

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشگاه صنعتی شاهرود
دانشکده عمران و معماری

ارزیابی تحلیلی عملکرد لرزه ای قاب های بتن مسلح مقاوم شده با FRP

سید حمید ضیاءالحق

استاد راهنما:

دکتر فرشید علایی

استاد مشاور:

دکتر علی کیهانی

جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

بهار ۱۳۹۰

به نام خداوند لوح و قلم حقیقت نگار وجود از عدم

اول این نامه به نام خدا	زان که مرا راست دوام و بقا
راه نمانده‌ی سرکشگان	کارکشانده‌ی دم بستگان
روشنی دیده‌ی ارباب غم	دیده کن اهل جفا و ستم
عذرپذیرنده‌ی عذراوران	مژده رساننده‌ی صافی دلان
نافه کشای دم باد بهار	باعث بهنگامه‌ی لیل و نهار
نور فرای رخ خورشید و ماه	مرحله پیمای سفید و سیاه
چهره برآرنده‌ی صبح از نقاب	کرم کن مشعلی آفتاب
ماه دلیلی شده در راه او	عرش بود حلقه‌ی درگاه او
اوست منزه ز حدوث و حیل	راه نیند به وجودش علل
قدرت او بر همه‌ی سیاست عام	دانش او در همه‌ی چیزی تام
زنده و پمانده و موجود اوست	از همه رو مقصد و مقصود اوست
ای به توان زنده درون و برون	کشته هوا خواهد تو عقل و جنون
ماه همه‌ی چاره و تو چاره ساز	ماه همه آواره و تو دل نواز
روی نیاریم به جز سوی تو	قبله نسازیم به جز کوی تو
در که نپاییم چو خالق تویی	وز که نپاییم چو رازق تویی

الهی تو آنی که از احاطت او نام بیرونی و از ادراک عقول مصنوعی، نه مدرک عیونی، کار ساز هر منشوتنی و شاد ساز هر محزوننی در

حکم بی چرا و در ذات بی چند و در صفات بی چونی، تو لاله سرخ و لولو مکنونی من مجنونم تو لیلی مجنوننی.

تقدیم به:

روح پاک مادر بزرگم؛

کسی که دعایش بدرقه راه و زندگی ام و وجودش دگر می و وجودم بود

پدر و مادر عزیزتر از جانم؛

آن دو فرشته ای که از خواسته هایمان گذشتند، سختی ها را به جان خریدند و خود را سپر بلای

مشکلات و ناملایمات کردند؛ عاطفه سرشار و گرمای امید بخش وجودشان در این سردترین

روزگار ان بهترین پشتیبان است قلب های بزرگشان فریادرس است و سرگردانی و

ترس در پناهشان به شجاعت می گراید و محبت های بی دریغشان هرگز فروکش نمی کند

برادرانم؛

که همواره در طول تحصیل متحمل زحمتم بودند و تکیه گاه من در مواجهه با مشکلات.

قدردانی

حال که به لطف و رحمت لایتناهی حضرت حق، مراحل این پایان نامه روبه اتمام نهاده، بر خود لازم دانسته تا از همه دوستانی که در پیشبرد اهداف این پایان نامه اینجانب را مساعدت و یاری نموده اند، سپاس و قدردانی به عمل آورم.

ابتدا بر خود لازم می دانم تا از زحمات و پشتیبانی شبانه روزی، بی دریغ و بی شائبه راهنمای دلسوز و فرزانه، شوق راه علم، استاد محترم، جناب آقای دکتر فرید علایی نیکو و قدردانی ویژه ای داشته باشم. بی شک بدون حمایت و پشتیبانی ایشان انجام این تحقیق مقدور نمی بود.

هم چنین از جناب آقای دکتر علی کیهانی استاد مشاور، جناب آقای دکتر احمد احمدی ریاست محترم دانشکده عمران و معماری، جناب آقای دکتر حمیدرضا کلاتجاری مدیر گروه محترم دانشکده عمران و معماری، و جناب آقای مهندس ابوالفضل محمدی مسئول محترم آموزش تحصیلات تکلیفی دانشکده عمران و معماری که بارها راهنمایی های خود را احکامی اینجانب بوده اند و نیز به جهت مساعدت ایشان در طی دوره کارشناسی ارشد قدردانی می نمایم.

در انتها سپاس گزار کلیه دوستان و عزیزانی هستم که در مراحل مختلف تحصیلی مرا یاری نمودند؛ مهندسین صمیمی و مهربان آقایان پرتان آذسا، محمدحاج صادقی، مهدی عسکری، صالح یعقوبی و بقیه دوستانی که محالی برای بیان نام تک تک این عزیزان نیست؛ همیشه خود را مهربون لطف و مهربانی آن ها دانسته و امید دارم به لطف الهی روزی توان جبران محبت ایشان را داشته باشم.

این تمام آن چیزی است که می توانستیم، نه تمام چیزی که میخواستیم!

دکتر علی شریعتی

تعهد نامه

اینجانب **سید حمید ضیالحق** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته **عمران-سازه** دانشکده **عمران و معماری** دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه **ارزیابی تحلیلی عملکرد لرزه ای قابهای بتن آرمه مقاوم شده با FRP** تحت راهنمایی **دکتر فرشید علایی** متعهد می شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه / رساله توسط اینجانب انجام شده و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه / رساله تا کنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرکی یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام <<دانشگاه صنعتی شاهرود>> و یا <<shahrood university of technology>> به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افراد که در به دست آوردن نتایج اصلی پایان نامه / رساله تاثیر گذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه / رساله رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه / رساله ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه / رساله ، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل راز داری ، ضوابط و اصول اخلاقی انسانی رعایت شده است.

تاریخ: ۱۳۹۰/۴/۲۷

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق و نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحوی مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه / رساله بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

خرابی های مشاهده شده در ساختمان ها و پل ها طی زلزله های اتفاق افتاده در طول سالیان، نیاز مبرم به مقاوم سازی سازه ها را نشان می دهد. در دهه اخیر استفاده از کامپوزیت های FRP برای مقاوم سازی قاب های بتنی مسلح گسترش یافته است. استفاده از FRP به دلیل خصوصیتی چون مقاومت در برابر خوردگی، وزن کم (نسبت مقاومت به وزن بالا در مقایسه با مصالح سنتی) و مقاومت کششی بالا، در حال افزایش است. یکی از کاربردهای FRP دورگیری اعضای بتن آرمه است. این تقویت باعث افزایش ظرفیت باربری و شکل پذیری اعضای بتن آرمه می شود. با کاربرد FRP، مدل رفتاری بتن از جمله سختی، مقاومت فشاری و کرنش نهایی بتن تغییر می کند.

هدف این تحقیق ارزیابی فرصتهای فراهم شده برای ترمیم لرزه ای قابهای بتنی موجود با استفاده از طرح های مقاوم سازی مدرن، می باشد. با توجه به گسترش کاربرد کامپوزیت ها در تقویت سازه های بتنی به عنوان یکی از روشهای موثر در بهبود عملکرد لرزه ای قاب های بتن مسلح، در این پایان نامه با مدلسازی قاب های تقویت شده با FRP، به کمک برنامه های SAP2000 و ABAQUS، و انجام تحلیل های غیر خطی، اثر تقویت قاب بتنی توسط FRP بر روی عملکرد لرزه ای آن مورد بررسی قرار گیرد.

بدین منظور تحلیل بار افزون روی سه قاب بتن مسلح ۴، ۸ و ۱۲ طبقه (معرف ساختمان های کوتاه، متوسط و بلند مرتبه) با استفاده از نرم افزار SAP2000 قبل و پس از ترمیم انجام شده، عملکرد لرزه ای و نیز ضریب رفتار برای سازه های قاب خمشی بتن آرمه متداول مطالعه شده و نتایج مورد بررسی قرار گرفته اند. همچنین به منظور بررسی دقیقتر یک قاب بتنی یک دهانه یک طبقه در نرم افزار ABAQUS مدل و آنالیز غیر خطی شده و اثر افزایش ورق FRP به اجزای سازه ای روی عملکرد لرزه ای قاب مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج بدست آمده از آنالیز ها نشان داد که استفاده از ورق های FRP بطور قابل ملاحظه ای عملکرد لرزه ای قابهای بتنی را تحت تاثیر خود قرار داده و بهبود می بخشد.

کلید واژه: قاب بتنی، عملکرد لرزه ای، FRP، آنالیز استاتیکی غیر خطی، ضریب رفتار

فهرست مطالب

صفحه

عنوان

۵	فهرست جداول
۷	فهرست شکل ها
۱	فصل ۱- مقدمه
۵	فصل ۲- مبانی و ملزومات
۵	۱-۲- آشنایی با سطوح عملکردی ساختمان
۶	۱-۱-۲- سطوح عملکرد ساختمان
۶	۱-۱-۱-۲- سطوح عملکرد اجزای سازه ای
۱۰	۱-۱-۲-۲- سطوح عملکرد اجزای غیر سازه ای
۱۲	۲-۱-۲- سطوح هدف عملکرد کل ساختمان
۱۵	۲-۲- انتخاب سطح خطر زمین لرزه
۱۶	۱-۲-۲- سطح خطر - ۱
۱۶	۲-۲-۲- سطح خطر - ۲
۱۶	۳-۲-۲- سطح خطر انتخابی
۱۷	۳-۲- روش های تحلیل سازه
۱۷	۱-۳-۲- تحلیل استاتیکی غیرخطی
۱۹	۱-۱-۳-۲- توزیع بار جانبی
۲۰	۲-۱-۳-۲- روش های تحلیل استاتیکی غیر خطی
۲۱	۳-۱-۳-۲- نقطه کنترل
۲۱	۴-۱-۳-۲- مراحل تحلیل به روش استاتیکی غیر خطی
۳۴	۵-۱-۳-۲- مزایای استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیر خطی (بار افزون)
۳۴	۴-۲- محاسبه ضریب رفتار
۳۶	۱-۴-۲- عوامل موثر بر ضریب رفتار
۳۸	۲-۴-۲- روشهای محاسبه ضریب رفتار
۴۰	۳-۴-۲- پاسخ نیرو - تغییر مکان سازه ها
۴۰	۴-۴-۲- محاسبه ضرایب رفتار با استفاده از فرمول ATC-19
۴۱	۱-۴-۴-۲- ضریب مقاومت R_s
۴۲	۲-۴-۴-۲- ضریب شکل پذیری R_{II}
۴۵	۳-۴-۴-۲- ضریب قید اضافی R_R
۴۶	۵-۲- روش های بهسازی
۴۶	۱-۵-۲- راهکارهای بهسازی
۴۷	۲-۵-۲- روش های بهسازی
۴۹	۱-۲-۵-۲- بهسازی لرزه ای سازه های بتنی با استفاده از پوشش FRP
۵۰	۶-۲- مروری بر پلیمرهای مسلح با الیاف (FRP)
۵۱	۱-۶-۲- الیاف

۵۲	رزین (ماتریس):	۲-۶-۲
۵۳	کاربرد FRP در مهندسی عمران	۳-۶-۲
۵۵	مفهوم محصور شدگی	۴-۶-۲
۵۸	اهمیت موضوع محصورشدگی بتن توسط FRP	۵-۶-۲
۵۹	شرح مدل های ارائه شده برای پیش بینی رفتار بتن محصور در FRP	۶-۶-۲
۶۰	مدل ارائه شده توسط لام و تنگ [۴۳ و ۴۴]	۱-۶-۶-۲
۶۳	دیاگرام اندرکنش بار- ممان ستون های بتن مسلح محصور شده با FRP	۷-۶-۲
فصل ۳- مدلسازی و تحلیل در نرم افزار SAP2000		
۶۶	مقدمه	۱-۳
۶۶	نرم افزار SAP2000	۲-۳
۶۷	توصیف مدل ها برای معرفی به نرم افزار SAP	۳-۳
۶۸	معرفی خصوصیات مصالح	۱-۳-۳
۶۹	بارگذاری سازه	۲-۳-۳
۶۹	بارهای قائم ثقلی	۱-۲-۳-۳
۶۹	بار جانبی زلزله	۲-۲-۳-۳
۷۱	تحلیل و طراحی مدل ها	۳-۳-۳
۷۱	مشخصات مقاطع بکار گرفته شده	۴-۳-۳
۷۳	ایجاد مدل غیر خطی اولیه در نرم افزار SAP	۴-۳
۷۴	تعریف و اختصاص مشخصات مفاصل پلاستیک	۱-۴-۳
۷۵	معرفی مشخصات الگوهای بارگذاری در آنالیز استاتیکی غیر خطی	۲-۴-۳
۷۶	تعیین مشخصات طیف پاسخ برای سطح خطر مورد نیاز	۳-۴-۳
۷۹	چگونگی بدست آوردن منحنی تنش- کرنش سازه مقاوم شده جهت معرفی به SAP	۴-۴-۳
۸۰	چگونگی بدست آوردن دیاگرام اندرکنش نیروی محوری-ممان ستون ها جهت معرفی به SAP	۵-۴-۳
۸۷	درستی آزمایشی مدل در محیط نرم افزار	۵-۳
۸۹	نتایج حاصل از نرم افزار SAP	۶-۳
۸۹	مشاهده منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان بام	۱-۶-۳
۹۴	مشاهده نمودار بار افزون به همراه تغییر مکان هدف محاسبه شده بر اساس FEMA356	۲-۶-۳
۱۰۵	مشاهده نمودار بار افزون به همراه نقطه عملکرد محاسبه شده بر اساس ATC-40	۳-۶-۳
۱۲۲	ارزیابی مفاصل پلاستیک تشکیل شده و سطح عملکرد ساختمان ها	۴-۶-۳
۱۲۹	ارزیابی ضریب رفتار ساختمان	۵-۶-۳
فصل ۴- مدلسازی و تحلیل در نرم افزار ABAQUS		
۱۳۲	مقدمه	۱-۴
۱۳۲	پیش‌درآمدی بر روش اجزای محدود	۲-۴
۱۳۳	تاریخچه نرم افزار Abaqus CAE	۳-۴
۱۳۴	مدلسازی با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS	۴-۴
۱۳۶	مبانی مدلسازی	۵-۴
۱۳۶	مشخصات مصالح	۱-۵-۴
۱۳۶	بتن	۱-۱-۵-۴
۱۴۱	فولاد	۲-۱-۵-۴

۱۴۲ ورق های تقویت کننده: ۳-۱-۵-۴
۱۴۳ ارتباط بین مواد سازنده مدل: ۲-۵-۴
۱۴۴ نوع المان ها و نحوه ی مش بندی: [۳۸] ۳-۵-۴
۱۴۵ بتن: ۱-۳-۵-۴
۱۴۶ فولاد: ۲-۳-۵-۴
۱۴۶ ورق های تقویت کننده: ۳-۳-۵-۴
۱۴۸ اندازه ی مش بندی: ۴-۵-۴
۱۴۹ درستی آزمایشی مدل بر روی نتایج آزمایشگاهی: ۶-۴
۱۵۱ نتایج حاصل از نرم افزار ABAQUS ۷-۴
۱۵۱ تنش ها در قاب قبل از تقویت و انتخاب روش مقاوم سازی: ۱-۷-۴
۱۵۳ مشاهده منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان بام: ۲-۷-۴
۱۵۸ ائتلاف انرژی: ۳-۷-۴
۱۶۰ فصل ۵- خلاصه و نتایج
۱۶۵ پیوست ۱: روش های تحلیل سازه
۱۶۵ محدودده ی کاربرد رو شهای خطی: ۱-۶
۱۶۷ محدودده ی کاربرد رو شهای غیر خطی: ۲-۶
۱۶۸ تحلیل استاتیکی خطی: ۳-۶
۱۶۹ تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه: ۱-۳-۶
۱۶۹ برآورد نیروها و تغییر شکل ها: ۲-۳-۶
۱۷۲ توزیع نیروی جانبی در ارتفاع: ۳-۳-۶
۱۷۴ توزیع نیروی جانبی در پلان: ۴-۳-۶
۱۷۴ مقایسه روش های تحلیل: ۴-۶
۱۷۶ معیارهای پذیرش: ۵-۶
۱۷۶ روش های خطی: ۱-۵-۶
۱۷۶ برآورد نیروها و تغییر شکل های طراحی: ۱-۱-۵-۶
۱۷۸ معیارهای پذیرش برای روش های خطی: ۲-۱-۵-۶
۱۸۰ روش های غیر خطی: ۲-۵-۶
۱۸۰ برآورد نیروها و تغییر شکل های طراحی: ۱-۲-۵-۶
۱۸۰ معیارهای پذیرش برای روش های غیر خطی: ۲-۲-۵-۶
۱۸۱ نرم افزارهای تحلیل غیر خطی سازه ها: ۶-۶
۱۸۲ پیوست ۲: محاسبه ضرایب رفتار به روش شکل پذیری یوانگ
۱۸۲ ضریب رفتار ناشی از شکل پذیری R_{μ} : ۱-۷
۱۸۲ ضریب مقاومت افزون $R_S (\Omega)$: ۲-۷
۱۸۳ ضریب اطمینان طراحی: ۳-۷
۱۸۵ پیوست ۳: آشنایی با سطوح بهسازی
۱۸۵ مقدمه: ۱-۸
۱۸۶ سطوح بهسازی بر اساس دستورالعمل و تفسیر دستورالعمل بهسازی (نشریه ۳۶۰): ۲-۸
۱۸۸ بهسازی مبنا: ۱-۲-۸

۱۸۸ بهسازی مطلوب	۲-۲-۸
۱۸۸ بهسازی ویژه	۳-۲-۸
۱۸۹ بهسازی محدود	۴-۲-۸
۱۸۹ بهسازی موضعی	۵-۲-۸
۱۹۰ FEMA356 & 273: سطوح بهسازی بر اساس	۳-۸
۱۹۰ هدف ایمنی پایه	۱-۳-۸
۱۹۱ اهداف بهسازی توسعه یافته	۲-۳-۸
۱۹۳ اهداف بهسازی محدود	۳-۳-۸
۱۹۶ FEMA356&273 مقایسه سطوح عملکرد در دستورالعمل و تفسیر دستورالعمل بهسازی با	۴-۸
۱۹۸ پیوست ۴: روشهای بهسازی	
۱۹۸ شناخت وضع موجود	۱-۹
۱۹۸ مراحل شناخت وضع موجود	۱-۱-۹
۱۹۸ راهکارهای بهسازی	۲-۹
۲۰۱ ضوابط کلی بهسازی ساختمان های بتنی	۳-۹
۲۰۲ دیگر روش های بهسازی	۴-۹
۲۰۲ استفاده از دیوار برشی فولادی:	۱-۴-۹
۲۰۳ استفاده از غلاف های فولادی:	۲-۴-۹
۲۰۳ بادبندهای مقاوم در برابر کمانش (غلاف دار):	۳-۴-۹
۲۰۳ دیوارهای سه بعدی:	۴-۴-۹
۲۰۴ مهاربند کلی خارجی:	۵-۴-۹
۲۰۴ تقویت قاب بتنی بکمک بادبند فلزی:	۶-۴-۹
۲۰۵ پیوست ۵: مدل های ارائه شده برای پیش بینی رفتار بتن محصور در FRP	
۲۰۵ مدل ارائه شده توسط صافی و همکاران	۱-۱۰
۲۰۶ مدل ارائه شده توسط سامان و همکاران	۲-۱۰
۲۰۸ مدل ارائه شده توسط توتانجی	۳-۱۰
۲۰۹ مدل ارائه شده توسط کاربهراری و گائو	۴-۱۰
۲۱۱ روابط ارائه شده توسط زیائو و وو	۵-۱۰
۲۱۲ روابط ارائه شده توسط سعادت‌منش و همکاران	۶-۱۰
۲۱۵ فهرست مراجع	
۲۲۰ واژه نامه‌ی انگلیسی به فارسی	

فهرست جداول

۱۴	جدول ۱-۲: خسارت احتمالی برای چهار سطح عملکرد مختلف [۶]
۱۴	جدول ۲-۲: سطوح عملکرد ساختمان (دستورالعمل بهسازی)
۱۵	جدول ۳-۲: سطوح عملکرد ساختمان (FEMA356)
۲۵	جدول ۴-۲: مقادیر تقریبی C_0
۲۶	جدول ۵-۲: مقادیر ضریب C_m
۲۶	جدول ۶-۲: مقادیر ضریب C_2
۳۰	جدول ۷-۲: تعیین نوع سازه
۳۱	جدول ۸-۲: مقادیر ضریب K
۳۲	جدول ۹-۲: مقادیر SR
۴۴	جدول ۱۰-۲: نسبت سخت شوندگی
۴۵	جدول ۱۱-۲: مقدار ضریب قید اضافی [۱۶]
۷۲	جدول ۱-۳: مقطع و آرماتور طولی به کار رفته در ستون های ساختمان ۴ طبقه
۷۲	جدول ۲-۳: مقطع و آرماتور طولی به کار رفته در ستون های ساختمان ۸ طبقه
۷۳	جدول ۳-۳: مقطع و آرماتور طولی به کار رفته در ستون های ساختمان ۱۲ طبقه
۷۷	جدول ۴-۳: طیف پاسخ معرفی شده به برنامه
۸۰	جدول ۵-۳: خصوصیات مصالح FRP
۸۸	جدول ۶-۳: خصوصیات مصالح به کار رفته در نمونه آزمایشگاهی
۹۰	جدول ۷-۳: مقادیر تغییر مکان جانبی در مقابل برش پایه در هر گام تحت اثر الگوی بار جانبی Ex
۱۰۲	جدول ۸-۳: مقایسه برخی پارامترهای قاب خمشی تنها با قاب مقاوم شده توسط FRP
۱۱۳	جدول ۹-۳: مقایسه برخی پارامترهای قاب مقاوم نشده با قاب تقویت شده در نقطه عملکرد سازهها
۱۲۲	جدول ۱۰-۳: مقایسه برخی پارامترهای قاب مقاوم نشده با قاب تقویت شده در نقطه عملکرد سازهها (خاک نوع II)
۱۲۴	جدول ۱۱-۳: مشاهده و مقایسه وضعیت مفاصل تشکیل شده در ساختمان ۱۲ طبقه قبل و بعد از ترمیم
۱۲۵	جدول ۱۲-۳: مشاهده و مقایسه وضعیت مفاصل تشکیل شده در ساختمان ۸ طبقه قبل و بعد از ترمیم
۱۳۱	جدول ۱۳-۳: ضرایب رفتار و پارامترهای مربوطه قبل و بعد از تقویت با استفاده از روابط مختلف
۱۴۲	جدول ۱-۴: مشخصات مکانیکی در نظر گرفته شده در مدل «الاستوپلاستیک» برای فولاد
۱۴۳	جدول ۲-۴: ویژگی های دو نوع مواد مرکب شیشه ای و کربنی [۴۴ و ۴۵]
۱۵۷	جدول ۳-۴: مقایسه حداکثر نیروی تحمل شده در قاب ها در تغییر مکان ثابت
۱۵۹	جدول ۴-۴: مقایسه انرژی کلی تلف شده در قاب ها
۱۶۹	جدول ۱-۶: مقادیر ضریب α
۱۷۲	جدول ۲-۶: مقادیر ضریب C_m
۱۷۸	جدول ۳-۶: مقادیر ضریب آگاهی
۱۸۷	جدول ۱-۸: سطوح خطر زلزله
۱۸۷	جدول ۲-۸: سطوح بهسازی [۶]
۱۹۰	جدول ۳-۸: سطوح بهسازی [۳۱]

فهرست شکل ها

صفحه

عنوان

شکل ۱-۲:	نقاط مشخصه سطوح مختلف عملکرد در سازه شکل پذیر با توجه به منحنی نیرو-تغییر مکان [۴۴].....	۹
شکل ۲-۲:	نقاط مشخصه سطوح مختلف عملکرد در سازه غیرشکل پذیر با توجه به منحنی نیرو-تغییر مکان [۴۴].....	۹
شکل ۳-۲:	سطوح عملکرد هدف ساختمان [۴۴].....	۱۳
شکل ۴-۲:	مقایسه سطوح خطر.....	۱۶
شکل ۵-۲:	چگونگی بررسی دوره تناوب ارتعاش.....	۱۸
شکل ۶-۲:	تقریب دو خطی برش پایه-تغییر مکان.....	۲۳
شکل ۷-۲:	منحنی ظرفیت.....	۲۹
شکل ۸-۲:	طیف پاسخ.....	۲۹
شکل ۹-۲:	تقریب منحنی ظرفیت سازه به صورت دو خطی.....	۳۰
شکل ۱۰-۲:	نمایش مقادیر E_0 و E_S در منحنی هیستریزس رفتار سازه.....	۳۱
شکل ۱۱-۲:	ADRS کاهش یافته.....	۳۱
شکل ۱۲-۲:	منحنی ظرفیت در دستگاه مختصات (S_d, S_a)	۳۲
شکل ۱۳-۲:	ارتباط کلی نیرو - تغییر مکان و تقریب دو خطی برای یک قاب سازه ای.....	۴۰
شکل ۱۴-۲:	مقایسه بین رابطه های ضریب شکل پذیری.....	۴۵
شکل ۱۵-۲:	میلگردهای FRP.....	۵۳
شکل ۱۶-۲:	استفاده از ورق های FRP در تقویت ستون.....	۵۳
شکل ۱۷-۲:	نمودار تنش کرنش استوانه های بتنی در فشار هیدرواستاتیک [۷].....	۵۶
شکل ۱۸-۲:	نقش محصور کنندگی پوشش FRP برای بتن.....	۵۷
شکل ۱۹-۲:	خرابی ستون در زلزله نورت ریچ به علت ناکافی بودن فشار محصور کنندگی آرماتور دور پیچ.....	۵۹
شکل ۲۰-۲:	مدل پیشنهادی لام و تنگ برای بتن محصور در FRP [۴۳].....	۶۱
شکل ۲۱-۲:	محصور کنندگی در مقاطع مستطیلی.....	۶۲
شکل ۲۲-۲:	دیاگرام اندرکنش شماتیک بار-ممان $(P - M)$ ، برای یک ستون بتن مسلح.....	۶۴
شکل ۱-۳:	پلان مشابه طبقات برای سازه مورد بررسی به همراه ابعاد آن (به متر).....	۶۷
شکل ۲-۳:	نمایی از قابهای میانی ساختمانها.....	۶۸
شکل ۳-۳:	توزیع برش پایه بین طبقات در ساختمان ۸ طبقه.....	۷۱
شکل ۴-۳:	منحنی لنگر-دوران المان.....	۷۴
شکل ۵-۳:	اصلاح فرم مربوط به FEMA-356.....	۷۸
شکل ۶-۳:	اصلاح فرم مربوط به ATC-40.....	۷۸
شکل ۷-۳:	مقایسه منحنی تنش-کرنش بتن محصور نشده و شده بر اساس روابط لام و تنگ.....	۸۰
شکل ۸-۳:	دیاگرام شماتیک اندرکنش نیروی محوری-ممان برای یک ستون بتن مسلح.....	۸۱
شکل ۹-۳:	دیاگرام اندرکنش نیروی محوری-ممان.....	۸۶
شکل ۱۰-۳:	دیاگرام اندرکنش برای ستون ها با استفاده از برنامه نوشته شده در مطلب.....	۸۶
شکل ۱۱-۳:	قاب ساخته شده قبل آزمایش.....	۸۷
شکل ۱۲-۳:	مقایسه منحنی های پوش آور (آزمایشگاهی و مدل شده توسط مرجع و این تحقیق).....	۸۸
شکل ۱۳-۳:	منحنی برش پایه - تغییر مکان گره کنترل ساختمان ۴ طبقه ابتدایی تحت الگوی بار جانبی Ex.....	۹۱
شکل ۱۴-۳:	منحنی برش پایه - تغییر مکان گره کنترل ساختمان ۴ طبقه ابتدایی تحت الگوی بار جانبی یکنواخت.....	۹۲
شکل ۱۵-۳:	منحنی برش پایه - تغییر مکان گره کنترل ساختمان ۴ طبقه ابتدایی تحت الگوی بار جانبی مود اول.....	۹۳
شکل ۱۶-۳:	منحنی رفتار سازه و نمودار دوخطی شده آن به همراه پارامترهایی جهت محاسبه جابجایی هدف δ	۹۵
شکل ۱۷-۳:	منحنی پوش آور و نمودار دوخطی ساختمان ۴ طبقه قبل از مقاوم سازی.....	۹۶

- شکل ۳-۱۸: منحنی پوش آور و نمودار دوخطی ساختمان ۴ طبقه بعد از مقاوم سازی..... ۹۷
- شکل ۳-۱۹: منحنی پوش آور و نمودار دوخطی ساختمان ۸ طبقه قبل از مقاوم سازی..... ۹۸
- شکل ۳-۲۰: منحنی پوش آور و نمودار دوخطی ساختمان ۸ طبقه بعد از مقاوم سازی..... ۹۹
- شکل ۳-۲۱: منحنی پوش آور و نمودار دوخطی ساختمان ۱۲ طبقه بعد از مقاوم سازی..... ۱۰۰
- شکل ۳-۲۲: منحنی پوش آور و نمودار دوخطی ساختمان ۱۲ طبقه بعد از مقاوم سازی..... ۱۰۱
- شکل ۳-۲۳: مقایسه منحنی پوش آور برش پایه - جابجایی بام ساختمان ۴ طبقه قبل و پس از ترمیم..... ۱۰۳
- شکل ۳-۲۴: مقایسه منحنی پوش آور برش پایه - جابجایی بام ساختمان ۸ طبقه قبل و پس از ترمیم..... ۱۰۳
- شکل ۳-۲۵: مقایسه منحنی پوش آور برش پایه - جابجایی بام ساختمان ۱۲ طبقه قبل و پس از ترمیم..... ۱۰۳
- شکل ۳-۲۶: مقایسه جابجایی ساختمان ۱۲ طبقه در یک بار جانبی ثابت..... ۱۰۴
- شکل ۳-۲۷: نحوه محاسبه مختصات نقطه عملکرد سازه در طیف های مختلف و تنظیم پارامترهای مربوطه ATC-40..... ۱۰۶
- شکل ۳-۲۸: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۴ طبقه مقاوم نشده..... ۱۰۷
- شکل ۳-۲۹: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۴ طبقه مقاوم شده..... ۱۰۸
- شکل ۳-۳۰: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۸ طبقه مقاوم نشده..... ۱۰۹
- شکل ۳-۳۱: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۸ طبقه مقاوم شده..... ۱۱۰
- شکل ۳-۳۲: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۲ طبقه مقاوم نشده..... ۱۱۱
- شکل ۳-۳۳: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۲ طبقه مقاوم شده..... ۱۱۲
- شکل ۳-۳۴: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ (خاک نوع II) در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۴ طبقه مقاوم نشده..... ۱۱۵
- شکل ۳-۳۵: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ (خاک نوع II) در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۴ طبقه مقاوم شده..... ۱۱۶
- شکل ۳-۳۶: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ (خاک نوع II) در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۸ طبقه مقاوم نشده..... ۱۱۷
- شکل ۳-۳۷: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ (خاک نوع II) در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۸ طبقه مقاوم شده..... ۱۱۸
- شکل ۳-۳۸: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ (خاک نوع II) در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۲ طبقه مقاوم نشده..... ۱۱۹
- شکل ۳-۳۹: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ (خاک نوع II) در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۲ طبقه مقاوم شده..... ۱۲۰
- شکل ۳-۴۰: مقایسه منحنی بارافزون طیف شتاب - جابجایی ساختمان ۴ طبقه قبل و بعد از تقویت..... ۱۲۱
- شکل ۳-۴۱: مقایسه منحنی بارافزون طیف شتاب - جابجایی ساختمان ۸ طبقه قبل و بعد از تقویت..... ۱۲۱
- شکل ۳-۴۲: مقایسه منحنی بارافزون طیف شتاب - جابجایی ساختمان ۱۲ طبقه قبل و بعد از تقویت..... ۱۲۱
- شکل ۳-۴۳: توزیع مفصل های پلاستیک در ساختمان ۴ طبقه؛ الف) قبل از مقاوم سازی، ب) بعد از مقاوم سازی..... ۱۲۶
- شکل ۳-۴۴: توزیع مفصل های پلاستیک در ساختمان ۸ طبقه؛ الف) قبل از مقاوم سازی، ب) بعد از مقاوم سازی..... ۱۲۷
- شکل ۳-۴۵: توزیع مفصل های پلاستیک در ساختمان ۱۲ طبقه؛ الف) قبل از مقاوم سازی، ب) بعد از مقاوم سازی..... ۱۲۸
- شکل ۳-۴۶: منحنی پوشآور و رفتار دوخطی سازه ۴ طبقه همراه محاسبه ضریب رفتار؛ الف) تقویت نشده، ب) تقویت شده..... ۱۲۹
- شکل ۳-۴۷: منحنی پوشآور و رفتار دوخطی سازه ۸ طبقه همراه محاسبه ضریب رفتار؛ الف) تقویت نشده، ب) تقویت شده..... ۱۳۰
- شکل ۳-۴۸: منحنی پوشآور و رفتار دوخطی سازه ۱۲ طبقه همراه محاسبه ضریب رفتار؛ الف) تقویت نشده، ب) تقویت شده..... ۱۳۰
- شکل ۴-۱: ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری قاب مدل شده بر اساس مقاله پارسا..... ۱۳۶
- شکل ۴-۲: نحوه پاسخ بتن به بارگذاری و باربرداری در(الف) کشش و (ب) فشار..... ۱۳۹
- شکل ۴-۳: نمودار تنش و کرنش بتن مدل شده..... ۱۴۰
- شکل ۴-۴: منحنی تنش-کرنش در نظر گرفته شده در مدل «الاستوپلاستیک» برای فولاد..... ۱۴۱
- شکل ۴-۵: منحنی تنش-کرنش ورق های تقویت کننده..... ۱۴۲
- شکل ۴-۶: قاب مدل شده در آباکوس..... ۱۴۴

- شکل ۷-۴: خانواده المان های رایج..... ۱۴۴
- شکل ۸-۴: المان های آجری خطی، آجری مرتبه دوم، و چهار وجهی اصلاح شده ۱۴۵
- شکل ۹-۴: روش نامگذاری المان ها در آباکوس ۱۴۵
- شکل ۱۰-۴: نقاط انتگرال گیری جزء C3D20..... ۱۴۶
- شکل ۱۱-۴: نقاط انتگرال گیری برای المان های S4R، S4، و S8R..... ۱۴۷
- شکل ۱۲-۴: مش بندی قاب بتنی ۱۴۸
- شکل ۱۳-۴: مش بندی ورق های تقویت کننده..... ۱۴۸
- شکل ۱۴-۴: منحنی هیستریزس قاب بتنی مورد آزمایش [۴۷]..... ۱۴۹
- شکل ۱۵-۴: منحنی رفتاری بدست آمده از Abaqus..... ۱۵۰
- شکل ۱۶-۴: مقایسه منحنی بدست آمده از آباکوس و آزمایش ۱۵۱
- شکل ۱۷-۴: خطوط همتراز تنش در قاب بتنی قبل از تقویت ۱۵۲
- شکل ۱۸-۴: خطوط همتراز تنش در قاب بتنی بعد از تقویت ستون ها با دو لایه CFRP..... ۱۵۳
- شکل ۱۹-۴: چگونگی مقاوم سازی اتصالات قاب..... ۱۵۳
- شکل ۲۰-۴: منحنی نیرو- تغییر مکان قاب ترمیم شده در ستون ها با یک لایه CFRP (تن-سانتیمتر) ۱۵۴
- شکل ۲۱-۴: منحنی نیرو- تغییر مکان قاب ترمیم شده در ستون ها با دو لایه FRP (تن-سانتیمتر)..... ۱۵۴
- شکل ۲۲-۴: منحنی نیرو- تغییر مکان قاب ترمیم شده در ستون ها با هشت لایه FRP (تن-سانتیمتر)..... ۱۵۵
- شکل ۲۳-۴: منحنی نیرو- تغییر مکان قاب ترمیم شده در گره ها با یک لایه CFRP (تن-سانتیمتر)..... ۱۵۵
- شکل ۲۴-۴: مقایسه رفتار قاب قبل و بعد از تقویت (الف) ستون ها یک لایه CFRP؛ (ب) ستون ها دو لایه CFRP؛ (ج) ستون ها هشت لایه CFRP؛ (د) گره ها یک لایه CFRP..... ۱۵۶
- شکل ۲۵-۴: منحنی نیرو- تغییر مکان قاب ترمیم شده در ستون ها با یک لایه GFRP (تن-سانتیمتر)..... ۱۵۶
- شکل ۲۶-۴: مقایسه رفتار قاب قبل و بعد از تقویت با یک لایه GFRP در ستون ها..... ۱۵۷
- شکل ۲۷-۴: مقایسه انرژی جذب شده توسط قاب..... ۱۵۸
- شکل ۱-۶: مقدار C_1 برحسب زمان تناوب اصلی سازه..... ۱۷۱
- شکل ۲-۶: حدود تغییرات مقادیر C_3 ۱۷۱
- شکل ۳-۶: نحوه ی توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان..... ۱۷۲
- شکل ۴-۶: توزیع نیروی جانبی برای قاب خمشی بتنی..... ۱۷۴
- شکل ۵-۶: اختلاف دو روش خطی و غیر خطی [۳۱]..... ۱۷۵
- شکل ۶-۶: انتخاب روش تحلیل سازه [۱۱]..... ۱۷۵
- شکل ۷-۶: رفتار عضو کنترل شونده توسط تغییر شکل..... ۱۷۹
- شکل ۱-۷: منحنی پاسخ کلی سازه در حالت الاستیک و غیر الاستیک..... ۱۸۲
- شکل ۱-۸: اهداف بهسازی مطابق FEMA274..... ۱۹۵
- شکل ۱-۹: مراحل شناخت وضع موجود..... ۱۹۹
- شکل ۱-۱۰: منحنی تنش کرنش بتن محصور در FRP در مدل صافی و همکاران و مدل توتانجی [۲۹]..... ۲۰۵
- شکل ۲-۱۰: مشخصات نمودار تنش کرنش محوری در مدل سامان [۱۹]..... ۲۰۷
- شکل ۳-۱۰: مشخصات منحنی تنش کرنش در مدل کاربری [۲۳]..... ۲۱۰

فصل اول

مقدمه

فصل ۱- مقدمه

" انسان از آغاز خلقت همواره با موضوع بلایای طبیعی مواجه بوده و تلاش نموده است تا این حوادث و سوانح طبیعت را مدیریت و کنترل نماید و زندگی خود را از این خطرات ، ایمن و محفوظ دارد. در میان بلایای طبیعی ، زلزله از ویژگی های خاصی برخوردار بوده و در قرن گذشته با توجه به عوامل زیر اهمیت بیش تری به مدیریت بحران زلزله داده شده است:

- افزایش تعداد شهرها در نقاط مختلف که بسیاری در مناطق فعال لرزه خیز واقعند.
- گسترش و توسعه شهرها به گونه ای که گسل های زیادی در داخل شهرها قرار گرفته اند.
- افزایش تراکم جمعیت شهرها که باعث افزایش تعداد قربانیان زلزله گردیده است.
- افزایش کمی و کیفی تا سیسات و امکانات مختلف شهری، که باعث افزایش سرمایه گذاری انسان در شهرها و گسترش خسارات مالی ناشی از زلزله شده است.
- پیشرفت دانش لرزه شناسی و مهندسی زلزله، که بشر را قادر به ثبت اطلاعات زلزله های گذشته و تجزیه و تحلیل هر چه دقیقتر آنها نموده است.

ایران از نظر لرزه خیزی در منطقه ی فعال جهان قرار دارد و به گواهی اطلاعات مستند علمی و مشاهدات قرن بیستم از خطرپذیرترین مناطق جهان در اثر زمین لرزه های پر قدرت محسوب می شود. در سال های اخیر به طور متوسط هر پنج سال یک زمین لرزه با صدمات جانی و مالی بسیار بالا در نقطه ای از کشور رخ داده است و در حال حاضر ایران در صدر کشورهایی است که وقوع زلزله در آن با تلفات جانی بالا همراه است. گرچه جلوگیری کامل از خسارات ناشی از زلزله های شدید بسیار دشوار است لیکن با افزایش سطح اطلاعات در رابطه با لرزه خیزی کشور، آموزش همگانی و ترویج فرهنگ ایمنی، شناسایی و مطالعه دقیق وضعیت آسیب پذیری مستحدثات (ساختمان ها، تاسیسات زیربنایی و شریان های حیاتی) و ایمن سازی و مقاوم سازی صحیح و اصولی آن ها، می توان تا حد مطلوب تلفات و خسارات ناشی از زلزله های آتی را کاهش داد. [۱]

در زلزله های اخیر بسیاری از ساختمان های بتنی شدیداً آسیب دیده و یا فرو ریخته اند، این امر لزوم بررسی کفایت لرزه ای ساختمان های موجود، به ویژه ساختمان های بتنی قدیمی تر در مناطق با لرزه خیزی بالا را نشان می دهد، تا ساختمانهای محتمل به آسیب شناسایی شده و با انجام بهسازی لرزه ای سطح قابل قبولی از ایمنی در آنها به وجود آید. از طرفی تغییر در جامعه اطراف ما منجر به دگرگونی سازه های مورد نیاز شده است. میزان حمل و نقل در حال افزایش است؛ سرعت وسائط نقلیه افزایش یافته و ... که همه به ایجاد تغییرات تقاضا در سازه های با دامنه عمر طولانی، منجر می شود. هم چنین علوم مربوط به رفتار سازه ای گسترش یافته، که خود باعث آگاهی نسبت به عدم قابلیت مناسب برخی سازه ها است. بنابراین احیای سازه جهت رسیدن به کارایی مناسب، همواره مورد توجه بوده است. به روش های ارتقای سازه، عمدتاً برای بالا بردن ظرفیت باربری و نیز دیگر سطوح کارایی، مقاوم سازی اطلاق می شود. به عبارت دیگر مقاوم سازی به مجموعه عملیاتی گفته می شود که روی کل یا بخشی از سازه انجام می شود تا سازه بتواند بارها و سربارهای بیش تری نسبت به حالت اولیه تحمل کند و خصوصیات رفتاری بهتری از خود نشان دهد [۲].

جهت این ارزیابی، روش های الاستیک خطی ساده شده کافی نیست، و بایستی از روش های غیرخطی استفاده شود. روشی که به نام آنالیز پوش آور از آن یاد می شود، یک روش مناسب جهت ارزیابی آسیب پذیری ساختمان ها می باشد. اساساً یک تحلیل پوش آور مجموعه ای از آنالیز های استاتیکی زیاد شونده است که جهت بدست آوردن منحنی ظرفیت ساختمان انجام می شود. یکی از کاربردهای مهم این منحنی در طراحی لرزه ای براساس سطح عملکرد می باشد که نسل جدیدی از روش های طراحی لرزه ای بوده و جامعه مهندسين سازه به سمت این روش ها در حرکتند. هدف از طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد این است که سازه هایی طراحی شود که عملکردشان قابل پیش بینی باشد، این شیوه در حقیقت میزان خسارت را کمیت بندی کرده و مهندس طراح را به پیش بینی میزان خسارت ها جهت تصمیم گیری آگاهانه قادر می سازد. از این روش به طراحی براساس تغییر مکان نیز نام برده می شود چرا که کمیت بندی خسارت برحسب تغییر مکان امکان پذیر است. در روش های بر پایه عملکرد، بر اساس منحنی ظرفیت، یک جابجایی هدف که تخمینی از تغییر مکان ایجاد شده در ساختمان در اثر

زلزله طرح می باشد، تعیین می گردد، میزان آسیب وارد شده به ساختمان در این تغییر مکان هدف، بیانگر آسیب وارد شده به سازه در زمان لرزه های زلزله سطح طراحی می باشد. یکی از مزایای مهم این روش این است که ضریب کاهش نیروی آیین نامه های کنونی که مورد بحث فراوان می باشند مورد نیاز نیست و رفتار غیرارتجاعی سازه به شکل دیگری مدنظر قرار می گیرد. در آیین نامه های موجود برای در نظر گرفتن قابلیت جذب انرژی در سازه با توجه به رفتار غیر خطی از ضرایب کاهشده موسوم به ضریب رفتار برای سیستم های مختلف سازه ای استفاده می شود. مقدار ضرایب رفتار موجود در آیین نامه ها با روش های مختلف و استفاده از منحنی نیرو- تغییر مکان حاصل شده است، که این منحنی نتیجه ی آنالیز استاتیکی غیرخطی می باشد. [۱، ۳]

در استفاده از روشهای سنتی برای مقاومسازی سازه های موجود دو مشکل اساسی وجود دارد. اول آنکه بمنظور مقاومسازی باید تخریب های قابل ملاحظه ای صورت گرفته و معماری موجود تغییر یابد. دوم آنکه افزودن اجزای جدید بمنظور افزایش مقاومت، شکل پذیری و یا سختی، معمولاً منجر به وارد شدن نیروهای جدید به سازه میگردد. در اغلب موارد اجزای موجود نیاز به تقویت های قابل ملاحظه ای داشته و در برخی موارد نیز تقویت پی ضروری میشود. با توجه به این مشکلات در برخی موارد استفاده از سیستمهای مدرن اتلاف انرژی اقتصادی تر بوده و در زمان کمتری اجرا می گردد. [۴]

تاکنون تحقیقات و مطالعات زیادی در زمینه چگونگی تقویت سازه های ساختمانی ساخته شده در کشورهای مختلف انجام و نتایج چشمگیری نیز بدست آمده است. تلاش محققان در سال های اخیر در راستای مقاوم سازی به منظور تقویت ساختمانهای فرسوده و یا بخاطر بالا بردن ظرفیت باربری اعضای بتنی باعث ارائه راهکارهای جدیدی در علم مهندسی ترمیم سازه ها شده است، که با جایگزینی شیوه های جدید مقاوم سازی در جهت سهولت مقاوم سازی و بالا بردن ظرفیت سازه ها باعث شده تا مهندسين سازه روی به استفاده از سیستم های پلیمری تقویت شده (FRP) بیاورند. تقویت سازه های بتنی با چسباندن پلیمرهای مسلح شده با الیاف، FRP (Fiber Reinforced Polymer) پس از مطرح شدن در دهه ۱۹۸۰ به دلیل مزایایی چون سهولت اجرا، سبکی منحصر به فرد مصالح و مکان اجرا در حین سرویس دهی سازه، به سرعت توجه طراحان را جلب نمود. هرچند اولین استفاده ها از این روش برای

افزایش ظرفیت خمشی مقاطع تیر و افزایش محصور شدگی ستون ها بود. در حال حاضر در بسیاری موارد از آن برای تقویت برشی مقاطع بتن آرمه نیز استفاده می شود. [۵]

در سالهای اخیر استفاده از پوشش FRP که در مقایسه با پوشش های فولادی مقاومت بیشتری در برابر خوردگی و خستگی از خود نشان می دهند رواج بیشتری یافته است. مقاومت بالای کششی و وزن سبک FRP را به یکی از مصالح ایده آل در صنعت ساخت و ساز تبدیل کرده است. مزیت مورد توجه دیگر FRP نسبت به فولاد در نقش تقویت کننده های خارجی، جابجایی و کاربرد آسان آن هاست که باعث کاهش زمان و نیروی انسانی مورد نیاز برای اجرا و تکمیل آن ها می گردد. [۶]

اگرچه تحقیقات زیادی بر روی اجزای سازه ای تقویت شده با FRP انجام شده اما بسیار کمتر به قابهای بتن آرمه، که چارچوب اصلی و باربر سازه های بتن آرمه در مقابل بارهای جانبی و زلزله را تشکیل می دهند و متشکل از تیرها و ستون ها و اتصالات می باشند، پرداخته شده است. همچنین تحقیقات موجود بر نتایج آزمایشگاهی استوار بوده و کمتر به مدلسازی به وسیله نرم افزارهای کامپیوتری پرداخته شده است. لذا مطالعات محدود بر روی قاب های بهسازی شده با کامپوزیت های FRP باعث شد که در این تحقیق رفتار قاب های بتن آرمه بهسازی شده با این کامپوزیت ها و تاثیر این مواد در بهبود عملکرد لرزه ای، شکل پذیری و ظرفیت باربری قاب ها توسط FRP را به وسیله مدلسازی کامپیوتری بررسی کنیم. همچنین در این تحقیق نتایج تحلیل پوش آور قابهای بتن مسلح طراحی شده بر اساس آیین نامه ایران، بررسی شده و صحت ضریب رفتار ذکر شده در آیین نامه مورد بررسی قرار گرفته است.

فصل دوم

مبانی و ملزومات

فصل ۲- مبانی و ملزومات

۲-۱- آشنایی با سطوح عملکردی ساختمان

توسعه دانش و رشد روز افزون توان نرم افزاری در زمینه های زلزله شناسی و مهندسی زلزله باعث گشت تا به همراه نمایان شدن ناکارآمدی روشهای موجود، محققان روش های جدیدی را برای طراحی لرزه ای ساختمانها پایه ریزی نمایند. نظر به این مهم که مقاومت لرزه ای سازه مستقیماً متأثر از دو پارامتر شکل پذیری و مقاومت می باشد، گرایش به سوی طراحی سازه ها با توجه به این موارد، به عنوان جایگزین طراحی به روش مقاومت، مطرح گشت.

زمین لرزه های بزرگ دهه اخیر با خسارات جانی و مالی بی شمار خود باعث رشد توقعات برای بهبود روشهای طراحی لرزه ای شده اند. بی گمان یکی از مهمترین نواقص روش های متداول در آیین نامه های موجود طراحی لرزه ای، عدم توانایی برای پیش بینی رفتار سازه است. همچنین سطح بندی خطر زمین لرزه از جمله مواردی است که پیش از این مورد توجه کمتری بوده است.

هدف اصلی از مهندسی زلزله براساس عملکرد، تهیه روشهایی برای جانمایی، طراحی، ساخت و نگهداری ساختمان می باشد به طوری که این روشها بتواند عملکرد سازه را زمانیکه تحت اثر یک زلزله مشخص قرار می گیرد، پیش بینی کنند. در این روش با سطح بندی خطر زمین لرزه به کارفرما این اختیار داده می شود تا میزان خطر پذیری را برای طراح سازه انتخاب کند. از سوی دیگر با قابل پیش بینی شدن رفتار سازه با خطر پذیری معین وی می تواند نسبت به سطح کاربری و آسیب پذیری سازه خود پس از زلزله نیز تصمیم گیری نماید.

بنابراین فرایند طراحی براساس عملکرد شامل سه فرایند تعیین سطح عملکرد، سطح خطر و هدف طراحی می شود. هر سطح عملکرد شرایطی را جهت محدود کردن حداکثر خسارات وارده به سازه در اثر یک زلزله معین ارائه می نماید. سطح خطر نیز بنابر یکی از روش های احتمالاتی و یا تعیینی سطح معینی از تکانهای زمین را معرفی می نماید که با ترکیب سطح عملکرد هدف بهسازی را معرفی می نماید.

همچنین اهداف بهسازی بیانگر سطح عملکرد مطلوب هنگام رخداد زمین لرزه، با ایجاد تقاضای شدید در ساختمان مشخص می شود.

به طور کلی، طراحی براساس عملکرد به منظور قابل پیش بینی ساختن رفتار و عملکرد سازه های موجود ارائه شده است، و عبارات "هدف طراحی" و "سطح عملکردی" به صورت زیر تعریف گردند:

هدف طراحی نشان دهنده سطح عملکردی مورد نیاز برای سازه تحت وقوع یک زلزله با سطح مشخص (دوره بازگشت مشخص) می باشد. اهداف طراحی باید براساس کاربری سازه، نوع سیستم و رفتار سازه، عوامل اقتصادی شامل هزینه ساخت و تعمیرات آتی و عوامل اجتماعی سیاسی انتخاب شوند.

سطح عملکردی نشان دهنده حداکثر خرابی مورد انتظار سازه میباشد به طوری که اگر خرابی از این حد افزایش پیدا کند، سطح عملکرد سازه نیز تغییر پیدا خواهد کرد. [۱، ۷]

۲-۱-۱- سطوح عملکرد ساختمان

سطوح عملکرد ساختمان بر مبنای عملکرد اجزای سازه ای (Structural) و غیرسازه ای (Nonsructural) تعریف شده و به اختصار با یک شماره برای عملکرد اجزای سازه ای و یک حرف برای عملکرد اجزای غیرسازه ای نشان داده می شود. این سطوح عملکرد بر اساس میزان ترک خوردگی یا خرابی اجزای سازه ای و غیر سازه ای تعریف می شود تا انتخاب سطح عملکرد مناسب توسط طراح یا صاحب ساختمان بیش تر قابل درک باشد. [۱، ۳]

۲-۱-۱-۱- سطوح عملکرد اجزای سازه ای^۱

منظور از اجزای سازه ای ستون ها، تیرها، بادبندها، دیوارهای بتنی، دیوارهای پرکننده با مصالح بنایی غیر مسلح، پی ها، دیافراگم ها و ... است. معیارهای سطح عملکرد اجزای سازه ای با توجه به نوع سیستم سازه ای و اصلی یا غیر اصلی بودن عضو و همچنین تغییرمکان جانبی گذرا و ماندگار تقسیم

^۱ Structural Performance Levels and Ranges

بندی می شوند. منظور از تغییر مکان جانبی گذرا حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی طبقات است که پیش بینی می شود در طول وقوع زلزله طرح در ساختمان ایجاد شود و منظور از تغییر مکان جانبی ماندگار حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی طبقات است که پس از وقوع زلزله به دلیل رفتار خمیری یا ترک خوردگی در سازه باقی می ماند. سطوح عملکرد اجزای سازه ای شامل چهار سطح عملکرد اصلی و دو سطح عملکرد میانی است. سطوح عملکرد اصلی عبارتند از:

الف- سطح عملکرد ۱: قابلیت استفاده ه ی بی وقفه؛

ب- سطح عملکرد ۳: ایمنی جانی؛

پ- سطح عملکرد ۵: آستانه ی فروریزش؛

ت- سطح عملکرد ۶: لحاظ نشده.

سطوح عملکرد میانی عبارتند از:

ث- سطح عملکرد ۲: خرابی محدود؛

ج- سطح عملکرد ۴: ایمنی جانی محدود.

الف- سطح عملکرد ۱- قابلیت استفاده ی بی وقفه^۱

سطح عملکرد قابلیت استفاده ی بی وقفه به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی های ایجاد شده در سازه محدود بوده، مقاومت و سختی اجزای سازه تغییر قابل توجهی پیدا نکند و استفاده ی بی وقفه از آن ممکن باشد.

ب- سطح عملکرد ۳- ایمنی جانی^۲

^۱ Immediate Occupancy Level

^۲ Life Safety Level

سطح عملکرد ایمنی جانی به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی ها به اندازه ای نباشد که منجر به خسارت جانی شود. سختی سازه نیز به طور قابل ملاحظه ای کاهش می یابد.

پ- سطح عملکرد ۵- آستانه ی فروریزش^۱

سطح عملکرد آستانه ی فروریزش به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی گسترده در سازه ایجاد شود، اما ساختمان فرونریزد و تلفات جانی به حداقل برسد. به عبارت دیگر اگر سازه دچار تغییر مکان هایی بیش از این حد شود، سازه ناپایدار می گردد و فرو می ریزد.

ت- سطح عملکرد ۶- لحاظ نشده

چنانچه برای عملکرد اجزای سازه ای سطح عملکرد خاصی انتخاب نشده باشد، سطح عملکرد اجزای سازه ای لحاظ نشده نامیده می شود.

در شکل ۱-۲ و شکل ۲-۲ سطوح عملکردی متفاوت سازه با توجه منحنی نیرو - تغییر مکان جانبی در سازه شکل پذیر و غیر شکل پذیر نشان داده شده است.

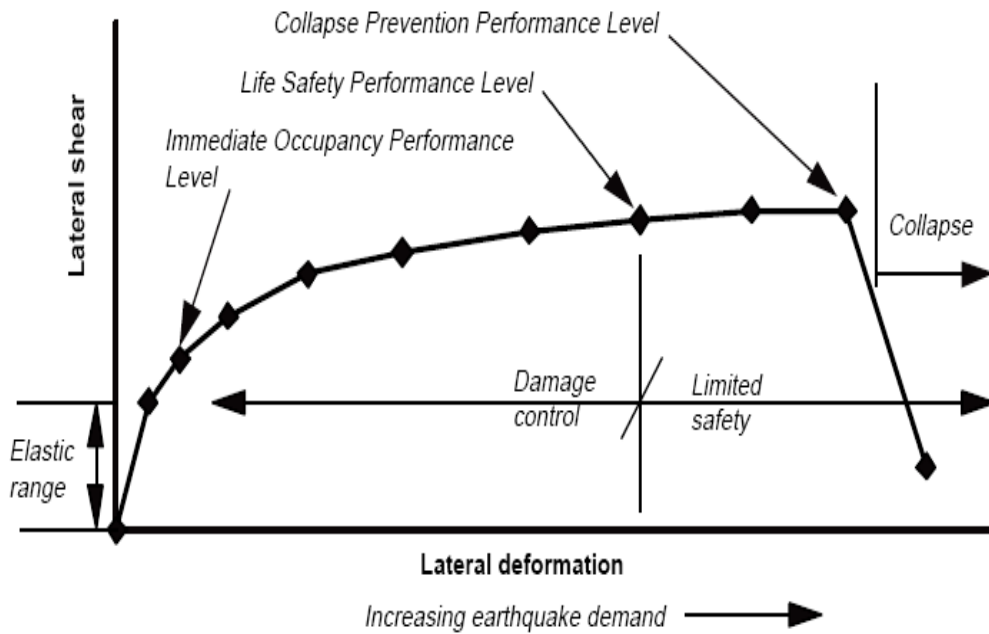
ث- سطح عملکرد ۲- خرابی محدود

سطح عملکرد خرابی محدود به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه به میزان محدود ایجاد شود، به گونه ای که پس از زلزله با انجام مرمت بخشهای آسیب دیده ادامه ی بهره برداری از ساختمان میسر باشد.

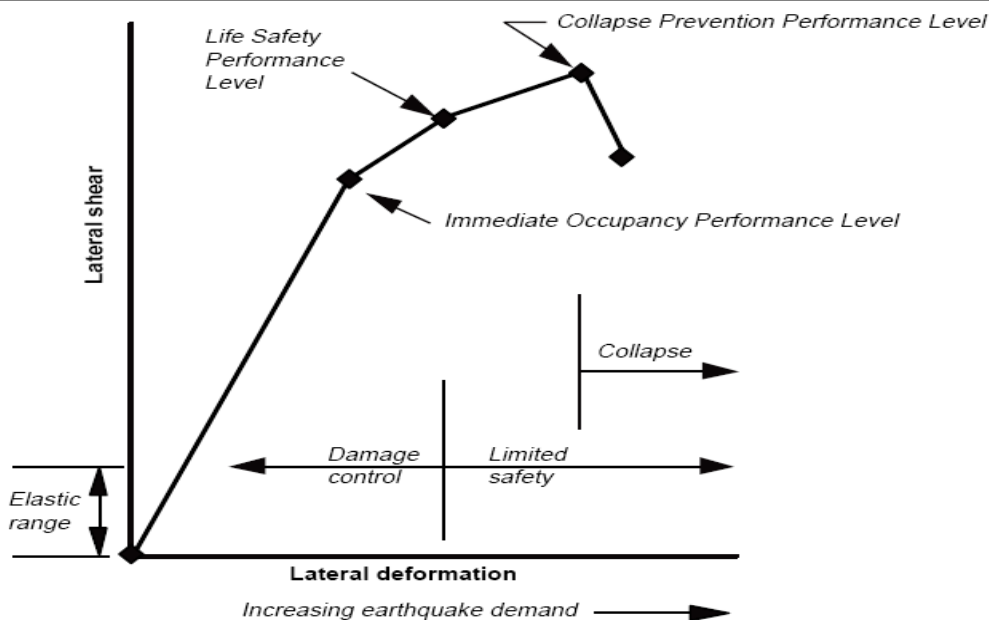
ج- سطح عملکرد ۴- ایمنی جانی محدود

1 Collapse Prevention Level

سطح عملکرد ایمنی جانی محدود به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی ها به اندازه ای باشد که منجر به خسارت جانی حداقل شود.



شکل ۱-۲: نقاط مشخصه سطوح عملکرد در سازه شکل پذیر با توجه به منحنی نیرو-تغییر مکان [۸]



شکل ۲-۲: نقاط مشخصه سطوح عملکرد در سازه غیر شکل پذیر با توجه به منحنی نیرو-تغییر مکان [۸]

۲-۱-۱-۲- سطوح عملکرد اجزای غیر سازه ای

منظور از اجزای غیر سازه ای اجزای معماری، اجزای تاسیسات مکانیکی و برقی ساختمان است. معیارهای سطح عملکرد اجزای غیر سازه ای مربوط به معماری ساختمان شامل نماسازی، دیوارهای داخلی و تیغه بندی، سقف ها، پله ها و درهاست. معیارهای سطح عملکرد اجزای غیر سازه ای، مربوط به تاسیسات مکانیکی و برقی آسانسورها، سیستم اعلام و اطفای حریق، سیستم توزیع برق، روشنایی اضطراری و... است. سطح عملکرد اجزای غیرسازه ای ساختمان شامل پنج سطح عملکرد به شرح زیر می باشد:

الف - سطح عملکرد A: خدمت رسانی بی وقفه؛

ب - سطح عملکرد B: قابلیت استفاده ی بی وقفه؛

پ - سطح عملکرد C: ایمنی جانی؛

ت - سطح عملکرد D: ایمنی جانی محدود؛

ث - سطح عملکرد E: لحاظ نشده .

الف - سطح عملکرد A - خدمت رسانی بی وقفه^۱

سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود اجزای غیرسازه ای در اثر زلزله دچار خرابی بسیار جزئی شوند، به گونه ای که خدمت رسانی ساختمان به طور پیوسته انجام شود.

ب - سطح عملکرد B - قابلیت استفاده ی بی وقفه^۱

^۱ Operational Nonstructural Performance Level (N-A)

سطح عملکرد قابلیت استفاده ی بی وقفه به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود اجزای غیرسازه ای در اثر زلزله دچار خرابی جزئی شوند، به گونه ای که پس از زلزله راه های دسترسی و فرار مانند درها، راهروها، پله ها، آسانسورها و روشنایی آنها مختل نشده و استفاده از ساختمان بی وقفه میسر باشد.

پ- سطح عملکرد C-ایمنی جانی^۱

سطح عملکرد ایمنی جانی به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود خرابی اجزای غیرسازه ای در اثر زلزله خطر جدی برای جان ساکنین به وجود نیاورد.

ت- سطح عملکرد D-ایمنی جانی محدود

سطح عملکرد ایمنی جانی محدود به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود خرابی اجزای غیرسازه ای در اثر زلزله به اندازه ای باشد که خسارت جانی حداقل شود.

ث- سطح عملکرد E-لحاظ نشده^۲

چنانچه برای عملکرد اجزای غیرسازه ای سطح عملکرد خاصی انتخاب نشده باشد سطح عملکرد اجزای غیرسازه ای لحاظ نشده نامیده می شود.

¹ Immediate Occupancy Nonstructural Performance Level (N-B)

² Life Safety Nonstructural Performance Level (N-E)

³ Nonstructural Performance Not Considered Level (N-E)

۲-۱-۲ سطوح هدف عملکرد کل ساختمان^۱

سطح عملکرد کل ساختمان بر حسب سطح عملکرد اجزای سازه ای (۱ تا ۶) و غیرسازه ای آن (A تا E) تعریف می شود. ۴ سطح مختلف عملکرد توسط دستورالعمل بهسازی و FEMA356 معرفی شده که در ادامه توضیح داده می شوند. [۱، ۳، ۹]

۱- سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه (A-1)

ساختمانی دارای سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده ی بی وقفه) و اجزای غیرسازه ای آن دارای سطح عملکرد A (خدمت رسانی بی وقفه) باشند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده ی بی وقفه (B-1)

ساختمانی دارای سطح عملکرد قابلیت استفاده ی بی وقفه است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده ی بی وقفه) و اجزای غیرسازه ای آن دارای سطح عملکرد B (قابلیت استفاده ی بی وقفه) باشند.

۳- سطح عملکرد ایمنی جانی (C-3)

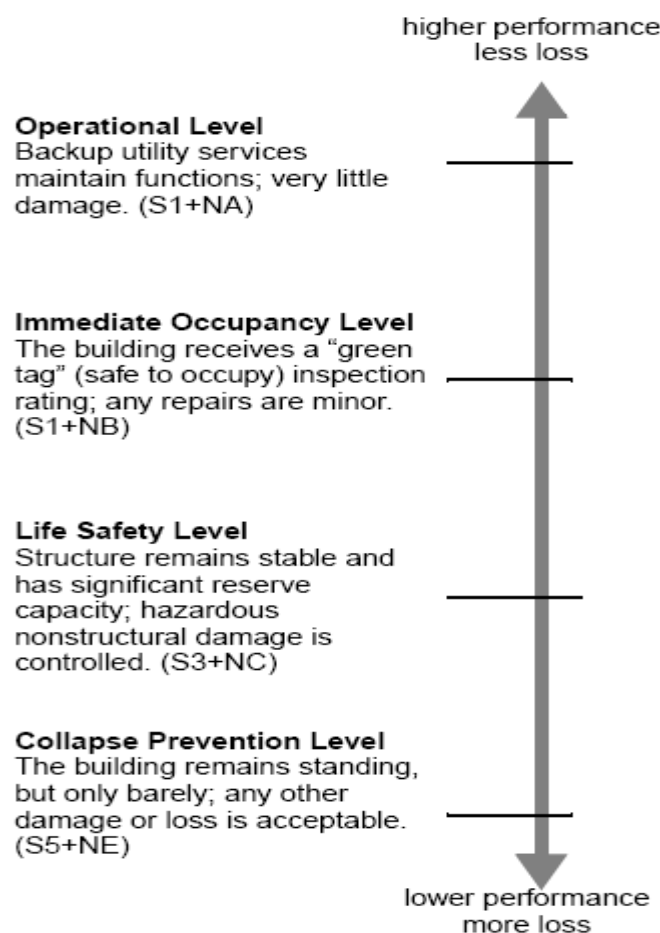
ساختمانی دارای سطح عملکرد ایمنی جانی است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد ۳ (ایمنی جانی) و اجزای غیرسازه ای آن دارای سطح عملکرد C (ایمنی جانی) باشند.

۴- سطح عملکرد آستانه ی فروریزش (E-5)

ساختمانی دارای سطح عملکرد آستانه ی فروریزش است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد ۵ (آستانه ی فروریزش) باشند. در این حالت محدودیتی برای سطح عملکرد اجزای غیرسازه ای وجود ندارد (سطح عملکرد لحاظ نشده E).

¹ Target Building Performance Levels and Ranges

در شکل ۲-۳ سطوح هدف عملکرد ساختمان که در این بخش توضیح داده شد، نشان داده شده است. میزان خسارت احتمالی برای چهار سطح عملکرد مختلف ساختمان نیز در جدول ۲-۱ ارائه شده است. در جدول ۲-۲ و جدول ۲-۳ سطوح عملکرد مختلف ساختمان بر حسب سطح عملکرد اجزای سازه ای و غیر سازه ای نوشته شده و برای آن دسته از سطوح که امکان انتخاب آن ها به عنوان پایه طراحی بیشتر است نامی فراهم شده است. طبق تفسیر دستورالعمل بهسازی این جداول صرفاً برای تجسم عملکرد ساختمان در سطوح مختلف ارائه شده و نباید مبنای ارزیابی ساختمان قرار داده شود. [۳، ۹]



شکل ۲-۳: سطوح عملکرد هدف ساختمان [۸]

جدول ۱-۲: خسارت احتمالی برای چهار سطح عملکرد مختلف [۳]

سطح عملکرد ساختمان				خسارت کلی ساختمان
استانه فروریزش (E-۵)	ایمنی جانی (C-۳)	قابلیت استفاده بی وقفه (B-۱)	خدمت رسانی بی وقفه (A-۱)	
شدید	متوسط	کم	بسیار کم	
سختی و مقاومت باقیمانده ناچیز ولی ستونها و دیوارها عمل می کنند. تغییر شکل های ماندگار زیاد است. دیوارها و دست اندازهای مهار نشده گسیخته می شوند. ساختمان در آستانه فروریزش است.	سختی و مقاومت باقیمانده در تمام طبقات وجود دارد. سیستم باربر ثقیلی عمل می کند. گسیختگی دیوارها خارج از صفحه آنها رخ نمی دهد. تغییر شکل ماندگار در سازه وجود دارد.	سختی و مقاومت اعضا تقریباً تغییری نمی کند. تغییر شکل ماندگار و ترک خوردگی در اعضا ایجاد نمی شود.	سختی و مقاومت اعضا تقریباً تغییری نمی کند. تغییر شکل ماندگار و ترک خوردگی در اعضا ایجاد نمی شود.	اعضای سازه ای
خرابی گسترده در اعضای غیر سازه ای ایجاد می شود.	از خطرات فرو ریزش اشیاء جلوگیری می شود اما بسیاری از تأسیسات ساختمان و عناصر معماری صدمه می بینند.	آسانسورها قابل استفاده مجدد باقی می مانند. تجهیزات اطفاء حریق قابل استفاده هستند. تأسیسات ساختمان دچار خرابی ناچیز می شوند به گونه ای که با تعمیر جزئی قابل استفاده می شوند.	تمام سیستم های لازم برای عملکرد ساختمان فعال باقی می مانند دیوارهای داخلی و نما و سقفها ترک نمی خورند. خرابی های ناچیز ایجاد شده و سیستم تأسیسات و برق رسانی فعال باقی می مانند.	اعضای غیر سازه ای

جدول ۲-۲: سطوح عملکرد ساختمان (دستورالعمل بهسازی)

سطوح عملکرد سازه						سطوح عملکرد اجزای غیر سازه ای
لحاظ نشده S-۶	استانه فروریزش S-۵	ایمنی جانی محدود S-۴	ایمنی جانی S-۳	خرابی محدود S-۲	قابلیت استفاده بی وقفه S-۱	
*	*	*	*	A-۲	خدمت رسانی بی وقفه A-۱	خدمت رسانی بی وقفه N-A
*	*	*	B-۳	B-۲	قابلیت استفاده بی وقفه B-۱	قابلیت استفاده بی وقفه N-B
C-۶	C-۵	C-۴	ایمنی جانی C-۳	C-۲	C-۱	ایمنی جانی N-C
D-۶	D-۵	D-۴	D-۳	D-۲	*	ایمنی جانی محدود N-D
نیازی به بهسازی نیست	استانه فروریزش E-۵	E-۴	*	*	*	لحاظ نشده N-E

سطوح عملکرد ساختمان که با علامت * نشان داده شده است دارای اختلاف زیاد بین سطح عملکرد اجزای سازه ای و غیرسازه ای می باشد به همین جهت توصیه نمی شوند.

جدول ۲-۳: سطوح عملکرد ساختمان (FEMA356)

Table C1-8 Target Building Performance Levels and Ranges						
Structural Performance Levels and Ranges						
Nonstructural Performance Levels	S-1 Immediate Occupancy	S-2 Damage Control Range	S-3 Life Safety	S-4 Limited Safety Range	S-5 Collapse Prevention	S-6 Not Considered
N-A Operational	Operational 1-A	2-A	Not recommended	Not recommended	Not recommended	Not recommended
N-B Immediate Occupancy	Immediate Occupancy 1-B	2-B	3-B	Not recommended	Not recommended	Not recommended
N-C Life Safety	1-C	2-C	Life Safety 3-C	4-C	5-C	6-C
N-D Hazards Reduced	Not recommended	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E Not Considered	Not recommended	Not recommended	Not recommended	4-E	Collapse Prevention 5-E	No rehabilitation

۲-۲- انتخاب سطح خطر زمین لرزه

همان گونه که در بند های پیشین عنوان شد تعیین سطح خطر یکی از سه مرحله اصلی در فرایند تعیین سطح عملکرد است. بنابر تعریف هدف بهسازی و برای دستیابی به عملکرد مطلوب سازه در برابر هر سطح از زلزله، سطوح خطر معرفی می گردند. فاصله از گسل، جنس زمین، مؤلفه های زمین لرزه و بزرگای زمین لرزه از جمله عوامل مؤثر بر قدرت تخریب زمین لرزه می باشند.

در میان استانداردهای موجود جهت طراحی لرزه ای ATC40 سه سطح خطر با عناوین سطح بهره برداری (S.E)، سطح طراحی (D.E) و سطح حداکثر (M.E) را معرفی نموده است. سطح حداکثر در این آیین نامه بیانگر سطحی از لرزش های زمین است که احتمال وقوع آن در ۵۰ سال ۵٪ می باشد. [۷] از سوی دیگر در دستورالعمل بهسازی لرزه ای سازه های موجود ایران برمبنای FEMA356 سه سطح خطر-۱ (DBE) زلزله سطح طراحی (این سطح خطر در FEMA356 با نام (BSE1) آمده است که مخفف Basic Safety Earthquake 1 می باشد)، سطح خطر-۲ (MPE) بزرگترین زلزله

لحاظ شده محتمل (در FEMA356 با نام (BSE2) آمده است که مخفف Basic Safety Earthquake 2 می باشد) و سطح خطر انتخابی را معرفی می نماید. [۳، ۹]

۱-۲-۲- سطح خطر -۱:

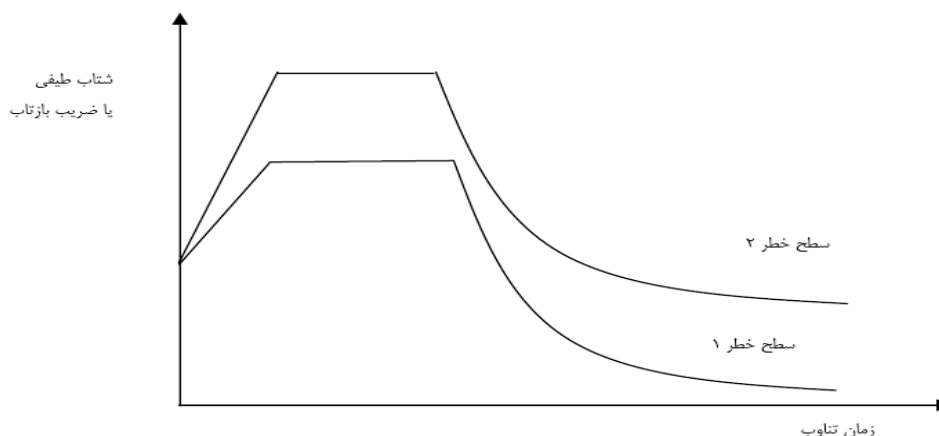
این سطح با عنوان زلزله سطح طراحی (DBE) در حقیقت معادل سطح خطر طراحی معرفی شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران نیز می باشد. این سطح رخداد زلزله با احتمال ۱۰٪ در ۵۰ سال را که معادل دوره ی بازگشت ۴۷۵ سال است، معرفی می کند. طیف طرح استاندارد معادل این سطح از حاصل ضرب مقادیر شتاب مبنای طرح (A) و طیف بازتاب ساختمان (B) حاصل می گردد.

۲-۲-۲- سطح خطر -۲:

این سطح خطر براساس ۲٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره ی بازگشت ۲۴۷۵ سال است، تعیین می شود. سطح خطر زلزله-۲ به عنوان «بیشینه زلزله ی محتمل» (MPE) نامیده می شود. جهت تعیین سطح خطر-۲ از احتمال رخداد زلزله می بایست طیفی متناسب و پهنه بندی شتاب معتبری مورد استفاده قرار گیرد. در شکل ۴-۲ سطوح خطر ۱ و ۲ با هم مقایسه شده اند.

۳-۲-۲- سطح خطر انتخابی

(زلزله با هر احتمال رویداد - در ۵۰ سال): این سطح خطر برای موارد خاص و با ملاحظات ویژه، مناسب می باشد.



شکل ۴-۲: مقایسه سطوح خطر

۲-۳- روش های تحلیل سازه

به منظور برآورد نیروهای داخلی و تغییر شکل های اجزای سازه در اثر زلزله ی سطح خطر انتخاب شده، دو روش کلی تحلیل برای ارزیابی سازه و روش بهسازی آن تعریف شده است. این دو روش عبارتند از روش خطی و روش غیرخطی. هر یک از این دو روش می تواند به صورت استاتیکی یا دینامیکی انجام شود:

۱. روش استاتیکی خطی

۲. روش دینامیکی خطی

۳. روش استاتیکی غیرخطی

۴. روش دینامیکی غیرخطی

قابل استفاده بودن هر یک از روشهای فوق برای تحلیل مدل سازه برحسب میزان دقت نتایج حاصل از آن تعیین می شود، محدوده ی کاربرد روش های تحلیل خطی (استاتیکی و دینامیکی) و تحلیل غیرخطی (استاتیکی و دینامیکی) و شرح چگونگی انجام تحلیل های استاتیکی خطی در پیوست اول؛ و استاتیکی غیر خطی در این بخش به تفصیل آمده است. [۱، ۳]

۲-۳-۱- تحلیل استاتیکی غیر خطی

در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می شود تا آنجا که تغییر مکان در یک نقطه ی خاص (نقطه ی کنترل) تحت اثر بار جانبی، به مقدار مشخصی (تغییر مکان هدف) برسد و یا سازه فروریزد. تغییر شکل ها و نیروهای داخلی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی باید با معیارهای پذیرش مورد بررسی قرار گیرد.

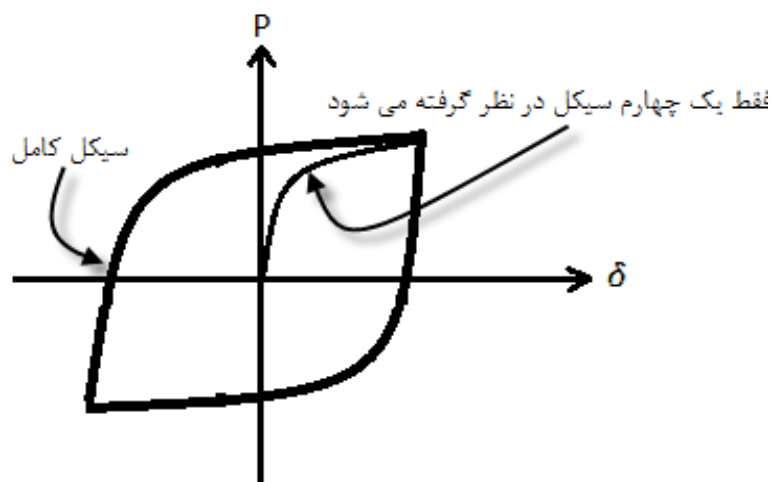
در هنگام افزایش بار جانبی تغییر شکلهای و نیروهای داخلی بطور مداوم تحت نظر قرار می گیرد. این روش مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی است با این تفاوت که:

۱- رفتار غیر خطی تک تک اعضا و اجزاء سازه در تحلیل وارد می گردد.

۲- اثر زلزله به جای اعمال بار مشخص، بر حسب تغییر شکل برآورد می گردد.

در تحلیل استاتیکی غیر خطی باید مدل رفتار غیر خطی به صورت چند خطی یا در حالت ساده شده برای هر یک از اجزاء سازه به صورت دو خطی تعریف شود. در طول تحلیل، هنگام افزایش تدریجی بار جانبی، تغییر شکلها و نیروهای داخلی تمام اجزاء محاسبه شده و با ظرفیت آنها مقایسه می شود. هر چند این روش به مراتب پیچیده تر و وقت گیرتر از تحلیل استاتیکی خطی است، اما نتایج حاصل از آن رفتار واقعی سازه را بهتر نشان داده و اطلاعات مفیدتری جهت طراحی ارائه می دهد. برخلاف روشهای تحلیل خطی، در این روش به دلیل در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح، نیروهای داخلی حاصل، با مقادیر مورد انتظار تحت زلزله طرح برابر می باشد.

در روش تحلیل استاتیکی غیر خطی از طیف طراحی نرم شده استفاده می شود. بنابراین نسبت به تغییرات زمان تناوب حساس نیست. یکی از معایب این روش آن است که به دلیل حرکات رفت و برگشتی تغییر رفتار غیر خطی اجزاء سازه مستقیماً منظور نمی شود. زیرا در این روش فقط یک چهارم دوره ی تناوب ارتعاش بررسی می گردد (شکل ۲-۵).



شکل ۲-۵: چگونگی بررسی دوره تناوب ارتعاش

به این ترتیب ممکن است محاسبه نیروها و برآورد تغییر شکلهای خمیری با خطا انجام شود خصوصاً زمانی که به دلیل افزایش تغییر شکلهای خمیری اثر مودهای بالاتر قابل توجه شود. در این شرایط توصیه می شود که از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شود.

۲-۳-۱-۱- توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی ناشی از زلزله، تابع مشخصات دینامیکی سازه و رفتار غیر خطی آن است و در طول زلزله تغییر می کند. توزیع بار جانبی، توزیع نیروهای داخلی و تغییر شکلها را در اجزاء سازه تعیین می کند. به گونه ای که برای مجموعه ای از اجزاء سازه یک توزیع بار و برای مجموعه ای دیگر ممکن است توزیع دیگری حالت بحرانی ایجاد نماید. توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و از آنجا که در هر سازه ای احتمال چند مود مختلف خرابی وجود دارد، لازم است هنگام استفاده از این روش، توزیع بار جانبی به گونه ای انتخاب شود که بحرانی ترین مود خرابی نیز مورد بررسی قرار گیرد تا حالت های بحرانی تغییر شکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. به همین جهت باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی به شرح زیر، بر روی سازه اعمال شود، به این ترتیب انتظار می رود که اکثر حالت های بحرانی بررسی شود.

۱- توزیع نوع اول

به عنوان توزیع نوع اول باید بار جانبی به یکی از سه روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود. برای سازه هایی که دارای زمان تناوب اصلی بزرگتر از یک ثانیه هستند فقط می توان از روش سوم این نوع توزیع بار استفاده نمود.

۱-۱- توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی، از این توزیع هنگامی می توان

استفاده نمود که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در مود ارتعاشی اول در جهت مورد نظر مشارکت کند. در

صورت انتخاب این توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یکنواخت انتخاب شود.

۱-۲- توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت مورد نظر، از این توزیع زمانی می توان

استفاده نمود که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در این مود مشارکت کند.

۱-۳- توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی، برای این منظور

تعداد مودهای ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شود که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل

مشارکت کند.

۲- توزیع نوع دوم

به عنوان توزیع نوع دوم باید بار جانبی به یکی از دو روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود.

۱-۲- توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می شود.

۲-۲- توزیع متغیر که در آن توزیع بار جانبی برحسب وضعیت رفتار غیرخطی مدل سازه در هر گام

افزایش بار با استفاده از یک روش معتبر تغییر داده می شود.

بار جانبی که به ترتیب فوق انتخاب می شود باید جداگانه در دو جهت مثبت و منفی به سازه وارد شود و رابطه ی بین برش پایه و تغییرمکان نقطه ی کنترل باید برای هر گام افزایش نیروهای جانبی تا رسیدن به تغییرمکانی حداقل $1/5$ برابر تغییرمکان هدف ثبت شود. در تحلیل غیرخطی بارهای ثقلی اعضا در ترکیب با بار جانبی باید منظور شود.

هنگامی که اثر مودهای ارتعاشی بالاتر قابل توجه باشد، توزیع بار جانبی متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی خطی انتخاب می شود تا به این ترتیب اثر مودهای بالاتر به نحوی وارد شود. همچنین توزیع یکنواخت نیز برای بررسی حالت‌های بحرانی در طبقات پائین در نظر گرفته شده است. در این توزیع، به دلیل پائین بودن نقطه اثر برآیند نیروهای جانبی، نسبت برش پایه به لنگر واژگونی بزرگ می باشد.

