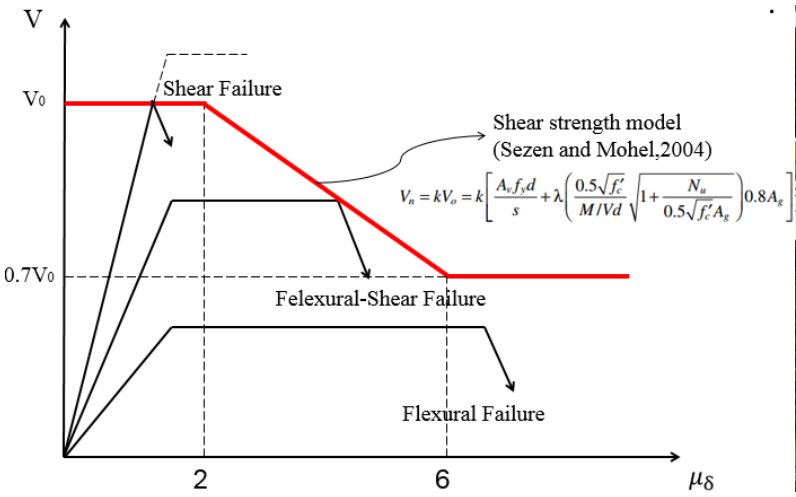
طراحی لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه براساس عملکرد

Performance Base Seismic Design of Concrete Structure



گردآوری و تالیف:

جواد قدرتی ینگجه

(کارشناس ارشد زلزله از دانشگاه صنعتی شریف)

شهریور ماه ۹۴

ناشر: www.civil808.com

موسسه آموزشی و مهندسی ۸۰۸
آموزشهای تخصصی عمران و معماری

فهرست مطالب

۱-۱- مقدمه ۳
۱-۱-۱- نیروی ارتجاعی زلزله ۳
۱-۱-۲- نیروی غیرارتجاعی زلزله ۳
۱-۱-۳- ایراد اصلی روش مقاومت ۵
۱-۱-۴- ماهیت نیروهای ثقلی: ۶
۱-۱-۵- ماهیت نیروی باد ۸
۱-۱-۶- ماهیت نیروی زلزله: ۹
۱-۱-۷- طراحی برای تغییرشکل بجای مقاومت ۱۲
۱-۲- تحلیل غیرخطی سازه بتنی با نرم‌افزار SAP2000 ..... ۱۶
۱-۲-۲- رفتار اعضای سازه‌ای با توجه به منحنی نیرو-تغییرشکل ۱۸
۱-۲-۳- فلسفه طراحی عملکردی ۱۹
۱-۲-۴- ایده تسلیم هدایت شونده ۲۰
۱-۳- آنالیز استاتیکی غیرخطی ۲۰
۱-۳-۱- ظرفیت ۲۱
۱-۳-۲- طلب یا نیاز ۲۱
۱-۳-۳- روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی ۲۲
۱-۴- مراحل تحلیل پوش‌آور ۲۳
۱-۴-۱- نقطه کنترل ۲۳
1-4-2- به دست آوردن جابجایی هدف ۲۴
۱-۴-۳- روش ضرائب در مهندسی عمران ۲۴
۱-۴-۴- روش ضرائب(نشریه ۳۶۰) ۲۵
۱-۴-۵- کیس‌های ثقلی ۳۱
۱-۴-۶- کیس‌های جانبی ۳۲
۱-۴-۷- مفاصل پلاستیک ۳۳
۱-۴-۸- مفاصل در تیرهای بتنی ۳۴
۱-۴-۹- مفاصل پلاستیک در ستون‌های بتنی ۳۸

۱-۱- مقدمه

انتشار فیما ۳۵۶ در سال ۲۰۰۰ با طرح ضوابط استفاده از روش تغییر شکل شروع تغییری بنیادی در روش طراحی لرزه‌ای بود. این چرخش بزرگ به دنبال تلاش پیوسته محققان در طول چهار دهه آخر قرن بیستم برای درک درست و عمیق اثر دینامیکی زلزله صورت گرفت. در این مجموعه به اختصار سعی شده مفاهیم و موضوعات پایه‌ای و موثر به همراه یک مثال نرم‌افزاری بررسی شوند، موضوعاتی چون: تفاوت نیروی ارتجاعی و غیرارتجاعی زلزله، اختلاف ماهیتی روش تغییرشکل با روش مقاومت، تفاوت تعیین کننده رفتار ترد و نرم در طراحی لرزه ای و ... ، از این رو، با وجود آنکه نشریه ۳۶۰ با برگردان ضوابط فیما ۳۵۶، این روش را برای طرح‌های بهسازی لرزه‌ای در دسترس قرار داده است، ولی طراحی‌های انجام شده هم‌چنان به روش مقاومت بوده و مهندسین عموما تمایلی به استفاده از روش تغییر شکل ندارند. طراحی براساس تغییرشکل، با نگاهی نو، و فلسفه‌ای کاملاً متفاوت، به عنوان جایگزین روش مقاومت در نسل جدید آیین نامه‌های لرزه‌ای مطرح گردیده است.

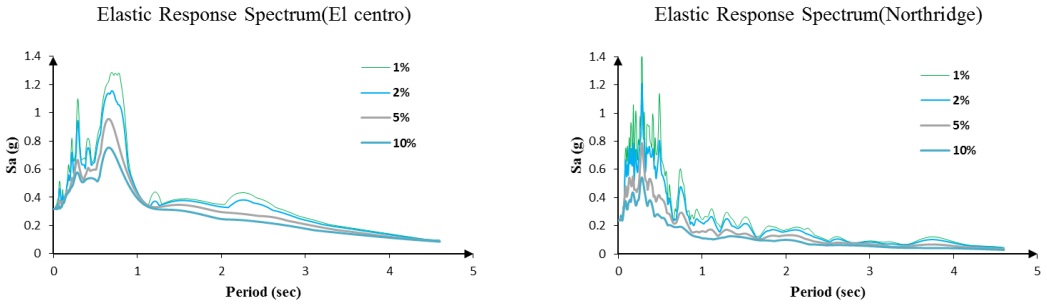
۱-۱-۱- نیروی ارتجاعی زلزله

ایده ضریب زلزله مبتنی بر قانون دوم نیوتن است که اگر جسم صلبی با شتاب مشخصی به حرکت در آید، به آن نیرویی برابر حاصلضرب شتاب در جرم جسم وارد می‌شود.

۱-۱-۲- نیروی غیرارتجاعی زلزله

ثبت اولین شتابنگاشت‌ها در اواخر دهه چهل و استفاده از رایانه برای حل معادله دیفرانسیل حرکت در اوایل دهه پنجاه امکان برآورد واقعی‌تر از نیروی زلزله را فراهم ساخت. محاسبه اولین طیف زلزله توسط هاوزنر در همین دوران برای زلزله ال سنترو ۱۹۴۰ نشان داد که نیروی زلزله بسیار بزرگتر از مقادیر ارائه شده در آیین

نامه است. با گسترش شبکه شتابنگار در سایر نقاط لرزه خیز جهان و تهیه طیف زلزله های ثبت شده نتایج مشابه ای بدست آمد. شکلهای زیر طیف زلزله‌های ال‌سنترو ۱۹۴۰ و نورثریج ۱۹۹۴ را برای نسبتهای میرایی ۱٪، ۲٪، ۵٪ و ۱۰٪ نشان می‌دهد.



شکل ۲. ۱۴ طیف‌های شتاب زلزله ال‌سنترو ۱۹۴۰ و نورثریج ۱۹۹۴

ملاحظه می‌شود که شتاب پاسخ یک ساختمان با زمان تناوب ۰/۳ ثانیه و میرایی ۵٪ در زلزله ال‌سنترو برابر ۰/۶۴g و در زلزله نورثریج برابر ۰/۶۷۵g است. اگر وزن چنین ساختمانی برابر W باشد نیروی ایجاد شده در سیستم مقاوم سازه در هنگام زلزله‌های ال سنترو و نورثریج به ترتیب برابر ۰/۶۴W و ۰/۶۷۵W می‌باشد. ملاحظه می‌شود که این نیروها بسیار بزرگتر از مقادیری است که در آیین‌نامه‌ها برای نیروی زلزله ارائه شده است. این واقعیت که نیروی محاسبه شده برای زلزله بسیار بزرگتر از مقادیر تجویز شده در آیین‌نامه است بارها توسط محققان مختلف طی سال‌های ۱۹۶۰ تا ۱۹۸۰ در سمینارهای علمی مطرح گردیده است و برای رفع این تناقض تاکنون راهکارهای زیر ارائه شده است:

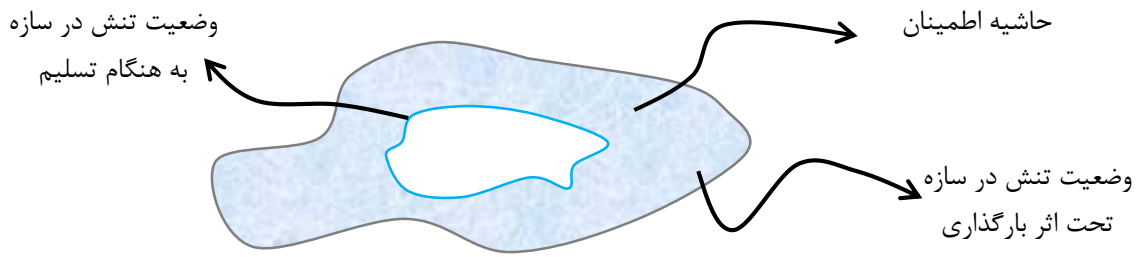
۱. ایده استفاده از طیف غیرارتجاعی
۲. ایده استفاده از ضریب رفتار

در این دو روش، با پذیرفتن این واقعیت که نیروی ارتجاعی زلزله بسیار بزرگتر از مقاومت سازه‌های متعارف است مقادیر کاهش یافته نیروی طراحی در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای بر اساس قابلیت تحمل رفتار ارتجاعی توجیه شده است. از این رو در نسل جدید آیین‌نامه‌های زلزله تلاش شد نیروی ارتجاعی زلزله بطور واقعی‌تری برآورد شود و با اعمال ضریب رفتار، تا حد نیروهای طراحی کاهش یابد. بدین ترتیب، چارچوب اولیه این آیین نامه‌ها حفظ گردید و طراحی سازه‌ها هنوز نیز برای یک ضریب زلزله حدود ۱۰٪ تا ۲۰٪ وزن

و بر اساس روش مقاومت انجام می‌گردد.

۱-۱-۳- ایراد اصلی روش مقاومت

حفظ چارچوب طراحی برا ساس مقاومت در آیین نامه‌های زلزله از ابتدای قرن بی ستم تا کنون در واقع ادامه یک سنت دویست ساله در مهندسی سازه می‌باشد. براساس این سنت سازه طوری طرح می‌شود که زیر اثر بار تسلیم نشود. فاصله بین حالت طراحی و تسلیم را حاشیه ایمنی می‌نامند.



شکل (۱-۱) وضعیت سازه در چارچوب طراحی بر اساس مقاومت

تاکنون، همواره مهندسین سازه برای تامین حاشیه ایمنی از ضریب اطمینان استفاده نموده‌اند. برای این منظور باید اقدام‌های زیر انجام گردد:

- برآورد نیروهای وارد به سازه
- برآورد مقاومت سازه
- کنترل ضریب اطمینان

در مرحله سوم در صورتی که ضریب اطمینان در حد انتظار تامین نشده با شد، طرح ا صلاح و مراحل قبلی تکرار می شود. در طراحی به روش تنش مجاز، تامین ضریب اطمینان با کاهش تنش‌ها از حد تسلیم به حد مجاز، و در روش طراحی حدی، با افزایش نیروها توسط ضریب بار و کاهش مختصر تنش‌ها صورت می‌گیرد. بنابراین، در روش متعارف، هدف ا صلی از طرح سازه جلوگیری از ر سیدن سازه به حد تسلیم و شکست می‌با شد که با اعمال ضریب اطمینان حا صل می‌گردد. بدیهی ا ست اگر بار بیشتر یا مساوی مقاومت سازه با شد ضریب اطمینان کمتر یا مساوی یک خواهد شد و سازه شکست خواهد خورد. از اینجا می‌توان نتیجه

گرفت که ضریب اطمینان کوچکتر یا مساوی یک به منزله شکست سازه و غیرقابل قبول می‌باشد. از این رو در هنگام کنترل طرح‌های مهند سی معمولا اگر تنش‌ها از حد مجاز بی شتر شود، طرح باید ا صلاح شود. به طریق اولی اگر تنش‌ها به حد تسلیم برسد طرح مردود تلقی خواهد شد.

