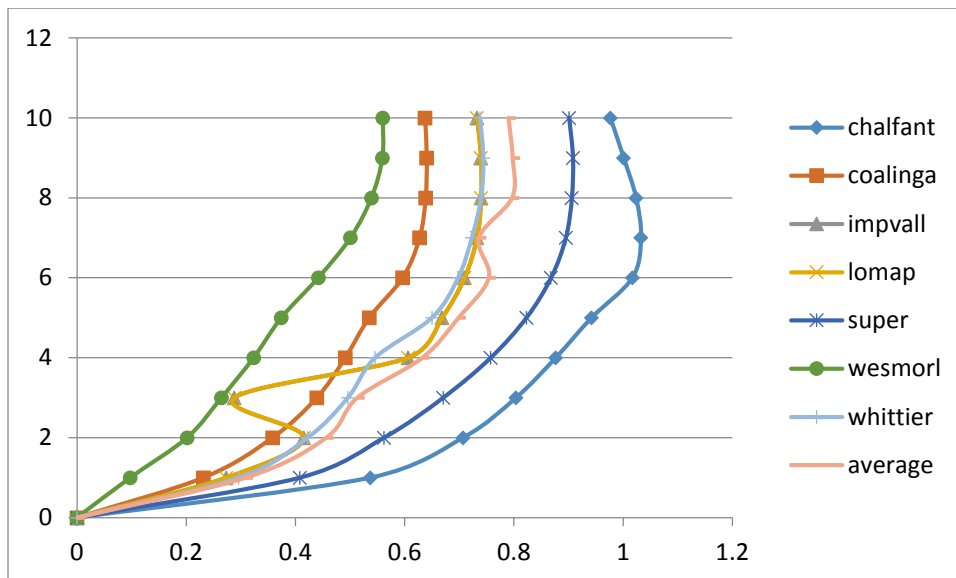
شکل ۷: مفاصل پلاستیک حاصل از ماکزیمم جابجایی در تحلیل تاریخچه زمانی در نرم افزار sap در سازه ۱۰ طبقه در زلزله سوپر (SUPER).
 شکل (۷) نمونه‌ای از تحلیل تاریخچه زمانی سازه ۱۰ طبقه می‌باشد. از نظر مقاومت و ظرفیت باربری المان‌ها (بخصوص ستونها و دیوار برشی که در شکل شماره ۷ به صورت ستون معادل در دهانه وسط تعبیه گردیده است) در تمام زلزله‌های اعمالی هیچ یک از سازه‌ها از عملکرد ایمنی جانی که سطح عملکرد مد نظر اغلب آیین نامه‌های طراحی خطی از جمله آیین نامه ۲۸۰۰ ایران می‌باشد عبور نکردند. آیین نامه‌های ۲۸۰۰ و ASCE41/13 تفسیر نتایج را برای تعداد ۷ رکورد به شکل میانگین مورد پذیرش قرار داده‌اند و در اینجا در صورتی که سازه‌ای در ۴ زلزله (با توجه به تعداد ۷ رکورد، عدد ۴ معرف بیش از ۵۰ درصد از رکوردها می‌باشد) دچار خرابی و خروج از عملکرد مورد انتظار شود آن سازه از نظر آیین نامه‌های فوق الذکر ضعیف بوده و نیاز به تقویت دارد که شاهد چنین اتفاقی نبودیم [۹ و ۱۰].



شکل ۸: دریافت طبقات سازه ۵ طبقه در تحلیل تاریخچه زمانی.