بجای توزیع یکنواخت می توان از روشهای توزیع متغیر (توزیع متناسب با تغییر شکل Fajfar، Fischinger 88، توزیع متناسب با شکل مودها براساس سختی ها در هر گام افزایش بار جانبی Eberhard, sozen 93، یا توزیع متناسب با ظرفیت برشی در هر گام Bracci et al 95) استفاده نمود. هرچند این روشها وقت گیرتر می باشند اما با توزیع بارها هنگام زلزله طرح انطباق بیشتری دارند. [۳]

۲-۱-۳-۲- روش های تحلیل استاتیکی غیر خطی

تحلیل استاتیکی غیرخطی می تواند به دو روش کامل و ساده شده انجام شود:

۱- در روش کامل، اعضای اصلی و غیراصلی در مدل وارد شده و رفتار غیرخطی آن ها تا حد امکان نزدیک به واقعیت انتخاب می شود. همچنین اثرات کاهندگی به نحوی وارد محاسبات می شود.

۲- در روش ساده شده، فقط اعضای اصلی مدل می شوند. رفتار غیرخطی اعضای اصلی توسط مدل دو خطی شبیه سازی می شود و از اثرات کاهندگی صرف نظر می شود. چنانچه تعداد کمی از اعضای اصلی توسط معیار های مورد نظر پذیرفته نشوند، می توان آن ها را در دسته ی اعضای غیراصلی فرض کرده و از مدل خارج نمود.

هنگام استفاده از روش ساده شده ی تحلیل استاتیکی غیرخطی، لازم است تغییر شکلهای سازه به اعضای غیر اصلی که از مدل حذف شده اند اعمال گردیده و کنترل شود.

۲-۳-۱-۳- نقطه کنترل

در تحلیل استاتیکی غیرخطی، مرکز جرم بام به عنوان نقطه ی کنترل تغییرمکان سازه انتخاب می شود (مرکز جرم سقف خرپشته به عنوان نقطه ی کنترل انتخاب نمی شود).

۲-۳-۱-۴- مراحل تحلیل به روش استاتیکی غیر خطی

مراحل تحلیل به روش استاتیکی غیرخطی به شرح زیر می باشد:

۱- مدل ارتجاعی شامل تمام اجزاء و اعضای که در تعیین جرم، سختی، ظرفیت باربری و پایداری سازه نقش قابل ملاحظه ای دارند تهیه شده و تحت بارهای ثقلی قرار داده می شود. بطورکلی استفاده از مدل های سه بعدی برای تحلیل استاتیکی غیرخطی به مدل های دو بعدی ترجیح داده می شود. اما به دلیل محدودیت های نرم افزارهای موجود، طبق دستورالعمل بهسازی برای سازه های منظم استفاده از مدل های دو بعدی مجاز می باشد. در صورتیکه سازه دارای سختی پیچشی کم باشد یا به روشهای تحلیل خطی پیچش قابل ملاحظه ای در سازه مشاهده شود، استفاده از روشهای تقریبی برای تحلیل استاتیکی غیرخطی مناسب نبوده و لازم است از مدل های سه بعدی استفاده شود؛

۲- علاوه بر بارهای ثقلی، مدل تحت بار جانبی قرار داده می شود. حداقل دو توزیع مختلف بار باید به سازه اعمال شود؛

۳- شدت بار جانبی به تدریج افزوده می شود و تغییر شکلها و نیروهای داخلی اعضا محاسبه می شود تا آنجا که یکی از اعضا آنقدر تغییر شکل دهد که مصالح آن تسلیم شده و سختی آن تغییر کند. سختی عضو تسلیم شده در مدل اصلاح شده و بار جانبی مجدداً افزایش داده می شود. اصلاح سختی به یکی از روشهای زیر می تواند انجام شود:

۱-۳ قرارداد یک مفصل در محلی که عضو تسلیم شده است. مثلاً در انتهای تیر یا ستون یا در پای دیوار برشی؛

۲-۳ کاهش سختی برشی دیوار برشی هنگامی که به ظرفیت برشی رسیده باشد؛

۳-۳ حذف عضو مهاربندی که به دلیل کمناش به سرعت سختی خود را از دست داده است؛

۴-۳ اصلاح سختی عضو در صورتیکه با کاهش سختی همچنان قابلیت حمل نیروهای داخلی بزرگتری را داشته باشد.

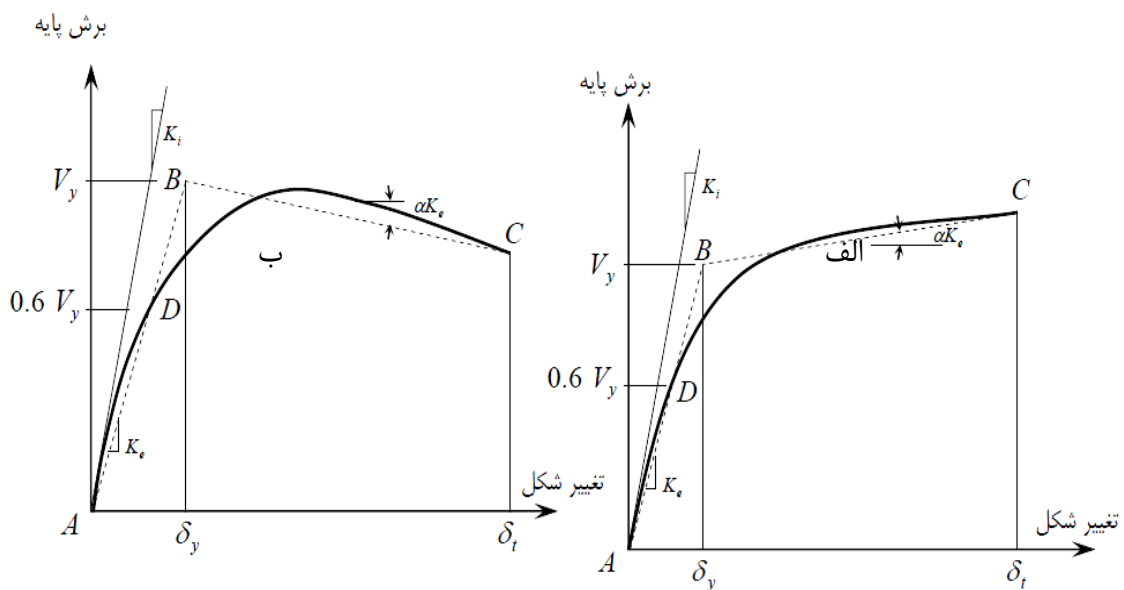
۴- گام سوم تکرار می شود و تعداد بیشتری از اعضا به مقاومت نهایی خود می رسند. هر چند میزان بار به تدریج افزایش می یابد اما توزیع آن معمولاً ثابت فرض می شود مگر آنکه طراح استفاده از روشهای دقیقتری را که در آن توزیع بار متناسب با تغییر شکل های خمیری تعیین می شود در نظر داشته باشد؛

۵- تغییر شکلها و نیروهای داخلی در هر گام افزایش نیروی جانبی محاسبه شده و با گام قبل جمع می شود؛

۶- افزایش شدت بار تا آنجا ادامه می یابد که عملکرد سازه نامطلوب شود یا تغییر مکان جانبی در تراز بام (نقطه کنترل) از تغییر مکان پیش بینی شده هنگام زلزله طرح بیشتر شود؛

۷- منحنی تغییر مکان نقطه ی کنترل برحسب نیروی برش پایه ترسیم می شود. این منحنی رفتار غیر خطی سازه را بیان می کند. رفتار غیرخطی سازه که ارتباط بین برش پایه و تغییر مکان نقطه ی کنترل را مشخص می نماید به منظور محاسبه ی سختی جانبی موثر (K_e) و برش تسلیم موثر (V_y) باید با یک

مدل رفتار دو خطی ساده جایگزین شود برای این منظور مطابق شکل ۲-۶ مدل رفتار غیرخطی، به روش ترسیمی به صورت دو خط AB و BC تقریب زده می شود. نقطه B باید چنان انتخاب شود که سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی، برابر سطح زیر دو خط AB و BC باشد. به علاوه خط AB باید منحنی رفتار غیرخطی را در 0.6 طول خط قطع کند (نقطه D در شکل؛ طول پاره خط AD برابر $0.6AB$ باشد). در آن صورت نیروی مربوط به نقطه B برش تسلیم موثر (V_y) بوده و برای برش پایه $0.6V_y$ در منحنی رفتار غیرخطی، مدول سکانت بیانگر سختی جانبی موثر (K_e) می شود. در مدل ساده شده باید دقت شود که V_y بزرگتر از بیشینه برش پایه در منحنی رفتار غیرخطی نشود. در سازه هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند ($\alpha > 0$) مدل رفتاری مطابق شکل الف است و در سازه هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند ($\alpha < 0$) مدل رفتاری مطابق شکل ب می باشد.



شکل ۲-۶: تقریب دو خطی برش پایه-تغییر مکان

- ۸- با استفاده از منحنی بدست آمده در گام قبل، زمان تناوب مؤثر از رابطه ی (۲-۱) بدست آمده و تغییر مکان هدف مطابق رابطه (۲-۲) برآورد می شود. از آنجا که محاسبه زمان تناوب مؤثر ممکن است خود تابع تغییر مکان هدف باشد، این گام به روش آزمون و خطا انجام می شود؛
- ❖ ۸-۱ زمان تناوب اصلی مؤثر T_e در امتداد مورد بررسی براساس مدل رفتار دو خطی برابر است با:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (1-2)$$

که در آن T_i زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی است و K_i سختی جانبی ارتجاعی مطابق شکل ۲-۶ می باشد.

هنگامی که سازه دارای رفتار غیرخطی باشد سختی آن تغییر کرده و در نتیجه زمان تناوب آن ثابت نمی ماند. هرچند در هر گام اعمال بار جانبی، می توان زمان تناوب سازه را برحسب سختی های لحظه ای تعیین کرد، اما از آنجا که با استفاده از طیف پاسخ ارتجاعی خطی هنگامی که رفتار سازه غیرخطی باشد، استفاده از طیف پاسخ ارتجاعی خطی، فقط تقریبی از پاسخ غیرارتجاعی بدست می آید، لذا خطا در محاسبه زمان تناوب اهمیت زیادی ندارد. به همین جهت در نشریه ۳۶۰ برای سازه با رفتار غیرخطی زمان تناوب اصلی برحسب سختی متناظر با ۶۰ درصد نیروی تسلیم محاسبه شده و بنام زمان تناوب مؤثر تعریف می شود.

❖ ۲-۸ روشهای مختلفی برای محاسبه تغییر مکان هدف وجود دارد که در دستورالعمل بهسازی فقط به یک روش آن اشاره شده است. در این روش محاسبه تغییر مکان هدف با استفاده از رابطه ی (۲-۲) انجام می شود. در ادامه این قسمت ابتدا روش اشاره شده در دستورالعمل تشریح شده (روش اول) سپس روش دیگری نیز به نام روش طیف ظرفیت (روش دوم) برای برآورد تغییر مکان هدف ارائه می گردد. روش دیگری مشابه روش طیف ظرفیت به نام روش N2 نیز در مراجع ارائه شده است. [۳، ۷، ۹، ۱۰، ۱۱، ۱۲، ۱۳، ۱۴]

روش اول: در این روش با استفاده از بررسی های تحلیلی و آماری انجام شده بر روی سیستم های یک درجه آزادی با رفتار غیر خطی غیرکاهنده (دو خطی یا سه خطی) و نسبت میرایی ۵ درصد تغییر مکان هدف مطابق رابطه زیر محاسبه شده است.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2-2)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان برای امتداد موردنظر است و:

ضریب C_0 : ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی است که برابر یکی از مقادیر زیر انتخاب می شود:

- ضریب مشارکت مود اول

- مقادیر تقریبی مطابق جدول ۴-۲

با در نظر گرفتن فقط مود اول (ϕ_1) و مدل با رفتار خطی، ضریب C_0 برابر است با ضریب مشارکت مود اول و از رابطه ی (۳-۲) محاسبه می شود:

$$C_0 = \phi_{1,roof} \frac{\{\phi_1\}^T [M] \{I\}}{\{\phi_1\}^T [M] \{\phi_1\}} \quad (۳-۲)$$

در این رابطه $[M]$ ماتریس جرم است که اگر به صورت قطری باشد آنگاه:

$$C_0 = \phi_{1,roof} \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{1,i}^2} \quad (۴-۲)$$

که در آن m_i جرم طبقه i و $\phi_{1,i}$ شکل مود اول در طبقه i می باشد. در این دستورالعمل مقادیر تقریبی C_0 برای ساختمانهایی که دارای جرم یکنواخت در تمام طبقات هستند به صورت جدول ۴-۲ تنظیم شده است. اما برای ساختمانهای با جرم غیر یکنواخت در طبقات مختلف بهتر است مقدار C_0 با محاسبه ضریب مشارکت مود اول تعیین شود.

جدول ۴-۲: مقادیر تقریبی C_0

تعداد طبقات ساختمان	ساختمان های برشی *		سایر ساختمان ها
	توزیع نوع اول مطابق بند (۳-۱-۳-۳)	توزیع بار یکنواخت	هر نوع توزیع بار
۱	۱/۰	۱/۰	۱/۰
۲	۱/۲	۱/۱۵	۱/۲
۳	۱/۲	۱/۲	۱/۳
۵	۱/۳	۱/۲	۱/۴
۱۰ و بیشتر	۱/۳	۱/۲	۱/۵

* منظور از ساختمان برشی، ساختمانی است که در تمام طبقات، تغییرمکان جانبی نسبی کوچکتر از طبقه ی زیرین باشد.

ضریب C_1 : این ضریب برای تبدیل تغییر مکان طیفی خطی به تغییر مکان حداکثر غیر خطی در رابطه اعمال شده است. ضریب C_1 برحسب نسبت مقاومت R مطابق رابطه (۲-۶) محاسبه می شود. اما مقدار آن نباید کوچکتر از یک و بزرگتر از $1/5$ انتخاب شود. حد بالا برای C_1 جهت تشویق به استفاده از روش استاتیکی غیرخطی می باشد.

$$T_e \geq T_s \rightarrow C_1 = 1.0$$

$$T_e \geq T_s \rightarrow C_1 = \frac{[1.0 + [R - 1] \frac{T_s}{T_e}]}{R} \quad (۲-۵)$$

در این رابطه R نسبت مقاومت است که از رابطه ی زیر محاسبه می شود.

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \quad (۲-۶)$$

در این رابطه S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر T_e است و C_m ضریب جرم موثر در مود اول است که می تواند با استفاده از جدول ۲-۵ یا از تحلیل دینامیکی به دست آید.

ضریب C_2 : این ضریب اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزاء سازه را بر تغییر مکان نقطه هدف اعمال می کند. مقدار C_2 در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی با استفاده از جدول ۲-۶ انتخاب می گردد. در این جدول اجزاء سازه به دو دسته کلی تقسیم شده اند؛ قابهای نوع (۱) و نوع (۲).

جدول ۲-۵: مقادیر ضریب C_m

تعداد طبقات	قاب خمشی بتنی یا فولادی	قاب فولادی مهاربندی شده با محورهای متقارب یا غیرمتقارب	سازه با دیوار برشی	سایر سیستم های سازه ای
یک یا دو	۱	۱	۱	۱
سه و بیش تر	۰/۹	۰/۹	۰/۸	۱

جدول (۲-۳): مقادیر ضریب C_2

$T \geq T_s$		$T \leq 0.1$		سطح عملکرد موردنظر
قاب نوع دو	قاب نوع یک	قاب نوع دو	قاب نوع یک	
۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰	قابلیت استفاده ی بی وقفه
۱/۰	۱/۱	۱/۰	۱/۳	ایمنی جانی
۱/۰	۱/۲	۱/۰	۱/۵	آستانه ی فروریزش

در این جدول قاب های نوع (۱) هنگام زلزله عملکرد خوبی نداشته و به سرعت کاهش سختی و افت مقاومت خواهند داشت به همین جهت مقدار C_2 برای این نوع قابها بین ۱/۰ تا ۱/۵ اختیار می گردد و شامل سیستم های سازه ای هستند که در آن ها بیش از ۳۰٪ بار جانبی توسط اعضای حمل می شود که هنگام زلزله کاهش سختی و مقاومت دارند. قاب های خمشی معمولی، قاب های مهاربندی شده با محورهای متقارب، قاب های با اتصالات نیمه صلب، قاب های با مهاربندهای لاغر که فقط برای کشش طراحی شده اند، دیوارهای بنایی غیر مسلح و دیوارهای غیر شکل پذیر در برش از این نوع می باشند. سایر سیستم های سازه ای از نوع دو محسوب می شوند. چنانچه هدف طراحی، برای زلزله طرح، آستانه فروریزش باشد تغییر شکل های زیاد به واسطه گسترش خرابی های موضعی در اجزاء سازه از قبل پیش بینی می شود به همین جهت مقدار C_2 برابر ۱/۵ انتخاب می شود. اما برای طراحی با هدف قابلیت استفاده بی وقفه، فقط خرابی محدود و موضعی در اجزاء سازه انتظار می رود و جزئیات سازه به گونه ای طراحی می گردد که حلقه هستیزیس پایدار و باز (دارای سطح محصور بزرگ) باشد. در چنین شرایطی مقدار C_2 برابر یک فرض می شود. برای مقادیر T بین ۰/۱ و T_s مقدار C_2 با استفاده از درونیابی خطی محاسبه می شود.

ضریب C_3 : این ضریب اثر افزایش تغییر شکل جانبی سازه تحت اثر $P-\Delta$ در محدوده رفتار غیرخطی مصالح را بر تغییر مکان هدف اعمال می کند. اگر سختی جانبی طبقه ای پس از تسلیم منفی باشد، اثر $P-\Delta$ قابل توجه شده و تغییر مکان هدف را افزایش می دهد. میزان افزایش به موارد زیر بستگی دارد:

- نسبت α (نسبت سختی پس از تسلیم به سختی مؤثر)
- زمان تناوب اصلی ارتعاش ساختمان
- نسبت مقاومت R
- رفتار هیستریزیس هر طبقه
- مشخصات فرکانسی ارتعاشات زمین

• مدت زمان ارتعاشات شدید زمین

تعداد متغیرهای فوق زیاد و اثر آنها بر روی تغییر مکان جانبی پیچیده می باشد. به همین جهت در این دستورالعمل ضریب C_3 تا حد امکان ساده شده C_3 برای سازه هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند ($\alpha > 0$) برابر ۱ و برای سازه هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند ($\alpha < 0$) از رابطه ی زیر محاسبه می شود.

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha[R-1]|^{1.5}}{T_e} \quad (7-2)$$

- **روش دوم:** برخلاف روش اول که در آن تغییر مکان هدف با استفاده از یک رابطه محاسبه می شود در این روش تغییر مکان هدف از تلاقی منحنی ظرفیت (منحنی نیرو - تغییر مکان جانبی) با طیف پاسخ تعیین می شود. نتایج حاصل از دو روش با انتخاب نسبت میرایی مناسب، نزدیک به یکدیگر خواهد بود زیرا در روش اول نسبت میرایی برای تغییر شکل های نزدیک به حالت تسلیم ۵ درصد انتخاب شده است در حالیکه در روش دوم، میرایی براساس شکل منحنی هیسترسزیس تعیین می شود. مراحل مختلف این روش به شرح زیر می باشد:

گام [۱] تهیه مدل سازه.

گام [۲] اعمال بار جانبی همزمان با بارهای ثقلی.

گام [۳] انتخاب ضریب بار جانبی به گونه ای که در بحرانی ترین اعضا بیشترین تنش حدود ۹۵٪ تنش تسلیم باشد.

گام [۴] ثبت نیروی برش پایه و تغییر مکان در تراز بام.

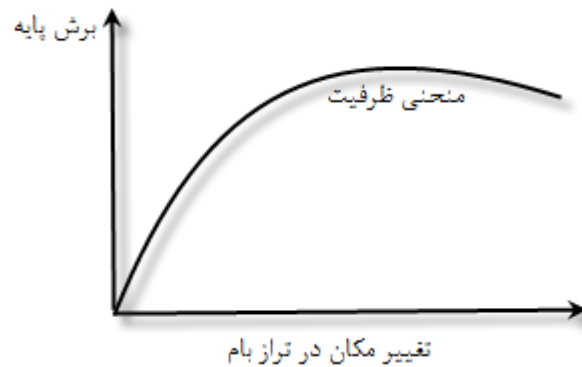
گام [۵] افزایش تدریجی ضریب بار جانبی.

گام [۶] تعیین نقاطی از سازه که در آنجا تسلیم رخ داده است.

گام [۷] اصلاح ماتریس سختی با توجه به نقاط تسلیم شده.

گام [۸] تکرار گام های ۵ تا ۷ تا رسیدن به یک حالت حدی نهایی. حالت حدی ممکن است ناپایداری به دلیل آثار $P-\Delta$ یا تغییر شکل بیش از حد طبقات باشد.

گام [۹] ترسیم نتیجه حاصل به صورت منحنی برش پایه - تغییر مکان که منحنی ظرفیت نامیده می شود. (شکل ۷-۲)

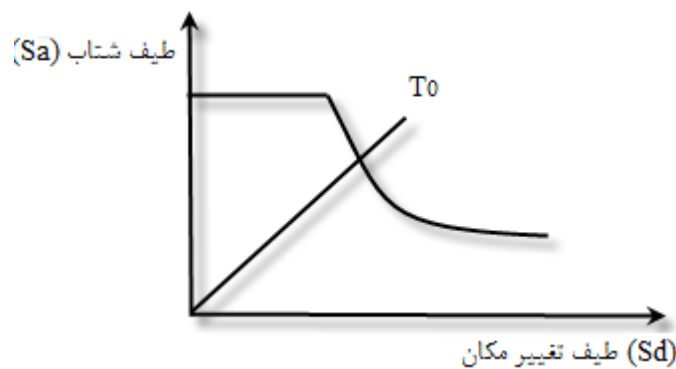


شکل ۷-۲: منحنی ظرفیت

گام [۱۰] ترسیم طیف پاسخ شتاب-تغییر مکان (طیف ADRS) برای زلزله. پس از مشخص شدن منحنی ظرفیت، برای تعیین اثر زلزله بر روی سازه، طیف ارتجاعی با میرایی ۵٪ در دستگاه مختصات تغییر مکان و شتاب ترسیم می شود. (شکل ۸-۲)

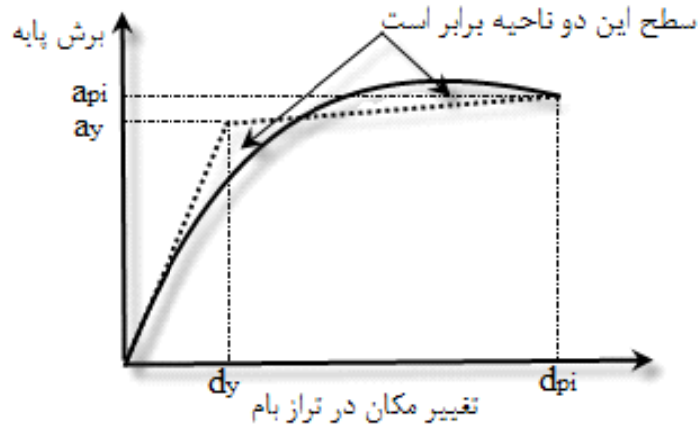
در این دستگاه مختصات، هر خط راست که از مرکز مختصات عبور کند متناظر با یک زمان تناوب ارتعاش ثابت است. زیرا:

$$T = 2\pi \sqrt{S_d / S_a}$$



شکل ۸-۲: طیف پاسخ

گام [۱۱] تعیین میرایی مؤثر با استفاده از تقریب منحنی ظرفیت سازه به صورت دو خطی. برای این منظور ابتدای منحنی، توسط خطی که شیب آن برابر شیب منحنی در مبداء مختصات است تقریب زده می شود و بقیه منحنی توسط خط دیگری چنان تقریب زده می شود که سطح زیر منحنی برابر سطح زیر این دو خط شود (شکل ۹-۲) برای d_{pi} باید یک مقدار اولیه فرض شود.



شکل ۹-۲: تقریب منحنی ظرفیت سازه به صورت دو خطی

گام [۱۲] محاسبه میرایی مؤثر بر حسب درصد با استفاده از روابط زیر:

$$\beta_{eff} = \kappa\beta_0 + 5$$

$$\beta_0 = \frac{25E_D}{\pi E_{S0}} = 63.7\lambda$$

$$\lambda = \frac{[a_y d_{pi} - d_y a_{pi}]}{a_{pi} d_{pi}} \quad (۸-۲)$$

$$\beta_{eff} = 63.7\kappa\lambda + 5$$

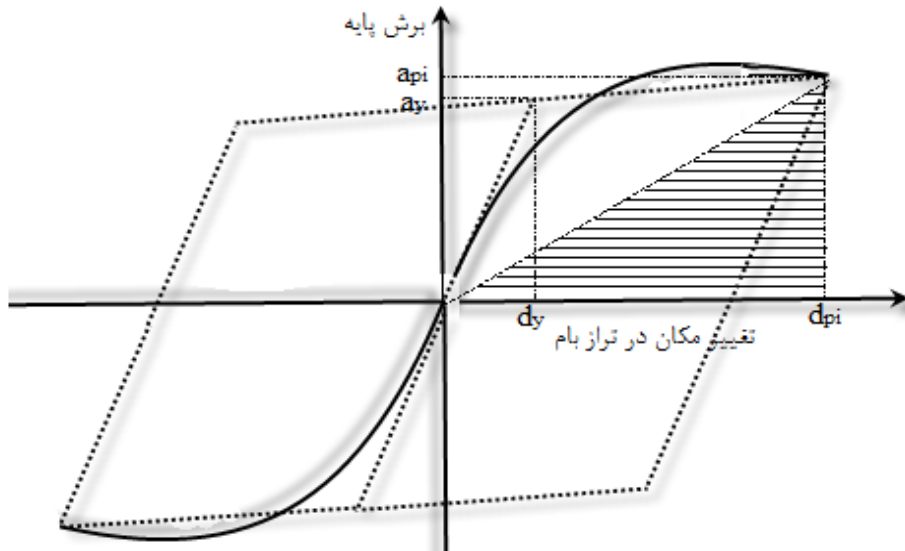
در این روابط، E_D سطح محصور در منحنی هیستریزس رفتار سازه می باشد که به صورت خط چین در شکل ۱۰-۲ نشان داده شده است و E_{S0} سطح هاشور خورده در این شکل می باشد. κ پارامتری است که در گام بعد محاسبه می شود.

گام [۱۳] محاسبه ضریب κ : این ضریب که اثر شکل حلقه هیستریزس را بر میرایی مؤثر اعمال می کند، با استفاده از جدول ۷-۲ و جدول ۸-۲ انتخاب یا محاسبه می شود.

گام [۱۴] ترسیم ADRS کاهش یافته براساس میرایی مؤثر. برای این منظور از ضرایب اصلاح روابط (۹-۲) استفاده می شود (شکل ۱۱-۲).

جدول ۷-۲: تعیین نوع سازه

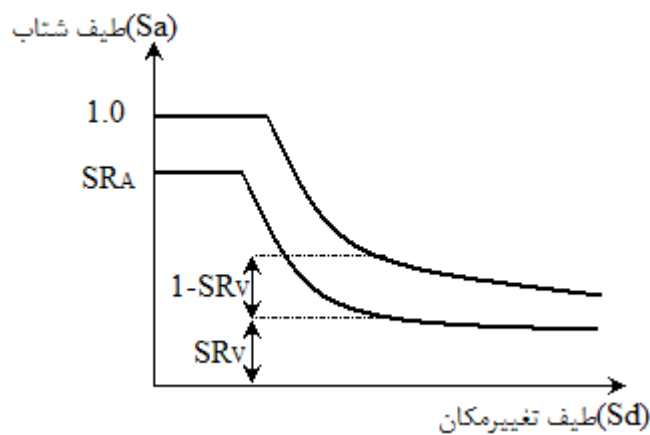
مدت زمان ارتعاش زلزله	سازه با جزئیات نامعلوم یا بد	سازه با جزئیات متوسط	سازه با جزئیات خوب
کوتاه	C	B	A
بلند	C	C	B



شکل ۱۰-۲: نمایش مقادیر E_0 و E_S در منحنی هیستریزس رفتار سازه

جدول ۸-۲: مقادیر ضریب κ

κ	β_0	نوع سازه
1.0	<16.25	A
$1.13-0.51\lambda$	> 16.25	A
0.67	<25	B
$0.845-0.446 \lambda$	>25	B
0.33	هر مقدار	C



شکل ۱۱-۲: ADRS کاهش یافته

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln \beta_{eff}}{2.12}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln \beta_{eff}}{1.65}$$

(۹-۲)

مقادیر فوق به هر حال نباید از مقادیر مندرج در جدول ۹-۲ کوچکتر باشند.

جدول ۹-۲: مقادیر SR

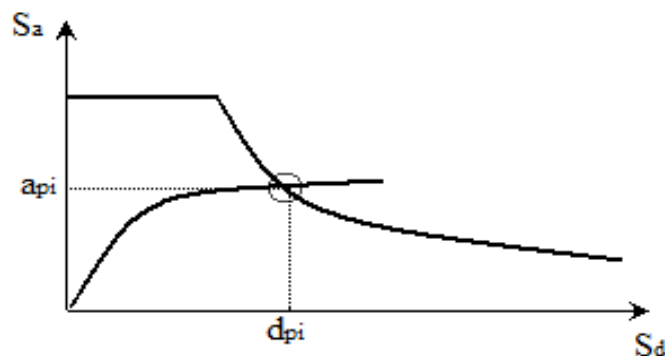
نوع سازه	SR_A	SR_V
A	0.33	0.50
B	0.44	0.56
C	0.56	0.67

گام [۱۵] ترسیم منحنی ظرفیت در دستگاه مختصات (S_a, S_d) محل برخورد منحنی ظرفیت با طیف شتاب تغییر مکان کاهش یافته، حداکثر تغییر مکان سازه d_{pi} را نشان می دهد (شکل ۲-۱۲). این تغییر مکان همان تغییر مکان هدف است و نیروهای متناظر با آن با استفاده از نتایج تحلیل غیرخطی استاتیکی تعیین می شود برای ترسیم منحنی ظرفیت در دستگاه مختصات (S_a, S_d) از روابط زیر استفاده می شود:

$$S_a = \frac{V/W}{PM_1} \quad (۱۰-۲)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{\gamma_{1^{roof},1}}$$

در این روابط PM_1 ضریب جرم مؤثر در مود اول، γ_1 ضریب مشارکت مود اول، V برش پایه، W وزن کل ساختمان با احتساب درصدی از بار زنده $\phi_{roof,1}$ شکل مود اول در طبقه بام می باشد.



شکل ۲-۱۲: منحنی ظرفیت در دستگاه مختصات (S_a, S_d)

گام [۱۶] مقایسه d_{pi} حاصل از گام [۱۵] با مقدار فرض شده آن در گام [۱۱] چنانچه اختلاف در حد قابل قبول باشد تحلیل پایان یافته است. اما اگر اختلاف زیاد باشد با در نظر گرفتن مقدار جدید d_{pi} گامهای [۱۱] تا [۱۵] تا رسیدن به همگرایی تکرار می شود.

۹- پس از تعیین تغییر مکان هدف ، برای بررسی سطح عملکرد سازه نیروهای داخلی و تغییر شکل‌های اعضای سازه متناظر با تغییر مکان هدف مورد استفاده قرار می گیرند؛

❖ ۹-۱ برای پدیده های کنترل شونده توسط تغییر شکل (مانند خمش تیرها) تغییر شکلها با تغییر شکل‌های متناظر با سطح عملکرد مورد نظر مقایسه می شود؛

❖ ۹-۲ برای پدیده های کنترل شونده توسط نیرو (مانند برش تیرها) نیروهای داخلی با ظرفیت اعضا مقایسه می شود.

۱۰- در صورتیکه تغییر شکلها یا نیروهای داخلی از مقادیر متناظر با سطح عملکرد مورد نظر تجاوز کند آنگاه عملکرد سازه مختل شده است.

در صورتیکه سازه متقارن باشد با استفاده از خاصیت تقارن می توان بار جانبی را فقط از یک جهت به سازه اعمال کرده و نتایج حاصل از آنرا برای جهت عکس نیز استفاده نمود . اما چنانچه سازه نامتقارن باشد، لازم است بار جانبی دو دفعه به سازه اعمال شود. به گونه ای که بار در دفعه دوم در خلاف جهت بار اعمال شده در دفعه اول باشد . مگر آنکه اثر عدم تقارن ناچیز بوده یا به روش دیگری در نتایج تحلیل اعمال شود. در نشریه ۳۶۰ توصیه شده است که بار جانبی به تدریج افزایش یابد تا تغییر مکان نقطه کنترل به $1/5$ برابر تغییر مکان هدف برسد.

علت انتخاب ضریب $1/5$ آن است که طراح عملکرد سازه را در تغییر شکل‌های بیش از تغییر مکان هدف بشناسد. زیرا تغییر مکان هدف و مدل غیر خطی بکار گرفته شده، می توانند دارای خطای زیادی باشند. هنگامی که طراح در محدوده ی وسیعتری از تغییر شکلها نسبت به عملکرد سازه آشنایی داشته باشد می تواند حساسیت نتایج را به خطاهای فوق تحت کنترل داشته باشد.

همان گونه که در گام اول تحلیل به روش غیر خطی اشاره شد ابتدا بارهای ثقلی بر سازه اعمال شده سپس بارهای جانبی به مجموعه بارها اضافه می شود. علت این امر آن است که در سازه غیرخطی اصل جمع آثار بطور کلی معتبر نمی باشد. لذا برای هر ترکیب بارگذاری لازم است تحلیل سازه از ابتدا و بطور کامل انجام شود . بنابراین بارهای ثقلی باید همزمان با بارهای جانبی به سازه اعمال شوند. به علاوه در تیرهای با دهانه بلند یا تیرهای تحت بارهای ثقلی بزرگ ممکن است مفصل خمیری در نقطه ای غیر از

دو انتها ایجاد گردد. از آنجا که به این ترتیب موقعیت مفصل خمیری تابع بار ثقلی می شود، لازم است بارهای ثقلی همزمان با بارهای جانبی بر سازه اعمال شوند تا جابجایی مفصل خمیری در اثر بارهای ثقلی در تحلیل تحت بارهای جانبی منظور گردد.

۲-۳-۱-۵- مزایای استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیر خطی (بار افزون)

تحلیل بار افزون یک تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت اثر بارهای جانبی افزایش یابنده است. هدف از تحلیل بار افزون برآورد رفتار مورد انتظار یک سیستم سازه ای به کمک تخمین مقاومت و تغییر شکل مورد نیاز به وسیله انجام یک تحلیل استاتیکی غیر خطی، تحت اثر زلزله های طراحی و پس از آن مقایسه مقادیر مورد نیاز با ظرفیت های موجود در سطح رفتاری یا عملکردی مورد نظر است. یکی از مهم ترین نتایج این تحلیل تعیین نمودار بار-تغییر مکان یا منحنی ظرفیت است. از این نمودار می توان به کمک روش طیف ظرفیت برای تعیین تغییر مکان هدف استفاده نمود. علاوه بر آن این تحلیل یکی از روش های قدیمی در تعیین ضریب رفتار سازه R است.

در مجموع باید گفت با تحلیل بار افزون می توان دید خوبی از لحاظ کنترل رفتار اعضای سازه ای تحت اثر تحریک شدید زمین لرزه بدست آورد. برای سازه هایی که اساسا بر مبنای مود اول ارتعاش نوسان می کنند به کمک تحلیل بار افزون تخمین قابل قبولی از تغییر شکل های تقاضای غیر الاستیک محلی یا کلی سازه حاصل می شود. همچنین در این تحلیل بسیاری از موارد و نقاط ضعف طراحی که در یک تحلیل الاستیک ممکن است مخفی مانده باشد، به روشنی آشکار می شود. [۱۰]

۲-۴- محاسبه ضریب رفتار

در این بخش فلسفه طراحی لرزه ای سازه ها و پارامترهای موثر در طراحی لرزه ای با استفاده از منحنی پوش اور به دست آمده از یک آنالیز استاتیکی غیر خطی توضیح داده می شود. روش به دست آوردن نیروی معادل استاتیکی در اکثر آیین نامه ها بر اساس پروسه طراحی بر اساس ضریب رفتار R است. این ضریب باعث می شود نیروهای جانبی حاصل از زلزله چندین برابر کاهش پیدا کند. بر اساس

ضوابط آیین نامه ها در روش استاتیکی معادل، سازه باید برای این نیروی کاهش یافته طراحی شود. در این روش بعضی از اعضای به گونه ای طراحی می شوند که در مقابل زلزله های بزرگ همانند فیوز عمل کنند. در حقیقت این اعضا در محدوده رفتار غیر الاستیک و پلاستیک قرار می گیرند و انرژی انرژی ورودی حاصل از زلزله را می توانند به نحو مناسبی در سازه و کار با دیگر اعضای سازه مستهلک کنند. بنابراین طراحی المان های سازه ای می تواند به گونه ای باشد که هنگام وقوع زلزله به بعضی از اعضای سازه ای اجازه داده می شود وارد ناحیه پلاستیک شوند. البته به علت ماهیت رفت و برگشتی نیروهای زلزله این امر یک طرفه و دائمی نیست و در جریان زلزله نیروهای اعمالی به المان های سازه ای به سرعت تغییر جهت می دهند. این امر باعث می شود که سازه از حالت پلاستیک خارج گردد و وارد وضعیت عادی شود. با توجه به تغییر جهت سریع بارهای زلزله اعضای سازه ای زمان کافی پیدا نخواهند کرد که سراسر طول ناحیه پلاستیک را طی کنند و در اکثر موارد عضو به مرحله انهدام نخواهد رسید. این واقعیت در جریان زلزله های متفاوت تجربه شده است. همچنین با توجه به این که انتظار می رود این اعضا در زلزله آسیب های جدی متحمل شوند، باید مکان یابی آن ها به گونه ای صورت پذیرد که پس از آسیب دیدگی ظرفیت باربری ثقلی سازه در حالت بحرانی قرار نگیرد. هرچند این اعضای خاص باید برای استهلاک انرژی زلزله وارد محدوده های غیر الاستیک و پلاستیک شوند، ولی طراحی بقیه اعضا و اتصالات سازه باید به گونه ای باشد که در محدوده الاستیک باقی بمانند. به عنوان مثال برای بهبود عملکرد لرزه ای در قاب های خمشی (MRF)، قاب های مهاربندی شده همگرا (CBF) و قاب های مهاربندی شده واگرا (EBF) به ترتیب مفاصل پلاستیک باید در تیرها، بادبندها و تیر های پیوند ایجاد شوند تا این اعضا بتوانند به نحو مناسبی انرژی زلزله را مستهلک کنند. با توجه به این سطح زبر منحنی پوش اور بیانگر مقدار انرژی مستهلک شده توسط سازه است، بنابر این هرچه مساحت زیر این سطح بزرگ تر باشد، سازه توانایی بیشتری در جذب و استهلاک انرژی خواهد داشت. هنگامی که سازه تحت اثر نیروهای بزرگ ناشی از زلزله قرار می گیرد، اگر دارای رفتار الاستیک باشد، به اندازه سطح زیر منحنی برش پایه - تغییر مکان جانبی قادر است انرژی ورودی ناشی از زلزله را مستهلک کند. با توجه به این که سازه های ساختمانی میرایی ذاتی دارند، این امر در هنگام زلزله به کمک سازه می آید و مقداری انرژی

ورودی ناشی از زمین لرزه را مستهلک می کند. آیین نامه های ساختمانی از این خاصیت ذاتی سازه بهره می گیرند و به جای این که سازه را برای نیروی $V_{elastic}$ و تغییر مکان $\Delta_{elastic}$ طراحی کنند، آن را برای نیروی $V_{elastoplastic}$ و تغییر مکان $\Delta_{elastoplastic}$ طراحی می کنند. با توجه به این نگرش در آیین نامه های زلزله، سازه برای یک نیروی کم تر طراحی می شود، ولی در عوض باید تغییر مکان های بزرگ تری را تحمل کند. برای این که سازه بتواند تغییر مکان $\Delta_{elastoplastic}$ را تحمل کند باید دارای جزئیات سازه ای مناسب باشد. داشتن تحمل تغییر شکل های زیاد بدون گسیختگی، مستلزم دارا بودن قابلیت شکل پذیری زیاد است. به عنوان مثال در آیین نامه ۲۸۰۰ ضریب رفتار R برای قاب خمشی بتن مسلح ویژه و معمولی به ترتیب برابر با ۱۰ و ۴ است. بنابراین با توجه به رابطه ضریب برش پایه در روش استاتیکی معادل، ABI/R ، قاب خمشی ویژه برای نیرویی به مراتب کمتر از قاب خمشی معمولی طراحی می شوند، باید کاملاً رعایت گردند. بنابراین قاب خمشی ویژه در مقایسه با قاب خمشی معمولی، به دلیل ضوابط شکل پذیری خاص و استهلاک بیشتر نیروی زلزله، برای نیروی کمتر و قابلیت تغییر مکان جانبی بیشتر طراحی می شود. این امر باعث می شود سازه ی ساختمان در عین حال که اقتصادی تر طرح می شود، از حاشیه ی اطمینان بیشتری نیز در زلزله برخوردار باشد. [۱۵، ۱۶، ۱۷، ۱۸]

۲-۴-۱- عوامل موثر بر ضریب رفتار:

ضریب رفتار به پارامترهایی نظیر، ضریب شکل پذیری، زمان تناوب اصلی سازه، ضریب میرایی سازه، مشخصات خاک، مشخصات زلزله، رفتار بار - تغییر شکل مصالح، ضریب مقاومت افزون، مشارکت مودهای بالا و ضریب اطمینان طراحی بستگی دارد [۳۰]. اصلی ترین عامل موثر بر ضریب رفتار، ظرفیت شکل پذیری سازه است. در حقیقت اگر سازه ای دارای ظرفیت شکل پذیری نباشد، نمی توان برای آن ضریب رفتار در نظر گرفت. زمان تناوب اصلی سازه به عنوان عاملی که باعث تغییر در پاسخ ارتجاعی و غیر ارتجاعی سازه خواهد بود بر مقدار ضریب رفتار تاثیر خواهد گذاشت. تاثیر زمان تناوب بر مقدار ضریب رفتار برای سازه های سخت (دارای زمان تناوب های پایین) بسیار محسوس تر است. میرایی به عنوان یک مکانیسم اتلاف انرژی باعث تغییر در پاسخ سازه در حالت ارتجاعی و غیر ارتجاعی و در نتیجه

در مقدار ضریب رفتار موثر خواهد بود. همچنین مشخصات زلزله وارده بر سازه شامل حداکثر شتاب، مدت تداوم و محتوای فرکانسی بر ضریب رفتار تاثیر دارد. مصالح دارای رفتار بار- تغییر شکل متفاوتی هستند که انتخاب هر یک از آنها بر مقدار ضریب رفتار تاثیر خواهد گذاشت. مدل بار - تغییر شکل مصالحی که دارای تنزل مقاومت و کاهندگی سختی هستند، کمترین ضریب رفتار را دارا هستند. در نظر گرفتن مشارکت موده‌های ارتعاشی بالاتر در محاسبه نیروی زلزله، سبب کاهش ضریب رفتار خواهد شد.

ضرایب رفتار موجود در آیین نامه طراحی شده در زلزله، بر مبنای قضاوت مهندسی بوده و دارای کاستی‌هایی است مثلاً برای سیستم‌های سازه‌ای، از یک نوع با ارتفاع‌ها و زمان‌های تناوب ارتعاش متفاوت، از ضرایب رفتار یکسانی استفاده می‌شود؛ یا در R ، تاثیر شکل پذیری، مقاومت افزون و درجه نامعینی به صراحت نیامده است؛ اثر لرزه خیزی منطقه در R لحاظ نشده است و یا اثر شرایط خاک در R ملحوظ نشده است. [۱۷]

ضریب مقاومت افزون به عنوان اصلی‌ترین عامل در افزایش ضریب رفتار در سیستم‌های چند درجه آزادی به شمار می‌رود. همچنین به علت پذیرش عدم اعمال حاشیه اطمینان در آیین نامه‌های بارگذاری سازه‌ها در برابر زلزله و وجود این حاشیه ایمنی در آیین نامه‌های طراحی سازه‌ها، ضریب رفتار متناسب با مقدار ضریب اطمینان طراحی افزایش می‌یابد.

همان‌گونه که در بالا گفته شد، ضریب رفتار (R) برای کاهش طیف طراحی کشسان خطی به منظور در نظر گرفتن ظرفیت اتلاف انرژی سازه استفاده می‌شود. در نتیجه نیروی طرح از تقسیم نیروی ارتجاعی زلزله بر ضریب رفتار بدست می‌آید. یعنی:

$$V = \frac{V_e}{R} \quad (11-2)$$

از اوایل دهه ۱۹۸۰، پژوهشگران در صدد تجزیه ضریب رفتار به عوامل تشکیل دهنده آن بر آمدند. برای این منظور مطالعات آزمایشگاهی و میدانی زیادی به انجام رسید که از آن جمله می‌توان به کارهای انجام شده در انجمن فن آوری کاربردی (ATC) و نیز پژوهش‌های یوانگ (پیوست دوم) و

فریمن اشاره کرد. به دنبال این پژوهش ها، در سال ۱۹۹۵، فرمول بندی جدیدی برای ضریب رفتار ارائه گردید که مطابق رابطه زیر به صورت حاصل ضرب سه عامل است:

$$R = R_s R_{\mu} R_R \quad (۱۲-۲)$$

در این رابطه، R_s ضریب کاهش ناشی از مقاومت افزون یا ضریب مقاومت افزون، R_{μ} ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری (وابسته به زمان تناوب) و R_R ضریب کاهش ناشی از نامعینی یا ضریب درجه نامعینی سازه است. ضریب چهارمی نیز برای در نظر گرفتن اثر میرایی لزج افزوده ارائه شده که برای سازه های متداول کاربردی ندارد.

گرایش آیین نامه ها در سال های اخیر، بر شفاف سازی میزان تاثیر عوامل یاد شده در ضریب رفتار بوده است، در آیین نامه های جدید معمولاً ضرایب کاهش ناشی از شکل پذیری و مقاومت افزون در جدول هایی ارائه می شود. ضریب کاهش ناشی از نامعینی سیستم نیز با روش هایی که در آیین نامه آمده است محاسبه شده و به عنوان یک ضریب کاهشده اثر داده می شود. در این فصل روش های محاسبه ضریب رفتار و بررسی اجزای این ضریب و عوامل موثر در آن مورد بحث قرار می گیرند.

تاکنون رابطه هایی برای محاسبه R پیشنهاد شده است که هر کدام تاثیر پاره ای از عوامل موثر در آن را ملحوظ داشته اند. یکی از جدیدترین رابطه های ارائه شده برای R ، رابطه ای است که سه عامل شکل پذیری، مقاومت افزون و درجه نامعینی را در بر دارد. دو عامل شکل پذیری و مقاومت افزون برای کشور های مختلف می تواند متفاوت باشد، زیرا به متغیرهای کیفی و کمی متعددی مانند فرهنگ ساخت و ساز، روش های اجرایی، ناحیه لرزه خیزی و آیین نامه بارگذاری و طراحی بستگی دارد. عامل درجه نامعینی برای نخستین بار در ATC-34 و ATC-19 و سپس در آیین نامه ۱۹۹۷، UBC طرح شده و جای سوال و ابهام فراوان دارد.

۲-۴-۲- روشهای محاسبه ضریب رفتار:

با وجود این که ضرایب رفتار تعیین شده در آیین نامه های لرزه ای در نظر دارند بیانگر رفتار هیستریک، شکل پذیری، مقاومت افزون، میرایی و ظرفیت استهلاک انرژی باشند، مقادیر این ضرایب در

آیین نامه های زلزله، اصولاً بر اساس مشاهدات عملکرد سیستم های ساختمانی مختلف، در زلزله های قوی گذشته، و بر مبنای قضاوت مهندسی است. بر این اساس، پژوهشگران زیادی نگرانی خود را از بابت فقدان وجود ضرایب رفتار معقول و مبتنی بر مطالعات تحقیقاتی و پشتوانه محاسباتی در آیین نامه های زلزله بیان داشته و بر اصلاح این ضرایب رفتار معقول و مبتنی بر مطالعات تحقیقاتی و پشتوانه محاسباتی در آیین نامه های زلزله بیان داشته و بر اصلاح این ضرایب بر اساس مطالعات علمی تأکید ورزیده اند. با جستجو در متون فنی و علمی در می یابیم که اثری از یک روش مدون و منطقی یکسان برای تعیین ضریب R یافت نمی شود. به نظر می رسد جدول ضریب R در آیین نامه های مختلف کاملاً سلیقه ای تعیین شده باشد و در تعیین این ضرایب سعی شده است حتی الامکان نیروی طرح با آنچه قبلاً محاسبه می شده است، تطابق داشته باشد.

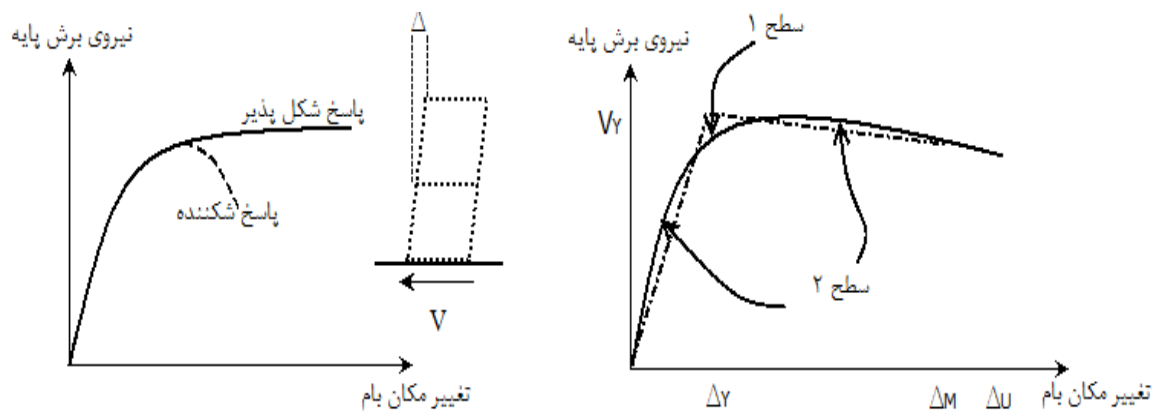
در تفسیر مقررات NEHRP مربوط به سال های ۱۹۹۷ و ۲۰۰۰ (FEMA303, FEMA369)، بر تجربی بودن ضرایب کاهش نیرو تأکید شده است. در اغلب آیین نامه های طراحی لرزه ای، مطلبی ناظر در محاسبه این ضرایب و مقادیر ارائه شده در آنها نیز بر مبنای قضاوت مهندسی، تجربه و مشاهده عملکرد ساختمان ها در زلزله های گذشته و چشم پوشی از تراز مقاومت افزون آنها استوار است. از این رو، و با توجه به مطالب فوق، ارزیابی ضرایب رفتار و بررسی میان پارامترهای موثر در آن برای سازه هایی که مطابق آیین نامه ها طراحی می شوند، اهمیت ویژه ای دارند.

تاکنون پژوهشگران با ملیت های مختلف برای محاسبه ضریب رفتار، روش های متفاوتی را مورد استفاده قرار داده اند. با مقایسه این روش ها می توان آن ها را در دو گروه کلی تقسیم بندی کرد. یکی روش های آمریکایی و دیگری روش های پژوهشگران اروپایی. عموماً روش های آمریکایی مبانی تئوری ساده تری دارند، ولی با وجود این کاربردی تر هستند، در حالی که روش های اروپایی دارای مبانی تئوری و تحلیلی پیچیده تری بوده و استفاده از آن ها در عمل دشوار است.

۲-۴-۳ - پاسخ نیرو - تغییر مکان سازه ها :

یک ارتباط کلی نیرو - تغییر مکان برای یک قاب سازه ای در شکل ۲-۱۳ نشان داده شده است. این رابطه پاسخ قاب سازه ای را برای افزایش یکنواخت تغییر مکانها تشریح می کند. برای هدف طراحی، این رابطه غیر خطی اغلب توسط یک رابطه دو خطی ایده آل تقریب زده می شود.

روش استفاده شده برای تقریب رابطه نیرو - تغییر مکان یک قاب، عموماً روش انرژی معادل می باشد. این روش فرض می کند که سطح زیر منحنی و سطح زیر خط تقریب با هم برابرند. این تقریب دو خطی در شکل ۲-۱۳ نشان داده شده است. منحنی غیر خطی که در شکل ۲-۱۳ مشاهده شده توسط موارد زیر تشریح می گردد: نیروی گسیختگی یا جاری شدن (V_y)، تغییر مکان گسیختگی (Δy)، نیروی حداکثر (V_0)، تغییر مکان مطابق با حالت حدی (Δ_m) و تغییر مکان درست در لحظه قبل از شکست و خرابی (Δ_u). [۱۲، ۱۹]



شکل ۲-۱۳: ارتباط کلی نیرو - تغییر مکان و تقریب دو خطی برای یک قاب سازه ای

۲-۴-۴ - محاسبه ضرایب رفتار با استفاده از فرمول ATC-19

همانگونه که در بخش عوامل مربوط به ضریب رفتار بیان شد، راهنمای ATC-19 یک فرمول جدید برای R ارائه کرد که در آن R بعنوان حاصلی از سه ضریب بصورت زیر بیان شده است:

$$R = R_s R_\mu R_R \quad (۲-۱۳)$$

که در آن R_s ضریب مقاومت افزون وابسته به زمان تناوب، R_μ ضریب شکل پذیری وابسته به زمان تناوب، و R_R ضریب قیود اضافی می باشد. [۱۹، ۱۷]

۲-۴-۴-۱- ضریب مقاومت R_s

در آیین نامه های طراحی، سازه ها در برابر بارهای غیرلرزه ای بصورت ارتجاعی طراحی می شوند. در صورتی که در برابر بارهای لرزه ای، مجاز به استفاده از عملکرد غیرارتجاعی هستند و می توانند از خاصیت جذب انرژی سازه ها در مرحله غیر ارتجاعی استفاده کنند. همچنین در این حالت می توانند از مقاومت اضافه ای که در مرحله غیر ارتجاعی بروز می کند استفاده کنند. چنین مقاومتی در روند تشکیل پی در پی مفاصل پلاستیک (لولاهاى خمیری) در اعضای سازه پدید می آید و در آستانه ناپایداری سازه خاتمه می یابد. به این مقاومت، مقاومت افزون (*overstrength*) گفته می شود که با ضریب مقاومت افزون بیان می شود و برابر است با نسبت حداکثر مقاومت سازه به مقاومت ارتجاعی آن. مقاومت افزون نتیجه عوامل گوناگونی است که مهمترین آنها عبارت اند از:

- باز توزیع نیروهای داخلی اعضا.
- درجات نامعینی سازه.
- اضافه مقاومت آرماتور و بتن نسبت به مقاومت اسمی آنها.
- افزایش مقاومت آرماتور در اثر پدیده سخت شوندگی کرنش.
- افزایش مقاومت بتن در اثر محصور شدن به وسیله آرماتورها.
- اعمال محدودیت های آیین نامه ای (محدود کردن تغییر مکان جانبی سازه، محدود کردن جزییات آرماتورگذاری، شرایط بارگذاری ها و ...).
- وجود اعضای غیر سازه ای.
- نوع سیستم سازه ای.
- ملاحظات معماری.
- ارتفاع سازه (زمان تناوب ارتعاش).

آن چه در گزارش ATC-19 بیان شده است این است که جهت یافتن مقاومت یک سازه یا قاب سازه ای از تحلیل استاتیکی غیر خطی استفاده شود. روش به کار برده شده جهت برآورد مقاومت یک سازه درست

است، ولی تحلیل گر نیاز به انتخاب یک حالت حدی پاسخ دارد. پاسخ های حدی کلی شامل حداکثر تغییر مکان بین طبقه ای و حداکثر چرخش مفاصل مومسان می باشند. مراحل این روش به ترتیب زیر هستند:

۱- با استفاده از تحلیلهای استاتیکی غیر خطی، رابطه برش پایه - تغییر مکان بام را برای یک سازه بوجود می آوریم.

۲- در تغییر مکان بام مطابق با حالت حدی پاسخ، نیروی برش پایه V_0 در سازه محاسبه شود. مقاومت ذخیره شده سازه برابر است با اختلاف بین برش طراحی V_d و V_0 .

۳- ضریب مقاومت با استفاده از فرمول زیر محاسبه می شود: [۱۸]

$$R_s = \frac{V_0}{V_d} \quad (۱۴-۲)$$

۲-۴-۴-۲- ضریب شکل پذیری R_{μ}

ضریب رفتار ناشی از شکل پذیری برای یک سیستم یک درجه آزادی معادل سیستم چند درجه آزادی تعریف می شود. نیومارک-هال، ریدل، میراندا، فایفر، و ناصر- کراوینکلر، روابطی را برای تعیین R_{μ} ارائه کردند. در روش نیومارک - هال، برای دو محدوده از زمان تناوب سیستم، دو رابطه وابسته به ضریب شکل پذیری ارائه شده است. در روش ریدل، اثرات زمان تناوب و شکل پذیری به طور مستقیم در محاسبه ضریب رفتار اعمال شده است. میراندا افزون بر عامل های بالا، اثرات ناشی از مشخصات خاک و زلزله را نیز برای محاسبه ضریب رفتار اعمال کرد. در روش فایفر عامل های زیادی از جمله مشخصات زلزله، مشخصات خاک منطقه، میرایی سیستم، مدل بار -تغییر شکل مصالح، زمان تناوب سازه و ضریب شکل پذیری سازه در محاسبه ضریب رفتار منظور شد. در روش ناصر- کراوینکلر اثرات ناشی از شکل پذیری، زمان تناوب اصلی سازه و مدل بار - تغییر شکل مصالح در محاسبه ضریب رفتار دخیل هستند. شکل پذیری با توجه به توانایی یک قاب سازه ای در محدوده بعد از حد کشسان برای نیروی قابل توجه مقاوم و جذب انرژی توسط رفتار غیر کشسان، تشکیل می شود. شکل پذیری تغییرمکانی در حد فاصل

بین Δ_m ، Δ_y تعریف می شود. حداکثر شکل پذیری مکانی اختلاف بین Δ_u ، Δ_y می باشد و نسبت شکل پذیری تغییر مکانی عموماً به صورت نسبت Δ_m به Δ_y تعریف می شود: [۱۵، ۱۸]

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (۱۵-۲)$$

با مشخص شدن نسبت شکل پذیری μ طبق رابطه هم اکنون بدنبال یافتن فرمولی برای محاسبه ضریب شکل پذیری و ایجاد یک رابطه بین شکل پذیری تغییر مکانی و ضریب شکل پذیری هستیم. ارائه فرمولی مناسب برای محاسبه ضریب شکل پذیری یکی از موضوعاتی بوده است که در سالهای اخیر محققین مختلفی را برآن داشته است تا تحقیقات زیادی را در این مقوله انجام دهند [۲۱، ۳۷]. از میان تحقیقات به عمل آمده توصیه ATC-19 روابط گسترش یافته توسط نیومارک و هال، کراوینکلرو ناسار، میراندا و برترو می باشند که جهت یافتن ضریب شکل پذیری در زیر تشریح و تفسیر می گردند.

- تحقیقات نیومارک و هال:

نیومارک و هال با توجه به زمانهای تناوب اصلی سازه (T) روابطی را برای یافتن ضریب شکل پذیری یک سازه یک درجه آزادی با رفتار کشسان - مومسان به شکل زیر معرفی می کنند: [۲۱، ۲۲]

$$T < 0.03 \text{ Sec} \Rightarrow R_{\mu} = 1$$

$$0.12 < T < 0.5 \text{ Sec} \Rightarrow R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad (۱۶-۲)$$

$$T > 1 \text{ Sec} \Rightarrow R_{\mu} = \mu$$

- تحقیقات کراوینکلرو ناسار:

کراوینکلرو ناسار یک رابطه $R_{\mu}-\mu-T$ را برای سیستمهای یک درجه آزادی روی زمین های سنگی یا خاکی سخت گسترش دادند. آن ها رابطه ای را برای محاسبه ضریب شکل پذیری ارائه دادند که برحسب مقادیر مختلف زمان تناوب سازه (T) و شیب منحنی نیرو - تغییر مکان در قسمت ثانویه (α) تغییر می کند. [۱۷، ۱۸، ۲۳]

$$R_{\mu} = [c(\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{c}}$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (17-2)$$

پارامترهای b و a برای نسبت‌های سخت شوندگی کرنشی متفاوت (α) با توجه به جدول ۲-۱۰ بدست می‌آیند. توجه شود که $\alpha=0$ مطابق است با یک سیستم کشسان - مومسان. برای مقادیر مختلف α از درونیابی خطی استفاده می‌شود [۲۳].

جدول ۲-۱۰: نسبت سخت شوندگی

α	a	b
0%	1	0.42
2%	1	0.37
10%	0.8	0.29

- تحقیقات میراندا و برترو:

میراندا و برترو در سال ۱۹۹۴ روابط $R_{\mu}-\mu-T$ گسترش یافته توسط تعدادی از محققین از جمله نیومارک و هال، ریدل و نیومارک و کراونیکلر و نثار را خلاصه سازی کردند. به علاوه معادلات عمومی $R_{\mu}-\mu-T$ را برای زمینهای سنگی، رسوبی (آبرفتی) و خاکی نرم گسترش دادند. این روش نسبت به دو روش قبلی جدید تر می باشد و طبق توصیه ATC-19 در بین سه روش پیشنهادی از درجه اعتبار بالاتری برخوردار است. فرمول محاسبه ضریب شکل پذیری بر حسب زمان تناوب سازه و محل قرارگیری ساختمان مورد نظر به صورت زیر است: [۲۲، ۲۴]

$$R_{\mu}(T, \mu) = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \quad (18-2)$$

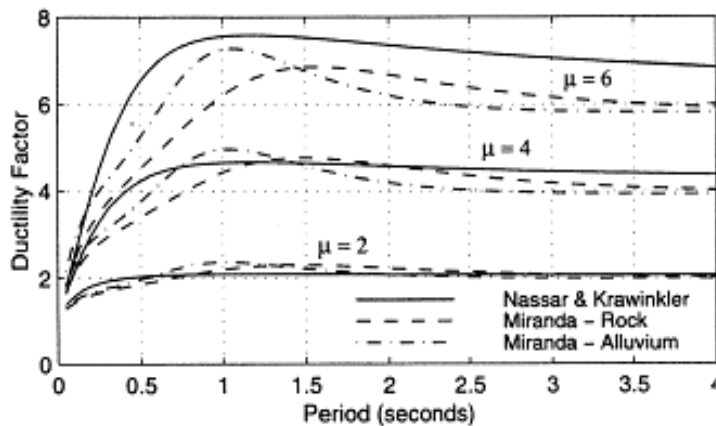
که در آن مقدار ϕ برای زمین های سنگی طبق رابطه (۲-۱۹)، برای زمین های رسوبی یا آبرفتی طبق رابطه (۲-۲۰) و برای زمین های خاکی نرم طبق رابطه (۲-۲۱) بدست می آید.

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{2}{2T} \exp[-1.5(\ln(T) - 0.6)^2] \quad (19-2)$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp[-2(\ln(T) - 0.2)^2] \quad (20-2)$$

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp[-3(\ln(\frac{T}{T_g}) - 0.25)^2] \quad (21-2)$$

مقایسه ای بین رابطه های ارائه شده توسط میراندا و برترو، کراوینکلر و نصر برای زمین های سنگی و رسوبی در شکل ۱۴-۲ صورت گرفته است. همان گونه که از شکل مشخص است تفاوت های بین رابطه های کراوینکلر و میراندا اندک بوده و می توان برای مقاصد مهندسی از این اختلاف چشم پوشی کرد.



شکل ۱۴-۲: مقایسه بین رابطه های ضریب شکل پذیری

۲-۴-۳- ضریب قید اضافی R_R

یک سامانه مقاوم در برابر زلزله باید دارای قابهای مقاومی باشد که نقش انتقال بارهای لرزه ای و نیروهای اینرسی ناشی از زمین لرزه را به پی ساختمان دارا باشند. ضریب قید اضافی، افزایش درجه اطمینان در سیستمهای لرزه ای را که از چندین قاب قائم مقاوم برخوردارند محدود می سازد. خاطرنشان می کند تاکنون راه حل دقیقی برای محاسبه ضریب قید اضافی ارائه نشده است، ولی آنچه در ATC-19 توصیه شده است، معرفی مقادیر مختلف این ضریب برحسب پانلهای مقاوم سازه در برابر بارهای لرزه ای می باشد که در جدول ۱۱-۲ ارائه شده است. [۱۹]

جدول ۱۱-۲: مقدار ضریب قید اضافی [۱۹]

تعداد پانلهای مقاوم در برابر بارهای جانبی	ضریب قید اضافی (R_R)
2	0.71
3	0.86
4	1

۲-۵- روش های بهسازی

رخداد زمین لرزه های شدید طی دهه های گذشته و مشاهده آثار زیانبار آنها، نقایص و کاستی های موجود در روش های طراحی و اجرای سازه ها را بار دیگر نمایان ساخت. آئین نامه های طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله با توجه بیشتری مورد بررسی کارشناسان امر قرار گرفت. روش کنونی طراحی سازه ها، بر مبنای طراحی به روش مقاومت است که شامل تخمین برش پایه در سازه و توزیع آن در ارتفاع و تعیین مقاومت مورد نیاز اجزای سازه ای در برابر بار جانبی می باشد. صرف نظر از کاستی هایی که در این روش وجود دارد، بیان رفتار اجزای سازه ای از طریق تک پارامتر مقاومت (مقاومت تسلیم یا مقاومت مجاز طراحی، بسته به روش طراحی) در بسیاری موارد منطقی به نظر نمی رسد. بدین سبب مبحثی نوین با عنوان طراحی بر اساس سطوح عملکرد بوجود آمد. با جایگزینی این روش به جای طراحی بر اساس مقاومت، می توان عملکرد اجزای مختلف سازه را بهتر پیش بینی کرد. لذا با توجه به تغییر نگرش مهندسان از طراحی بر اساس مقاومت به طراحی بر اساس عملکرد، نیاز به بهسازی لرزه ای سازه ها مشاهده می شود. امروزه تقویت و بهسازی سازه های موجود بخش اعظم فعالیت های ساختمانی را به ویژه در کشورهای پیشرفته تشکیل می دهد. به عنوان مثال بیش از ۲۰۰۰۰۰ پل در آمریکای شمالی وجود دارد که نیازه تقویت دارند و این میزان حدود ۴۰ درصد پل های موجود منطقه را تشکیل می دهد [۲۶]. همچنین به دلایل دیگر از جمله وجود ضعف اولیه در طراحی و اجرا، تغییر کاربری برخی سازه ها و افزایش بارهای وارده و همچنین کاهش سطح عملکرد سازه های بتن مسلح به علت گذشت زمان و زوال بتن، سازه های بتن مسلح نیاز به بهسازی و تقویت دارند.

۲-۵-۱- راهکارهای بهسازی

پس از بررسی وضع موجود، طبق دستورالعمل بهسازی، راه کارهای زیر را می توان به صورت

منفرد یا در ترکیب با یکدیگر برای بهسازی ساختمان به کار گرفت: [۱]

۱. اصلاح موضعی اجزای سازه که دارای عملکرد نامناسبی در زلزله هستند؛

۲. حذف یا کاهش بی نظمی در ساختمان موجود؛

۳. تامین سختی جانبی لازم برای کل سازه؛
۴. تامین مقاومت لازم برای کل سازه؛
۵. کاهش جرم ساختمان؛
۶. به کارگیری سیستم مه‌های جداساز لرزه ای؛
۷. به کارگیری سیستم مه‌های غیر فعال اتلاف انرژی؛
۸. تغییر کاربری ساختمان.

۲-۵-۲- روش های بهسازی

در تفسیر دستورالعمل بهسازی روشهای بهسازی زیر جهت ذکر نکاتی در نحوه اجرای آنها ارائه شده اند:

- ۱- جاکت کردن (پوشاندن) تیرها، ستونها، یا اتصالات موجود با پوشش فولادی، بتنی یا پوشش های مخصوص (Fiber Wrap) جدید: جاکت کردن می تواند برای افزایش مقاومت خمشی ، شکل پذیری ، مقاومت برشی ، افزایش گیرایی آرماتورها، و ترکیبی از اینها به کار برود . گرچه جاکت کردن می تواند از نظر فنی روش مؤثری باشد، اما هنگامی که باید چندین جزء را جاکت کرد ممکن است مقرون به صرفه نباشد، و ممکن است روال اجرای آن برای ساکنین ساختمان ، بسیار مزاحم باشد.
- ۲- پس کشیدگی تیرها، ستون ها، یا اتصالات موجود، با استفاده از آرماتور پس کشیده خارجی: می توان از پس کشیدگی برای افزایش مقاومت خمشی و مقاومت برشی تیرها و ستون ها ، استفاده کرد. همچنین پس کشیدگی می تواند باعث شود که میزان تنش کششی کاهش یابد و نقایص مربوط به لغزش آرماتور را نیز کاهش بدهد . همچنین می توان با پس کشیدگی ناحیه اتصال، مقاومت برشی این ناحیه را افزایش داد.

معمولاً ارجح است که آرماتور پس کشیده در نواحی که در آن ها عملکرد غیر ارتجاعی مورد انتظار است به بتن متصل نباشد، زیرا اگر آرماتورهای مقید باشند احتمال زیادی وجود دارد که تحت کرنش غیر

ارتجاعی قرار بگیرند و تنش پس کشیدگی کاهش یابد. مناطق مهاری نیز، باید به علت استعداد آسیب دیدگی مهار در نواحی غیر ارتجاعی، دور از این نواحی قرار گیرند.

۳- اصلاح جزء: با استفاده از برداشتن گزینشی مصالح از جزء موجود

۴- بهسازی جزئیات ناقص آرماتورگذاری موجود: این شیوه، شامل جاکت کردن، که در بالا

توضیح داده شد، نمی گردد. البته ممکن است این شیوه مقرون به صرفه نباشد و در حین اجرا بیش از حد در بهره برداری از ساختمان ایجاد اختلال کند. این روش در جایی که وصله های پوششی یا مهار آرماتورها کافی نیستند، می تواند مؤثر باشد. روال کار در این موارد عبارت خواهد بود از: برداشتن بتن پوشش، جوش دادن پوششی آرماتورها به یکدیگر، یا جوش دادن آرماتورهای کمکی بین دو میلگرد مجاوری که به اندازه کافی ادامه داده نشده باشند، و جایگزین کردن پوشش بتنی.

این روش برای افزودن آرماتورهای عرضی در محل وصله های پوششی که به اندازه کافی محصور نشده اند نیز به کار رفته است، اما آزمایشها نشان داده اند که ممکن است این روش غیر مؤثر باشد. برای بهبود بخشیدن به مقاومت برشی می توان آرماتورهای عرضی نیز اضافه کرد.

۵- تغییر سیستم ساختمان برای کاستن تقاضای اجزای موجود: این روش، شامل کاستن

تقاضای جابجایی در جزء موجود می شود، که بوسیله افزودن اجزای عمودی جدید (نظیر قابهای خمشی، یا دیوارها)، بوسیله جداسازی لرزه ای یا میرایی تکمیلی، یا انجام اصلاحاتی دیگر در ساختمان صورت می گیرد.

۶- تغییر قاب به یک دیوار برشی، قاب با میانقاب یا قاب بادبندی شده با افزودن مصالح

جدید: این شیوه معمولاً عبارت است از پرکردن دهانه با بتن مسلح، یا افزودن اجزای بادبندی برای تبدیل کردن قاب خمشی موجود به دیوار برشی یا قاب بادبندی شده. هنگامی که دهانه های قاب با بتن پر می شوند، دو راه حل به نظر می رسد. در اولی، کل دهانه پر می شود و پانل را به یک دیوار سازه ای تبدیل می کند. در دومی، بخشی از دهانه، در هر طرف ستون موجود

پر می شود تا ستون موجود به یک ستون دیواری (Wall Pier) تبدیل شود (معمولاً بخش های افزوده شده بتن، دیوارهای جناحین نامیده می شوند). تصمیمات مربوط به چگونه اصلاح کردن قاب و انتخاب قابها برای اصلاح، بخشی به مباحث فنی و بخشی به ملاحظات غیر سازه ای، بستگی دارد.

در ادامه بهسازی لرزه ای سازه های بتنی با استفاده از پوشش FRP و برخی دیگر از روش های بهسازی در پیوست چهارم بیشتر توضیح داده می شوند.

۲-۵-۲-۱- بهسازی لرزه ای سازه های بتنی با استفاده از پوشش FRP:

یکی از روشهای بهسازی لرزه ای سازه های بتنی استفاده از پوشش FRP در نواحی با پتانسیل مفصل شدن است. محصورسازی اجزاء سازه با FRP باعث افزایش ظرفیت باربری و همچنین افزایش شکل پذیری سازه می گردد. وقتی بتن با استفاده از این نوع پوشش محصور می گردد، رفتار آن تغییر کرده و منحنی تنش-کرنش آن متفاوت خواهد بود، که مدل‌های مختلفی در این زمینه ارائه شده است.

نخستین مطالعات پیرامون تاثیر محصور شدن بتن در بهبود باربری آن در سال ۱۹۰۶ میلادی صورت پذیرفت. محصورسازی اجزا بتن مسلح با پوشش پیرامونی FRP باعث بهبود رفتار تنش-کرنش بتن و افزایش مقاومت، سختی و کرنش نهایی آن می گردد که در نهایت باعث بهبود عملکرد لرزه ای سازه خواهد شد. مهمترین خاصیت مطلوب این مواد مرکب در مهندسی عمران نسبت مقاومت به وزن بالای آن هاست و پرکاربردترین ماده مرکب در حال حاضر در صنعت، کامپوزیت های شیشه است که این نسبت در مورد آن ها در مقایسه با فولاد خیره کننده است؛ چگالی آن ها در حدود یک چهارم فولاد می باشد در حالی که مقاومت کششی آن ها حدود ۱۰ برابر فولاد می باشد [۲۷].

به طور کلی می توان گفت که استفاده از پوشش FRP یکی از بهترین و موثرترین روش های بهسازی است. از علل این امر می توان مقاومت کششی بسیار زیاد FRP، مقاومت آن در برابر خوردگی، وزن کم، سهولت و سرعت اجرا و تاثیر آن در افزایش قابل ملاحظه شکل پذیری سازه را نام برد.

۲-۶- مروری بر پلیمرهای مسلح با الیاف (FRP)

کاربرد مواد مرکب به دهه ۱۹۴۰ میلادی باز می‌گردد؛ این مصالح در ابتدا در هوافضا استفاده می‌شد ولی پس از دهه ۱۹۸۰ میلادی در صنعت ساختمان‌سازی نیز جهت تقویت سازه‌ها وارد شد [۲۹۵]. از مزایای این مواد می‌توان به مقاومت کششی و سختی بالا، وزن کم، مصونیت در برابر خوردگی و از بین رفتن، نصب آسان در فضاهای محدود، کاهش در هزینه‌ی نیروی انسانی، قابلیت نصب در طول‌های زیاد و قابلیت نامحدود در اندازه و ابعاد و هندسه اشاره نمود [۳۰]. این مواد، محاسنی دارند که در بالا به آن‌ها اشاره شد، لیکن، دارای نقاط ضعفی نیز می‌باشند که از آن جمله می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

- این مواد، برخلاف فولاد که رفتاری به صورت الاستوپلاستیک دارد، رفتار الاستیک خطی تا مرحله‌ی گسیختگی را بدون هیچ نقطه‌ی جاری شدن مشخص، نشان می‌دهند و لذا این امر منجر به کاهش شکل‌پذیری این مواد می‌شود.

- هزینه‌ی این مواد بر اساس وزن و نوع آن چند برابر هزینه‌ی فولاد است؛ در صورتی که اگر این هزینه نسبت به مقاومت مقایسه شود، کاربرد این مواد مطلوب‌تر خواهد بود.

- برخی مواد مرکب نظیر کربن، آرامید، از نظر ضریب انبساط حرارتی سازگاری با بتن ندارند و در شرایط آتش سوزی سبب تخریب و فروپاشی می‌شوند [۳۰].

مشکلاتی که در بالا ذکر شد، منجر به جایگزینی راه حل دیگری به نام استفاده از پلیمرهای مسلح به الیاف گردید و از آن‌جا که این مواد در هوافضا کاربردی بسیار موفق داشتند، لذا سبب شد که در دو دهه اخیر، از این مواد در مهندسی عمران نیز استفاده شود.

در حقیقت، اصطلاح FRP، به پلیمرهای مسلح به الیاف اطلاق می‌شود که از دو جزء اصلی الیاف و رزین تشکیل شده است. الیاف به عنوان بخش اصلی، دارای رفتاری کاملاً الاستیک و ترد با مقاومت کششی و ضریب کشسانی بسیار بالا بوده و بر اساس نوعشان، دارای قطرهای متفاوتی بین ۵ تا ۲۵ میکرون می‌باشند [۳۱]. به بیان دیگر، FRP ماده مرکب (کامپوزیت) متشکل از الیاف غیرفلزی پیوسته‌ی

جهت یافته، با ویژگی‌های پیشرفته است که در مهندسی عمران، معمولاً از جنس شیشه و کربن به همراه رزین پلیمری (ماتریس) می‌باشد. بار اعمالی یا تنش‌های اصلی ایجاد شده را الیاف تحمل می‌نمایند و به بیان دیگر، الیاف جزء باربر ماده مرکب به حساب می‌آید؛ در حالی که رزین نقش انتقال تنش‌ها را در میان الیاف و حفاظت از الیاف به عهده دارد [۳۲].

ویژگی‌های مکانیکی کامپوزیت‌ها بستگی به نوع الیاف، رزین، مقدار الیاف و جهت الیاف دارد. الیاف ممکن است در یک جهت در کامپوزیت به کار روند که در آن صورت، ماده مرکب تک‌جهته خواهد بود. برای توضیح بیشتر می‌توان گفت، رزین اثر مستقیمی در ضریب کشسانی و مقاومت کششی FRP نداشته و تنها به عنوان نگه‌دارنده و دربرگیرنده‌ی الیاف در کنار یکدیگر عمل کرده و تنش‌ها را به الیاف منتقل می‌نماید.

FRP با قراردادن الیاف ممتد در یک زمینه‌ی رزینی که الیاف را به یکدیگر می‌چسباند، ساخته می‌شود. این الیاف با توجه به رفتار مورد نیاز، در یک یا دو جهت و یا به صورت تصادفی قرار داده می‌شوند [۶]، به بیان کامل‌تر، الیاف ممکن است در جهت‌های مختلف بافته و یا بر روی سطح چسبانده شوند، در آن صورت، مواد مرکب دو یا چند جهته می‌شود به طوری که مقاومت و سختی ماده مرکب، در راستای الیاف بالا بوده و در جهت عمود بر الیاف ضعیف می‌باشند.

FRPها به علتی که رفتار متفاوتی در صفحات مختلف دارند، ماده‌ای چندسانگرد یا ارتوتروپیک هستند [۳۳]، از طرفی، در مهندسی عمران، از دو نوع ماده مرکب الیاف شیشه‌ای GFRP و الیاف کربنی CFRP بیشتر استفاده می‌شود که مهمترین ویژگی که موجب اختلاف میان انواع الیاف می‌گردد، سختی و کرنش کششی و قیمت تمام شده‌ی آنها می‌باشد. در ادامه به برخی ویژگی‌های این الیاف پرداخته می‌شود:

۲-۶-۱- الیاف

در مهندسی عمران، غالباً از الیاف شیشه‌ای و کربنی استفاده می‌شود. یکی از مهم‌ترین ویژگی و وجوه تمایز الیاف شیشه‌ای نسبت به سایر الیاف، اقتصادی بودن آنهاست، زیرا الیاف شیشه‌ای به طور

قابل ملاحظه‌ای از الیاف کربن ارزان‌تر است. این الیاف، حساسیت بسیار بالایی نسبت به رطوبت داشته که در صورت انتخاب چسب مناسب، می‌توان از آن‌ها محافظت نمود [۳۰].

در مقابل؛ الیاف کربنی، مقاومت بسیار خوبی در محیط‌های قلیایی و اسیدی داشته و در شرایط سخت محیطی از نظر شیمیایی کاملاً پایدار هستند. این الیاف، مدول الاستیسیته و مقاومت بالایی داشته و هیچ‌گونه خزشی ندارند. مقاومت در برابر اشعه‌ی فرابنفش و ضریب انبساط حرارتی پایین از ویژگی‌های این الیاف است [۳۲].

۲-۶-۲- رزین (ماتریس):

رزین یا ماتریس، بر دو نوع ترموست و ترمو پلاستیک می‌باشد. رزین‌های ترموست، پس از سخت شدن، با اعمال حرارت، دیگر به حالت مایع یا روان در نمی‌آیند؛ در حالی که ماتریس‌های ترموپلاستیک را می‌توان با اعمال حرارت، مایع نموده و با اعمال برودت، به حالت جامد در می‌آیند.

موادی مانند پلی‌استر، ونیل‌استر و اپوکسی را می‌توان به عنوان ماتریس‌های ترموست و موادی مانند PVC و پلی‌اتیلن و پلی‌پروپیلن را می‌توان به عنوان ماتریس‌های ترموپلاستیک نام برد [۳۲].

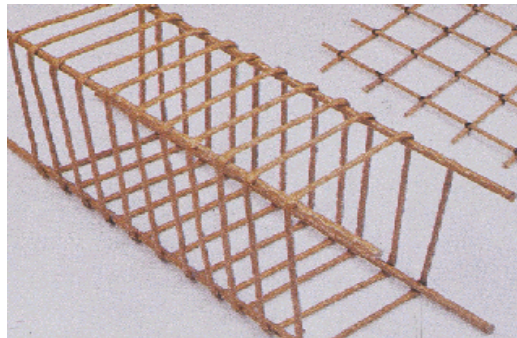
اگرچه اپوکسی بسیار گران‌تر از پلی‌استر می‌باشد، ولی نوع بسیار معمول چسب‌های سازه‌ای بر پایه‌ی اپوکسی استوار است که نتیجه‌ی مخلوط کردن ماتریس‌های اپوکسی با یک ماده‌ی سخت‌کننده است. با توجه به نوع کاربرد، چسب ممکن است شامل پرکننده‌ها، نرم‌کننده، افزودنی‌های سخت‌کننده و مؤلفه‌های دیگر باشد [۳۳].

در واقع، نقش ماتریس عبارت است از:

- ۱- حفاظت از الیاف در برابر ساییدگی یا خوردگی محیطی
- ۲- نگه داشتن الیاف در جای خود
- ۳- انتقال بار بین الیاف
- ۴- ماتریس تأثیر مهمی بر روی ویژگی‌های مکانیکی از جمله مدول الاستیسیته و مقاومت، مقادیر برش و خصوصیات در فشار دارد [۳۲].

۲-۶-۳- کاربرد FRP در مهندسی عمران

FRP ها به سه گونه‌ی کلی در سازه‌ها کاربرد دارند. نوع اول به شکل جایگزین برای برخی قسمت‌های سازه مانند عرشه پل‌ها می‌باشد؛ نوع دوم FRP به شکل میلگرد به جای میلگردهای فولادی در بتن استفاده می‌شود (شکل ۲-۱۵) و نوع سوم آن به شکل ورقه و یا نوارهایی می‌باشند که عموماً به سطوح کششی عضو موردنظر چسبانیده می‌شود (شکل ۲-۱۶).