پس ایراد اصلی روش مقاومت در طراحی لرزه‌ای این است که:

با قبول تسلیم و ضریب اطمینان کوچکتر یا مساوی یک، عملا از چارچوب اعتبار روش مقاومت خارج می شود و طراحی نمی‌تواند در این چارچوب انجام شود در حالی که در آیین نامه‌های حا ضر، پس از کاهش نیروی زلزله توسط ضریب رفتار و قبول تسلیم، سازه در چارچوب مقاومت طراحی می‌شود.

۱-۱-۴- ماهیت نیروهای ثقلی:

در این قسمت به برر سی **ماهیت** نیروهایی خواهیم پرداخت، که یک مهندس عمران در طول عمر مهند سی خود با آنها سروکار خواهد دا شت. از جمله این نیروها می‌توان به نیروی‌های نا شی از ثقل، نیروهای نا شی از باد، نیروهای ناشی از برخورد آب و یخ، نیرهای ناشی از حرارت و نیروهای ناشی از زلزله و ...

فرض کنید به عنوان یک طراح، به شما پیشنهاد شده است که یک صندلی با قابلیت تحمل وزن ۱۰۰ کیلوگرم را طراحی کنید و در این طراحی دو م صالح با رفتار نرم و ترد در اختیار دارید. نحوه برخورد شما با این طراحی چگونه خواهد بود؟

شکل (۱-۲) پایداری و ناپایداری صندلی تحت اثر وزن وارده

برای انتقال مفاهیم مورد نظر، این بخش به صورت سوال و جواب طراحی شده است.

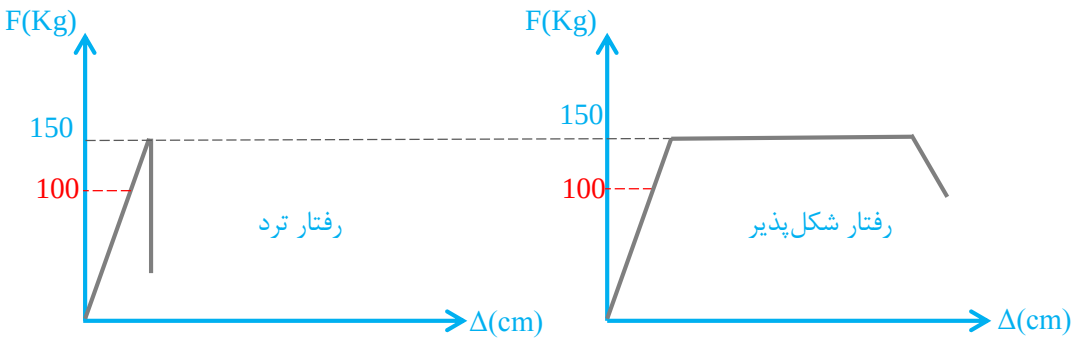
۱- مقدار ضریب اطمینان در این طراحی چیست؟

به قطع برای رسیدن به طراحی ایمن در برابر نیروی وزن بایستی ضریب اطمینان بیشتر از یک باشد.

به عنوان مثال آموزشی در دوحالت ضریب اطمینان بزرگتر از یک و کوچکتر از یک، اثرات تغییر شکل و مقاومت و اثرات مصالح ترد و نرم در طراحی را بررسی می‌کنیم:

الف-ضریب اطمینان بزرگتر از یک (F.S=1.5):

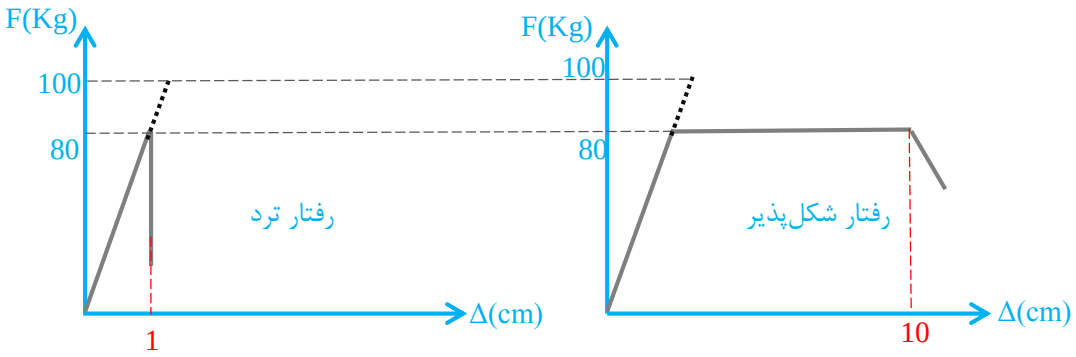
در این حالت مقاومت طراحی برابر با ۱۵۰ کیلوگرم خواهد بود لذا با توجه به شکل (۱-۳) به دلیل بیشتر بودن مقاومت از نیروی وارده (F.S=1.5)، تغییر شکل‌ها در محدوده الا ستیک بوده و رفتار سازه (صندلی) مستقل از نوع مصالح می‌باشد.



شکل (۱-۳) رفتار مصالح ترد و مصالح نرم

ب -ضریب اطمینان کوچکتر از یک (F.S=0.8):

در این حالت مقاومت طراحی برابر با ۸۰ کیلوگرم خواهد بود لذا با توجه به شکل (۱-۴) به دلیل بزرگتر بودن نیروی وارده از مقاومت موجود (F.S=0.8)، م صالح با رفتار ترد در تغییر شکلی برابر با ۱ سانتی‌متر و مصالح با رفتار نرم پس از وارد شدن به محدوده پلاستیک و تحمل تغییرشکل‌های بزرگ در تغییرشکلی برابر با ۱۰ سانتی متر دچار شکست خواهد شد. این درحالی است که وارد شدن به محدوده پلاستیک در مصالح با رفتار نرم تغییری در نتیجه کار ایجاد نکرده و همچنان شکست رخ خواهد داد.



شکل (۱-۴) رفتار مصالح ترد و مصالح نرم

نتیجه گیری:

از آنجایی که بار ثقلی از طریق یک جسم مستقل (شخصی که روی صندلی نشسته است) به سازه صندلی وارد می شود لذا مقدار آن بستگی کمی به تغییرشکل سازه داشته و در اثر تغییرشکل زیاد و یا تسلیم سازه نسبت به حالت اولیه و یا حالت عدم تسلیم تغییر چندانی نمی‌کند[۱].

برای مقابله با چنین نیرویی‌هایی، سازه بایستی به صورت مقاومتی در برابر آنها طرح شود و لذا سازه در صورت نداشتن مقاومت کافی فروخواهد ریخت.

با توجه به شکل (۱-۲) مشخص است که برای سازه اول ضریب اطمینان بزرگتر از یک بوده و در صندلی دوم ضریب اطمینان کوچکتر از یک بوده و شکست اتفاق می‌افتد.

۱-۱-۵- ماهیت نیروی باد

به دلیل اینکه نیروی باد حاصل از برخورد حجم بزرگی از ذرات ماده است که به سازه برخورد می‌کنند و این نیرو به مانند نیروی ثقل بستگی کمی به تغییر شکل سازه داشته و در اثر تغییر شکل زیاد و یا تسلیم سازه نسبت به حالت اولیه و یا حالت عدم تسلیم تغییر چندانی نمی‌کند (ماهیت پایستار) لذا سازه‌ها بایستی برای

[۱] پروفسور حسن مقدم (استاد دانشگاه صنعتی شریف) به این ماهیت عبارت "پایستار" را نامگذاری کرده‌اند.

مقابله با این نیرو نیز به صورت مقاومتی طرح شوند.

به صورت کلی نیروهای حاصل از برخورد حجم بزرگی از ذرات ماده به سازه پایستار محسوب می‌شوند نظیر نیروی ثقل، نیروی باد و جریان آب رودخانه و... .

به عنوان مثال باتوجه به شکل (۱-۵) نحوه تغییر شکل درختان تحت اثر نیروی باد نشان داده شده است در این حالت اگر سازه درخت مقاومت کافی برای این نیروی وارده را داشته باشد به راحتی می‌تواند تحت اثر بار باد وارده پایداری خودش را حفظ کرده و هیچ نوع شکستی رخ ندهد ولی در صورتی که مقاومت درختان کمتر از نیروی وارده باشد در این صورت به دلیل ماهیت پایستار بودن باد شکست رخ خواهد داد.

شکل (۱-۵) تغییرشکل درختان تحت اثر نیروی باد

سوال:

آیا صرفا یک جهته بودن باد باعث به وجود آمدن این ماهیت می‌شود؟

اگر بار باد سیکلیک (رفت و برگشتی) شود این ماهیت عوض خواهد شد؟

۱-۱-۶- ماهیت نیروی زلزله:

فرض کنید یک سازه به برش پایه به دست آمده از استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده (V) و دیگری برای نصف این برش طراحی شده است (0.5V) در این صورت به هنگام زلزله نیروی ایجاد شده در این سازه‌های چقدر خواهد بود؟

مشخصا حداکثر نیرویی که سازه می‌تواند به صورت جانبی تحمل کند برابر با مقاومت جانبی سازه است که از برش پایه طراحی شده به دست می‌آید. لذا زلزله نهائی مدنظر، نیرویی که در سازه ایجاد خواد کرد برابر با همان مقاومت سازه می‌باشد، عملا نیروی زلزله چیزی نیست جز مقاومت جانبی سازه !!!. در حالی که نیروی الاستیک زلزله (شتاب زلزله ضرب در جرم سازه) بسیار بزرگتر از مقدار مقاومت تجویز شده توسط آئین‌نامه‌ها می‌باشد. رمز پایداری سازه‌ها علی‌رغم نبود مقاومت کافی چیست؟

پایداری سازه‌ها در برابر زلزله به ماهیت نیروی زلزله برمی‌گردد که مقدار نیروی زلزله وابسته به تغییر شکل سازه‌ها بوده و با افزایش تغییرشکل‌های غیرخطی این نیرو به شدت کاهش می‌یابد.[۲]

نیروییی با چنین ماهیتی به تغییر شکل بستگی سازه دارد و در اثر تغییرشکل زیاد و یا تسلیم سازه نسبت به حالت اولیه و یا حالت عدم تسلیم به شدت تغییر می‌کند. نیروهای زلزله، حرارتی، ضربه، برخورد، و انفجار نمونه نیروی ناپایستار می‌باشند.

مقاومت شرط لازم پایداری در برابر نیروی ناپایستار نیست. مقاومت و شکل‌پذیری هریک به تنهایی شرط کافی برای پایداری در برابر نیروی ناپایستار می‌باشند و وجود مقاومت و یا شکل پذیری (ظرفیت کافی برای تحمل تغییرشکل ایجاد شده) پایداری در برابر نیروی ناپایستار را تامین می‌کند.[۳]

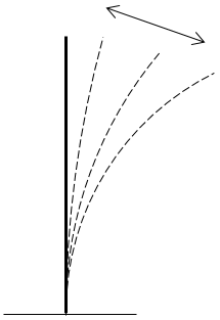
مقایسه نیروی پایستار باد با نیروی ناپایستار زلزله:

علت اصلی در تفاوت ماهیتی این دو نیروی جانبی در چیست؟

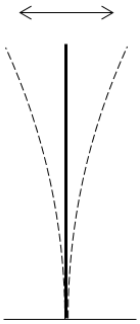
آیا صرفا ماهیت سیکلی بودن نیروی زلزله باعث به وجود آمدن این تفاوت می‌شود؟

[۲] پروفسور حسن مقدم (استاد دانشگاه صنعتی شریف) به این ماهیت عبارت "ناپایستار" را نامگذاری کرده‌اند.

[۳] مفاهیم ارائه شده خلاصه‌ای از جزوه درسی پروفسور حسن مقدم (استاد دانشگاه صنعتی شریف) می‌باشد.