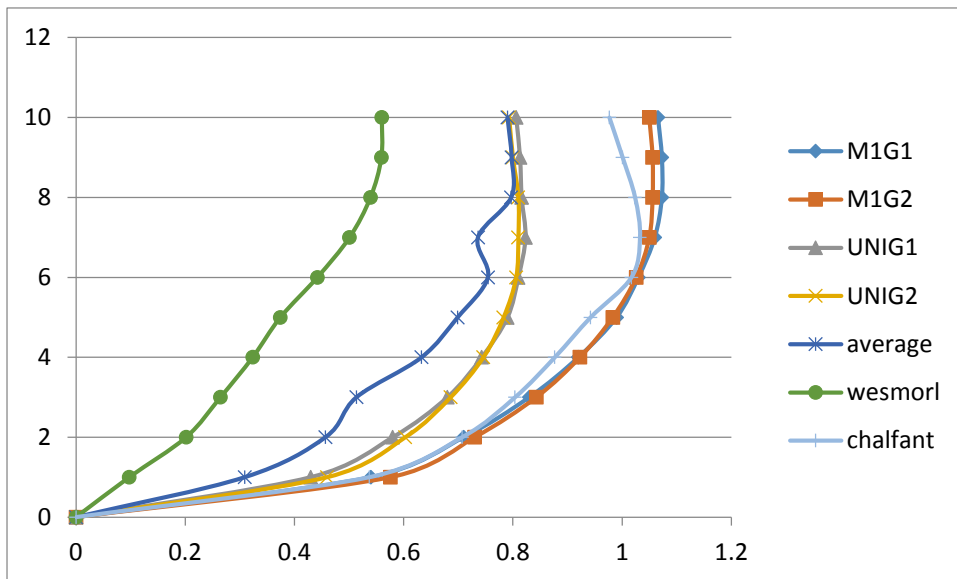


شکل ۹: مقایسه دریفت تحلیل تاریخچه زمانی و پوش آور در سازه ۵ طبقه در روش مفصل پلاستیک.

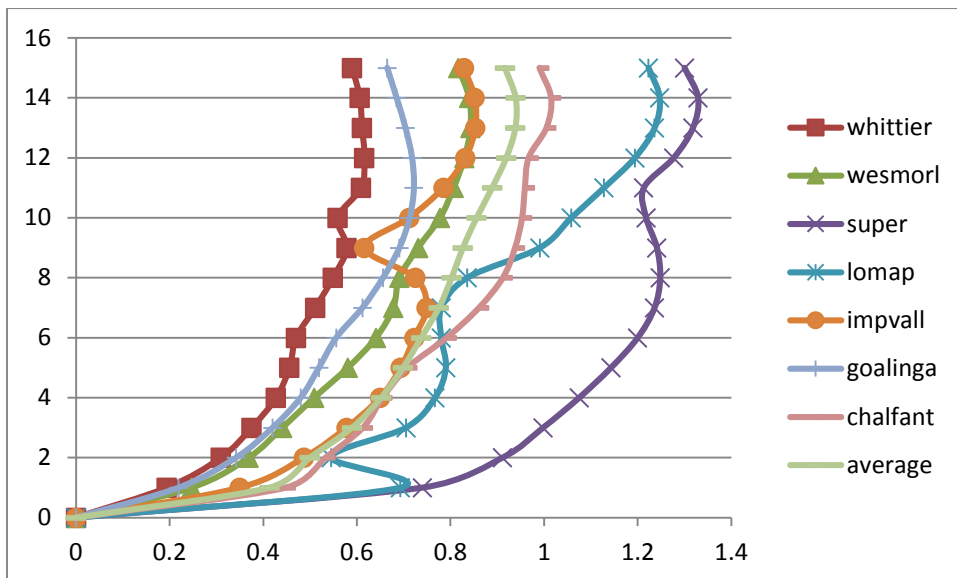


شکل ۱۰: دریفت طبقات سازه ۱۰ طبقه در تحلیل تاریخچه زمانی.