شکل ۲-۱۵: میلگردهای FRP



شکل ۲-۱۶: استفاده از ورق‌های FRP در تقویت ستون

در این راستا، پس از این که در اواسط دهه ۸۰ میلادی برای اولین بار کاتسوماتا و همکارانش، استفاده از کامپوزیت FRP را برای تقویت ستون‌های بتن‌آرمه موجود، در برابر بارهای لرزه‌ای مطرح نمودند، تاکنون تحقیقات وسیعی در این زمینه انجام گرفته است. به عنوان نمونه، پژوهشگران زیادی برای بیان رفتار بتن محصورشده با FRP با استفاده از نتایج آزمایشگاهی خود، معادله‌های ریاضی متعددی جهت تعیین مقاومت فشاری بتن محصور، و همچنین تعیین نمودار تنش - کرنش بتن، ارائه نموده‌اند. از این مدل‌ها می‌توان به مدل سعادت‌منش و همکاران در سال ۱۹۹۴ [۳۴]، مدل Saafi و همکاران در سال ۱۹۹۹ [۳۵]، مدل Fam و Rizkalla در سال ۲۰۰۱ [۳۶]، مدل Becque و همکاران در

سال ۲۰۰۳ [۳۷] اشاره کرد. این مدل‌ها اصولاً بر دو اساس می‌باشند؛ یکی بر مبنای استفاده و اصلاح معادله‌های حاصل از محصورشدگی بتن در فولاد و میلگردهای فولادی و یا بر مبنای مشاهدات و آزمایش‌هایی که به طور مستقیم بر روی بتن محصورشده با استوانه‌های FRP پر شده از بتن و یا ستون‌های بتنی با دورپیچ نوارهای FRP انجام گرفته است. پژوهشگرانی چون سعادت‌منش [۳۴] و Rizkalla [۳۶]، از مدل ماندر [۳۸] که برای بتن محصورشده در فولاد تدوین یافته است، به منظور پیش‌بینی رفتار بتن محصورشده با FRP نیز استفاده کرده‌اند. همچنین، Panchacharam و Belarbi [۳۹] در سال ۲۰۰۲ تقویت ۸ عدد تیر مربع شکل را با در نظر گرفتن متغیرهایی مانند نوع الیاف، نوع پوشش و تعداد وجوه تقویت، تحت اثر لنگر پیچشی خالص مورد بررسی قرار دادند؛ تیرها با طول تقریبی ۴ متر، از یک سمت تحت اثر لنگر پیچشی قرار گرفتند و از سمت دیگر کاملاً ثابت بودند.

در آن پژوهش، افزایش ظرفیت نهایی پیچشی به میزانی حدود ۲/۵ برابر نسبت نمونه کنترلی رسید و همچنین نمونه‌های تقویت شده با ورق‌های صفردرجه در راستای طولی، شکل پذیری بیشتری را نشان دادند. در همین راستا، Ghobaran و همکاران [۴۰] در سال ۲۰۰۲ در زمینه تقویت تیرهای مستطیل شکل، با استفاده از الیاف کربن و شیشه پرداختند. در این بررسی، ۱۱ عدد تیر با طول تقریبی ۲/۵ متر با توجه به متغیرهای زاویه و فواصل ورق‌ها تحت اثر لنگر پیچشی خالص در آزمایشگاه تقویت شدند. ۳ نمونه از تیرها به عنوان مرجع، ۶ نمونه با الیاف کربن و ۲ نمونه با الیاف شیشه‌ای تقویت شدند. تیر تنها قادر به تغییر شکل در جهت طولی و چرخش در هر دو سمت خود بوده و از هر طرف، تحت اثر لنگر پیچشی قرار گرفت، به صورتی که ناحیه میانی تیر مورد آزمایش، تحت اثر لنگر پیچشی خالص قرار می‌گرفت. در این پژوهش، افزایش تا حدود ۶۳ درصد، بر روی ظرفیت نهایی پیچشی نمونه‌های تقویت شده با الیاف کربن مشاهده گردید و نمونه‌های تقویت شده با الیاف شیشه نیز ۷۳ درصد افزایش بر روی ظرفیت پیچشی داشتند.

در سال ۲۰۰۱ رفتار محوری استوانه‌های FRP پر شده از بتن توسط Fam و Rizkalla [۳۶] بررسی شده، در این بررسی، اثر تغییر پارامترهای مختلف در رفتار محوری استوانه‌های FRP پر شده از بتن را مطالعه گردید. این بررسی، روی ۱۰ نمونه استوانه‌ای FRP (نسبت طول - قطر ۲:۱) کاملاً پر شده

از بتن (توپر) و بخشی پر شده از بتن با حفره‌ی مرکزی (توخالی)، و همچنین سیستم استوانه در استوانه که بین آنها توسط بتن پر شده، انجام شده است که تحت اثر بارگذاری محوری فشاری قرار گرفته‌اند. این پژوهش نشان داد که محصورشدگی، وابستگی زیادی به ساختار لایه‌ای استوانه، شرایط مرزی، و اندازه‌ی حفره‌ی مرکزی داشته و در استوانه‌ی GFRP پر شده از بتن تحت بارگذاری محوری فشاری، بارگذاری استوانه باعث انبساط جانبی استوانه می‌شود که منجر به کاهش فشار تماسی (محصورشدگی) با بتن می‌شود، همچنین استوانه‌های GFRP کاملاً پر شده از بتن، تحت تأثیر بیشترین میزان محصورشدگی قرار می‌گیرند. ایجاد حفره‌ی داخلی موجب صرفه‌جویی در مصالح و کاهش وزن عضو شده و اگرچه وجود حفره‌ی داخلی شکل‌پذیری عضو را کاهش نمی‌دهد، ولی محصورشدگی را کاهش می‌دهد، آنان به این نتیجه رسیدند که اگر برای ایجاد حفره از یک استوانه‌ی GFRP استفاده شود، اثر محصورشدگی بهبود می‌یابد. این میزان محصورشدگی، وابسته به سختی استوانه‌ی داخلی بوده و می‌تواند برابر میزان محصورشدگی در یک استوانه‌ی کاملاً پر شده از بتن باشد.

همچنین در پژوهشی دیگر که توسط Teng و Wong برای بررسی رفتار بتن محصور شده با FRP انجام شد [۴۱]، آنان با انجام یک دسته آزمایش‌های محوری فشاری روی ستون‌های دایروی کوتاه محصور شده با FRP، و دارای حفره‌ی داخلی، به بررسی رفتار بتن پرداختند. با توجه به تحقیقات محققین به طور کلی می‌توان گفت، کاربرد FRP در مهندسی عمران برای تقویت سازه‌ها، نسبتاً موفق و کاربردی می‌باشد.

۲-۶-۴- مفهوم محصور شدگی

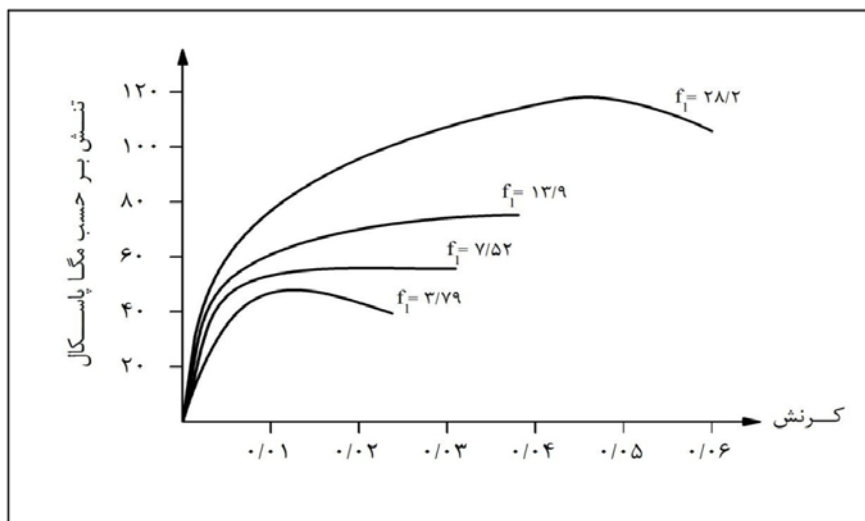
با توجه به اثر پواسون، کرنش طولی بتن تحت فشار، سبب ایجاد کرنش جانبی در مقطع عضو بتنی شده و با ایجاد ترک‌های داخلی پیش‌رونده، کرنش جانبی به سرعت افزایش می‌یابد. کرنش جانبی در صورت محصور بودن بتن، سبب ایجاد نیروی کششی در اعضای محصورکننده و در نتیجه، اعمال فشار جانبی به هسته‌ی بتنی می‌گردد. بتن در کشش به وسیله‌ی ترک‌های درون صفحه گسیخته شده و در فشار در جهت موازات امتداد نیرو ترک خورده، متلاشی می‌شود. بر خلاف رفتار غیرهمسان بتن به جهت این ترک‌های

درون صفحه‌ای، بیش‌تر بتن ماده‌ای همسان فرض می‌شود و برای ساده‌سازی مدل‌های رفتاری، ضریب پواسون آن ثابت فرض می‌شود [۴۲]. به بیان دیگر، اگر در یک عضو بتنی تحت فشار، در جهت عمود بر ترک‌هایی که در ناحیه فشاری ایجاد می‌شوند، نیرویی وارد شود، باعث محدود شدن توسعه ترک‌ها شده و مقاومت مقطع را افزایش می‌دهد.

در سال ۱۹۲۸، ریچارت و همکارانش با استفاده از نتایج آزمایش‌های انجام گرفته به منظور تعیین مقاومت استوانه‌های بتنی که تحت فشار مایع محصور شده بودند، رابطه (۲-۲۲) را پیشنهاد نمودند. اگر k_1 ضریب اثر بخشی محصورکنندگی باشد، این محققین مقدار آن را برابر $4/1$ در نظر گرفته و در سال ۱۹۲۹ مدل خود را برای بتن محصور در فولاد نشان دادند [۴۳].

$$\frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1 + k_1 \frac{f_l}{f_c} \quad (2-22)$$

در این رابطه f'_{cc} و f'_c به ترتیب مقاومت فشاری محوری نمونه محصورشده و مقاومت تک‌محوری نمونه محصورنشده می‌باشد. f_l نیز فشار محصورکننده جانبی است. این فشار در زمانی که بار محوری وارد می‌شود ثابت مانده؛ در حالی که نیروی محوری تا شکست نمونه افزایش پیدا می‌کند. کرنش محوری متناظر با تنش محوری اعمال شده در فشارهای محصورکننده هیدرواستاتیکی متفاوت، مطابق شکل ۱۷-۲ رسم گردیده است [۴۳].

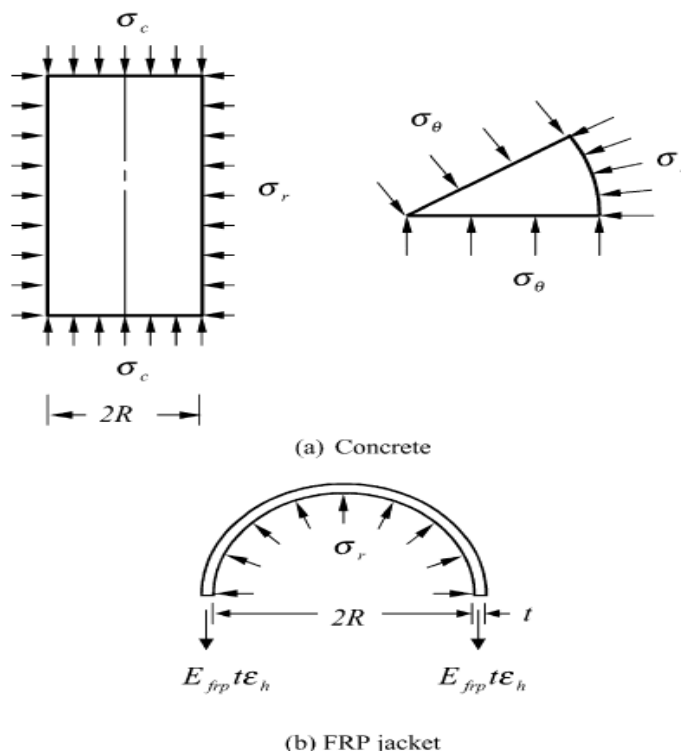


شکل ۱۷-۲: نمودار تنش-کرنش استوانه‌های بتنی در فشار هیدرواستاتیک [۴۳]

از جمله اثرات این اقدام، افزایش ظرفیت باربری و ایجاد عمل کرد شکل پذیر در ستون بتنی می باشد. محصورشدگی جلوگیری از انبساط شعاعی بتن به وسیله اعمال فشار جانبی می باشد. در عمل این فشار حاصل عکس العمل اعضای محصورکننده عضو مورد نظر در اثر تمایل به افزایش تغییرشکل جانبی به علت اعمال کرنش محوری در عضو می باشد.

دو تأثیر مذکور، از مهم ترین علل محصور نمودن ستون های بتن به منظور تقویت و بهبود رفتار یک سازه می باشد. یکی از روش های تقویت ستون های بتنی دایروی، پیچیدن پلیمرهای مسلح به الیاف یا همان FRP به دور ستون می باشد. در یک تعریف کلی، کامپوزیت FRP از دو جزء اصلی تشکیل یافته است. جزء اول الیافی با رفتار کاملاً الاستیک، خطی و شکننده و با مقاومت کششی بسیار بالا هستند. جزء دوم، چسب یا رزین می باشد. این چسب ها الیاف را در کنار هم در محل مورد نظر نگه می دارد و سهم چندانی در باربری کامپوزیت ندارد.

عمل محصورکنندگی بتن پوشانده شده با FRP بطور شماتیک در شکل ۲-۱۸ نشان داده شده است، که در آن همه تنش ها در جهت مثبتشان نشان داده شده اند، در بتن کرنش ها و تنش ها ی فشاری مثبت ولی در FRP کرنش ها و تنش های کششی مثبت تعریف شده اند. [۴۴]



شکل ۲-۱۸: نقش محصورکنندگی پوشش FRP برای بتن [۴۴]

۲-۶-۵- اهمیت موضوع محصورشدگی بتن توسط FRP

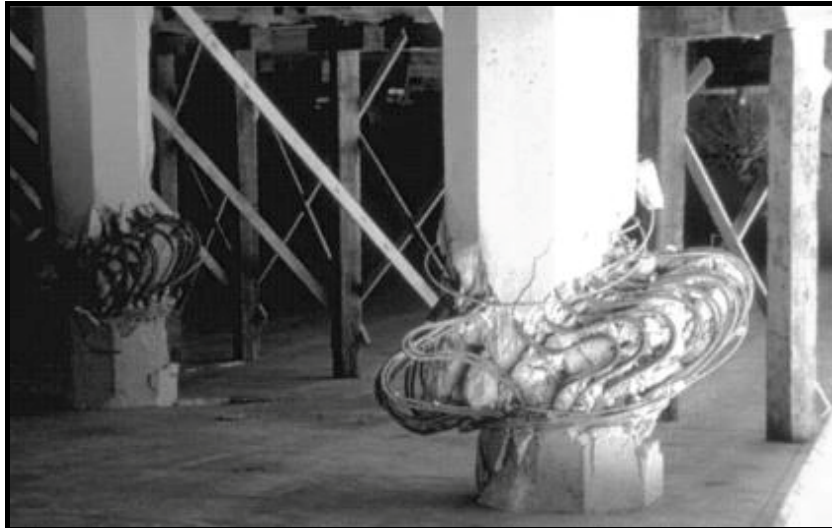
یکی از روش‌های بسیار کارا در بهبود عمل‌کرد ستون‌های بتن‌آرمه، محصور نمودن بتن در این اعضاء می‌باشد و این موضوع به دلایل زیر حائز اهمیت است:

الف - از مشاهدات زلزله‌های گذشته بر می‌آید که ستون در ساختمان‌های بتنی و همچنین در پل‌ها، به عنوان یکی از اعضاء بسیار حساس این سازه‌ها می‌باشد. محصور نمودن ستون‌های سازه به عنوان یکی از روش‌های بسیار کارا در جلوگیری از شکست برشی و افزایش مقاومت بتن، مورد توجه خاص محققین می‌باشد [۴۵].

وقتی یک ستون تحت بار زلزله قرار می‌گیرد، ظرفیت جذب انرژی توسط ستون، به جای ظرفیت باربری آن، مسئله اصلی و مورد توجه می‌باشد. مرسوم است که ظرفیت جذب انرژی در ستون بتنی به وسیله پوشش فلزی و یا غلاف بتن‌آرمه افزایش داده می‌شود. این دو روش علاوه بر مشکلات اجرایی و افزایش وزن مرده ستون، سبب افزایش قابل توجه سختی ستون می‌شود و این خود ممکن است منجر به اضافه شدن نیروهای حاصل از زلزله بر سازه و به خصوص عضو مقاوم‌شده گردد [۴۵].

ب - افزایش میزان باربری به دلیل تغییر کاربری سازه‌ها و همچنین به دلیل افزایش حجم ترافیک بر سازه‌های استراتژیکی هم‌چون پل‌ها، امری اجتناب‌ناپذیر است. مقاوم‌سازی ستون‌ها در برخی سازه‌ها به عنوان عضو باربر محوری، در چند سال اخیر مورد توجه قرار گرفته و یکی از کارآمدترین و سریع‌ترین روش‌ها، محصور نمودن ستون توسط دورپیچ FRP است [۶].

ج - وجود برخی نقایص در اجرای ستون‌های بتن‌آرمه، به دلیل ضعف آیین‌نامه‌های گذشته و یا به دلیل اشتباهات اجرایی، اعمال راه‌کارهای مناسب در بهسازی و جبران نقایص این عضو سازه‌ای را حائز اهمیت نموده است. در شکل ۲-۱۹ عدم محصورشدگی کافی به علت فاصله زیاد آرماتورهای دورپیچ سبب تخریب ستون گردیده است [۶].



شکل ۲-۱۹: خرابی ستون در زلزله نورث ریج به علت ناکافی بودن فشار محصورکنندگی آرماتور دورپیچ

در سال‌های اخیر تلاش‌های فراوانی جهت درک و ترویج استفاده از ترکیبات پلیمری به منظور مقاوم‌سازی و بهسازی سازه‌های بتنی انجام شده است که به دنبال گسترش حوزه کاربرد این مصالح در تقویت اعضای مختلف سازه‌های بتن‌آرمه و به منظور کاربردی نمودن این دانش فنی، روش‌های طراحی، دست‌والعمل‌های محاسباتی تدوین گردیده‌اند که از آن جمله می‌توان به راهنمایی‌های طراحی ACI 440.2R آمریکا، CSA کانادا و FIP اروپا اشاره نمود.

۲-۶-۶- شرح مدل‌های ارائه شده برای پیش‌بینی رفتار بتن محصور در FRP

همانگونه که در بخش ۲-۶-۳- گفته شد این مدل‌ها اصولاً بر دو اساس می‌باشند؛ یکی بر مبنای استفاده و اصلاح روابط حاصل از محصورشدگی بتن در فولاد و آرماتورهای فولادی، و دیگر بر مبنای مشاهدات و آزمایشاتی که مستقیم بر روی بتن محصور در لوله‌های پلیمری و یا بتن پیچیده شده در الیاف انجام گرفته است. محققینی چون، سعادت‌منش و همکاران در سال ۱۹۹۴ [۳۴]، از مدل ماندرو و همکاران که در سال ۱۹۸۸ [۳۸]، برای بتن محصور در فولاد تدوین یافته است، به منظور پیش‌بینی رفتار بتن محصور در FRP استفاده کرده‌اند.

شایان ذکر است که تحقیقات میرمیران و شهاوی در سال ۱۹۹۷ [۴۶] و صافی و همکاران در سال ۱۹۹۹ [۳۵] نشان داده است که استفاده از مدل‌های مبتنی بر فشار محصورکنندگی حاصل از فولاد به عنوان ماده‌ای با رفتار الاستوپلاستیک، برای محصورشدگی حاصل از FRP، با رفتاری کاملاً خطی به منظور بیان

مقاومت فشاری محوری و رفتار بتن محصور در FRP، کاربردی نبوده و نتایج حاصل از آن دست بالا می-باشد.

در بسیاری از مدل‌های ارائه شده از نتایج آزمایش بر روی استوانه‌های بتنی محصور در FRP، سعی شده تا بر مبنای رابطه (۲-۲۲)، برای ضریب محصورشدگی k_1 رابطه‌ای بر اساس مشخصات مکانیکی بتن و کامپوزیت FRP ارائه شود.

مدل‌های نام برده شده در بالا به تفصیل در پیوست پنجم آمده اند، در ادامه مدل استفاده شده در این تحقیق شرح داده شده است.

۲-۶-۶-۱- مدل ارائه شده توسط لام و تینگ [۴۴ و ۴۷]

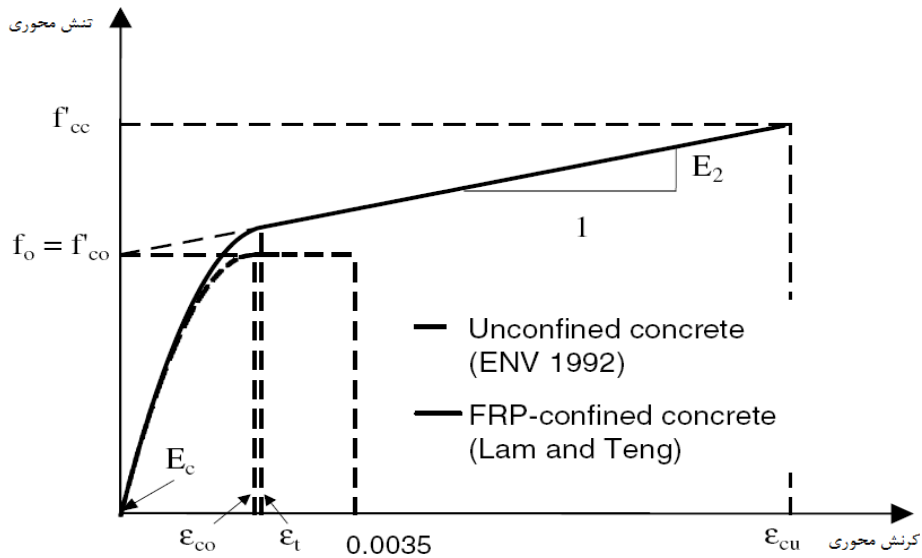
این مدل در سال ۲۰۰۳ توسط لام و تینگ برای بتن محصورشده پیشنهاد شد که از مزایای این مدل آن است که به محصورشدگی مقاطع چهارگوش نیز توجه شده است. فرمول‌بندی آن به قرار زیر است.

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4 f'_{c0}} \varepsilon_c^2 : \text{for } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t \\ f'_{c0} + E_2 \varepsilon_c : \text{for } \varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \end{cases} \quad (23-2)$$

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_{c0}}{\varepsilon_{cu}} \quad (24-2)$$

$$\varepsilon'_t = \frac{2 f'_c}{E_c - E_2} \quad (25-2)$$

که f'_{cc} بیشینه تنش فشاری بتن محصورشده، f'_{c0} مقاومت نهایی بتن محصورنشده، E_c مدول الاستیسیته اولیه بتن، E_2 شیب قسمت دوم و خطی مدل، ε_t کرنشی که در آن ناحیه سهموی ابتدایی به ناحیه خطی دوم با یک انتقال هموار می‌رسد؛ و ε_{cu} کرنش متناظر با بیشینه تنش فشاری بتن محصورشده است. بیشینه تنش و کرنش فشاری بتن محصور با استفاده از روابط (۲-۲۴) و (۲-۲۷) به دست می‌آید.



شکل ۲-۲۰: مدل پیشنهادی لام و تنگ برای بتن محصور در FRP [۴۴]

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} = 1 + 3.3\kappa_{s1} \frac{f_l}{f'_{c0}} \quad (26-2)$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{c0}} = 1.75 + 12\kappa_{s2} \left(\frac{f_l}{f'_{c0}} \right) \left(\frac{\epsilon_{h,rupt}}{\epsilon_{c0}} \right)^{0.45} \quad (27-2)$$

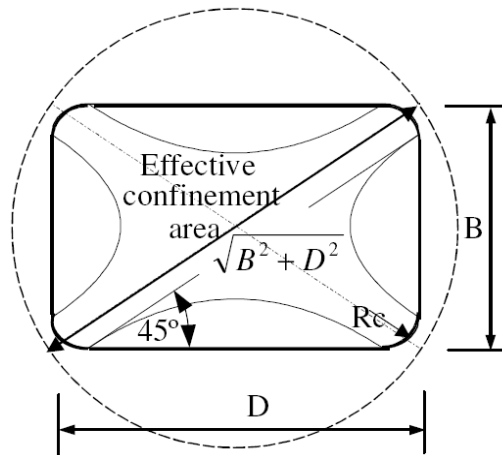
در رابطه (۲۷-۲) ϵ_{c0} کرنش محوری متناظر با تنش حداکثر بتن، برابر با ۰/۰۰۲، $\epsilon_{h,rupt}$ کرنش گسیختگی حلقه ای، f_l فشار محصورکنندگی معادل؛ ضرایب شکل برای کرنش و مقاومت نهایی κ_{s1} و κ_{s2} نیز با استفاده از رابطه (۲۸-۲) و (۲۹-۲) به دست می‌آید.

$$\kappa_{s1} = \left(\frac{B}{D} \right)^2 \frac{A_e}{A_c} \quad (28-2)$$

$$\kappa_{s2} = \left(\frac{D}{B} \right)^{0.5} \frac{A_e}{A_c} \quad (29-2)$$

در مقاطع دایروی، فشار محصورکنندگی در اطراف محیط یکنواخت است. اما در مقاطع مستطیلی فشار محصورکنندگی غیر یکنواخت و در گوشه‌ها بزرگتر می‌باشد، لذا تنها بخشی از مقطع به صورت موثر محصور است (شکل ۲-۲۱). فشار محصورکنندگی معادل پوشش FRP برای یک مقطع مستطیلی با ابعاد D و B ($D \geq B$) به صورت فشار محصورکنندگی فراهم شده توسط پوشش FRP با ضخامت یکسان برای

یک مقطع دایره ای با قطر معادل تعریف می شود. مقدار این قطر معادل برابر طول قطر مقطع مستطیلی یعنی $\sqrt{D^2 + B^2}$ می باشد. لذا فشار محصورکنندگی معادل f_l از رابطه (۳۰-۲) بدست می آید.



شکل ۲-۲۱: محصورکنندگی در مقاطع مستطیلی

$$f_l = \frac{2E_{frp} t_{frp} \varepsilon_{h,rupt}}{\sqrt{D^2 + B^2}} \quad (30-2)$$

در روابط مربوط به ضرایب شکل A_e و A_c به ترتیب مساحت ناحیه به طور موثر محصور شده و مساحت کل ناحیه پوشیده شده توسط FRP می باشند، که نسبت آن ها توسط رابطه (۳۱-۲) بدست می آید.

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{B}{D}(D - 2R_c)^2 + \frac{D}{B}(B - 2R_c)^2}{3A_g} - \rho_{sc} \quad (31-2)$$

توجه شود که رابطه (۲۶-۲) تنها در صورتی درست است که با پوشش FRP به کار رفته در غیر این صورت نباید هیچ افزایش مقاومتی برای مقطع متصور بود. قابل ذکر است که این مدل لام و تنگ، مدل پذیرفته شده توسط ACI 440.2R-08 می باشد و در این تحقیق از این مدل استفاده می شود.

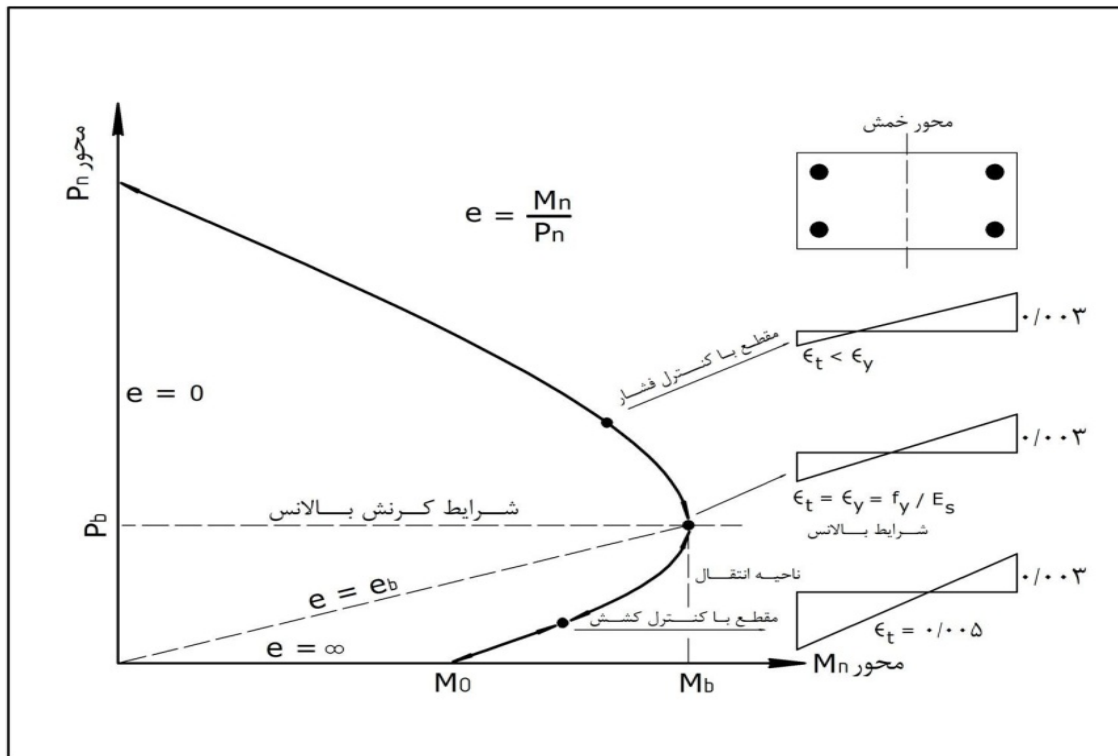
۲-۶-۷- دیاگرام اندرکنش بار-ممان ستون های بتن مسلح محصور شده با FRP

ستون های بتن مسلح جهت تحمل بار محوری و ممان خمشی طراحی می شوند؛ به این صورت که یا تحت بار با خروج از محوری قرار گرفته یا به ترتیب تحت نیروی محوری همراه با ممان خمشی قرار دارند. در چنین مواردی، طراحی معمولاً دیاگرام اندرکنش بار محوری-ممان خمشی (P - M) را به دست آورده، تا از آن طریق ترکیبات متفاوت بار محوری و ممان خمشی (که ستون قادر به تحمل آن است) را به طور واضح مشاهده کند.

به منظور ترسیم دیاگرام (P - M) یک ستون مقاوم نشده، در ابتدا مشخصات هندسی مقطع (h, d, d', b) ، مشخصات میلگردهای داخلی، کمیت، محل قرارگیری آن ها در مقطع (f_y, E_s, A_s, A'_s) و مقاومت بتن (f'_c) مورد نیاز است.

کرنش حداکثر بتن، ϵ_{cu} ، طبق آیین نامه ACI 318-99 برابر با 0.003 در نظر گرفته می شود. بلوک تنش ویتنی برای نشان دادن رابطه غیرخطی تنش-کرنش بتن ناحیه فشاری به هنگام خرابی مورد استفاده قرار می گیرد. به منظور ترسیم دیاگرام اندرکنش، معمولاً شرایط کرنش بالانس اعمال شده و مقادیر P_b و e_b مربوط به این حالت را به دست می آید.

بعد از آن، با انتخاب مقادیر متفاوتی برای خروج از مرکزیت، e ، خواه بزرگتر، خواه کوچکتر از e_b ، که به ترتیب مربوط به مناطق با کنترل کشش و مناطق با کنترل فشار می شوند، دیاگرام اندرکنش حاصل می شود. این مراحل در کتاب های طراحی بتن مسلح توضیح داده شده است. امروزه این عملیات به آسانی با یک برنامه کامپیوتری قابل انجام است. در شکل ۲-۲۲ یک منحنی اندرکنش شماتیک، برای ظرفیت اسمی یک ستون بتن مسلح نشان داده است. تعیین دیاگرام اندرکنش (P - M) یک ستون مقاوم شده با FRP موضوعی غیربديهی بوده و مطالعات آزمایشگاهی محدودی جهت تعیین دیاگرام اندرکنش (P - M) ستون های محصور شده با FRP گزارش شده است [۴۸]. منحنی های اندرکنش آزمایشگاهی ستون های محصور شده با FRP که دارای جزئیات مناسب باشند، به دلایل زیر در دسترس نمی باشند:



شکل ۲-۲۲: دیاگرام اندرکنش شماتیک بار-ممان ($P - M$)، برای یک ستون بتن مسلح

اولاً: به این دلیل که انجام این آزمایشات بسیار مشکل است.

ثانیا: تقاضا جهت کاربرد آنها زیاد نیست.

در رابطه با موضوع ستون‌های محصورشده با FRP، تحت بار محوری همراه با خروج از مرکزی، ACI 440.2R-02 آدرس مستقیم و مشخصی نمی‌دهد. در هر حال، اگر یک تعداد فرضیات ساده کننده در نظر گرفته شود، ترسیم دیاگرام‌های اندرکنش ($P - M$) با استفاده از معادلات ارائه شده در ACI 440.2R-02 ممکن می‌شود.

فرض اول: اثر محصورکنندگی FRP، سبب افزایش مقاومت فشاری بتن می‌شود (با صرف نظر از گسترش ناحیه فشاری). سپس دیاگرام ($P - M$) ستون محصورشده با FRP به همان شیوه ستون معمولی به سادگی با جایگزینی f'_c با f'_{cc} (که توسط رابطه لام و تنگ ارائه شده است) قابل ترسیم است.

این فرض به طور تلویحی به این نکته اشاره دارد که ناحیه فشاری به طور کامل با دورپیچ FRP محصورشده، حتی اگر چه ناحیه فشاری به طور کامل توسط FRP احاطه نشده باشد.

هم‌چنین فرض می‌شود ψ_f ، در به دست آوردن ظرفیت اسمی بار محوری و ظرفیت اسمی ممان خمشی، جهت ترسیم دیاگرام اندرکنش (P – M) برابر با یک است (به غیر از $P_{n(max)}$). اگر مقادیر محافظه‌کارانه مورد نظر باشد، ψ_f را برابر $0/85$ در نظر می‌گیریم.

فرض دوم: به منظور تعیین عمق تار خنثی در یک مقطع بتنی محصورشده با FRP می‌توان، از حداکثر کرنش فشاری قابل استفاده بتن، برای یک ستون دایروی دورپیچ‌شده با FRP (که طبق لام و تنگ تعیین می‌شود) استفاده کرد.

بر پایه این دو فرض و استفاده از حداکثر کرنش بتن محصورشده، ϵ'_{cc} ، و حداکثر تنش بتن محصورشده، f'_{cc} ، (که قبل از این تعریف شد) منحنی اندرکنش (P – M) برای ستون بتنی محصورشده با FRP می‌تواند به همان روش مورد استفاده برای ستون محصورنشده ترسیم شود.

روند ارائه شده در بالا یک روش تقریبی بوده که شبیه روش تقریبی متداول جهت ترسیم دیاگرام اندرکنش ستون بتن مسلح با استفاده از فرضیات بلوک تنش ویتنی است.

در نظر گرفتن این فرض، ربطی به محصور بودن یا نبودن مقطع ندارد (همان‌گونه که در بالا به آن اشاره شد). روش بسیار دقیق‌تر جهت ترسیم دیاگرام اندرکنش، استفاده از منحنی تنش-کرنش کامل بتن محصورشده با FRP (و اگر لازم باشد، بتن محصورنشده) است. در این روش، مؤلفه نیروی فشاری با استفاده از انتگرال‌های عددی بر روی منحنی غیرخطی تنش-کرنش بتن محصورشده به دست می‌آید.

اگر سیستم مقاوم‌سازی FRP علاوه بر سختی جانبی (محیطی)، سختی در جهت طولی عضو را نیز ایجاد کند، (به عنوان مثال در حالتی که زاویه دورپیچ‌ها غیر از ۹۰ درجه بوده و یا از صفحات دو جهته استفاده شود). در ترسیم دیاگرام (P – M) می‌بایست علاوه بر اثر محصورکنندگی، اثر بهبودسازی خمشی صفحات FRP نیز، به حساب آید.

فصل سوم

مدلسازی و تحلیل در نرم افزار

SAP2000

فصل ۳ - مدل سازی و تحلیل در نرم افزار SAP2000

۳-۱- مقدمه

در این فصل روند مدل سازی سازه سه بعدی بتنی با قاب خمشی متوسط و با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۰ طبقه در نرم افزار SAP2000 و در ادامه نحوه مقاوم سازی سازه توسط لایه های FRP بیان می-گردد. تحلیل و طراحی سازه بطور کامل توسط برنامه ETABS ویرایش 9.71 انجام می شود و نتایج آن به دیگر نرم افزار ها انتقال داده می شود.

در طول فصل نحوه تنظیم پارامترهای مربوط به آنالیز پوش آور و رسم نمودارها و همینطور اختصاص مفاصل پلاستیک به اعضای سازه بیان می گردد. که به این منظور از آیین نامه های FEMA-356، FEMA-273&274، ATC-40، و نشریه ۳۶۰ و دیگر کدهای مورد نیاز استفاده می شود. همچنین طراحی سازه بر اساس ضوابط آیین نامه ایران (مبحث نهم مقررات ملی ایران و آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله-استاندارد ۲۸۰۰) صورت می گیرد. در این تحقیق جهت مقایسه هرچه بهتر نتایج و جهت ارزیابی ساختمان های بتنی با قاب های خمشی متوسط توسط نرم افزار SAP، سه ساختمان ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب معرف ساختمان های کوتاه، متوسط و بلند مرتبه با پلانی دارای ۳ دهانه در هر سمت استفاده گردید. [۱، ۷، ۹، ۴۹، ۵۰، ۵۱، ۵۲]

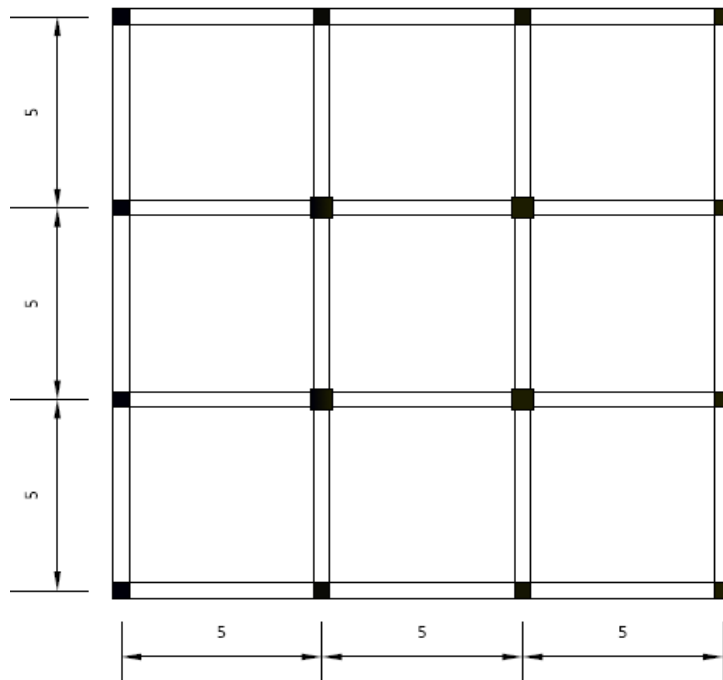
۳-۲- نرم افزار SAP2000

امروزه کاربرد وسیع کامپیوتر در علوم مهندسی این علوم را به طور قابل توجهی متحول ساخته است. در این بین شاخه مهندسی مکانیک و سازه بیشترین تاثیر را در بین علوم مهندسی از پیشرفت کامپیوتر داشته است. اکثر روش های تحلیل مدل های سازه ای به صورت عددی در آمده اند و حل معادلات ماتریسی حاصل به صورت الگوریتم هایی در قالب نرم افزارهای تحلیلی مختلفی به بازار عرضه شده است. نرم افزار SAP2000 محصول قدرتمند شرکت CSI Berkeley می باشد. این برنامه که یک برنامه عمومی جهت تحلیل و طراحی سازه ها می باشد، برای تحلیل هر نوع سازه قابل استفاده است

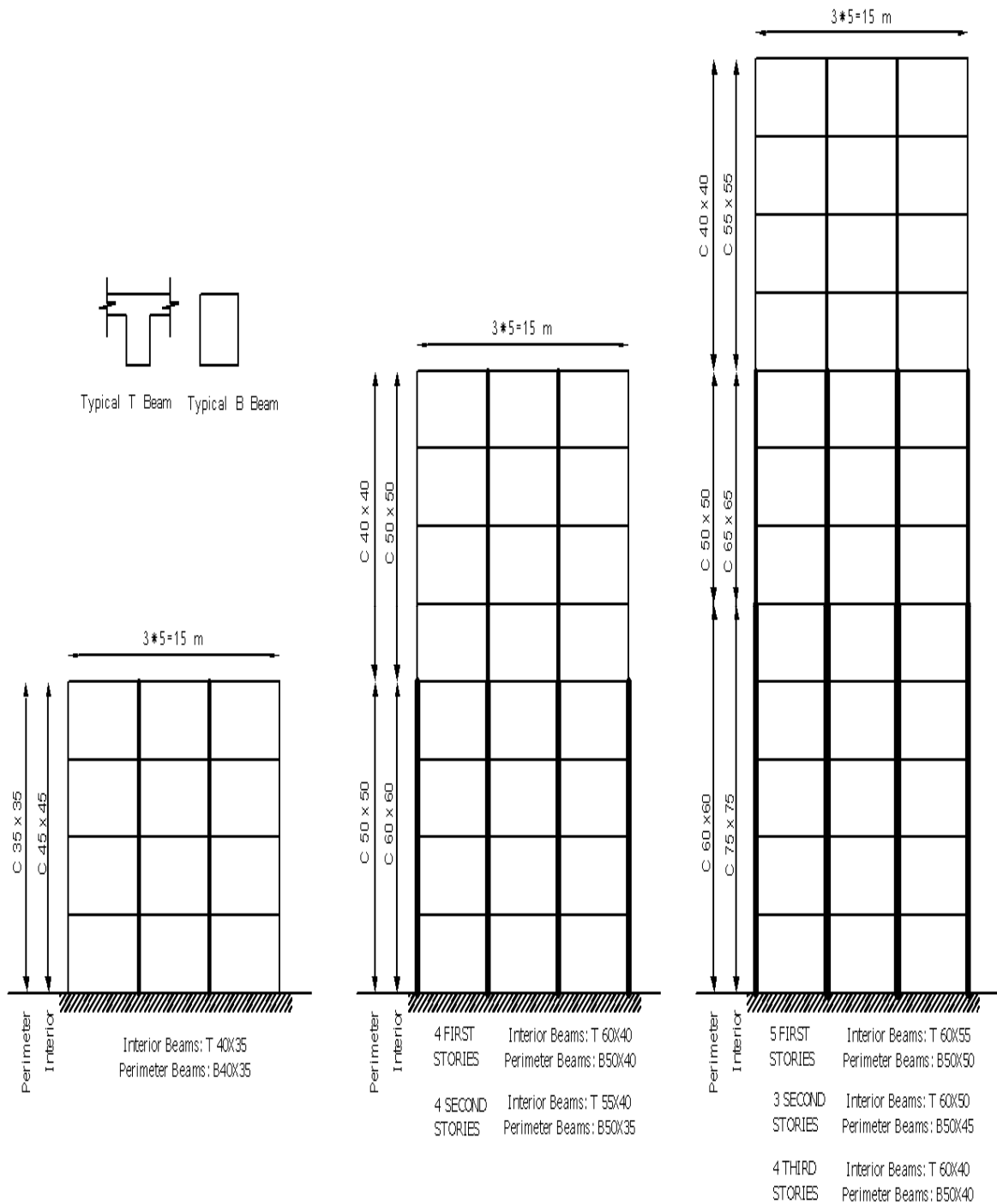
و هیچ محدودیتی در نوع سازه ندارد. در واقع نرم افزار SAP2000 پاسخگوی کلیه ی تحلیل ها و آنالیزهای ساختارمند است و ویژگیهای موردنیاز طراحی برای مهندسان را فراهم می کند.

۳-۳- توصیف مدل ها برای معرفی به نرم افزار SAP

سازه ها متقارن با دال دوطرفه طراحی شده و ارتفاع طبقات برابر $3/2$ متر می باشد. نوع کاربری ساختمان مسکونی و با اهمیت متوسط فرض گردیده است. محل ساختمان ها در مشهد با شتاب مبنای طرح A برابر $0/3$ و بر روی خاک نوع III می باشد. پلان کف این سه ساختمان یکسان و متشکل از سه دهانه متقارن با عرض ۵ متر در هر دو طرف و منظم مطابق شکل ۱-۳ می باشد. همچنین همانطور که در شکل ۲-۳ ملاحظه می شود ارتفاع کف تا کف طبقات مشابه و برابر $3/2$ متر و ارتفاع کلی سه ساختمان $12/8$ ، $25/6$ و $38/4$ متر می باشد. ابعاد مقاطع ستون ها و آرماتور گذاری آن ها با توجه به بار محوری عمل کننده روی هر گروه از ستون ها در ارتفاع سازه و قابهای بیرونی و میانی متفاوت است اما سعی شده ابعاد تیر ها در کل ساختمان تا حد ممکن باشند (تا جایی که جهت رعایت نسبت تغییر مکان جانبی مطابق مبحث ششم نیاز به تغییر مقطع تیر نباشد).



شکل ۱-۳: پلان مشابه طبقات برای سازه مورد بررسی به همراه ابعاد آن (به متر)



شکل ۳-۲: نمایی از قابهای میانی ساختمانها

۳-۳-۱- معرفی خصوصیات مصالح

مقاومت فشاری بتن ۲۵ MPa ، مدول الاستیسیته آن ۲۲ GPa و ضریب پواسن آن ۰/۲ در نظر گرفته شده است. تنش تسلیم آرماتورهای مصرفی ۴۰۰ MPa با مدول الاستیسیته ۲۰۰ GPa می باشد.

۳-۳-۲- بارگذاری سازه

۳-۳-۲-۱- بارهای قائم ثقلی

بارهای ثقلی وارد بر ساختمان شامل بارهای مرده و زنده وارد بر کفها می‌باشند. مقدار بارهای مرده (Dead) براساس جزئیات اجرایی سقف تعیین می‌گردد. که در تعیین مقدار وزن واحد سطح موردنظر از جرم مخصوص مصالح و ضخامت آنها استفاده می‌شود. تمام سقف طبقات از نوع دال بتنی و ضخامت آن ها بر اساس آیین نامه بتن ایران برابر ۱۵ cm اختیار می‌گردد. با توجه به بخش بار کفها بصورت دو طرفه، نوع کف را در نرم افزار (Slab) با ضخامت ۱۵ cm تعریف کرده و برنامه وزن دال بتنی و تیرهای بتنی را به صورت خودکار محاسبه و به بار مرده سقف اضافه می‌کند، لذا بار مرده اعمال شده منهای وزن دال و تیرهای بتنی برابر 200 Kg/m^2 در نظر گرفته می‌شود.

مقدار بارهای زنده (Live) براساس نوع کاربری مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برابر 200 Kg/m^2 تعیین می‌گردد [۳، ۵].

۳-۳-۲-۲- بار جانبی زلزله

با توجه به منظم بودن ساختمان و کمتر بودن ارتفاع آن از ۵۰ متر، طبق مبحث ششم و آیین-نامه ۲۸۰۰ می‌توان برای محاسبه و اعمال نیروی جانبی زلزله (Ex & Ey) از روش استاتیکی معادل استفاده نمود. برای محاسبه ضریب زلزله، مقدار ضریب رفتار سازه در دو جهت مطابق استاندارد ۲۸۰۰ برابر $R=7$ در نظر گرفته می‌شود.

جهت محاسبه زمان تناوب اصلی نوسان سازه (T) از رابطه زیر استفاده می‌شود که در آن H، ارتفاع ساختمان از روی فونداسیون (تراز مبنا) تا روی تراز بام (بدون در نظر گرفتن طبقه خرپشته) است:

$$T = 0.07(H)^{\frac{3}{4}} \Rightarrow \begin{cases} T_4 = 0.474 \text{ sec} \\ T_8 = 0.8 \text{ sec} \\ T_{12} = 1.08 \text{ sec} \end{cases} \quad (1-3)$$

با توجه به نوع زمین با خاک تیپ III است و خطر نسبی زیاد زلزله، پریود خاک $T_s=0.7$ بوده و بقیه پارامترها برابر $T_0=0.15$ و $S=1.75$ می گردند. پس به این ترتیب ضریب بازتاب ساختمان (B) مساوی است با:

$$\begin{aligned} T_0 \leq T_5 \leq T_s &\rightarrow B_4 = S + 1 = 2.75 \\ T_8 \geq T_s &\rightarrow B_8 = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T_8}\right)^{2/3} = 2.52 \\ T_{12} \geq T_s &\rightarrow B_{12} = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T_{12}}\right)^{2/3} = 2.06 \end{aligned} \quad (2-3)$$

در نهایت ضریب زلزله برابر با :

$$C = \frac{ABI}{R} \xrightarrow{A=0.3, I=1, R=7} \begin{cases} C_4 = 0.118 \\ C_8 = 0.108 \\ C_{12} = 0.088 \end{cases} \quad (3-3)$$

ملاحظه می شود که با افزایش طبقات و در واقع ازدیاد مقدار H و بدنبال آن بالا رفتن دوره تناوب T ، مقدار B و در نتیجه ضریب C کاهش می یابند. قابل ذکر است که نرم افزار بطور خودکار پیچش را با توجه به فاصله مرکز جرم و سختی هر طبقه محاسبه می کند. همچنین جهت برآورد برش پایه سازه مقدار $V=CW$ ، مقدار W وزن مؤثر ساختمان و شامل کل بار مرده و 20 درصد بار زنده (ساختمان اداری) وارد بر سازه می باشد.

برای اعمال بار زلزله به سازه، برای ساختمان 4 طبقه ضریب زلزله C را به برنامه وارد نموده و برنامه Etabs بصورت خودکار برش پایه را محاسبه و آنرا بین طبقات توزیع (روش User Coefficient) می نماید. با توجه به اینکه سیستم سازه در دو جهت یکسان است، ضریب C در دو جهت برابر خواهد بود. اما برای ساختمان های 8 و 12 طبقه با توجه به اینکه پریود آن ها بیش از 0.7 ثانیه است بار زلزله بین طبقات به صورت دستی توزیع می شود و در برنامه از روش User Load استفاده می گردد (شکل 3-3).

User Seismic Loading				
Edit				
User Seismic Loads on Diaphragms				
Story	Diaphragm	FX	FY	MZ
STORY8	D1	40.1946	0.	0.
STORY7	D1	33.15	0.	0.
STORY6	D1	28.41	0.	0.
STORY5	D1	23.67	0.	0.
STORY4	D1	18.94	0.	0.
STORY3	D1	14.21	0.	0.
STORY2	D1	9.47	0.	0.
STORY1	D1	4.73	0.	0.

شکل ۳-۳: توزیع برش پایه بین طبقات در ساختمان ۸ طبقه

۳-۳-۳- تحلیل و طراحی مدل ها

پس از مدلسازی و تحلیل مدل ها در برنامه Etabs باید نسبت تغییر مکان جانبی ساختمان (Drift) را کنترل نمود که در صورت مناسب نبودن مقدار آن می توان نسبت به اصلاح یا تغییر سیستم باربر جانبی اقدام کرد. مطابق مبحث ششم، نسبت تغییر مکان جانبی در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد:

$$\left. \begin{array}{l} T < 0.7 \text{ sec} \Rightarrow DRIFT < \frac{0.0357}{R} \\ T \geq 0.7 \text{ sec} \Rightarrow DRIFT \leq \frac{0.0286}{R} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} DRIFT_4 < 0.0051 \\ DRIFT_{8,12} < 0.0041 \end{array} \right. \quad (4-3)$$

در هر سه ساختمان این کنترل صورت گرفت و اصلاحات لازم انجام شد. همچنین در ادامه بایستی درصد آرماتور طولی ستون ها کنترل شود، با توجه به این که حد شکل پذیری قاب بتنی متوسط است، حداکثر آرماتور طولی ستون با رعایت محل وصله ها نباید از ۳٪ بیشتر باشد.

۳-۳-۴- مشخصات مقاطع بکار گرفته شده

طراحی اعضا براساس آئین نامه ACI318-99 و مطابق با ضوابط طرح لرزه ای مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان، برای قاب خمشی متوسط انجام می گیرد. برای تیرها از مقاطع مستطیلی و T شکل، و برای ستون ها از مقاطع مربعی شکل استفاده می شود. در جدول های زیر مشخصات ستون ها و مقاطع آن ها در طبقات مختلف آورده شده است.

جدول ۳-۱: ۳ مقطع و آرماتور طولی به کار رفته در ستون های ساختمان ۴ طبقه

موقعیت ستون: b1-b4-a2-a3-d2-d3-c1-c4				
طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	
31.45	22.34	14.19	14.58	سطح مقطع لازم از برنامه
c35x35	c35x35	c35x35	c35x35	مقطع ستون
8Φ22	8 Φ 20	8 Φ 16	8Φ16	تعداد آرماتور قرار داده شده در ستون
موقعیت ستون: a1-a4-d1-d4				
طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	
27.29	13.59	12.25	12.25	سطح مقطع لازم از برنامه
c35x35	c35x35	c35x35	c35x35	مقطع ستون
8 Φ 22	8 Φ 16	8 Φ 16	8 Φ 16	تعداد آرماتور قرار داده شده در ستون
موقعیت ستون: b2-b3-c2-c3				
طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	
57.72	28.56	20.25	20.25	سطح مقطع لازم از برنامه
c45x45	c45x45	c45x45	c45x45	مقطع ستون
12Φ25	8Φ22	8Φ18	8Φ18	تعداد آرماتور قرار داده شده در ستون

جدول ۳-۲: ۳ مقطع و آرماتور طولی به کار رفته در ستون های ساختمان ۸ طبقه

موقعیت ستون: a1-a4-d1-d4								
طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	طبقه پنجم	طبقه ششم	طبقه هفتم	طبقه هشتم	
38.59	25	25	25	16	16	16	16	سطح مقطع لازم از برنامه
c50X50	c50X50	c50X50	c50X50	c40X40	c40X40	c40X40	c40X40	مقطع ستون
8Q25	8Q20	8Q20	8Q20	8Q20	8Q16	8Q16	8Q16	تعداد آرماتور قرار داده شده در ستون
موقعیت ستون: b1-b4-a2-a3-d2-d3-c1-c4								
طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	طبقه پنجم	طبقه ششم	طبقه هفتم	طبقه هشتم	
44.26	31.88	25	25	24.91	18.74	16	16	سطح مقطع لازم از برنامه
c50X50	c50X50	c50X50	c50X50	c40X40	c40X40	c40X40	c40X40	مقطع ستون
12Q22	8Q22	8Q20	8Q20	8Q20	8Q18	8Q16	8Q16	تعداد آرماتور قرار داده شده در ستون
موقعیت ستون: b2-b3-c2-c3								
طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	طبقه پنجم	طبقه ششم	طبقه هفتم	طبقه هشتم	
57.05	36	36	36	42.38	27.15	25	25	سطح مقطع لازم از برنامه
c60X60	c60X60	c60X60	c60X60	c50X50	c50X50	c50X50	c50X50	مقطع ستون
12Q25	12Q20	12Q20	12Q20	12Q22	8Q22	8Q20	8Q20	تعداد آرماتور قرار داده شده در ستون

جدول ۳-۳: مقطع و آرماتور طولی به کار رفته در ستون های ساختمان ۱۲ طبقه

موقعیت ستون	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	طبقه پنجم	طبقه ششم
	سطح مقطع لازم از برنامه	54.25	36	36	36	36
مقطع ستون	c60X60	c60X60	c60X60	c60X60	c60X60	c50X50
تعداد آرماتور قرار داده شده در ستون	12Q25	12Q20	12Q20	12Q20	12Q20	8Q20
طبقه هفتم	طبقه هشتم	طبقه نهم	طبقه دهم	طبقه یازدهم	طبقه دوازدهم	طبقه
سطح مقطع لازم از برنامه	25	25	16	16	16	16
مقطع ستون	c50X50	c50X50	c40X40	c40X40	c40X40	c40X40
تعداد آرماتور قرار داده شده در ستون	8Q20	8Q20	8Q16	8Q16	8Q16	8Q16
موقعیت ستون	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	طبقه پنجم	طبقه ششم
سطح مقطع لازم از برنامه	66.37	54.29	45.77	36.41	36	34.49
مقطع ستون	c60X60	c60X60	c60X60	c60X60	c60X60	c50X50
تعداد آرماتور قرار داده شده در ستون	12Q28	12Q25	12Q22	12Q20	12Q20	12Q20
طبقه هفتم	طبقه هشتم	طبقه نهم	طبقه دهم	طبقه یازدهم	طبقه دوازدهم	طبقه
سطح مقطع لازم از برنامه	28.11	25	24.35	20.83	16	16
مقطع ستون	c50X50	c50X50	c40X40	c40X40	c40X40	c40X40
تعداد آرماتور قرار داده شده در ستون	8Q22	8Q20	8Q20	8Q18	8Q16	8Q16
موقعیت ستون	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	طبقه پنجم	طبقه ششم
سطح مقطع لازم از برنامه	76.97	56.25	56.25	56.25	56.25	42.25
مقطع ستون	c75x75	c75x75	c75x75	c75x75	c75x75	c65x65
تعداد آرماتور قرار داده شده در ستون	12Q28	12Q25	12Q25	12Q25	12Q25	8Q25
طبقه هفتم	طبقه هشتم	طبقه نهم	طبقه دهم	طبقه یازدهم	طبقه دوازدهم	طبقه
سطح مقطع لازم از برنامه	42.25	42.25	45.82	30.25	30.25	30.25
مقطع ستون	c65x65	c65x65	c55x55	c55x55	c55x55	c55x55
تعداد آرماتور قرار داده شده در ستون	8Q25	8Q25	8Q25	8Q22	8Q22	8Q22

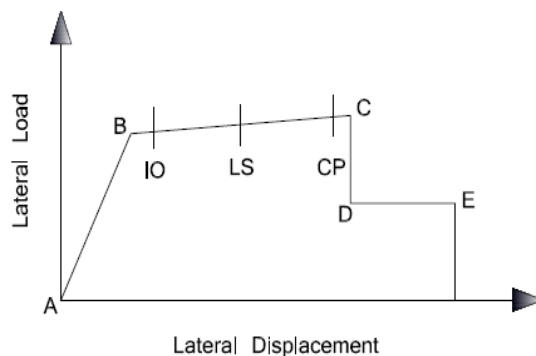
۳-۴ - ایجاد مدل غیر خطی اولیه در نرم افزار SAP

در این مرحله مدل غیر خطی اولیه سازه های مورد بررسی ساخته می شود. بدین منظور نتایج طراحی سازه ها توسط نرم افزار ETABS به نرم افزار SAP انتقال داده می شود. در این مرحله در بدست آوردن تغییر مکان هدف به صورت تقریبی دوره تناوب موثر سازه را برابر دوره تناوب مود اول سازه در نظر می گیریم.

۳-۴-۱- تعریف و اختصاص مشخصات مفاصل پلاستیک

در آنالیز استاتیکی غیرخطی باید مشخصات مفاصل غیرخطی به المان‌های سازه نسبت داده شوند. آسان‌ترین و سریع‌ترین روش اختصاص مفاصل پلاستیک با استفاده از مشخصات مفاصل اتوماتیک (AutoHinge) است. در این مرحله برای تیرها از مفاصل Auto استفاده می‌کنیم و در صورت نیاز در مرحله بعد و در ارزیابی نهایی مشخصات مفاصل را می‌توان با توجه به نیازهای سازه تغییر داد. اما برای ستون‌ها مشخصات مفصل پلاستیک را با توجه به منحنی اندرکنش بدست آمده طبق توضیحات فصل قبل برای هر مقطع به صورت دستی وارد می‌کنیم. حال با انتخاب نام مفصل مورد نظر و وارد کردن محل قرارگیری آن به صورت نسبی از طول عضو که بیانگر محل‌هایی از عضو است که بیشترین احتمال وقوع رفتار غیرارتجاعی را دارد خصوصیات غیرخطی به مدل اختصاص می‌یابد. در تیرهای دوسر گیردار که بارثقلی وارده به تیرها زیاد نیست، می‌توان مفاصل را به دو انتهای تیر اعمال کرد. در ستون‌ها اختصاص مفاصل به دو انتهای عضو تقریباً همیشه منطبق بر واقعیت است، بنابر این به صورت تقریبی محل تشکیل مفاصل پلاستیک را در فواصل نسبی $0.05L$ و $0.95L$ در نظر می‌گیریم.

جهت بدست آوردن منحنی اندرکنش نیروی محوری- ممان برای هر تیپ مقطع ستون طبق توضیحات فصل قبل، برنامه ای در نرم افزار Matlab نوشته شد تا روند بدست آوردن مشخصات مفاصل پلاستیک تسریع شود. در تعریف تمام مفاصل اعضای تیر، گزینه Drops Load After Point E انتخاب می‌شود. با انتخاب این گزینه ظرفیت باربری مفصل در محدوده تغییرشکل‌های فراتر از نقطه E مطابق شکل ۳-۴ به صفر می‌رسد. این گزینه به این معنی است که دیگر عضو در این نقطه قادر به تحمل هیچ گونه لنگری نیست و این نقطه به یک مفصل کامل تبدیل شده است. [۵۴، ۵۵]



شکل ۳-۴: منحنی لنگر-دوران المان

۳-۴-۲- معرفی مشخصات الگوهای بارگذاری در آنالیز استاتیکی غیر خطی

روش کار در تحلیل استاتیکی غیرخطی بدین ترتیب است که ابتدا بارهای ثقلی به سازه اعمال می‌گردد، سپس بارهای جانبی به مجموعه بارها اضافه می‌شود. علت این امر اینست که در تحلیل‌های غیرخطی اصل جمع آثار بطور کلی معتبر نیست. براساس FEMA356 و نشریه ۳۶۰ (دستورالعمل بهسازی)، دو ترکیب بار برای در نظر گرفتن اثرات بارهای ثقلی مرده (Dead) و زنده (Live) معرفی شده است. که عبارتند از:

$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_L] \quad (1) \quad , \quad Q_G = 0.9Q_D \quad (2) \quad (5-3)$$

با توجه به اینکه در اکثر موارد ترکیب بار شماره (۱) در مقایسه با ترکیب بار (۲) حالت بحرانی‌تری را ایجاد می‌کند، بنابراین در این تحقیق این ترکیب بار برای در نظر گرفتن اثرات ناشی از بارهای قائم انتخاب می‌شود. در یک سازه واقعی باید ابتدا ترکیبات بار ثقلی معرفی شده و سپس آنالیز پوش آور تحت اثر الگوی بار جانبی، در ادامه این حالات بارگذاری انجام شود. هدف از این کار ارزیابی و طراحی سازه تحت اثر بارهای مرده و زنده نیست، بلکه در نظر گرفتن تغییرشکل‌ها و تنش‌های ایجاد شده تحت اثر این ترکیبات بار برای تحلیل غیرخطی می‌باشد. براساس FEMA356 و نشریه ۳۶۰ بایستی حداقل دو الگوی بار جانبی برای ارزیابی سازه در نظر گرفته شود. الگوهای بار جانبی باید در دو جهت مثبت و منفی به صورت جداگانه به سازه اعمال گردند. در این تحقیق الگوهای متناسب با شکل مود اول ارتعاش، متناسب با بار جانبی در روش استاتیکی خطی و یکنواخت به سازه اثر داده می‌شود.

در قسمت Displacement Control مقدار تغییرمکان جانبی برای حد توقف تحلیل را می‌توان مطابق توصیه آئین‌نامه‌ها ۱.۵ برابر مقدار تغییرمکان هدف ($1.5\delta_t$) وارد کرد. مقدار پیش فرض این پارامتر ۰.۰۴ برابر ارتفاع کل ساختمان است. ضریب ۱.۵ توصیه شده تنها در جهت مشاهده رفتار سازه در محدوده تغییرمکان‌های فراتر از تغییرمکان هدف برای رسیدن به درک بهتری از رفتار سازه تحت اثر زلزله‌های شدت بیش‌تر است و ضرورت چندانی برای اعمال آن وجود ندارد. در بعضی موارد وارد کردن

یک مقدار نامناسب برای این پارامتر، به علت سعی برنامه برای رسیدن به تغییرمکان، باعث بوجود آمدن ناپایداری عددی و واگرایی می شود که این امر منجر به نمایش پیغام خطا در فرم انتهای آنالیز خواهد شد. برای ۳ سازه مدل شده مقدار $0.04H$ ، که H ارتفاع سازه از تراز پی تا تراز سقف بام می باشد، برابر است با :

$$0.04 \times 12.8 = 0.512 \text{ m} \quad \text{سازه ۴ طبقه :}$$

$$0.04 \times 25.6 = 1.024 \text{ m} \quad \text{سازه ۸ طبقه :}$$

$$0.04 \times 38.4 = 1.536 \text{ m} \quad \text{سازه ۱۲ طبقه :}$$

البته همانطور که گفته شد جهت درک بهتر رفتار سازه در محدوده تغییرمکان های فراتر از تغییرمکان هدف می توان این مقدار را تغییر داد. شماره نقطه (Joint) کنترل تغییرمکان سازه، شماره نزدیک ترین گره به مرکز جرم سقف بام وارد می شود.

۳-۴-۳- تعیین مشخصات طیف پاسخ برای سطح خطر مورد نیاز

جهت ارزیابی سازه ها برای سطح عملکردی k (طبق پیوست سوم برای سطح خطر-۱ و سطح عملکردی ایمنی جانی) باید منحنی طیف پاسخ برای سطح خطر-۱ در نرم افزار تعریف شود. همچنین جهت تعیین تغییرمکان هدف توسط نرم افزار براساس FEMA-356 و نشریه ۳۶۰ بهسازی ایران، لازم است که پارامترهای مربوطه در برنامه اصلاح شوند. بدین منظور ابتدا تابع طیف پاسخ یا تقاضا (Response Spectrum) برای خاک نوع III ($T_s=0.7$) و منطقه با خطر نسبی زیاد زلزله ($A=0.3$) و مطابق روابط آئین نامه ۲۸۰۰ برای نرم افزار تعریف می شود. بدین منظور مقدار ضریب بازتاب B به ازای مقادیر مختلف T براساس روابط (۲-۳) محاسبه شده و در برنامه وارد می گردد. در جدول ۳-۴ مقادیر B برای زمان های T در محدوده ۰.۰۰ تا ۷.۰۰ دیده می شود.

جهت اصلاح پارامترهای مربوط به تغییرمکان هدف همانطور که در شکل ۳-۵ دیده می شود، در قسمت Defined Function طیف پاسخ ۲۸۰۰ را که به برنامه معرفی کرده ایم، انتخاب می شود و مقدار

ضریب مقیاس برابر $294/3 \text{ cm/s}^2$ (طبق رابطه (۳-۶)) و مقدار میرایی ویسکوز مؤثر (Damp) با توجه به آئین نامه ۲۸۰۰ مساوی ۰.۰۵ (۵%) و نیز مقدار پریود خاک (T_s) برابر ۰.۷ وارد می گردد.

جدول ۳-۴: طیف پاسخ معرفی شده به برنامه

T	B	T	B	T	B
0	1	2.7	1.118121	4.9	0.751509
0.15	2.75	2.8	1.091338	5	0.741455
0.7	2.75	2.9	1.066104	5.1	0.731731
0.8	2.515773	3	1.042279	5.2	0.722319
0.9	2.325786	3.1	1.019742	5.3	0.713205
1	2.168027	3.2	0.998385	5.4	0.704372
1.1	2.034556	3.3	0.978112	5.5	0.695808
1.2	1.919894	3.4	0.958838	5.6	0.6875
1.3	1.82013	3.5	0.940487	5.7	0.679435
1.4	1.732391	3.6	0.922989	5.8	0.671603
1.5	1.654514	3.7	0.906282	5.9	0.663993
1.6	1.584837	3.8	0.890312	6	0.656594
1.7	1.522061	3.9	0.875027	6.1	0.649399
1.8	1.465153	4	0.860382	6.2	0.642397
1.9	1.413283	4.1	0.846335	6.3	0.635581
2	1.365772	4.2	0.832847	6.4	0.628943
2.1	1.322062	4.3	0.819884	6.5	0.622476
2.2	1.28169	4.4	0.807414	6.6	0.616172
2.3	1.244265	4.5	0.795408	6.7	0.610026
2.4	1.209457	4.6	0.783838	6.8	0.60403
2.5	1.176986	4.7	0.77268	6.9	0.59818
2.6	1.14661	4.8	0.76191	7	0.59247

مقادیر ضرایب اصلاحی C هم بطور خودکار توسط برنامه SAP2000 با توجه به مشخصات سازه و مطابق آئین نامه محاسبه شده و معمولاً به جز C_2 نیاز به تغییر ندارند، که آن هم مطابق توضیحات فصل می توان بدست آورد (به عنوان نمونه برای سازه ۴ طبقه با پریود 0.4 ثانیه مقدار ضریب C_2 طبق جدول ۳-۳ FEMA-356 برابر $1/2$ وارد شده است).

$$SF = A \cdot g = 0.3 \times 981 = 294.3 \text{ cm/s}^2 \quad (۳-۶)$$

جهت برآورد نقطه عملکرد براساس ATC-40 و نشریه ۳۶۰ نیز همانند قبل طیف تقاضا ۲۸۰۰ و مقیاس طیف $294/3 \text{ cm/s}^2$ وارد و مقدار میرایی ذاتی سازه برابر ۰.۰۵ در نظر گرفته می شود.

همچنین نوع تیپ رفتاری سازه برای حالت قبل از مقاوم سازی که سازه توانایی مقابله با بار جانبی را ندارد و دارای رفتار هیستریزیس ضعیف و غیرقابل اطمینان می باشد، نوع سازه Poor در نظر گرفته شده و نیز با فرض نزدیکی محل احداث ساختمان به یک گسل و نزدیکی سازه به مرکز زلزله و اینکه تکان های زمین از نوع کوتاه مدت (Short) است پس با توجه به جداول فصل هشتم ATC-40 تیپ رفتاری سازه Type C انتخاب می شود. و برای حالت بعد از مقاوم سازی چون اعضای اصلی سازه ترکیبی از اعضای موجود و قدیمی هستند پس نوع سازه (Average) است و تیپ رفتاری سازه Type B در نظر گرفته می شود (شکل ۳-۶).

شکل ۳-۵: اصلاح فرم مربوط به FEMA-356

شکل ۳-۶: اصلاح فرم مربوط به ATC-40

۳-۴-۴- چگونگی بدست آوردن منحنی تنش- کرنش سازه مقاوم شده جهت معرفی به

SAP

همانطور که در فصل قبل گفته شد مدل های زیادی برای پیش بینی رفتار بتن محصور در FRP ارائه شده است، اما به نظر می رسد برای مقاطع مستطیلی محصور شده با FRP مدل تنش-کرنش لام و تنگ [۴۷] مناسبترین مدل برای استفاده در طراحی می باشد چرا که با وجود داشتن شکلی ساده مهمترین خصوصیات رفتاری تنش کرنش بتن محصور با انواع FRP را منعکس می کند. مزیت دیگر این مدل این است که برای بتن غیر محصور این مدل کاملاً با منحنی تنش-کرنش ایده آل داده شده توسط کدهای مختلف طراحی مانند Eurocode انطباق دارد [۵۶].

روابط مربوط به مدل لام و تنگ در فصل قبل آمده، در این بخش نحوه بدست آوردن منحنی تنش-کرنش برای یک ستون ۴۰×۴۰ با نسبت میلگرد طولی ۰.۲٪، شعاع گرد گوشگی $R_c=3 \text{ Cm}$ محصور شده با یک لایه FRP به ضخامت ۰/۵ میلی متر، مدول الاستیسیته $E=240 \text{ GPa}$ ، و کرنش گسیختگی حلقه ای $\epsilon_{h,rupt}=0.0105$ نشان داده شده است. در محاسبات از واحدهای Kg و Cm استفاده می شود:

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{1(40 - 2(3))^2 + 1(40 - 2(3))^2}{3 * 40 * 40} - 0.02}{1 - 0.02} = 0.509$$

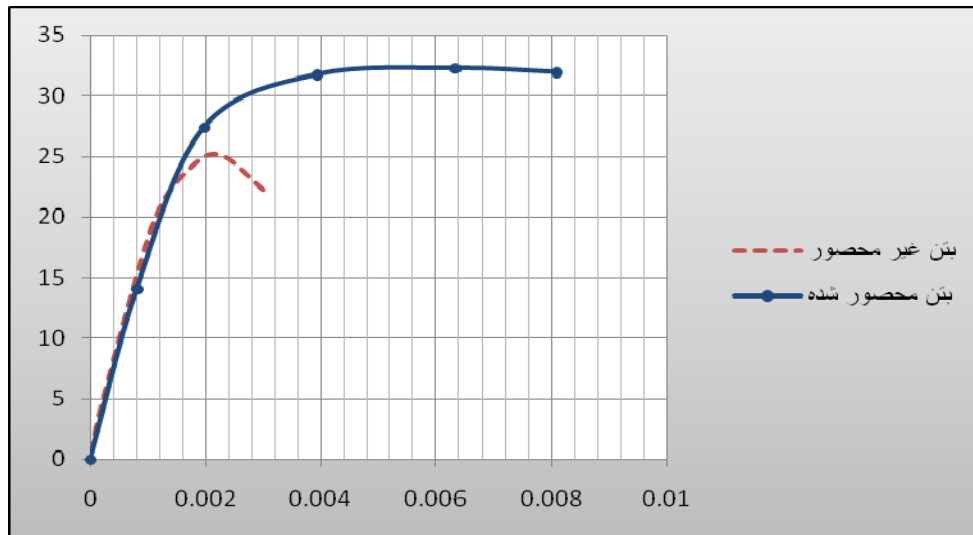
$$k_{s1} = k_{s2} = 1 * 0.509 = 0.509$$

$$f_l = \frac{2 * 2.4 * 10^6 * 0.05 * 0.0105}{\sqrt{40^2 * 40^2}} = 44.548$$

$$\epsilon_{cu} = 0.002 (1.75 + 12(0.509) \left(\frac{44.548}{250} \right) \left(\frac{0.105}{0.002} \right)^{0.45}) = 0.008091$$

$$f'_{cc} = 250 (1 + 3.3(0.509) \left(\frac{44.548}{250} \right)) = 324.83$$

در شکل ۳-۷ منحنی تنش - کرنش بتن محصور شده و نشده با هم مقایسه شده اند.



شکل ۳-۷: مقایسه منحنی تنش-کرنش بتن محصور نشده و شده بر اساس روابط لام و تنگ

می توان برای مشخصات مصالح FRP به کار رفته میانگین مقادیر مشخصات ۷۶ نمونه تست شده موجود که در جدولی توسط لام و تنگ گردآوری شده، استفاده نمود، در این تحقیق از جدول ذکر شده مقادیر موارد ۵۹ و ۶۰ مربوط به تحقیقات Aire et al مورد استفاده قرار می گیرد (جدول ۳-۵). همچنین لازم به یادآوریست که حداقل شعاع گرد گوشگی ستون های مستطیلی جهت دورپیچ با لایه های FRP طبق ACI 440 برابر ۱/۳ سانتی متر میباشد تا از تمرکز تنش در سیستم FRP جلوگیری شود ($R_c=1.3C_m$).

[۴۴، ۵]

جدول ۳-۵: خصوصیات مصالح FRP

No.	t (mm)	f_{FRP} (Mpa)	E_{FRP} (Gpa)	$\epsilon_{h,rupt}$ (%)
59	0.351	3900	240	1.05
60	0.702	3900	240	1.06

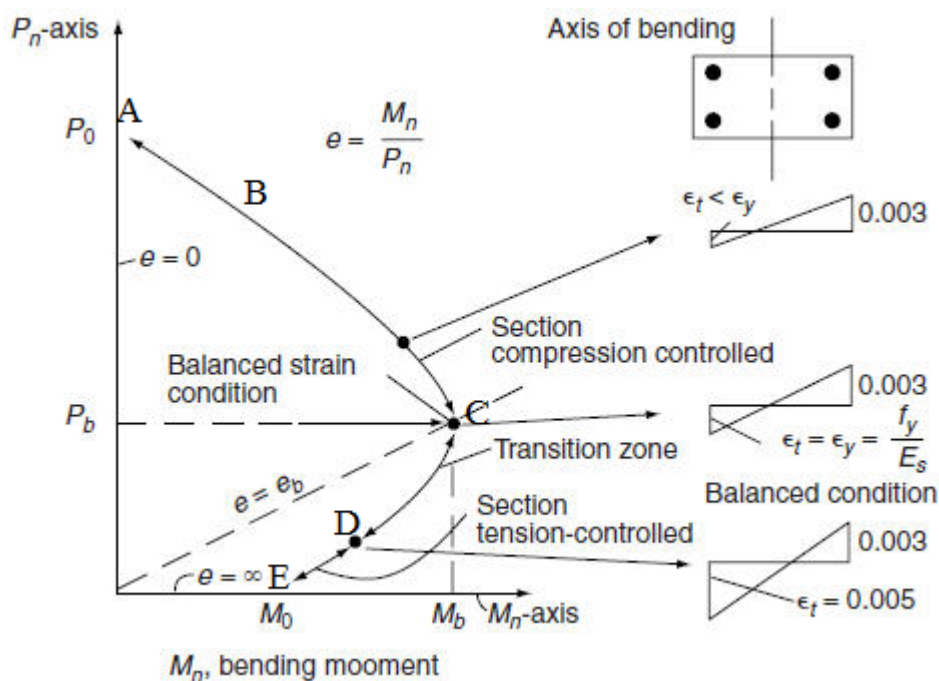
۳-۴-۵- چگونگی بدست آوردن دیاگرام اندرکنش نیروی محوری-ممان ستون ها جهت

معرفی به SAP

همان طور که در فصل قبل بیان شد به منظور ترسیم دیاگرام ($P - M$) یک ستون مقاوم نشده، در ابتدا مشخصات هندسی مقطع، مشخصات میلگردهای داخلی، کمیّت، محل قرارگیری آن ها در مقطع و مقاومت بتن مورد نیاز است.

کرنش حداکثر بتن، طبق آیین نامه ACI 318-99 برابر با 0.003 در نظر گرفته می شود. بلوک تنش ویتنی برای نشان دادن رابطه غیرخطی تنش-کرنش بتن ناحیه فشاری به هنگام خرابی مورد استفاده قرار می گیرد. به منظور ترسیم دیاگرام اندرکنش، معمولاً شرایط کرنش بالانس شده و مقادیر P_b و e_b مربوط به این حالت را به دست می آید.

بعد از آن، با انتخاب مقادیر متفاوتی برای خروج از مرکزیت، e ، خواه بزرگتر، خواه کوچکتر از e_b ، که به ترتیب مربوط به مناطق با کنترل کشش و مناطق با کنترل فشار می شوند، دیاگرام اندرکنش حاصل می شود. در شکل ۳-۸ یک منحنی اندرکنش شماتیک، برای ظرفیت اسمی یک ستون بتن مسلح نشان داده است.



شکل ۳-۸: دیاگرام شماتیک اندرکنش نیروی محوری-ممان برای یک ستون بتن مسلح [۵۷]

در ادامه این بخش نحوه بدست آوردن دیاگرام اندرکنش بار-ممان برای یک ستون 30×30 در دو حالت مقاوم شده و نشده نشان داده می شود (با ۴ میلگرد طولی $\Phi 30$ ، پوشش بتنی 5cm)، (در محاسبات فرض می شود مقاومت نهایی بتن محصور شده طبق روابط لام و تنگ ۳۵ مگاپاسکال و کرنش نهایی بتن محصور شده 0.007 بدست آمده است).

الف) نقاط بار-ممان A و B؛ فقط بار محوری:

ظرفیت اسمی و بیشینه ظرفیت معین شده توسط آیین نامه ACI، ممان اسمی متناظر با ظرفیت حداکثر محوری ACI با فرض حداقل خروج از مرکزی $e_{\min} = 0.1h = 0.03m$ محاسبه می-شوند.

حالت اول:

$$P_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$P_0 = [0.85(25)((300 \times 300) - (30 \times 30 \times 3.14)) + 400 \times 30 \times 30 \times 3.14] = 2982847.5 N$$

$$P_{n(\max)} = 0.8 P_0 = 2386278$$

$$M_n = P_{n(\max)} e_{\min} = 2386278(30) = 71588340 N - mm$$

حالت دوم:

$$p_0 = 0.85 f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$P_0 = 0.85(35)((300 * 300) - (30 * 30 * 3.14)) + 400 * 30 * 30 * 3.14 = 3594155.2$$

$$P_{n(\max)} = 0.8 P_0 = 2875324.1 N$$

$$M_n = P_{n(\max)} e_{\min} = 86259724.2 N - mm$$

ب) نقطه بار-ممان C؛ کرنش بالانس:

شرط کرنش بالانس، حد ناحیه کنترل فشار دیاگرام اندرکنش را تعیین می کند. در این نقطه فولادهای کششی به محض خرد شدن بتن فشاری جاری می شوند (بر اساس تئوری). از بلوک تنش ویتنی در تعیین برآیند نیروی فشاری بتن استفاده می شود.

حالت اول:

$$c = \frac{\varepsilon_{cu} d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} = 150$$

$$a = \beta_1 c = 127.5 \text{ mm}$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \frac{c - d'}{c} = 0.002 > 0.002$$

فولاد فشاری جاری شده است.

$$f'_s = f_y = 400$$

$$C_c = 0.85 f'_c b a = 812812.5$$

$$C_s = f'_s A'_s = 565200$$

$$T_s = f_y A_s = 565200$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 812812.5$$

$$M_n = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$= 183145078.1 \text{ N-mm}$$

حالت دوم:

$$c = \frac{\varepsilon'_{cc} d}{\varepsilon'_{cc} + \varepsilon_{sy}} = 194.44$$

$$a = \beta_1 c = 165.27$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon'_{cc} \frac{c - d'}{c} = .0052 > 0.002$$

فولاد فشاری جاری شده است.

$$f'_s = f_y = 400$$

$$C_c = 0.85 f'_{cc} b a = 1475104.167$$

$$C_s = f'_s A'_s = 565200$$

$$T_s = f_y A_s = 565200$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 1475104.167$$

$$M_n = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$= 212404655.7$$

پ) نقطه بار- ممان **D**: نقطه انتقال کنترل کشش:

جهت اطمینان از خرابی خمشی شکل پذیر (طبق آیین نامه ACI)، کرنش کششی فولاد در این

نقطه (نقطه انتقال کنترل کشش) برابر با 0.005 در نظر گرفته می شود.