شکل (۱-۶) تغییرشکل سازه تحت اثر نیروی باد



شکل (۱-۷) تغییرشکل سازه تحت اثر نیروی زلزله

	نیروی زلزله	نیروی باد
۱	نیروی زلزله در اثر تحریک شتاب‌دار پی ایجاد می‌شود و به صورت مستقیم از تماس ذرات با جرم سازه منتقل نمی‌شود	نیروی باد به صورت تماس مستقیم ذرات هوا با سطح بادخور سازه ایجاد می‌شود
۲	وابسته به مقدار جرم و نحوه توزیع آن در سازه بوده و به مرکز جرم سازه وارد می‌شود.	وابسته به مقدار سطح موثر بادخور سازه می‌باشد.
۳	داشتن جرم کم سازه باعث عملکرد بهتر آن در زلزله خواهد بود به طوری که مقدار مساحت بادخور موثر هیچ تاثیری در جذب نیروی زلزله نخواهد داشت.	سازه با جرم زیادپایداری بهتری در مقابل باد داشته، و داشتن سطح باد خور کمتر باعث جذب کمتر نیروی باد خواهد شد.

۴	میرایی سازه در محاسبات لرزه‌ای تاثیرگذار است.	میرایی سازه در محاسبات باد تاثیری ندارد.
۵	اینرسی سازه یکی از مولفه‌های مهم در ایجاد نیروی زلزله می‌باشد	اینرسی سازه در اثر نیروی باد تاثیری نخواهد داشت
۶	معادله حاکم بر سازه تحت زلزله به این صورت می‌باشد: $m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = -m\ddot{g}(t)$	معادله حاکم بر سازه تحت اثر باد به این صورت می‌باشد: $kv = F(t)$
۷	نوع خاک در عملکرد سازه تحت اثر زلزله تاثیر دارد	نوع خاک در عملکرد سازه تحت اثر زلزله تاثیری ندارد

۱-۱-۷- طراحی برای تغییرشکل بجای مقاومت

این واقعیت که نیروهای پایستار مانند وزن، و نیروهای ناپایستار مانند زلزله و حرارت با هم تفاوت دارند از دیرباز روشن بوده است، اما در چارچوب مهندسی سازه جابجایی و نیرو دو روی یک سکه‌اند که توسط ضرایب ارتجاعی بهم گره می‌خورند. از این رو، جابجایی ناشی از تغییر دما و زلزله به راحتی به نیرو تبدیل می‌شود و سازه زیر اثر این نیروی فرضی طرح می‌گردد. این شیوه نگرش در چارچوب طراحی بر اساس مقاومت هیچ خطایی را بوجود نمی‌آورد.

نکته مهمی که در طول دو قرن گذشته در مورد نیروهای ناپایستار از چشم دور مانده است این است که اگر چه طراحی بر ا ساس مقاومت شرط کافی برای تامین پایداری ا ست اما شرط لازم ب شمار نمی‌رود و طراحی براساس تغییرشکل نیز برای تامین پایداری در برابر نیروهای ناپایستار کافی است. از سوی دیگر، با استفاده از ا صل تغییر شکل و طراحی بر ا ساس تغییر شکل می‌توان بدون آنکه نیازی به افزایش مقاومت با شد سازه را پایدار نمود. بهره‌گیری از ا صل تغییر شکل طراحی را قادر می سازد بدون صرف هزینه سنگین و بکار بردن احجام بزرگی از م صالح سازه را در برابر نیروهای ناپای ستار پایدار سازد. در واقع در موارد ب سیاری از جمله

طرح‌های بهسازی، طراحی بر اساس مقاومت عملا ناممکن است و چاره‌ای جز استفاده از اصل تغییر شکل نیست.

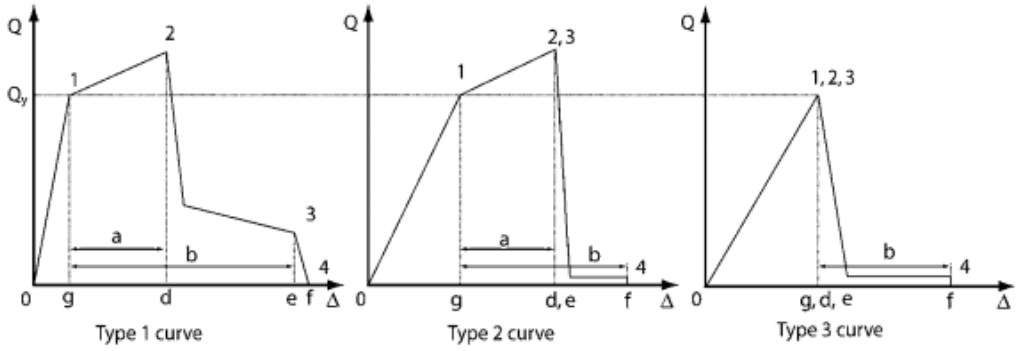
در ارزیابی خسارت سازه‌ها، پیش بینی و تشخیص نوع انهدام بسیار با اهمیت است. شناخت نوع انهدام و بررسی آن به صورت جداگانه، کیفیت ارزیابی را بالا برده، عدم قطعیت در نتایج را کاهش داده و دقت مطالعات را بیشتر می‌نماید. پس از ارزیابی خسارت، اقدام بعدی، تصمیم‌گیری برای اصلاح طرح اولیه یا مقاوم سازی سازه قبل از زلزله و یا تعمیر آن پس از زلزله می‌باشد. شناخت نوع انهدام، تصمیم برای اصلاح طرح را عاقلانه‌تر می‌نماید و در کاهش هزینه‌های مربوطه تاثیر اساسی دارد. در همین راستا برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های موجود و طرح بهسازی آنها بایستی ارزیابی دقیقی از رفتار جانبی غیرخطی اعضا در دست باشد.

ستون‌ها به عنوان یکی از اعضای اصلی در سازه‌های بتن‌آرمه می‌باشند که بررسی توانایی آنها در حفظ باربری جانبی تحت جابجایی‌های جانبی وارده ناشی از زلزله، در تعیین سطح عملکرد واقعی سازه در زلزله‌های شدید، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. ارزیابی لرزه‌ای و طرح بهسازی برای ساختمان‌های موجود نیاز به بررسی و ارزیابی دقیقی از رفتار جانبی غیرخطی اعضای سازه‌ای دارد. ستون‌ها به عنوان یکی از اعضای اصلی در ساختمان‌های بتن‌آرمه می‌باشند که بررسی توانایی آنها در حفظ باربری جانبی تحت جابجایی‌های جانبی وارده ناشی از زلزله، در تعیین سطح عملکرد واقعی سازه در زلزله‌های شدید، از اهمیت

ویژه‌ای برخوردار است. بنابراین دقت در تعیین رفتار نیرو - جابجایی غیرخطی ستون‌های بتن‌آرمه مسئله‌ای مهم در بررسی و ارزیابی تحلیلی از عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های موجود می‌باشد. از میان ویژگی‌های مختلف رفتار غیرخطی ستون‌های بتن‌آرمه نظیر سختی، مقاومت تسلیم ، مقاومت نهایی و شکل‌پذیری، آخرین مورد یعنی شکل‌پذیری، بیشترین اهمیت را در تعیین سطح عملکرد یک ستون در یک زلزله شدید داراست. تعریف شکل‌پذیری برای عضوهای سازه‌ای به تعریف نقطه نهایی از عملکردشان وابسته است. عموما دو نقطه نهایی در رفتار جانبی یک عضو (ستون) درنظرگرفته می‌شود که عبارتند از نقطه "افت مقاومت جانبی" و "نقطه از دست رفتن باربری ثقلی". تاکنون تحقیقات و آزمایشات زیادی تاکنون انجام گرفته است تا بتوانند دریافتی روشن از ظرفیت جابجایی ستون‌های بتنی که در معرض بارهای محوری و همچنین بارهای جانبی می‌باشند ارائه دهد که هر کدام ازاین آزمایشات تا مرحله‌ای جابجایی جانبی ادامه یافته و با دیده شدن هر کدام از مراحل خرابی بنا را بر اتمام میزان شکل‌پذیری گذاشته و آزمایش را تمام شده فرض کرده‌اند. حال در تحقیقات اخیر (بالاخص تحقیق انجام شده توسط الوود و همکاران) سعی بر این بوده است که در ابتدا با بررسی جامع از جزئیات ستون‌های آزمایش شده توسط هر کدام از محققین و همچنین تحقیق بر روی پارامترهای موثر بر روی رفتار جانبی ستون، برنامه‌ای برای بدست آوردن منحنی پوش نیروی جانبی - جابجایی سر ستون که بیشترین تطابق را با نتایج حاصله از آزمایش داشته باشد، نوشته شود و سپس با داشتن یک تطابق و همبستگی مناسب میان نتایج تحلیل با نتایج بدست آمده از آزمایش، دست به یک تحقیقی کامل بر روی اتفاقات افتاده در مقطع زده و با جمع بندی نتایج در انتها بتوان دلیلی منطقی و منطبق بر واقعیت برای تئوری تعیین تحلیلی ظرفیت جابجایی ستون های بتن آرمه تا جایی که مقاومت جانبی دچار افت کلی نشده است ارائه کرد.

نیروهایی که عملاً از زلزله‌های شدید بر سازه‌ها وارد می‌شوند بسیار بزرگتر از ارقامی است که آیین‌نامه‌ها به صورت استاتیکی معادل برای تحلیل و طراحی مشخص می‌کنند و طرح سازه‌ها با تکیه بر رفتار الاستیک در زلزله، به جز در بعضی سازه‌های خاص توجیه اقتصادی نداشته و مقاطع حاصله بسیار بزرگ خواهند شد. به همین دلیل منظور نمودن مفهوم شکل‌پذیری در مشخصات طرح و محاسبه اهمیت پیدا می‌کند. عامل شکل

پذیری نوعی ظرفیت ذخیره و اســتعداد جذب انرژی اســت که لازمه‌ی آن قابلیت تغییر شــکل‌های بزرگ در سازه بدون افت اساسی در مقاومت و یا خرابی می باشد. عملکرد سازه در این شرایط به مقدار شکل‌پذیری اعضا در مقاطع بحرانی بستگی دارد. بدین منظور، سازه در مقاطع بحرانی باید قابلیت دوران پلاستیک داشته باشد. ساختمانهای بتن‌آرمه، گروه بزرگی از سازه‌های یاد شده را در دنیا و همچنین در ایران شامل می‌شود؛ که در اثر زلزله، آســیب‌های مختلفی را تجربه کرده‌اند. عمدتا این ســاختمان ها به دلیل ضــعف موجود در ستون‌هایشان دچار خرابی شده و کاربری آن‌ها دچار اختلال می‌شود. به دلیل مشکلات مربوط به جلوگیری از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها، اطمینان از اینکه اینگونه اعضا قابلیت نشان دادن رفتار شکل پذیر را داشته باشند اهمیت ویژه‌ای دارد. به همین سبب، در بررسی عملکرد سازه در برابر زلزله دانستن نقطه‌ی نهایی اعضای سازه‌ای (و بالاخص ستون‌ها) در تحمل نیروی جانبی دارای بیشترین اهمیت می باشد. معمولاً برای تعیین نقطه ۲ از منحنی پوش نیروی جانبی-جابجایی اســتفاده می‌شــودکه نقطه‌ی ۲ به عنوان نقطه‌ای از این منحنی پوش که پس از آن مقاومت جانبی دارای افت شدیدی می شود، شناخته می شود. در تعیین و مشــخص کردن مکان دقیق نقطه‌ی ۲ تحقیقات و مطالعات فراوانی انجام گرفته اســت و هر کدام از این مطالعات دلیلی را برای در نظر گرفتن نقطه‌ی ۲ اختیار کرده اند.



شکل (۱-۸) منحنی نیرو - تغییرمکان در آیین نامه ASCE 41-13

اســتاندارد ASCE 41-13 نقطه‌ای که در آن مقاومت جانبی به میزان ۲۰ ٪ کاهش می‌یابد را به عنوان نقطه‌ی ۲ اختیار کرده است. البته نقطه‌ی کلیدی دیگری نیز در منحنی پوشش نیروی جانبی - تغییر مکان نیز تعریف می‌شــود و آن نیز عبارت اســت از نقطه‌ی از منحنی که در آن نقطه ظرفیت تحمل باربری ثقلی

عضو از بین رفته و ستون بتنی دچار خرابی محوری می‌شود(نقطه ۳ در منحنی نوع ۱ در شکل (۱-۸)).