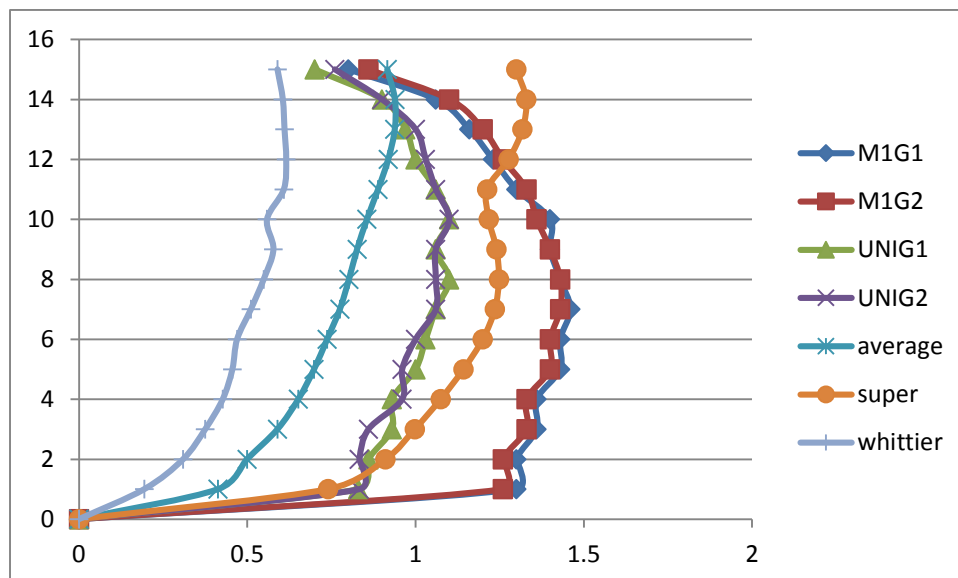


شکل ۱۱: مقایسه دریافت تحلیل تاریخچه زمانی و پوش آور در سازه ۱۰ طبقه در روش مفصل پلاستیک.



شکل ۱۲: دریافت طبقات سازه ۱۵ طبقه در تحلیل تاریخچه زمانی.





شکل ۱۳: مقایسه دریفت تحلیل تاریخچه زمانی و پوش آور در سازه ۱۵ طبقه در روش مفصل پلاستیک.

در سازه ۱۵ طبقه بیشترین دریفت مربوط به زلزله سوپر^۱ مشاهده می‌گردد و کمترین مقدار دریفت در زلزله وایتیر^۲ مشاهده می‌شود. در مقایسه دو روش تحلیل فوق الذکر مشاهده می‌گردد که الگوهای مود اول پوش آور حتی از زلزله سوپر نیز دریفت بیشتری دارند. که در این سازه استفاده از تحلیل پوش آور با الگوی بار جانبی مود اول سازه را کمی دست بالا و بیش از تحلیل تاریخچه زمانی، دچار تغییر مکان نسبی نموده است. مقایسه دیگری که در سه سازه فوق بین روش استاتیکی غیرخطی و روش تاریخچه زمانی غیرخطی انجام می‌شود بر مبنای مقایسه بین برش پایه در تحلیل تاریخچه زمانی و تحلیل استاتیکی غیرخطی است.

جدول ۴: مقایسه برش پایه بر حسب کیلونیوتون (الف) تحلیل تاریخچه زمانی (ب) تحلیل استاتیکی غیر خطی

الف) تحلیل تاریخچه زمانی			
STORY	5 STORY	10 STORY	15 STORY
IMPVALL.H_H	1851	3259	3817
WESMORL	1848	3466	3447
COALINGA	1757	3263	3074
CHALFANT.A_A	1779	3235	3593
WHITTIER.A_A	1936	2365	3788
SUPER.A_A	1842	3304	4096
LOMAP	1779	2931	3215
MAX	1936	3466	4096

ب) تحلیل استاتیکی غیر خطی			
ترکیبات بار	5 STORY	10 STORY	15 STORY
MODE ₁ G ₁	1293	1608	1951

1- Super Earthquake

2- Whittier



MODE ₁ G ₂	1201	1513	1851
UNI ₁ G ₁	1600	2220	2567
UNI ₁ G ₂	1477	2099	2433
MAX	1600	2220	2567

همانطور که در جدول (۴) ملاحظه می‌گردد، مقادیر حداکثر برش پایه برای ساختمان‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی به ترتیب ۱۶۰۰، ۲۲۲۰ و ۲۵۶۷ کیلونیوتون به دست آمده‌اند که با مقادیر حداقل برش پایه حاصل شده از تحلیل تاریخچه زمانی، ۱۹۶۳، ۳۴۶۶ و ۴۰۹۶ اختلاف قابل توجهی دارند. بنابراین تحلیل پوش‌آور دقت کمی در برآورد برش پایه دارد و با افزایش طبقات ساختمان، این دقت کمتر می‌شود؛ زیرا تحلیل پوش‌آور به خاطر اثر فشاری یکطرفه و استاتیکی توانایی تأثیرگذاری به شکل ضربه، رفت و برگشت، ارتعاش آزاد و مهم‌تر از همه رزنانس را ندارد.

۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله، ساختمان‌های بتن آرمه دارای دیوار برشی با تعداد طبقات مختلف، به روش‌های پوش‌آور سنتی و تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی مدلسازی و تحلیل شدند. نتایج نشان داد در سازه‌های میان مرتبه و بلند مرتبه، تحلیل پوش‌آور در مقایسه با تحلیل دینامیکی غیر خطی، جابجایی بیشتری را بر سازه تحمیل می‌کند. یعنی برای این ساختمان‌ها می‌توان از تحلیل پوش‌آور که نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی دارای ساده‌سازی‌ها و تقریب‌هایی می‌باشد به صورت محافظه کارانه استفاده کرد. در بین الگوهای بار جانبی نیز، الگوهای مود اول بیش از سایرین در سازه ایجاد دررفت و تلاش نمودند. نتیجه مهم دیگر اینکه سازه‌های دارای دیوار برشی که با استفاده از آیین نامه ۲۸۰۰ به صورت خطی طراحی شده، در تحلیل‌های غیرخطی هم به خوبی عمل کرده و عملاً هیچگاه به مرز ایمنی جانی که سطح عملکرد آیین نامه ۲۸۰۰ است ورود نکردند. همچنین سازه‌هایی که جهت تحمل بار جانبی زلزله بر دیوار برشی متکی بودند، در تحلیل تاریخچه زمانی هیچگاه نه از نظر مقاومت و نه از نظر جابجایی وارد فاز فرو ریزش نشدند. در تکمیل این مطلب به نظر می‌رسد دیوار برشی در مهار سازه بسیار مؤثر بوده و به خوبی می‌تواند عملکرد سازه را در سطوح پایین نگه دارد. از رنگ بندی مفاصل ملاحظه شد که در دیوارهای برشی و ستون‌ها در تمامی سازه‌های کوتاه، میان و بلند مرتبه طی تحلیل‌های پوش‌آور و تاریخچه زمانی، مفاصل پلاستیک فقط در طبقه اول تشکیل گردیده است. در نتیجه تعریف مفصل برای طبقات بالا کاری غیر ضروری بوده است و در راستای ارتقاء عملکرد سازه، می‌توان مهمترین قسمت المان دیوار برشی که طبقه اول می‌باشد را تقویت کرد. با بررسی اعداد و کمیت‌های حاصل از خروجی‌های تحلیل و مشاهده بیشتر بودن جابجایی‌های هدف در ترکیبات بارگذاری شامل مودها و همچنین با توجه به گراف‌های ترسیم شده و مشاهده ترکیبات بار شامل مودها در ایجاد جابجایی بیشتر در سازه می‌توان نتیجه گرفت در سازه‌های بررسی شده، تحلیل سنتی پوش‌آور (مود اول) در مقایسه با تحلیل‌های پوش‌آور نوین پاسخ‌های بهتری نتیجه می‌دهد. بنابراین جهت طراحی غیرخطی ساختمان‌های بتن آرمه با قاب خمشی و دیوار برشی توسط مهندسان محاسب، استفاده از تحلیل پوش‌آور مود اول توصیه می‌شود.