حالت اول:

$$c = \frac{\varepsilon_{cu} d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} = \frac{0.003(250)}{0.003 + 0.005} = 93.75$$

$$a = \beta_1 c = 79.68$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \frac{c - d'}{c} = 0.003 \left(\frac{93.75 - 50}{93.75} \right) = 0.0014 < 0.002$$

فولاد فشاری جاری نشده است.

$$f'_s = (200 \times 10^3)(0.0014) = 280$$

$$C_c = 0.85 f'_c b a = 507960$$

$$C_s = f'_s A'_s = 395640$$

$$T_s = f_y A_s = 565200$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 338400$$

$$M_n = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$= 131803747.2$$

حالت دوم:

$$c = \frac{\varepsilon'_{cc} d}{\varepsilon'_{cc} + \varepsilon_s} = \frac{0.007(250)}{0.007 + 0.005} = 145.83 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 123.95$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon'_{cc} \frac{c - d'}{c} = 0.007 \left(\frac{145.83 - 50}{145.83} \right) = 0.0046 > 0.0020$$

فولاد فشاری جاری شده است.

$$C_c = 0.85 f'_{cc} b a = 1106253.75$$

$$C_s = f'_s A'_s = 565200$$

$$T_s = f_y A_s = 565200$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 1106253.75$$

$$M_n = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$= 210417981$$

ت) نقطه بار-ممان E؛ خمشی خالص:

ظرفیت خمشی مقطع با فرض $A'_s = 0$ ، محاسبه می شود.

در حقیقت، در این نقطه ستون مانند تیر عمل کرده و برای آن تحلیل خمشی معمولی انجام

می شود.

حالت اول:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 88.68$$

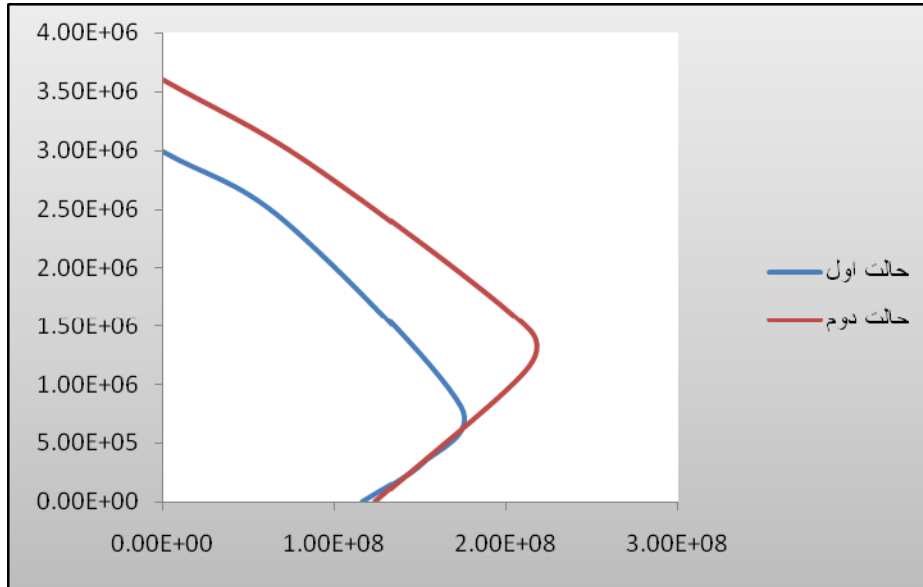
$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 116239032$$

حالت دوم:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 63.32$$

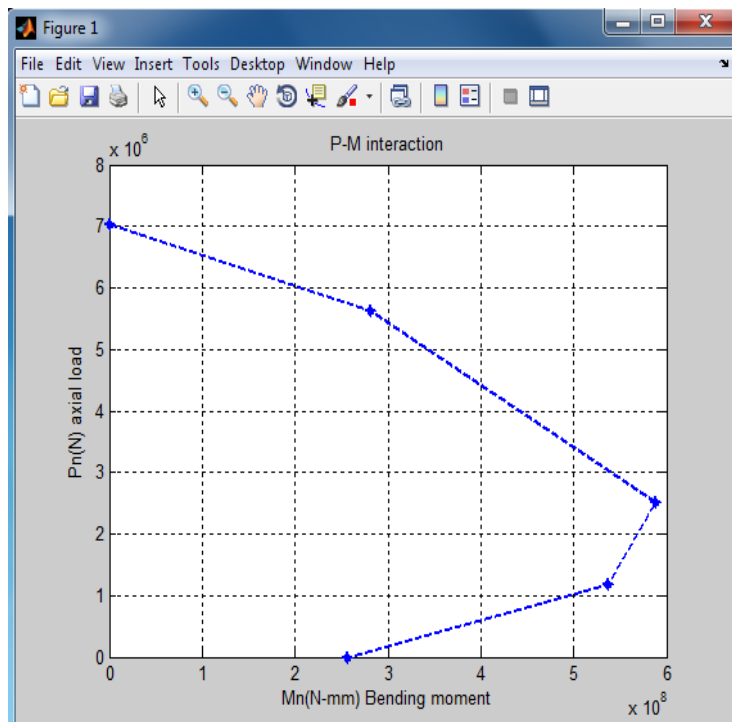
$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 123403583.2$$

نمودار بار-ممان اسمی، بدست آمده برای این مقطع در شکل ۹-۳ نشان داده شده است.



شکل ۹-۳: دیاگرام اندرکنش نیروی محوری-ممان

همانطور که قبلا گفته شد جهت تسريع در کار و بدست آوردن آسانتر دیاگرام اندرکنش برای ستون های تقويت شده و نشده برنامه ای در نرم افزار مطلب نوشته شد که در شکل ۱۰-۳ یک نمونه نمودار حاصل از این نرم افزار مشاهده می شود.



شکل ۱۰-۳: دیاگرام اندرکنش برای ستون ها با استفاده از برنامه نوشته شده در مطلب

۳-۵- درستی آزمایشی مدل در محیط نرم افزار

برای سنجش درستی مدل سازی پژوهش پیش رو، در محیط نرم افزار، باید نمونه های که خروجی های آن آزمایش و گزارش شده و قابل استناد نیز باشد، مدلسازی نمود. تا نشان دهد که فرآیند مدل سازی نمونه ی پیش رو، قابل قبول و قابل استناد است بدین منظور، از نتایج آزمایش Ahmad نمونه ی آزمایش شده یک قاب یک دهانه یک طبقه برای سنجش صحت مدل سازی استفاده می شود [۵۸].

این قاب در سال ۲۰۰۹ در دانشگاه واشنگتن به عنوان بخشی از یک پایان نامه ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفته است، در شکل ۳-۱۱ قاب ساخته شده در آزمایشگاه مشاهده می شود. خصوصیات مصالح به کار رفته در این نمونه آزمایشگاهی مطابق جدول ۳-۶ می باشد. نکته قابل توجه اینکه در ادامه همین پایان نامه (Ahmad) تحلیل بار افزون با استفاده از SAP روی نمونه آزمایشگاهی انجام شده و نمودار حاصله با نتیجه آزمایشگاهی مقایسه شده است.

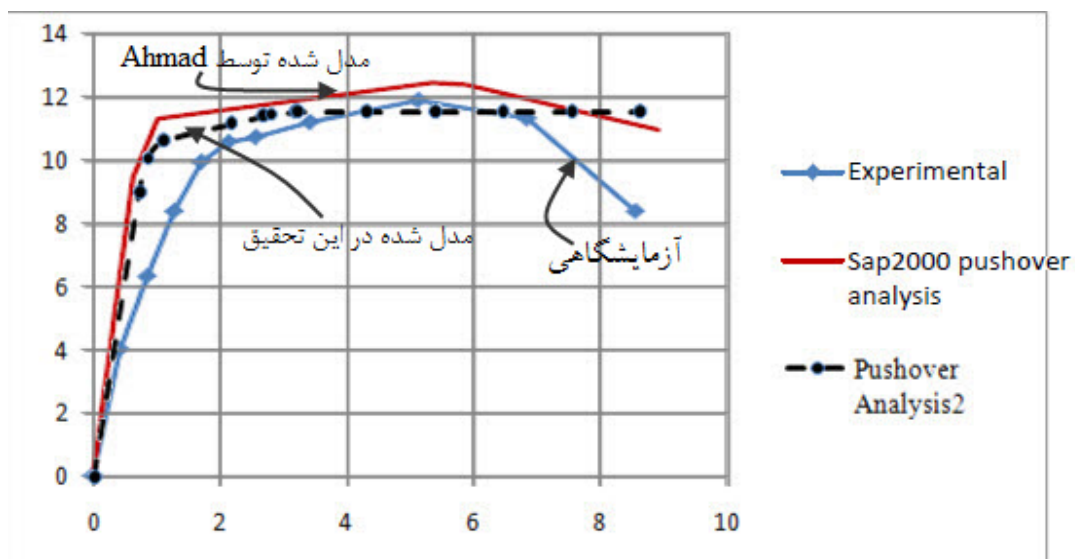


شکل ۳-۱۱: قاب ساخته شده قبل آزمایش [۵۸]

جهت صحت آزمایشی روند ذکر شده در این فصل نمونه آزمایشگاهی فوق، مطابق مطالب ذکر شده در این فصل در نرم افزار SAP ساخته می شود و نتیجه حاصل با نتایج آزمایشگاهی و کامپیوتری منبع مقایسه می شود. جهت مدلسازی مفاصل پلاستیک خمشی به دو سر تیرها و خمشی-محوری به دو سر ستون ها اختصاص داده می شود، و آنالیز بار افزون تحت الگوی بار جانبی متناسب با بارگذاری جانبی استاتیکی انجام می گردد.

جدول ۳-۶: خصوصیات مصالح به کار رفته در نمونه آزمایشگاهی

Material Property	Value
Flexural Modulus Longitudinal,	1300 ksi
Flexural Modulus Circumferential	3600 ksi
Tensile Strength Longitudinal	16 ksi
Tensile Strength Circumferential	40 ksi
Compressive Strength Longitudinal	27 ksi
Compressive Strength Circumferential	37 ksi
Shear Modulus	800 ksi
Shear Strength	8 ksi
CTE Circumferential	$4.6 \text{ in/in/}^{\circ}\text{F} \times 10^{-6}$
CTE Longitudinal	$8.8 \text{ in/in/}^{\circ}\text{F} \times 10^{-6}$
Poisson's ratio	0.35
Density	0.072 lb/in^3



شکل ۳-۱۲: مقایسه منحنی های پوش آور (آزمایشگاهی و مدل شده توسط مرجع و این تحقیق)

همانطور که در شکل ۳-۱۲ دیده می شود، منحنی پوش آور حاصل از مدل کردن در SAP (منحنی Pushover Analysis2) تقریب نزدیکی با پاسخ واقعی آزمایشگاهی دارد دلیل اختلاف مشاهده شده در منحنی ها می تواند به این علت باشد که ممان اینرسی سطح ترک خورده را مورد لحاظ قرار نمی دهد. دلیل دیگر اختلاف بین این دو منحنی این است که نمونه آزمایشگاهی تحت بارگذاری چرخه ای قرار داشته و لذا به سبب طبیعت بارگذاری چرخه ای امکان کاهش سختی قاب باتوجه به ایجاد میکرو ترک ها و یا تسلیم آرماتورها وجود دارد. همچنین دلیل اختلاف بین منحنی پوش آور حاصل از sap در این

پایان نامه با آن چه در منبع انجام شده می تواند این باشد که در مرجع نوع مفاصل اختصاص داده شده به ستون ها صرفاً خمشی می باشد.

۳-۶- نتایج حاصل از نرم افزار SAP

۳-۶-۱- مشاهده منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان بام

با توجه به اینکه سطح زیر منحنی پوش آور (بارافزون) بیان گر مقدار انرژی مستهلک شده توسط سازه است، پس هر چه مساحت زیر این سطح بزرگتر باشد، سازه توانایی بیشتری در جذب و استهلاک انرژی خواهد داشت. هنگامیکه سازه تحت اثر نیروهای بزرگ ناشی از زلزله قرار می گیرد، اگر دارای رفتار الاستیک باشد، به اندازه سطح زیر منحنی برش پایه- تغییر مکان جانبی قادر است انرژی ورودی ناشی از زلزله را مستهلک کند. با توجه به اینکه سازه های ساختمانی میرایی ذاتی دارند، این امر به هنگام زلزله به کمک سازه می آید و مقداری از انرژی ورودی ناشی از زمین لرزه را مستهلک می کند.

در شکل ۳-۱۳ تا شکل ۳-۱۵ منحنی پوش آور سازه ۴ طبقه قبل از تقویت تحت اثر الگوی بار های متفاوت مشاهده می شود. همانطور که در این شکل ها دیده می شود حداکثر برش پایه تحت الگوهای بار جانبی Ex برابر ۱۷۴ تن، تحت الگوی بار جانبی یکنواخت ۲۱۵ تن و تحت الگوی بار جانبی متناسب با مود اول ۱۸۳ تن می باشد، اما با توجه به منحنی های پوش آور ملاحظه می شود که رفتار سازه در محدوده تغییر مکان های بزرگتر از تغییر مکان های هدف تحت اثر الگوی بار جانبی Ex بهتر قابل بررسی است چرا که آنالیز سازه تا حد تغییر مکان ۸۱ سانتی متر ادامه یافته است. لذا با توجه به این موضوع و با توجه به حداکثر برش پایه بدست آمده از حالا به بعد فقط منحنی ها و نتایج برای سازه ها تحت این الگوی بار نشان داده می شوند.

در جدول ۳-۷ مقادیر تغییر مکان جانبی در مقابل برش پایه در هر گام تحت اثر الگوی بار جانبی Ex آورده شده است، در ستون های این جدول وضعیت های مفاصل و معیار های پذیرش در محدوده های مختلف منحنی نیرو - تغییر شکل نمایش داده شده است. به عنوان مثال در این جدول با توجه به ردیف Step 6 تغییر مکان جانبی سازه و برش پایه به ترتیب برابر 33.6cm و 173.4 t می باشد. تا این

گام هیچ از مفاصل سازه از محدوده LS فراتر نرفته است، اما در Step 6 مفصل ها وارد محدوده LStoCP شده اند. بتابراین در سازه مورد بررسی در تغییر مکان های فراتر از 33.6 cm سازه جوابگوی سطح عملکردی Life Safety نیست.

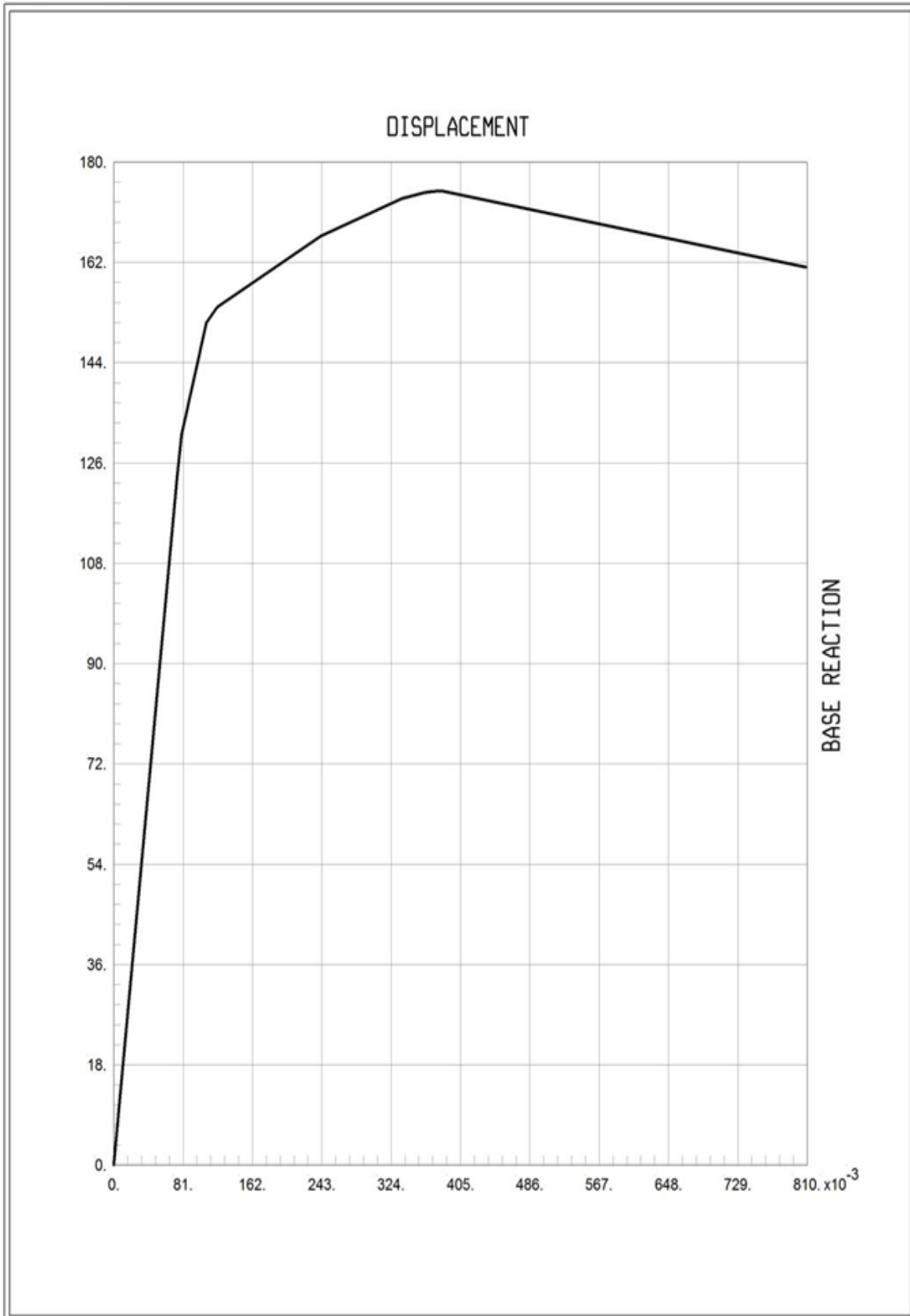
به طور کلی، برای این که سازه جوابگوی سطح عملکردی مورد نظر باشد، باید در تغییر مکان هدف هیچ یک از مفاصل سازه در محدوده تغییر شکل های فراتر از معیارهای پذیرش سطح عملکردی انتخاب شده قرار نگیرند.

جدول ۳-۷: مقادیر تغییر مکان جانبی در مقابل برش پایه در هر گام تحت اثر الگوی بار جانبی Ex

Step	Displacement m	BaseForce Tonf	AtoB	BtoD	ItoLS	LStoCP	CtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	3.557E-18	0.0000	320	0	0	0	0	0	0	0	320
1	0.074032	123.8179	316	4	0	0	0	0	0	0	320
2	0.079110	131.0680	278	42	0	0	0	0	0	0	320
3	0.107963	151.1912	236	84	0	0	0	0	0	0	320
4	0.121168	153.9787	220	100	0	0	0	0	0	0	320
5	0.242036	166.7178	204	26	90	0	0	0	0	0	320
6	0.336245	173.4206	204	4	30	58	0	24	0	0	320
7	0.362570	174.5018	204	4	24	42	0	46	0	0	320
8	0.365340	174.5745	204	4	24	34	0	54	0	0	320
9	0.375098	174.7171	204	4	20	30	0	62	0	0	320
10	0.380210	174.7659	204	4	20	24	0	68	0	0	320
11	0.385011	174.7857	204	4	18	18	0	76	0	0	320
12	0.808781	161.1437	200	4	4	0	0	112	0	0	320

SAP2000

Pushover Curve 6/14/11 21:42:26

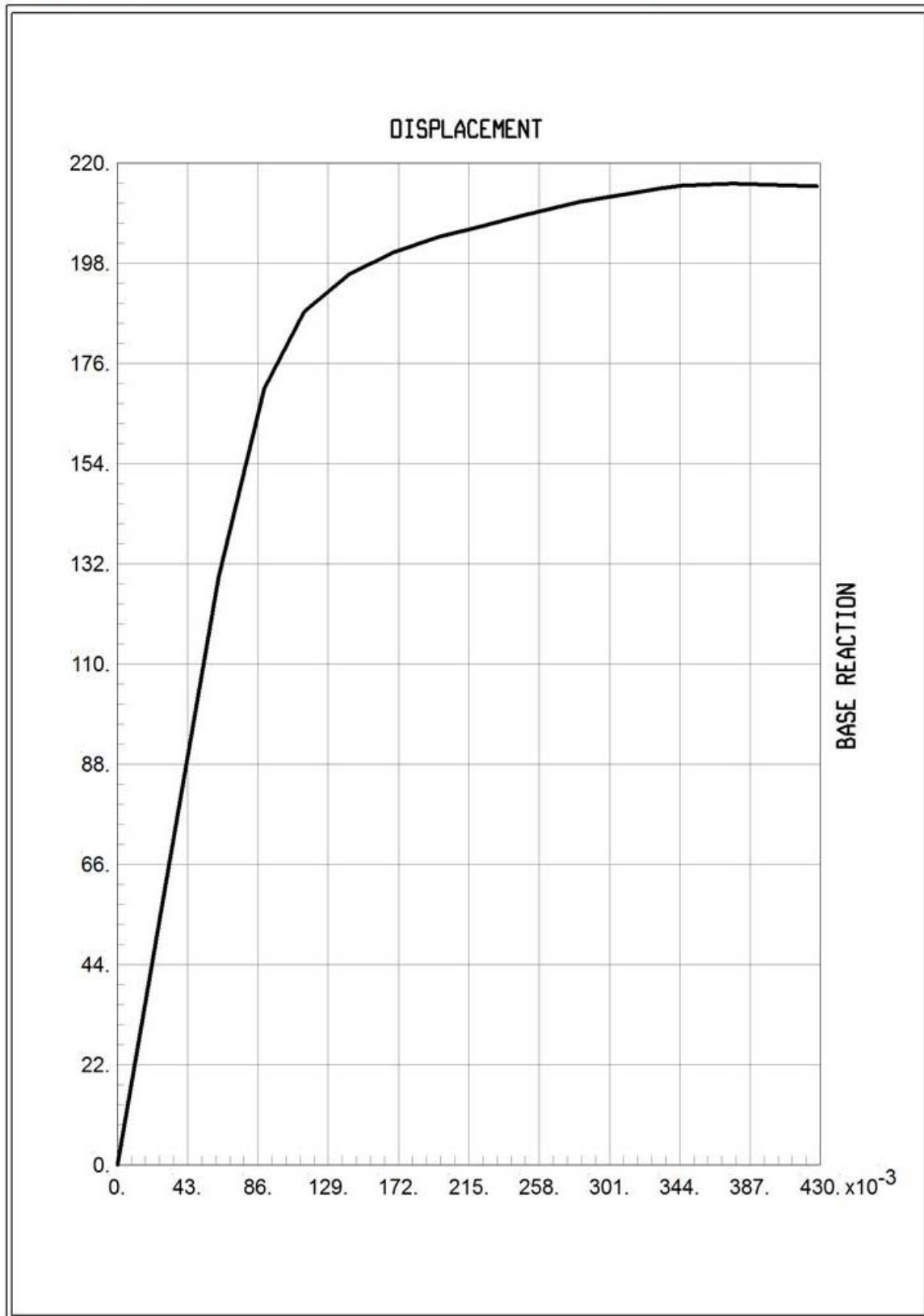


SAP2000 v14.2.2, File: 4TABAGHESDB, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: Ex Pattern, Parameter Set Name: VDPO1

شکل ۳-۱۳: منحنی برش پایه - تغییر مکان گره کنترل ساختمان ۴ طبقه ابتدایی تحت الگوی بار جانبی Ex

SAP2000

Pushover Curve 6/14/11 22:20:41

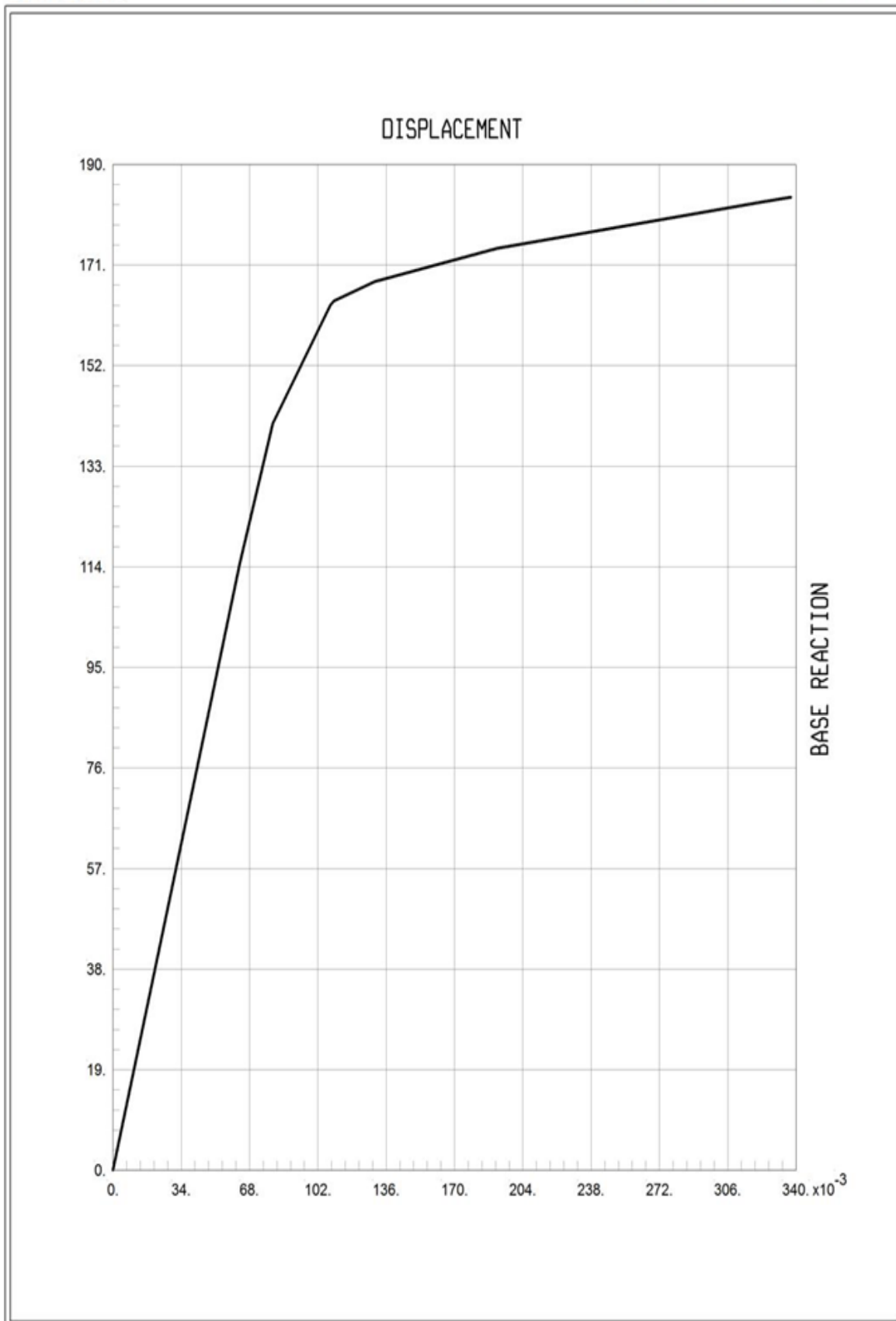


SAP2000 v14.2.2, File: 4TABAGHESDB, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: uniform-x Pattern, Parameter Set Name: VDPO1

شکل ۳-۱۴: منحنی برش پایه - تغییر مکان گره کنترل ساختمان ۴ طبقه ابتدایی تحت الگوی بار جانبی یکنواخت

SAP2000

Pushover Curve 6/14/11 22:23:29



SAP2000 v14.2.2, File: 4TABAGHESDB, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: mode1-y pattern, Parameter Set Name: VDPO1

شکل ۳-۱۵: منحنی برش پایه - تغییر مکان گره کنترل ساختمان ۴ طبقه ابتدایی تحت الگوی بار جانبی مود اول

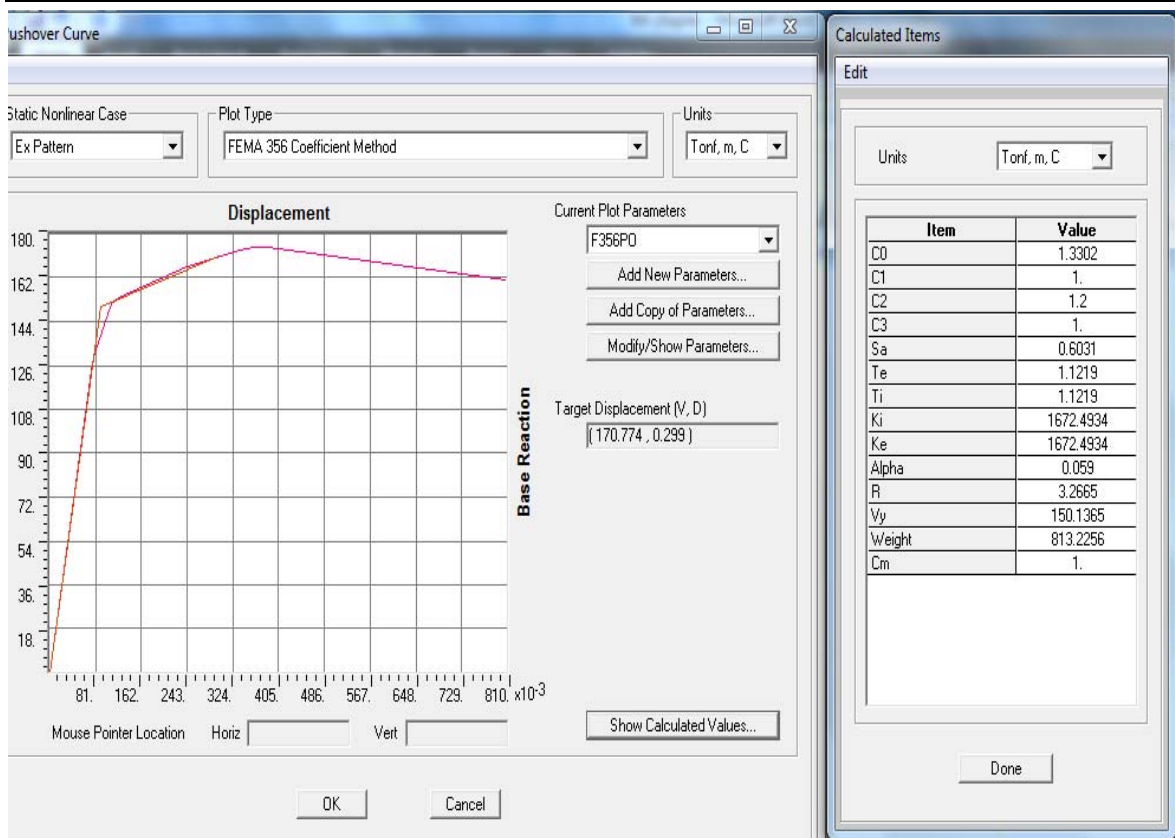
۳-۶-۲- مشاهده نمودار بار افزون به همراه تغییر مکان هدف محاسبه شده بر اساس

FEMA356

همانطور که در فصل ۲ گفته شد یکی از راه‌های تعیین جابجایی هدف در دیافراگم‌های صلب روش توضیح داده شده در FEMA-356 است. این راه به اسم روش ضریب جابجایی مشهور بوده و عیناً در دستورالعمل بهسازی (نشریه ۳۶۰) آورده شده است. براین اساس مطابق فصل ۲ تغییر مکان هدف برابر است با :

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (۷-۳)$$

همه پارامترهای بالا براساس مدل رفتار دوخطی منحنی پوش‌آور سازه بدست می‌آیند. که نمودار دوخطی با کمک روشی که در نشریه ۳۶۰ گفته شده و مطابق فصل ۲ رسم می‌گردد. در رابطه (۷-۳) ضرایب اصلاحی C_0, C_1, C_2, C_3 توسط جداول و روابط FEMA365 و نشریه ۳۶۰ و با توجه به مشخصات سازه قابل محاسبه‌اند. پارامتر g هم شتاب گرانشی زمین بوده و برابر 9.81 m/s^2 است. و در آخر $S_a=AB$ شتاب طیفی می‌باشد که در آن $A=0.3$ همان نسبت شتاب مبنای طرح است که در بخش تنظیمات مربوط به Fema356 و در قسمت ضریب مقیاس (SF) به برنامه معرفی می‌شود و B نیز ضریب بازتاب ساختمان می‌باشد که به ازای زمان تناوب مؤثر T_e ، با توجه به روابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران و یا از همان طیف پاسخ که براساس سطح خطر مورد نظر و پیوند خاک محل ($T_s=0.7$) برای برنامه معرفی شد، بدست می‌آید. تمامی پارامترهایی که در بالا ذکر شدند، بطور خودکار توسط برنامه SAP و براساس آیین‌نامه FEMA-356 و نشریه ۳۶۰ بهسازی ایران قابل محاسبه بوده و مطابق فرم شکل ۳-۱۶ اعلام می‌شوند، که در آن C_m یک ضریب اصلاحی است؛ W وزن بار مرده و درصدی از بار سربار زنده ساختمان براساس استاندارد ۲۸۰۰ و V_y مقاومت تسلیم بدست آمده از مدل رفتار دوخطی منحنی نیرو-تغییر مکان است که متناظر آن D_y (δ_y) تغییر مکان حد تسلیم می‌باشد (شکل ۲-۶).

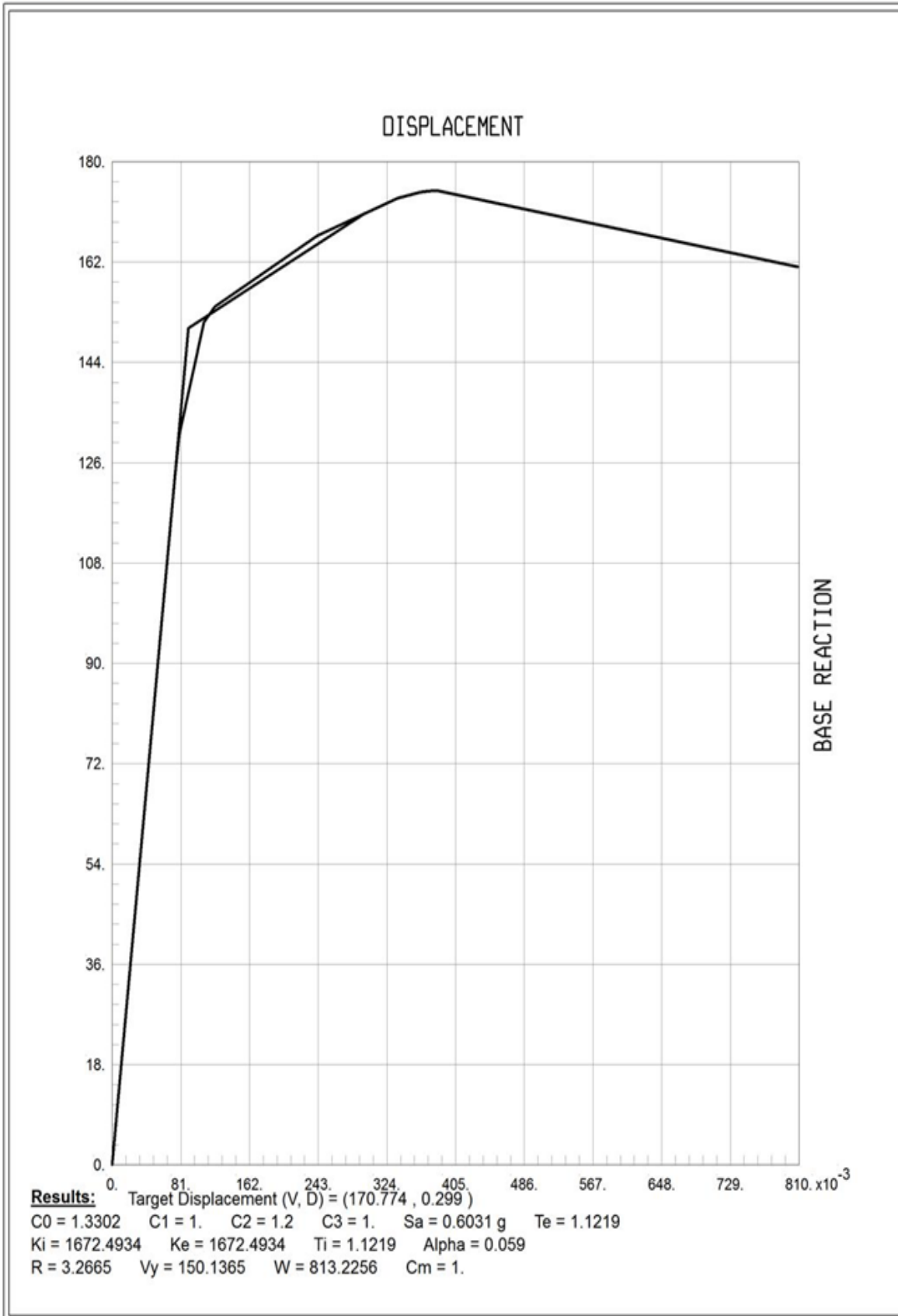


شکل ۳-۱۶: منحنی رفتار سازه و نمودار دوخطی شده آن به همراه پارامترهایی جهت محاسبه جابجایی هدف δ_t

در شکل ۳-۱۷ تا شکل ۳-۲۲ نمودار رفتار سازه و نمودار دوخطی شده آن به همراه نیرو و تغییرمکان هدف سازه و پارامترهای مؤثر بر آن که براساس آیین نامه FEMA-356 محاسبه شده‌اند، برای ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه قبل و بعد از مقاوم سازی آمده است.

SAP2000

Pushover Curve 6/15/11 0:46:59

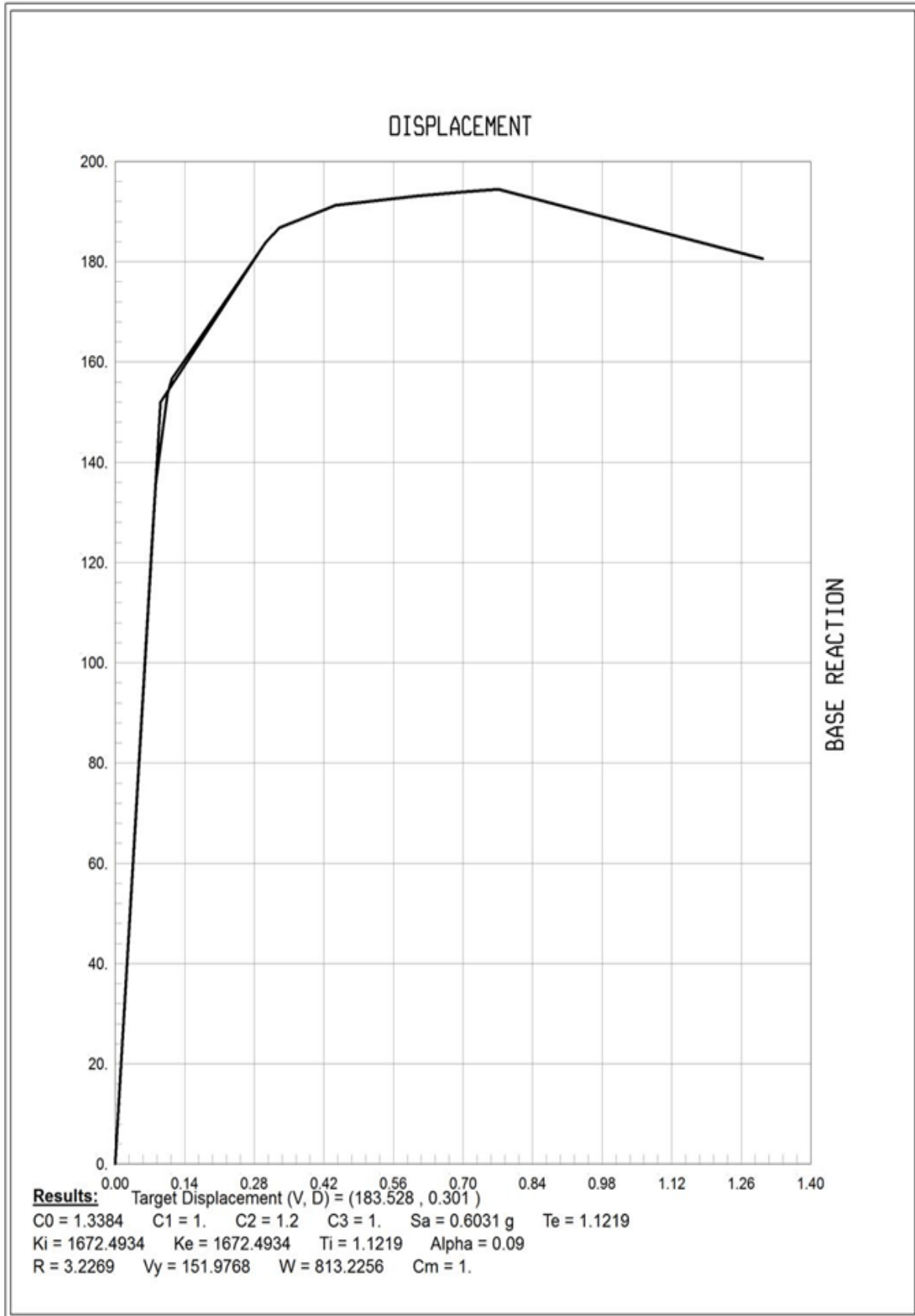


SAP2000 v14.2.2, File: 4TABAGHESDB, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: Ex Pattern, Parameter Set Name: F356PO

شکل ۳-۱۷: منحنی پوش آور و نمودار دوخطی ساختمان ۴ طبقه قبل از مقاوم سازی

SAP2000

Pushover Curve 6/15/11 0:51:23

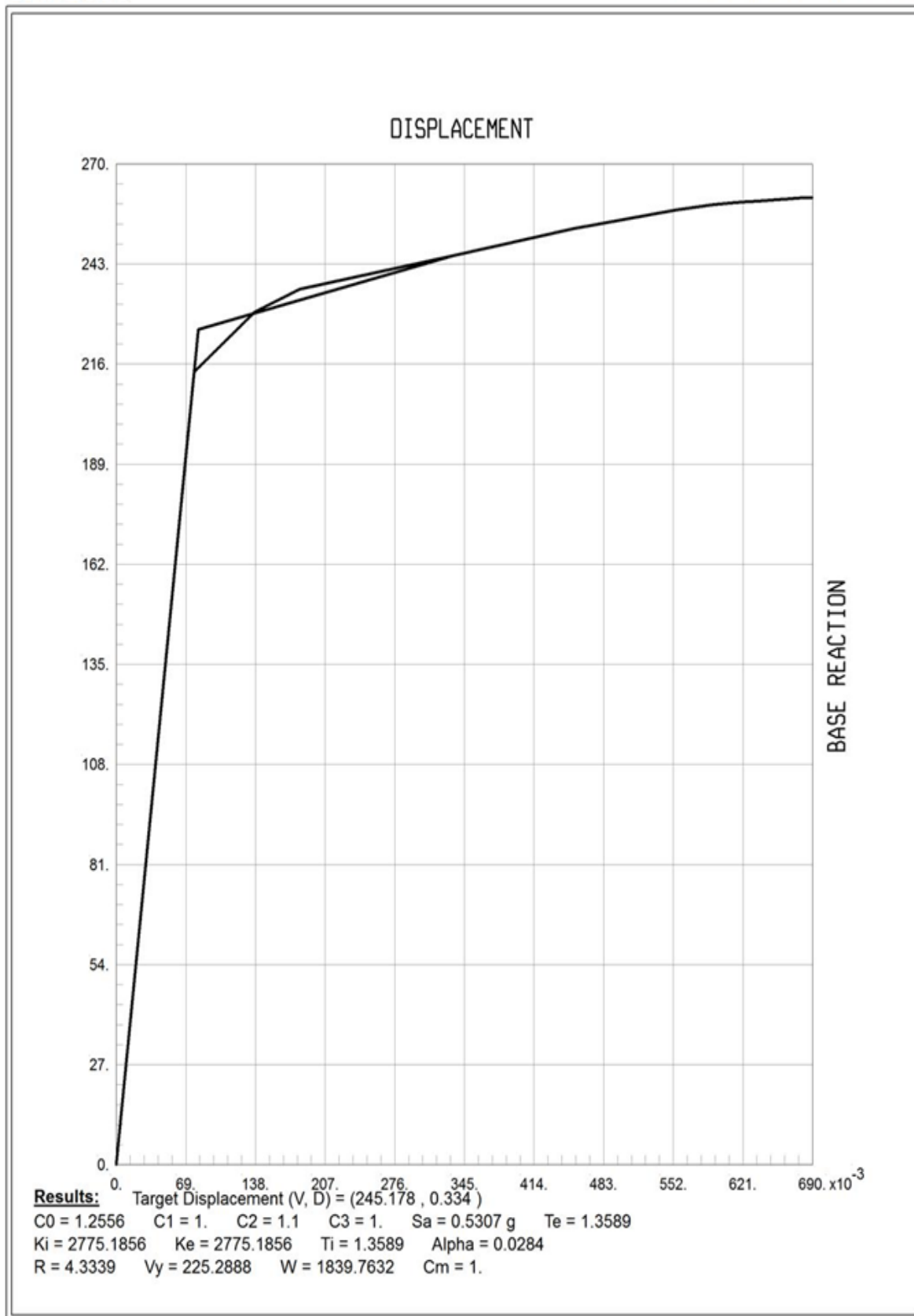


SAP2000 v14.2.2, File: 4TABAGHE+, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: Ex Pattern, Parameter Set Name: F356PO

شکل ۳-۱۸: منحنی پوش آور و نمودار دوخطی ساختمان ۴ طبقه بعد از مقاوم سازی

SAP2000

Pushover Curve 6/15/11 1:38:56

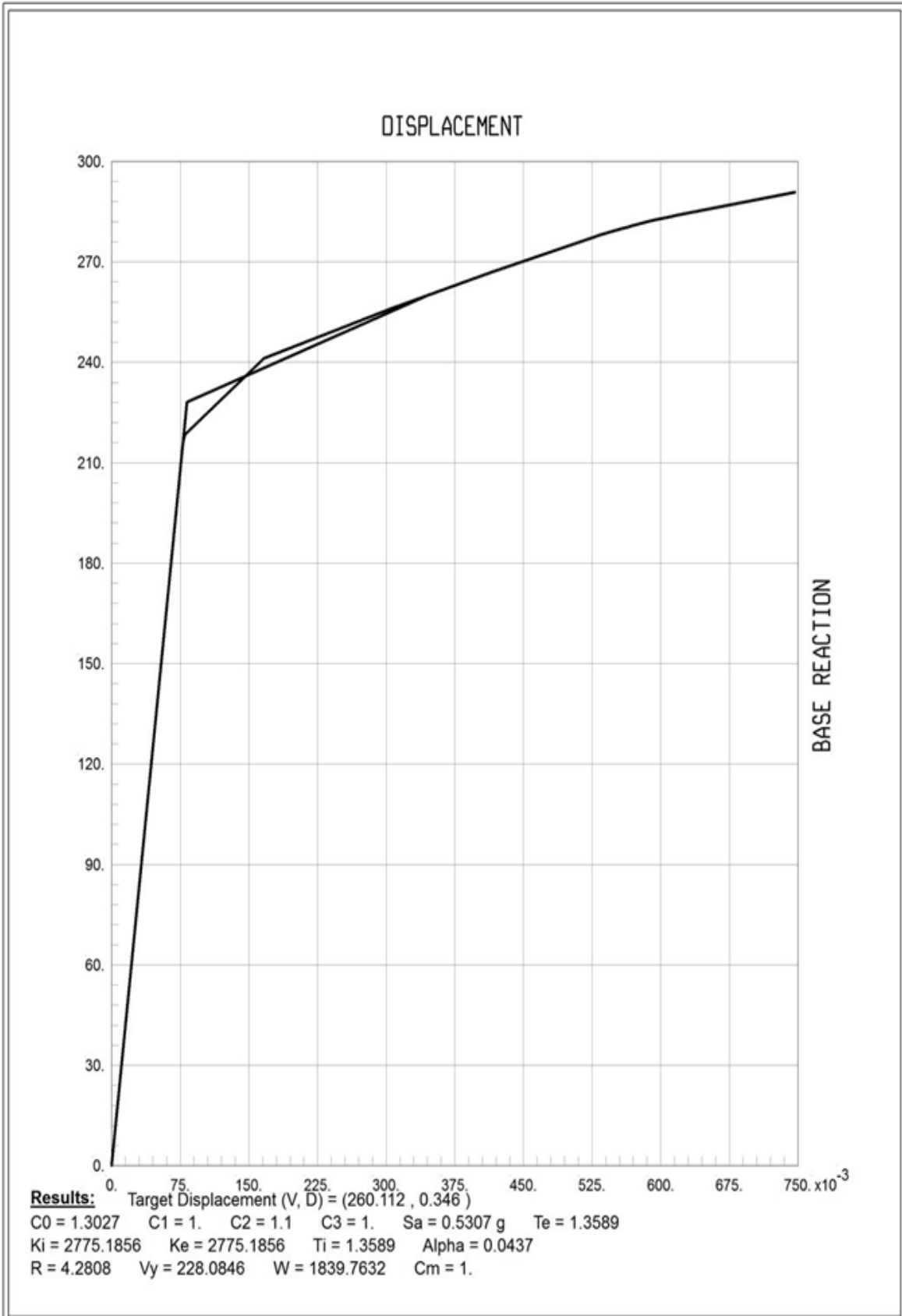


SAP2000 v14.2.2, File: 8TABAGHE, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: Ex Pattern, Parameter Set Name: F356PO1

شکل ۳-۱۹: منحنی پوش آور و نمودار دوخطی ساختمان ۸ طبقه قبل از مقاوم سازی

SAP2000

Pushover Curve 3/30/11 1:44:13

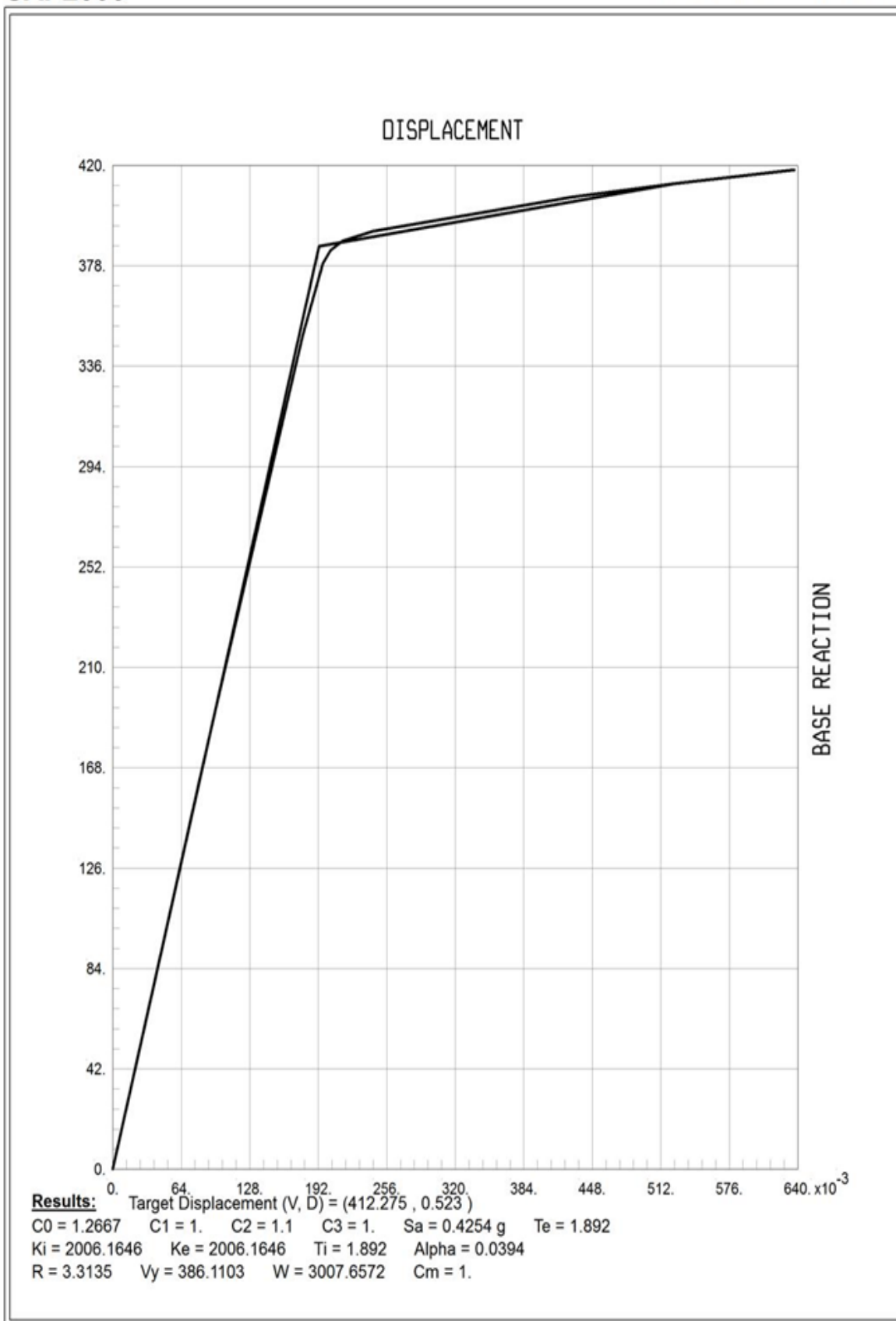


SAP2000 v14.2.2, File: 8TABAGHE+, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: Ex Pattern, Parameter Set Name: F356PO1

شکل ۳-۲۰: منحنی پوش آور و نمودار دوخطی ساختمان ۸ طبقه بعد از مقاوم سازی

SAP2000

Pushover Curve 3/30/11 1:48:54

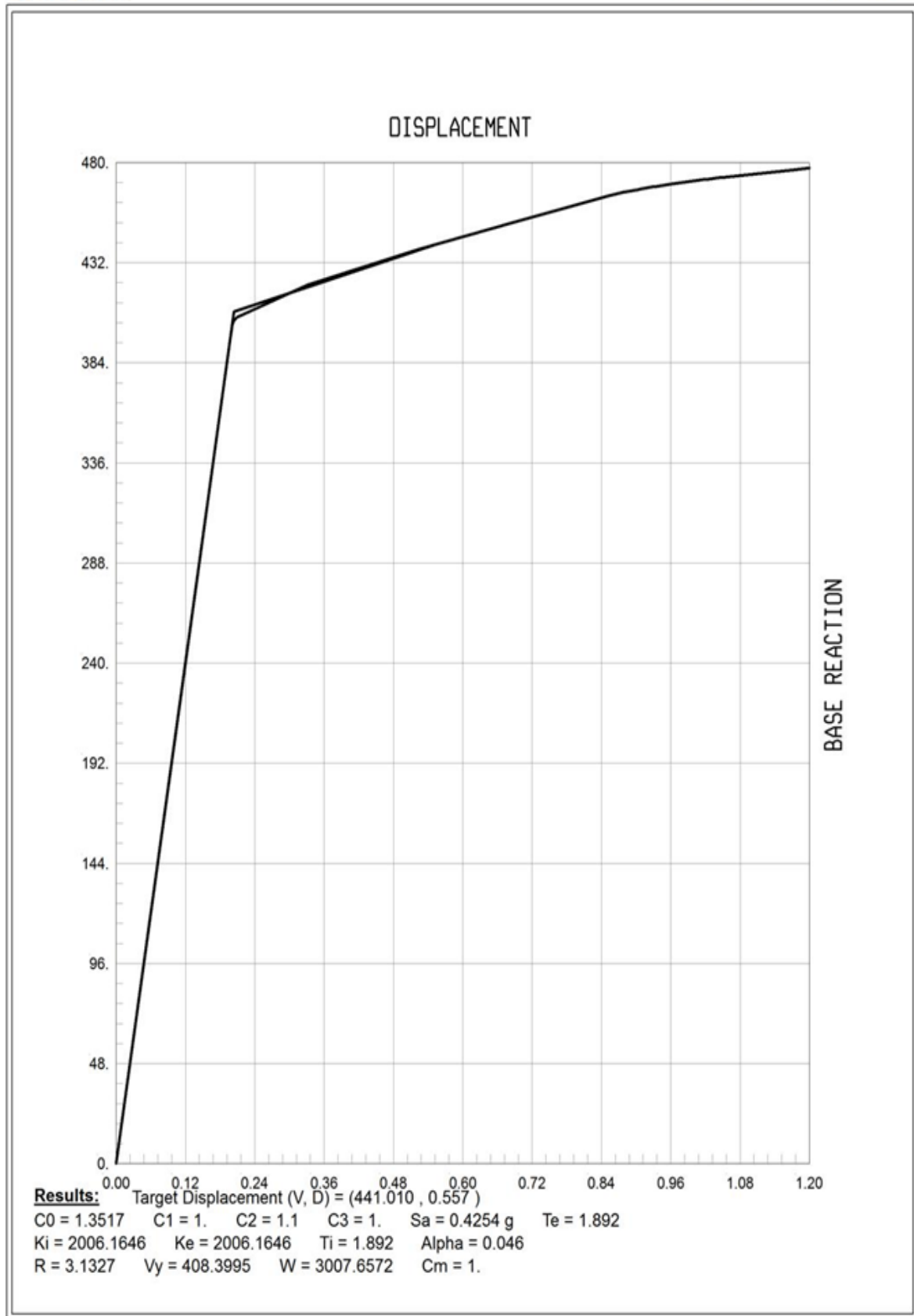


SAP2000 v14.2.2, File: 12TABAGHE, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: Ex Pattern, Parameter Set Name: F356PO

شکل ۳-۲۱: منحنی پوش آور و نمودار دوخطی ساختمان ۱۲ طبقه بعد از مقاوم سازی

SAP2000

Pushover Curve 3/30/11 1:51:34



SAP2000 v14.2.2, File: 12TABAGHE+, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: Ex Pattern, Parameter Set Name: F356PO

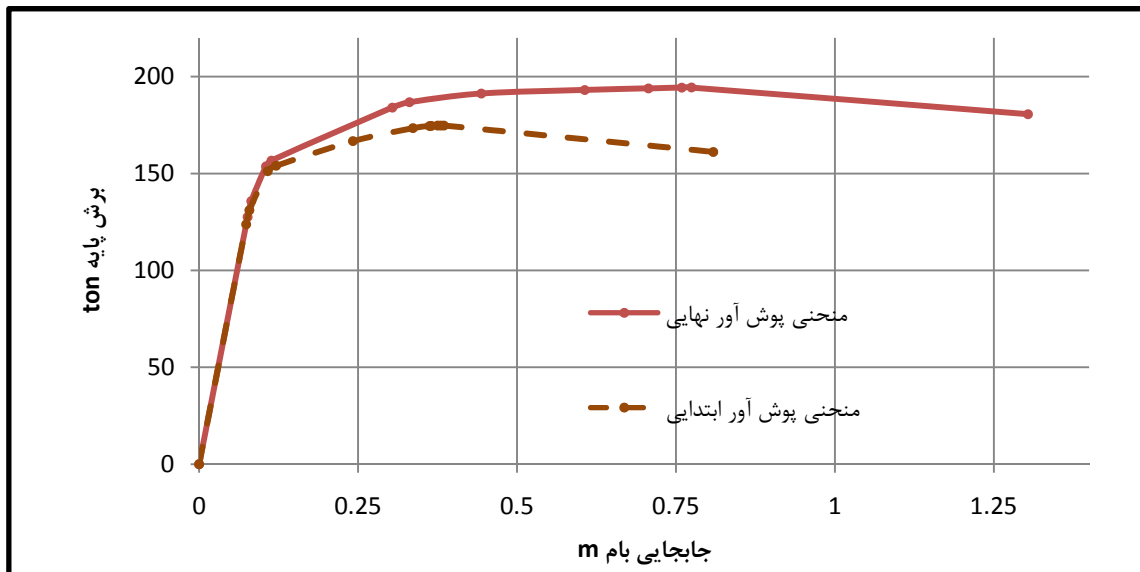
شکل ۳-۲۲: منحنی پوش آور و نمودار دوطرفی ساختمان ۱۲ طبقه بعد از مقاوم سازی

با توجه به این اشکال ملاحظه می شود که با مقاوم کردن سازه با ورق های تقویت کننده، همچنین با افزایش طبقات سازه از ۴ تا ۱۲، مقدار برش پایه متناظر با تغییر مکان هدف و مقاومت تسلیم بدست آمده (V_y) زیاد می شوند، همینطور تغییر مکان سازه افزایش می یابد. در واقع با افزایش مقدار V و Δ سطح زیر منحنی رفتار سازه هم افزایش می یابد و هرچه مساحت زیر این منحنی بزرگتر شود، سازه توانایی بیشتری در جذب و استهلاک انرژی خواهد داشت. همچنین مشاهده می شود که با تقویت سازه ها شیب خط در ناحیه غیر الاستیک α (سختی پس از تسلیم) افزایش می یابد.

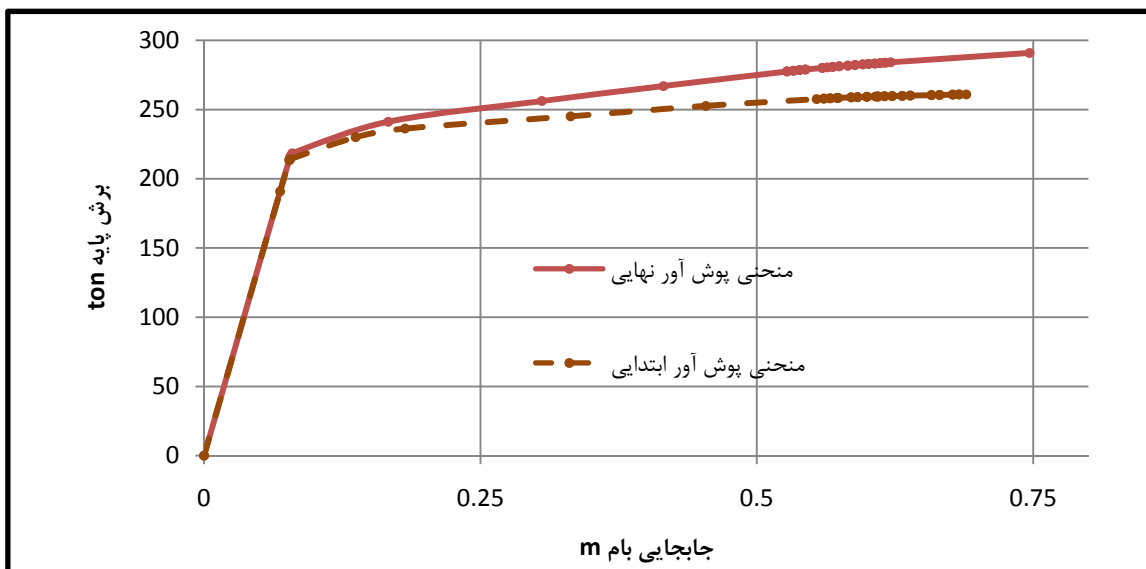
واضح است که تغییر مکان هدف، تغییر شکل مورد نیاز سازه جهت استهلاک انرژی زلزله با حفظ عملکرد مورد نیاز است بنابراین چنانچه عملکرد بالاتری مورد نیاز باشد، لازم است مقاومت بیشتری در سازه وجود داشته باشد، یعنی برای ایجاد یک تغییر مکان در سازه مقاوم شده، نیاز به نیروی بیشتری نسبت به همان سازه مقاوم نشده است. که نشان می دهد سازه مقاوم شده به خوبی جابجایی طبقات را کنترل کرده و در مقابل نیز مقاومت سازه هم بالا رفته است.

جدول ۳-۸: مقایسه برخی پارامترهای قاب خمشی تنها با قاب مقاوم شده توسط FRP

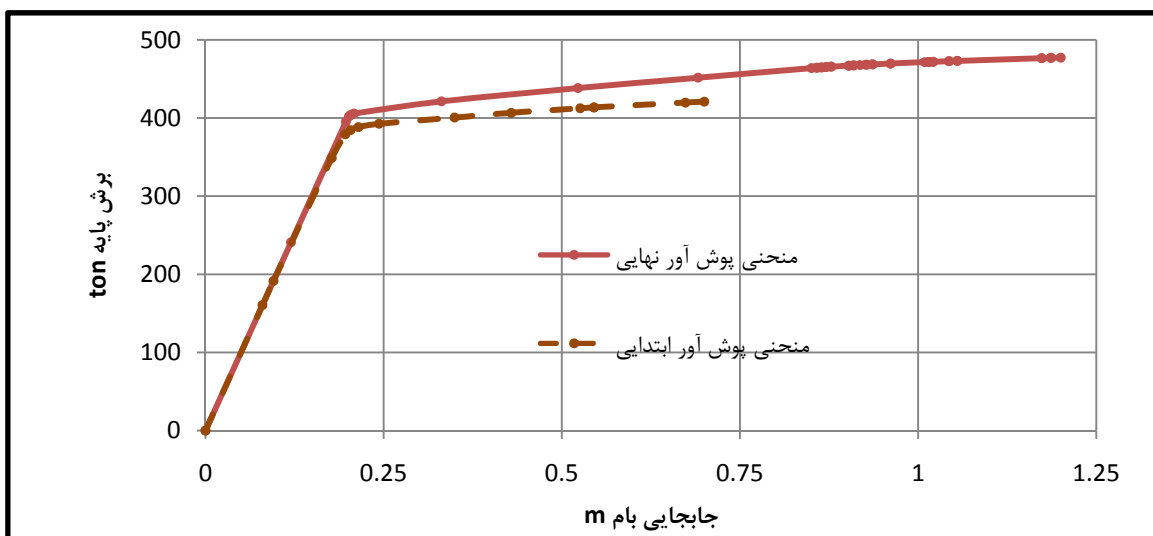
سازه مورد مطالعه		$\delta(m)$ تغییر مکان هدف	$V(ton)$ برش پایه متناظر	$V_y(ton)$ مقاومت تسلیم	α شیب خط در ناحیه غیر الاستیک	R نسبت مقاومت
مقاوم نشده	چهار طبقه	0.29	170.77	150.13	0.059	3.26
	هشت طبقه	0.334	245.17	225.288	0.0284	4.33
	دوازده طبقه	0.523	412.275	386.11	0.0394	3.3135
مقاوم شده	چهار طبقه	0.301	183.53	151.97	0.09	3.22
	هشت طبقه	0.346	260.12	228.084	0.0437	4.2808
	دوازده طبقه	0.557	441.01	408.39	0.046	3.13



شکل ۳-۲۳: مقایسه منحنی پش آور برش پایه - جایجایی بام ساختمان ۴ طبقه قبل و پس از ترمیم



شکل ۳-۲۴: مقایسه منحنی پش آور برش پایه - جایجایی بام ساختمان ۸ طبقه قبل و پس از ترمیم



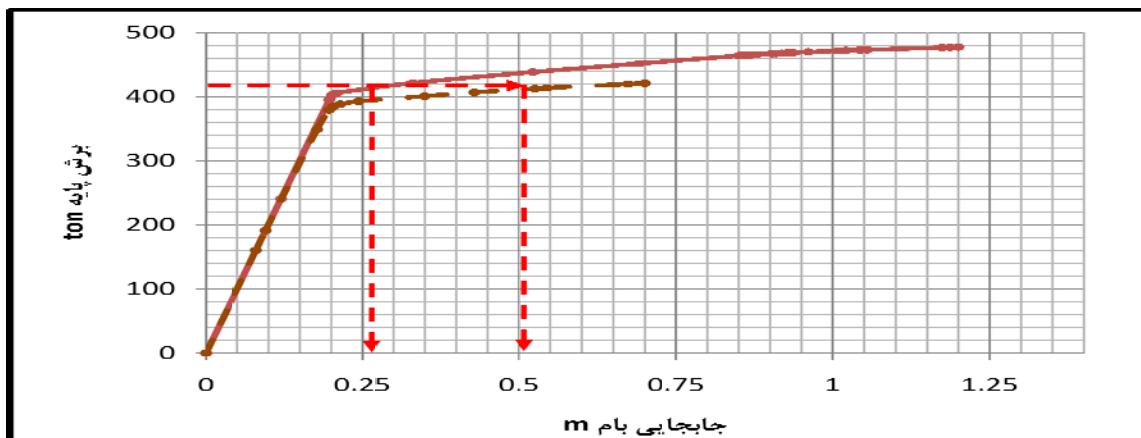
شکل ۳-۲۵: مقایسه منحنی پش آور برش پایه - جایجایی بام ساختمان ۱۲ طبقه قبل و پس از ترمیم

در شکل ۳-۲۳ تا شکل ۳-۲۵ جهت مقایسه بهتر رفتار ساختمان ها قبل و پس از ترمیم منحنی های پوش آور در یک دستگاه مختصات رسم شده اند. همانطور که در شکل های فوق دیده می شود، میزان افزایش بار جانبی نهایی در ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه پس از مقاوم سازی سازه ها با لایه های FRP به ترتیب ۱۲٪ (از ۱۶۱/۱ به ۱۸۰/۶۲ تن)، ۴۷/۱۱٪ (از ۲۶۰/۹۲ به ۲۹۰/۸۵ تن) و ۱۳/۴٪ (از ۴۲۰/۸ به ۴۷۷/۳ تن) می باشد، لذا می توان نتیجه گرفت که طرح ترمیم به کار گرفته شده به خوبی می تواند ظرفیت باربری جانبی ساختمان ها را افزایش دهد.

منحنی های پوش آور در قسمت ابتدایی قبل و بعد از ترمیم روی یکدیگر قرار گرفته اند، این رفتار بیانگر این است که محصور کردن ستون ها تاثیر کمی در افزایش سختی سازه دارد. این افزایش کم سختی می تواند به عنوان یک مزیت ترمیم سازه ها با FRP به حساب آید، چرا که افزایش سختی سازه باعث جذب نیروهای لرزه ای بزرگتر و در نتیجه کاهش کارآمدی ترمیم می گردد.

بعد از مقاومت تسلیم، ملاحظه می شود که جابجایی سازه ترمیم شده برای یک مقدار ثابت بار جانبی کمتر از سازه ابتدایی می باشد. به عنوان مثال در برابر بار جانبی ۴۲۰ تن جابجایی سازه قبل از مقاوم سازی ۰/۵ و بعد از مقاوم سازی ۰/۲۶ متر می باشد، یعنی در یک بار جانبی ثابت میزان جابجایی سازه حدود ۱۰۰ درصد کاهش یافته است (شکل ۳-۲۶).

تغییر مکان نهایی بام در ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب از ۰/۸۹ به ۱/۳، از ۰/۶۹ به ۰/۷۵ و از ۰/۷ به ۱/۲ افزایش یافته است، این امر بیانگر این است که ترمیم ساختمان ها شکل پذیری جابجایی ساختمان ها را افزایش می دهد.



شکل ۳-۲۶: مقایسه جابجایی ساختمان ۱۲ طبقه در یک بار جانبی ثابت

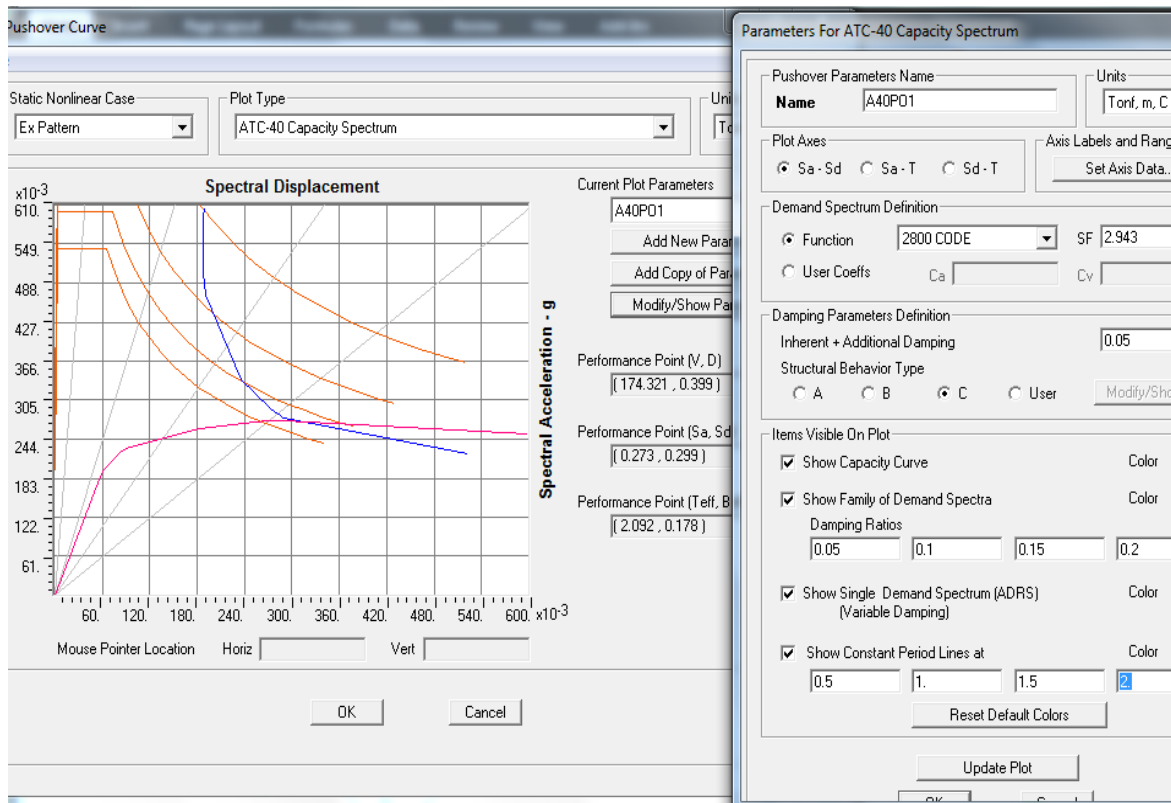
۳-۶-۳ - مشاهده نمودار بار افزون به همراه نقطه عملکرد محاسبه شده بر اساس ATC-40

روش بدست آوردن نقطه عملکرد در ATC-40 براساس روش طیف ظرفیت در فصل دوم توضیح داده شد. در روش ATC40، منحنی ظرفیت (پوش آور) و منحنی طیف پاسخ الاستیک با میرایی 5% (همان طیف ۲۸۰۰) با توجه به یکسری روابط به منحنی‌هایی براساس مختصات Sd و Sa و به فرمت (Acceleration Displacement Response Spectrum) ADRS تبدیل می‌شوند. که بترتیب طیف ظرفیت و طیف تقاضا نامیده می‌شوند.

برنامه SAP2000 می‌تواند به صورت اتوماتیک نقطه عملکرد را براساس ضوابط ATC-40 و مطابق نشریه ۳۶۰ محاسبه کند. نقطه عملکرد سازه براساس پروسه زیر در نرم‌افزار برآورد می‌شود:

(۱) یک خط شعاعی از مبدأ مختصات بگونه‌ای رسم می‌شود که از نقطه مورد نظر روی منحنی پوش آور (در فرمت ADRS) عبور کند. این خط نشان دهنده یک خط با پیوند ثابت T است. (۲) مساحت زیر منحنی پوش آور (در فرمت ADRS) تا نقطه تقاطع محاسبه می‌شود. این مساحت برابر با میرایی تا نقطه مورد نظر است. (۳) طیف تقاضا (در فرمت ADRS) برای میرایی بدست آمده از مرحله قبل رسم می‌شود. (۴) محل برخورد خط شعاعی رسم شده با طیف تقاضا نشان دهنده یک نقطه روی منحنی طیف تقاضاست. (۵) مجموع این نقاط تشکیل یک منحنی می‌دهد که اصطلاحاً منحنی طیف تقاضای منفرد برای میرایی‌های متفاوت نامیده می‌شود. (۶) در نهایت از تقاطع منحنی طیف تقاضای منفرد و منحنی طیف ظرفیت، مختصات نقطه عملکرد بدست می‌آید.

در شکل ۲۷-۳ نحوه اصلاح پارامترهای مؤثر بر تعیین نقطه عملکرد که در بخش‌های قبل توضیح داده شد، آمده است. در فرم شکل ۲۷-۳ مقادیری در خروجی برنامه قرار گرفته‌اند که همگی در مختصات نقطه عملکرد اتفاق می‌افتند. مثلاً D جابجایی جانبی و V برش پایه مربوط به منحنی رفتار سازه (پوش-آور) و Sd جابجایی طیفی و Sa شتاب طیفی که در محل نقطه عملکرد سازه هستند. همچنین β_{eff} میرایی ویسکوز مؤثر و T_{eff} زمان تناوب مؤثر در نقطه عملکرد می‌باشند.

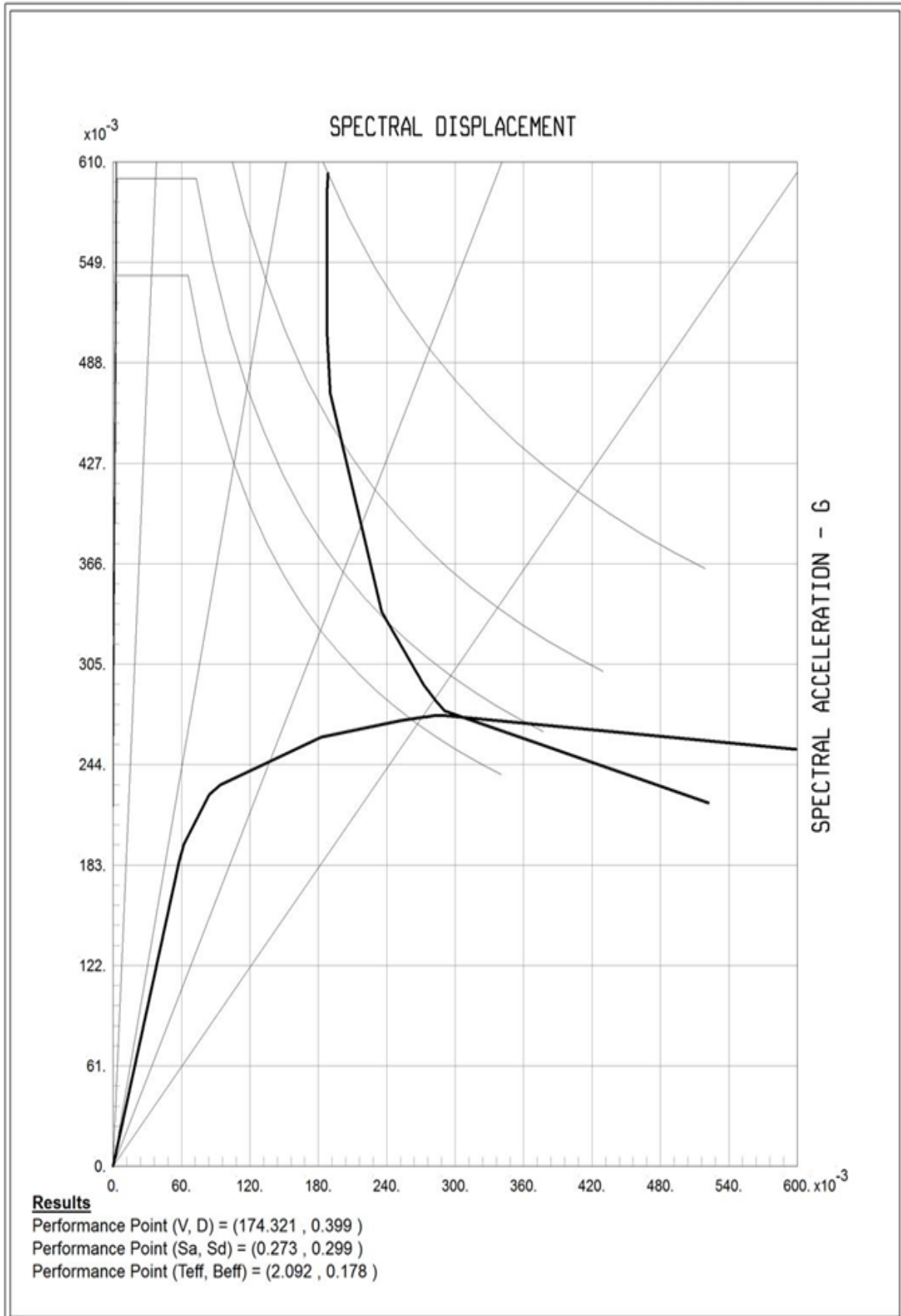


شکل ۳-۲۷: نحوه محاسبه مختصات نقطه عملکرد سازه در طیف های مختلف و تنظیم پارامترهای مربوط به ATC-40

در شکل ۳-۲۸ تا شکل ۳-۳۳ منحنی طیف ظرفیت سازه و منحنی طیف تقاضا با میرایی های متفاوت در فرمت ADRS، به همراه مقادیری که در نقطه عملکرد سازه به روش ATC-40 بدست آمده اند، نشان داده شده است.