برای مطالعه بیشتر در این زمینه به مقاله تحلیلی زیر مراجعه کنید :

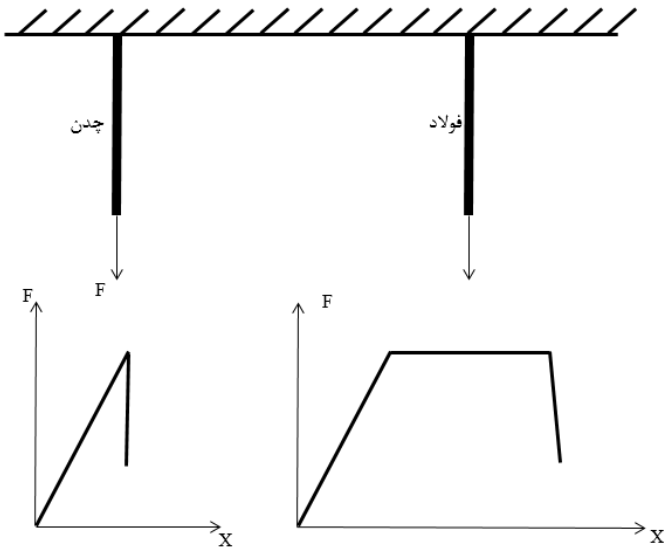
بررسی موضوعی تغییرات ایجاد شده در نشریه ۳۶۰ (ویرایش ۹۲) ستون‌های بتن‌آرمه

۱-۲- تحلیل غیرخطی سازه بتنی با نرم‌افزار SAP2000

در علم مهندسی زلزله با ورود و جایگزینی شیوه طراحی براساس عملکرد (Performance Base Design) به جای روش قدیمی طراحی براساس مقاومت بسیاری از آئین‌نامه‌های جهان دستخوش تغییرات بنیادین شده و بسیاری از محققان و پژوهشگران برای تکامل و دستیابی به قطعیت در این شیوه، تحقیقات خود را در این زمینه متمرکز کرده‌اند. طراحی براساس عملکرد موضوعی است که در سال‌های اخیر در سطح جهان و کشور ما مورد استقبال فراوان قرار گرفته است. آئین‌نامه‌های کنونی که براساس روش مقاومت تهیه شده‌اند برای طراحی در محدوده الاستیک مناسب می‌باشند، اما سطوحی از عملکرد که متحمل پذیرش خسارت (ورود به ناحیه پلاستیک) است علاوه بر معیارهای مقاومتی و نیرویی وابسته به معیارهای جابجایی نیز می‌باشند.

روش کنونی طراحی سازه‌ها برمبنای طراحی براساس مقاومت است و شامل تخمین برش پایه در سازه و توزیع آن در ارتفاع و تعیین مقاومت مورد نیاز اجزای سازه‌ای در برابر این بار می‌باشد. صرفه‌نظر از کاستی‌هایی که در این روش وجود دارد، بیان رفتار اجزای سازه‌ای از طریق تک پارامتر مقاومت در بسیاری از موارد پاسخ مناسبی به دست نمی‌دهد. در حقیقت هدف از طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد، دخیل کردن کارفرما در انتخاب میزان خطر پذیری در طرح مورد نظر در سطوح مختلف زمین‌لرزه است که خود این هدف مستلزم معلوم بودن نحوه عملکرد سازه در سطوح مختلف زمین‌لرزه‌ها ست. براساس آئین‌نامه‌های طراحی، اعضای سازه‌ای به گونه‌ای طراحی می‌شوند که بتوانند نیروهای وارده را با حاشیه اطمینان مناسبی که بستگی به روش طراحی دارد تحمل کنند. بعد از طراحی اعضای سازه‌ای برای نیروهای وارده در بعضی موارد کنترل‌های تغییرمکانی نیز انجام می‌شود. بعضی از کنترل‌های تغییرمکانی مانند کنترل خیز تیرها وابسته به خرابی‌های معماری و بعضی دیگر همانند تغییرمکان جانبی نسبی همزمان وابسته به خرابی‌های معماری و

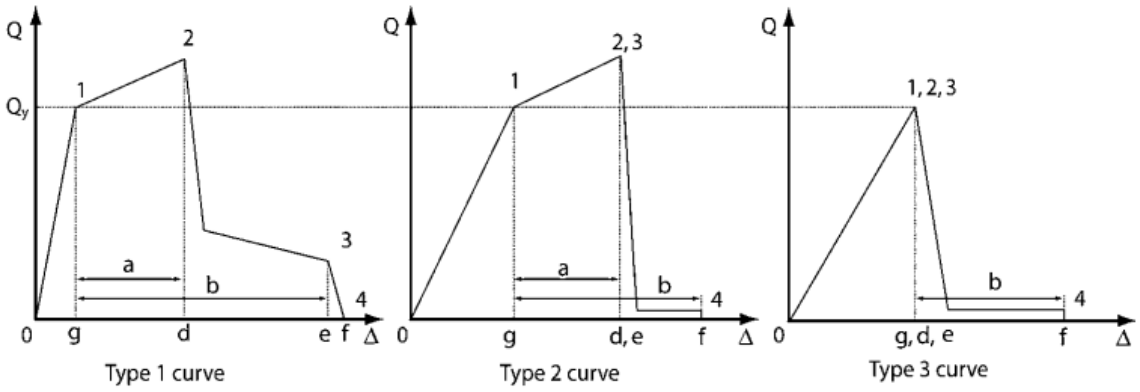
کل سازه می‌باشند. در رویکرد طراحی براساس عملکرد رفتار اعضای سازه‌ای به دو گروه کنترل‌شونده توسط نیرو (Force Control) و کنترل‌شونده توسط تغییرشکل (Displacement Control) تقسیم‌بندی می‌شوند. به عنوان مثال در شکل (۱-۹) رفتار FC و DC به وضوح مشخص می‌باشد. برای میله چدنی که رفتار شکننده و ترد دارد با افزایش نیروی تا حد مقاومتی، بدون جاری شدن تلاش‌محوری کششی در این المان گسیختگی در میله اتفاق می‌افتد رفتار نیرو جابجایی این المان نیز نشان دهنده همین مفهوم می‌باشد. در این شرایط برای جلوگیری از شکست، بایستی تلاش مورد نظر موجود (نیروی محوری) کنترل شود و به حد مقاومتی نرسد لذا نیروی محوری بایستی کنترل شود که در صورت به تلاش نیروی محوری در چدن تلاش کنترل شونده توسط نیرو گفته می‌شود. این در حالی است که این نیرو در المان فولادی باعث جاری شدن و ورود به ناحیه پلاستیک می شود و شکست در المان با افزایش تغییر شکل‌های غیرخطی و رسیدن به حد کرنش گسیختگی اتفاق می‌افتد و لذا برای جلوگیری از شکست بایستی مقدار تغییر شکل المان کنترل شود تا به حد گسیختگی نرسد. در نتیجه میله چدنی به گونه‌ای طراحی خواهد شد که نیروی محوری موجود در آن کمتر از مقاومت محوری المان باشد (طراحی براساس مقاومت) و میله فولادی به گونه‌ای طرح می شود که تغییرشکل‌های پلاستیک در آن از حد گسیختگی تجاوز نکند (طراحی براساس تغییرشکل).



شکل (۱-۹) رفتار ترد و شکننده چدن و رفتار نرم و شکل‌پذیر فولاد

۱-۲-۲- رفتار اعضای سازه‌ای با توجه به منحنی نیرو-تغییرشکل

رفتار اعضای سازه با توجه به منحنی نیرو-تغییرشکل تحت اثر نیروهای اعمالی به صورت کنترل شونده تو سط تغییر شکل (DC) و یا به صورت کنترل شونده تو سط نیرو (FC) طبقه بندی می شود. منحنی نیرو تغییرشکل براساس منحنی‌های شکل (۱-۱۰) می‌تواند نمایش دهنده رفتار شکل‌پذیر ، نیمه شکل‌پذیر و ترد باشد.



شکل (۱-۱۰) منحنی‌های رفتاری ارائه شده در ASCE41-13

۱-۲-۲-۱- رفتار شکل‌پذیر نوع ۱ (Ductile Behavior, Type1)

منحنی نیرو تغییرشکل در این نوع رفتار از چهار قسمت تشکیل شده است در این منحنی خط ۰-۱ نشان‌دهنده رفتار الاستیک خطی می‌باشد. خط ۱-۲ نشان‌دهنده رفتار پلاستیک همراه با سخت شدگی کرنشی می‌باشد. از نقطه ۲ تا ۳ مقاومت به شدت کاهش می‌یابد، اما به طور کلی از بین نمی‌رود. و در نقطه ۳ باز هم توانایی تحمل بارهای ثقلی وجود خواهد داشت. برای آنکه اعضای اصلی با این نوع رفتار کنترل‌شونده توسط تغییرشکل محسوب شوند بایستی $e \geq 2g$ باشد، در غیر این صورت اعضای اصلی، کنترل شونده توسط نیرو محسوب می شوند. اعضای غیر اصلی با این نوع رفتار با هر نسبتی از e/g کنترل شونده توسط تغییرشکل محسوب می‌شوند.

۱-۲-۳- رفتار شکل‌پذیر نوع ۲ (Ductile Behavior, Type2)

منحنی نیرو-تغییرشکل این رفتار از سه قسمت تشکیل شده است. به اعضای دارای این رفتار نیمه شکل‌پذیر گفته می شود. در این رفتار خط ۰-۱ نشان دهنده رفتار خطی الاستیک می‌باشد. خط ۱-۲و۳ نشان دهنده رفتار پلاستیک می‌باشد. بعد از نقطه ۲و ۳ مقاومت به شدت کاهش می‌یابد و دیگر توانایی تحمل بارهای ثقلی وجود نخواهد داشت. برای آنکه اعضای اصلی و غیراصلی با این نوع رفتار کنترل‌شونده توسط تغییرشکل محسوب شوند بایدستی $e \geq 2g$ باشد. در غیراین صورت اعضای اصلی و غیراصلی با این نوع رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو محسوب می‌شوند.

۱-۲-۴- رفتار شکل‌پذیر نوع ۳ (Brittle or Nonductile Behavior, Type3)

منحنی نیرو-تغییرشکل این نوع رفتار از دو قسمت تشکیل شده است. در این منحنی خط ۰-۱ نشان‌دهنده رفتار الاستیک خطی است. بعد از نقطه ۱و۲و۳ مقاومت به شدت کاهش می‌یابد و دیگر تحمل بارهای ثقلی وجود نخواهد داشت. اعضای اصلی و غیراصلی با این نوع رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو محسوب می‌شوند.

از کنارهم گذاشتن طیف گسترده‌ای از این رفتارهای ذکر شده در استانداردهای موجود یک سازه واقعی چند طبقه به دست خواهد آمد. این مجموعه که هر دو رفتار DC و FC را در خود دارد بایستی به گونه‌ای طراحی شود که در آن نیرو در اعضای ترد به حد مقاومت نرسد و جابجایی در اعضای نرم به حد گسیختگی نرسد.

۱-۲-۳- فلسفه طراحی عملکردی

روش طراحی عملکردی بر این پایه استوار است که هنگامی که سازه تحت زلزله قرار گرفت به حالت مکانیزم در می‌آید و در این حالت برای حفظ ایستایی بایستی :

۱- نیرو در اعضای ترد به حد مقاومت عضو نرسد.

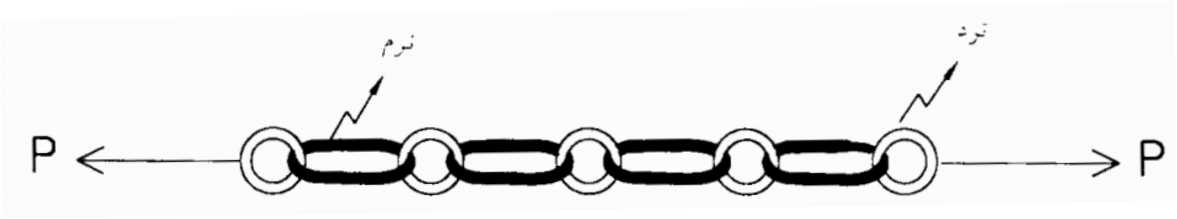
۲- جابجایی در اعضای نرم به حد ظرفیت جابجایی عضو نرسد.

۱-۲-۴- ایده تسلیم هدایت شونده

در زلزله‌های قوی، نیروی ایجاد شده در سازه معمولا آنقدر زیاد است که از حد مقاومت ارتجاعی سازه می‌گذرد و بروز شکست در سازه اجتناب ناپذیر می‌گردد. در چنین حالتی عملکرد سازه در زلزله را می‌توان به رفتار یک زنجیر تشبیه کرد که دارای دو نوع حلقه می‌باشد:

۱- حلقه‌های ترد که قابلیت تسلیم ندارند و زیر بار نباید از حد ارتجاعی خارج شوند.