مراجع

- [1] Chopra, A.K and Goel, R.K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume (31), Page (561-582).
- [2] Shayanfar, M.A. Rakhshanimehr, M. and Zare Bidoki, R. (2016). An Energy Based Adaptive Pushover Analysis for Nonlinear Static Procedures. *Civil Engineering Infrastructures Journal*, Volume (22), Page (289-310).
- [3] Mehdizadeh Lima, A. and Hamedishahraki, s. (2015). Reduction Behaviour of Hysteresis Cycle by Pushover Analysis. *Journal of Science and Technology*, Volume (8), Page (94-101).
- [4] Issa, M. and Issa, H. (2015). Application of Pushover Analysis for the calculation of Behavior Factor for Reinforced Concrete Moment-Resisting Frames. *International Journal of Civil and Structural Engineering*, Volume (11), Page (216-226).
- [5] Moghaddam, H. and Hajirasouliha, I. (2006). An investigation on the accuracy of pushover analysis for estimating the seismic deformation of braced steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume (62), Page (343-351).
- [6] Pintea, A. and Tarta, G. (2012). Seismic evaluation of multi-story moment-resisting steel frames with stiffness irregularities using standard and advanced pushover methods. *Steel Structures and Bridges (Procedia Engineering)*, Volume (40), Page (445-450).
- [7] Antoniou, S. and Pinho, R. (2004). Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedure. *Journal of Earthquake Engineering*, Volume (4), Page (497-522).
- [8] Mahdavi, N. and Ahmadi, H.R. and Mahdavi, H. (2012). A comparative study on conventional push-over analysis method and incremental dynamic analysis (IDA) approach. *Academic Journals*, Volume (23), Page (751-773).
- [9] Sezen, H. and Moehle, J. (2004). Strength and Deformation Capacity of Reinforced Concrete Columns with Limited Ductility. *13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver*, Volume (15), Page (279-293).
- [10] Sashi K, K. and Erol, k. (2004). Evaluation of Seismic Deformation Demands Using Nonlinear Procedures in Multistory Steel And Concrete Moment Frames. *ISSET Journal of Earthquake Technology*, Volume (23), Page (159-181).



Research Paper

Evaluation of Nonlinear Static Analysis Methods in Seismic Analysis of Concrete Frames with Shear Wall**Shamsedin Hashemi*, Reza Kianizadegan**

ARTICLE INFO**Article history**

Received 3 March 2019

Accepted 4 May 2019

Key words:

Nonlinear static analysis

Reinforced concrete frame

Shear wall

Pushover analysis

Time history analysis

ABSTRACT

In this paper, the reinforced concrete frames with concrete shear walls are studied from the perspective of the performance-based design method. The shear wall is modeled as an equivalent column with a rigid beam on its top and its hinges are assigned to the equivalent column depending on the moment or the shear governing the behavior of the wall. For this purpose, two-dimensional models of three reinforced concrete frames with concrete shear walls are created. Models with 5, 10 and 15 floors are created to represent the low-rise, mid-rise and high-rise buildings. The models are investigated using the traditional pushover analysis in SAP software. Moreover, adaptive analyses including force-based adaptive pushover (FAP) and displacement-based adaptive pushover (DAP) are conducted using SEISMO STRUCT software.

To investigate the validity, the results of the pushover analysis are compared with the results of nonlinear time history analysis. For nonlinear time history analysis, 7 far field earthquake records which were recorded from soils with shear wave velocities between 175 to 375 meters per second at a distance of approximately 20 km far from the epicenter of the earthquakes are selected.

The results of these investigations show that, for the high-rise and mid-rise buildings, the traditional pushover analysis results in more displacement and stresses in comparison to the nonlinear time history analysis. Also, the first mode pattern causes more drift than the other patterns. Adaptive analysis which was thought to be based on a stronger logic resulted in more inaccurate responses compared to the traditional pushover analysis. Significantly, DAP analysis failed to meet expectations. The results also show that structures with shear walls and matching the correct design based on linear analysis are resistant to phase shift and do not collapse. Another important result is that the buildings designed based on linear analysis of the Iran 2800 code perform well for non-linear analysis and practically never approach life safety, which is a performance level of Iran 2800 code. This study demonstrates that the frame-shear wall system is very effective in reducing the level of performance and is able to hold a building at low performance levels.

Corresponding author:shamsedin hashemi

E-mail addresses: s.hashemi@yu.ac.ir