SAP2000

Pushover Curve 3/30/11 4:20:57

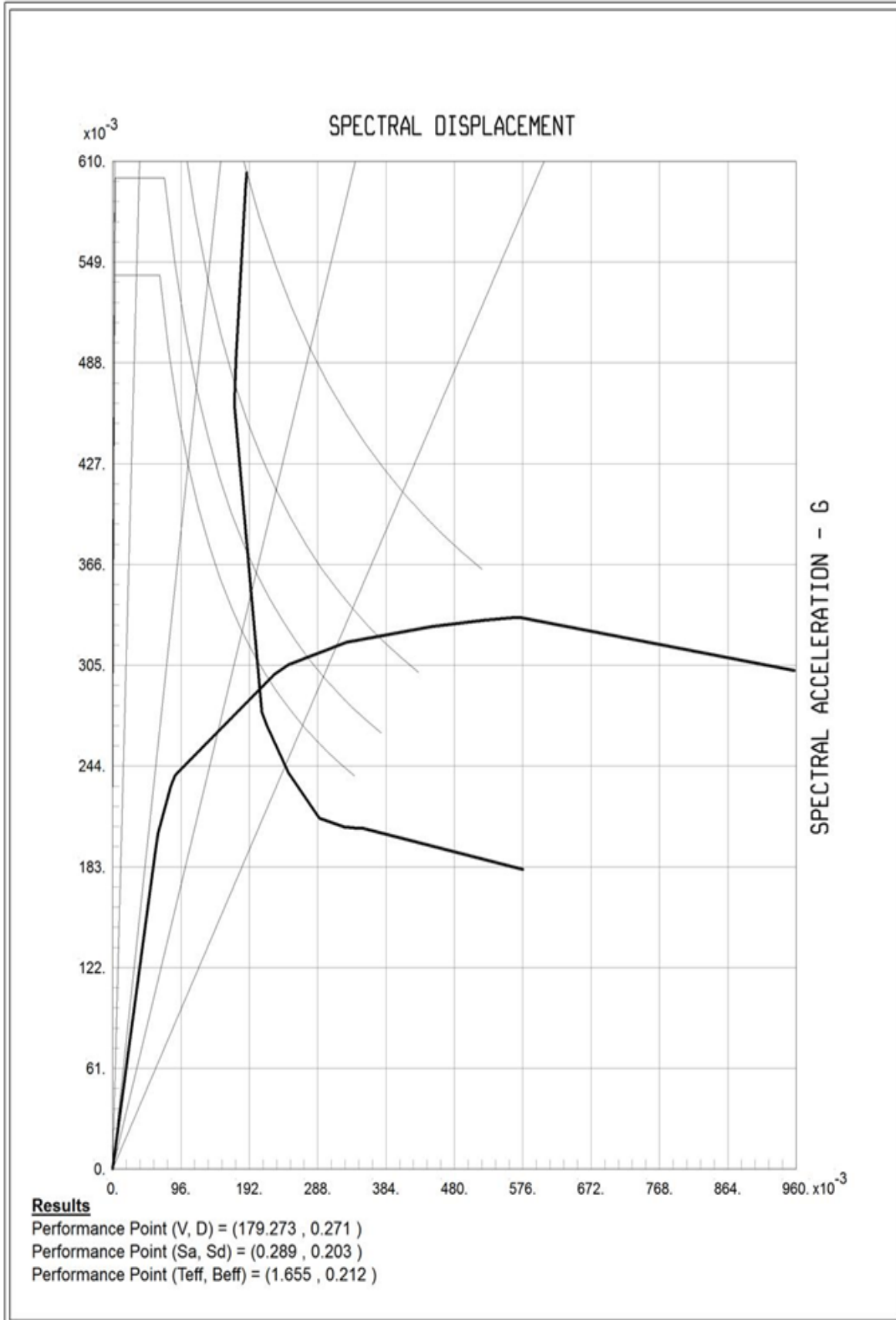


SAP2000 v14.2.2, File: 4TABAGHESDB, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: Ex Pattern, Parameter Set Name: A40PO1

شکل ۳-۲۸: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۴ طبقه مقاوم نشده

SAP2000

Pushover Curve 3/30/11 4:27:24

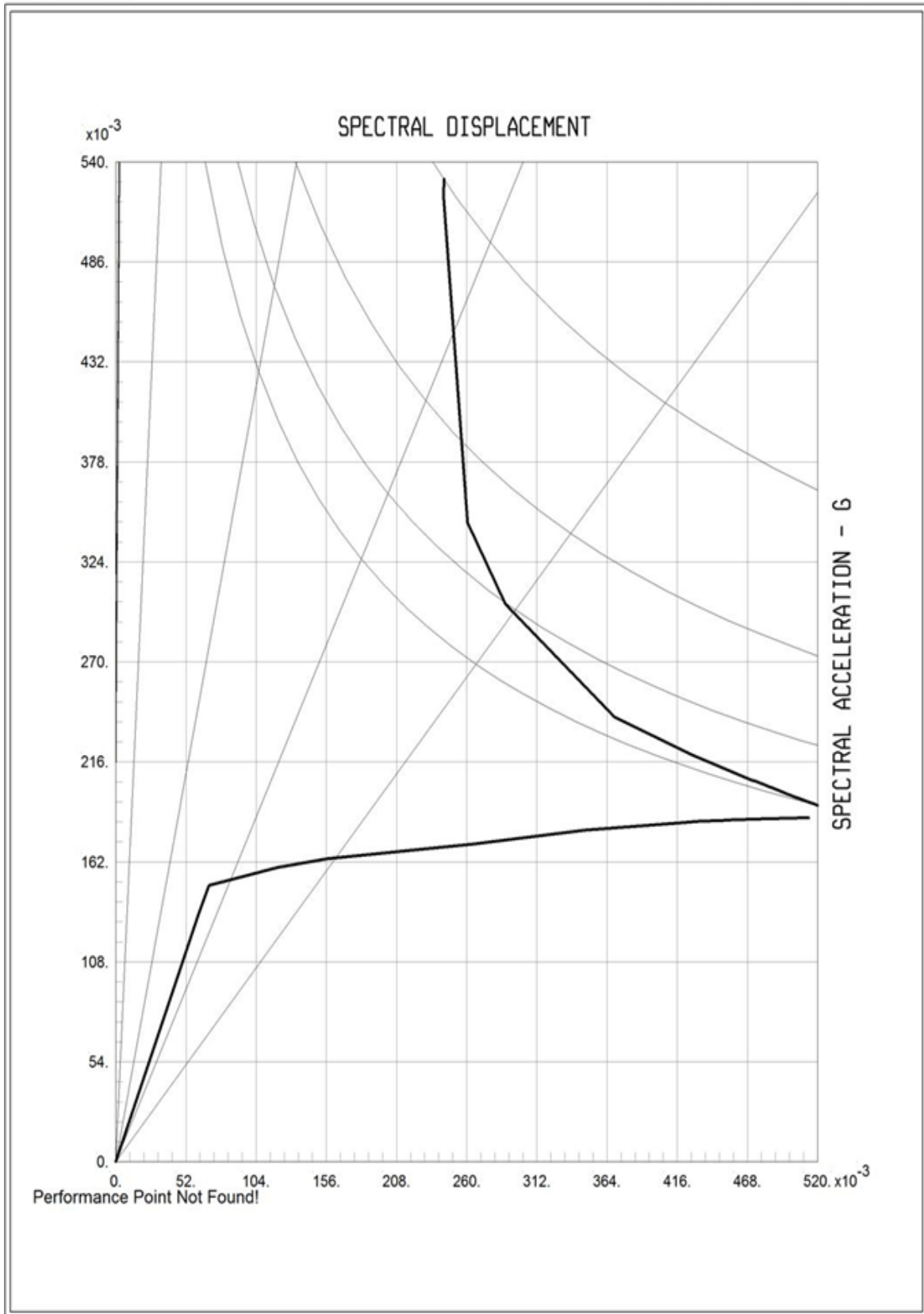


SAP2000 v14.2.2, File: 4TABAGHE+, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: Ex Pattern, Parameter Set Name: ATC40

شکل ۳-۲۹: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۴ طبقه مقاوم شده

SAP2000

Pushover Curve 3/30/11 12:05:15



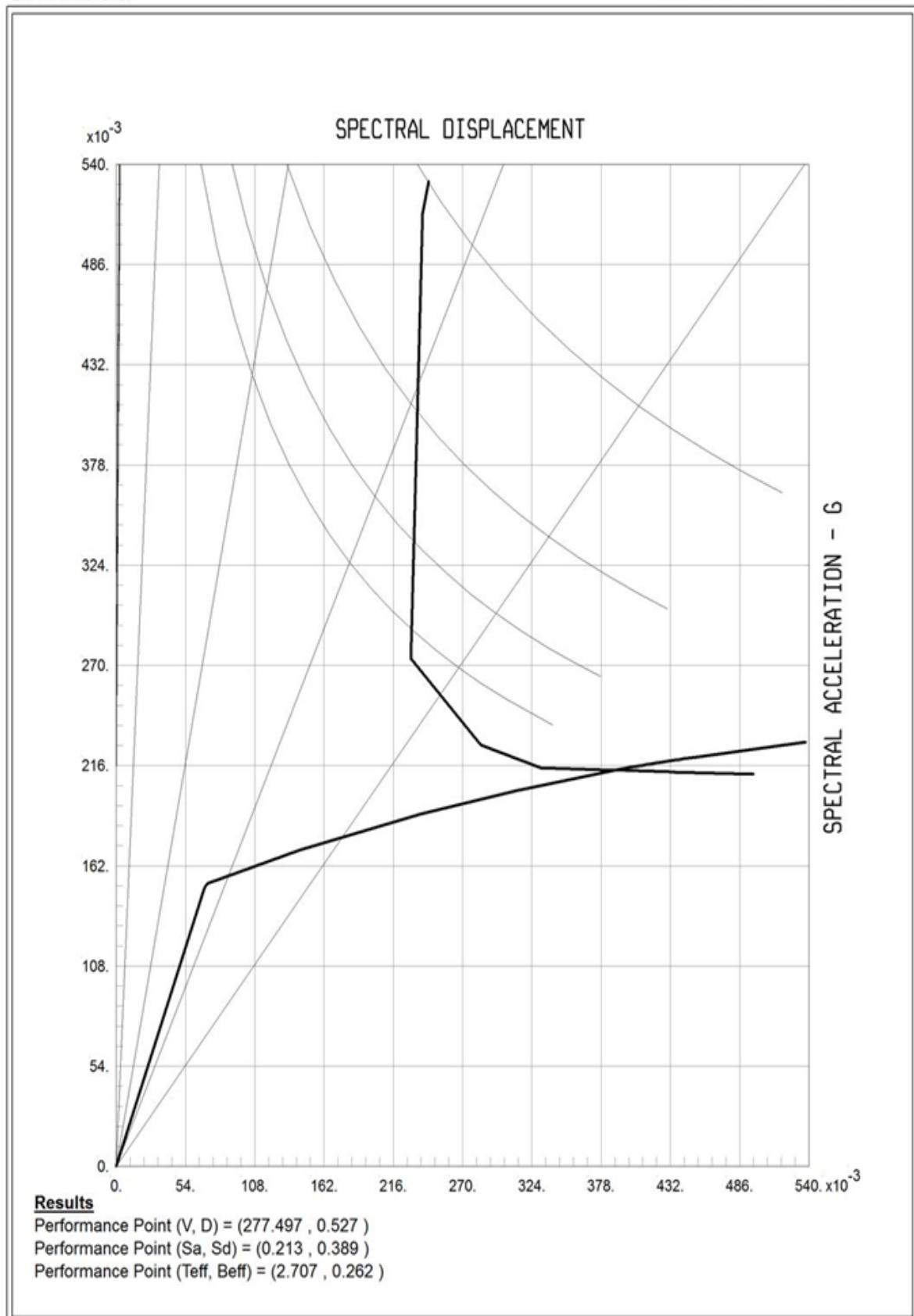
SAP2000 v14.2.2, File: 8TABAGHE, Units: Tonf, m, C
Analysis Case: Ex Pattern, Parameter Set Name: ATC3

شکل ۳-۳۰: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۸ طبقه مقاوم

نشده

SAP2000

Pushover Curve 3/30/11 4:31:53

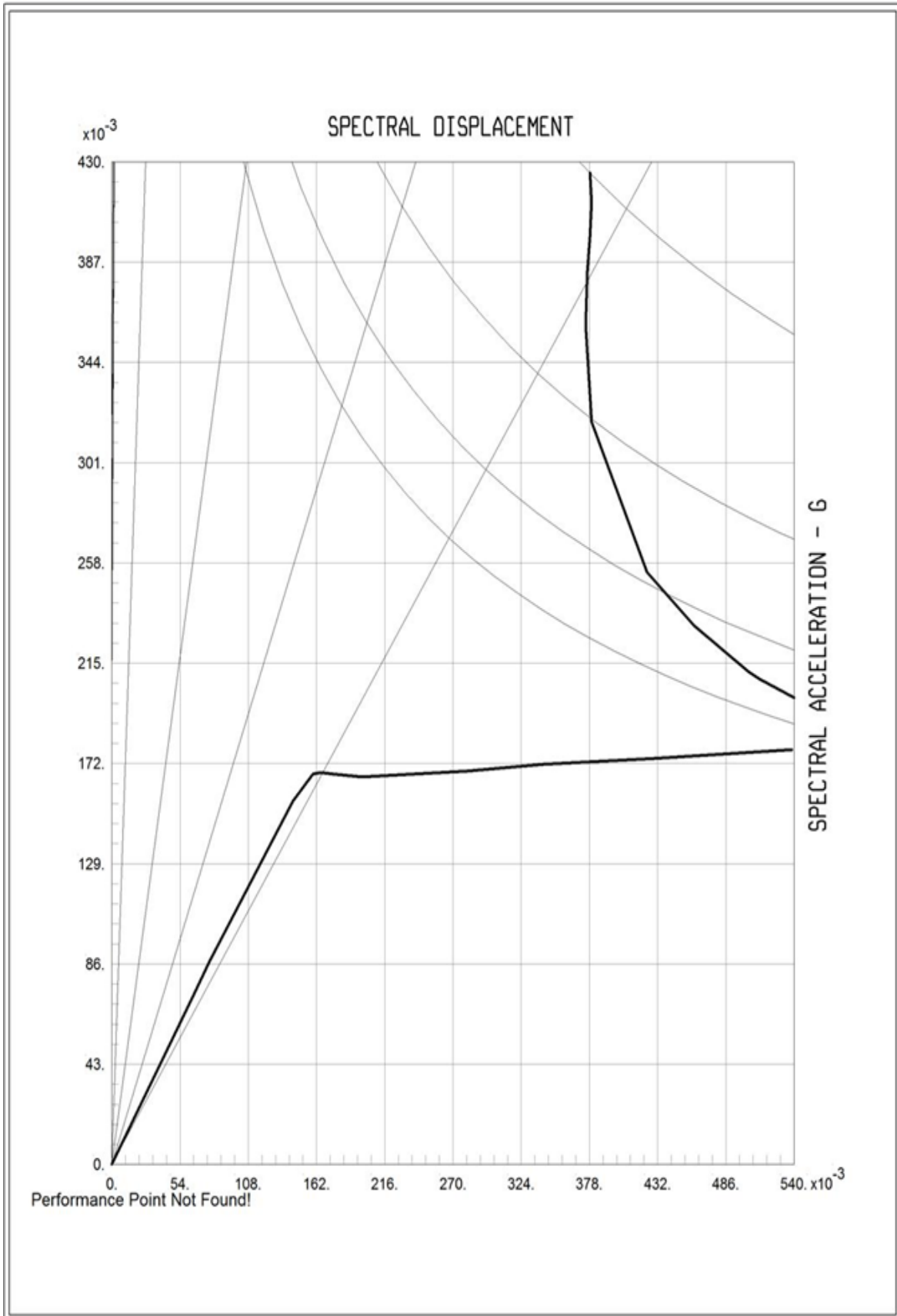


SAP2000 v14.2.2, File: 8TABAGHE+, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: Ex Pattern, Parameter Set Name: Atc40P

شکل ۳-۳۱: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۸ طبقه مقاوم شده

SAP2000

Pushover Curve 3/30/11 14:07:57

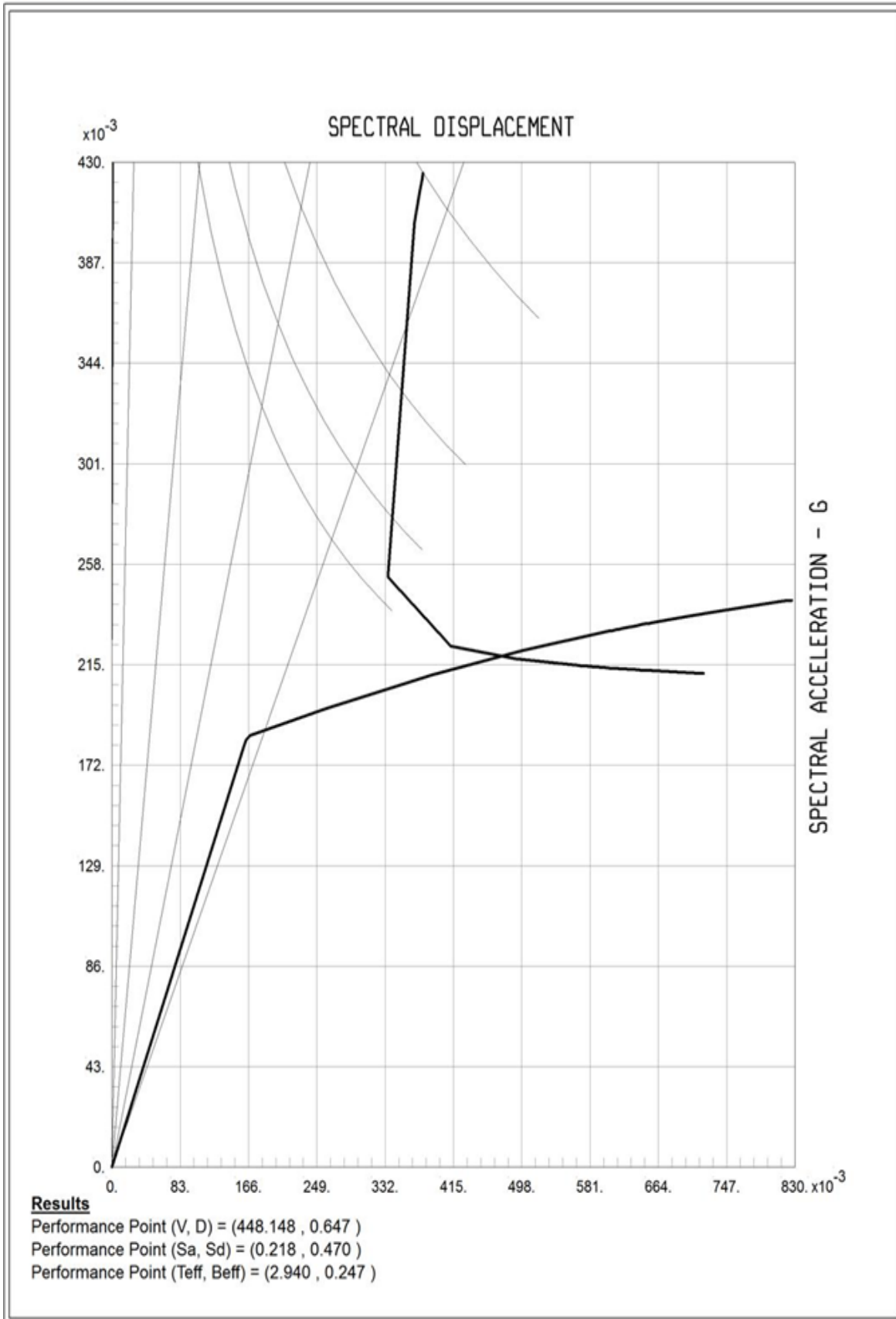


SAP2000 v14.2.2, File: 12TABAGHE, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: Ex Pattern, Parameter Set Name: Atc40

شکل ۳-۳: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۲ طبقه مقاوم نشده

SAP2000

Pushover Curve 3/30/11 18:39:56



SAP2000 v14.2.2, File: 12TABAGHE+, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: Ex Pattern, Parameter Set Name: A40PO1

شکل ۳-۳: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۲ طبقه مقاوم شده

با توجه به شکل ۳-۲۸ تا شکل ۳-۳۳ ملاحظه می شود که با افزایش تعداد طبقات سازه از ۴ تا ۱۲ مطابق انتظار، مقدار زمان تناوب مؤثر T_{eff} و جابجایی طیفی S_d هر دو افزایش می یابند که نشانه انعطاف پذیرتر شدن سازه می باشد. در تعیین نقطه عملکرد سازه پارامتر میرایی ویسکوز مؤثر β_{eff} جهت استفاده در فرمول های ضرایب کاهش طیفی بطور خودکار توسط برنامه محاسبه می شود و این ضرایب هم طیف تقاضا (پاسخ) را کاهش می دهند. همچنین جابجایی طیفی S_d نیز برای ارزیابی سطح عملکردی ساختمان بکار می رود.

برای ساختمان ۴ طبقه مشاهده می شود که بعد از مقاوم سازی با FRP، به علت افزایش سختی سازه مقدار پریود مؤثر T_{eff} کاهش می یابد، همینطور تغییر مکان طیفی S_d هم کم می شود که نشان می دهد مقاومت و سختی سازه بیشتر شده و در واقع عملکرد سازه بالاتر رفته است. همچنین پس از مقاوم کردن ساختمانها، مقدار میرایی مؤثر β_{eff} افزایش یافته که ثابت می کند توانایی سازه در جذب و اتلاف انرژی ورودی زلزله به آن بیشتر شده است. [۵۴]

برای ساختمان های ۸ و ۱۲ طبقه قبل از مقاوم سازی با FRP همانطور که در شکل ۳-۳۰ و شکل ۳-۳۲ ملاحظه می شود هیچ نقطه عملکردی وجود ندارد و این ساختمان ها نمی توانند شرایط زلزله طرح را ارضا نمایند، اما همانگونه که در شکل ۳-۳۱ و شکل ۳-۳۳ ملاحظه می شود قاب های ترمیم شده ظرفیت بالاتری داشته و دارای نقطه عملکرد برای همان زلزله طرح می باشند.

جدول ۳-۹: مقایسه برخی پارامترهای قاب مقاوم نشده با قاب تقویت شده در نقطه عملکرد سازه ها

سازه مورد مطالعه	D(CM) نقطه عملکرد	V(ton) برش پایه متناظر	S_d (Cm) جابجایی طیفی	T_{eff} (sec) پریود مؤثر	β_{eff} (%) میرایی مؤثر	
مقاوم نشده	چهار طبقه	39.9	174.3	29.9	2.092	17.8
	هشت طبقه	-	-	-	-	-
	دوازده طبقه	-	-	-	-	-
مقاوم شده	چهار طبقه	27.1	179.3	20.3	1.655	21.2
	هشت طبقه	57.2	277.5	38.9	2.707	26.2
	دوازده طبقه	64.7	448.1	47	2.94	24.7

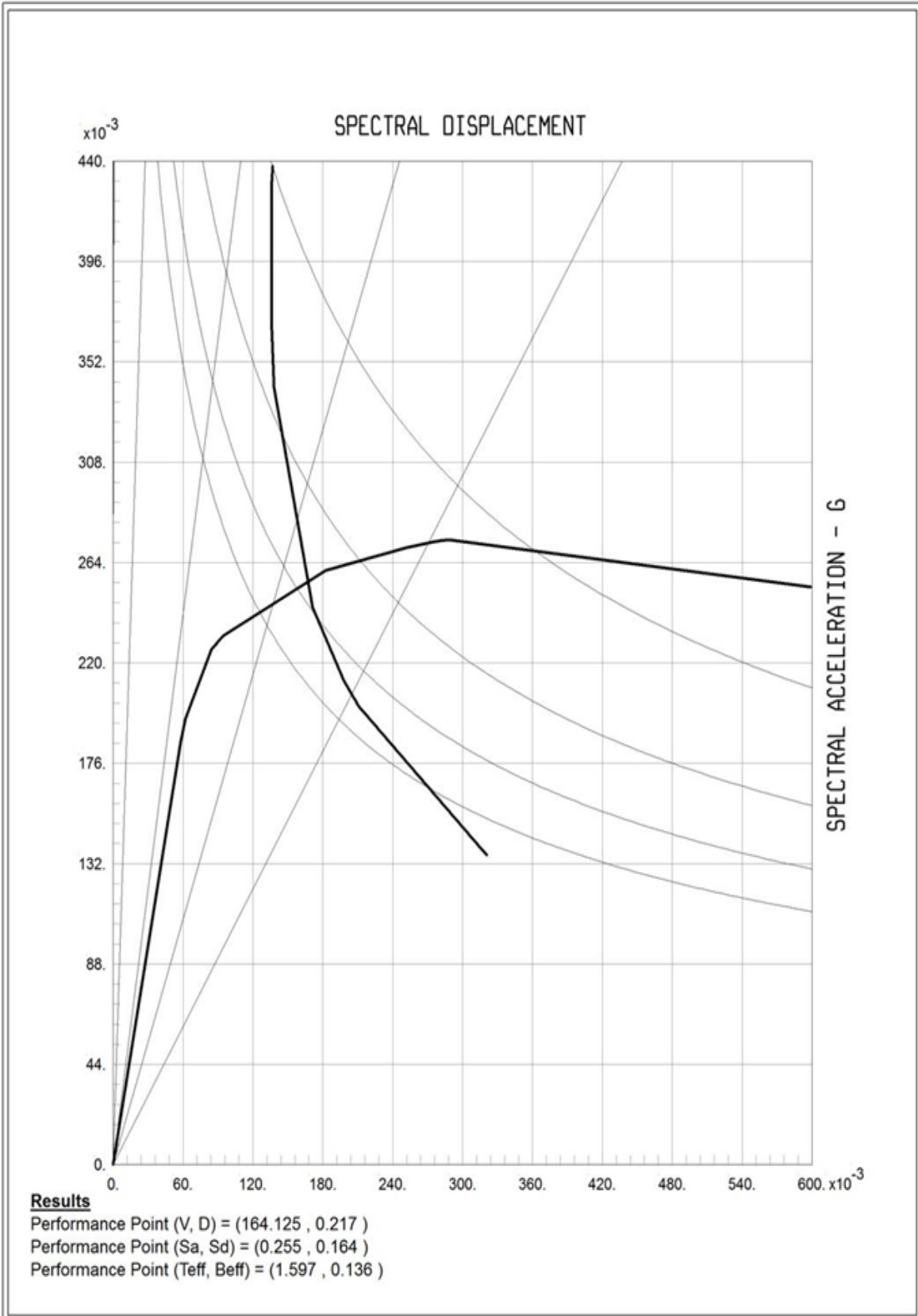
اگر محل سازه های مورد بررسی به جای قرارگیری بر روی خاک نوع III بر روی خاک نوع II قرار می داشت منحنی طیف تقاضا پایین تر آمده و سازه ها دارای نقطه عملکرد می بود. لذا به نظر می رسد که در صورت قرار گیری سازه ها بر روی خاک نوع II شرایط زلزله طرح ارضا می شود. در این تحقیق برای این که بهتر بتوان عملکرد سازه ها را قبل و بعد از ترمیم با هم مقایسه نمود طیف تقاضا متناسب با خاک نوع II نیز به نرم افزار معرفی شده و منحنی های بدست آمده در شکل ۳-۳۴ تا شکل ۳-۳۹ دیده می شود.

برای اینکه بتوان منحنی های طیف ظرفیت و طیف پاسخ هر ساختمان را قبل و پس از ترمیم بهتر مقایسه نمود در شکل ۳-۴۰ تا شکل ۳-۴۲ برای سازه های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه این منحنی ها قبل و پس از ترمیم با هم در یک دستگاه مختصات آورده شده است.

در این شکل ها (منحنی خط چین نمایش دهنده سازه قبل از مقاوم سازی و منحنی خط ممتد نمایش دهنده سازه مقاوم شده می باشد) و همچنین جدول ۳-۹ ملاحظه می شود که نقطه عملکرد برای ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه قبل و پس از ترمیم به ترتیب از (0.225g,0.164m) به (0.255g,0.133m)، از (0.172g,0.273m) به (0.179g,0.184m) و از (0.171g,0.328) به (0.194g,0.247) می رسد. افزایش ظرفیت شتاب طیفی (۱۳٪، ۴٪ و ۱۳٪/۴) به ترتیب در ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه و کاهش جابجایی طیفی (۲۳٪، ۴۸٪ و ۲۰٪) به ترتیب در ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه (دلالت بر این دارد که سازه های ترمیم یافته دارای ظرفیت باربری بیشتر در جابجایی کمتر می باشند.

SAP2000

Pushover Curve 3/31/11 2:43:23

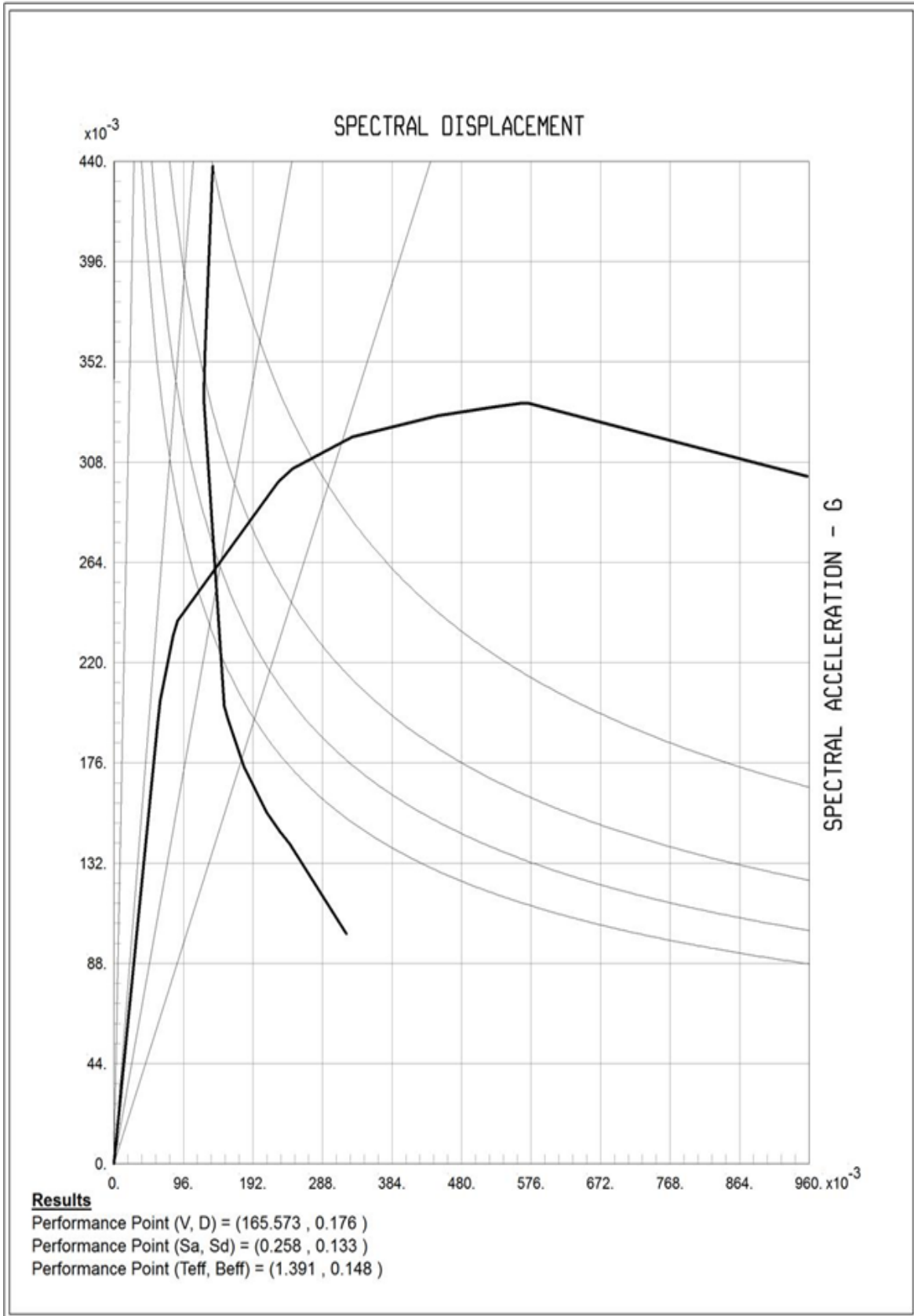


SAP2000 v14.2.2, File: 4TABAGHESDB, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: Ex Pattern, Parameter Set Name: A40PO1

شکل ۳-۳۴: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ (خاک نوع II) در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۴ طبقه مقاوم نشده

SAP2000

Pushover Curve 3/31/11 3:06:09

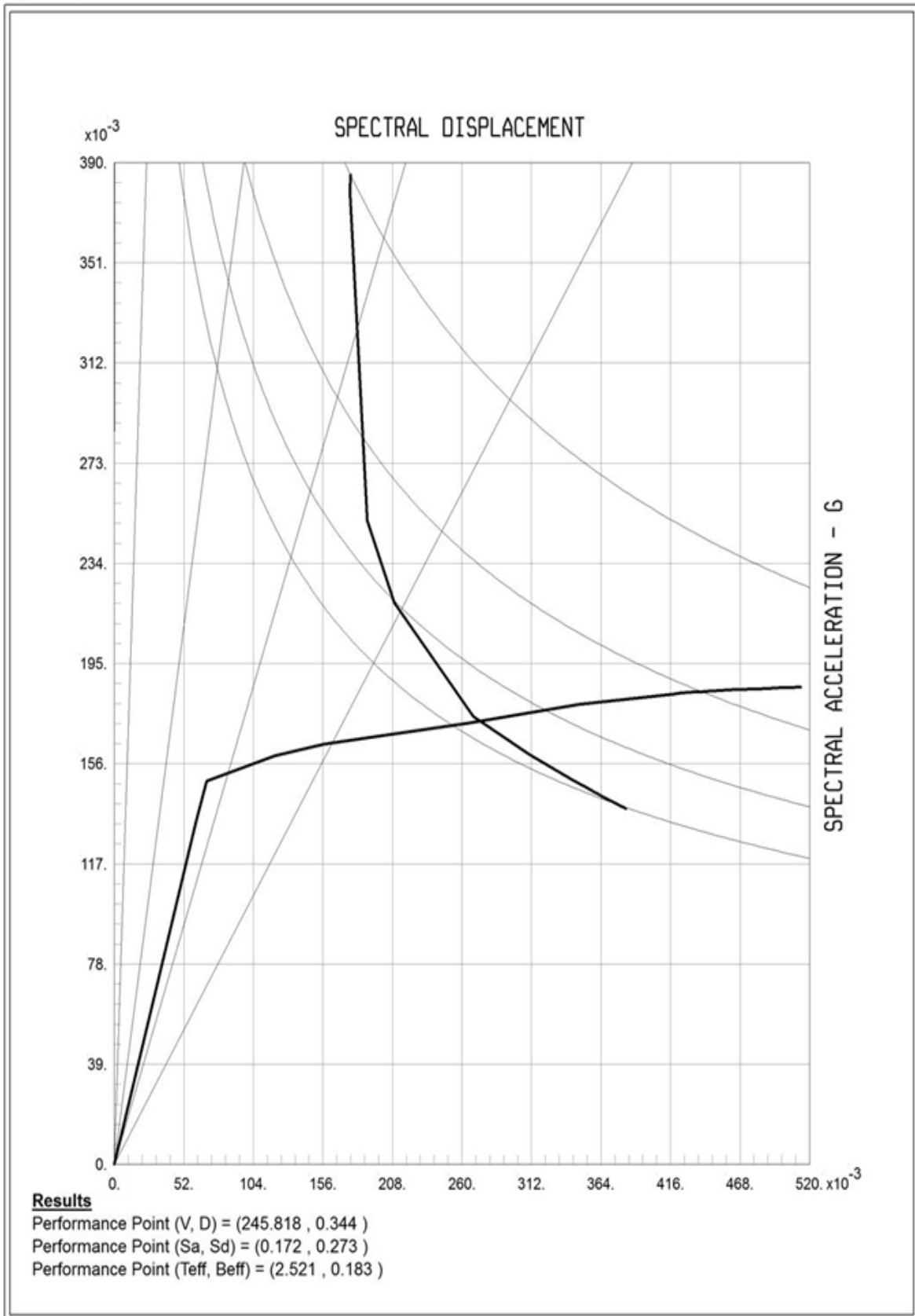


SAP2000 v14.2.2, File: 4TABAGHE+, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: Ev Pattern, Parameter Set Name: ATC10

شکل ۳-۳۵: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ (خاک نوع II) در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۴ طبقه مقاوم شده

SAP2000

Pushover Curve 3/30/11 12:07:54

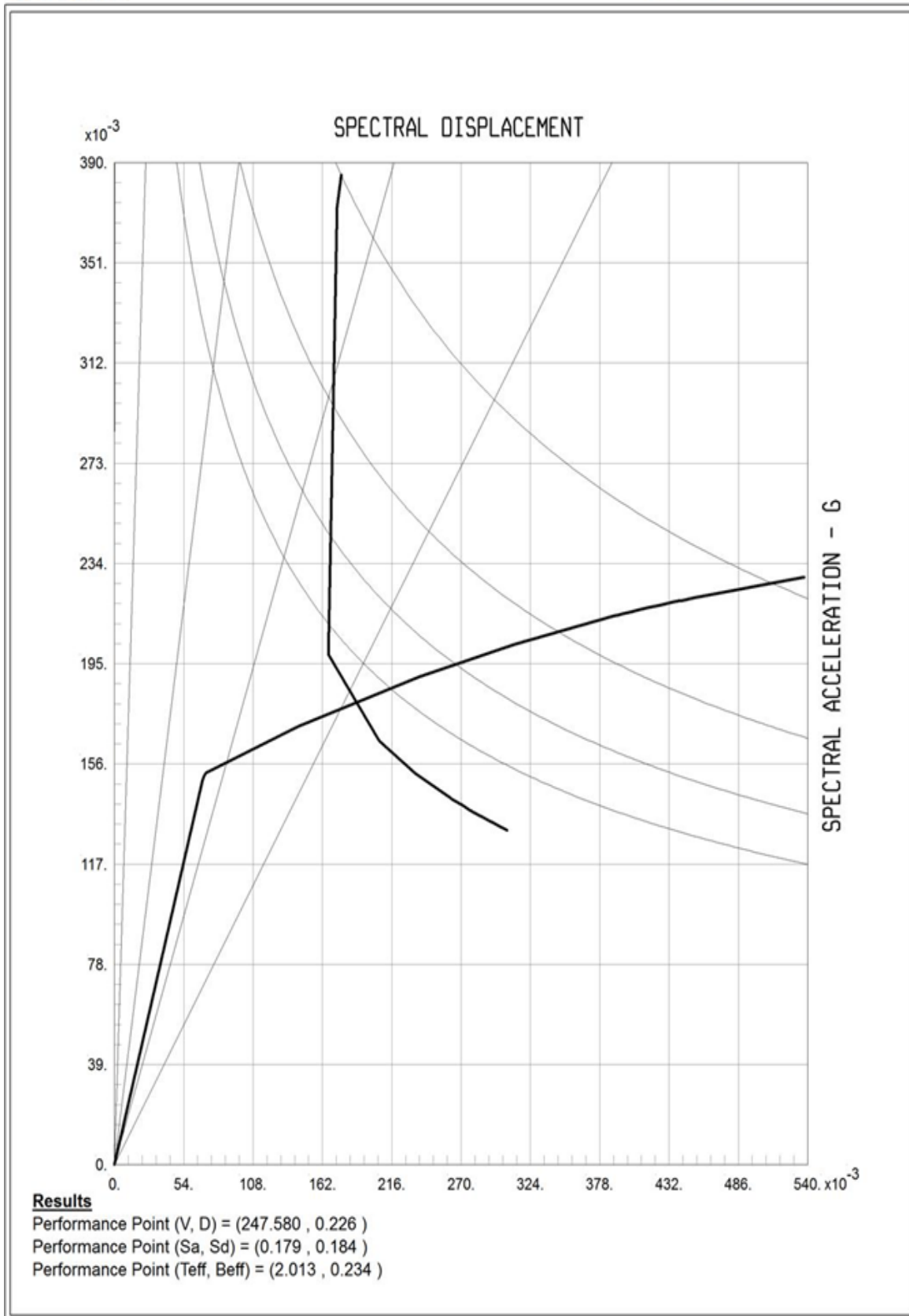


SAP2000 v14.2.2, File: 8TABAGHE, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: Ex Pattern, Parameter Set Name: ATC3

شکل ۳-۳۶: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ (خاک نوع II) در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۸ طبقه مقاوم نشده

SAP2000

Pushover Curve 3/31/11 10:55:19

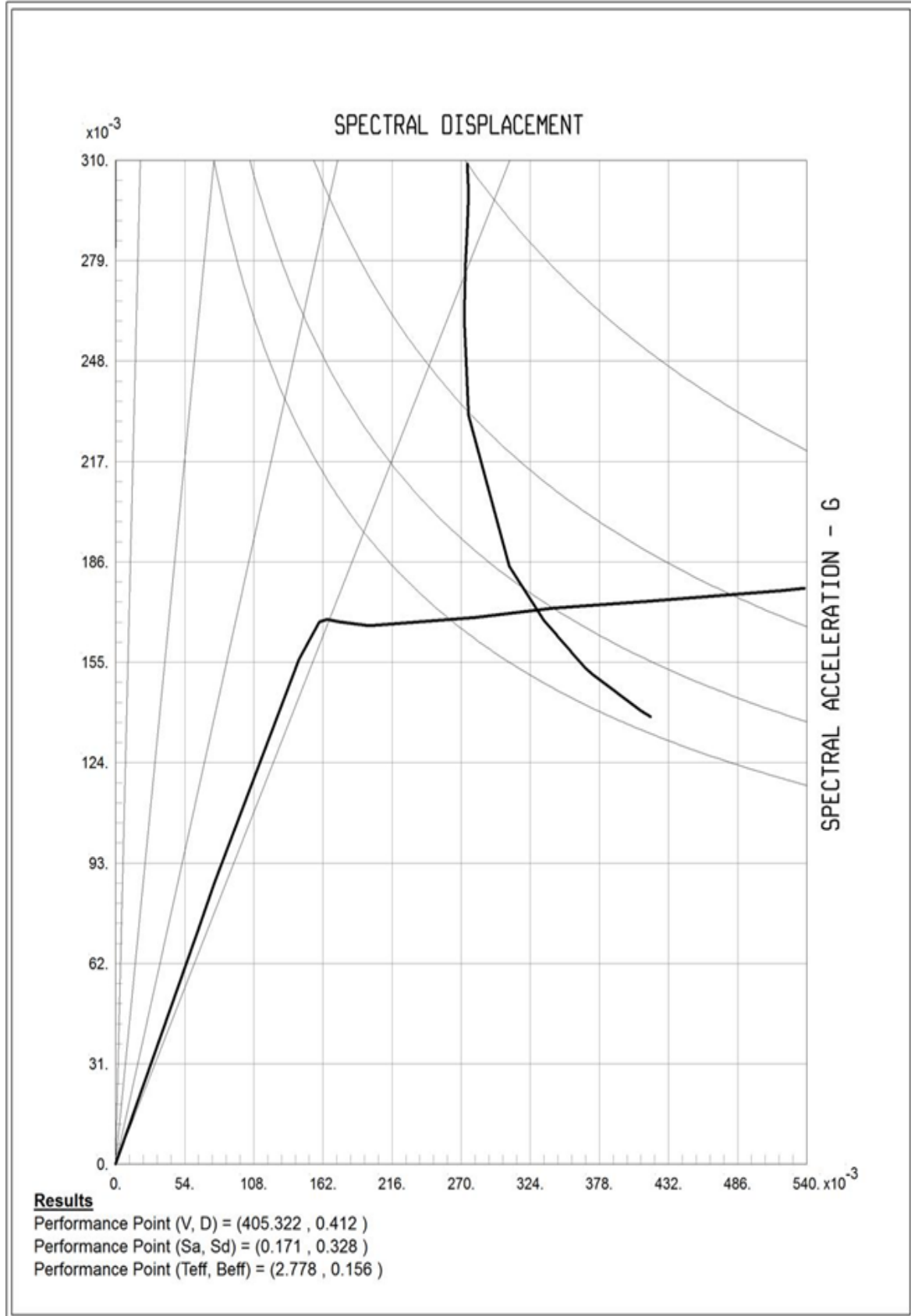


SAP2000 v14.2.2, File: 8TABAGHE+, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: Ex Pattern, Parameter Set Name: Atc40P

شکل ۳-۳۷: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ (خاک نوع II) در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۸ طبقه مقاوم شده

SAP2000

Pushover Curve 3/30/11 14:09:55

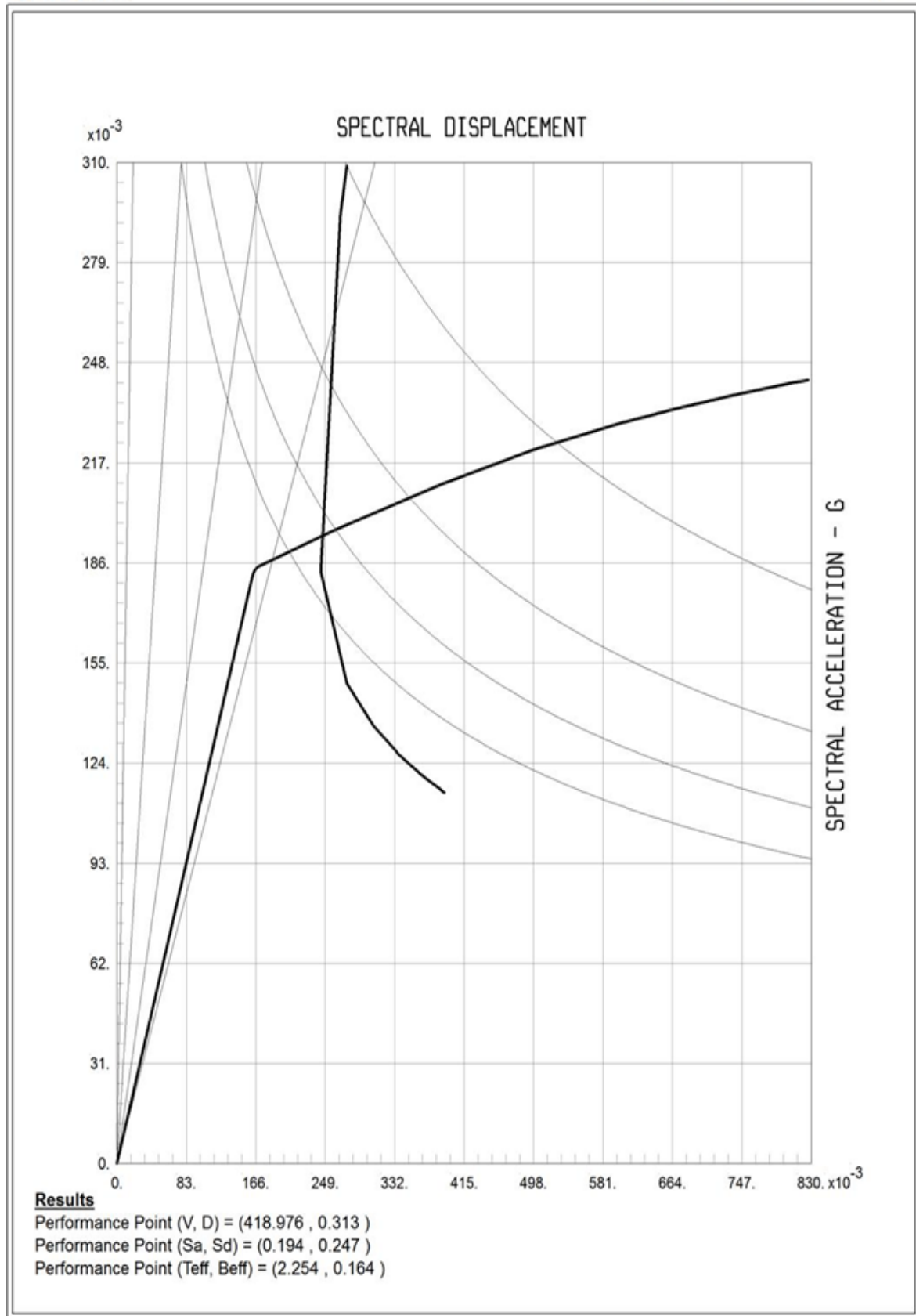


SAP2000 v14.2.2, File: 12TABAGHE, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: Ex Pattern, Parameter Set Name: Atc40

شکل ۳-۳۸: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ (خاک نوع II) در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۲ طبقه مقاوم نشده

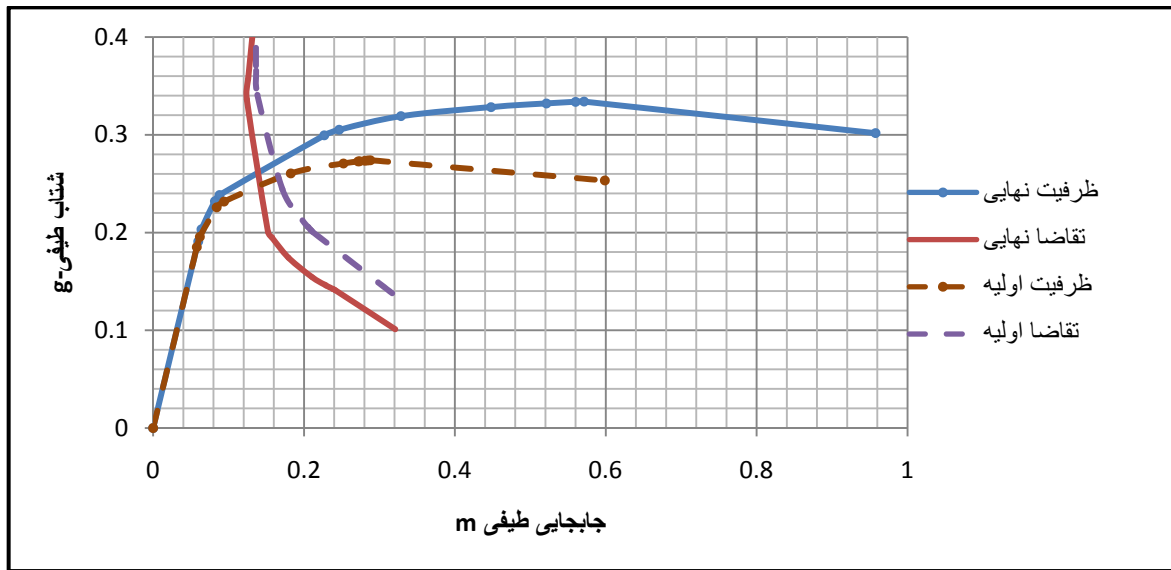
SAP2000

Pushover Curve 3/30/11 18:41:42

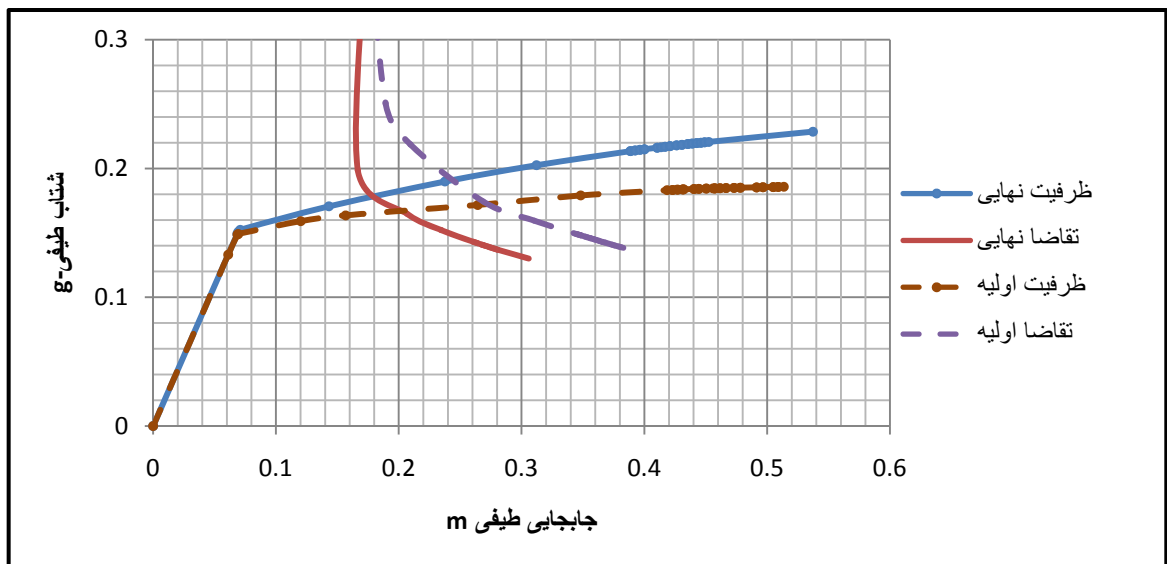


SAP2000 v14.2.2, File: 12TABAGHE+, Units: Tonf, m, C
 Analysis Case: Ex Pattern, Parameter Set Name: A40PO1

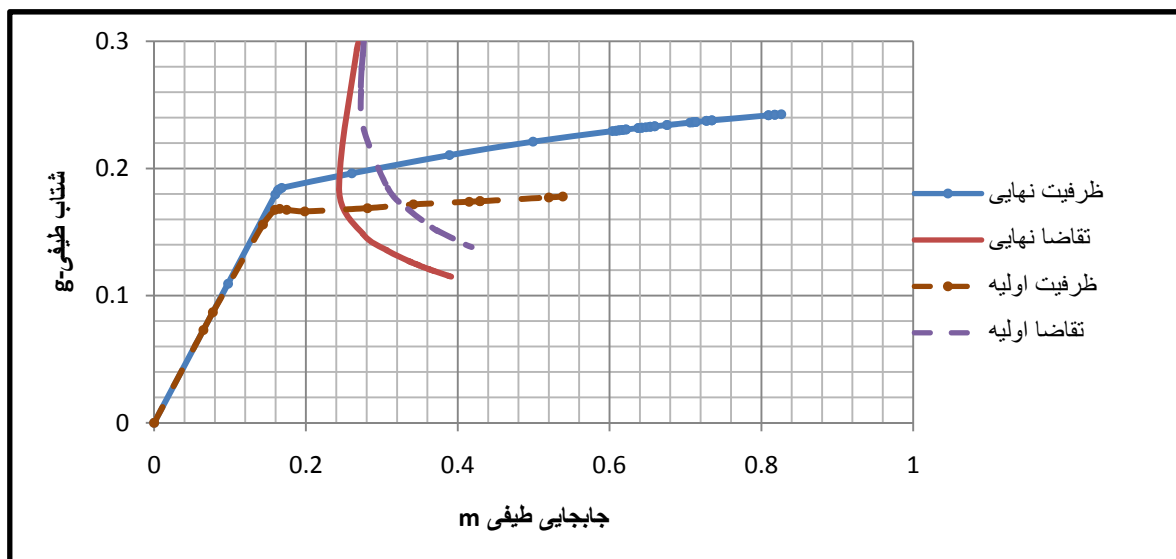
شکل ۳-۳۹: منحنی طیف ظرفیت و طیف پاسخ (خاک نوع II) در فرمت ADRS و مختصات نقطه عملکرد برای سازه ۱۲ طبقه مقاوم شده



شکل ۳-۴۰: مقایسه منحنی بارافزون طیف شتاب - جابجایی ساختمان ۴ طبقه قبل و بعد از تقویت



شکل ۳-۴۱: مقایسه منحنی بارافزون طیف شتاب - جابجایی ساختمان ۸ طبقه قبل و بعد از تقویت



شکل ۳-۴۲: مقایسه منحنی بارافزون طیف شتاب - جابجایی ساختمان ۱۲ طبقه قبل و بعد از تقویت

جدول ۳-۱۰: مقایسه برخی پارامترهای قاب مقاوم نشده با قاب تقویت شده در نقطه عملکرد سازه‌ها (خاک نوع II)

سازه مورد مطالعه		D(CM) نقطه عملکرد	V(ton) برش پایه متناظر	Sd (Cm) جابجایی طیفی	T _{eff} (sec) پریود مؤثر	B _{eff} (%) میرایی مؤثر
مقاوم نشده	چهار طبقه	21.7	164.125	16.4	1.597	13.6
	هشت طبقه	34.4	245.8	27.3	2.52	18.3
	دوازده طبقه	41.2	405.322	32.8	2.778	15.6
مقاوم شده	چهار طبقه	17.6	165.573	13.3	1.391	14.8
	هشت طبقه	22.6	247.58	18.4	2.013	23.4
	دوازده طبقه	31.3	418.976	24.7	2.25	16.4

۳-۶-۴- ارزیابی مفاصل پلاستیک تشکیل شده و سطح عملکرد ساختمان ها

پس از مقاوم سازی ساختمان، نوبت به بررسی وضعیت یا ارزیابی خرابی و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک اعضای سازه‌ای در تغییر مکان تخمینی لازم جهت استهلاک انرژی زلزله در سازه‌ها و کنترل آنها با حداکثر معیارهای قابل قبول (سطوح عملکردی) برای هر عضو می‌رسد. اهداف عملکردی در واقع ارتباط سطوح عملکرد مورد نظر سازه و سطوح خطر لرزه‌ای احتمالی می‌باشند. یک سطح عملکردی نشان دهنده حداکثر خرابی مورد انتظار سازه می‌باشد بطوریکه اگر خرابی از این حد افزایش پیدا کند، سطح عملکرد سازه تغییر خواهد کرد. انواع سطوح عملکرد کل ساختمان (یا همان معیارهای پذیرش) برای اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای مطابق فصل ۲ عبارتند از: ۱- قابلیت استفاده بی وقفه (IO) ۲- سطح ایمنی جانی (LS) ۳- جلوگیری از آستانه فروریزش (CP).

استفاده از تحلیل غیرخطی، غیر از توصیه‌های آیین‌نامه‌ای و معیارهای آن می‌تواند در شناسایی نقاط ضعف سازه بسیار سودمند باشد. یعنی طراح پس از طراحی نهایی با انجام تحلیل غیرخطی که با استفاده از برنامه SAP بسادگی صورت می‌گیرد می‌تواند محل تشکیل مفاصل را تشخیص داده و برای جلوگیری از انهدام زود هنگام این مفاصل تصمیم‌گیری کند. در SAP2000 می‌توان در هر مرحله از آنالیز

استاتیکی غیرخطی وضعیت (State) شامل حدود A-B-C-D-E و معیارهای پذیرش (Status) شامل حدود IO-LS-CP مفاصل سازه را براساس کدهای رنگی تعریف شده در برنامه مشاهده کرد.

در جدول ۳-۱۱ و جدول ۳-۱۲ مقادیر تغییر مکان جانبی در مقابل برش پایه در هر گام تحت اثر الگوی بار جانبی Ex برای ساختمان های ۸ و ۱۲ طبقه آورده شده است، در ستون های این جدول وضعیت های مفاصل و معیار های پذیرش در محدوده های مختلف منحنی نیرو - تغییرشکل نمایش داده شده است. در این جداول شماره گامی که اولین مفصل پلاستیک در سازه (با توجه به ستون BtoIO جدول) تشکیل شده مشخص شده است. در این جداول گامهایی وجود دارند که مقادیر ستون BtoIO آنها صفر است یعنی در این مراحل هیچگونه مفصلی در سازه تشکیل نشده و ساختمان کاملاً در محدوده الاستیک (خطی) قرار دارد. تا زمانی که فقط در محدوده BtoIO مفصل داریم یعنی قاب بدون هیچگونه آسیب سازه‌ای بوده و سریعاً قابل بهره‌برداری است. و زمانی که علاوه بر محدوده قبلی در محدوده IOtoLS هم مفصل تشکیل شده به معنای اینست که در قاب ترک‌هایی بوجود می‌آید ولی هنوز سازه در محدوده ایمنی (LS) می‌باشد. و در آخر وقتیکه در محدوده LStoCP هم مفاصلی ایجاد شود یعنی تغییر مکان سازه به حداکثر میزان خود رسیده و ساختمان به حد نهایی و انهدام نزدیک شده است. در نهایت پس از مقاوم کردن سازه انتظار می‌رود که تا گام انتخاب شده (در تغییر مکان هدف) مفاصل تنها در محدوده IO و LS (در ستون BtoIO و IOtoLS جدول) تشکیل شوند و معیارهای پذیرش از محدوده LS (ایمنی جانی) فراتر نروند و سازه جوابگوی سطح عملکرد مورد نظر باشد. [۱۵]

در جدول ۳-۱۱ دیده می‌شود که ساختمان ۱۲ طبقه قبل از مقاوم سازی در گام ۲ متناظر با تغییر مکان ۰/۰۹ متر وارد محدوده غیر خطی می‌شود (تشکیل اولین مفصل در ناحیه BtoIO) اما پس از مقاوم سازی این اتفاق در گام ۲ متناظر با تغییر مکان ۰/۱۹ رخ می‌دهد، یعنی سازه پس از تحمل مقدار جابجایی بیشتر وارد محدوده غیر خطی می‌شود. این موضوع را می‌توان برای ساختمان ۸ طبقه نیز همانگونه که در جدول ۳-۱۲ دیده می‌شود، بیان نمود.

همچنین در جدول ۳-۱۱ مشاهده می‌شود که در ساختمان ۱۲ طبقه قبل از مقاوم سازی تا گام ۱۰ هیچ یک از مفاصل از محدوده LS فراتر نمی‌روند یعنی می‌توان گفت تا تغییر مکان متناظر با این

گام (۰/۵۲ متر) سازه مورد بررسی جوابگوی سطح عملکردی Life Safety می باشد، اما پس از مقاوم سازی همانطور که در جدول مشاهده می شود در گام ۹ام (متناظر با تغییر مکان ۰/۸۵ متر) اولین مفصل ها از حد LS فراتر می روند. لذا می توان نتیجه گرفت که مقدار تغییر مکان متناظر با عبور اولین مفصل پلاستیک از حد LS پس از مقاوم سازی افزایش می یابد. این موضوع را می توان برای ساختمان ۸ طبقه نیز همانگونه که در ۳جدول ۳-۱۲ دیده می شود، بیان نمود.

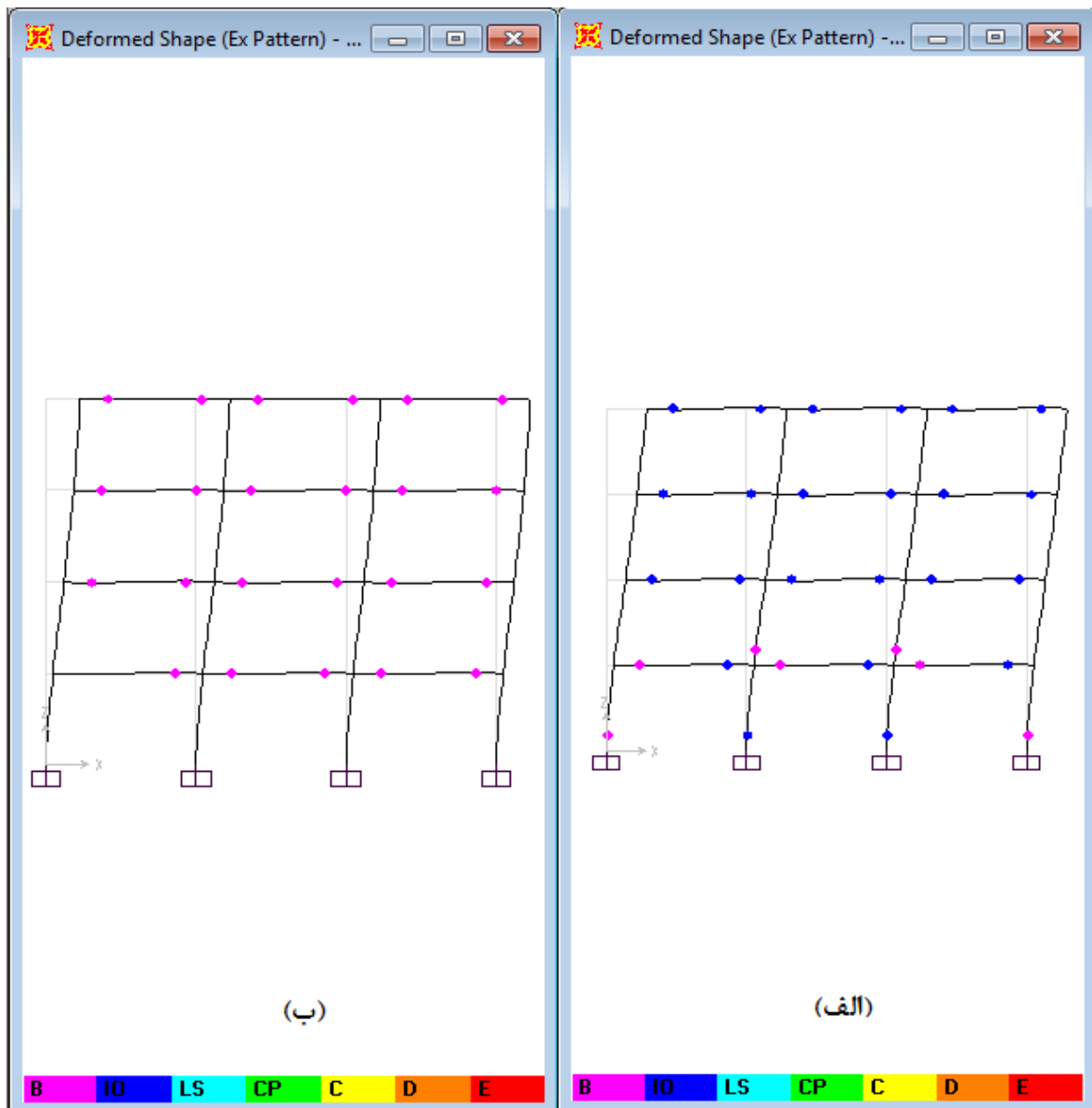
جدول ۳-۱۱: مشاهده و مقایسه وضعیت مفاصل تشکیل شده در ساختمان ۱۲ طبقه قبل و بعد از ترمیم

قبل از مقاوم سازی											
Step	Displacement	BaseForce	AtOB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	Tonf									
0	0	0	960	0	0	0	0	0	0	0	960
1	0.08	160.4932	960	0	0	0	0	0	0	0	960
2	0.095395	191.3779	959	1	0	0	0	0	0	0	960
3	0.177278	348.7962	944	16	0	0	0	0	0	0	960
4	0.196311	379.0407	887	71	2	0	0	0	0	0	960
5	0.203365	384.4814	845	111	4	0	0	0	0	0	960
6	0.214593	388.3484	764	192	4	0	0	0	0	0	960
7	0.243381	392.5657	695	257	8	0	0	0	0	0	960
8	0.349534	400.5864	669	275	16	0	0	0	0	0	960
9	0.428921	406.6264	654	271	35	0	0	0	0	0	960
10	0.525845	412.4372	633	169	154	4	0	0	0	0	960
11	0.545016	413.5212	628	157	170	4	0	0	1	0	960
بعد از مقاوم سازی											
Step	Displacement	BaseForce	AtOB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	Tonf									
0	0	0	960	0	0	0	0	0	0	0	960
1	0.12	240.7398	960	0	0	0	0	0	0	0	960
2	0.19691	395.0336	948	12	0	0	0	0	0	0	960
3	0.201149	401.9927	824	136	0	0	0	0	0	0	960
4	0.203417	403.8203	767	193	0	0	0	0	0	0	960
5	0.20823	405.6774	730	230	0	0	0	0	0	0	960
6	0.331074	421.2478	700	260	0	0	0	0	0	0	960
7	0.522676	438.2925	672	151	137	0	0	0	0	0	960
8	0.691078	451.6039	669	51	240	0	0	0	0	0	960
9	0.850311	463.8356	666	30	114	146	0	4	0	0	960
10	0.857794	464.3915	666	30	108	127	0	25	4	0	960
11	0.857799	464.3923	666	30	108	127	0	5	24	0	960

جدول ۳-۱۲: مشاهده و مقایسه وضعیت مفاصل تشکیل شده در ساختمان ۸ طبقه قبل و بعد از ترمیم

قبل از مقاوم سازی											
Step	Displacement	BaseForce	Atob	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	Tonf									
0	0	0	640	0	0	0	0	0	0	0	640
1	0.068758	190.8158	638	2	0	0	0	0	0	0	640
2	0.077211	213.3944	563	77	0	0	0	0	0	0	640
3	0.077832	214.1098	540	100	0	0	0	0	0	0	640
4	0.137104	230.0075	488	152	0	0	0	0	0	0	640
5	0.181783	236.2299	448	190	2	0	0	0	0	0	640
6	0.331564	245.0396	428	85	127	0	0	0	0	0	640
7	0.45389	252.607	422	10	186	22	0	0	0	0	640
8	0.554166	257.5066	420	12	103	100	0	5	0	0	640
بعد از مقاوم سازی											
Step	Displacement	BaseForce	Atob	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	Tonf									
0	0	0	640	0	0	0	0	0	0	0	640
1	0.077074	213.8948	631	9	0	0	0	0	0	0	640
2	0.077953	216.1013	590	50	0	0	0	0	0	0	640
3	0.079739	218.3263	540	100	0	0	0	0	0	0	640
4	0.16662	241.1622	469	171	0	0	0	0	0	0	640
5	0.305533	256.0892	448	90	102	0	0	0	0	0	640
6	0.415533	266.8909	448	24	168	0	0	0	0	0	640
7	0.527354	277.4857	444	6	69	107	0	11	3	0	640
8	0.527356	277.4861	444	6	69	107	0	2	12	0	640

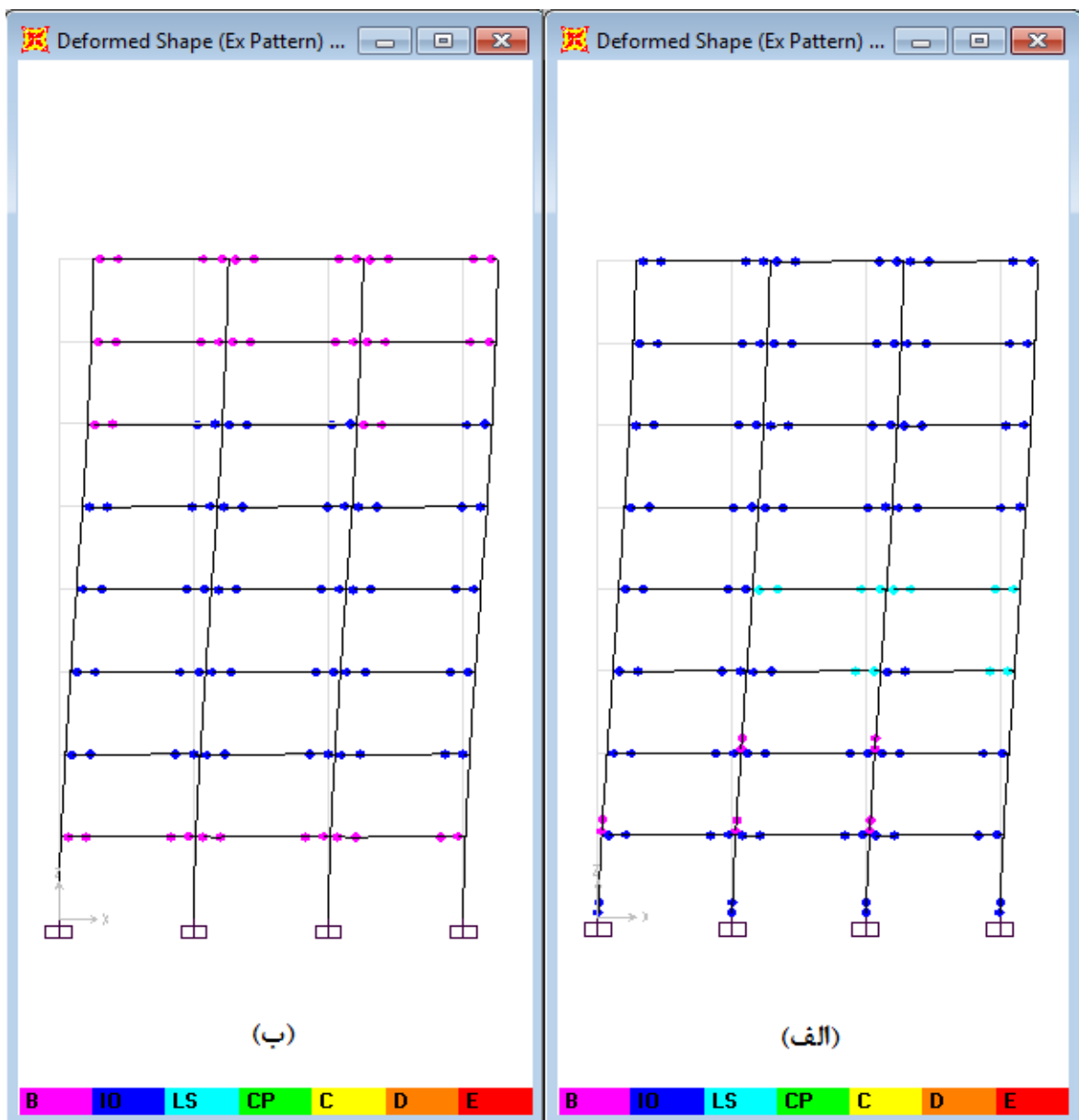
در شکل ۳-۴۳ تا شکل ۳-۴۵ الف و ب توزیع مفاصل پلاستیک تحت بار افزون در اولین گام پس از نقاط عملکرد سازه ها قبل و بعد از مقاوم سازی مشاهده می شود. مشاهده می شود برای تیرهای دوسر گیردار، مفاصل در دو انتهای عضو تشکیل شده و برای ستون ها هم مفاصل در دو انتهای اعضا ایجاد می گردد.



شکل ۳-۴۳: توزیع مفصل های پلاستیک در ساختمان ۴ طبقه؛ الف) قبل از مقاوم سازی، ب) بعد از مقاوم سازی

همینطور که مشاهده می شود قبل از مقاوم سازی مفاصل زیادی در ستون ها تشکیل شده است. تقریباً در اکثر ستون های طبقات نیمه ابتدایی مفصل پلاستیک ایجاد شده، خصوصاً در پایین ستون های طبقه اول چرخش مفصل های بوجود آمده بزرگ است. این چرخش های بزرگ مفاصل منجر به مکانیزم خرابی شکننده ستون ها در طبقه اول می شود. اما بعد از مقاوم سازی توزیع مفاصل پلاستیک بهبود یافته، به نحوی که دیگر هیچ مفصل پلاستیکی در ستون ها دیده نمی شود، و در نتیجه طبقه نرم بوجود نخواهد آمد. مفاصل پلاستیک بوجود آمده در تیرها هستند که این نشان می دهد در زمان وقوع زلزله تیرها دچار تغییرشکل های غیرالاستیک و خرابی می شوند و در مقابل ستونها که بار قائم را تحمل می کنند

دارای رفتار خطی بوده و هنگام زلزله بدون آسیب باقی می ماند و پایداری سازه کاملاً حفظ می گردد. لذا می توان گفت که عملکرد لرزه ای قاب که با مکانیزم طبقه نرم کنترل می شد با دور پیچ ستون ها توسط FRP بهبود می یابد. ظرفیت چرخش مفاصل ستون ها پس از مقاوم سازی بیش از تقاضای موجود بوده و مود خرابی از مکانیزم انهدام جانبی ستون ها به مکانیزمی تغییر می یابد که در آن میزان تغییر شکل طبقات قابل قبول بوده و رفتار تیر ضعیف - ستون قوی وجود خواهد داشت.



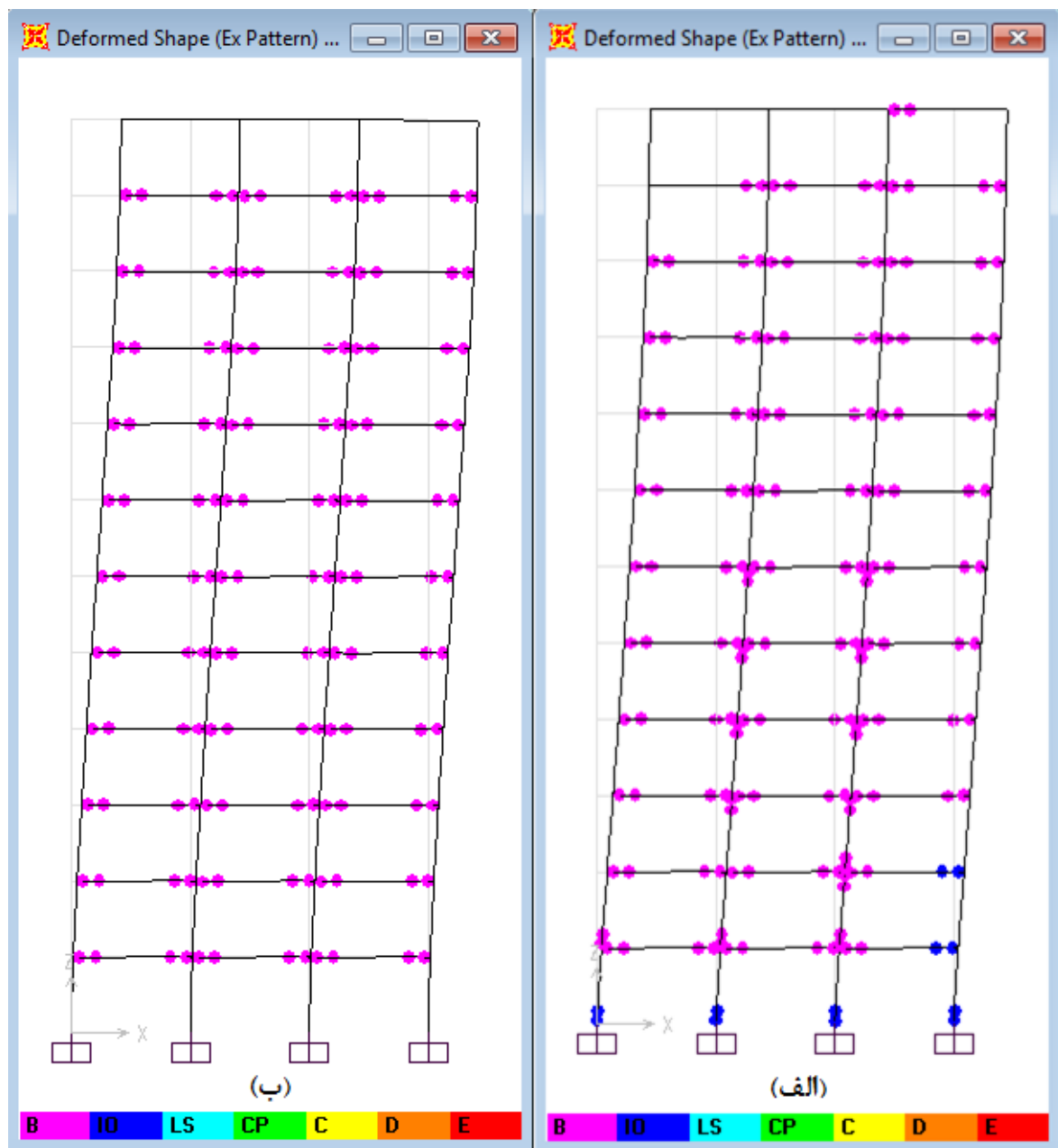
شکل ۳-۴۴: توزیع مفصل های پلاستیک در ساختمان ۸ طبقه؛ الف) قبل از مقاوم سازی، ب) بعد از مقاوم سازی

بایستی توجه داشت که نیازی نیست بعد از آنالیز در همه اعضا مفصل ظاهر شود چون به هنگام

تشکیل مکانیزم در سازه لازم نیست تا تمامی اعضا وارد رفتار غیرخطی شده و یا به نقطه Collapse

برسند و معمولاً تشکیل مفصل پلاستیک در چند عضو ممکن است باعث شروع مکانیزم خرابی شده و سایر المانها حتی فرصت ورود به رفتار غیرارتجاعی را نداشته باشند.

نکته دیگر اینکه مفاصل تشکیل شده در ساختمان های ۴ و ۱۲ طبقه پس از مقاوم سازی همگی بنفش رنگ هستند یعنی در محدوده IO قرار دارند پس می توان گفت این ساختمان ها تامین کننده سطح عملکرد استفاده بی وقفه نیز می باشند. همچنین در ساختمان ۸ طبقه بعضی مفاصل از حد LS فراتر رفته اند که بعد از مقاوم سازی مفصلی در ناحیه فراتر از LS دیده نمی شود.

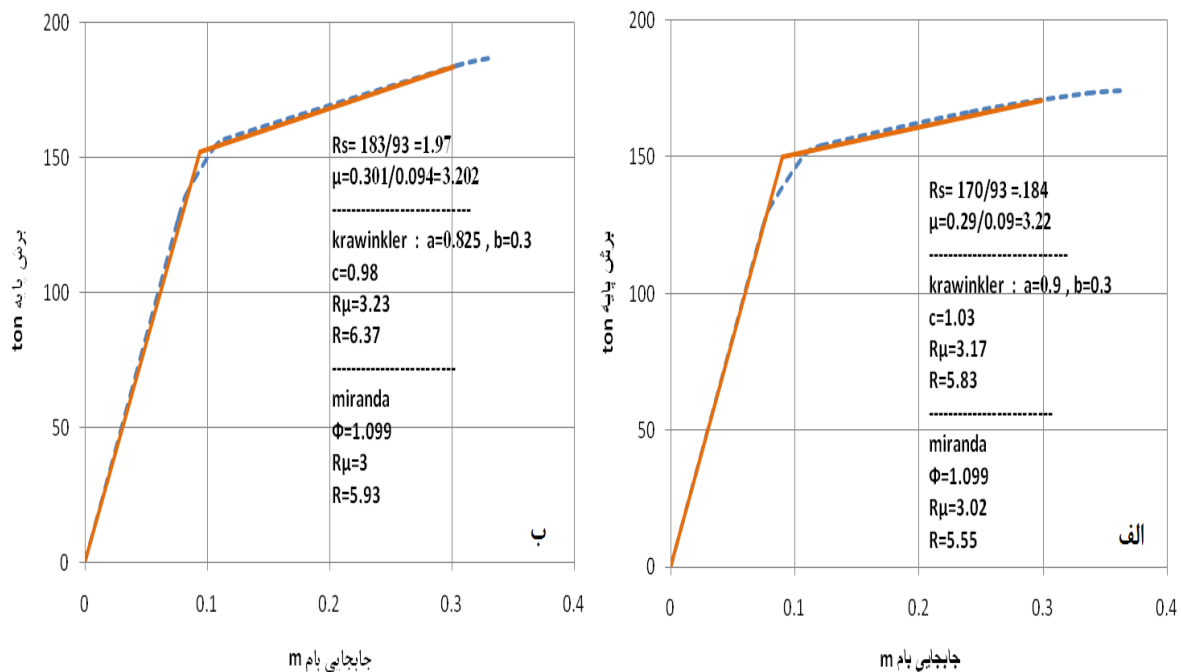


شکل ۳-۴۵: توزیع مفصل های پلاستیک در ساختمان ۱۲ طبقه؛ الف) قبل از مقاوم سازی، ب) بعد از مقاوم سازی

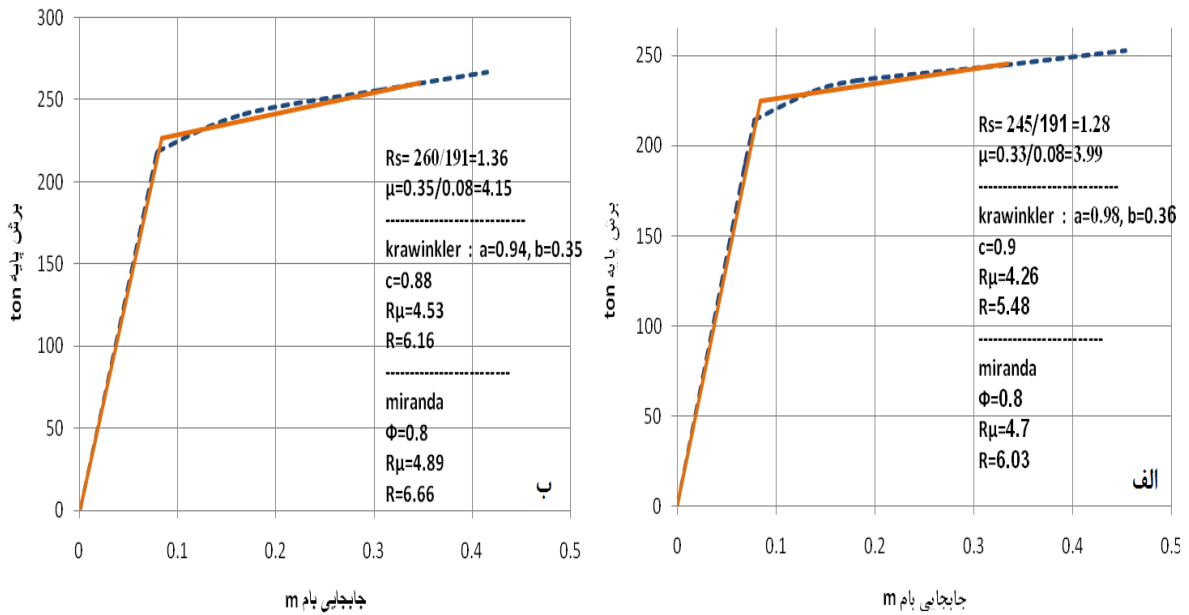
۳-۶-۵- ارزیابی ضریب رفتار ساختمان

همان گونه که در فصل ۲ ذکر شد یکی از کاربردهای مهم منحنی پوش آور تعیین ضریب رفتار است. در این بخش پس از ترسیم نمودارها، ضرایب رفتار سازه طبق روشهایی که در فصل ۲ اشاره شد، محاسبه شده اند. با توجه به سیستم قاب خمشی متوسط طبق آیین نامه ی ۲۸۰۰ ضریب رفتار ساختمان های موجود برابر ۷ می باشد، که ضرایب بدست آمده برای ساختمان ها قبل و بعد از مقاوم سازی با این مقدار مقایسه شود.