۲- حلقه‌های نرم که قابلیت تسلیم دارند و به صورت فدا شونده عمل می‌کنند. این حلقه‌ها طوری طرح می شوند که مقاومت شان از حلقه‌های ترد کمتر با شد و فرآیند تسلیم به طور هدایت شده در این حلقه‌ها متمرکز می‌گردد و حلقه‌های ترد از گزند زلزله آسیبی نمی‌بینند.



شکل (۱-۱۱) زنجیر ایمنی پائولی

با توجه مفاهیم و توضیحات ارائه شده سازه‌های طراحی شده در بخش قبل از طریق تحلیلی استاتیکی غیرخطی آنالیز خواهند شد تا شرایط مذکور در آنها مورد ارزیابی و بررسی قرار گیرد.

۱-۳- آنالیز استاتیکی غیرخطی

اگرچه روش تحلیل الاستیک تخمین خوبی از ظرفیت الاستیک سازه به خصوص در سازه‌های ترد را ارائه می‌دهد، اما از روش تحلیل فوق نمی‌توان اطلاعات لازم از مکانیزم شکست و اثر پخش مجدد نیروها در طول گسترش سیلان در سازه به دست آورد. کاربرد فرآیند غیرارتجاعی در تحلیل و ارزیابی سازه به خصوص

سازه‌های نرم و نیمه ترد که تحت اثر زلزله قوی تغییر شکل‌هایشان در محدوده غیرالاستیک باشند به مندسین کمک شایانی خواهد کرد. استفاده از این تحلیل عدم قطعیت‌های موجود در کدهای فعلی مورد استفاده را تا حدودی مرتفع می سازد. این روش تصویری روشن از و واضح از واکنش و رفتار واقع‌بینانه سازه طرح از ابتدا یا مقاوم‌سازی شده ارائه می‌دهد.

دو اصطلاح نیاز و ظرفیت در یک فرآیند طراحی براساس عملکرد دارای کاربرد فراوانی است. در توضیح کوتاه این الفاظ بایستی گفت که، نیاز نشان‌دهنده پاسخ‌های سازه ناشی از حرکت زمین در اثر زلزله است و ظرفیت ن شان‌دهنده توانایی سازه در برابر چنین نیازی می‌با شد. در واقع عملکرد سازه ن شان‌دهنده راهی ا ست که ظرفیت بتواند نیاز لرزه‌ای را تامین کند. به زبان دیگر سازه باید ظرفیت مقاومت در برابر نیازهای حاصل از زلزله را داشته باشد تا عملکرد سازه با اهداف طراحی تامین گردد.

۱-۳-۱- ظرفیت

ظرفیت کلی یک سازه بستگی به ظرفیت مقاومت و تغییر شکل تک‌تک اعضا یک سازه دارد. معمولا ظرفیت یک سازه توسط منحنی ظرفیت آن معرفی می‌گردد. بدین منظور باید از یک تحلیل شامل یک سری از تحلیل‌های الاستیک پشت سرهم که اصطلاحا به تحلیل هل دادن (بار افزون یا پوش‌آور) معروف است و در آن دیاگرام نیرو-تغییرشکل سازه تقریب می‌گردد، استفاده نمود. مدل ریاضی سازه به گونه‌ای ساخته می‌شود تا کاهش مقاومت را در اثر سیلان اجزا نشان دهد. مدلی از پخش نیروها به صورت جانبی بر سازه وارد شده و مقدار آن به صورت پیوسته افزایش می‌یابد تا سازه یا ناپایدار گشته و یا به حدود مورد نظر در سطح عملکرد برسد.

۱-۳-۲- طلب یا نیاز

حرکات زمین در مدت زلزله یک فرم تغییرشکل بسیار پیچیده‌ای را در سازه ایجاد می‌نماید که نسبت به زمان نیز تغییر می‌کند. حقیقت آن است که جست و جوی لحظه به لحظه این حرکات برای روشن شدن

ملزومات طراحی سازه غیر عملی می‌با شد. در یک تحلیل الا ستیک سنتی از نیروهای جانبی جهت نمایش زلزله ا ستفاده می شود. که نیاز در این روش تو سط نیروهای معادل که حا صل ضرب جرم در مقدار شتاب طیفی ا ست، نشان داده می شود.همان طور که می‌دانیم نمایش نیاز مذکور فرض معقولی نبوده و بهتر از این نیاز در محدوده تغییر شکل‌های غیرخطی و تو سط تغییر شکل‌های خود سازه برآورد شود. لذا در روش‌های غیرخطی ب سیار راحتتر ا ست که از جابجایی جانبی برای ن شان دادن چنین نیازی ا ستفاده شود. برای یک سازه و حرکت زمین م شخص، نیاز جابجایی تخمینی، از حداکثر واکنش مورد انتظار در سازه بر اثر حرکت زمین می‌باشد.

۱-۳-۳- روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی

همان‌طور که ذکر گردید مهمترین بخش از فرآیند طراحی برا ساس تغییر شکل، محا سبه حداکثر تغییرمکان سازه تحت اثر جنبش زمین می‌باشد. با داشتن این تغییرمکان و اعمال یک تحلیل غیرخطی پوش‌آور، می‌توان میزان نیرو تغییرشکل‌ها را در اعضای سازه به جهت مقایسه با مقادیر حدی که براساس عملکرد مورد نظر تعیین می‌گردند محاسبه نمود و بدین ترتیب کفایت سازه را تحت نیاز مورد نظر مشخص کرد. روش‌های مختلفی برای محاسبه این تغییر مکان ارائه شده است.

این روش‌ها را می‌توان در ۵ دسته کلی زیر قرا داد:

۱- روش طیف ظرفیت: که تغییرشکل هدف را از تقاطع منحنی ظرفیت حاصل از پوش‌آور با طیف واکنش تقلیل یافته تخمین می‌زند.

۲- روش ضرائب: در این روش با ا ستفاده از ضرائب ارائه شده در ا ستانداردها تغییرمکان هدف محا سبه می‌شود.

۳- روش مودال پوش‌آور

۴- روش سکانت: که از سازه جایگزین و سختی سکانت استفاده می‌شود.

۵- روش‌های تولید طیف جابجایی غیرارتجاعی

از آنجایی که در مدارک معتبر برای آنالیز خسارت و امور تحقیقاتی در زمینه طراحی براساس عملکرد از سه روش اول استفاده می‌گردد و روش ضرائب در بین این روش‌ها از دقت مناسبی برخوردار می‌باشد لذا در این پروژه نیز از روش ضرائب استفاده شده است.

۱-۴- مراحل تحلیل پوش‌آور

مراحل یک تحلیل پوش‌آور کامل به صورت زیر می‌باشد:

۱- به دست آوردن نقطه کنترل

۲- به دست آوردن جابجایی هدف

۳- بارگذاری ثقلی سازه

۴- بارگذاری جانبی سازه (الگوی بار جانبی)

۵- رفتار غیرخطی مصالح (مفاصل پلاستیک)

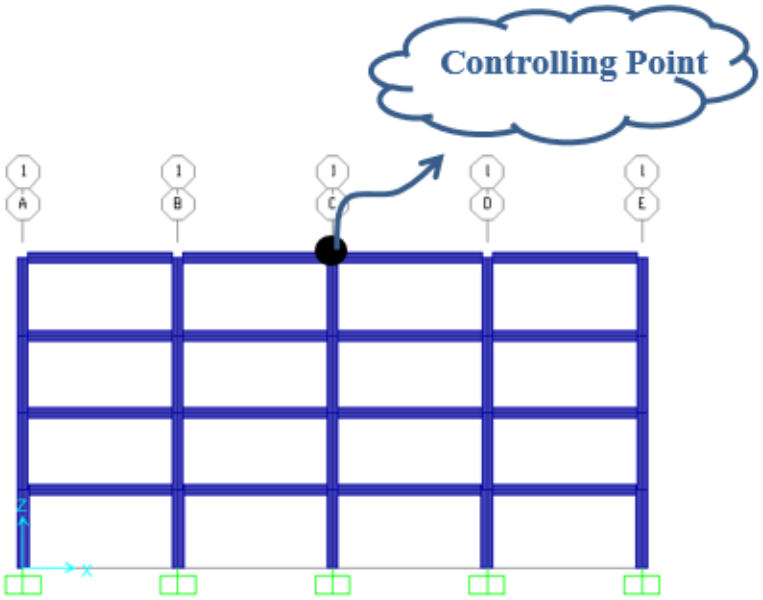
۶- آنالیز و تفسیر نتایج

هرکدام از مراحل گفته شده در بالا در زیر به صورت مفصل شرح داده شده و فرضیات مورد استفاده ارائه شده است:

۱-۴-۱- نقطه کنترل

نقطه‌ای از سازه که جابجایی آن پایش خواهد شد نقطه کنترل نام دارد. در این نقطه جابجایی لحظه به لحظه ثبت شده و پس از رسیدن جابجایی این تقطه به مقدار محاسبه شده آنالیز متوقف خواهد شد. در تحلیل استاتیکی غیرخطی مرکز جرم بام سازه به عنوان نقطه کنترل انتخاب می‌شود. به دلیل دو بعدی بودن مدل‌ها در این پروژه هر نقطه از بام را می‌توان به عنوان نقطه کنترل در نظر گرفت. چون سازه دیافراگم صلب شده و جابجایی تمام نقاط در تراز یک دیافراگم با یکدیگر برابر خواهد بود.

مرکز جرم بام سازه به عنوان نقطه کنترل انتخاب می‌شود:



شکل (۱-۱۲) تعیین نقطه کنترل در تحلیل پوش‌آور

۱-۴-۲- به دست آوردن جابجایی هدف

۱-۴-۳- روش ضرائب در مهندسی عمران

در این روش که یک پارامتر مبنا از طریق ضرائب مشخص و بی بعدی به پارامتر مبنا در شرایط خاص تبدیل می شود، این روش در مهند سی عمران به دلیل سادگی و دقت قابل قبول جایگاه ویژه‌ای دارد به صورتی که در اکثرا آئین‌نامه‌های عمرانی این روش به نوعی استفاده شده است. موارد مهمی که آئین‌نامه‌ها برای محاسبات درآنها از روش ضرائب استفاده می‌کنند به صورت زیر است:

۱- بارگذاری زلزله با روش استاتیکی معادل (ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰)

به وسیله **ضرائب بازتاب خاک و سازه** شتاب سنگ بستر (A) به شتاب سازه (A.B) تبدیل می‌شود.

۲- بارگذاری برف (مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲)

به و سیله **ضرائب شیب، شرایط دمایی و برف گیری** بار برف مبنا (P_g) به بار برف روی بام (P_r) تبدیل می‌شود.

۳- بارگذاری باد (مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲)

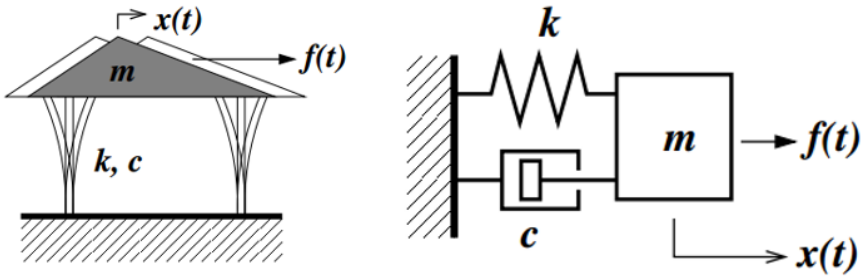
به وسیله **ضرائب بادگیری، اثر جهت، فشار و اهمیت** مقدار فشار مبنای باد (q)به فشار برروی ساختمان (P) تبدیل می‌شود.

۴- جابجایی هدف (نشریه ۳۶۰ ویرایش ۱۳۹۲)

روش ضرائب برای به دست آوردن جابجایی هدف مطابق با ویرایش جدید نشریه ۳۶۰ در زیر به صورت کامل توضیح داده شده است.

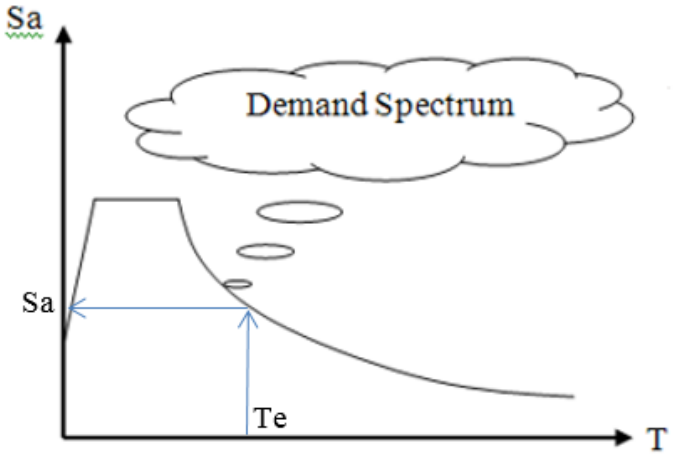
۱-۴-۴- روش ضرائب(نشریه ۳۶۰)

در این روش که روش ارائه شده برای به دست آوردن جابجایی هدف در نشریه ۳۶۰ می‌باشد، از طریق جابجایی طیفی خطی سازه تک درجه آزاد معادل سازه اصلی مقدار جابجایی هدف به دست می‌آید. نحوه به دست آوردن جابجایی هدف به این روش به طریق زیر می‌باشد:



شکل (۱-۱۳) سازه تک درجه آزاد معادل

معادله جابجایی طیفی سازه SDOF از طریق شتاب طیفی به صورت زیر خواهد بود:

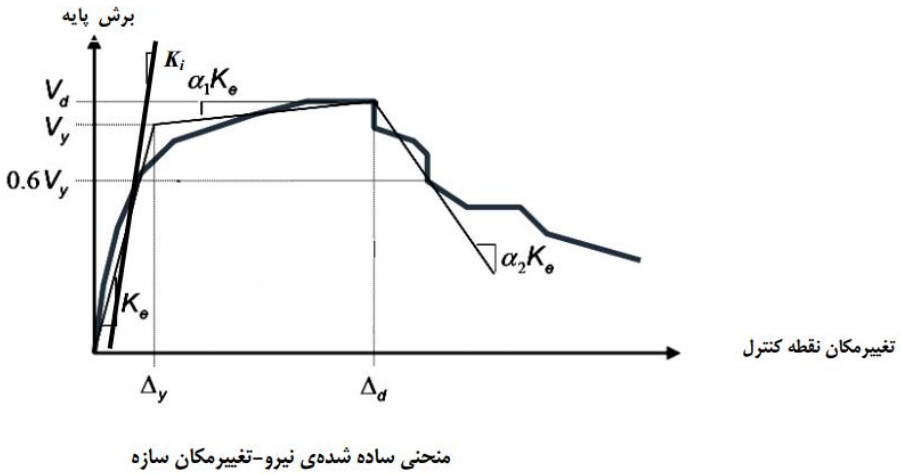


شکل (۱-۱۴) شتاب طیفی برای سازه تک درجه آزد

$$\begin{cases} F = K.\Delta \\ F = M.a \end{cases} \rightarrow K.\Delta = M.a \rightarrow \Delta = \frac{M}{K}a \rightarrow S_d = \frac{M}{K}S_a = \frac{T_e}{4\pi^2}S_a$$

$$S_d \xrightarrow{for SDOF} \frac{T_e}{4\pi^2}S_a$$

با توجه به فرمول بالا مقدار جابجایی طیفی برای یک سیستم یک درجه آزاد الاستیک به دست آمده است برای تعمیم این سیستم به یک سیستم چند درجه آزاد با رفتار غیرخطی و دارای زوال سختی و مقاومت نیاز به ضرائبی نظیرضریب تبدیل یک درجه آزاد به چند درجه آزاد، ضریب تبدیل رفتار خطی به رفتار غیرخطی و ضریب تبدیل اثرات زوال سختی مقاومت می‌باشد.



شکل (۱-۱۵) دیاگرام پوش‌آور سازه

تغییر مکان هدف برای سازه با دیافراگم صلب بایستی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه برآورد شود، به عنوان روشی تقریبی می‌توان مقدار این جابجایی را از فرمول زیر به دست آورد:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

T_e: زمان تناوب اصلی موثر ساختمان برای امتداد مورد نظر

C_0: ضریب ا صلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزدای است که برابر یکی از مقادیر زیر انتخاب می‌شود:

ضریب مشارکت مود اول با استفاده از رابطه زیر:

$$C_0 = \varphi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^{n} w_i \varphi_{1,i}}{\sum_{i=1}^{n} w_i \varphi_{1,i}^2}$$

که درآن w_i و $\varphi_{1,i}$ به ترتیب وزن موثر لرزه‌ای و مولفه بردار شکل مود اول برای امتداد مورد نظر در تراز i می‌باشد.

$\varphi_{1,r}$ نیز مولفه همین بردار در تراز نقطه کنترل می‌باشد.

نرم افزار برای محاسبه این ضریب از این روش استفاده می‌کند.

C_1: ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکان غیرارتجاعی سیستم از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T_e \le 0.2 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{25(R_u - 1)}{a}$$

$$0.2 \le T_e \le 1 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{R_u - 1}{a T_e^2}$$

$$T_e \ge 1.0 \rightarrow C_1 = 1.0$$

در این رابطه R_u نسبت نیاز مقاومت ارتجاعی به مقاومت تسلیم می‌باشد.

و مقدار a نیز نوع زمین را مطابق با جدول زیر مشخص می‌کند.

ضریب نوع زمین

نوع زمین	I	II	III و IV
a	130	90	60

C_2: ضریب تصحیح برای اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر تغییرمکان‌ها ناشی از زوال

چرخه‌ای و مقدار آن از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T \le 0.7 \rightarrow C_2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{R_u - 1}{T_e}\right)^2$$

$$T_e \ge 0.7 \rightarrow C_2 = 1$$

نسبت مقاومت R_u از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$R_u = \frac{S_a}{V_y / W} C_m$$

لازم به ذکر است که در ویرایش جدید نشریه ۳۶۰ ضابطه‌ای برای کنترل مجاز بودن استفاده از تحلیل پوش‌آور ارائه شده است که در زیر به بررسی آن پرداخته شده است:

استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی هنگامی مجاز است که دو شرط زیر برقرار باشد:

۱- نسبت مقاومت R_u محاسبه شده از مقدار R_{Max} محاسبه شده کمتر باشد.

تاثیر مودهای بالاتر قابل ملاحظه نباشد، برای تعیین این موضوع ضروری است سازه دو بار باستفاده از روش دینامیکی طیفی تحلیل شود. در بار اول تنها مود اول در نظر گرفته شود و در بار دوم تمامی مودهای نوسانی که مجموع جرم موثر آنها حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه است باید در نظر گرفته شود. در صورتیکه نتایج تحلیل دوم نشان دهد نیروی برشی در طبقه‌ای بیش از ۳۰٪ از نیروی برشی حاصل از تحلیل اول بیشتر است، این امر به معنی قابل ملاحظه بودن اثرات مودهای بالاتر می‌باشد.

اگر شـــرط ۲ برقرار نباشـــد، باید از روش تحلیل دینامیکی خطی نیز برای تکمیل روش اســـتاتیکی غیرخطی ا ستفاده گردد. در این حالت معیار پذیرش باید برای هر دو روش برر سی شود با این تفاوت که برای پذیرش اعضای با رفتار تغییرشکل کنترل در روش تحلیل دینامیکی خطی می‌توان ۳۳٪ تخفیف قائل شد.

اگر شرط ۱ برقرار نباشد، بایستی از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شود.

$$R_{Max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_d} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4}$$

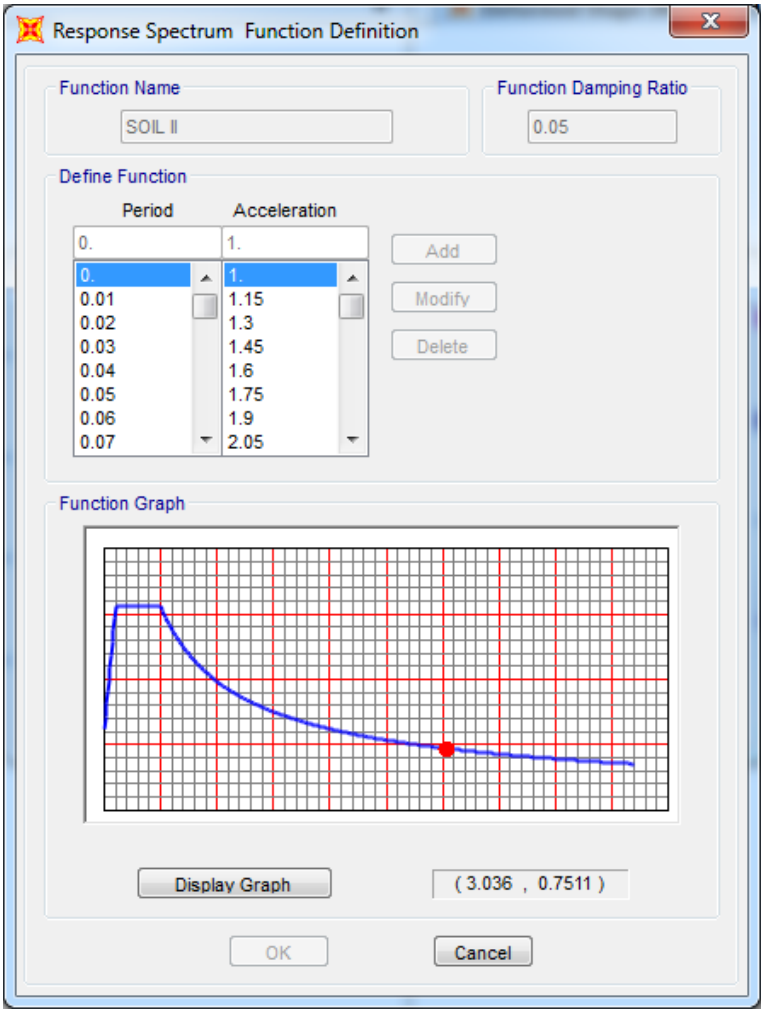
$$h = 1 + 0.15 \ln T_e$$

$$\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta})$$

هدف از گذاشتن شرط دوم به این منظور می‌باشد که از آن جایی که تحلیل استاتیکی غیرخطی قابلیت مدل سازی ناپایداری دینامیکی در سازه را ندارد لذا اگر سازه به قدری ضعیف باشد که در آن زوال مقاومتی شدید باعث حاکم شدن پدیده $P-\Delta$ شود در این صورت تحلیل پوش‌آور توانایی مدل سازی رفتار دقیق در سازه را نخواهد داشت و لذا بایستی از تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی استفاده شود.

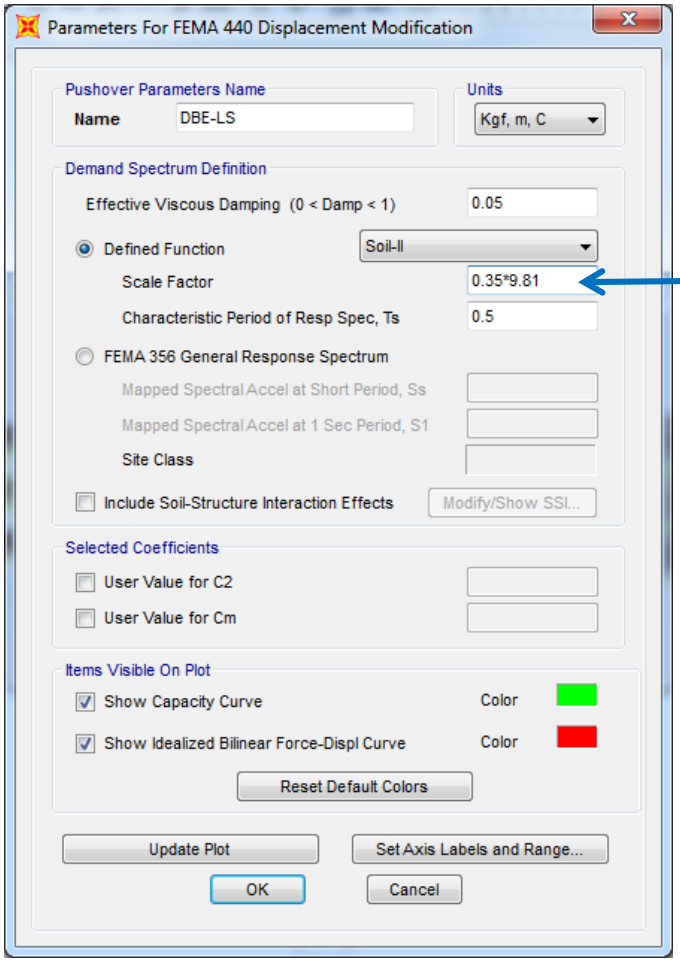
برای به دست آوردن شتاب طیفی موجود در فرمول جابجایی هدف بایستی طیف آئین‌نامه به نرم‌افزار معرفی گردد. طیف مورد نظر مربوط به خطر لرزه خیزی زیاد برروی خاک نوع II و ضـــریب 0.35g نیز به عنوان شـــتاب مبنای طرح در فایل مورد نظر ضـرب خواهد شـد. با توجه به شـکل زیر پارامترهای مربوط به روش ضرائب در نرم افزار اعمال شده است.