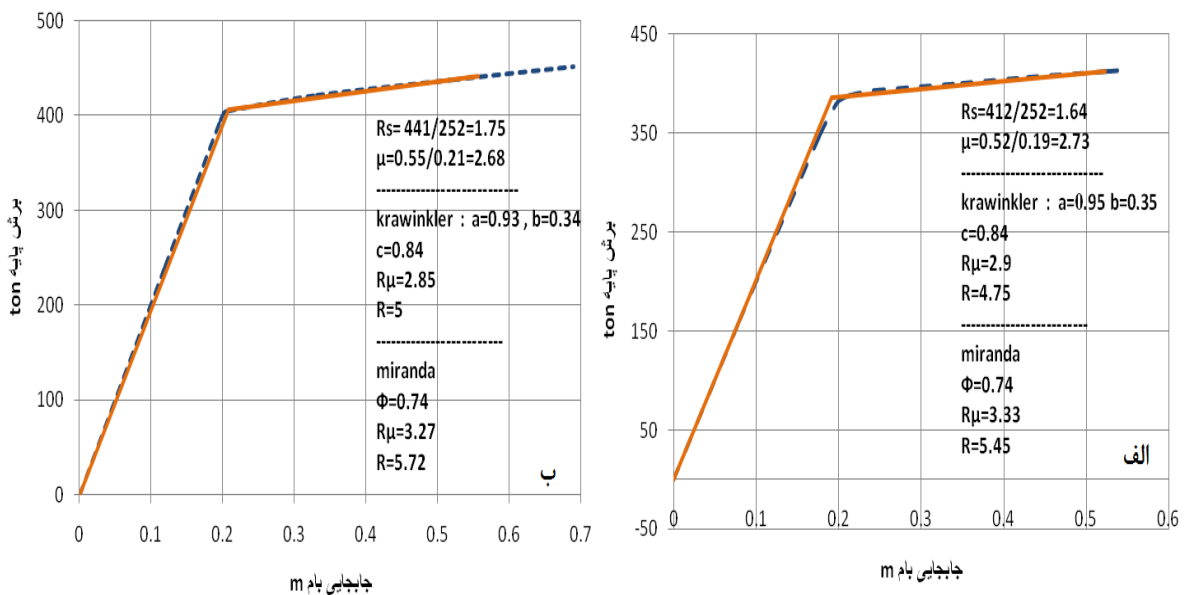
همچنین طبق فصل ۲ دیدیم که برای محاسبه ضریب رفتار طبق روابط ارائه شده، بایستی نمودار رفتار غیرخطی سازه که ارتباط بین برش پایه و تغییرمکان نقطه ی کنترل را مشخص می نماید با یک مدل رفتار دو خطی ساده جایگزین شود. این تقریب دو خطی نمودار طبق ضوابط نشریه ۳۶۰ در شکل ۳-۴۶ تا شکل ۳-۴۸ دیده می شود. در ادامه بر اساس روشهای بحث شده پارامترهای مؤثر بر R برای سازه های مورد مطالعه محاسبه شده، مقدار ضریب رفتار محاسبه می شود و نتایج حاصل از روش های مختلف با هم مقایسه می گردد (جدول ۳-۱۳).



شکل ۳-۴۶: منحنی پوش آور و رفتار دوخطی سازه ۴ طبقه همراه محاسبه ضریب رفتار؛ الف) تقویت نشده، ب) تقویت شده



شکل ۳-۴: منحنی پوش آور و رفتار دوخطی سازه ۸ طبقه همراه محاسبه ضریب رفتار؛ الف) تقویت نشده، ب) تقویت شده



شکل ۳-۴: منحنی پوش آور و رفتار دوخطی سازه ۱۲ طبقه همراه محاسبه ضریب رفتار؛ الف) تقویت نشده، ب) تقویت شده

در جدول ۳-۱۳ پارامترهای مربوط به هرکدام از روابط ارائه شده در فصل ۲ (نیومارک، کراوینکلر و نصیر، میراندا و برترو) برای محاسبه ضریب رفتار و نهایتاً ضریب رفتار بدست آمده دیده می شود. توجه شود که در به کارگیری روابط میراندا و برترو در بست آوردن ضریب ϕ از رابطه مربوط به بستر رسوبی استفاده شده است، همچنین مقدار ضریب قید اضافی (R_T) برابر واحد فرض شده است. با توجه به جدول مشاهده می شود که ضریب رفتار تابع تعداد طبقات می باشد، لذا می توان گفت که طرح لرزه ای با

استفاده از ضرایب فهرست شده در آیین نامه به یک سطح یکنواخت ایمنی برای سیستم های سازه ای با ارتفاع متفاوت منجر نمی شود.

همچنین با توجه به جدول ملاحظه می شود که ضرایب رفتار بدست آمده از کلیه روش ها حدود همان ۷ (مقدار ذکر شده در آیین نامه) مقداری کمتر یا بیشتر است. اگر مطابق مثال ATC-19 روش میراندا و برترو را ملاک ارزیابی قرار دهیم مشاهده می شود که در ساختمان های بدون تقویت کمترین ضریب رفتار بدست آمده ۷/۶۳ و بیشترین مقدار آن ۸/۴۵ می باشد که بیانگر آن است که ظاهراً ساختمان های طراحی شده طبق آیین نامه ۲۸۰۰ بین ۹ تا ۲۰ درصد در جهت اطمینان برای مقدار نیروی زلزله بیشتری طراحی می شوند. باتوجه به جدول بعد از تقویت ستون های ساختمان های موجود توسط FRP ضریب رفتار بین ۵ تا ۱۲ درصد افزایش می یابد که البته مورد انتظار هم بود چرا که هر چه ناحیه غیرخطی منحنی پوش آور قبل از نقطه انهدام (Δ_{max}) بیشتر باشد، سازه شکل پذیری بیشتر و ضریب رفتار بالاتری دارد.

جدول ۳-۱۳: ضرایب رفتار و پارامترهای مربوطه قبل و بعد از تقویت با استفاده از روابط مختلف

شماره	پارامتر	چهار طبقه		هشت طبقه		دوازده طبقه	
		تقویت نشده	تقویت شده	تقویت نشده	تقویت شده	تقویت نشده	تقویت شده
1							
2	T	0.474	0.474	0.8	0.8	1.08	1.08
3	v ₀	170.77	183.53	245.18	260.112	412.281	441.01
4	V _d	93	93	191	191	252	252
5	R _s	1.836	1.973	1.284	1.362	1.636	1.750
6	α	0.060	0.090	0.028	0.044	0.039	0.046
7	Δ_m	0.290	0.301	0.334	0.346	0.523	0.557
8	Δ_y	0.090	0.094	0.084	0.083	0.192	0.208
9	μ	3.222	3.202	3.986	4.154	2.728	2.680
10	R _{μN}	2.333	2.325	2.640	2.703	2.111	2.088
11	a	0.910	0.825	0.980	0.940	0.951	0.935
12	b	0.330	0.300	0.362	0.346	0.350	0.344
13	c	1.033	0.984	0.898	0.881	0.842	0.837
14	R _{μK}	3.173	3.227	4.268	4.523	2.905	2.856
15	φ	1.100	1.099	0.806	0.810	0.741	0.740
16	R _{μM}	3.021	3.003	4.702	4.894	3.334	3.271
17	R _N	5.998	6.423	4.745	5.154	4.835	5.116
18	R _K	8.157	8.917	7.671	8.623	6.655	6.997
19	R _M	7.765	8.298	8.450	9.331	7.636	8.014

فصل چهارم

مدلسازی و تحلیل دینرم افزار

ABAQUS

فصل ۴- مدل سازی و تحلیل در نرم افزار ABAQUS

۴-۱- مقدمه:

در این فصل روند مدل سازی قاب بتنی در نرم افزار ABAQUS بیان شده و نتایج حاصل از این نرم افزار برای قاب بتنی قبل و بعد از مقاوم سازی بیان می گردد.

۴-۲- پیش درآمدی بر روش اجزای محدود

روش اجزای محدود یا روش المان‌های محدود (Finite Element Method) روشی عددی برای حل تقریبی معادلات دیفرانسیل جزئی و نیز، حل انتگرال‌هاست. اساس کار این روش، حذف کامل معادلات دیفرانسیل یا ساده‌سازی آن‌ها به معادلات دیفرانسیل معمولی است که با روش‌های عددی مانند روش اویلر قابل حل باشند. در حل معادلات دیفرانسیل جزئی، مسأله‌ی مهم، این است که به معادله‌ای ساده برسیم که از نظر عددی، پایدار است، به این معنا که خطا در داده‌های اولیه و در حین حل، آن قدر نباشد که به نتایج نامفهوم منتهی شود. روش‌هایی با مزایا و معایب مختلف، برای رسیدن به پاسخ، وجود دارد که روش اجزای محدود، یکی از بهترین آن‌هاست. این روش در حل معادلات دیفرانسیل جزئی، روی دامنه‌های پیچیده (مانند وسایل نقلیه و لوله‌های انتقال نفت)، هنگامی که دامنه، متغیر است؛ هنگامی که دقت بالا در همه جای دامنه الزامی نیست و یا اگر نتایج همبستگی و یکنواختی کافی را ندارند؛ بسیار مفید می‌باشد. در این پژوهش نیز، اساس مدل‌سازی بر مبنای روش اجزای محدود می‌باشد.

نرم‌افزار ABAQUS با قابلیت‌های منحصر به فرد خود به یک نرم‌افزار بسیار دقیق تحقیقاتی و کاربردی در صنعت و دانشگاه شناخته شده است به گونه‌ای که از نظر دارا بودن مثال‌های معتبر علمی و کاربردی قابل مقایسه با هیچ یک از نرم‌افزارهای اجزای محدودی که هم‌اکنون استفاده می‌شوند، نمی‌باشد. سهولت در دستیابی و فهم نحوه کارکرد زیربرنامه‌های این نرم‌افزار موجب گشته که جوامع دانشگاهی بین‌المللی از آن بیش از نرم‌افزارهای دیگر در مقاله‌های علمی منتشر شده استفاده کنند. دقت فراوان این نرم‌افزار در حل عددی و مقایسه آن با حل مثال‌های تحلیلی موجب گشته که این نرم‌افزار به

عنوان نرم افزار استاندارد دانشگاهی لندن و MIT انتخاب شود. تئوری کامل این نرم افزار که مبتنی بر تحلیل غیرخطی اجزای محدود پیشرفته است، با استفاده از جدیدترین روابط و روش نگارش ریاضی در راهنمای آن موجود است. همچنان که هر یک از نرم افزارهای اجزای محدود دارای ویژگی های خاص و منحصر به فردی هستند که پارامترهای شاخص آن نرم افزار محسوب می شود، نرم افزار ABAQUS نیز با داشتن چندین برتری نسبت به دیگر نرم افزارها، توانسته کاربران مبتدی تا حرفه ای را به استفاده از این نرم افزار ترغیب نماید، که از آن جمله می توان به توانایی مونتاژ نمودن قطعات در محیط جداگانه، سادگی در ایجاد تماس بین سطوح، سهولت در ورود و خروج مدل با پسوندهای شناخته شده از نرم افزارهای مدلسازی و امکان تحلیل انواع مسائل پیچیده مهندسی اشاره کرد. از دیگر توانایی های این نرم افزار قابلیت تحلیل و پیش بینی تخریب ناشی از زمین لرزه بر روی بناها، تحلیل بارگذاری دینامیکی مانند امواج آب و طوفان بر روی سازه های دریایی و قابلیت تحلیل رشد ترک می باشد. یک بسته نرم افزاری ABAQUS دارای سه محصول اصلی است، ABAQUS/Standard، ABAQUS/Explicit، ABAQUS/CAE.

۴-۳- تاریخچه نرم افزار Abaqus CAE

ایده ی اصلی نرم افزار Abaqus CAE در رساله ی David Hibitt در سال ۱۹۷۲ میلادی، تحت عنوان " مکانیک محاسباتی بر پایه روش اجزای محدود " در دانشگاه Brown ارائه شد. در سال ۱۹۷۸ میلادی، Hibitt به همراه دو شریک خود به نام های Karlsson و Sorenson شرکت HKS را تأسیس نموده و اولین ویرایش Abaqus را منتشر ساختند. نام این نرم افزار، از کلمه ای یونانی ($\alpha\beta\alpha\zeta$) "abax" گرفته شده و به معنای " تخته ی بزرگ پوشیده از سنگ " است، در سال ۱۹۹۱، شرکت HKS، تحلیل گر Abaqus/Explicit را نیز به مجموعه نرم افزار اضافه و نرم افزار اصلی خود را منتشر ساخت؛ سرانجام در سال ۱۹۹۹ اولین نسخه گرافیکی تحت عنوان ABAQUS/CAE به بازار عرضه شد.

لازم به توضیح است کلمه ی CAE مخفف عبارت Computer-Aided Engineering به معنای مهندسی با کمک گرفتن از کامپیوتر می باشد، همچنین، اولین نسخه گرافیکی ABAQUS 6.3

بود که شامل ۹ بخش مستقل (ماژول) برای مدلسازی، حل و استخراج نتایج بود. این نرم افزار پس از سال ۲۰۰۸ با نام Abaqus CAE تغییر نام یافت.

۴-۴-۴ مدلسازی با استفاده از نرم افزار ABAQUS

در نرم افزار ABAQUS از محصول ABAQUS/CAE برای مدلسازی اجزای محدود از مرحله ترسیم مدل هندسی تا مرحله مشاهده نتایج از ده مدول مختلف استفاده می شود. هر یک از این مدول ها به ترتیب یکی از گام های مدلسازی اجزای محدود را انجام می دهند. در این بخش هر یک از مدول های ABAQUS / CAE در مدلسازی اجزای محدود، ذکر شده است:

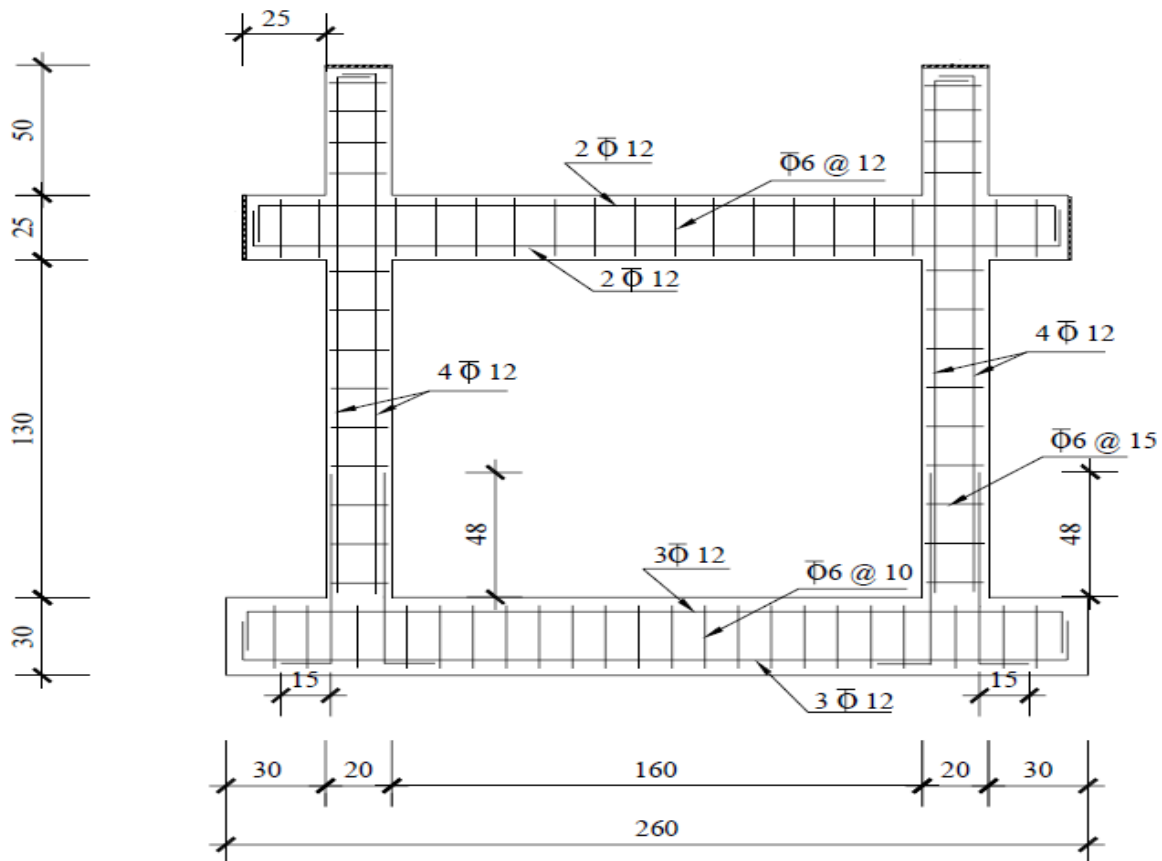
- ۱- **مدول Sketch**: از این مدول برای ترسیم در حالت دو بعدی استفاده می شود.
- ۲- **مدول Part**: از این مدول جهت ترسیم مدل هندسی قطعات مختلفی که در مدل کامل در کنار یکدیگر قرار می گیرند، استفاده می شود.
- ۳- **مدول Property**: از این مدول جهت تعریف خواص ماده، خواص نواحی یک مدل، همچنین شکل سطح مقطع در مدلسازی تیرها، استفاده می شود.
- ۴- **مدول Assembly**: از این مدول برای در کنار هم قرار دادن قطعات یک سیستم استفاده می شود. اصطلاحاً عمل مونتاژ در این مدول صورت می گیرد.
- ۵- **مدول Step**: در این مدول نوع تحلیل با توجه به مسئله مورد نظر انتخاب می شود.
- ۶- **مدول Interaction**: از این مدول برای تعریف ارتباط سطوح قطعات مختلف یک مدل، استفاده می شود.
- ۷- **مدول Load**: در این مدول نحوه بارگذاری و شرایط مرزی تعیین می شود.
- ۸- **مدول Mesh**: پس از اتمام مراحل هفت گانه فوق، در این مدول عملیات گسسته سازی مدل که اصطلاحاً مش زدن نامیده می شود، انجام می شود.

۹- مدل Job: در این مدل، مدل تکمیل شده اجزای محدود برای انجام تحلیل به یکی از تحلیلگرهای ABAQUS / Standard یا ABAQUS / Explicit ارائه می شود.

۱۰- مدل Visualization: در این مدل می توان نتایج تحلیل را مشاهده کرد. [۵۹]

مشخصات قاب بتنی که در این تحقیق جهت ارزیابی رفتار قاب های بتنی مقاوم سازی شده با الیاف FRP در ABAQUS مدل می گردد، برگرفته از مقاله فرزاد پارسا که در نشریه دانشکده فنی با عنوان " بررسی اندر کنش قاب و میانقاب در قابهای بتنی با میانقاب مصالح بنایی " به بررسی تاثیرات وجود میان قاب ها به صورت آزمایشگاهی پرداخته به شرح زیر است [۶۰]:

قاب بتنی یک طبقه یک دهانه با ابعاد ستون ها: 20×20 ، ابعاد تیر: 25×20 ، فاصله محور تا محور ستون ها: $1/80$ متر. لازم به ذکر است در این مقاله برای به دست آوردن ابعاد مقاطع و مشخصات آرماتورها، یک ساختمان چهار طبقه بتنی با سیستم قاب خمشی و با ابعاد واقعی که در هر امتداد دارای چهار دهانه باشد در نظر گرفته شده است، بعد از طراحی این سازه، یکی از قاب های پایین ترین طبقه به عنوان مدل اصلی برای ساخت نمونه های آزمایشگاهی انتخاب گردیده و با توجه به ضریب مشخصات، ابعاد کلی و جزئیات، مقیاس انتخاب شده $1:2$ ، آرماتور گذاری نمونه ها به صورت شکل ۴-۱ در نظر گرفته شده است. با توجه به این که بررسی رفتار میان قاب ها در ساختمان های موجود مورد نظر بوده، به عمد در طراحی و اجرای آن نقاط ضعف متداول اجرایی در نظر گرفته شده تا رفتار هرچه بیشتر شبیه به سازه های موجود باشد. همچنین تیر فوقانی نمونه ها به صورت کنسول ساخته شده تا فشار ناشی از اعمال نیروی جک کمترین تأثیر را در رفتار قاب اصلی داشته باشد. برای تعیین دقیق مشخصات مصالح آزمایش های مختلفی روی آنها انجام گرفته که میانگین مقاومت فشاری بتن 214 Kg/Cm^2 با میانگین وزن واحد حجم Kg/m^3 2281 بدست آمده است [۶۰]. میلگرد به کار رفته از نوع A-III با تنش تسلیم 4000 Kg/Cm^2 می باشد.



شکل ۴-۱: ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری قاب مدل شده بر اساس مقاله پارسا [۶۰]

۴-۵- مبانی مدلسازی

۴-۵-۱- مشخصات مصالح

۴-۵-۱-۱- بتن:

بتن ماده ای با مقاومت فشاری بالا بوده و از این رو، برای استفاده در قطعات تحت فشار مانند ستون ها بسیار مناسب می باشد؛ لیکن، علی رغم مقاومت فشاری قابل توجه، مقاومت کششی کم و شکنندگی بتن، استفاده از آن را، برای قطعاتی که به صورت کلی یا موضعی تحت کشش هستند، محدود می نماید.

بتن بنابر طبیعتیش ماده ای با رفتار پیچیده است و حتی در سطوح تنش پایین هم رفتاری کاملا غیرخطی دارد. دلایل اصلی پاسخ غیرخطی بتن را علاوه بر غیرخطی بودن خود ماده میتوان در اثرات محیطی، ترک خوردگی، سخت شدگی دو محوره و نرم شدن کرنش ها خلاصه نمود. از میان تئوری هایی

که برای توضیح رفتار بتن ارئه شده اند، دو تئوری پلاستیسیته و مکانیسم خرابی بیشترین تطابق را با رفتار واقعی بتن دارند؛ هر کدام از این دو تئوری، رفتار بتن مسلح را در بسیاری موارد به خوبی پیش بینی می کنند ولی در بعضی محدوده ها دقتشان کاهش می یابد. به نظر می رسد کامل ترین مدل برای شبیه سازی رفتار بتن، مدلی باشد که پلاستیسیته و خرابی را ترکیب نماید. چنین مدلی را محققان بر اساس مدل های موجود به دست داده اند [۶۱].

ABAQUS نیز از چنین مدلی برای شبیه سازی رفتار بتن بهره می گیرد. در مدل CDP (Concrete Damage Plasticity) این نرم افزار برای بتن رفتاری پلاستیک (در کشش و فشار) تعریف شده است که می توان با وارد نمودن پارامترهای مناسب، مکانیک خرابی دلخواه برای کشش و فشار را نیز به آن افزود [۵۹]. برای در نظر گرفتن اثرات حاصل از اندرکنش بین بتن و میلگرد مانند چسبندگی - لغزش (Bond-Slip) بتن با میلگردها و اثر میخ پرچی (Dowel Action) می توان خواص ناشی از این اثرات را به صورت تقریبی و ساده شده با معرفی سخت شدگی کششی در مدل بتن در نظر گرفت [۶۲]. مدل CDP قابلیت تعریف سخت شدگی کششی را دارد و بنابراین با آن می توان با دقتی نسبی اثر بازتوزیع تنش های بتن پس از ترک خوردگی را وارد محاسبات نمود.

همانطور که قبلاً گفته شد برای تعریف مشخصات بتن در نرم افزار از مدل «پلاستیسیته آسیب دیده بتن» که توسط Lubliner et al. (1989) و Lee & Fenves (1998) مطرح شد، استفاده شده است. این مدل یک مدل پیوسته بر پایه پلاستیسیته بوده که اساساً توانایی آنالیز سازه های بتنی و مدل کردن آسیب در بتن را دارد. مدل همچنین قابلیت مدلسازی دیگر مصالح شبه ترد از قبیل سنگ، ملات و سرامیک را دارد. از مهمترین ویژگی های این مدل می توان به موارد زیر اشاره کرد:

- قابلیت مناسب برای مدلسازی بتن و دیگر مصالح شبه ترد در انواع مختلف سازه ها (تیرها، خرپاها، پوسته ها و قطعات سه بعدی)

- استفاده از مفهوم «پلاستیسیته آسیب دیده ایزوتروپیک» در ترکیب با پلاستیسیته فشاری و کششی ایزوتروپیک برای معرفی رفتار غیرخطی بتن

- قابلیت استفاده برای بتن غیرمسلح با وجود اینکه هدف ارائه این مدل آنالیز سازه های بتن مسلح است.

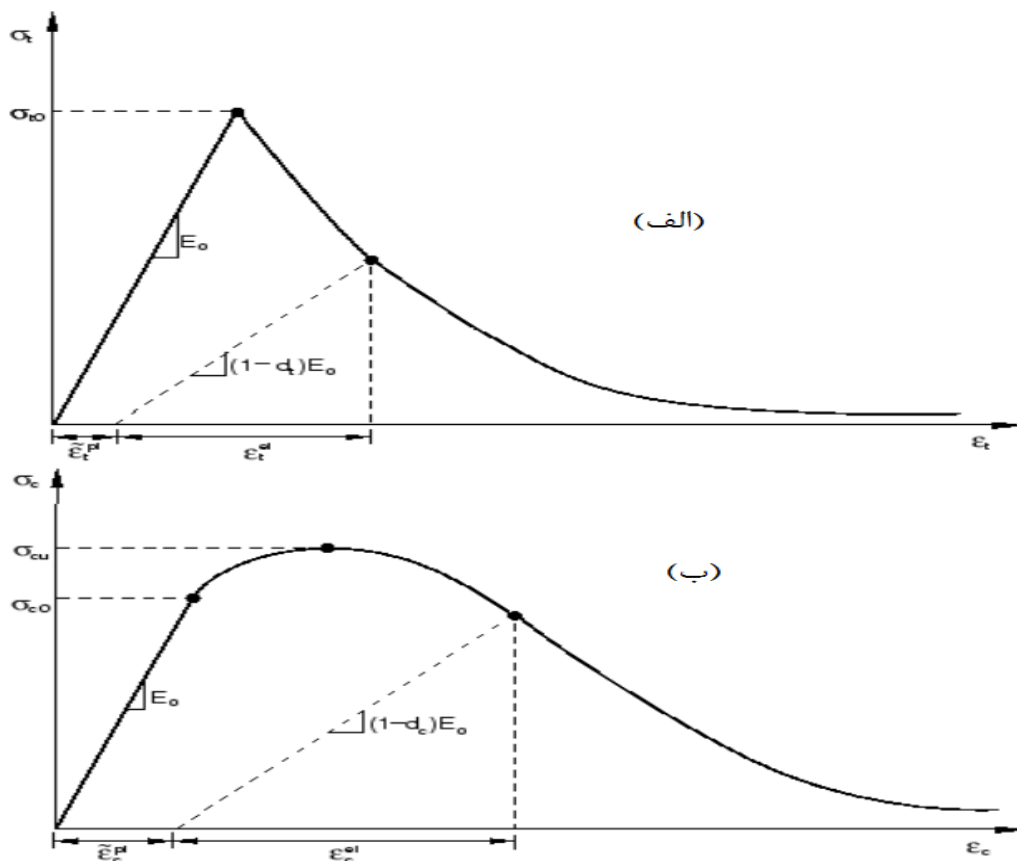
- قابلیت استفاده با میلگرد برای مدلسازی میلگرد بتن
 - قابلیت کاربرد در حالت‌هایی که بتن تحت بارگذاری‌های یکنواخت، سیکلیک و دینامیکی تحت فشارهای محصورشدگی کم (۴ تا ۵ مرتبه کمتر از تنش فشاری نهایی در بارگذاری فشاری تک محوری) قرار می‌گیرد.

- امکان کنترل بر روی میزان بازیابی سختی در حین چرخه‌های بارگذاری سیکلیک

- امکان مدلسازی رفتار مصالح الاستیک به صورت خطی و ایزوتروپیک

در این مدل دو مکانیزم خرابی عمده به صورت ترک‌خوردگی ناشی از کشش و خردشدگی ناشی از فشار در مصالح بتنی در نظر گرفته می‌شود. ارزیابی سطح گسیختگی (یا تسلیم) به وسیله دو متغیر ϵ_t^{pl} و ϵ_c^{pl} ، که به ترتیب مربوط به مکانیزم‌های شکست تحت بارگذاری کششی و فشاری هستند، کنترل می‌شود. ϵ_t^{pl} و ϵ_c^{pl} به ترتیب کرنش‌های پلاستیک معادل کششی و فشاری هستند.

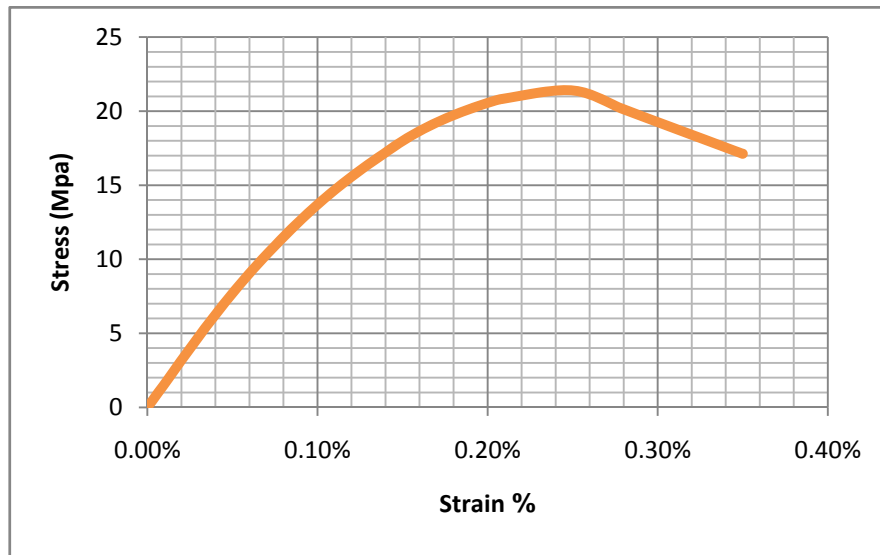
نحوه پاسخ بتن به بارگذاری و باربرداری در کشش و فشار در شکل ۲-۴ نمایش داده شده است. در این شکل E_0 مدول الاستیسیته اولیه بوده و متغیرهای d_t و d_c میزان کاهش در سختی را مدلسازی می‌کنند. پاسخ تنش-کرنش در کشش تک محوری به صورت یک رابطه خطی الاستیک تا مقدار تنش شکست σ_{t0} می‌باشد. تنش شکست بستگی به شروع ایجاد ترک‌های ریز در بتن دارد. بعد از مقدار تنش شکست ایجاد ترک‌های ریز و ادامه آن توسط منحنی غیرخطی با شیب ملایم‌تری معرفی می‌شود. تحت فشار تک‌محوری منحنی پاسخ تا مقدار تنش تسلیم اولیه σ_{c0} به صورت خطی است. در محدوده پلاستیک منحنی تنش-کرنش به صورت غیرخطی و با شیب ملایم‌تری تا مقدار تنش σ_{cu} ادامه می‌یابد. همان گونه که در شکل ۲-۴ نشان داده شده است وقتی که نمونه بتنی از هر نقطه روی منحنی غیر خطی در محدوده پلاستیک تحت باربرداری قرار می‌گیرد مقدار پاسخ و سختی الاستیک ماده مقداری کاهش می‌یابد. در واقع مقداری کرنش پلاستیک به صورت ماندگار در ماده باقی می‌ماند. مقدار سختی کاهش یافته با دو متغیر d_t و d_c ، که تابعی از کرنش‌های پلاستیک، دما و غیره می‌باشند، مدلسازی می‌شود.



شکل ۴-۲: نحوه پاسخ بتن به بارگذاری و باربرداری در (الف) کشش و (ب) فشار [۵۹]

برای تعریف بتن با مقاومت فشاری ۲۱/۴ مگاپاسکال و با رفتار غیرخطی در نرم افزار بر اساس استاندارد ASTM C 496، نمودار تنش کرنش بتن تا ۴۰ درصد مقاومت فشاری یعنی ۸/۵۶ مگاپاسکال به صورت خطی و مقاومت کششی آن، حدود ۸ تا ۱۵ درصد مقاومت فشاری آن در نظر گرفته شده، و بر اساس پیشنهاد انجمن بتن آمریکا، تنش متناظر ترک خوردگی برای بتن با مقاومت فشاری ۲۱/۴ مگاپاسکال برابر ۲/۸۱ ($f_t' = 0.63\sqrt{f_c'}$) مگاپاسکال و کرنش نهایی بتن در کشش برابر ۰/۱ درصد فرض شده است [۶۱].

خاطر نشان می شود، رفتار بتن در ناحیه ی فشاری در ابتدا خطی و سپس غیرخطی و در ناحیه ی کششی رفتار منحنی تنش - کرنش تا ماکزیمم مقاومت کششی تقریباً خطی و پس از آن، بتن ترک خورده و مقاومتش کم کم به صفر می رسد. نمودار تنش و کرنش بتن مدل شده در شکل ۴-۳ آورده شده است:



شکل ۴-۳: نمودار تنش و کرنش بتن مدل شده

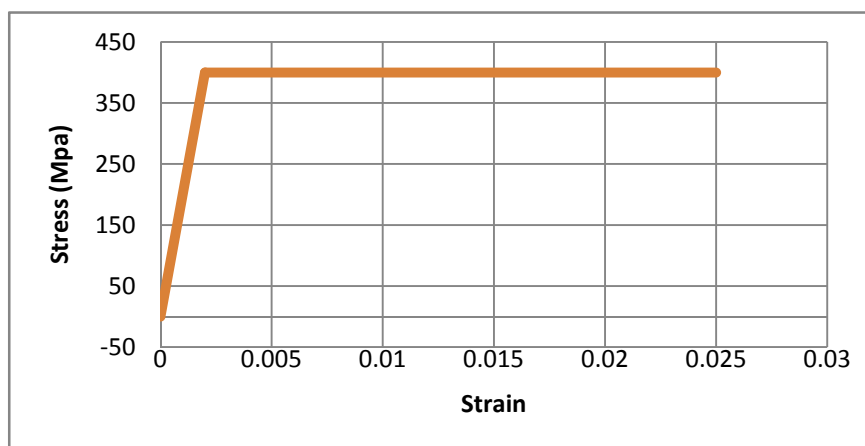
همچنین مدول الاستیسیته ی بتن ۲۵/۷۴ گیگا پاسکال ($E_c = 5000\sqrt{f'_c}$) محاسبه شده است [۶۸]. بر این اساس، برای تعریف بتنی با این ویژگی ها در محیط نرم افزار، از گزینه ی کشسان خطی ($Elasticity > Elastic$) برای مدلسازی قسمت خطی بتن استفاده و بتن را ماده ای همسان گرد فرض نموده؛ سپس، برای وارد نمودن قسمت غیرخطی نمودار تنش-کرنش، در قسمت ویژگی های غیرکشسان بتن ترک خورده ($Plasticity > Concrete Damage Plasticity$) نمودار تنش-کرنش بتن وارد می شود.

برای معرفی رفتار کامل بتن باید علاوه بر پارامترهای الاستیک (مدول الاستیسیته و ضریب پواسون)، با مدل CDP مقادیر عددی پنج پارامتر پلاستیک و پارامترهای اختصاصی معرف رفتار بتن در کشش و فشار به نرم افزار داده شوند. اولین پارامتری که در معرفی خواص پلاستیک بتن معرفی می گردد، زاویه اتساع، ϕ ، ($Dilatation Action$) است. بزرگتر شدن مقادیر ϕ بتن را شکل پذیرتر می سازد. دومین پارامتر پلاستیسته تعریف CDP در نرم افزار خروج از محوریت یا Eccentricity، ϵ ، می باشد. ϵ سرعت نزدیک شدن تابع پتانسیل پلاستیک به مجانبش را به دست می دهد و هرچه مقدار آن بیشتر باشد انحنا در پتانسیل های کم، بیشتر می گردد. مقدار این خروج از محوریت به عنوان پیش فرض در نرم افزار ۰/۱ در نظر گرفته شده است. مشخصات پلاستیک دیگری که باید معرفی شود، یعنی نسبت تنش تسلیم دوجته فشاری به تنش تسلیم یک جهته فشاری است که در آزمایش ها معمولا عددی بین ۱/۱ تا

۱/۱۶ به دست می آید. مقدار پیش فرض این پارامتر بدون بعد در نرم افزار ۱/۱۶ است که بسیاری از تحقیقات موجود در ادبیات فنی ([۵۹]) آن را مقدار مناسبی برای انواع بتن دانسته اند. چهارمین پارامتر در تعریف بخش پلاستیسیته مدل CDP پارامتر K است که شکل سطح تسلیم را مشخص می سازد و می تواند مقداری بین ۰/۵ تا ۱/۰ داشته باشد. مقدار پیش فرض K_c در نرم افزار ۰/۶۶۶۷ تعیین شده است که بنا به اتفاق نظر مراجع موجود برای مدل سازی بتن مناسب خواهد بود. آخرین پارامتر CDP در قسمت پارامترهای پلاستیسیته پارامتر ویسکوزیته، μ ، (Viscosity Parameter) است؛ بعضی از مشکلات عدم همگرایی را میتوان با استانداردسازی و تنظیم ویسکوپلاستیک معادلات رفع نمود و بدین وسیله اجازه داد تنش ها از سطح تسلیم خارج شوند. برای نشان دادن گسترش سطح خرابی باید مقادیر عددی دو متغیر کرنش پلاستیک معادل بتن در فشار، ϵ_c^{pl} ، و کرنش پلاستیک معادل بتن در کشش، ϵ_t^{pl} ، را معرفی نمود. همانطور که در شکل ۴-۲ دیده می شود می توان با داشتن مقادیر تنش و کرنش فشاری یا کششی بتن، پارامترهای خرابی و مدول الاستیسیته الاستیک بتن کرنش های پلاستیک معادل را به دست آورد.

۴-۱-۵-۲ - فولاد:

برای بسیاری از مقاصد طراحی و تحقیقاتی در بتن مسلح رفتار فولاد را ایده آل سازی می کنند و همچنین رفتار کششی و فشاری این ماده را یکسان فرض می نمایند بدون اینکه تاثیر خاصی در دقت جواب ها حاصل گردد. در این تحقیق نیز برای کاهش زمان آنالیز و جلوگیری از مشکلات عدم همگرایی مدل های الاستیک-کاملا پلاستیک، از منحنی ایده آل دوخطی مشابه شکل ۴-۴ برای مدل سازی استفاده شده است.



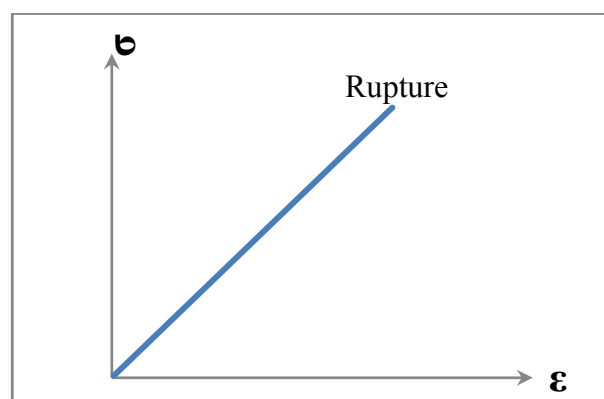
شکل ۴-۴: منحنی تنش-کرنش در نظر گرفته شده در مدل «الاستوپلاستیک» برای فولاد

جدول ۴-۱: مشخصات مکانیکی در نظر گرفته شده در مدل «الاستوپلاستیک» برای فولاد

جرم مخصوص $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	مدول الاستیسیته (GPa)	ضریب پواسون	تنش تسلیم (MPa)	کرنش نهایی
۷۸۵۰	۲۰۰	۰/۳	۴۰۰	۰/۰۲۵

۴-۵-۱-۳- ورق های تقویت کننده:

منحنی تنش-کرنش این مواد، رفتار الاستیک خطی تا مرحله ی گسیختگی را بدون هیچ نقطه ی جاری مشخص، نشان می دهد و در مدل سازی، رفتاری غیرخطی از خود نشان نمی دهند [۳۰]؛ لذا تنها کافی است ویژگی های مکانیکی کشسان این مواد در نرم افزار داده شود. بنابراین رفتار مواد FRP را می توان با معرفی یک رفتار خطی الاستیک نشان داد. نکته ای که در اینجا حائز اهمیت است نشان دادن دقیق نقطه گسیختگی (Rupture) است که پس از آن تمام ظرفیت باربری ماده بدون ورود به مرحله پلاستیک به یکباره از بین خواهد رفت (شکل ۴-۵). جهت مدل سازی لایه های FRP در محیط نرم افزار، از گزینه ی کشسان خطی (Elasticity > Elastic) استفاده و نوع آن، ورق (Lamina) تعریف می شود و بر اساس انواع ورق های FRP که استفاده شده است، ویژگی های مکانیکی آن ها، در این قسمت به نرم افزار داده می شود. [۶۳]



شکل ۴-۵: منحنی تنش-کرنش ورق های تقویت کننده

برای تقویت قاب بتنی و مقاوم سازی آن، از دو نوع کامپوزیت کربنی CFRP و شیشه ای

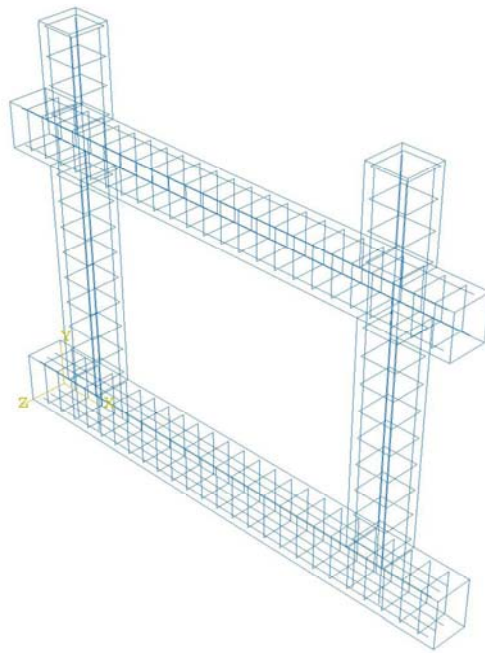
GFRP استفاده شده است، ویژگی های آن ها نیز در جدول ۴-۲ آمده است.

جدول ۴-۲: ویژگی‌های دو نوع مواد مرکب شیشه‌ای و کربنی [۶۴، ۶۵]

ویژگی‌ها	E-galss/Epoxy	Carbon/Epoxy [AS4/3501-6]
چگالی r [kg/m ³]	۲/۱۰	۱/۵۸
مدول الاستیسیته طولی E_1 [GPa]	۳۹	۱۵۱
مدول الاستیسیته عرضی E_2 [GPa]	۸/۶	۱۰/۱
مدول برشی درون صفحه‌ای G_{12} [GPa]	۳/۸	۵/۷
مدول برشی برون صفحه‌ای G_{23} [GPa]	۳/۰	۳/۴
n_{12}	۰/۲۸	۰/۲۴
n_{21}	۰/۰۶	۰/۰۲
مقاومت کششی طولی $F_{1,t}$ [MPa]	۱۰۸۰	۲۲۸۰
مقاومت کششی عرضی $F_{2,t}$ [MPa]	۳۹	۵۷
مقاومت برشی درون صفحه‌ای F_6 [MPa]	۸۹	۷۱
مقاومت فشاری طولی $F_{1,c}$ [MPa]	۶۲۰	۱۴۴۰
مقاومت فشاری عرضی $F_{2,c}$ [MPa]	۱۲۸	۲۲۸

۴-۵-۲- ارتباط بین مواد سازنده مدل:

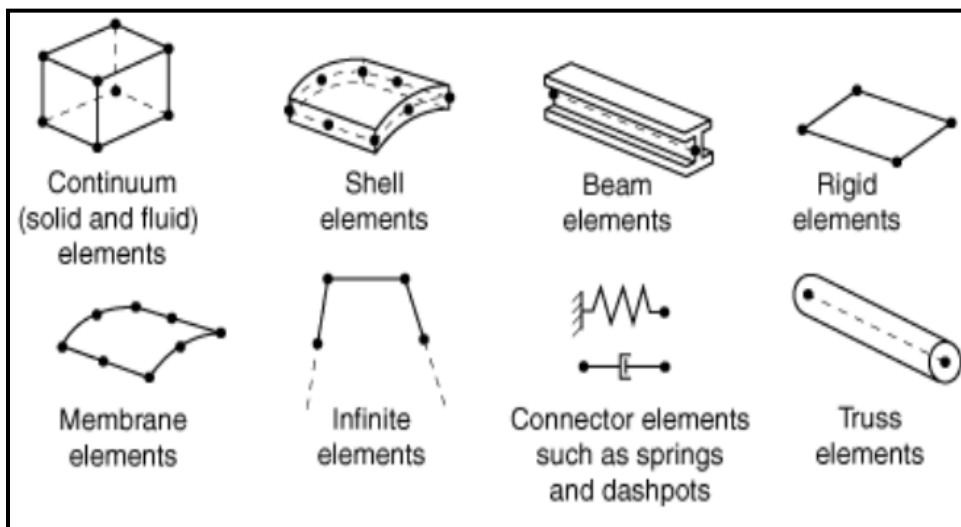
در ادبیات فنی تحقیقات زیادی دیده می‌شود که پیوستگی کامل (Full Bond) بین بتن و فولاد در نظر گرفته اند [۶۲]. در این تحقیق با در نظر گرفتن آرماتور آجدار و قلاب انتهایی و وجود تنش‌های محصورکنندگی می‌توان اطمینان داشت که پیوستگی تا مقدار زیادی تامین شده است. به نظر می‌رسد استفاده از مدل‌های پیچیده لغزش در این مطالعه که رفتار کلی قاب بتن مسلح را دنبال می‌کند، تحقیق را بدون رسیدن به بهره‌چندانی از هدف ساده سازی مدل دور می‌سازد. از این رو با فرض پیوستگی کامل، به همان میزان اندرکنش فولاد و بتن که در رفتار سخت شدگی کششی بتن تعریف شده اکتفا می‌شود. هنگامی که مود خرابی جدایش FRP (Debonding) باشد اندرکنش و اتصال بین سطوح بتن و FRP بستگی دارد، از اهمیت زیادی برخوردار است [۶۱]. اما به نظر می‌رسد هنگامی که شکل خرابی جدایش نباشد، می‌توان تاثیر اندرکنش بتن و FRP را نادیده گرفت و ارتباط بین دو سطح (دو ماده) را پیوستگی کامل فرض کرد. در این تحقیق از چنین فرضی برای ساده سازی استفاده شده است. در حالت کلی، اما بررسی خرابی‌های زودرس حاصل از Debonding منوط به اضافه کردن مدل سطح واسط به مدل کلی خواهد بود.



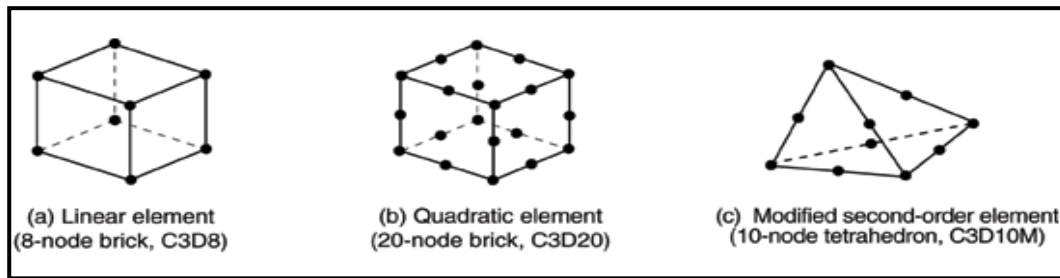
شکل ۴-۶: قاب مدل شده در آباکوس

۴-۵-۳- نوع المان ها و نحوه ی مش بندی: [۵۹]

المان ها در آباکوس با استفاده از پنج خصوصیت خانواده، درجات آزادی (مستقیما متناسب با خانواده المان)، تعداد گره ها، فرمولاسیون و نوع انتگرال گیری نامگذاری می شوند. در شکل ۴-۷ خانواده المان های رایج دیده می شود. منظور از فرمولاسیون المان تئوری ریاضی استفاده شده جهت تعریف رفتار المان می باشد.



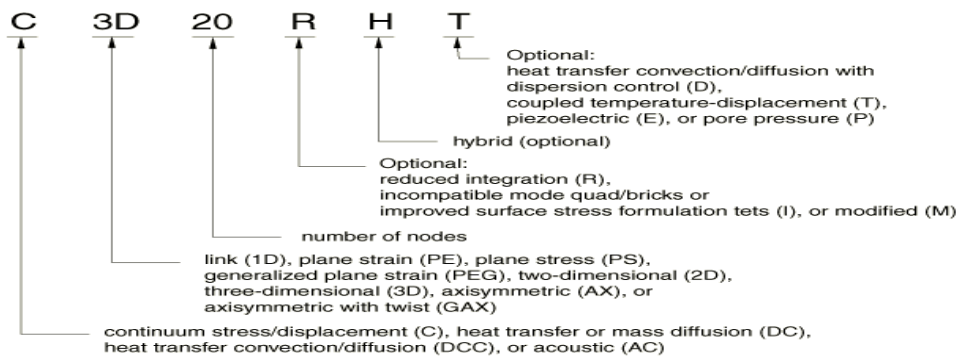
شکل ۴-۷: خانواده المان های رایج



شکل ۴-۸: المان های آجری خطی، آجری مرتبه دوم، و چهار وجهی اصلاح شده

نکته دیگر اینکه در آباکوس جابجایی ها یا دیگر درجات آزادی در گره ها محاسبه می شوند، در نقاط دیگر المان، جابجایی ها با استفاده از درونیابی بدست می آیند که نوع درونیابی توسط تعداد گره های بکار رفته در المان تعیین می شود، مثلاً برای یک المان آجری ۲۰ گره ای درونیابی درجه دوم (المان مرتبه دوم) انجام می شود (شکل ۴-۸).

معمولاً تعداد گره های یک المان در نام المان مشخص شده است به جز المان تیر که در آن مرتبه درونیابی به جای تعداد گره ها در نام المان قرار داده شده است مثلاً نام المان تیر سه بعدی مرتبه اول به شکل B31 نشان داده می شود. قراردادی مشابه هم برای المان های متقارن محوری پوسته ای و غشائی وجود دارد.



شکل ۴-۹: روش نامگذاری المان ها در آباکوس

۴-۵-۳-۱- بتن :

برای مدل سازی قاب بتنی، از المان C3D20R و C3D20 استفاده شده است. در حقیقت المان از نوع C3D20 دارای ۲۷ نقطه انتگرالگیری می باشد در حالی که C3D20R دارای ۸ نقطه انتگرالگیری است. بنابراین سختی المان C3D20 حدود ۳/۵ برابر سختی المان C3D20R است ولی با این حال، بر اساس طبیعت مسأله استفاده از المان با انتگرال گیری کاهش یافته، دقت مورد نظر و زمان

لازم برای رسیدن به پاسخ ها، استفاده از این المان را دیکته می نماید؛ المان های درجه دوم با کاهش مرتبه انتگرال گیری، در زمان استفاده از حالت های پیچیده تنش در ماده، جواب های خوبی ندارد، ولی المان C3D20R یکی از بهترین گزینه ها برای استفاده در مسایل تنش -تغییر مکان می باشد و از این المان، می توان با دقت قابل قبول استفاده نمود؛ ولی در مسایلی که دارای تغییر مکان های زیاد می باشد، استفاده از جزء C3D20 جواب های بهتری را در دسترس قرار خواهد داد. در شکل ۴-۱۰ نقاط انتگرال گیری جزء C3D20 نشان داده شده است، توجه شود که در جزء با انتگرال گیری کاهش یافته گره های واقع در سطوح و میان یال ها در انتگرال گیری شرکت نکرده و تنها گره های گوشه ای در این جزء در انتگرال گیری شرکت می کنند.



شکل ۴-۱۰: نقاط انتگرال گیری جزء C3D20

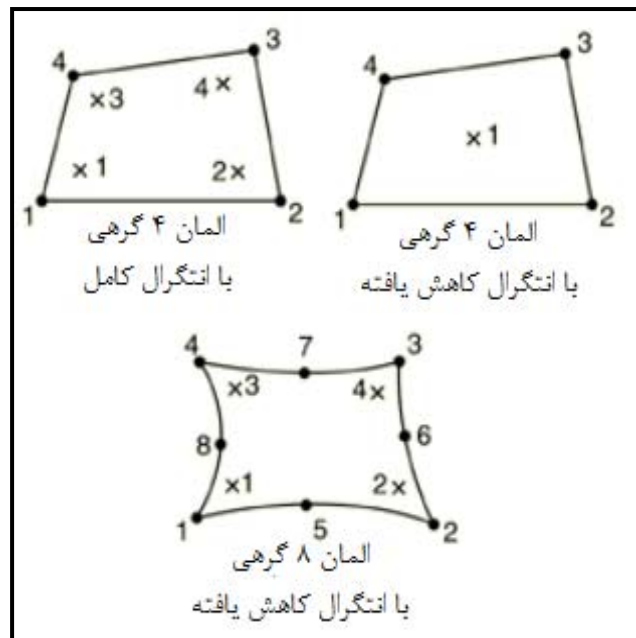
۴-۵-۳-۲- فولاد:

جهت مدلسازی فولاد در نرم افزار ABAQUS از المان خریابی سه بعدی دو نقطه ای T3D2 استفاده شده است. این المان یک المان سه بعدی با دو گره است که از تابع درونیاب خطی بهره می جوید. المان های خریابی برای مدل کردن سازه های لاغر خطی مانند، که تنها در راستای محور المان بار تحمل می کنند به کار می رود، هیچ ممان و نیرویی عمود بر خط مرکزی المان تحمل نمی شود.

۴-۵-۳-۳- ورق های تقویت کننده:

برای استفاده از المان پوسته ای که از یک جنس بوده و نسبت ضخامت به طول نمونه بیشتر از یک به پانزده باشد، بهتر است از المان های مسایل پوسته های ضخیم برای مدل سازی استفاده نمود و در غیر این صورت، بهتر است از پوسته های نازک استفاده شود. در ادبیات فنی جهت مش بندی ورق های تقویتی

کامپوزیت از المان های مختلفی نظیر المان ۴ گرهی S4R، المان ۸ گرهی با شش درجه آزادی در هر گره S8R و المان ۸ گرهی با پنج درجه آزادی در هر گره S8R5 استفاده شده است. هر کدام از این المان ها، مزایا و معایبی دارند. المان S4R که از المان های همه منظوره SHELL می باشد در شکل زیر نمایش داده شده است. این المان توسط بسیاری از محققین استفاده شده و نتایج مناسبی از آن گرفته شده است. المان پوسته چهار گرهی چند منظوره قابلیت کاهش دادن نقاط انتگرال گیری برای به حداقل رساندن محاسبات و در نتیجه کاهش زمان آنالیز را دارا می باشد. از آنجایی که اثر برش عرضی در این المان لحاظ شده است، می توان برای مدل های با ساختار باریک و ضخیم از آن استفاده نمود.



شکل ۴-۱۱: نقاط انتگرال گیری برای المان های S4، S4R، و S8R

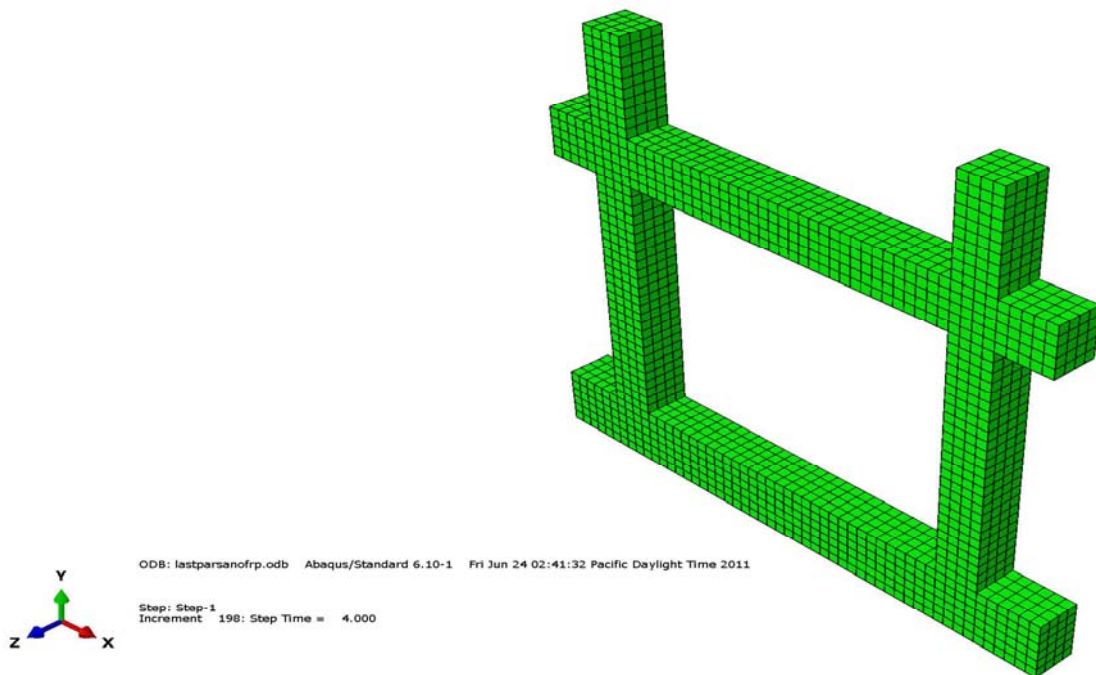
این المان ها اجازه تغییر شکل برشی عرضی را می دهند، هنگامی که ضخامت پوسته افزایش می یابد، از تئوری پوسته ضخیم و زمانی که ضخامت پوسته کاهش می یابد از قاعده کیرشهف پوسته های نازک استفاده می کنند.

هنگامی که ضخامت پوسته کاهش می یابد، تغییر شکل های برشی عرضی بسیار کوچک می شوند. قابلیت دوران های بزرگ را دارند. از لحاظ کرنش دارای قابلیت Finite Strain می باشند قابلیت تغییر ضخامت در آنالیزهای غیر خطی هندسی را نیز دارند. در این تحقیق از المان S4R جهت مش بندی لایه های FRP استفاده می شود.

۴-۵-۴ اندازه ی مش بندی:

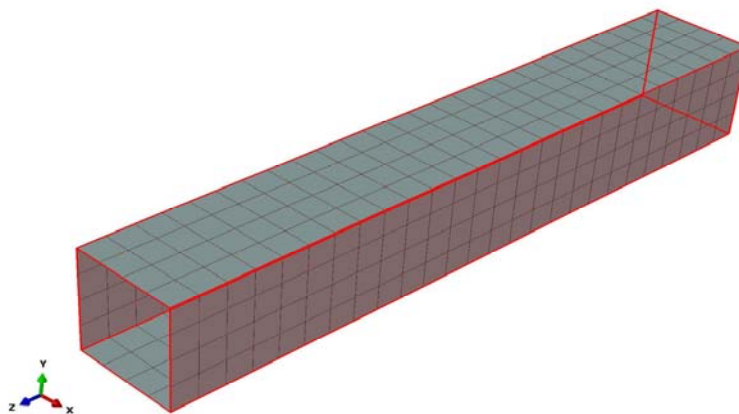
به منظور بررسی و ارزیابی همگرایی و صحت مدل سازی، تحلیل همگرایی برای چند مدل انجام شده است و نتایج نشان می دهد که مدل با استفاده از این اجزا همگرا خواهد شد؛ گفتنی است برای مدل سازی قاب بتنی از مش های $5 \times 5 \times 5$ سانتی متر و برای فولاد از المان های ۵ سانتی متری و برای ورق های FRP نیز از المان های 5×5 سانتی متر استفاده شده است، تحلیل همگرایی نشان می دهد که این گونه ی مش بندی نمونه، پاسخ های مناسب و با دقت لازم را در اختیار قرار خواهد داد.

Printed using Abaqus/CAE on: Sat May 07 10:48:46 Pacific Daylight Time 2011



شکل ۴-۱۲: مش بندی قاب بتنی

Printed using Abaqus/CAE on: Sat May 07 11:27:10 Pacific Daylight Time 2011

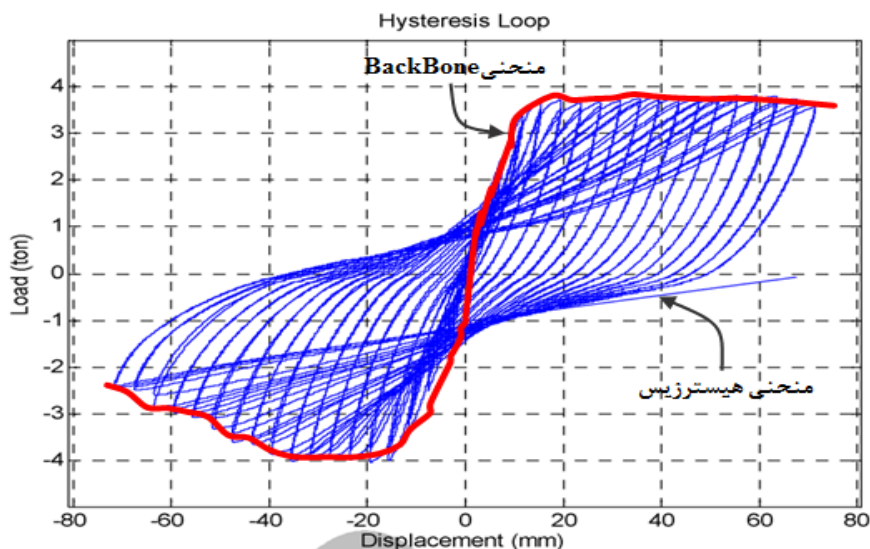


شکل ۴-۱۳: مش بندی ورق های تقویت کننده

۴-۶- درستی آزمایشی مدل بر روی نتایج آزمایشگاهی:

در هر تحقیق برای آن که بتوانیم نتایج تحلیل‌های رایانه‌ای خود را مبنایی برای نتیجه‌گیری‌ها و مقایسه‌های بعدی قرار دهیم، لازم است ابتدا توانمندی خود را برای مدل‌سازی به اثبات برسانیم. بهترین روند برای نیل به این هدف آن است که نمونه‌هایی از تحقیقات آزمایشگاهی (یا احیاناً تحلیلی) انجام شده توسط سایر محققین را انتخاب کنیم و با روش یا نرم‌افزار مورد استفاده خود سعی در به دست آوردن نتایج تقریباً مشابه داشته باشیم [۶۶].

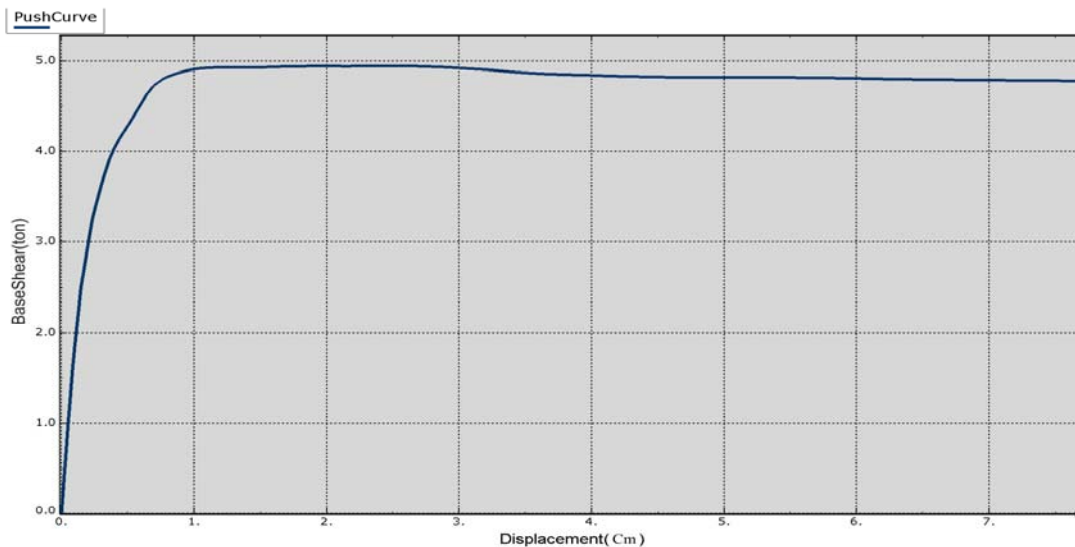
برای سنجش درستی مدل‌سازی پژوهش پیش‌رو، در محیط نرم‌افزار، باید نمونه‌ای که خروجی‌های آن آزمایش و گزارش شده و قابل‌استناد نیز باشد، مدلسازی نمود [۶۷]. برای این منظور، می‌توان از نتایج آزمایش‌های پارسا در مورد قاب یک دهانه یک طبقه که مشخصات آن پیشتر گفته شد استفاده می‌شود [۶۰]. در این کار آزمایشگاهی قاب ذکر شده تحت بارگذاری رفت و برگشتی فزاینده با روش کنترل تغییر مکان قرار گرفته است. مقدار نیروی وارده به سیستم و میزان تغییر مکان با داشتن نیروسنج و تغییر مکان سنج اندازه‌گیری و برداشت شده است که در شکل ۴-۱۴ چرخه هیستریزیس بدست آمده برای این قاب دیده می‌شود. همچنین در این شکل منحنی backbone قاب بتنی که از اتصال بارهای پیک در هر جابجایی به دست آمده، نشان داده شده است. در ادامه منحنی پوش بدست آمده از مدل ساخته شده در نرم‌افزار آباکوس طبق مطالب این فصل با هم مقایسه می‌شوند.



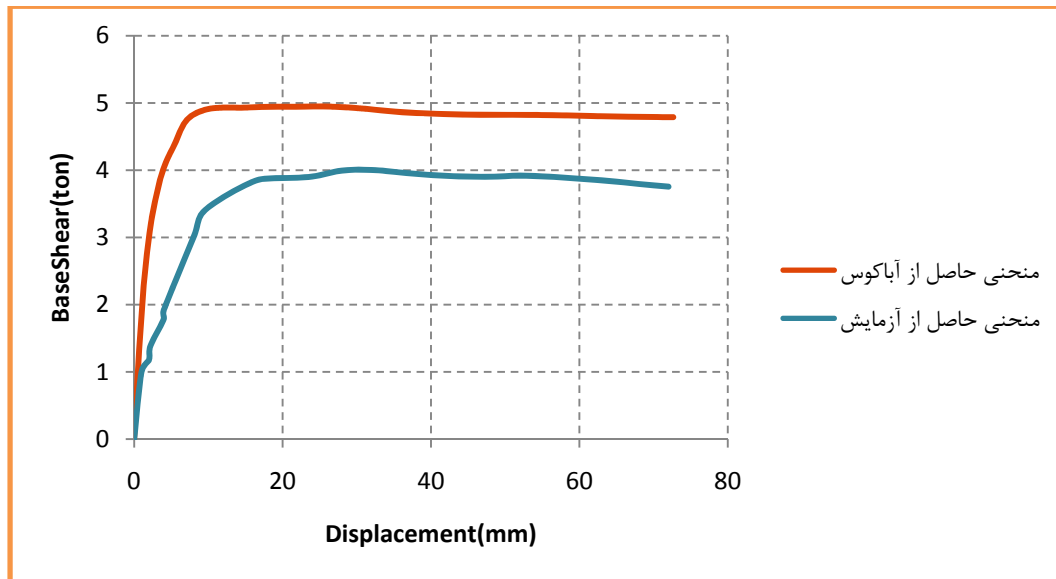
شکل ۴-۱۴: منحنی هیستریزیس قاب بتنی مورد آزمایش [۶۰]

خاطر نشان می شود که در این مدل حالت بارگذاری پوش آور با کنترل جابجایی بوده و تغییر مکان جانبی نهایی مدل به تغییر مکان جانبی نهایی مدل آزمایشگاهی (۷۲ میلی متر) محدود شده است. همانطور که در شکل ۴-۱۶ مشاهده می شود نیروی حداکثر بدست آمده از مدل ساخته شده در آباکوس و مدل آزمایشگاهی به ترتیب ۴/۹ تن و ۴ تن می باشد که حدود ۲۰ درصد اختلاف دارند، یکی از دلایل اختلاف می تواند این باشد که مدل آباکوس طبیعت چرخه ای آزمایش را در خود ندارد چرا که چرخه های پشت سر هم سختی قاب را کاهش می دهد. از آن جا که هدف این تحقیق بررسی و ارزیابی قاب مقاوم شده با FRP می باشد و هدف مقایسه و بررسی بهبود عملکرد قاب مقاوم شده نسبت به مقاوم نشده می باشد این اختلاف پذیرفته شده و سپس رفتار قاب مقاوم شده نسبت به آن سنجیده می شود.

Printed using Abaqus/CAE on: Sat May 07 11:23:52 Pacific Daylight Time 2011



شکل ۴-۱۵: منحنی رفتاری بدست آمده از Abaqus



شکل ۴-۱۶: مقایسه منحنی بدست آمده از آباکوس و آزمایش

۷-۴- نتایج حاصل از نرم افزار ABAQUS

در بخش های قبل به فرضیات لازم برای مدل سازی در نرم افزار آباکوس پرداخته شد و پس از توضیح درباره روند محاسبات نرم افزار Abaqus CAE ویژگی های مصالح و نحوه ی مش بندی مدل تعریف شد. در ادامه این فصل با ارزیابی رفتار قاب قبل و بعد از تقویت به روش های مختلف، میزان تاثیر و کارایی روش مقاوم سازی پیشنهادی بررسی می شود.

۷-۴-۱- تنش ها در قاب قبل از تقویت و انتخاب روش مقاوم سازی

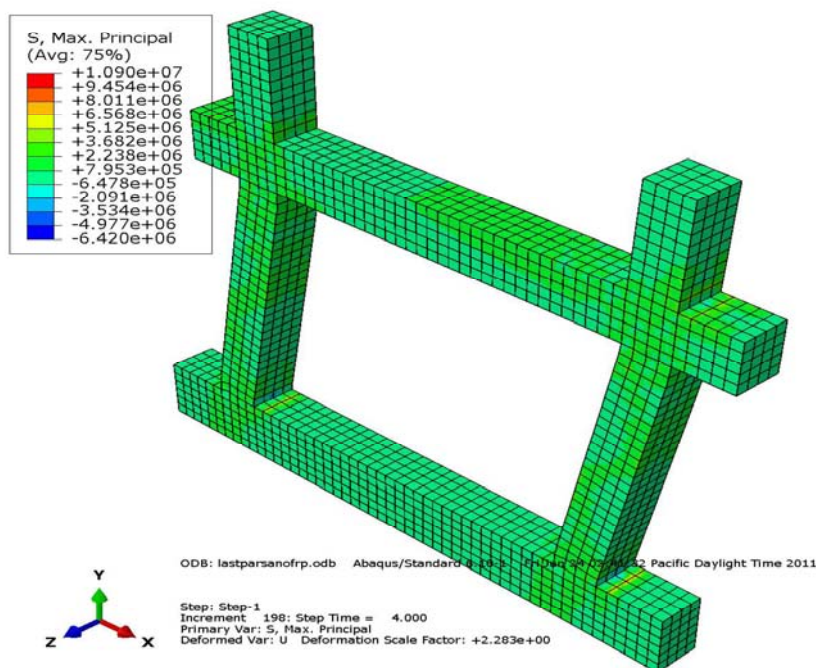
در قاب بتنی با مشخصات بیان شده در فصل قبل که تحت بارگذاری به صورت جابجایی قرار گرفته است تنش های کششی و فشاری به وجود خواهد آمد. با توجه به این که بتن در کشش ضعیف بوده و در فشار قوی است، تنش های کشش و فشاری را در قاب ها بررسی نموده و بر این اساس قاب مقاوم سازی می شود. در شکل ۴-۱۷ خطوط همتراز تنش بوجود آمده در قاب بتنی بدون تقویت دیده می شود.

همانطور که مشاهده می شود سطوح سمت چپ ستون ها تحت تنش های کششی تا $\frac{3}{6}$ مگاپاسکال (سبز کم رنگ) هستند، همچنین تنش های کششی در نزدیکی اتصالات بوجود آمده اند، بنابراین راهکارهای مقاوم سازی به جای تقویت کل قاب می تواند تقویت ستون ها و اتصالات با استفاده از ضخامت های متفاوت CFRP و GFRP باشد. در شکل ۴-۱۸ تنش های بوجود آمده در قاب بتنی بعد از

تقویت با دو لایه CFRP به ضخامت هر لایه ۰/۵ میلیمتر دیده می شود. ملاحظه می شود که تنشها کششی بوجود آمده کاهش یافته و میزان آن بین ۰/۹ تا ۲/۹ مگا پاسکال (آبی رنگ) می باشد. باتوجه به موارد فوق جهت ارزیابی عملکرد قاب بتنی تقویت شده، طرح های مقاوم سازی در ادامه شرح داده می شوند؛ ترمیم ستون های قاب بتنی با ورق های CFRP به صورت محیطی با ضخامت های ۰/۵، ۱، ۴ میلیمتر (یک، دو و هشت لایه)؛ ترمیم اتصالات با ورق های CFRP به ضخامت ۰/۵ میلیمتر و ترمیم ستون ها با ورق های GFRP به ضخامت ۰/۵ میلیمتر. لازم به ذکر است که پیشروی پوشش FRP روی ستون ها و تیرها در هنگام مقاوم سازی اتصالات برابر l_0 (طول حداقل فولاد های عرضی در طرح لرزه ای) فرض شده است (شکل ۴-۱۹). [۶۸]

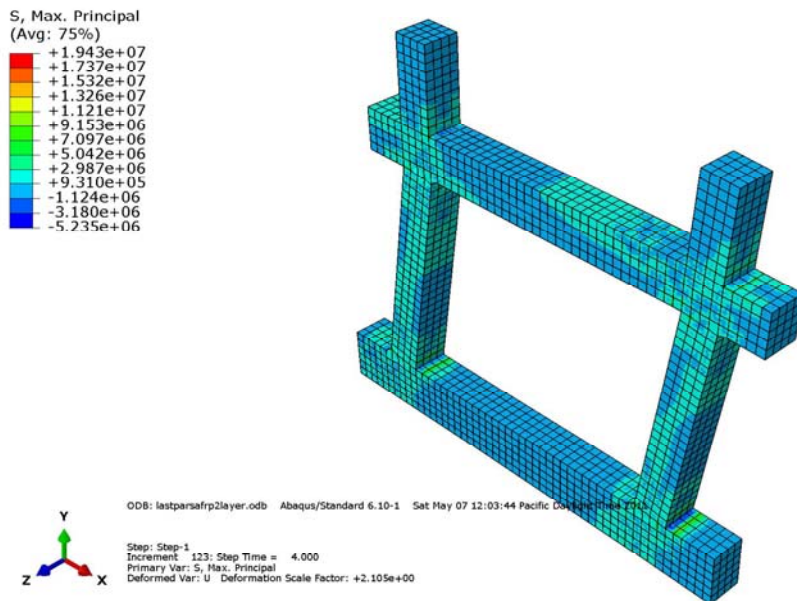
$$l_0 = \max \left\{ h, \frac{l_n}{6}, 450\text{mm} \right\}$$

Printed using Abaqus/CAE on: Sat May 07 10:57:17 Pacific Daylight Time 2011

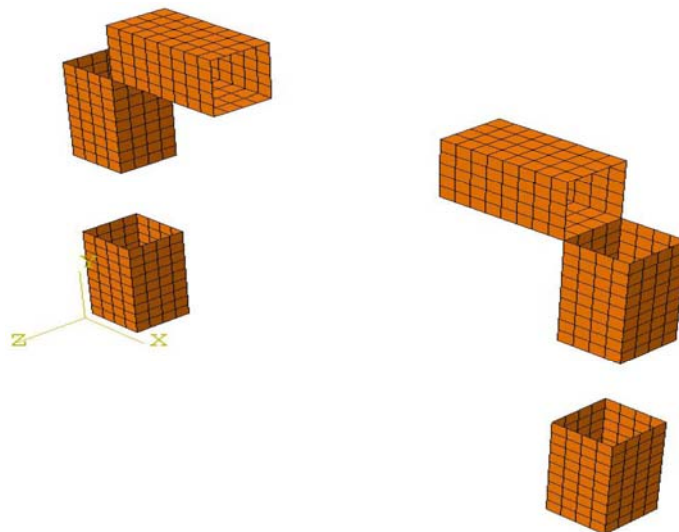


شکل ۴-۱۷: خطوط همتراز تنش در قاب بتنی قبل از تقویت

Printed using Abaqus/CAE on: Fri May 13 15:42:48 Pacific Daylight Time 2011



شکل ۴-۱۸: خطوط همتراز تنش در قاب بتنی بعد از تقویت ستون ها با دو لایه CFRP



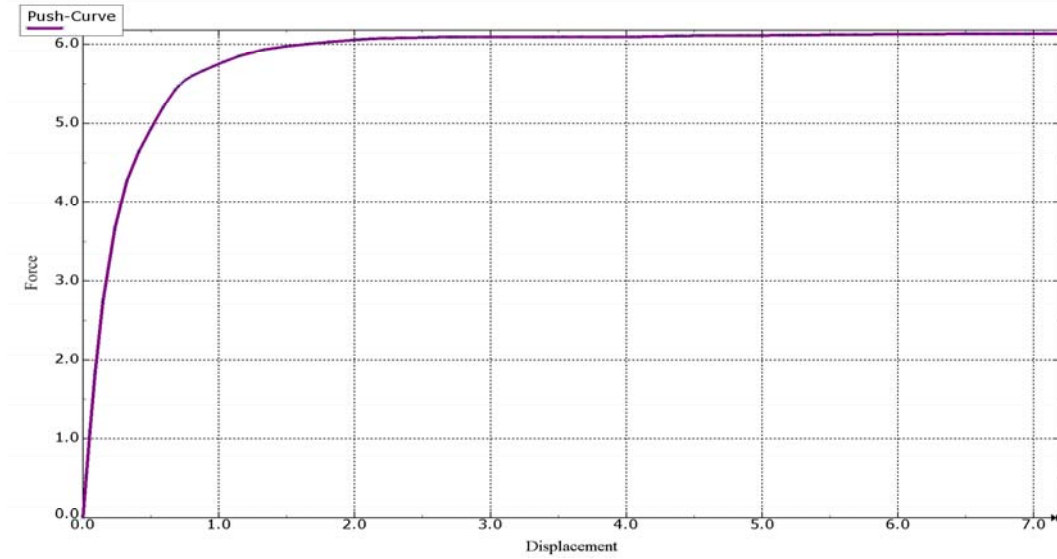
شکل ۴-۱۹: چگونگی مقاوم سازی اتصالات قاب

۴-۷-۲- مشاهده منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان بام

در فصل قبل منحنی نیرو- تغییر مکان قاب بتنی مدل شده قبل از تقویت ملاحظه گردید، در این بخش در شکل ۴-۲۰ تا شکل ۴-۲۶ منحنی پوش آور قاب بتنی با الگوهای متفاوت مقاوم سازی و مقایسه رفتار آن با قاب بدون تقویت مشاهده می شود.

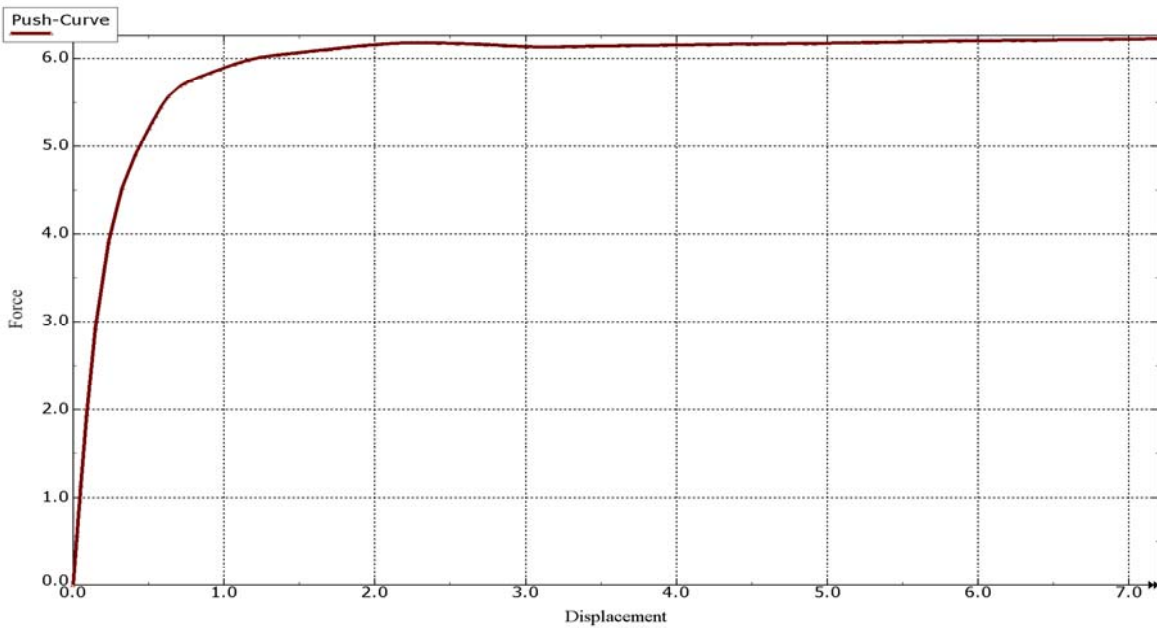


Printed using Abaqus/CAE on: Thu May 12 14:23:24 Pacific Daylight Time 2011



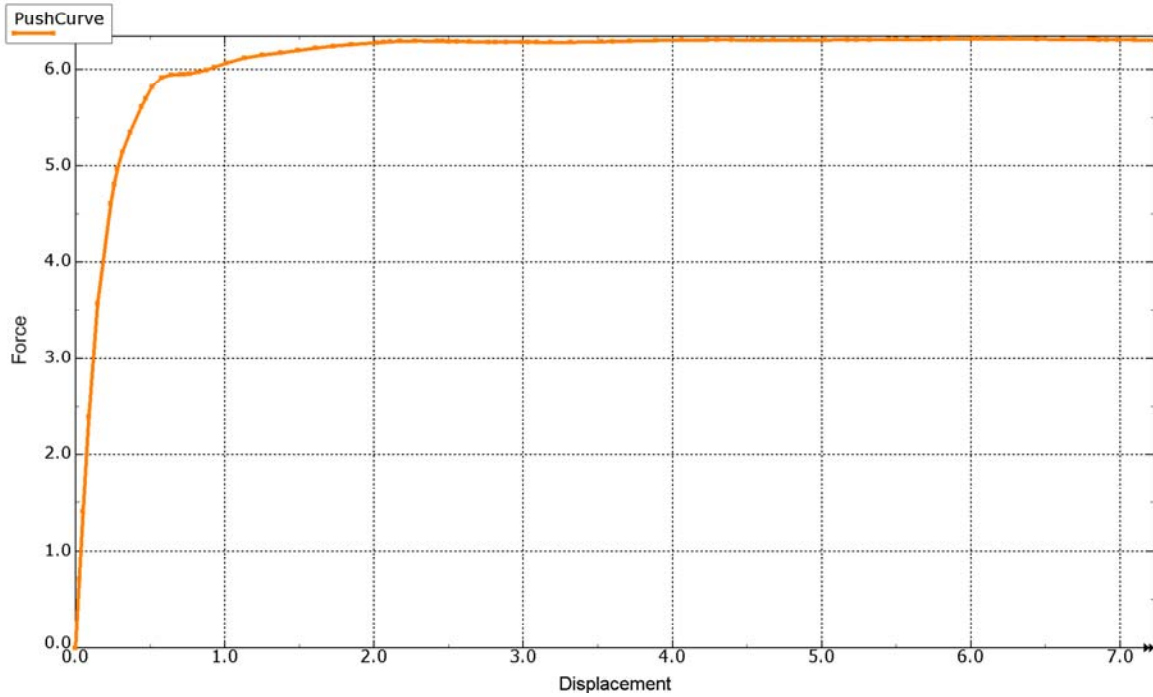
شکل ۴-۲۰: منحنی نیرو- تغییر مکان قاب ترمیم شده در ستون ها با یک لایه CFRP (تن-سانتیمتر)

Printed using Abaqus/CAE on: Thu May 12 15:12:59 Pacific Daylight Time 2011



شکل ۴-۲۱: منحنی نیرو- تغییر مکان قاب ترمیم شده در ستون ها با دو لایه FRP (تن-سانتیمتر)

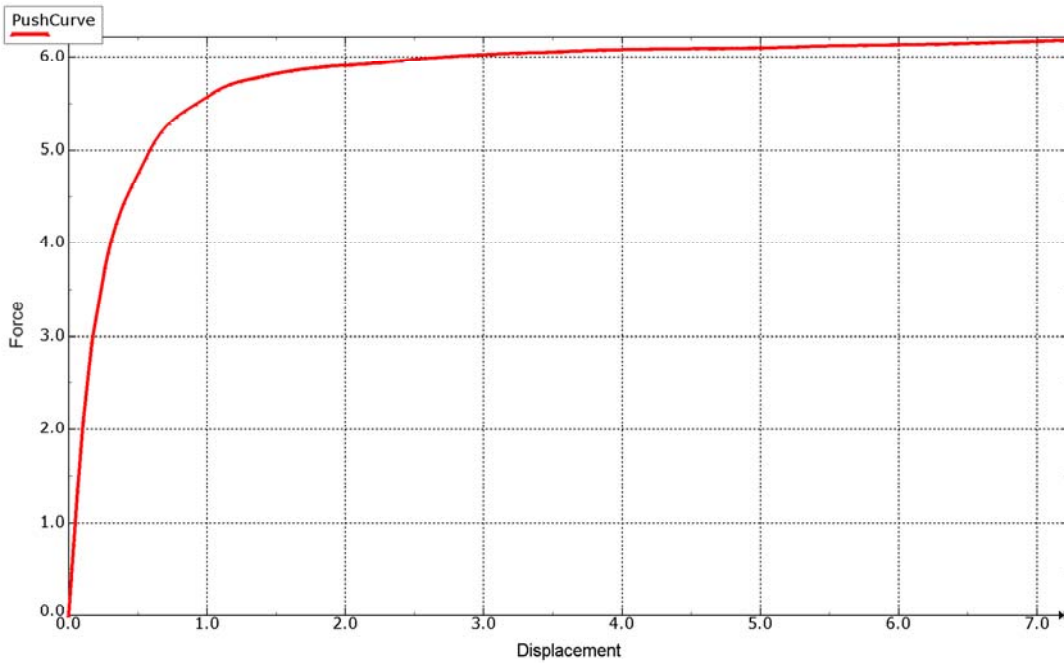
Printed using Abaqus/CAE on: Fri May 13 04:50:15 Pacific Daylight Time 2011



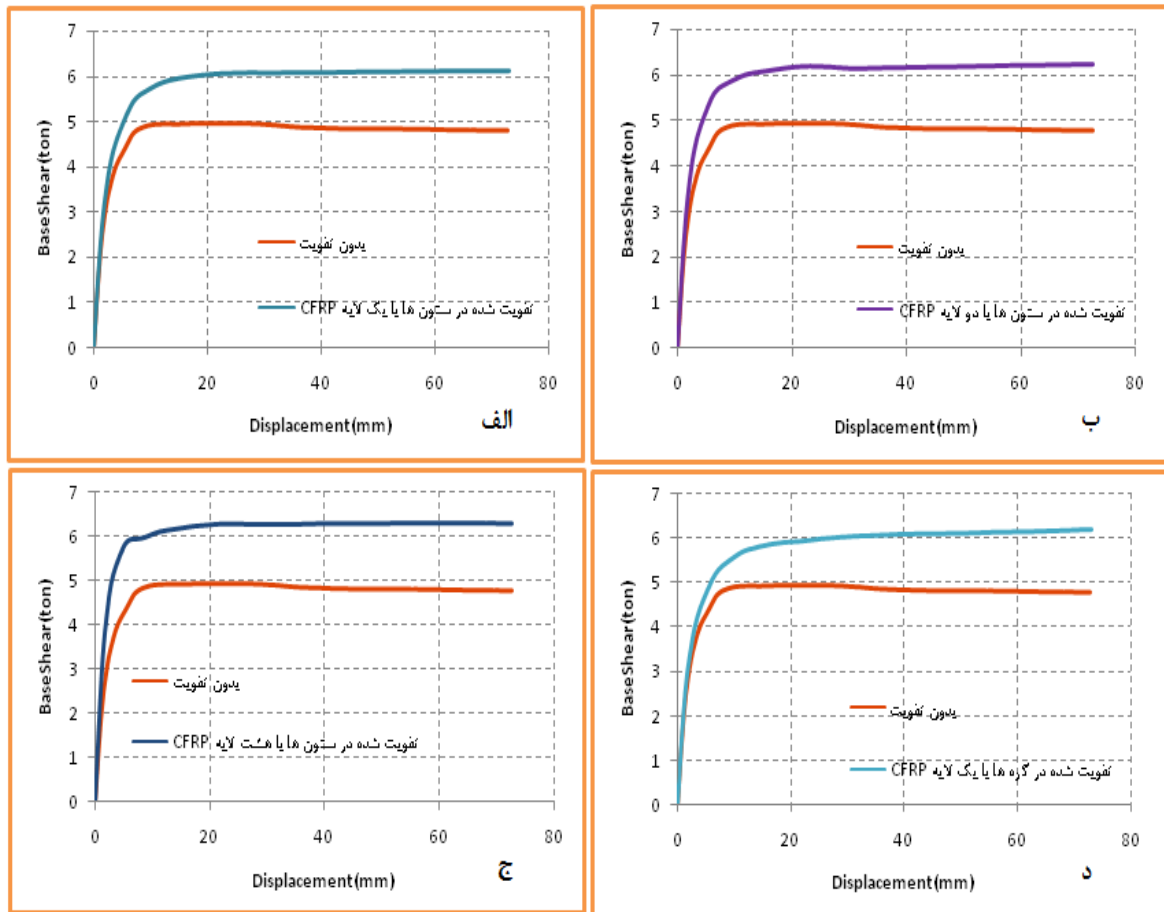
شکل ۴-۲۲: منحنی نیرو- تغییر مکان قاب ترمیم شده در ستون ها با هشت لایه FRP (تن-سانتیمتر)



Printed using Abaqus/CAE on: Fri May 13 04:57:59 Pacific Daylight Time 2011

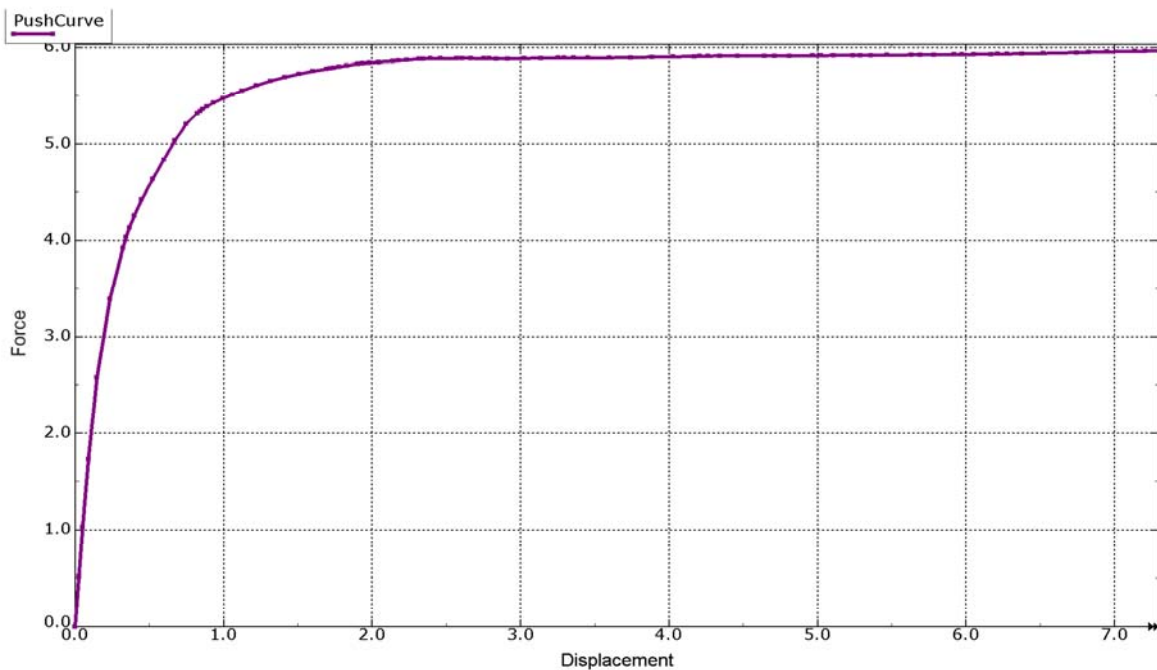


شکل ۴-۲۳: منحنی نیرو- تغییر مکان قاب ترمیم شده در گره ها با یک لایه CFRP (تن-سانتیمتر)

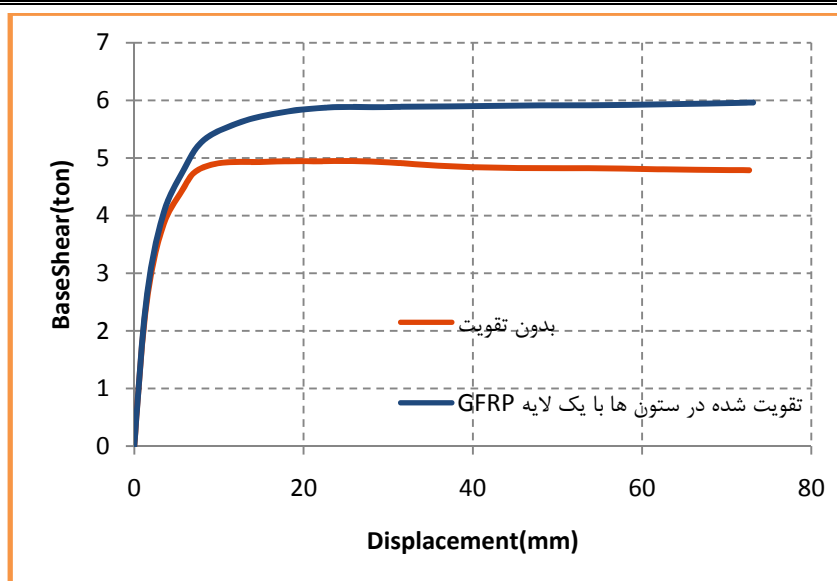


شکل ۴-۲۴: مقایسه رفتار قاب قبل و بعد از تقویت الف) ستون ها یک لایه CFRP؛ ب) ستون ها دو لایه CFRP؛ ج) ستون ها هشت لایه CFRP؛ د) گره ها یک لایه CFRP

Printed using Abaqus/CAE on: Fri May 13 09:13:42 Pacific Daylight Time 2011



شکل ۴-۲۵: منحنی نیرو- تغییر مکان قاب ترمیم شده در ستون ها با یک لایه GFRP (تن-سانتیمتر)



شکل ۴-۲۶: مقایسه رفتار قاب قبل و بعد از تقویت با یک لایه GFRP در ستون ها همانطور که در شکل ها دیده می شود استفاده از پوشش FRP کربنی یا شیشه ای به طور قابل ملاحظه ای باعث بهبود رفتار و عملکرد قاب بتنی می شود. مشاهده می شود که محصور کردن ستون ها تأثیری در افزایش سختی سازه ندارد. این افزایش کم سختی می تواند به عنوان یک مزیت ترمیم سازه ها با FRP به حساب آید، چرا که افزایش سختی سازه باعث جذب نیروهای لرزه ای بزرگتر و در نتیجه کاهش کارآمدی ترمیم می گردد.

جدول ۴-۳: مقایسه حداکثر نیروی تحمل شده در قاب ها در تغییر مکان ثابت

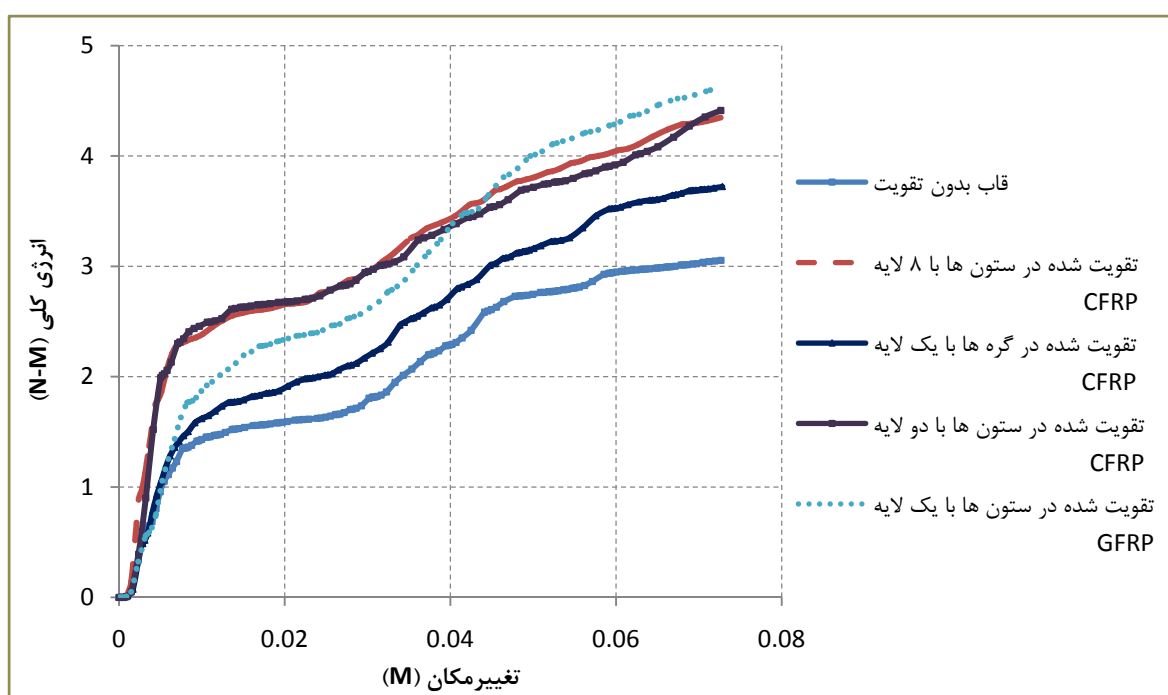
نوع قاب بتنی		نیروی حداکثر N	درصد افزایش
قاب بدون تقویت		4.94	—
قاب تقویت شده در ستون ها	یک لایه CFRP	6.09	23.2
	دو لایه CFRP	6.17	24.9
	هشت لایه CFRP	6.29	27.3
	یک لایه GFRP	5.89	19.2
قاب تقویت شده در اتصالات	یک لایه CFRP	5.99	21.2

نیروی حداکثر تحمل شده در قاب مدل شده بدون تقویت در تغییر مکان ۲۵/۵ میلیمتری اتفاق می افتد، در جدول ۴-۳ مقادیر افزایش نیروی تحمل شده در این تغییر مکان در قاب های تقویت شده آورده شده است.

همانطور که ملاحظه می شود و انتظار می رود نیروی تحمل شده توسط قاب بتنی پس از تقویت و نیز با افزایش ضخامت لایه FRP افزایش می یابد، که این افزایش تا حداکثر ۲۷/۳٪ می باشد. میزان افزایش نیروی تحمل شده در قاب تقویت شده با الیاف کربنی نسبت به الیاف شیشه ای حدود ۴ درصد بیشتر است. با توجه به جدول ملاحظه می شود که تاثیر و کارایی مقاوم سازی قاب بتنی در ستون ها بیش تر از گره ها می باشد.

۴-۷-۳- اتلاف انرژی

مقایسه اتلاف انرژی در بین قابها قبل و بعد از تقویت به شکل های مختلف می تواند بیانگر رفتار قابها باشد. در شکل ۴-۲۷ میزان انرژی کلی اتلاف شده توسط قاب ها با یکدیگر مقایسه شده اند. ملاحظه میشود که با تقویت سازه میزان جذب انرژی افزایش می یابد.



شکل ۴-۲۷: مقایسه انرژی جذب شده توسط قاب

با توجه به شکل ۴-۲۷ قاب ترمیم شده با GFRP بیشترین اتلاف انرژی برابر ۴/۶ N.m را دارد، در مقابل اتلاف انرژی قاب بدون تقویت ۳/۰۷ N.m یعنی ۴۹٪ کمتر می باشد. در جدول ۴-۴ مقدار کلی انرژی اتلاف شده قاب ها باهم مقایسه شده اند. نکته قابل توجه اینکه در مورد قاب مقاوم شده با GFRP

تا جابجایی ۴ Cm میزان اتلاف انرژی آن نسبت به قاب تقویت شده با ۲ و ۸ لایه CFRP کمتر است ولی با افزایش جابجایی میزان اتلاف انرژی آن افزایش می یابد که این امر می تواند به علت خصوصیات متفاوت الیاف شیشه و کربنی باشد.

جدول ۴-۴: مقایسه انرژی کلی تلف شده در قاب ها

نوع قاب بتنی		اتلاف انرژی حداکثر N.m	درصد افزایش
قاب بدون تقویت		3.07	—
قاب تقویت شده در ستون ها	دو لایه CFRP	4.35	42%
	هشت لایه CFRP	4.35	42%
	یک لایه GFRP	4.6	49%
قاب تقویت شده در اتصالات	یک لایه CFRP	3.7	21%

لذا مقدار انرژی اتلاف شده حداقل ۲۱٪ و حداکثر ۴۹٪ افزایش می یابد.

فصل پنجم

خلاصه و نتایج

فصل ۵- خلاصه و نتایج

با وجود این که پژوهش های زیادی در مورد ستون ها و تیرهای بتنی مقاوم شده با FRP انجام شده است اما تحقیقات کمتری درباره تاثیر مقاوم سازی با FRP روی عملکرد کلی ساختمان های با قاب بتن آرمه صورت گرفته است. در این تحقیق سعی شد تا رفتار لرزه ای قاب های بتن آرمه تقویت شده با FRP بررسی شود، بدین منظور در دو بخش از نرم افزارهای SAP2000 و ABAQUS استفاده گردید.

در بخش اول آنالیز استاتیکی غیر خطی روی سه ساختمان با قاب خمشی بتن آرمه در ارتفاع های متفاوت نماینده ی ساختمان های کوتاه، متوسط و بلند مرتبه قبل و بعد از مقاوم سازی ستون ها با FRP انجام شد، و عملکرد سازه ها قبل و بعد از مقاوم سازی مورد مطالعه قرار گرفت. همچنین از آن جا که یکی از کاربرد های مهم تحلیل استاتیکی غیر خطی تعیین ضریب رفتار است، ضرایب رفتار سازه های مدل شده مورد ارزیابی قرار گرفت و با آن چه در آیین نامه ارائه شده مقایسه گردید.

می دانیم که علاوه بر جنس و مقدار FRP به کار رفته در مقاوم سازی، شکل و آرایش استفاده از آن نیز در میزان اثربخشی تکنیک مقاوم سازی موثر است. در بخش دوم جهت مدل نمودن دقیق تر کامپوزیت FRP، آنالیز اجزای محدود غیر خطی قاب بتن آرمه مقاوم شده با نرم افزار ABAQUS انجام گردید. در این نرم افزار یک قاب بتن مسلح یک دهانه یک طبقه مدل شده و سپس عملکرد این قاب پس از ترمیم با استفاده از شیوه ها و مقادیر مختلف FRP بررسی گردید.

بر پایه تحلیل های انجام شده نتایج کلیدی این پژوهش عبارتند از:

- ۱- در نرم افزار SAP با مقاوم کردن سازه با ورق های تقویت کننده، همچنین با افزایش طبقات سازه از ۴ تا ۱۲، مقدار برش پایه متناظر با تغییر مکان هدف و مقاومت تسلیم بدست آمده (V_y) زیاد می شوند، همینطور تغییر مکان سازه افزایش می یابد. میزان افزایش بار جانبی نهایی در ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه پس از مقاوم سازی سازه ها با لایه های FRP به ترتیب ۱۲٪، ۱۱/۴۷٪ و ۱۳/۴٪ می باشد، لذا می توان نتیجه گرفت که طرح ترمیم به کار گرفته شده به خوبی می تواند ظرفیت باربری جانبی ساختمان ها را افزایش دهد.

۲- مشاهده شد که محصور کردن ستون‌ها تاثیر کمی در افزایش سختی سازه دارد. این افزایش کم سختی می‌تواند به عنوان یک مزیت ترمیم سازه‌ها با FRP به حساب آید، چرا که افزایش سختی سازه باعث جذب نیروهای لرزه‌ای بزرگتر و در نتیجه کاهش کارآمدی ترمیم می‌گردد.

۳- بعد از مقاومت تسلیم، جابجایی سازه ترمیم شده برای یک مقدار ثابت بار جانبی کمتر از سازه ابتدایی می‌باشد. یعنی در یک بار جانبی ثابت میزان جابجایی سازه حدود ۱۰۰ درصد کاهش یافت.

۴- با توجه به جابجایی‌های نهایی بزرگتر، مشاهده می‌شود که ترمیم ساختمان‌ها با FRP شکل‌پذیری جابجایی ساختمان‌ها را افزایش می‌دهد.

۵- در تعیین نقطه عملکرد به روش ATC40 ملاحظه شد که برای ساختمان‌های ۸ و ۱۲ طبقه قبل از مقاوم سازی با FRP هیچ نقطه عملکردی وجود ندارد و این ساختمان‌ها نمی‌توانند شرایط زلزله طرح را ارضا نمایند، اما همین قاب‌ها پس از مقاوم سازی ظرفیت بالاتری داشته و دارای نقطه عملکرد برای همان زلزله طرح می‌باشند. همچنین ملاحظه شد که در صورت قرارگیری سازه‌ها بر روی خاک نوع II شرایط زلزله طرح ارضا می‌شود و ساختمان‌ها قبل و بعد از مقاوم سازی دارای نقطه عملکرد هستند. در این تحقیق برای این که بهتر بتوان عملکرد سازه‌ها را قبل و بعد از ترمیم با هم مقایسه نمود طیف تقاضا متناسب با خاک نوع II نیز به نرم افزار معرفی شد و پارامترهای بدست آمده باهم مقایسه گردید. با تعیین نقطه عملکرد ملاحظه شد که ظرفیت شتاب طیفی ۱۳٪، ۴٪ و ۱۳/۴٪ به ترتیب در ساختمان‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه افزایش و جابجایی طیفی ۲۳٪، ۴۸٪ و ۲۰٪ به ترتیب در ساختمان‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه کاهش یافت. این امر دلالت بر این دارد که سازه‌های ترمیم یافته دارای ظرفیت باربری بیشتر در جابجایی کمتر می‌باشند.

۶- مشاهده شد که محصور شدگی ستون‌ها باعث هدایت نقطه شکست سازه از ستون‌ها به داخل تیرها می‌شود. در اولین گام پس از نقاط عملکرد سازه‌ها مشاهده می‌شود که قبل از مقاوم

سازی مفاصل در ستون ها تشکیل شده است. تقریباً در اکثر ستون های طبقات نیمه ابتدایی مفصل پلاستیک ایجاد شده، اما بعد از مقاوم سازی توزیع مفاصل پلاستیک بهبود یافته، به نحوی که دیگر هیچ مفصل پلاستیکی در ستون ها دیده نمی شود، و در نتیجه طبقه نرم بوجود نخواهد آمد. مفاصل پلاستیک بوجود آمده در تیرها هستند که این نشان می دهد در زمان وقوع زلزله تیرها دچار تغییرشکلهای غیرالاستیک و خرابی می شوند و در مقابل ستونها که بار قائم را تحمل می کنند دارای رفتار خطی بوده و هنگام زلزله بدون آسیب باقی می مانند و پایداری سازه کاملاً حفظ می گردد. مود خرابی از مکانیزم انهدام جانبی ستون ها به مکانیزمی تغییر می یابد که در آن میزان تغییر شکل طبقات قابل قبول بوده و رفتار تیر ضعیف - ستون قوی وجود خواهد داشت.

۷- مفاصل تشکیل شده در ساختمان های ۴ و ۱۲ طبقه پس از مقاوم سازی همگی در محدوده IO قرار دارند پس می توان گفت این ساختمان ها تامین کننده سطح عملکرد استفاده بی وقفه نیز می باشند. همچنین در ساختمان ۸ طبقه بعضی مفاصل از حد LS فراتر رفته اند که بعد از مقاوم سازی مفصلی در ناحیه فراتر از LS دیده نمی شود.

۸- مشاهده می شود که در ساختمان های بدون تقویت کمترین ضریب رفتار بدست آمده $7/63$ و بیشترین مقدار آن $8/45$ می باشد که بیانگر آن است که ساختمان های مورد بررسی در این پایان نامه طبق آیین نامه ۲۸۰۰، بین ۹ تا ۲۰ درصد در جهت اطمینان برای مقدار نیروی زلزله بیشتری طراحی می شوند. باتوجه به جدول بعد از تقویت ستون های ساختمان های موجود توسط FRP ضریب رفتار بین ۵ تا ۱۲ درصد افزایش می یابد که البته مورد انتظار هم می باشد چرا که هر چه ناحیه غیرخطی منحنی پوش آور قبل از نقطه انهدام (Δ_{max}) بیشتر باشد، سازه شکل پذیری بیشتر و ضریب رفتار بالاتری دارد.

۹- مشاهده شد که سازه هایی که به لحاظ ارتفاعی با یکدیگر متفاوت می باشند، رفتار لرزه ای متفاوتی را از خود نشان می دهند. اما با این حال آیین نامه ۲۸۰۰ تفاوتی بین سازه های دارای ارتفاع متفاوت برای تعیین نیروهای زلزله قائل نمی شود و ضریب رفتار در آیین نامه ۲۸۰۰

برای کلیه سازه ها تا ارتفاع مجاز ۵۰ متر یکسان در نظر گرفته می شود. البته این امر می تواند با توجه ضریب اطمینان بدست آمده برای سازه های کوتاه، متوسط و بلند مرتبه در این پژوهش توجیه شود، اما باز هم باید در نظر داشت که سطح ایمنی یکسانی در ساختمان های طراحی شده با ارتفاع های متفاوت نخواهیم داشت.

۱۰- در نرم افزار ABAQUS نیز نتایج حاصل از SAP تائید شد. مشاهده شد که محصور کردن ستون ها تاثیری در افزایش سختی سازه ندارد. این افزایش کم سختی می تواند به عنوان یک مزیت ترمیم سازه ها با FRP به حساب آید، چرا که افزایش سختی سازه باعث جذب نیروهای لرزه ای بزرگتر و در نتیجه کاهش کارآمدی ترمیم می گردد.

۱۱- نیروی حداکثر تحمل شده در قاب مدل شده بدون تقویت در تغییر مکان ۲۵/۵ میلیمتری اتفاق می افتد، مقادیر نیروی تحمل شده در این تغییر مکان در قاب های تقویت شده نشان داد که نیروی تحمل شده توسط قاب بتنی پس از تقویت و نیز با افزایش ضخامت لایه FRP افزایش می یابد، که این افزایش تا حداکثر ۲۷/۳٪ می باشد. میزان افزایش نیروی تحمل شده در قاب تقویت شده با الیاف کربنی نسبت به الیاف شیشه ای حدود ۴ درصد بیشتر است. تاثیر و کارایی مقاوم سازی قاب بتنی در ستون ها بیش تر از اتصالات می باشد.

۱۲- با تقویت سازه میزان جذب انرژی افزایش می یابد، مقدار افزایش انرژی اتلاف شده حداقل ۲۱٪ و حداکثر ۴۹٪ می باشد.

همانطور که ذکر شد اگرچه تحقیقات زیادی بر روی اجزای سازه ای تقویت شده با FRP انجام شده اما بسیار کمتر به قابهای بتن آرمه، که چارچوب اصلی و باربر سازه های بتن آرمه در مقابل بارهای جانبی و زلزله را تشکیل می دهند و متشکل از تیرها و ستون ها و اتصالات می باشند، پرداخته شده است. همچنین تحقیقات موجود بر نتایج آزمایشگاهی استوار بوده و کمتر به مدلسازی به وسیله نرم افزارهای کامپیوتری پرداخته شده است. لذا مطالعات محدود بر روی قاب های بهسازی شده با کامپوزیت های FRP باعث شد که در این تحقیق رفتار قاب های بتن آرمه بهسازی شده با این کامپوزیت ها و تاثیر این

مواد در بهبود عملکرد لرزه ای، شکل پذیری و ظرفیت باربری قاب ها توسط FRP را به وسیله مدلسازی کامپیوتری بررسی کنیم. در پایان ذکر این نکته حائز اهمیت است که نتایج بدست آمده برای حالت های مورد مطالعه بوده و جهت گسترش نتایج حاصل نیاز به تحلیل های بیشتر روی سازه های با پلان ها و ارتفاع های مختلف و نیز بارگذاری های گوناگون می باشد. همچنین قابل ذکر است که میانگین زمان انجام تحلیل ها توسط نرم افزار SAP یک ساعت و توسط نرم افزار آباکوس ۷ ساعت به طول انجامید و به همین دلیل امکان بارگذاری چرخه ای در نرم افزار آباکوس فراهم نگردید چرا که نیاز به کامپیوترهای با امکانات بیشتر می باشد که پیشنهاد می شود جهت بررسی دقیق تر، مدلسازی و تحلیل در کامپیوترهای قوی تر صورت گیرد. در پایان جهت انجام مطالعات تکمیلی بررسی ساختمان ها در پلان ها و طبقات متفاوت تر، وارد کردن اثر لغزش بین FRP و بتن و نیز فولاد و بتن، اعمال بارگذاری چرخه ای، و بررسی طرح های دیگر مقاوم سازی FRP پیشنهاد می گردد.

qwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwerty
uiopasdfghikl zxcvbnmqwertyuiopasd
fgh klzx
cvb m
qwe rty
uio asd
fgh klzx
cvb m
qwe rty
uio asd
fgh klzx
cvb m
qwe rty
uio asd
fgh vb

پوست

nmqwertyuiopasnmqpasdfghjklzxcv
bnmawertvuiopasdfahikl zxcvbnmaw

فصل ۶- پیوست ۱: روش‌های تحلیل سازه

همانگونه که در بخش ۲-۳ بیان شد به منظور برآورد نیروهای داخلی و تغییر شکل‌های اجزای سازه در اثر زلزله ی سطح خطر انتخاب شده، دو روش کلی تحلیل برای ارزیابی سازه و روش بهسازی آن تعریف شده است. این دو روش عبارتند از روش خطی و روش غیرخطی. هر یک از این دو روش می‌تواند به صورت استاتیکی یا دینامیکی انجام شود:

۱. روش استاتیکی خطی

۲. روش دینامیکی خطی

۳. روش استاتیکی غیرخطی

۴. روش دینامیکی غیرخطی

قابل استفاده بودن هر یک از روش‌های فوق برای تحلیل مدل سازه برحسب میزان دقت نتایج حاصل از آن تعیین می‌شود. [۳۱]

۶-۱- محدوده ی کاربرد روش‌های خطی:

محدوده ی کاربرد روش‌های خطی در این بند مشخص شده است. استفاده از روش دینامیکی خطی هنگامی مجاز است که یکی از دو شرط ۱ یا ۲ برقرار باشد:

۱. نسبت نیرو به ظرفیت (DCR) برای هر تلاش (نظیر نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی، بدون لحاظ اثرات اندرکنشی) در هر عضو اصلی که بزرگ‌ترین این نسبت، تلاش بحرانی را مشخص می‌کند، کمتر از ۲ باشد. برای تعیین DCR، ابتدا نیرو در اعضا از جمع نیروی ناشی از بارهای ثقیلی و بار ناشی از زلزله (Q_{UD}) و ظرفیت اعضا براساس مقاومت نهایی اجزای آن‌ها (Q_{CE}) سپس با استفاده از رابطه ی $DCR = Q_{UD}/Q_{CE}$ نسبت نیرو به ظرفیت تعیین می‌شود.

۲. اگر نسبت نیرو به ظرفیت حتی در یکی از اعضای اصلی بیش از ۲ باشد باید هر سه شرط زیر برقرار باشد:

۱-۲- انقطاع در سیستم باربر جانبی در صفحه و خارج از صفحه وجود نداشته باشد.

۲-۲- متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی اعضای هر طبقه بیش از ۲۵٪ با متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی یک طبقه بالاتر یا پایین تر اختلاف نداشته باشد. متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی با استفاده از نسبت وزنی مطابق رابطه ی زیر محاسبه می شود.

$$\overline{DCR} = \frac{\sum_{i=1}^n DCR_i V_i}{\sum_{i=1}^n V_i} \quad (1-6)$$

در این رابطه V_i نیروی برشی در عضو i از طبقه ی مورد نظر با فرض رفتار ارتجاعی سازه و DCR_i نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش بحرانی در عضو i و n تعداد کل اعضای طبقه ی مورد نظر می باشد.

برای ساختمانهای با دیافراگم نرم، این نسبت برای هر محور قاب باید جداگانه بررسی شود.

۲-۳- نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش بحرانی در اثر پیچش در هر عضو از طبقه بیش از ۵۰٪ با عضو واقع شده در سمت مقابل آن نسبت به مرکز پیچش اختلاف نداشته باشد. در صورتی که علاوه بر شرایط ۱ یا ۲ تمام شرایط ۳ تا ۷ نیز برقرار باشد می توان از روش استاتیکی خطی استفاده نمود.

۳. زمان تناوب اصلی ساختمان کوچکتر از $T_S \leq 3/5$ باشد، مشروط بر آنکه تعداد طبقات ساختمان از ۲۰ طبقه تجاوز نکند.

۴. تغییر ابعاد پلان در طبقات متوالی به استثنای خرپشته کمتر از ۴۰٪ باشد.

۵. حداکثر تغییرمکان جانبی در هر طبقه و در هر راستا کمتر از ۱/۵ برابر تغییرمکان متوسط آن طبقه باشد.

۶. تغییرمکان متوسط جانبی در هر طبقه، به استثنای خرپشته، کمتر از ۵۰٪ با طبقه ی بالا یا پایین آن اختلاف داشته باشد.

۷. سازه دارای سیستم باربر جانبی متعامد باشد.

نتایج حاصل از روش‌های تحلیل خطی برای ساختمانهای بسیار نامنظم ممکن است دارای خطای زیادی باشد مگر آنکه رفتار ساختمان تحت بارهای ناشی از زلزله طرح تقریباً ارتجاعی باشد. چنانچه محدودیت‌های اشاره شده شامل سازه شود نتایج حاصل از تحلیل خطی خطای زیادی نداشته و قابل استفاده است. نسبت نیرو به ظرفیت اعضا DCR به عنوان معیاری برای رفتار غیر خطی سازه و بی‌نظمی ساختمان تعریف شده است. در صورتی که DCR برای تمام اعضای سازه کوچکتر یا مساوی یک باشد سازه کاملاً خطی رفتار کرده و استفاده از روشهای خطی بدون خطای زیاد میسر است.

۶-۲ - محدوده‌ی کاربرد روشهای غیر خطی:

در صورتی که نتوان از روش‌های خطی استفاده نمود باید از روش‌های غیرخطی برای تحلیل سازه استفاده شود. در این روش‌ها نیروهای داخلی اعضا با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی آنها برآورد می‌شود.

در تحلیل استاتیکی غیرخطی باید توجه نمود، هنگامی که برش حاصل از تحلیل دینامیکی خطی در طبقه‌ای با در نظر گرفتن ۹۰٪ جرم موثر، ۳۰٪ بیشتر از برش حاصل از مود اول باشد، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی باید همراه با روش تحلیل دینامیکی خطی به کار گرفته شود. به عبارت دیگر درحالی که رفتار اجزا سازه هیستریزیس کاهنده باشد خطای روش استاتیکی غیرخطی افزایش می‌یابد. برای ساختمانهای بلند و ساختمانهایی که در آنها اثر مودهای بالا قابل توجه است در کنار این روش باید از روش تحلیل دینامیکی خطی که توزیع بار جانبی را به دقت بیشتری برآورد می‌کند استفاده شود. در این حالت معیار پذیرش باید برای هر دو روش بررسی شود با این تفاوت که برای پذیرش اعضای با رفتار کنترل شونده توسط تغییرشکل، در روش تحلیل دینامیکی خطی می‌توان ۳۳٪ تخفیف قایل شد. در تحلیل دینامیکی غیرخطی نتایج حاصل از این تحلیل باید توسط یک گروه متخصص و با تجربه در این زمینه کنترل شود.

۳-۶- تحلیل استاتیکی خطی:

فرضیات اساسی در این روش عبارتند از: ۱- رفتار مصالح خطی است؛ ۲- بارهای ناشی از زلزله ثابت (استاتیکی) است؛ ۳- کل نیروی وارد بر سازه برابر با ضربی از وزن ساختمان است.

در این روش، نیروی جانبی ناشی از زلزله به گونه ای انتخاب می شود که برش پایه ی حاصل از آن برابر نیروی برش مطابق رابطه (۳-۶) شود. مقدار برش پایه در این روش چنان انتخاب شده است که حداکثر تغییرشکل سازه با آنچه که در زلزله ی سطح خطر موردنظر پیش بینی می شود مطابقت داشته باشد. چنانچه تحت اثر بار واردشده، سازه به طور خطی رفتار کند، نیروهای به دست آمده برای اعضای سازه نیز نزدیک به مقادیر پیش بینی شده هنگام زلزله خواهند بود؛ ولی اگر سازه رفتار غیرخطی داشته باشد، نیروهای محاسبه شده از این طریق بیش از مقادیر حد جاری شدن مصالح خواهند شد. به همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه هایی که هنگام زلزله رفتار غیرخطی دارند، اصلاح می شود. در نشریه ۳۶۰ طراحی بر مبنای تغییر شکلهای می باشد زیرا معمولاً خرابی در سازه متناظر با تغییر شکلهای است. هرچند تغییر شکل ها خود متناسب با نیروها می باشند، اما پس از تسلیم مصالح یا ایجاد ترک ها به ازای افزایش نیروی کوچک، تغییر شکلهای زیادی ایجاد می گردد. لذا در محدوده غیرخطی تغییر شکل ها وضعیت سازه را بهتر از نیروها بیان می کنند. به همین جهت در این دستورالعمل در روشهای تحلیل خطی نیروهای جانبی ناشی از زلزله چنان برآورد می شوند که اگر بر مدل سازه وارد شوند تغییر شکلهای حاصل از تحلیل مدل تا حد امکان نزدیک به تغییر شکلهای واقعی ساختمان باشد. در صورتیکه رفتار سازه تحت چنین بارگذاری همچنان خطی یا نزدیک به خطی باقی بماند، نیروها و تغییر شکلهای حاصل از تحلیل نزدیک به واقعیت خواهد بود اما چنانچه رفتار مصالح غیرخطی باشد، آن گاه نیروها بیش از مقادیر واقعی برآورد می گردند.

۱-۳-۶- تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه

زمان تناوب اصلی نوسان باید به یکی از دو روش مقابل برآورد شود: ۱- استفاده از روشهای تحلیلی که مبتنی بر مشخصات دینامیکی سازه می باشد؛ ۲- استفاده از روش های تجربی ساده که مبتنی بر اندازه گیری های انجام شده در ساختمانهای موجود می باشد.

در روش تجربی زمان تناوب اصلی نوسان بر حسب ثانیه برای ساختمان با سیستم سازه ای مختلف از رابطه ی زیر محاسبه می شود:

$$T = \alpha H^{(3/4)} \quad (2-6)$$

که در آن H ارتفاع ساختمان بر حسب متر و α ضریبی است که بر حسب نوع سیستم سازه ای ساختمان به شرح زیر انتخاب می شود:

جدول ۱-۶: مقادیر ضریب α

$\alpha = 0.08$	قاب خمشی فولادی
$\alpha = 0.07$	قاب فولادی مهاربندی شده با محورهای غیرمتقارب
$\alpha = 0.07$	قاب خمشی بتنی
$\alpha = 0.05$	سایر سیستم‌های سازه‌ای (به جز ساختمان‌های بنایی)

۲-۳-۶- برآورد نیروها و تغییر شکل ها

در روش تحلیل استاتیکی خطی، نیروی جانبی ناشی از زلزله (V) به صورت ضریبی از وزن کل ساختمان (W) محاسبه می شود، این ضریب، همان شتاب طیفی ارتجاعی است. اگر نیروی جانبی بدست آمده از این طریق به سازه اعمال شود و رفتار سازه ارتجاعی خطی فرض شود، تغییر شکلهای حاصل، با آن چه که در زلزله طرح انتظار می رود برابر خواهد بود. اما در سازه های شکل پذیر رفتار سازه هنگام زلزله از محدوده ارتجاعی خطی خارج می شود. به همین جهت در این روش برای برآورد دقیق تر تغییر شکلها، نیروی افزایش داده می شود. به گونه ای که اگر مقادیر نیروی حاصل از این روش به مدل با رفتار ارتجاعی خطی C جانبی با اعمال ضرایب اعمال گردد تغییر شکلهای سازه با رفتار غیرخطی برآورد شود. هرچند به این ترتیب تغییر شکلها اصلاح می گردند اما نیروهای داخلی بیش از مقادیری

خواهند بود که در سازه با رفتار غیرخطی انتظار می‌رود. به همین جهت هنگام کنترل یا طرح اجزاء سازه با توجه به این نکته، نیروهای داخلی نیز اصلاح می‌گردند.

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \quad (3-6)$$

که در آن W وزن کل ساختمان، شامل وزن مرده ی ساختمان و درصدی از سربار زنده مطابق بخش (۲-۲) استاندارد ۲۸۰۰ ایران می‌باشد؛ S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی T است؛ C_1 ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکان های غیر ارتجاعی سیستم است که به یکی از دو روش زیر محاسبه می‌شود:

۱- با استفاده از روابط (۲-۵) و (۲-۶) با جایگزینی برش پایه ی نظیر حد رفتار ارتجاعی سازه به

جای V_y .

۲- با استفاده از رابطه (۶-۴) در صورتی که نسبت مقاومت R مطابق رابطه ی (۲-۶) معلوم نباشد.

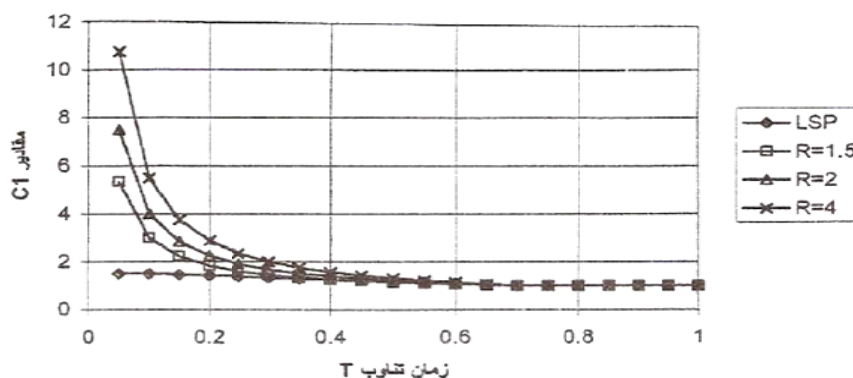
$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2} \quad (4-6)$$

در این رابطه T زمان تناوب اصلی سازه است و T_s زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه ی شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح و براساس بند ۲-۴-۳ استاندارد ۲۸۰۰ ایران به دست می‌آید.

در هر صورت مقدار C_1 نباید از ۱ کمتر و از ۱/۵ بیشتر انتخاب شود. شکل ۶-۱ مقدار C_1 را برحسب زمان تناوب اصلی سازه برای دو رابطه فوق و مقدار T_0 برابر ۰/۷ ثانیه نشان می‌دهد.

C_2 ضریب اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزای سازه را بر تغییر شکلها در رابطه (۳-۶) اعمال می‌کند. زیرا در این رابطه رفتار اجزاء سازه دو خطی و بدون افت ناشی از رفت و برگشتهای متوالی فرض شده است. به دنبال حرکات رفت و برگشتی و گسترش خرابی ها، سختی اجزای سازه کاهش یافته و مقاومت آنها افت می‌کند. مقدار آن برای تحلیل خطی یک فرض می‌شود. در سیستم های سازه ای که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند اثرات $P-\Delta$ می‌تواند موجب تشدید قابل ملاحظه تغییر شکلها

گردد. از آنجا که این اثر در تحلیل خطی مستقیماً وارد نمی گردد برای اعمال آن، ضریب C_3 در نیروهای جانبی ضرب می گردد که از روابط (۵-۶) محاسبه می شود.



شکل ۱-۶: مقدار C_1 برحسب زمان تناوب اصلی سازه

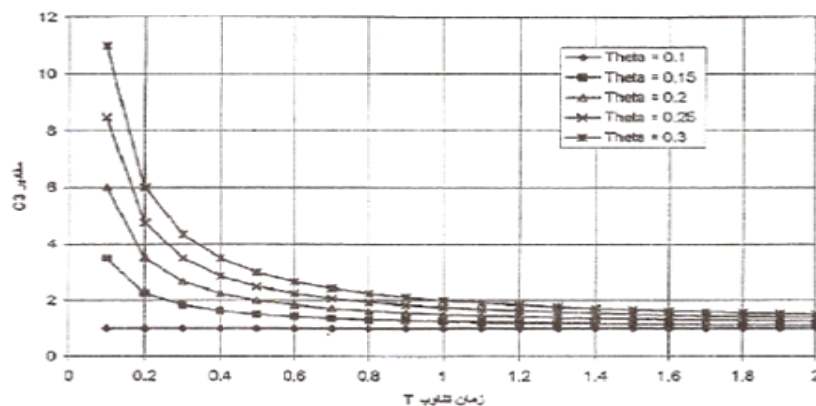
$$\theta < 0.1 \rightarrow C_3 = 1.0$$

$$\theta > 0.1 \rightarrow C_3 = 1 + 5 \frac{\theta - 0.1}{T} \quad (5-6)$$

در این رابطه، θ بزرگ ترین مقدار ضریب پایداری طبقات مختلف است که با استفاده از رابطه زیر و با سعی و خطا تعیین می شود:

$$\theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i H_i} \quad (6-6)$$

که در آن P_i بخشی از وزن سازه شامل بار مرده و بار زنده ی دائم و ۲۵٪ بار زنده ی متحرک در طبقه ی i ام می باشد؛ δ_i تغییرمکان نسبی مرکز سختی طبقه ی i ام است؛ V_i برش کل طبقه ی i ام می باشد؛ h_i ارتفاع طبقه ی i ام می باشد. حدود تغییرات مقادیر C_3 (بر حسب زمان تناوب اصلی T و ضریب پایداری θ) در شکل ۲-۶ ارائه شده است.



شکل ۲-۶: حدود تغییرات مقادیر C_3

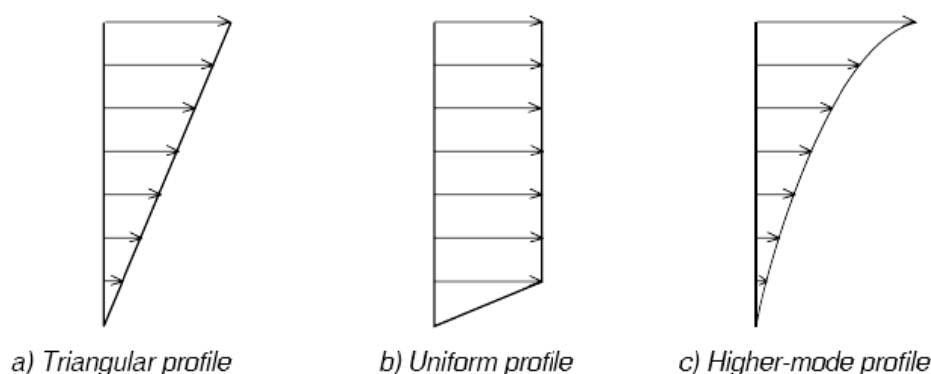
در تحلیل استاتیکی خطی فقط مود اول ارتعاش در نظر گرفته می شود و فرض می گردد تمام مودها با مود اول هم جهت بوده و اثر آنها با یکدیگر جمع می شود. لذا برش پایه محاسبه شده از این طریق قدری بزرگتر از نتایجی خواهد بود که از تحلیل دینامیکی حاصل می شود. (هر چند مود اول سهم عمده ای در پاسخ سازه دارد، اما به دلیل ارتعاش مودهای دیگر در جهت خلاف مود اول، شتاب طبقات در تمام لحظات در یک جهت نخواهند بود و اثر یکدیگر را تا حدی خنثی می کنند) و لذا ضریب C_m برای اصلاح این خطا، در رابطه محاسبه برش پایه وارد شده است. این ضریب که همواره کوچکتر از یک است و مطابق جدول ۲-۶ تعیین می شود.

جدول ۲-۶: مقادیر ضریب C_m

تعداد طبقات	قاب خمشی بتنی یا فولادی	قاب فولادی مهاربندی شده با محورهای متقارب یا غیرمتقارب	سازه با دیوار برشی	سایر سیستم های سازه ای
یک یا دو	۱	۱	۱	۱
سه و بیش تر	۰/۹	۰/۹	۰/۸	۱

۳-۳-۶- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

نحوه ی توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان در طول ارتعاشات زلزله بسیار پیچیده است . بعضی از حالت های مختلف توزیع نیروی جانبی در شکل ۳-۶ نشان داده شده است.



شکل ۳-۶: نحوه ی توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان

از نقطه نظر طراحی ، توزیع نیروی جانبی باید به گونه ای انتخاب شود که بحرانی ترین شرایط را ایجاد نماید. چنانچه سازه در محدوده رفتار ارتجاعی خطی باشد، توزیع نیروی جانبی تابع پارامترهای زیادی از

جمله محتوای فرکانسی و دامنه ارتعاشات زلزله، فرکانسها و شکل موده های سازه می باشد. اگر سازه رفتار غیرخطی داشته باشد توزیع نیروی جانبی علاوه بر پارامترهای فوق تابع تسلیم موضعی یا کلی اجزاء سازه نیز خواهد بود و به همین جهت بسیار پیچیده تر می باشد.

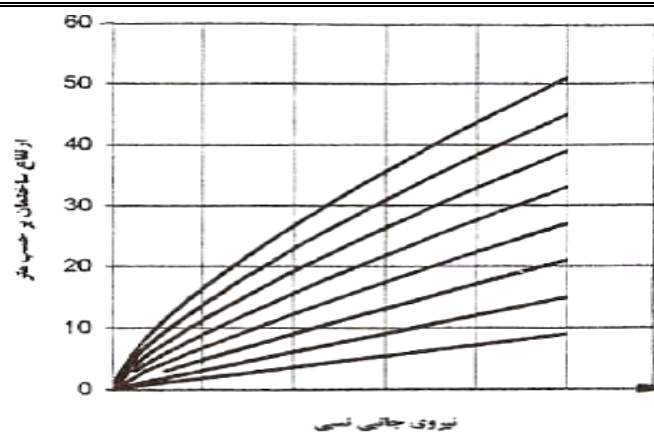
به منظور تحلیل و طراحی لازم است علیرغم پیچیدگی های فوق روش ساده و عملی برای تعیین توزیع نیروی جانبی مورد استفاده قرار گیرد به نحوی که بحرانی ترین حالت های ممکن را در بر داشته باشد. توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان برحسب نیروی برشی پایه، ارتفاع و وزن طبقات عبارت است از:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V \quad (7-6)$$

که در آن F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه ی i ام، W_i وزن طبقه ی i ام، h_i ارتفاع طبقه ی i ام از تراز پایه طبق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ ایران است و مقدار k برابر است با:

$$k = 0.5T + 0.75 \quad (8-6)$$

برای زمان تناوب اصلی کوچک تر از 0.5 ثانیه $[T \leq 0.5]$ که در آن ها مود اول ارتعاش نقش عمده دارد مقدار k برابر یک اختیار می گردد به این ترتیب توزیع نیروی جانبی به شکل مثلثی می باشد. و برای زمان تناوب اصلی بزرگ تر از 2.5 ثانیه $[T \geq 2.5]$ اثر موده های بالاتر از اول قابل توجه بوده و موجب شتابهای بزرگ در طبقات آخر ساختمان می گردد. برای آنکه توزیع نیروی جانبی با این پدیده مطابقت داشته باشد مقدار k برابر ۲ انتخاب می شود. شکل ۴-۶ توزیع نیروی جانبی را برای قاب خمشی بتنی با فرض توزیع یکنواخت جرم در ارتفاع آن نشان می دهد. همان گونه که در این شکل ملاحظه می گردد با افزایش ارتفاع ساختمان توزیع نیروی جانبی از خط مستقیم به منحنی تبدیل می گردد. همچنین با افزایش k ، نسبت لنگر واژگونی به برش پایه افزایش می یابد زیرا نقطه اثر برآیند نیروی جانبی بالاتر می رود، لذا در بعضی از اجزاء سازه مانند دیوارهای برشی بتنی که در آنها افزایش نسبت لنگر واژگونی به برش پایه ممکن است در جهت اطمینان نباشد این پدیده باید مورد توجه قرار گیرد.



شکل ۴-۶: توزیع نیروی جانبی برای قاب خمشی بتنی

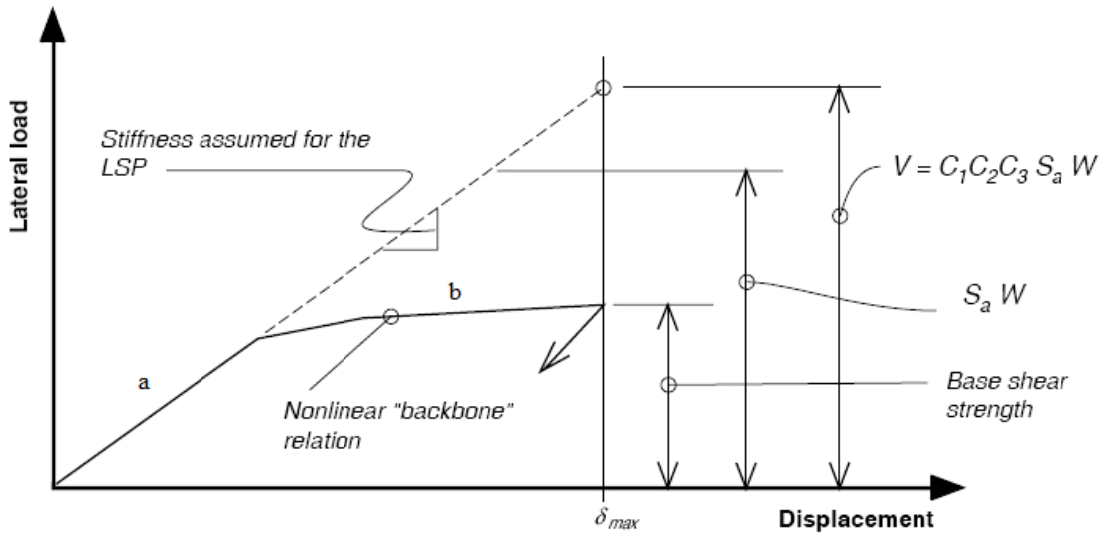
۴-۳-۶- توزیع نیروی جانبی در پلان

نیروی جانبی هر طبقه که با استفاده از رابطه ی (۶-۷) برآورد می شود باید برحسب توزیع وزن در آن طبقه و با در نظر گرفتن اثر پیچش اتفاقی توزیع شود.

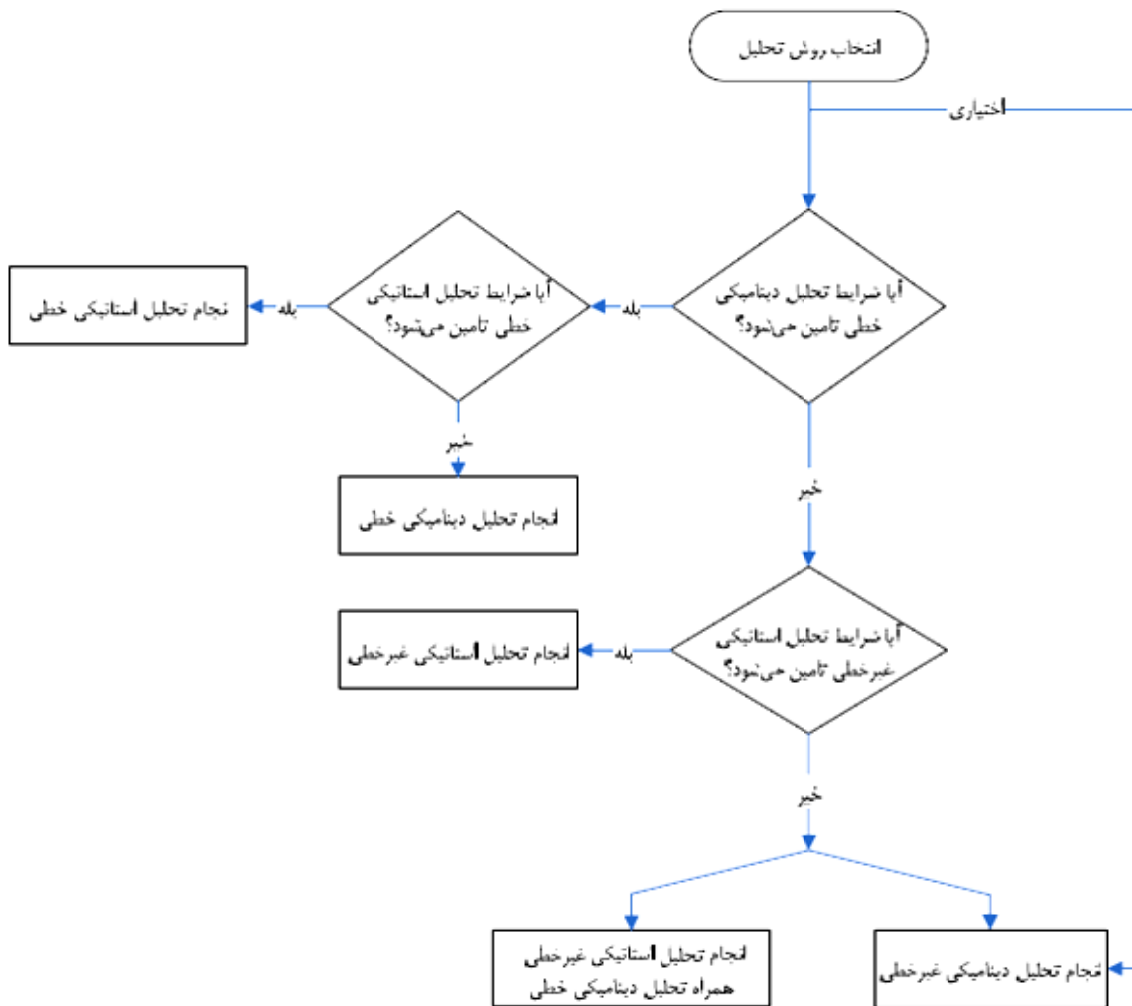
۴-۶- مقایسه روش های تحلیل:

در تحلیل با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح ، نیروها و تغییر شکلها با دقت خوبی قابل محاسبه هستند. به همین جهت تحلیل غیرخطی همواره به عنوان یک روش دقیق تر توصیه می گردد. با این حال در شرایط خاص مطابق آنچه اشاره شد، استفاده از روشهای ساده شده مانند روش تحلیل استاتیکی خطی می تواند منجر به برآورد نیروها و تغییر شکلها با دقت قابل قبول گردد. مزیت روش تحلیل خطی آن است که رابطه نیرو و تغییر شکل خطی است . بنابراین برآورد نیروها و تغییر شکلها تحت حالت های مختلف ترکیب بارها به سادگی امکان پذیر است . شکل ۶-۵ اختلاف دو روش خطی و غیر خطی را نشان می دهد. خط منحنی رفتار واقعی مصالح یا رفتار جزئی از سازه، و خط مستقیم رفتار خطی فرض شده را نشان می دهد. در محدوده مشخص شده با حرف a اختلافی بین روش خطی و غیر خطی وجود ندارد اما در محدوده b، برای آن که تغییر شکلهای حاصل از تحلیل خطی مشابه تغییر شکلهای تحلیل غیر خطی بدست آیند لازم است نیروی جانبی افزایش داده شود. به این ترتیب تغییر شکلها با دقت مطلوب محاسبه می گردند اما لازم است پیش از استفاده از نیروهای داخلی اعضا، برای کنترل یا طراحی، آن ها را به نحوی مناسب اصلاح نمود.

به طور کلی طبق توصیه نشریه ۳۶۰ برای انتخاب نوع تحلیل سازه باید مطابق شکل ۶-۶ عمل نمود.



شکل ۶-۵: اختلاف دو روش خطی و غیر خطی [۵۰]



شکل ۶-۶: انتخاب روش تحلیل سازه [۶۹]

۶-۵- معیارهای پذیرش:

پس از تحلیل سازه و برآورد نیروهای داخلی اعضا و تغییرشکل های ناشی از بارهای ثقلی و بارهای جانبی زلزله، عملکرد اجزای با توجه به معیارهای پذیرش مورد بررسی قرار می گیرد. این معیارها برحسب روش تحلیل، نوع اعضای سازه (اصلی و غیر اصلی) و رفتار آنها (کنترل شونده توسط نیرو و یا کنترل شونده توسط تغییر شکل) متفاوت می باشند.

۶-۵-۱- روش های خطی

۶-۵-۱-۱- برآورد نیروها و تغییرشکل های طراحی

الف- کنترل شونده توسط تغییرشکل

تلاش های طراحی در اعضای که رفتار آنها کنترل شونده توسط تغییرشکل است (Q_{UD})، تحت ترکیب آثار زیر محاسبه می شوند:

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (۹-۶)$$

که در آن Q_G تلاش های ناشی از بارهای ثقلی، Q_E تلاش های ناشی از نیروی زلزله که محاسبه می شوند و Q_{UD} ترکیب تلاشهای ناشی از بارهای ثقلی و زلزله می باشد.

با استفاده از این رابطه که برحسب نیرو تنظیم شده است برای اعضای که رفتار آنها کنترل شونده توسط تغییر شکل است نیروها بیش از ظرفیت اعضا برآورد می گردد زیرا در تحلیل خطی، رفتار غیر خطی اعضا در نظر گرفته نشده است. به همین جهت در معیار پذیرش ضریب m برای اعمال اثر رفتار غیرخطی بر روی نیروها منظور شده است.

ب- کنترل شونده توسط نیرو

تلاش های طراحی در اعضای که رفتار آنها کنترل شونده توسط نیرو است Q_{UF} باید به یکی از سه روش زیر تعیین شود:

۱- حداکثر تلاشی که توسط سازه می تواند به عضو وارد شود.

۲- حداکثر تلاشی که با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه می تواند در عضو ایجاد شود.

۳- تلاشهای حاصل از ترکیب تلاش های Q_G و Q_E مطابق رابطه (۶-۱۰)

$$Q_{UD} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J} \quad (۶-۱۰)$$

در رابطه فوق، J ضریب کاهش بار است و برابر کوچک ترین مقدار DCR اعضایی که بار را به عضو مورد نظر منتقل می کنند، اختیار می شود. به عنوان یک روش دیگر می توان مقدار J را برابر $2/0$ در مناطق زلزله خیز با خطر نسبی بسیار زیاد و زیاد، $1/5$ در مناطق با خطر نسبی متوسط و $1/0$ در مناطق با خطر نسبی کم اختیار نمود. در صورتی که اعضایی که بار را به عضو مورد نظر منتقل می کنند از تجاعی خطی باقی بمانند، J برابر $1/0$ انتخاب شده و همچنین برای سطح عملکرد قابلیت استفاده ی بی وقفه نیز J برابر $1/0$ می باشد. ضرائب C مطابق بخش ۲-۳-۵-۲ تعریف می شوند.

در نقاطی از اعضا که رفتار آنها کنترل شونده توسط نیرو است نیروهای حاصل از تحلیل نباید بیش از ظرفیت اعضا باشد، برای این منظور باید مکانیزم رفتار غیرخطی برای سازه در نظر گرفته شود و براساس آن نیروهای داخلی اعضای مورد نظر محاسبه شود. در صورتیکه مکانیزم رفتار غیرخطی درست انتخاب نشده باشد نیروهای داخلی حاصل از آن نیز بزرگتر از مقدار واقعی خواهند بود.

برای حالت های بسیاری می توان حداکثر نیروی داخلی اعضا را برحسب ظرفیت اعضای متصل به آنها محاسبه نمود اما در صورتیکه چنین تحلیلی امکان پذیر نباشد یا رفتار سازه از محدوده خطی خیلی خارج نشده باشد، (تعیین مکانیزم رفتار غیرخطی برای سازه ممکن نباشد یا مشکل باشد) می توان با استفاده از رابطه (۶-۱۰) نیروهای داخلی اعضا را محاسبه نمود.

برای برآورد تغییر شکلهای غیرخطی با استفاده از تحلیل خطی، ضریب C_1 در نیروهای جانبی زلزله ضرب شده است. به این ترتیب نیروهای جانبی به طور مجازی بزرگتر انتخاب می شوند تا تغییر شکلهای واقعی هنگام زلزله طرح نزدیک شود. اما به این ترتیب نیروها به طور غیر واقعی بزرگتر بدست می آیند در حالیکه به دلیل رفتار غیرخطی سازه معمولاً نیروهای جانبی زلزله

کاهش می یابند به همین جهت در رابطه (۶-۱۰) عکس ضریب C_1 برای واقعی شدن نیروها اعمال شده است.

به طور مشابه ضرایب C_2 و C_3 که برای اعمال اثر شکل رفتار هیستریزیس و اثرات $P-\Delta$ بر افزایش تغییر شکلها، مشابه C_1 در نیروهای جانبی ضرب شده اند به همین دلیل در رابطه (۶-۱۰) عکس ضرایب C_2 و C_3 برای واقعی شدن نیروها اعمال شده است.

۶-۱-۵-۲- معیارهای پذیرش برای روش های خطی

الف- کنترل شونده توسط تغییر شکل

تلاش ها در اعضای اصلی و غیر اصلی که کنترل شونده توسط تغییر شکل هستند باید رابطه (۶-۱۱) را ارضا نمایند:

$$mKQ_{CE} \geq Q_{UD} \quad (۱۱-۶)$$

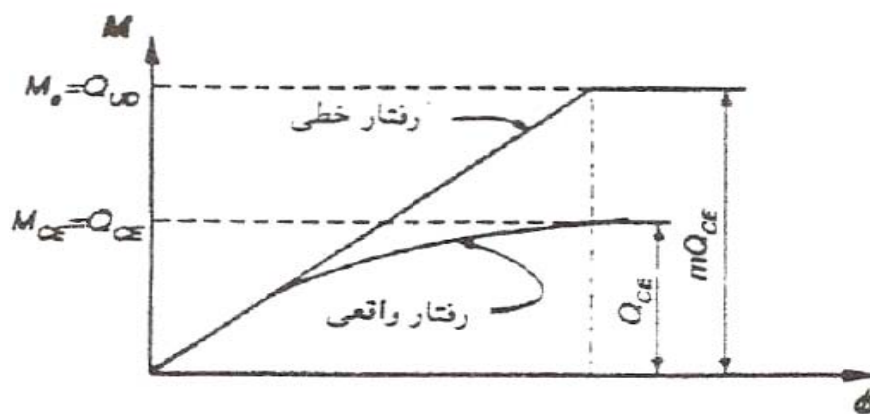
در این رابطه، m ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو بوده و K ضریب آگاهی از جزییات و مشخصات سازه (طبق جدول ۶-۳) و Q_{CE} ظرفیت مورد انتظار عضو با در نظر گرفتن کلیه ی تلاش هایی که همزمان بر عضو وارد می شوند، می باشند.

جدول ۶-۳: مقادیر ضریب آگاهی

ویژه		مطلوب یا پایین تر		هدف بهسازی
جامع	متعارف	متعارف	حداقل	سطح اطلاعات
هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل	تحلیل خطی	نوع تحلیل
۱	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	ضریب آگاهی K

در روشهای تحلیل خطی، مدل سازه با رفتار ارتجاعی خطی تحت بارهای جانبی قرار داده می شود. مقدار بارهای جانبی چنان انتخاب می شود که تغییر شکل سازه با آنچه که در زلزله طرح پیش بینی می شود برابر شود. در این صورت نیروهای داخلی نیز با نیروهای هنگام زلزله طرح برابر خواهند بود اما چنانچه رفتار سازه هنگام زلزله غیرخطی باشد، که معمولاً نیز چنین است، آنگاه نیروهای حاصل از تحلیل، بیش از نیروها هنگام زلزله خواهد شد. مقدار اختلاف بستگی به میزان غیرخطی شدن

اعضا دارد. به همین جهت در رابطه (۶-۱۱) برای مقایسه نیروهای داخلی با ظرفیت عضو ضریب m وارد شده است. شکل ۶-۷ رفتار یک عضو کنترل شونده توسط تغییر شکل را نشان می دهد. در این شکل نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه با رفتار غیرخطی مطابق خط مستقیم می باشد. اما رفتار غیرخطی سازه مطابق خط منحنی است به همین جهت برای مقایسه نیرو و ظرفیت، به طور مجازی ظرفیت اعضا در ضریب m ضرب می شود.



شکل ۶-۷: رفتار عضو کنترل شونده توسط تغییر شکل

همچنین ظرفیت شکل پذیری تمام اعضای غیراصولی که در مدل سازی خطی حذف شده اند باید با تغییر شکل های ایجاد شده در سازه مقایسه شود. برای این منظور نیز لازم است از رابطه (۶-۱۱) استفاده شود.

ب- کنترل شونده توسط نیرو

تلاش ها در اعضای اصلی و غیراصولی که کنترل شونده توسط نیرو هستند، باید رابطه (۶-۱۲) را ارضا نمایند.

$$\kappa Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (۶-۱۲)$$

که در آن Q_{CL} کرانه ی پایین مقاومت عضو با در نظر گرفتن کلیه ی تلاشهایی که همزمان به هر عضو وارد می شوند.

ضریب m از آن جهت در محاسبات وارد نمی شود که در این نقاط رفتار غیرخطی انتظار نمی رود. همچنین تمام اعضای غیراصولی که در مدل سازی خطی حذف شده اند باید مورد بررسی قرار گیرند.

برای این منظور تغییر شکل های ناشی از تحلیل مدل به اجزای غیر اصلی تحمیل شده و آثار آن مورد بررسی قرار می گیرد.

۶-۵-۲- روش های غیر خطی

۶-۵-۲-۱- برآورد نیروها و تغییر شکل های طراحی

در روش های غیرخطی نیروها و تغییر مکان های حداکثر در هر عضو با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه محاسبه می شوند. در روشهای غیرخطی نیروها و تغییر شکل ها مستقیماً از تحلیل مدل سازه محاسبه می شوند لذا نیازی به اصلاح آنها مانند آنچه که برای روشهای خطی انجام می شود نیست.

۶-۵-۲-۲- معیارهای پذیرش برای روش های غیرخطی

در روش های غیرخطی نیروها و تغییر شکلهای مستقیماً از تحلیل مدل سازه محاسبه می شوند. ظرفیت اعضا نیز بر حسب سطح عملکرد مورد نظر تعیین می شود.

الف- کنترل شونده توسط تغییر شکل

در اعضای اصلی و غیر اصلی که کنترل شونده توسط تغییر شکل هستند نباید تغییر شکل های حاصل از تحلیل غیرخطی بیش از ظرفیت آن ها باشد. برای این منظور ظرفیت تغییر شکل اعضا باید با در نظر گرفتن کلیه تلاش هایی که همزمان بر عضو وارد می شود، برآورد شود. در این حالت برش پایه ی نظیر تغییر مکان هدف (V_t) نباید کم تر از ۸۰٪ برش تسلیم موثر سازه (V_y) باشد. تلاش های اعضای اصلی و غیر اصلی بر حسب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای غیر اصلی کنترل شوند. به عبارت دیگر معیار پذیرش برای اعضای اصلی و غیر اصلی یکسان است. اما در صورتیکه از روش ساده شده تحلیل استاتیکی غیر خطی استفاده شده باشد به دلیل ساده سازی در تحلیل، معیار پذیرش برای اعضای اصلی سازه محدودتر می باشد به همین جهت تلاش های این اعضا بر حسب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای اصلی کنترل شوند و بر اعضای غیر اصلی بر حسب سطح عملکرد مورد نظر برای

ساختمان، تلاش‌ها با دید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصولی کنترل شوند. در روابط کنترلی این اعضا بایستی ضریب آگاهی بر طبق جدول ۳-۶ به تغییر شکل‌های حاصل اعمال شوند.

ب- تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو

در اعضای اصلی و غیراصولی کنترل شونده توسط نیرو باید نیروهای طراحی کوچک‌تر از کرانه‌ی پایین مقاومت اعضا با در نظر گرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که هم‌زمان بر عضو وارد می‌شوند باشد. در روابط کنترلی این اعضا بایستی ضریب آگاهی بر طبق جدول ۳-۶ به کرانه‌ی پایین مقاومت اعمال شود.

۶-۶- نرم افزارهای تحلیل غیر خطی سازه‌ها

در سال‌های اخیر تحلیل استاتیکی پوش‌آور که در بهسازی و مقاوم‌سازی سازه‌ها کاربرد دارد مورد توجه متخصصان سازه و زلزله قرار گرفته است. در بین نرم‌افزارهای مربوط به تحلیل لرزه‌ای غیر خطی سازه‌ها، نرم‌افزارهای سری DRAIN، مانند DRAIN BUILDING، DRAIN3DX و DRAIN2DX که برای مقاصد کاربردی و تحقیقاتی بسیار کارا هستند، در بین این کلاس از نرم‌افزارها بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرند. از دیگر نرم‌افزارهای این حیطه می‌توان به IDRAC، SEISMOSTRUCT، PERFORM و... اشاره کرد. IDRAC برای تحلیل خسارت (DamageAnalysis) در سازه‌های بتن آرمه به وسیله دانشگاه Buffalo طراحی شده است. این نرم‌افزار برای تحلیل غیر خطی در سازه‌های فلزی نیز مناسب است.

در ایران با توجه به مباحث مطرح شده در حیطه مقاوم‌سازی و بهسازی همچنین آشنایی اکثر مهندسين ایرانی با نرم‌افزارهای SAP2000 و ETABS اکثر تحلیل‌های مربوط به بهسازی سازه‌ها با استفاده از این دو نرم‌افزار انجام می‌شود. با توجه به امکانات بسیار مناسب قرار داده شده در SAP2000 و ETABS برای تحلیل استاتیکی غیر خطی و همچنین وجود پیش‌فرض‌های مناسب جهت معرفی مشخصات مفاصل بر اساس معیارهای FEMA356، نرم‌افزار SAP2000 در مقایسه با خانواده نرم‌افزارهای DRAIN و PERFORM بیشتر مورد توجه جامعه مهندسين کشور قرار گرفته است.

فصل ۷- پیوست ۲: محاسبه ضرایب رفتار به روش شکل پذیری یوانگ

در این روش ضریب رفتار با استفاده از رابطه (۷-۱) محاسبه می شود: [۷۰ و ۷۱]

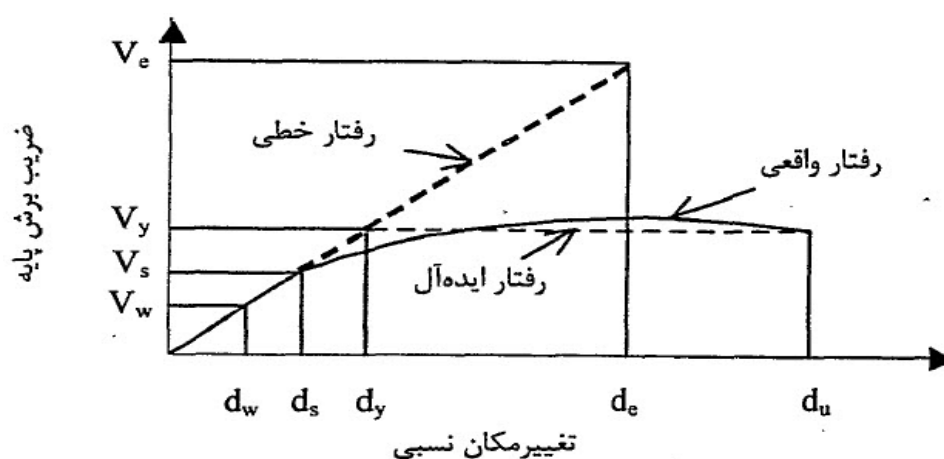
$$R_w = R_\mu \times R_s \times Y \quad (۷-۱)$$

که در آن R_μ ضریب رفتار ناشی از شکل پذیری، R_s ضریب مقاومت افزون و Y ضریب اطمینان طراحی است.

۷-۱- ضریب رفتار ناشی از شکل پذیری R_μ

کاهش نیروی الاستیک V_e تا تراز V_y که به واسطه اتلاف انرژی ناشی از تغییر شکل های پلاستیک حاصل می شود به وسیله ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری R_μ انجام می گیرد.

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (۷-۲)$$



شکل ۷۷-۱: منحنی پاسخ کلی سازه در حالت الاستیک و غیر الاستیک

۷-۲- ضریب مقاومت افزون $R_s(\Omega)$

با در نظر گرفتن این که مقاومت جانبی یک سازه معمولا بیش از مقاومت جانبی طرح شده برای آن است، نیروی حد تسلیم V_y به نیروی حد تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه V_s (نیروی طرح

آیین نامه ها بر مبنای مقاومت نهایی) کاهش پیدا می کند. مقاومت ذخیره شده در سازه از حد تشکیل اولین مفصل تا حد تسلیم، اضافه مقاومت و نسبت این دو نیرو ضریب اضافه مقاومت نامیده می شود:

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \quad (3-7)$$

در سازه های با تناوب کوتاه، تاثیر شکل پذیری اندک بوده و در عوض ضریب اضافه مقاومت دارای اهمیت بیشتری می باشد. عوامل موثر بر ضریب اضافه مقاومت عبارتند از:

- اضافه تنش حد تسلیم واقعی مصالح به تنش جاری شدن شدن اسمی
 - اضافه مقاومت ناشی از سخت شوندگی کرنشی مصالح
 - اثر اجزای غیر سازه ای در باربری
 - اضافه ابعاد مقطع اعضای سازه به دلیل تیپ بندی اجرایی
 - اضافه مقاومت موجود به دلیل باز توزیع نیروهای داخلی المانها در محدوده غیر ارتجاعی به علت وجود درجات نامعینی سازه
- با توجه به تعدد عوامل موثر بر اضافه مقاومت، مقدار اضافه مقاومت موجود در سازه های مختلف بسیار متغیر می باشد. رابطه کمی زیر برای Ω پیشنهاد شده است: [۷۲]

$$\Omega = \Omega_0 f_1 f_2 f_3 \dots \quad (4-7)$$

- در این رابطه Ω_0 ضریب اضافه مقاومت اسمی بوده و مقدار آن از ۱ الی ۳ متغیر می باشد.
- f_1 نسبت تنش تسلیم واقعی به تنش تسلیم اسمی است که مقداری برابر ۱/۰۵ برای آن توصیه می گردد.
- f_2 اثر سرعت بارگذاری در افزایش تنش تسلیم می باشد که مقداری برابر ۱/۱ برای آن توصیه می گردد.
- f_3 بیانگر تاثیر اجزای غیر سازه ای است.

۳-۷ - ضریب اطمینان طراحی

در آیین نامه های طراحی، برای افزایش اطمینان از مقاومت سازه، ضریب اطمینان در نظر گرفته می شود که به صورت افزایش بار (اعمال ضریب بار)، کاهش مقاومت (تنش مجاز) و یا هر دو مورد، در

طراحی سازه ها اعمال می شود. اما در طراحی سازه ها در برابر زلزله با توجه به سطح بالای نیروی زلزله، ضریب اطمینان اعمال نمی شود و سازه ها به گونه ای طراحی می شوند که تحت سطح بار تعریف شده به حداکثر مقاومت خود برسند. برای همسان سازی طراحی سازه ها در برابر بارهای لرزه ای و غیرلرزه ای، ضریب اطمینان برای طراحی بار زلزله نیز اعمال می گردد ولی برای حذف آن برای بارهای لرزه ای، مقدار نیروی زلزله در مرحله اعمال به سازه بر ضریب اطمینان (Y) تقسیم می شود. در آیین نامه های بارگذاری این ضریب در ضریب رفتار مستتر می شود و اثر آن در مقدار ضریب رفتار منظور می شود. مقادیرهای ضریب اطمینان ممکن است در آیین نامه های متفاوت متفاوت باشد ولی این تفاوت چندان معنی دار نیست.

$$Y = \frac{V_s}{V_w} \quad (5-7)$$

واضح است چنان چه برای طراحی از روش مقاومت نهایی استفاده شده باشد مقدار ضریب تنش مجاز برابر واحد خواهد بود.

فصل ۸ - پیوست ۳: آشنایی با سطوح بهسازی

۸-۱- مقدمه

به زبان ساده هدف از بهسازی لرزه ای ساختمان این است که اعضای سازه ای و ملحقات غیر سازه ای به گونه ای تقویت شوند که در صورت وقوع زلزله، آسیب های کمتری به این اجزا وارد شود. نویسندگان آیین نامه های FEMA و ATC با توجه به اهمیت ساختمان و کارایی آن بعد از وقوع زمین لرزه، آسیب های احتمالی را تقسیم بندی و سطوح بهسازی را بر این اساس تعریف کرده اند. این آیین نامه ها کل ساختمان را به دو گروه اجزای سازه ای و اجزای غیر سازه ای تقسیم بندی کرده و برای هر کدام از اجزای سازه ای و غیر سازه ای یک سری معیارها از سطح کارکرد کامل تا خرابی های زیاد، برای یک زلزله با دوره بازگشت معین در نظر گرفته اند. به عنوان مثال برای ساختمان هایی که بعد از زلزله باید سرویس دهی خود را کاملاً حفظ کنند بالاترین سطح بهسازی و برای ساختمان هایی که بعد از زلزله نباید دچار فرو ریزش شود پایین ترین سطح بهسازی را تعریف کرده اند. در بالاترین سطح بهسازی، اجزای سازه ای و غیر سازه ای نباید دچار خسارت و خرابی شوند یا اگر احتمالاً خرابی در این اجزا بوجود آید، بتوان آن ها را سریعاً به قابلیت سرویس دهی کامل رساند. در پایین ترین سطح بهسازی، اجزای سازه ای می توانند به حد گسیختگی برسند و تغییر شکل های ماندگار در سازه بوجود آید و اجزای غیر سازه ای نیز دیگر کارایی نداشته باشند ولی اسکلت ساختمان باید حفظ شود، به گونه ای که افراد بتوانند از ساختمان خارج شوند و خسارت جانی به بار نیاید. بقیه سطوح معرفی شده در این آیین نامه ها در بین این دو سطح قرار دارند. [۱، ۴۹]

با توجه به نظر کارفرما و انتظاراتی که از عملکرد ساختمان بعد از زلزله می رود، برای مهندس بهساز مشخص می شود که به عنوان مثال اجزای سازه ای و غیر سازه ای باید تا چه حد دچار خرابی شوند و تا چه حد کارایی خود را حفظ کنند. طراحی و بهسازی در FEMA و دستورالعمل بهسازی بر مبنای سطوح عملکرد است، ولی طراحی بر اساس سطوح عملکرد روشی جدید است که هنوز بسیاری با

آن آشنا نیستند. به همین دلیل لازم است برای انتخاب مناسب هدف بهسازی، طراح آشنایی کامل با سطوح مختلف عملکرد (Performance Level) ساختمان داشته باشد و کارفرما را نیز با این مبانی آشنا کند تا در هماهنگی با صاحب ساختمان سطح عملکرد مورد نظر را انتخاب کند.