برای به د ست آوردن شتاب طیفی موجود در فرمول جابجایی هدف بایستی طیف ویرایش چهارم ا ستاندارد ۲۸۰۰ به نرم‌افزار معرفی گردد. طیف مورد نظر مربوط به خطر لرزه‌خیزی زیاد برروی خاک نوعII و ضـــریب 0.35g نیز به عنوان شتاب مبنای طرح در فایل مورد نظر ضرب خواهد شد. با توجه به شکل زیر پارامترهای مربوط به روش ضرائب در نرم افزار اعمال شده است.



برای مطالعات بیشتر در رابطه با طیف پاسخ و نحوه به دست آوردن طیف پاسخ سازه تک درجه آزاد با استفاده از انتگرال دوهامل به لینک زیر مراجعه بفرمایید:

به دست آوردن طیف پاسخ سازه تک درجه آزاد با استفاده از انتگرال دوهامل



۱-۴-۵- کیس‌های ثقلی

به دلیل تغییر شکل‌های بزرگ و عدم برقراری قانون هوک در رفتار غیرخطی لذا امکان استفاده از اصل جمع آثار قوا وجود ندارد به همین دلیل در ابتدا بایستی بارگذاری ثقلی مورد نظر به سازه وارد شود و با حفظ نتایج و تغییر شکل‌های آن سپس بارگذاری جانبی به سازه اعمال شود.

آئین‌نامه دو حالت بار ثقلی را به صورت زیر پیشنهاد می‌کند:

در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی، حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی، Q_G ، باید از روابط زیر محاسبه شود:

$$Q_{G1} = 1.1[Q_D + Q_L]$$
$$Q_{G2} = 0.9Q_D$$

نشریه ۳۶۰ مقدار بار زنده وارده به سازه را حداقل برابر ۲۵٪ مقدار بار زنده طراحی پیشنهاد می‌کند.

این دو حالات بار ثقلی در نرم افزار تحت کیس‌های G1 و G2 معرفی شده است.

۱-۴-۶- کیس‌های جانبی

توزیع بارجانبی در مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آن چه که در هنگام زلزله رخ می‌دهد باشد و حالت‌های بحرانی تغییر شکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. مطابق با نشریه ۳۶۰ توزیع بار جانبی باید متناسب با دو نوع توزیع زیر در نظر گرفته شود:

۱- **توزیع نوع اول:** توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت مورد نظر

۲- توزیع نوع دوم: توزیع یکنواخت که درآن بارجانبی باید متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود.

در صورتی که ساختمان براساس یکی از ویرایش‌های استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده باشد، اعمال توزیع بار جانبی نوع دوم (توزیع یکنواخت) ضرورتی ندارد.

با توجه به تقارن سازه می‌توان به جای بررسی سازه برای تحلیل پوش‌آور در هردو امتداد، امتداد X را آنالیز کرد و برای راستای Y تعمیم داد. و از آنجایی که سازه با استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده است نیازی به اعمال کیس جانبی یکنواخت نمی‌باشد.

هرکدام از کیس‌های جانبی به صورت رفت و برگشت و با در نظر گرفتن هرکدام از کیس‌های ثقلی اعمال شده است. در جدول زیر همه کیس‌های اعمال شده در مدل آورده شده است.

جدول (۱-۱) حالات بار جانبی تعریف شده در نرم‌افزار

حالات بار جانبی تعریف شده در نرم‌افزار	توضیحات
ModalXPG1	توزیع مودال در جهت محور X با به همراه کیس ثقلی G1
ModalXNG1	توزیع مودال در خلاف جهت محور X با به همراه کیس ثقلی G1
ModalXPG2	توزیع مودال در جهت محور X با به همراه کیس ثقلی G2
ModalXNG2	توزیع مودال در خلاف جهت محور X با به همراه کیس ثقلی G2

با توجه به تقارن سازه، تحلیل سازه در جهت مثبت X با جهت منفی آن نتایج یکسانی خواهد داشت. لذا تحلیل در جهت مثبت انجام شده و برای جهت منفی تعمیم داده می‌شود.

۱-۴-۷- مفاصل پلاستیک

رفتار غیرخطی مصالح در این پروژه از طریق اختصاص دادن مفاصل پلاستیک به هر المان صورت می‌گیرد.

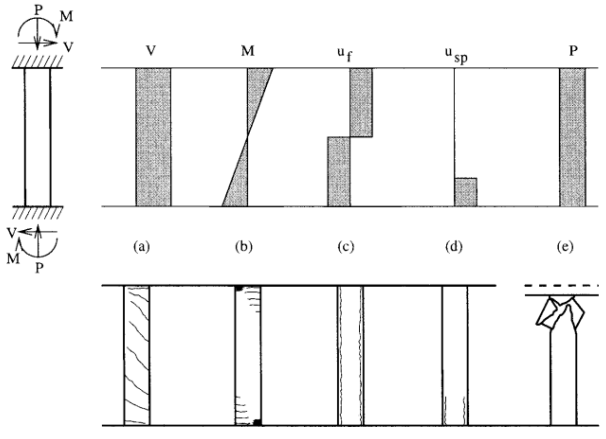
قبل از اختصاص دادن رفتار غیرخطی به المان‌ها بایستی در ابتدا به سوالات زیر پاسخ داده شود:

۱- چه تلاش‌هایی در المان مورد نظر به وجود می‌آید؟

۲- این تلاش‌ها دارای رفتار کنترل‌شونده توسط تغییرشکل می‌باشند یا کنترل شونده توسط نیرو؟

۳- پارامترهای مدل‌سازی در تلاش‌های DC چیست؟

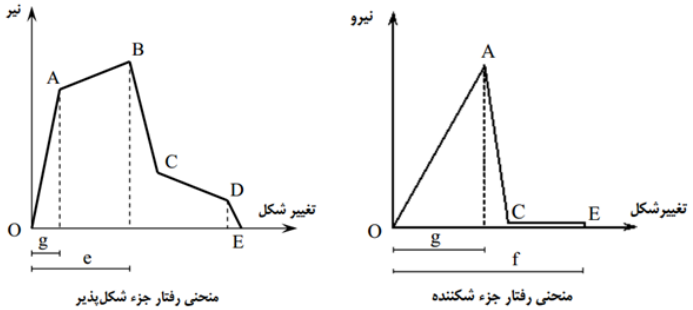
به عنوان مثال برای المان ستون در شکل (۱-۱۶) انواع تلاش‌های ایجاد شده به همراه نحوه خرابی ناشی از هرکدام نشان داده شده است. در ارزیابی خسارت سازه‌ها، پیش بینی و تشخیص نوع انهدام بسیار با اهمیت است. شناختن نوع انهدام و بررسی آن به صورت جداگانه، کیفیت ارزیابی را بالا برده، عدم قطعیت نتایج را کاهش داده و دقت مطالعات را بیشتر می‌نماید. پس از ارزیابی خسارت، اقدام بعدی، تصمیم گیری برای تصحیح مقاطع طراحی و یا حتی بهسازی سازه قبل از زلزله و یا تعمیر آن پس از زلزله می‌باشد. شناخت نوع انهدام، تصمیم برای مقاوم سازی و یا تعمیر را عاقلانه تر می‌نماید و در کاهش هزینه های مربوطه تاثیر اساسی دارد.



شکل (۱-۱۶) تلاش‌های ایجاد شده در ستون بتن‌آره و رفتار هر کدام از تلاش‌ها

۱-۴-۸- مفاصل در تیرهای بتنی

تلاش‌های موجود در تیرهای بتنی پروژه لنگر خمشی و نیروی برشی می‌باشد لنگر خمشی تیر به صورت کنترل‌شونده شونده توسط تغییرشکل (DC) بوده و نیروی برشی به صورت کنترل شونده توسط نیرو (FC) می‌باشد. هرکدام از رفتارهای FC (شکننده و ترد) و DC (شکل‌پذیر و انعطاف پذیر) در شکل زیرآورده شده است.



شکل (۱-۱۷) رفتار ترد و شکل‌پذیر

از آنجایی که مفاصل تیرهای بتنی در نشریه ۳۶۰ ویرایش سال ۱۳۹۲ با مفاصل تیرهای بتنی FEMA356 تفاوتی ندارد لذا می‌توان از FEMA356 استفاده کرد. برای لنگر خمشی تیر مفصل خمشی M3 به صورت Auto از طریق مفاصل پلاستیک FEMA356 داده شده است. مفاصل M3 در دو انتهای تیر در فواصل 0.05 و 0.95 طول تیر داده شده است.

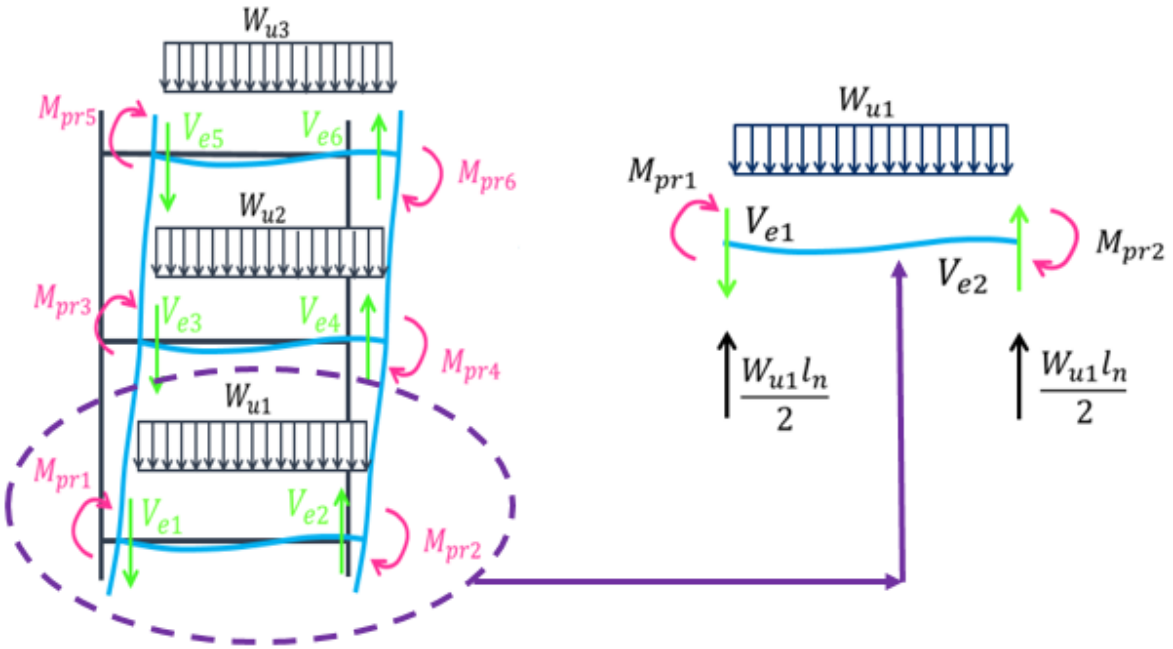
جدول(۶-۸): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای‌پذیرش برای روش‌های غیرخطی- تیرهای بتن مسلح