در FEMA356&273 سطوح بهسازی نسبت به دستورالعمل و تفسیر دستورالعمل بهسازی به صورت واضح تری تشریح شده است، همچنین سطوح بهسازی این دو در بعضی موارد مقداری با یکدیگر متفاوتند، به همین دلیل سطوح بهسازی معرفی شده در FEMA356&273 و دستورالعمل و تفسیر دستورالعمل بهسازی در این بخش به طور کامل معرفی شده و با یکدیگر مقایسه می گردد. [۱،۳،۴۹، ۵۰]

۸-۲- سطوح بهسازی بر اساس دستورالعمل و تفسیر دستورالعمل بهسازی (نشریه

۳۶۰)

برنامه ریزی مطالعاتی برای شناخت وضع موجود ساختمان بر اساس هدف بهسازی تعیین شده، صورت می گیرد. هدف بهسازی که میزان دقت و گستره ی مطالعات تحلیلی را تعیین می کند، بر اساس سطح خطر و سطح عملکرد ساختمان تعیین می شود مشاور باید در پیشنهاد هدف بهسازی، نظیر موارد زیر را مد نظر قرار دهد:

۱- کاربری ساختمان؛

۲- میزان اهمیت ساختمان؛

۳- عمر باقیمانده ی مورد انتظار ساختمان؛

۴- وضعیت، کیفیت و میزان اهمیت اجزای غیرسازه ای؛

۵- ملاحظات اقتصادی و اجتماعی و خواسته های کارفرما.

تعیین هدف بهسازی شامل انتخاب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان تحت زلزله در سطح خطر مشخص (جدول ۸-۱) می باشد و مطابق یکی از گزینه های زیر انتخاب می شود:

الف - بهسازی مبنا

ب - بهسازی مطلوب

ج - بهسازی ویژه

د - بهسازی محدود

ت - بهسازی موضعی

جدول ۸-۱: سطوح خطر زلزله

دوره بازگشت	احتمال وقوع زلزله
۷۲	۵۰ درصد در ۵۰ سال
۲۲۵	۲۰ درصد در ۵۰ سال
۴۷۵	۱۰ درصد در ۵۰ سال
۲۴۷۵	۲ درصد در ۵۰ سال

سطوح بهسازی بر اساس دستورالعمل و تفسیر دستورالعمل بهسازی به طور خلاصه در جدول زیر آورده شده است. بر اساس دستورالعمل بهسازی سطح بهسازی انتخابی باید ضوابط این جدول را تامین کند.

جدول ۸-۲: سطوح بهسازی [۳]

سطح عملکرد ساختمان				سطح خطر زلزله
خدمت رسانی بی وقفه (A-۱)	قابلیت استفاده بی وقفه (B-۱)	ایمنی جانی (C-۳)	آستانه فروریزش (E-۵)	
a	b	c	d	۵۰ درصد در ۵۰ سال
e	f	g	h	۲۰ درصد در ۵۰ سال
i	j	k	l	۱۰ درصد در ۵۰ سال (سطح خطر ۱)
m	n	o	p	۲ درصد در ۵۰ سال (سطح خطر ۲)

در بهسازی مبنا باید سطح عملکرد k و در بهسازی مطلوب باید سطوح عملکرد k و p هر دو باهم تامین گردد. در بهسازی ویژه باید سطوح عملکرد k و p هر دو باهم بعلاوه یکی از سطوح a, e, I, b, f, j, n, تامین گردد. (تامین یکی از سطوح o و n و m به تنهایی نیز بهسازی ویژه محسوب می گردد)، در بهسازی محدود سطح عملکرد p می تواند به طور جداگانه تامین گردد. (تامین سطوح عملکرد l و h و d و g و c متناظر با بهسازی محدود می باشد).

۸-۲-۱- بهسازی مبنا

بر اساس دستورالعمل بهسازی در بهسازی مبنا انتظار می رود در زلزله «سطح خطر ۱» ایمنی جانی ساکنین تأمین شود.

بر اساس تفسیر دستورالعمل بهسازی، در بهسازی مبنا هدف ارتقای عملکرد ساختمان به حداقل مورد قبول بر اساس آیین نامه های طرح ساختمان ها در برابر زلزله است و انتظار می رود میزان خرابی و خسارت جانی در ساختمان بهسازی شده مطابق این بند، قدری بیش از ساختمانهای جدید باشد که براساس آئین نامه های زلزله و با کیفیت خوب اجرا می شوند.

۸-۲-۲- بهسازی مطلوب

بر اساس دستورالعمل بهسازی در بهسازی مطلوب انتظار می رود که هدف بهسازی مبنا تأمین شده و علاوه بر آن تحت زلزله ی «سطح خطر ۲» ساختمان فرونریزد.

بر اساس تفسیر دستورالعمل بهسازی، در بهسازی مطلوب دو سطح عملکرد برای ساختمان در نظر گرفته می شود در زلزله «سطح خطر ۱» ایمنی جانی ساکنین تأمین شود و در زلزله شدید «سطح خطر ۲» ساختمان فرونریزد. در این حالت عملکرد ساختمان تحت زلزله شدید نیز باید بررسی شود.

۸-۲-۳- بهسازی ویژه

بر اساس دستورالعمل بهسازی، در بهسازی ویژه، نسبت به بهسازی مطلوب عملکرد بالاتری برای ساختمان مدنظر قرار می گیرد. بدین منظور سطح عملکرد بالاتری برای ساختمان تحت همان سطوح خطر زلزله ی مورد استفاده در بهسازی مطلوب در نظر گرفته شده یا با حفظ سطح عملکرد مشابه با بهسازی مطلوب، سطوح خطر زلزله ی بالاتری در نظر گرفته می شود.

بر اساس تفسیر دستورالعمل بهسازی، در بهسازی ویژه یک یا چند سطح عملکرد مختلف در نظر گرفته می شود. این سطوح عملکرد بنا بر نوع کاربری ساختمان و درجه اهمیت آنها انتخاب می شود، بطور مثال برای ساختمانهای مهم مانند بیمارستانها، نیروگاه ها و غیره هنگام زلزله عملکرد بهتری نسبت به ساختمانهای عادی در نظر گرفته می شود زیرا لازم است در این گونه ساختمانها پس از زلزله، قابلیت

استفاده بدون وقفه فراهم باشد. برای رسیدن به این هدف باید سطوح عملکرد بالاتری نسبت به هدف بهسازی مبنا و مطلوب برای ساختمان در نظر گرفته شود.

۸-۲-۴- بهسازی محدود

بر اساس دستورالعمل بهسازی، در بهسازی محدود عملکرد پایین تری از بهسازی مبنا در نظر گرفته می شود، به گونه ای که حداقل یکی از اهداف زیر برآورده شود:

۱- تحت زلزله ای خفیفتر از زلزله ی "سطح خطر-۱"، ایمنی جانی ساکنین تامین شود (سطح عملکرد C-3).

۲- تحت زلزله ای برابر یا خفیفتر از زلزله ی "سطح خطر-۱"، سطوح عملکردی C-4، D-4، E-4، C-5، D-5، E-5 یا E-6 تامین گردد.

بر اساس تفسیر دستورالعمل بهسازی، در صورتیکه به دلیل محدودیتهای مالی یا اجرایی امکان بهسازی مبنا میسر نباشد ممکن است بهسازی در سطح عملکرد پائین تری در نظر گرفته شود. یا برای سطح عملکرد مورد نظر زلزله ضعیف تری انتخاب شود.

۸-۲-۵- بهسازی موضعی

بر اساس دستورالعمل بهسازی، بهسازی موضعی بخشی از یک طرح بهسازی کلی می باشد که به دلایلی در شرایط موجود فقط بخشی از آن اجرا می شود. در این حالت، بهسازی باید به گونه ای پیش بینی و اجرا شود که هدف بهسازی بخش های دیگر در مراحل بعدی برآورده شود. بهسازی موضعی باید با توجه به موارد زیر انجام شود:

۱- بهسازی موضعی ساختمان نباید منجر به پایین آمدن سطح عملکرد قبلی ساختمان موجود شود و باعث افزایش نیروهای ناشی از زلزله در اعضای که وضعیت بحرانی دارند، نشود.

۲- بهسازی موضعی نباید منجر به نامنظم شدن یا افزایش نامنظمی ساختمان شود.

بر اساس تفسیر دستورالعمل بهسازی، در صورتیکه به دلیل محدودیتهای مالی یا اجرایی امکان بهسازی تمام ساختمان میسر نباشد ممکن است عملیات بهسازی در چند مرحله انجام شود در آن صورت بهسازی

در هر مرحله نباید اختلالی در سطح عملکرد کل ساختمان یا ادامه عملیات بهسازی ایجاد نماید. بهسازی موضعی در هر مرحله ممکن است در سطح مبنا، مطلوب، ویژه یا محدود انجام شود.

۳-۸ - سطوح بهسازی بر اساس FEMA356 & 273:

سطوح بهسازی بر اساس FEMA356 & 273 به طور خلاصه در جدول ۳-۸ آورده شده است.

جدول ۳-۸: سطوح بهسازی [۵۰]

		Building Performance Levels			
		Operational Performance Level (1-A)	Immediate Occupancy Performance Level (1-B)	Life Safety Performance Level (3-C)	Collapse Prevention Performance Level (5-E)
Earthquake Hazard Level	50%/50 year	a	b	c	d
	20%/50 year	e	f	g	h
	BSE-1 (~10%/50 year)	i	j	k	l
	BSE-2 (~2%/50 year)	m	n	o	p

بر اساس FEMA356 سطح بهسازی انتخابی باید ضوابط این جدول را تامین کند.

۳-۸-۱ - هدف ایمنی پایه^۱

$$k + p = \text{BSO}$$

^۱ Basic Safety Objective

بر اساس FEMA356 ساختمان هایی که برای سطح BSO طراحی می شوند در مجموع در زلزله های احتمالی دارای ریسک کمتری برای سطح عملکرد ایمنی جانی اند. انتظار می رود ساختمان هایی که برای این سطح عملکرد طراحی می شوند، در زلزله های با شدت متوسط دچار خرابی های محدود و در زلزله های متناوب با شدت زیاد دچار خرابی های بسیار زیاد و ضررهای مالی قابل توجه شوند. سطح خرابی ها و ضررهای اقتصادی ساختمان هایی که برای سطح BSO بهسازی می شوند احتمالاً از ساختمان های جدیدی که طراحی و ساخته می شوند بیش تر خواهد بود. بر اساس FEMA356 برای بهسازی در سطح BSO باید دو سطح عملکرد زیر کنترل شود:

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی (C-3) برای زلزله سطح خطر BSE-1

۲- سطح عملکرد آستانه فروریزش برای زلزله سطح خطر BSE-2

بر اساس FEMA273 ساختمان هایی که بر اساس ضوابط و معیار های Uniform Building Code (ICBO1994) برای مناطق لرزه ای ۳ و ۴، یا National Building Code (BOCA1993) و Standard Building Code (SBCC1994) برای مناطق لرزه ای D و E طراحی و ساخته شده اند می توانند معیارهای سطح BSO را تامین کنند. همچنین پیش بینی می شود ساختمان هایی که بر اساس ضوابط طرح لرزه ای NEHRP (BSSC1997) ساخته شده اند بدون توجه به منطقه لرزه ای که برای آن طراحی شده اند، سطح BSO را تامین کنند.

۸-۳-۲- اهداف بهسازی توسعه یافته^۱

k + p + any of a, e, i, m; b, f, j, or n = enhanced objective

o = enhanced objective

¹ Enhanced Rehabilitation Objectives

بر اساس FEMA356 سطحی از بهسازی که باعث می شود ساختمان عملکردی بالاتر از سطح BSO داشته باشد سطح ERO نامیده می شود. برای بهسازی یک ساختمان و رسیدن به سطح عملکردی بالاتر از سطح BSO یا همان سطح ERO باید به یکی از دو روش زیر یا ترکیبی از این دو اقدام شود:

۱- طراحی ساختمان برای سطحی بالاتر از BSO در زلزله سطح خطر BSE-1 یا BSE-2 یا هر دو.

۲- طراحی ساختمان در سطح BSO برای زلزله ای با سطح خطر بالاتر از BSE-1 یا BSE-2 یا هر دو.

بر اساس FEMA273 سطح ERO برای بهسازی لرزه ای سطوحی از اطمینان که بالاتر از سطح BSO قرار دارند وضع شده است. بنابر این اگر موسسه یا مالک در نظر داشته باشد که بهسازی را برای سطح پایین تری از خرابی پیش بینی شده نسبت به سطح BSO انجام دهد، می تواند بهسازی را برای سطح ERO انجام دهد. منفعت این سطح از بهسازی در این است که هزینه تعمیر خرابی های بوجود آمده و احتمال از دست رفتن قابلیت های کارکرد تجهیزات کاهش پیدا می کند و اطمینان بیشتری نسبت به سطح BSO حاصل می شود. ساختمان های بسیاری وجود دارند سطح BSO برای آن ها مناسب نیست و باید برای سطح بالاتری از ایمنی بهسازی شوند؛ به عنوان نمونه می توان به بیمارستان ها، ایستگاه های آتش نشانی و تمامی ساختمان هایی که قابلیت استفاده از آن ها پس از زلزله برای نجات جان افراد حیاتی است اشاره کرد. در حقیقت این ساختمان ها باید پس از وقوع زلزله بعد از مدت بسیار کمی قادر باشند وظایف اصلی خود را انجام دهند. طراحی برای سطح ERO یا یک سطح دلخواه همراه با کنترل خرابی در محدوده عملکرد مورد نظر، در زلزله ای با سطح خطر مشخص، این فرصت را مهیا می کند انتظار داشته باشیم عملکرد مورد نظر ایجاد شود. در سطح ERO هدف این نیست که سازه به گونه ای طراحی شود که هیچ گونه اختلالی در قابلیت سرویس دهی آن ایجاد شود، بلکه ممکن است مقداری تعمیر به منظور ترمیم این سازه ها برای سرویس دهی مورد نیاز باشد. به این نکته توجه داشته باشید که بر اساس ضوابط سازه ای محض در مجموع هیچ اطمینانی از عملکرد تاسیسات ضروری بعد از

زلزله وجود ندارد. همچنین تنها ضوابط سازه ای برای اطمینان از عملکرد ساختمان مهم نیست بلکه علاوه بر کنترل خرابی های سازه ای، باید قابلیت کارکرد تجهیزات برقی و دیگر تجهیزات ساختمان نیز در نظر گرفته شود. این تجهیزات باید دقیقا بعد از زلزله قابلیت سرویس دهی مناسب را داشته باشند.

تعیین این که یک پروژه باید برای سطح ERO طراحی شود یا نه، علاوه بر وابسته به سطح عملکرد و سطح خطر زلزله است به مقدار زیادی وابسته به سطح ایمنی در نظر گرفته شده برای تجهیزات است. یک تحلیل هزینه - فایده (Benefit - Cost Analysis) می تواند ابزار مناسبی برای ارزیابی انجام دادن یا ندادن بهسازی در سطح ERO باشد.

۸-۳-۳ اهداف بهسازی محدود^۱

k alone or p alone = Limited Objective

c, d, g, h = Limited Objective

بر اساس FEMA356 سطحی از بهسازی که باعث می شود ساختمان عملکردی پایین تر از سطح BSO داشته باشد سطح LRO نامیده می شود. در سطح LRO باید شرایط زیر در نظر گرفته شود:

- ۱- بهسازی نباید باعث باعث پایین آمدن سطح عملکرد ساختمان شود.
- ۲- بهسازی نباید باعث ایجاد یک سازه نامنظم جدید شود یا نامنظمی سازه موجود را بیش تر کند.
- ۳- بهسازی نباید باعث باعث افزایش نیروهای حاصل از زلزله به اجزایی شود که برای تحمل این نیرو ها دچار ضعفند.
- ۴- جزئیات و اتصالات تمام اجزای بهسازی شده یا جدید اضافه شده به سازه موجود باید به گونه ای باشد که نیاز های این استاندارد برآورده شود.

^۱ Limited Rehabilitation Objectives

بر اساس FEMA273 سطح LRO برای بهسازی لرزه ای سطوحی از اطمینان که پایین تر از سطح BSO قرار دارند وضع شده است. این سطح برای مالکان یا موسساتی که از نظر منابع مالی محدودند و خواستار این هستند که در ساختمان هایشان سطح خطر زلزله را کاهش دهند، به جای این که هیچ کاری برای بهسازی انجام ندهند، می تواند مفید باشد. همچنین این سطح از بهسازی ممکن است توسط مالکان و موسساتی برای بهسازی لرزه ای انتخاب شود که از نظر اقتصادی قادر به انجام بهسازی در سطح BSO نیستند. قصد کلی از این سطح بهسازی ایجاد بهبود لرزه ای مناسب برای ساختمان با حداکثر استفاده از هزینه است. بهسازی محدود، به دو تیپ بهسازی Reduced Rehabilitation و Partial Rehabilitation تقسیم می شود.

بهسازی کاهش یافته^۱

بر اساس FEMA356 در سطح RR کل سیستم سازه ای و غیر سازه ای ساختمان در برابر سطح خطر لرزه ای کمتر یا سطح عملکردی کمتری نسبت به سطح BSO بهسازی می شوند. بهسازی در سطح RR باید برای یکی یا بیشتر از موارد زیر انجام شود:

۱- Life Safety Building Performance Level (3-C). برای زلزله ای با شدت کمتر

(احتمال بیشتر) از زلزله سطح خطر BSE-1.

۲- Collapse Prevention Building Performance Level (5-E). برای زلزله ای با

شدت کمتر (احتمال بیشتر) از زلزله سطح خطر BSE-2.

۳- سطوح عملکردی BSE-1, 5-D, 5-C, 4-E, 4-D, 4-C, 6-D یا 6-E برای BSE-1 یا زلزله

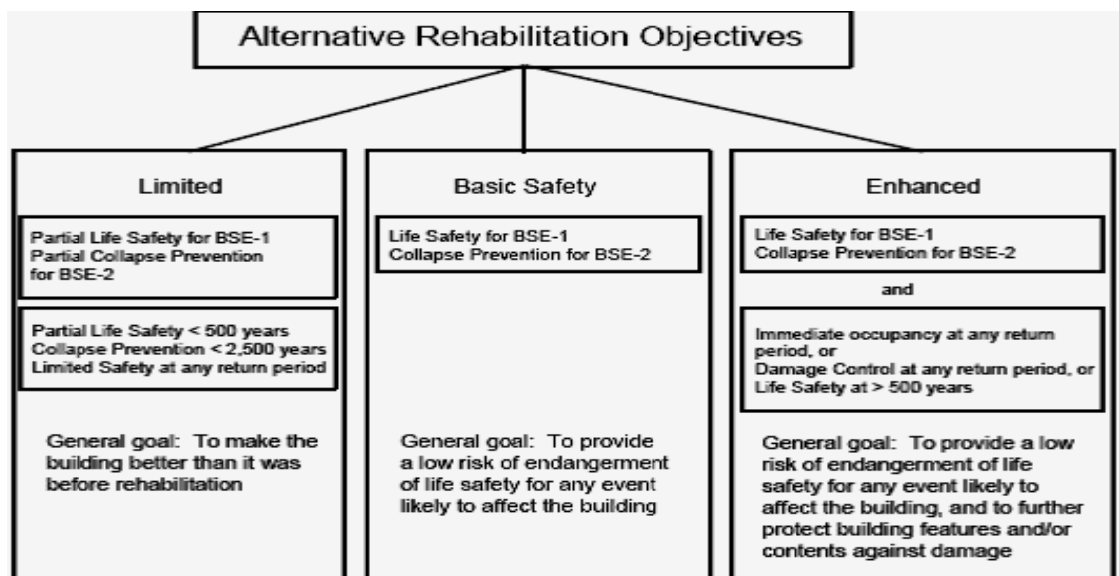
ای با شدت کمتر (احتمال بیشتر).

^۱ **Reduced Rehabilitation**

بر اساس FEMA273 در سطح RR کل سازه مورد بهسازی قرار می گیرد اما اجازه داده می شود ساختمان سطوح بیشتری از خرابی را در زلزله های احتمالی تحمل کند. این سطح بهسازی در تراز پایین تری از سطح BSO قرار دارد و به مالک با منابع مالی محدود اجازه می دهد که سطوح خرابی را در برابر زلزله های احتمالی که ممکن است به دفعات در طول عمر ساختمان تکرار شوند کاهش دهد. این سطح از بهسازی بیشتر برای ساختمان هایی که مدت محدودی از عمر آن ها باقی مانده و در آینده ممکن است به کلی خراب شوند یا به ندرت در آن ها سکونت می شود مناسب است.

بهسازی جزئی^۱

بر اساس FEMA356 سطحی از بهسازی که در آن به جای این که کل سیستم مقاوم برابر جانبی بهسازی شود تنها قسمت محدودی از ساختمان مورد بهسازی قرار می گیرد سطح PR نامیده می شود. هنگام طراحی و اجرا در سطح PR باید سطحی از بهسازی که در آینده ساختمان برای کل آن بهسازی خواهد شد مد نظر قرار بگیرد.



شکل ۸-۱: اهداف بهسازی مطابق FEMA274

^۱ Partial Rehabilitation

بر اساس FEMA273 در سطح PR تنها قسمتی از ساختمان مورد بهسازی قرار می گیرد. هدف کلی از سطح PR کاهش ریسک آسیب پذیری است بدون این که کل سیستم مقاوم باربر جانبی یا کل اجزای غیر سازه ای ارزیابی شوند. توصیه می شود سطح PR بر اساس سطح BSO انجام شود. سطح PR ممکن است به صورت یک قسمت از سری بهسازی که در مجموع همراه با یکدیگر منجر به بهسازی کل ساختمان در سطح BSO می شوند انجام شود. همچنین سطوح دیگری از بهسازی نیز می تواند برای بهسازی PR استفاده شود.

در شکل ۸-۱ اهداف بهسازی مطابق FEMA274 به صورت خلاصه نشان داده شده است.

۸-۴ - مقایسه سطوح عملکرد در دستورالعمل و تفسیر دستورالعمل بهسازی با

FEMA356&273

با مقایسه سطوح عملکرد در دستورالعمل و تفسیر دستورالعمل بهسازی با FEMA356&273 مشاهده می شود که سطح BSO در FEMA356 منطبق بر بهسازی مطلوب در دستورالعمل بهسازی، سطح ERO در FEMA356 منطبق بر بهسازی ویژه در دستورالعمل بهسازی، سطح RR در FEMA356 منطبق بر بهسازی محدود در دستورالعمل بهسازی، سطح PR در FEMA356 منطبق بر بهسازی موضعی در دستورالعمل بهسازی است.

با توجه به توضیحات بالا مشاهده می شود که بهسازی در سطح BSO در FEMA356، منطبق بر معیارهای بهسازی مطلوب در دستورالعمل بهسازی است، هر چند اصطلاح انگلیسی Basic Safety Objective معادل اصطلاح فارسی بهسازی مبنا است، ولی دستورالعمل بهسازی ضوابط سطح BSO را در ضوابط یک سطح به نام بهسازی مطلوب قرار داده و یک سطح دیگر از بهسازی با ضوابط متفاوت دیگری را به عنوان بهسازی مبنا معرفی کرده است. بر اساس دستورالعمل بهسازی مبنا تنها باید سطح عملکرد k بر اساس جدول ۸-۳ تامین شود که چنین سطحی از بهسازی در FEMA356 وجود ندارد (چنین به نظر می رسد که این سطح از بهسازی برای ایجاد یک سطح بهسازی هماهنگ با سطح عملکرد سازه های طراحی شده بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ در دستورالعمل بهسازی گنجانده شده است). همچنین در دستورالعمل بهسازی سطوح عملکرد محدود و موضعی به صورت مستقل از یکدیگر معرفی

شده اند در صورتی که در FEMA356 یک سطح بهسازی به نام بهسازی محدود (Limited Rehabilitation Objective) معرفی شده و سپس این سطح بهسازی به دو سطح دیگر به نام های Reduced Rehabilitation (بهسازی کاهش یافته) و Partial Rehabilitation (بهسازی موضعی)، تقسیم شده است. در حقیقت در دستورالعمل بهسازی، بهسازی موضعی به صورت مستقل تعریف شده و ضوابط بهسازی کاهش یافته در داخل بهسازی محدود قرار داده شده است. همچنین در FEMA274 توصیه شده است که بهسازی PR بهتر است در سطح BSO انجام شود ولی در دستورالعمل بهسازی هیچ توصیه ای در مورد این که بهسازی موضعی بهتر است که در چه سطحی از بهسازی انجام شود ذکر نشده است.

در FEMA 356 سطح عملکرد k تنها یا p تنها متناظر با سطح LRO است، در صورتی که در دستورالعمل بهسازی سطح عملکرد k ذکر نشده و تنها سطح عملکرد p متناظر با بهسازی محدود آورده شده است. همچنین در دستورالعمل بهسازی سطح عملکرد l نیز متناظر با بهسازی محدود معرفی شده است، در صورتی که در FEMA356 این سطح از عملکرد برای بهسازی محدود معرفی نشده است.

فصل ۹- پیوست ۴: روش‌های بهسازی

در فصل دوم به صورت خلاصه در مورد بهسازی توضیح داده شد در این قسمت به طور مفصل تر نکات لازم توضیح داده می شوند.

۹-۱- شناخت وضع موجود

هدف از شناخت وضع موجود ساختمان، گردآوری اطلاعات لازم برای مدل سازی، تحلیل و ارزیابی رفتار لرزه ای ساختمان است. این کار می تواند با دقت های متفاوت و صرف زمان و هزینه متناسب صورت گیرد. [۳،۶۹]

۹-۱-۱- مراحل شناخت وضع موجود

مطالعات شناخت وضع موجود، همان گونه که در شکل ۹-۱ نشان داده شده است، به ترتیب مراحل

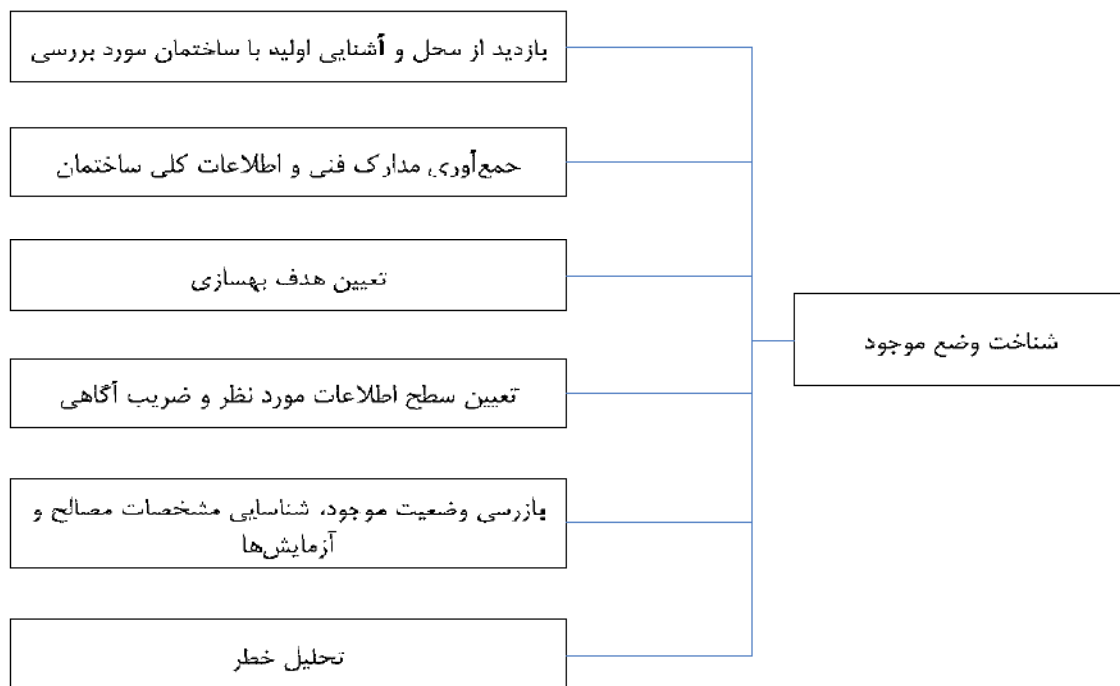
زیر صورت می گیرد:

- ۱- بازدید از محل و آشنایی اولیه با ساختمان؛
- ۲- جمع آوری مدارک فنی و اطلاعات کلی ساختمان؛
- ۳- تعیین هدف بهسازی؛
- ۴- تعیین سطح اطلاعات مورد نظر و ضریب آگاهی؛
- ۵- بازرسی وضعیت موجود، شناسایی مشخصات مصالح و آزمایشی آنها؛
- ۶- تحلیل خطر زلزله و تهیه ی طیف طراحی.

۹-۲- راهکارهای بهسازی

همانطور که در فصل دوم گفته شد، پس از بررسی وضع موجود، طبق دستورالعمل بهسازی، راه کارهای زیر را می توان به صورت منفرد یا در ترکیب با یکدیگر برای بهسازی ساختمان به کار گرفت: اصلاح موضعی اجزای سازه که دارای عملکرد نامناسبی در زلزله هستند؛ حذف یا کاهش بی نظمی در ساختمان موجود؛ تامین سختی جانبی لازم برای کل سازه؛ تامین مقاومت لازم برای کل سازه؛ کاهش

جرم ساختمان؛ به کارگیری سیستم مه‌های جداساز لرزه ای؛ به کارگیری سیستم مه‌های غیر فعال اتلاف انرژی؛ تغییر کاربری ساختمان.



شکل ۹-۱: مراحل شناخت وضع موجود

مطابق دستورالعمل بهسازی، بهسازی ساختمان باید بگونه ای انجام شود که در صورت ایجاد خرابی در اعضای در حال بهسازی، خرابی گسترش نیابد و فقط به همان اعضا محدود گردد. برای این منظور لازم است سازه دارای درجه نامعینی زیادی باشد تا با خرابی یک یا چند عضو، ناپایدار نشود. از جمله کارهای بهسازی می توان به موارد زیر اشاره کرد:

- ۱- هنگامیکه تعدادی از اعضای سازه برای حمل نیروها یا تحمل تغییر شکل دارای ظرفیت کافی نیستند، می توان به صورت موضعی نسبت به تقویت این اعضا و اتصالات آنها اقدام نمود به گونه ای که برای حمل نیروها و تحمل تغییر شکل ها در این اعضا ظرفیت کافی ایجاد گردد.
- ۲- حذف یا کاهش بی نظمی می تواند یک راه کار مناسب برای بهسازی ساختمان هایی باشد که به دلیل بی نظمی فاقد سطح عملکرد مطلوب هستند. برای این منظور لازم است نتایج تحلیل مدل سازه مورد بررسی قرار گیرد و با توجه به میزان تغییر شکل ها، نسبت تقاضا به ظرفیت، توزیع تغییر شکل های غیرخطی و بی نظمی های سازه از نظر توزیع سختی، جرم و ظرفیت اعضا مشخص شود.

نامنظمی در ساختمان معمولاً به دلیل ناپیوستگی در اجزاء باربر جانبی بوجود می‌آید. در چنین شرایطی ممکن است با ایجاد تغییراتی در سیستم باربر جانبی بتوان از نامنظمی ساختمان کاست. در ساختمانهایی که دارای طبقه نرم هستند می‌توان با اضافه کردن مهاربندی و یا دیوار برشی سختی جانبی را متناسب با طبقات دیگر افزایش داد. در مورد نامنظمی‌های پیچشی نیز می‌توان با اضافه کردن عناصر باربر جانبی فاصله مرکز جرم و سختی را کاهش داد. ایجاد درز جدایی در ساختمانهای نامنظم و تبدیل آن به دو یا چند ساختمان کوچکتر اما منظم نیز می‌تواند یکی از راهکارهای بهسازی باشد. در این صورت لازم است احتمال برخورد دو بخش ساختمان در محل درز و نیز ضعف‌های احتمالی ناشی از ایجاد درز در سیستم باربر ثقلی و جانبی مورد توجه قرار گیرد.

۳- چنانچه مشخص شود که ضعف ساختمان در کمبود سختی جانبی و در نتیجه تغییر مکانهای زیاد است می‌توان با افزایش مهاربندی‌ها یا دیوارهای برشی، سختی جانبی لازم را برای سازه فراهم کرد.

۴- هنگامیکه سازه دارای ضعف کلی است به گونه‌ای که در اکثر اعضای آن نسبت تقاضا به ظرفیت و تغییر شکل‌های غیرخطی بزرگ باشد لازم است که برای کل ساختمان سیستم باربری جانبی با ظرفیت کافی ایجاد گردد. برای این منظور می‌توان قابهای مهاربندی شده، قابهای خمشی یا دیوارهای برشی به سازه اضافه نمود. در چنین شرایطی اندرکنش سازه موجود و سیستم باربر جانبی جدید باید مورد توجه قرار گیرد. چنانچه قاب مهاربندی شده یا دیوار برشی دارای سختی زیادی باشد ممکن است بخش قابل توجهی از بارهای جانبی را بخود جذب کند. اگر افزایش ظرفیت با اضافه کردن قاب خمشی انجام شود به دلیل نرمی قاب، اندرکنش سازه موجود و قاب خمشی موجب توزیع بار بین هر دو سیستم می‌گردد. در این حالت باید رفتار اجزای ترد سازه موجود در اثر تغییر شکل‌های ساختمان بهسازی شده به دقت بررسی شود.

۵- در ساختمانهایی که از نظر سختی جانبی یا ظرفیت باربری دارای ضعف کلی هستند، یکی از راه کارهای مفید برای بهسازی، کاهش جرم ساختمان است. زیرا با کاهش جرم می‌توان میزان تغییر شکلها و نیروهای داخلی ناشی از زلزله را در اعضا کاهش داد. برای این منظور می‌توان با تخریب طبقات فوقانی،

تغییر نمای ساختمان، تغییر مشخصات دیوارهای داخلی یا انتقال تجهیزات و انبارهای سنگین به نقاط دیگر، جرم ساختمان را کاهش داد.

۶- بکارگیری سیستم های جداسازی لرزه ای راهکار مناسبی برای کاهش آثار زلزله بر روی ساختمان موجود است. هنگامیکه حفاظت از تجهیزات مهم و اجزا غیر سازه ای ساختمان مدنظر باشد با استفاده از روشهای جداسازی لرزه ای می توان انتقال انرژی موجود در حرکات ارتعاشی زمین را به ساختمان محدود نمود. برای این منظور تکیه گاه های مناسب باشکل پذیری بسیار زیاد در زیر ساختمان تعبیه می شود. هنگام وقوع زلزله تغییر شکل های ساختمان در تکیه گاه ها که قابلیت تغییر شکل زیادی دارند متمرکز شده و سازه مانند جسم صلب با تغییر شکلهای کوچک ارتعاش می کند این روش برای بهسازی ویژه ساختمان ها مناسب می باشد. روش جداسازی برای ساختمانهای کوتاه و نسبتاً صلب مؤثر می باشد و برای ساختمانهای بلند و نرم کارایی چندانی ندارد.

۷- یکی از راهکارهای بهسازی بکارگیری سیستم های جذب انرژی برای کنترل و کاهش تغییر شکل ساختمان است. در ساختمانهایی که دارای سختی جانبی کافی نیستند با تعبیه اجزاء جاذب انرژی در سازه می توان تغییر شکلهای ساختمان را محدود ساخت. برای این منظور اجزاء خاصی طراحی و ساخته شده اند که با ایجاد اصطکاک یا تغییر شکل خمیری یا استفاده از ویسکوزیته سیالات، بخشی از انرژی سازه را جذب می کنند به این ترتیب تغییر شکلهای ساختمان محدود می شود اما در بعضی موارد به دلیل افزایش سختی ساختمان نیروهای جانبی افزایش می یابد.

۸- یکی دیگر از راهکارهای بهسازی تغییر کاربری ساختمان است. در صورتی که امکان بهسازی یک ساختمان برای سطح عملکرد مورد نیاز میسر نباشد یا هزینه آن قابل توجیه نباشد با تغییر کاربری می توان سطح عملکرد موردنیاز را پائین آورده و نیاز به بهسازی را حذف یا به حداقل رساند. به عنوان مثال با تبدیل یک بیمارستان به یک ساختمان اداری می توان سطح عملکرد مورد نیاز را پائین آورد.

۹-۳- ضوابط کلی بهسازی ساختمان های بتنی

وجود ضعف اولیه در طراحی و اجرا، تغییر کاربری برخی سازه ها و افزایش بارهای وارده و همچنین کاهش سطح عملکرد سازه های بتن مسلح به علت گذشت زمان و زوال بتن از دلایل نیاز به

بهسازی و تقویت سازه های بتن مسلح می باشند. طبق دستورالعمل بهسازی، در صورتی که مشخص شود بعضی اعضای بتنی در یک ساختمان موجود واجد شرایط لازم جهت تامین عملکرد انتخابی برای ساختمان نمی باشند، این اعضا باید بهسازی یا تعویض شوند و یا این که ساختمان باید به نحوی بهسازی شود که اعضای فوق الذکر در شرایط جدید ساختمان مشکلی در جهت تامین سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان ایجاد نمایند. در صورتی که تصمیم بر تعویض عضو گرفته شود، عضو جدید باید براساس آیین نامه ی بتن ایران طراحی شود. اصول و ضوابط دستورالعمل بهسازی می تواند به عنوان معیار بررسی روش های بهسازی انتخابی قرار بگیرد تا از تطبیق شرایط ساختمان بهسازی شده با سطح عملکرد موردنظر اطمینان حاصل شود. اثرات بهسازی روی سختی، مقاومت و قابلیت تغییرشکل ساختمان باید در ساخت مدل تحلیلی ساختمان بهسازی شده در نظر گرفته شود. با توجه به تغییرشکل های مورد انتظار در سطح عملکرد انتخابی، باید سازگاری اعضای موجود و جدید کنترل شود. [۷۳]

۹-۴- دیگرو روش های بهسازی

۹-۴-۱- استفاده از دیوار برشی فولادی:

این دیوارها بعنوان سیستم مقاوم جانبی از سال ۱۹۷۰ در ساختمانهای مهمی در کشورهای ژاپن و آمریکا مورد استفاده قرار گرفته اند. این سیستم شامل پانل های صفحه ای فولادی، دو ستون مرزی و تیرهای افقی کف میباشد. رفتار این سیستم شباهت زیادی به یک تیر ورق طره دارد. ستونها مانند بال تیروورق، پانلهای دیوار مانند جان تیروورق و تیرهای کف مانند سخت کننده های عرضی جان تیروورق عمل میکنند. با طراحی مناسب، این سیستم شکل پذیری و اتلاف انرژی بالایی را دارا می باشد. در سالهای اخیر استفاده از پانلهای بدون سخت کننده از لحاظ اجرایی و اقتصادی مقبولیت بیشتری یافته اند. درضمن سختی و اتلاف انرژی دیوار برشی فولادی بهتر از دیوارهای برشی بتنی بوده و اجرای آنها در یک ساختمان در حال بهره برداری بسیار ساده تر است. البته چون این سیستم سختی بالایی دارد، میرایی سازه را پایین می آورد، به همین دلیل استفاده از آن تنها در سازه های بلند و سنگین و به تعداد کم توصیه میشود، که میتواند عملکرد اقتصادی تری از خود به نمایش بگذارد.

۹-۴-۲- استفاده از غلاف های فولادی:

استفاده از این غلافها به عنوان یکی از پرکاربردترین روش های موجود برای بهبود عملکرد لرزه ای پایه های بتنی پلها میباشد و تاثیر زیادی در بهبود خاصیت شکل پذیری پایه و همچنین افزایش ظرفیت برشی و خمشی مقطع دارند. هدف اصلی از بهسازی لرزه ای ستونهای بتن آرمه افزایش مقاومت برشی، بویژه در پایه ها با قطع آرماتور طولی در وسط ارتفاع بدون طول مهارى كافى میباشد. در آمریکا و ژاپن، غلاف های فولادی بطور عمده برای ستونهای با مقاطع دایره ای استفاده میشوند. یک jacket (محصورکننده) نوعاً شامل دو مقطع فولادی نیم دایره میباشد که بطور قائم در طول ارتفاع مقطع فولادی جوش میشوند. یک ماده پرکننده سیمانی مثل گروت یا بتن در این فاصله تزریق میشود که رفتار مرکب این دو ماده را تضمین کند.

۹-۴-۳- بادبندهای مقاوم در برابر کمانش (غلاف دار):

به این مهاربندها، بادبندهای غلاف دار هم میگویند، چون استفاده از غلاف مانع از کمانش موضعی و کلی بادبند شده و شکل اولیه آنرا حفظ میکند و بادبند توان جاری شدن در کشش و فشار را پیدا میکند. این سیستم شامل دو گروه عمده Buckling Inhibited Brace و Unbonded Brace Frame میباشد، که در نوع اول مواد پرکننده داخل غلاف (معمولاً از بتن سبک) با بدنه بادبند در تماس اند، ولی در نوع دوم از تماس مواد جلوگیری میگردد، و این بعلت وجود لایه نازک بین بتن و هسته مرکزی میباشد، وجود این لایه باعث میشود که هیچ گونه نیروی محوری به بتن منتقل نگردد، در مقابل بتن با ایجاد یک تکیه گاه جانبی اجازه کمانش اوپلری را به هسته فولادی نمیدهد. بعلاوه بادبندهای غلافدار نیاز به طراحی در برابر کمانش نداشته و اقتصادی تر هستند. درضمن رفتار مطلوب، سرعت و سهولت اجرا و کاهش هزینه های جانبی این روش مقاوم سازی از مزایای آن میباشد.

۹-۴-۴- دیوارهای سه بعدی:

استفاده از پانلهای پیش ساخته 3D یکی از روشهای نوین احداث بنا می باشد که اخیراً در ساخت دیوارهای داخلی و خارجی، باربر و جداکننده، و نیز بعنوان کف طبقات در ساخت و ساز، کاربری دارند.

این سیستم شامل دولایه شبکه مفتول جوش شده میباشد که در دوسوی یک لایه پلی استایرن قرار داده شده و توسط برش گیرهایی به یکدیگر متصل میشوند. در مرحله بعد روی این مفتولها بتن شاتکریتی پاشیده شده و سپس سطح پرداخت می شود. کاربرد این پانلهای^۱ بعدی^۱ هم اکنون با توجه به مزایای ویژه آن و همچنین اهمیت سبک سازی، بهینه سازی و صرفه جوئی مصرف سوخت در ساختمان، در حال افزایش میباشد. همچنین با توجه به سهولت اجرا و وزن کمتر آنها نسبت به دیوار برشی، میتوانند یکی از روشهای مناسب تقویت ساختمانهای موجود به حساب آیند. [۷۵]

۹-۴-۵- مهاربند کلی خارجی^۲:

این نوع بادبندها جابجایی نسبی کمتری برای سازه، نسبت به بقیه بادبندهای رایج، ایجاد میکنند. و میتوانند بدون توقف در کار نصب شده و از افزایش زمان عملیات مقاوم سازی جلوگیری نمایند.

۹-۴-۶- تقویت قاب بتنی بکمک بادبند فلزی^۳:

یکی از روشهای ساده مقاوم کردن سازه های بتن آرمه، که کمتر نیاز به تخریب سطوح بتنی داشته و دارای سرعت اجرا و صرفه اقتصادی بهتری نسبت به روشهای دیگر است، استفاده از اعضای مایل فلزی میباشد. جهت اجرای بادبند در قاب بتنی از دو روش متداول استفاده میگردد. در روش اول که مطمئن تر بوده و در سازه های مهم بکار میرود، بادبند ابتدا داخل یک قاب فلزی قرار گرفته و سپس مجموعه بادبند و قاب فلزی توسط بولت و اپوکسی در داخل قاب بتنی نصب میشوند. در روش دوم که ساده تر است، بادبند توسط طوقه فلزی (گوشواره) و یا ورق و بولت مستقیماً به قاب بتنی متصل میگردد. [۷۴]

¹ 3D Panel

² Mega Brace Frame

³ Steel Bracing of RC Frame

فصل ۱۰- پیوست ۵: مدل‌های ارائه شده برای پیش‌بینی رفتار بتن محصور در

FRP

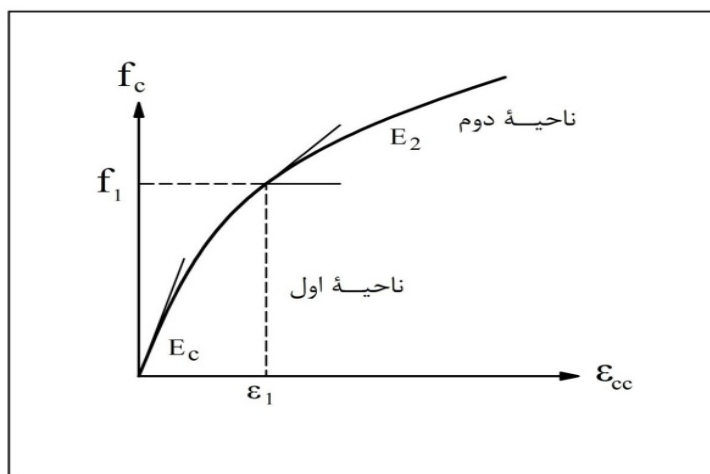
همانگونه که در فصل دوم بخش ۲-۶-۶ بیان شد در این قسمت بقیه مدل‌های ارائه شده برای پیش‌بینی رفتار بتن محصور در FRP شرح داده می‌شوند.

۱۰-۱- مدل ارائه شده توسط صافی و همکاران [۳۵]

صافی و همکاران با استفاده از تحلیل برازش (رگرسیون) از اطلاعات آزمایشی، ضریب محصورشدگی k_1 را به صورت رابطه (۱-۱۰) با ضریب همبستگی ۹۲ درصد تعیین نمودند. با استفاده از این رابطه، تنش فشاری بتن در کرنش‌های حلقوی بزرگ‌تر از 0.002 به دست می‌آید [۳۵].

$$k_1 = 2.2 \left(\frac{f_l}{f'_c} \right)^{-0.16} \quad (1-10)$$

صافی و همکاران در ادامه بیان این رابطه بر اساس آزمایشات انجام شده بر روی عمل‌کرد ستون‌های بتنی محصورشده با لوله‌های کامپوزیت FRP شیشه و کربن، مدلی دو بخشی برای منحنی تنش-کرنش ارائه نموده‌اند. در شکل ۱-۱۰ منحنی تنش-کرنش پیشنهادی صافی و همکاران برای بتن محصور در FRP نشان داده شده است [۳۵]. چنانچه ε_h ، کرنش حلقوی بتن محصورشده، ε_c و σ_c کرنش محوری بتن و تنش محوری نظیر آن و $f_{frp,rup}$ کرنش حلقوی پاره‌شدگی FRP باشند، بخش اول مدل تنش-کرنش در بازه $0 \leq \varepsilon_h \leq 0.002$ مطابق رابطه (۲-۱۰) می‌باشد.



شکل ۱-۱۰: منحنی تنش-کرنش بتن محصور در FRP در مدل صافی و همکاران و مدل توتانجی [۳۵]

$$\sigma_c = \frac{E_c \varepsilon_c}{1 + \left(\frac{E_c}{f_1} - \frac{2}{\varepsilon_1} + \frac{E_2 E_c \varepsilon_1}{f_1^2} \right) \varepsilon_c + \left(\frac{1}{\varepsilon_1^2} - \frac{E_2 E_c}{f_1^2} \right) \varepsilon_c^2} \quad (2-10)$$

$$f_1 = f_{c0}' \left[1 + 0.0313 \left(\frac{E_{frp} t_{frp}}{D f_{c0}'} \right)^{0.84} \right] \quad (3-10)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{c0} \left[1 + 0.0783 \left(\frac{E_{frp} t_{frp}}{D f_{c0}'} \right)^{0.84} \right] \quad (4-10)$$

$$E_c = 10200 (f_c')^{\frac{1}{3}} \quad (5-10)$$

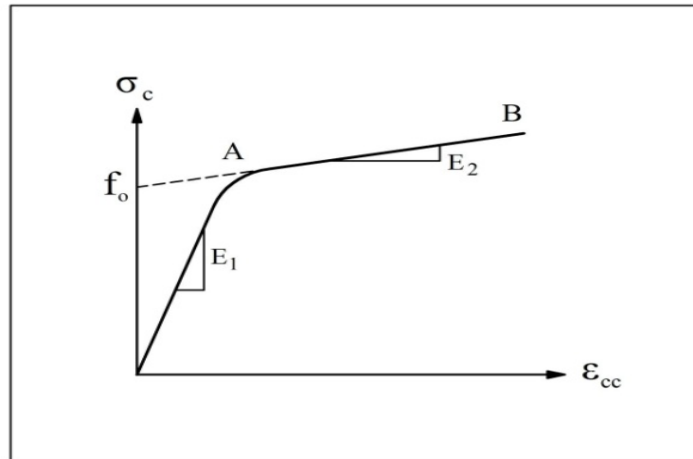
$$E_2 = 0.712 \left(\frac{f_c'}{\varepsilon_{c0}} \right) \quad (6-10)$$

که f_1 و ε_1 به ترتیب تنش محوری و کرنش محوری در نقطه برخورد دو ناحیه منحنی تنش-کرنش، E_c شیب اولیه بخش اول منحنی و برابر با مدول الاستیسیته بتن و همچنین E_2 شیب اولیه بخش دوم در نقطه اتصال دو منحنی می‌باشد. همچنین E_{frp} ، t_{frp} و D به ترتیب مدول الاستیسیته FRP، ضخامت FRP و قطر ستون دایروی بتنی است. چنانچه $0.002 \leq \varepsilon_h \leq \varepsilon_{frp,np}$ باشد، بخش دوم منحنی با استفاده از رابطه (7-10) به دست می‌آید.

$$\sigma_c = f_c' \left[1 + 2.2 \left(\frac{2 E_{frp} t_{frp} \varepsilon_h}{D f_{c0}'} \right) \right] \quad (7-10)$$

۲-۱۰- مدل ارائه شده توسط سامان و همکاران [۷۶]

مدلی که سامان و همکاران برای بیان رفتار بتن محصور شده ارائه نموده‌اند، یک مدل چهار پارامتری با در نظرگیری منحنی تنش-کرنش دوخطی از بتن محصور در FRP، مطابق با شکل ۲-۱۰ می‌باشد. این چهار پارامتر شامل شیب‌های دو قسمت خطی، نقطه برخورد قسمت خطی دوم با محور تنش و پارامتر انحنای متصل کننده دو قسمت خطی می‌باشد. رابطه (۸-۱۰) که توسط ریچارد و ابوت در سال ۱۹۷۵ ارائه شد، برای تعیین تنش محوری σ_c متناظر با کرنش محوری ε_c به کار می‌رود.



شکل ۱۰-۲: مشخصات نمودار تنش-کرنش محوری در مدل سامان [۷۶]

$$\sigma_c = \frac{(E_1 - E_2)\varepsilon_c}{\left[1 + \left(\frac{(E_1 - E_2)\varepsilon_c}{f_0}\right)^n\right]^{\frac{1}{n}}} + E_2\varepsilon_c \quad (10-8)$$

در رابطه (۱۰-۸)، E_1 ، شیب اولیه نمودار می‌باشد و برابر با مدول الاستیسیته بتن مطابق با پیشنهاد احمد و شاه در سال ۱۹۸۲ [۴۲]، برابر با رابطه (۱۰-۹) در نظر گرفته می‌شود. E_2 نیز شیب قسمت خطی دوم نمودار تنش-کرنش می‌باشد و از رابطه (۱۰-۱۰) به دست می‌آید.

$$E_1 = 3950 \sqrt{f'_c} \quad (10-9)$$

$$\sigma_c = 245.61 f_c'^{0.2} + \left[1.3456 \left(\frac{2E_{frp} t_{frp}}{D}\right)\right] \quad (10-10)$$

در این مدل f_0 تنش در نقطه تلاقی بخش دوم خطی منحنی تنش-کرنش با محور تنش می‌باشد و به وسیله رابطه (۱۰-۱۲) محاسبه می‌شود. همچنین n پارامتری است که که معرف انحناء در قسمت برخورد دو قسمت خطی می‌باشد. این پارامتر برای کنترل انحنای بین دو قسمت خطی به کار می‌رود و برابر با مقدار ثابت ۱/۵ در نظر گرفته می‌شود. در این رابطه، f_l با استفاده از رابطه (۱۰-۱۱) به دست می‌آید.

$$f_l = \frac{2f_{frp} t_{frp}}{d} \quad (10-11)$$

$$f_0 = 0.0872 f'_c + 0.371 f_l + 6.258 \quad (12-10)$$

تنش نهایی محوری ایجاد شده در بتن محصور شده (f'_{cc}) با جایگذاری رابطه (۱۰) در رابطه (۲-۲۲) به دست می آید.

$$\sigma_c = f'_c \left[1 + 2.2 \left(\frac{2 E_{frp} t_{frp} \varepsilon_h}{D f'_{c0}} \right) \right] \quad (10)$$

۱۰-۳- مدل ارائه شده توسط توتانجی [۷۷]

مشابه با رفتار منحنی های تنش- کرنش آزمایشگاهی، مدل ارائه شده در تحقیقات توتانجی نیز شامل دو بخش مجزا می باشد. رابطه ارائه شده برای بخش دوم، یعنی رابطه (۱۰-۱۴) شبیه به رابطه ای است که ریچارت برای بتن محصور در فولاد ارائه نموده است. در این رابطه تنش محوری σ_c در هر نقطه ای از ناحیه دوم بر اساس کرنش جانبی ایجاد شده و با محاسبه فشار محصورکننده جانبی و ضریب محصورشدگی متناظر با آن تعیین می گردد. با استفاده از یک برازش (رگرسیون) از نتایج این آزمایشات، ضریب محصورشدگی k_1 با فاکتور همبستگی ۸۰ درصد از رابطه (۱۰-۱۳) تعیین می گردد و بر اساس آن تنش محوری σ_c با استفاده از رابطه (۱۰-۱۴) به دست می آید.

$$k_1 = 3.5 \left(\frac{f_l}{f'_c} \right)^{-0.15} \quad (13-10)$$

$$\sigma_c = f'_c + k_1 f_l \quad (14-10)$$

ضریب دیگری به نام k_2 بر مبنای کرنش جانبی ε_h تعریف شده که در رابطه (۱۰-۱۵) ارائه می گردد. بر اساس این ضریب، کرنش محوری بخش دوم نمودار تنش-کرنش یعنی ε_c ، به وسیله رابطه (۱۰-۱۶) تعیین می گردد.

$$k_2 = 310.57 \varepsilon_h + 1.9 \quad (15-10)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_0 \left[1 + k_2 \left(\frac{\sigma_c}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (16-10)$$

بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی رفتار بتن محصور شده در قسمت اول منحنی تنش-کرنش، مانند رفتار بتن محصور نشده می‌باشد که در کرنش جانبی 0.002 به قسمت دوم منحنی متصل می‌شود. با استفاده از رابطه‌ای کلی که توسط احمد و شاه برای بتن محصور در فولاد در سال ۱۹۸۲ ارائه شده و تعیین پارامترهای آن بر مبنای تطبیق با شرایط مرزی آزمایشات مورد نظر، تنش متناظر با کرنش محوری ε_c از رابطه (۱۷-۱۰) به دست می‌آید. پارامترهای استفاده شده در این رابطه با استفاده از روابط (۱۸-۱۰) تا (۲۰-۱۰) به دست می‌آید. مفاهیم پارامترهای استفاده شده در این روابط همانند مدل صافی و همکاران بوده و در شکل ۱۰-۱ مشخص می‌باشد.

$$\sigma_c = \frac{E_c \varepsilon_c}{1 + \left(\frac{E_c}{f_l} - \frac{2}{\varepsilon_l} + \frac{E_2 E_c \varepsilon_1}{f_l^2} \right) \varepsilon_c + \left(\frac{1}{\varepsilon_l^2} - \frac{E_2 E_c}{f_l^2} \right) \varepsilon_c^2} \quad (17-10)$$

$$f_l = f'_c \left[1 + 0.0178 \left(\frac{2E_{frp} t_{frp}}{Df'_c} \right)^{0.85} \right] \quad (18-10)$$

$$\varepsilon_l = \varepsilon_0 \left[1 + 0.0448 \left(\frac{E_{frp} t_{frp}}{Df'_{c0}} \right)^{0.85} \right] \quad (19-10)$$

$$E_2 = 0.3075 \left(\frac{f'_c}{\varepsilon_0} \right) \quad (20-10)$$

۱۰-۴ - مدل ارائه شده توسط کاربهراری و گائو [۷۸]

کاربهراری و گائو در تحقیقات خود برای بیان رفتار بتن محصور شده دو مدل ارائه نموده‌اند. در مدل اول با استفاده از نتایج آزمایشات انجام شده، تنش و کرنش نهایی $(\varepsilon_{cc}, f'_{cc})$ بدون توجه به کرنش پارگی حلقوی FRP با استفاده از روابط (۲۱-۱۰) و (۲۲-۱۰) به دست می‌آید. در این روابط ε_0 کرنش محوری نظیر مقاومت فشاری تک‌محوره بتن می‌باشد.

$$f'_{cc} = f'_c + 2.1 f'_c \left(\frac{2 f_{frp} t_{frp}}{D f'_c} \right)^{0.87} \quad (21-10)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_0 + 0.01 \frac{2 f_{frp} t_{frp}}{D f'_c} \quad (22-10)$$

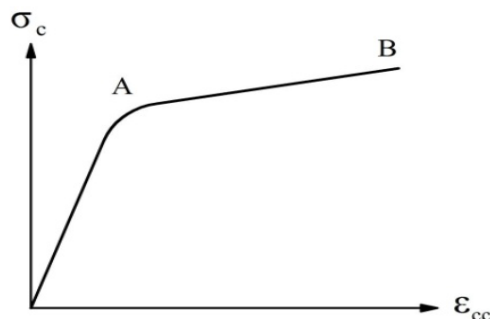
در مدل دوم، منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده به صورت دوخطی مطابق با شکل ۱۰-۳ تقریب زده شده و با ارائه تنش و کرنش محوری مربوط به دو نقطه A و B که به ترتیب متناظر با نقطه شکست منحنی و نقطه پایانی منحنی می باشند به دست می آید.

روابط (۱۰-۲۳) و (۱۰-۲۴) تنش و کرنش نظیر نقطه شکست منحنی یعنی A و روابط (۱۰-۲۵) و (۱۰-۲۶) تنش و کرنش نقطه پایانی منحنی که نقطه پایانی منحنی که نظیر نقطه B می باشد را ارائه می دهند. در این روابط v_c ضریب پواسون بتن و ε_{frp} کرنش نهایی کامپوزیت حاصل از مشخصات مکانیکی FRP می باشد. همچنین A_{frp} و A_c به ترتیب مساحت مقطع بتن و مساحت مقطع کامپوزیت می باشد.

در نقطه A:

$$\sigma_c = f'_c + 4.1 f'_c v_c \frac{2 t_{frp} E_{frp}}{D E_c} \quad (23-10)$$

$$\varepsilon_c = \frac{f_c}{E_{eff}} \quad (24-10)$$



شکل ۱۰-۳: مشخصات منحنی تنش-کرنش در مدل کاربهری [۷۸]

در نقطه B:

$$f'_{cc} = f'_c + 3.1 f'_c v_c \frac{2E_{frp} t_{frp}}{DE_c} + \frac{2f_{frp} t_{frp}}{D} \quad (25-10)$$

$$\varepsilon_{ccu} = 1 - \frac{1.004 \left[1 - \frac{f'_c}{E_{eff}} - 4.1 f'_c v_c \frac{2E_{frp} t_{frp}}{DE_c E_{eff}} \right]}{(1 + \varepsilon_{frp})^2} \quad (26-10)$$

$$E_{eff} = E_c \frac{A_c}{A_c + A_{frp}} + E_{frp} \frac{A_{frp}}{A_c + A_{frp}} \quad (27-10)$$

۱۰-۵- روابط ارائه شده توسط زیائو و وو [۷۹]

بر اساس نتایج مشاهده شده از آزمایشات، منحنی‌های تنش-کرنش بتن محصور در CFRP به صورت دوخطی تقریب زده شده و روابطی جداگانه بین کرنش محوری و کرنش جانبی و همچنین بین تنش محوری و کرنش محوری برای هر یک از دو قسمت خطی نمودار تنش-کرنش ارائه گردیده است. بر اساس مفاهیم تئوری الاستیسیته، روابط مربوط به قسمت اول نمودار ارائه شده است. در رابطه (۱۰-۲۸) کرنش حلقوی ε_h بر اساس مقادیر مربوط به کرنش محوری ε_c به دست می‌آید. با استفاده از رابطه (۱۰-۲۹) تنش محصورکننده جانبی، و به وسیله رابطه (۱۰-۳۰) تنش فشاری بتن محصورشده تا جایی که کم‌تر از مقاومت بتن محصورنشده باشد؛ محاسبه می‌گردد.

$$\varepsilon_h = \frac{-v_c}{1 + \frac{2E_{frp} t_{frp}}{DE_c} (1 - v_c - 2v_c^2)} \varepsilon_c \quad (28-10)$$

$$f_l = \frac{2E_{frp} t_{frp}}{D_c} \varepsilon_h \quad (29-10)$$

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c + 2v_c f_l, (\sigma_c \leq f'_c) \quad (30-10)$$

برای قسمت دوم نمودار تنش-کرنش از روابط (۳۱-۱۰) و (۳۲-۱۰) استفاده می‌گردد. بر اساس منحنی-های تنش-کرنش آزمایشگاهی به دست آمده فرض شده است که قسمت خطی دوم نمودار تنش-کرنش در تنشی حدود $f_c' / 1.1$ با محور تنش تلاقی می‌کند.

$$\varepsilon_h = 0.0005 - 7 \left(\frac{f_c' D}{2 E_{frp} t_{frp}} \right)^{0.8} \varepsilon_c \quad (31-10)$$

$$\sigma_c = 1.1 f_c' + \left(4.1 - 0.75 \frac{f_c'^2 D}{2 E_{frp} t_{frp}} \right) f_l \quad (32-10)$$

در این روابط E_c مدول الاستیسیته بتن محصورنشده و برابر با رابطه (۳۳-۱۰) می‌باشد. همچنین ν_c ضریب پواسون بتن محصورنشده و برابر با 0.18 در نظر گرفته می‌شود. در ادامه این روابط به طور محتاطانه‌ای تصریح گردیده است که کرنش جانبی نهایی FRP برابر با 50% درصد کرنش پارگی کششی به دست آمده از آزمایش نمونه تخت در نظر گرفته شود.

$$E_c = 4733 \sqrt{f_c'} \quad (33-10)$$

۱۰-۶- روابط ارائه شده توسط سعادت‌منش و همکاران [۳۴]

بعضی محققین به منظور بیان رفتار بتن محصور در FRP از مدل‌هایی که در بیان رفتار بتن آرمه‌های متداول ارائه شد، استفاده نموده‌اند. بر این اساس نسبت مقاومت فشاری بتن محصورشده به مقاومت بتن محصورنشده برابر با رابطه (۳۴-۱۰) می‌باشد. در این رابطه f_{cc} و f_c' به ترتیب مقاومت‌های فشاری بتن محصور و نامحصور، و f_l فشار محصورکنندگی می‌باشد.

$$\frac{f_{cc}}{f_c'} = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f_c'} - \frac{2 f_l}{f_c'}} - 1.254 \quad (34-10)$$

سعادت‌منش و همکاران برای ستون‌های دارای پوشش ناقص و با فاصله بین نوارهای FRP، رابطه (۳۵-۱۰) را پیشنهاد نموده‌اند. چنانچه از نوارهای با فاصله عمودی خالص S به عنوان پوشش خارجی

استفاده شود، با استفاده از ضریب k_e ، فشار محصورشدگی با جایگذاری f'_l به صورت رابطه (۱۰-۳۶) تعدیل می‌گردد [۳۸]. در این رابطه ρ نسبت سطح آرماتور طولی به سطح کل بتن است.

$$f'_l = k_e f_l \quad (۱۰-۳۵)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{S}{2D}\right)^2}{(1 - \rho)} \quad (۱۰-۳۶)$$

سعادت‌منش و همکاران در سال ۱۹۹۴، مدلی را که ماندرو و همکاران در سال ۱۹۸۸ برای بتن محصور در فولاد پیشنهاد نموده بودند، برای ارائه منحنی تنش-کرنش بتن محصور در FRP استفاده نمودند [۳۴]. این مدل بر پایه معادله‌ای استوار است که پوپوویس در سال ۱۹۷۳ ارائه نموده است. بر این اساس تنش محوری بتن محصور σ_c ، از رابطه (۱۰-۳۷) تعیین می‌شود [۳۴]. پارامترهای استفاده شده در این رابطه، از روابط (۱۰-۳۸) تا (۱۰-۴۰) به دست می‌آیند. همچنین در این معادله f_{cc} از رابطه (۱۰-۳۴) تعیین می‌شود.

$$\sigma_c = \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (۱۰-۳۷)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (۱۰-۳۸)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (۱۰-۳۹)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (۱۰-۴۰)$$

علاوه بر آن سیبل و همکاران در سال ۱۹۹۷ برای بتن محصور در FRP به منظور محاسبه کرنش محوری بتن، ε_{cu} ، در بیشینه تنش، f_{cc} ، رابطه (۱۰-۴۱) را پیشنهاد نموده‌اند.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 2.8 \frac{\rho_{frp} f_{frp} \varepsilon_{frp, rup}}{f'_c} \quad (۱۰-۴۱)$$

که در آن $\varepsilon_{frp,rupt}$ کرنش کششی نهایی FRP در جهت حلقه است. باید به خاطر داشت که برای بتن محصور در FRP، در بیش‌تر موارد کرنش نهایی محوری و کرنش در مقاومت نهایی محوری یکی هستند. هنگامی که اثر محصورکنندگی دورپیچ FRP کم باشد، این تفاوت آشکار می‌شود.

مدل‌هایی از این قبیل که بر اساس رفتار بتن محصور در فولاد تدوین یافته‌اند، نمی‌توانند رفتار دوخطی مشاهده شده در آزمون‌های انجام گرفته بر روی بتن محصور در FRP را نشان دهند و به درستی برای این منظور قابل کاربرد نمی‌باشند. نتایج تعدادی زیادی از آزمون‌ها، نشان داده‌اند که رفتار تنش-کرنش بتن محصور در FRP به عنوان حصار با رفتار کاملاً خطی، بسیار متفاوت با رفتار بتن محصور در فولاد به عنوان ماده‌ای با رفتار الاستوپلاستیک می‌باشد.

فهرست مراجع

- [۱] "دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود-نشریه شماره ۳۶۰"، دفتر امور فنی و تدوین معیارها سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۸۵.
- [۲] سید مهدی زهرایی، جزوه آموزشی «آسیب پذیری ساختمان ها و راه های مقابله با آنها»، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، اسفند ۱۳۸۵.
- [۳] "تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود- نشریه شماره ۳۶۱"، دفتر امور فنی و تدوین معیارها سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۸۵.
- [4] Naeim, F., Kelly, J.M., "Design of Seismic Isolated Structures, From Theory to Practice", John Wiley, Chichester (UK), 1999.
- [5] ACI 440.2R-02, American Concrete Institute, 2000, "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structure," American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
- [6] Busel, J., White, D., "CFRP and GFRP Composite Application for Infrastructure Rehabilitation and Repairs," NASTO 2003 Conference Saratoga Spring, NY.
- [7] "ATC-40- Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", Applied Technology Council, November 1996.
- [8] "The Seismic Design Handbook", Farzad Naeim, Springer, 2001.
- [9] "FEMA356- Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, November 2000.
- [۱۰] "ارزیابی عملکرد و روشهای مقاوم سازی سازه های بتنی"، ع. رهایی، س. نعمتی، موسسه خدمات فرهنگی فدک، ۱۳۸۳.
- [۱۱] "تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه ها به روش طیف ظرفیت"، ح. مقدم، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۴.
- [12] "Capacity-Demand Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum", A. Chopra, R. Goel, Earthquake Spectra, pp. 637-656, 1999.
- [13] "Dynamic of Structure; theory and application to Earthquake Engineering", A. Chopra, Printice Hall of India, New Delhi, 2002.
- [14] "Extention of the N2 Method Asymmetric Buildings, Infilled Frames and Incremental N2", P. Fajfar, International Workshop on Performance Based, 2004.
- [۱۵] "تکنیک های مدل سازی، تحلیل و طراحی کامپیوتری سازه در قالب پروژه های کاربردی با استفاده از برنامه های SAP2000-ETABS-SAFE"، دانشگاه هرمزگان، ۱۳۸۲.
- [۱۶] "رفتار و طرح لرزه ای ساختمان های بتن مسلح"، ع. تسنیمی، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۸.
- [۱۷] "محاسبه ضریب رفتار قاب های خمشی بتن مسلح"، ع. تسنیمی، ع. معصومی، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۵.
- [18] "Seismic Response Modification Factors", A. Wittaker, G. Hart, C. Rojhan, J. of structural engineering, vol. 125, 1999.

- [19] "ATC-19- Structural Response Modification Factors", Applied Technology Council, 1995
- [20] "Consistent Inelastic Design Spectra: Strength and Displacement", T. Vidic, P. Fajfar, M. Fischinger, J. of Earthquake Engineering And Structural Dynamics, vol.23, pp. 507-521, 1994.
- [21] "Seismic Force Reduction Factors", M. Fischinger, P. Fajfar, Balkema, 1994.
- [22] "Earthquake Spectra and Design", N. Newmark, W. Hall, Res Inst, Elcerrito, 1982.
- [23] "Statistical Evaluation of Approximate Methods for Estimating Maximum Deformation Demands on Existing Structures", D. Akkar, E. Miranda, J Structural Eng, Vol. 131, No. 1, January, pp.160-172, 2005.
- [24] "Seismic Design based on Strength and Ductility Demands", A.A. Nassar, J.D. Osteraas and H. Krawinkler, 10th WCEE, Spain, 1992.
- [25] "Evaluation of strength reduction factor for earthquake-resistance Design", E. Miranda, V. Bertero, Earthquake Spectra, pp. 357-359, 1994.
- [26] "Seismic Behavior of Concrete Columns Confined with Steel and Fiber Reinforced Polymers", A. Shamim, A. Sheikh, G. Yau, ACI Structural Jurnal, vol. 99, pp. 72-80, 2002.
- [27] "Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Frames by Steel Braces Using No Anchors", K. Kanata, DRCC, California, 2006.
- [28] "Use of FRP Composites in Civil Structural Applications", L. Einde, L. Zhao, F. Seible, University of California, 2005.
- [29] Lawrence, C.B., "*Composite for Construction: Structural Design with FRP Materials*," John Wiley and Sons, INC, Hoboken, New Jersey, 2006, pp 5-25
- [30] fib, "*Externally Bonded FRP reinforcement for RC Structures*," (CEB-FIP) Technical Report, 14., 2001.
- [31] Mostofinejad, D., "*An Overview on FRP Reinforced Concrete as a Corrosion-Resistant Element in Offshore Structures*," 4th international conference on coasts, Ports and Marine Structures, ICOPMAS 2000, November 2000.
- [32] Sica, Carbo Dure. "*FRP Composite for Repair and Strengthening of Structures*," March 2002.
- [33] Kachlakev, D., Miller, T., Yim, S., Chasawat, K., and Potisuk, T., "*Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Structures Strengthened with FRP Laminates- Final Report,SPR 316*," Researching Group and Federal Highway Administration, 2001.
- [34] Saadatmanesh, H., Ehsani, M. R., Li, M. W., "Strength and Ductility of Concrete Columns Extrenally Reinforced with Fiber Composite Straps," *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 4, 1994, pp. 434-447.
- [35] Saffi, Mohammad, Toutanji, Houssam A., and Li, Zongjin, "Behavior of Concrete Columns Confined with Fiber Reinforced Polymer Tubes," *ACI Materials Journal*, July-August, 1999, pp. 500-509.
- [36] Amir Z. Fam, Sami H. Rizkalla, "*Behavior of Axially Loaded-Filled Circular Fiber-Reinforced Polymer Tubes*," *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 4, July-August, 2001, pp. 450-461.

- [37] Becque, Pantnaik, and Rizkalla, "Analytical Models for Concrete Confined with FRP Tubes," *Journal of Composites for Construction*, Vol. 7, No. 1, Feb 2003, pp. 31-38.
- [38] Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R. (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete" *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
- [39] Panchacharam, S., and Belarbi, A., "Tensional Behavior of Reinforced Concrete Beam Strengthened with FRP Composites," 1st FIB Congress, OSAKA, Japan, 10 Pages, 2002.
- [40] Ghobara, A., Ghorbel, M. N., and Chidiac, S. E., "Upgrading Tensional Resistance of Reinforced Concrete Beams Using Fiber-Reinforced Polymer," *J. Compos. Constr.*, 6(4), 257-263, 2002.
- [41] L. Lam and J. G. Teng., "Strength Models for Fiber-Reinforced Plastic-Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering*, 2002, pp. 612-623.
- [42] Saatcioglu, Murat, and razvi, salim, R., "Strength and Ductility of Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 6, June 1992, pp. 1590-1607.
- [43] Park, R. and Paulay, T., "Reinforecd Concrete Structures," *John Wiley & Sons*, New York, 1997.
- [44] L. Lam and J. G. Teng., "Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete," *Construction and Building Materials* 17 (2003) 471-489
- [45] Teng, J. G., Chen, J. F., Smith, S. T., and Lam, L., "FRP Strengthened RC Structures," *John Wiley & Sons, LTD*, New York, 2001.
- [46] Mirmiran, A., and Shahawy, M. (1997), "Behavior of Concrete Columns Confined by Fiber Composites" *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 5, pp. 583-590.
- [47] Lam, L., and Teng, J., 2003b, "Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-Confined Concrete in Rectangular Columns," *Journal of Reinforced Plastic and Compositess*, V. 22, No. 13, pp. 1149-1186.
- [48] Nanni, A., and Norris, M. S. (1995), "FRP jacketed concrete under flexure and combined flexure-compression," *Construction and Building Materials*, Vol. 9, No. 5, pp. 273-281.
- [49] "FEMA273- NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency, October 1997.
- [50] "FEMA274- NEHRP Commentary on the Guidelines for the seismic rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency, October 1997.
- [۵۱] آیین نامه طرح ساختما نها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش سوم، (۱۳۸۵)، مرکز تحقیقات و مسکن وزارت مسکن و شهرسازی.
- [۵۲] مقررات ملی ساختمان ایران- مبحث نهم: طرح و اجرای ساختمان های بتن آرمه (۱۳۸۵)، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان [وزارت مسکن وشهرسازی] - تهران: نشر توسعه ایران.
- [۵۳] مبحث ششم، " بارهای وارد بر ساختمان"، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، تهران، نشر توسعه ایران، ۱۳۸۵ .

- [۵۴] فاروقی، ع.، "راهنمای کاربردی بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها، به روش تحلیل استاتیکی غیر خطی (PUSHOVER) در SAP, ETABS"، چاپ دوم، انتشارات سیمای دانش، تهران، ۱۳۸۷.
- [۵۵] تقی‌نژاد، ر.، "طراحی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها براساس سطح عملکرد با استفاده از تحلیل پوش‌آور ETABS - SAP2000"، چاپ اول، نشر کتاب دانشگاهی، تهران، ۱۳۸۸.
- [56] X.K. Zou, J.G. Teng, L. De Lorenzis, S.H. Xia, "Optimal performance-based design of FRP jackets for seismic retrofit of reinforced concrete frames," *Composites: Part B* 38 (2007) 584–597.
- [57] Bank, L, 2006, "Composites for Construction: Structural Design with FRP materials", *Book*.
- [58] Ahmad Abdulkareem, 2009, M.Sc thesis "Seismic performance of self-centering frames composed of precast post-tensioned concrete encased in FRP tubes," Department of Civil Engineering, WASHINGTON STATE UNIVERSITY.
- [59] *ABAQUS User's Manual*, 6.10.1 Version, 2010.
- [۶۰] پارسا ف، ۱۳۸۷، "بررسی آزمایشگاهی قاب های بتنی با میانقاب"، نشریه دانشکده فنی، شماره ۶، دوره ۴۲، ص ۶۸۱.
- [61] Hansen, E., Willam, K., & Carol, I. (2001). A two-surface anisotropic damage/plasticity model for plain concrete. *Proc. Framcos-4 Conf. Paris Fracture Mechanics of Concrete Materials*, (pp. 549-556). Rotterdam.
- [62] Taqieddin, Z. N. (2008). *Elasto-Plastic and Damage Modeling of Reinforced Concrete*. Ph.D. dissertation, Dept. Civil & Environmental Eng., Louisiana State Univ., Baton Rouge, LA.
- [63] Nurhaniza, M., Ariffin, M.K.A., Aidy, Ali, Mustapha, F. and Noraini, A. W., "Finite element analysis of composites materials for aerospace applications," 9th National Symposium on Polymeric Materials (NSPM 2009), IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 11 (2010)
- [64] Nicoletto, G., Riva, E., "Failure mechanisms in twill-weave laminates: FEM predictions vs. experiments," *Composites: Part A*, Vol. 35, 2004, pp. 787-795.
- [65] Starbuck, J. M., Luttrell, C. R. and Aramayo, G., "Metals and Ceramics Division, Cooperative Research and Development Agreement Final Report for Cooperative Research and Development Agreement," January 2005, NO: ORNL00-0601
- [66] Das, Braja M., "Principles of Geotechnical Engineering," 5th edition, 2002, McGraw-Hill Book Company, New York, NY.
- [67] Mostofinejad, Davood, Mahmoudabadi, Ehsan, "Grooving as an Alternative Method of Surface Preparation to Postpone Debonding of FRP Laminates in Concrete Beams," *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol.14, 2010, No.6, pp. 804-811.
- [۶۸] دکتر داود مستوفی‌نژاد، کتاب سازه‌های بتن‌آرمه، جلد اول.
- [۶۹] "راهنمای کاربردی دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود- نشریه شماره ۲-۳۶۰"، معاونت نظارت راهبردی دفتر نظام فنی اجرایی، ۱۳۸۷.
- [70] "Deflection Amplification Factors for Seismic Design Provision", C. uang, A. maarouf, J. of structural engineering, vol 120, pp. 423-436, 1994.

[71] "Establishing R (or R_w) and C_d factors for building seismic provisions", C.M. Uang, J. of structural engineering ASCE, vol.117, pp.19-28, 1991.

[۷۲] "دینامیک سازه ها و تعیین نیروهای زلزله"، ترجمه ش.طاحونی، علم و ادب، ۱۳۷۷.

[۷۳] "راهنمای طراحی و ضوابط اجرایی بهسازی ساختمان های بتنی موجود با استفاده از FRP- نشریه شماره ۳۴۵"، دفتر امور فنی و تدوین معیارها سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۸۵.

[74] "Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Frames by Steel Braces Using No Anchors", K. Kanata, DRCC, California, 2006.

[۷۵] "بررسی کاربرد سیستم نوین پانل 3D در بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود"، م. گرامی، ع. کابلی، اولین همایش بین المللی مقاوم سازی لرزه ای، تبریز، ۱۳۸۷.

[76] Samaan, Michel, Mirmiran, Amir, and Shahawy, Mohsen, "Model of Concrete Confined by Fiber Composites," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, No. 9, September 1998, pp. 1025-1031.

[77] Toutanji, H. A., "Stress-Strain Characteristics of Concrete Columns Externally Confined with Advanced Fiber Composites Sheets," *ACI Materials Journal*, Vol. 96, No.3, 1999, pp. 397-404.

[78] Karbhari, Vistasp M., and Gao, Yanqiang, "Composite Jacketed Concrete under Uniaxial Compression-Verification of Simple Design Equation," *Journal of Material in Civil Engineering*, Vol. 0, No.4, November, 1997, pp. 185-193.

[79] Xiao, Y. and Wu, H., "Compressive Behavior of Concrete Confined by Carbon Fiber Composites Jackets," *Journal of Material in Civil Engineering*, Vol. 12, No. 2, May, 2000, pp. 139-146.

واژه نامه‌ی انگلیسی به فارسی

3D Panel	دیوار سه بعدی
Basic Safety Objective	هدف ایمنی پایه
Collapse Prevention Level	آستانه‌ی فروریزش
Enhanced Rehabilitation Objectives	اهداف بهسازی توسعه یافته
Immediate Occupancy Level	قابلیت استفاده‌ی بی وقفه
Immediate Occupancy Nonstructural Performance Level (N-B)	سطح عملکرد غیر سازه‌ای قابلیت استفاده‌ی بی وقفه
Life Safety Level	سطح ایمنی جانی
Life Safety Nonstructural Performance Level (N-E)	سطح عملکرد غیر سازه‌ای ایمنی جانی
Limited Rehabilitation Objectives	اهداف بهسازی محدود
Mega Brace Frame	مهاربند کلی خارجی
Nonstructural Performance Not Considered Level (N-E)	سطح عملکرد غیر سازه‌ای لحاظ نشده
Operational Nonstructural Performance Level (N-A)	سطح عملکرد غیر سازه‌ای قابلیت استفاده‌ی بی وقفه
Partial Rehabilitation	بهسازی جزئی
Reduced Rehabilitation	بهسازی کاهش یافته
Steel Bracing of RC Frame	تقویت قاب بتنی بکمک بادبند فلزی
Structural Performance Levels and Ranges	محدوده و سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای
Target Building Performance Levels and Ranges	سطوح هدف عملکرد کل ساختمان

Abstract

Over the years, failures in buildings and bridges occurred due to earthquakes, demonstrated the essential need for strengthening structures. Fibre Reinforced Polymer (FRP) composites have received increasing attention as an appropriate material for strengthening RC frames. This is due to their high strength, light weight (high strength-to-weight ratio), and corrosion resistance. Confining RC structural members with FRP results in the enhancement of axial load-carrying capacity and ductility. In fact, the behaviour of concrete confined with FRP is improved. Mechanical properties such as compressive strength and ultimate strain of concrete are dramatically increased.

The objective of this study was to evaluate the opportunities provided by using modern strengthening schemes for seismic retrofit of existing RC frames. In this thesis, the effects of FRP rehabilitation on the seismic performance of reinforced concrete frames were investigated. Non-linear analysis of frames strengthened with FRP was conducted in SAP2000 and ABAQUS softwares.

Pushover analysis on three reinforced concrete frames with 4, 8 and 12 stories (representing short, medium and high-rise buildings) was accomplished before and after retrofitting. These analyses were performed in SAP2000 software and using the results seismic performance and response modification factor of commonly reinforced concrete moment frame structures were studied. In addition, for a more accurate understanding, a single story one-bay concrete frame was modelled and analyzed in ABAQUS software, and the effects of FRP systems, added to structural components, on the seismic performance of the frame were studied. The results of the analysis indicated that the use of FRP systems considerably improves the seismic performance of concrete frames.

Keywords: concrete frames, seismic performance, FRP, nonlinear static analysis, response modification factor



دانشگاه صنعتی شاهرود

Shahrood University of Technology
Department of Civil Engineering

Analytical Evaluation of Seismic Performance of RC Frames Rehabilitated Using FRP

Seyed Hamid Ziaolhagh

Supervisor:

Dr. Farshid Alaei

Advisor:

Dr. Keihani

Thesis

Submitted in Partial Fulfillment of the
Requirements for the Degree of Master of Science (M.Sc.)
in Civil Engineering, Structural

Spring 2011