شرایط	پارامترهای مدل‌سازی[۱]			معیارهای پذیرش[۱ و ۸]					
	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان		نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان					
				سطح عملکرد					
				نوع عضو					
				اصلی		غیر اصلی			
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
الف – تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند[۲ و ۵]									
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	آرماتور عرضی[۳]	$\frac{2V}{V_c}$ [۴ و ۷]							
≤ ۰/۰	C	≤ ۳	۰/۰۲۵	۰/۰۵	۰/۲	۰/۰۱۰	۰/۰۲	۰/۰۲۵	۰/۰۲	۰/۰۵
≤ ۰/۰	C	≥ ۶	۰/۰۲	۰/۰۴	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۴
≥ ۰/۵	C	≤ ۳	۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۳
≥ ۰/۵	C	≥ ۶	۰/۰۱۵	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲
≤ ۰/۰	NC	≤ ۳	۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۳
≤ ۰/۰	NC	≥ ۶	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱۵
≥ ۰/۵	NC	≤ ۳	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱۵
≥ ۰/۵	NC	≥ ۶	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱

شکل (۱-۱۸) پارامتر مدل‌سازی برای تیرهای بتنی

تلاش نیروی بر شی در تیرهای بتنی به صورت کنترل شونده تو سط نیروی می‌با شد به همین دلیل یک سنسور کنترلی تحت نیروی بر شی (سنسور FC) بایستی برای این المان تعریف شود تا در هر لحظه مقدار نیروی بر شی المان را گزارش کند تا در صورت تجاوز مقدار نیروی برشی از مقاومت برشی موجود کاربر مقطع را برای برش تقویت کند. مقاومت برشی مورد نیاز مقطع بایستی مطابق با مبحث نهم مقررات ملی به صورت زیر محاسبه شود:

نیروی بر شی نهائی V_u، در اعضای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی عشو با فرض آنکه در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. ظرفیت خمشی مفصل‌های پلاستیک، مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، M_{pr}، در نظر گرفته شود. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شود که نیروی ایجاد شده در عضو بیشترین مقدار ممکن باشد. به عنوان مثال در قاب زیر برای بارگذاری ثقلی نشان داده شده مقاومت برشی مورد انتظار برای یک از تیرهیا خمشی بررسی می‌شود:



$$\begin{cases} V_{e1} = \dfrac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} - \dfrac{W_{u1}.l_n}{2} \\ V_{e2} = \dfrac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \dfrac{W_{u1}.l_n}{2} \end{cases}$$

لذا مقاومت بر شی لازم بایستی مطابق با V_{e2} که مقدار حداکثر نیروی بر شی مورد انتظار می‌با شد به د ست بیاید، همه این محا سبات به صورت د ستی انجام شده و در نرم‌افزار اعمال خواهد شد. محا سبات د ستی برای یکی از تیرهای پروژه به صورت زیر انجام شده است:

$$a = \frac{A_s f_{ye}}{0.85 f_c' b} = \frac{15.7 \times (1.25 \times 4)}{0.85 \times 0.28 \times 30} = 11.0cm$$

$$M_{pr1} = A_s f_{ye}(d - \frac{a}{2}) = 15.7 \times (1.25 \times 4) \times (44.0 - \frac{11}{2}) \times \frac{1}{100} = 30.2t.m$$

$$a = \frac{A_s f_{ye}}{0.85 f_c' b} = \frac{9.42 \times (1.25 \times 4)}{0.85 \times 0.28 \times 30} = 6.6cm$$

$$M_{pr2} = A_s f_{ye}(d - \frac{a}{2}) = 9.42 \times (1.25 \times 4) \times (44.0 - \frac{6.6}{2}) \times \frac{1}{100} = 19.2t.m$$

$$V_{e2} = \frac{30.2 + 19.2}{6} + \frac{5 \times 6}{2} = 23.2t$$

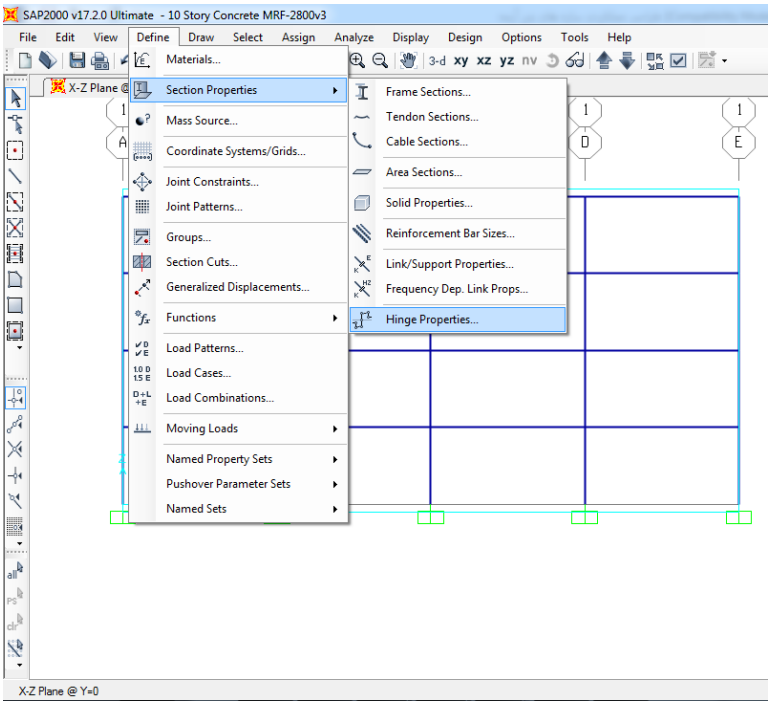
مقاومت برشی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

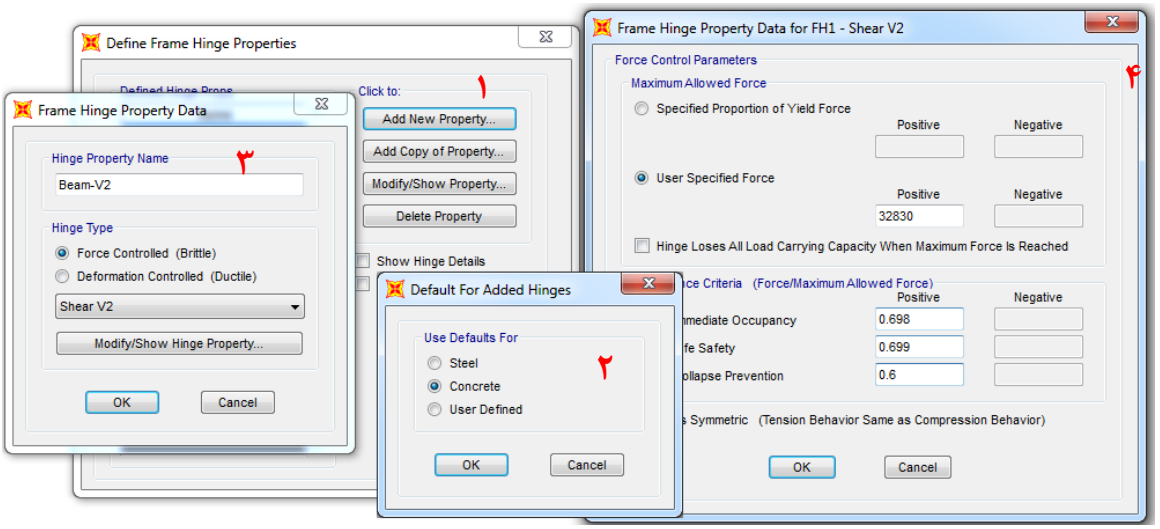
$$V_c = \phi_c(0.2\sqrt{f_c'}b_w d) = (0.65\times.2\times\sqrt{\frac{280}{9.81}}\times300\times440)\frac{1.0}{9.81} = 9.35t$$

$$V_s = \phi_s A_{sv} f_{yv}\frac{d}{S_n} = 0.85\times1.57\times4\times\frac{44}{10} = 23.48t$$

$$V_r = V_c + V_s = 9.35 + 23.48 = 32.83t \le 0.25\times0.280\times30\times44 = 92.4t$$

از آنجایی که نرم افزار Sap2000 برای سنسورهای FC قابلیت Auto ندارد لذا این سنسور بایستی به صورت دستی داده شود. سنسور برشی برای تیرهای بتنی از مسیر زیر تعریف خواهد شد:





۱-۴-۹- مفاصل پلاستیک در ستون‌های بتنی

تلاش‌های موجود در ستون‌های بتنی یکی اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی و دیگری نیروی برشی می‌باشد.

اندرکنش P-M2-M3 به صورت DC بوده و نیروی برشی به صورت FC خواهد بود.

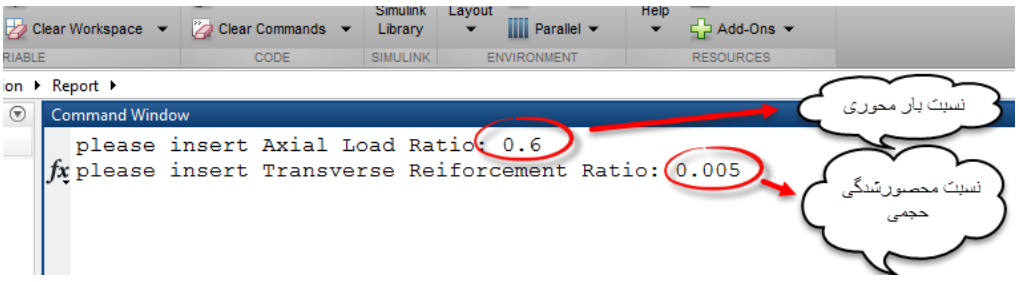
مفا صل ستون های بتنی نسبت به د ستورالعمل قبلی تفاوت بسیار زیادی دا شته ا ست و از آنجایی که ا ستاندارد جدید وارد برنامه SAP2000 نشده است لذا مفاصل ستون‌ها به صورت دستی تعریف شده است.

جدول (۶-۹): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی– ستون‌های بتن مسلح

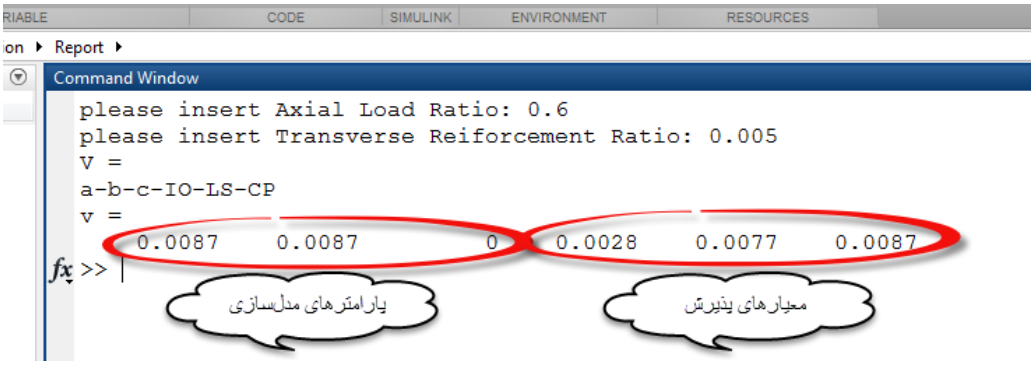
شرایط	پارامترهای مدل‌سازی[۲]			معیارهای پذیرش[۲و۱۱]					
	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان		نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان					
				سطح عملکرد					
				نوع عضو					
				اصلی		غیر اصلی			
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
الف– ستون با جزییات آرماتور عرضی ا[۱]									
$\frac{P}{A_g f_{cl}}$ ۷و۶	آرماتور عرضی	$\frac{2V}{V_c}$ ۱۰و۴							
≤ ۰/۱	≥ ۰/۰۰۶	–	۰/۰۳۵	۰/۰۰۵	۰/۲	۰/۰۶	۰/۰۲۶	۰/۰۳۵	۰/۰۴۵	۰/۰۶
≥ ۰/۶	≥ ۰/۰۰۶	–	۰/۰۱	۰/۰۰۳	۰/۰	۰/۰۱	۰/۰۰۸	۰/۰۰۹	۰/۰۰۹	۰/۰۱
≤ ۰/۱	=۰ /۰۰۲	–	۰/۰۲۷	۰/۰۰۵	۰/۲	۰/۰۳۴	۰/۰۲	۰/۰۲۷	۰/۰۲۷	۰/۰۳۴
≥ ۰/۶	=۰ /۰۰۲	–	۰/۰۰۵	۰/۰۰۲	۰/۰	۰/۰۰۵	۰/۰۰۳	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۰/۰۰۵

برای درون‌یابی مورد نظر نشریه ۳۶۰ جدول بالا به صورت کد متلب درآورده شده و با وارد کردن محصورشدگی و نسبت بار محوری مقادیر پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش محاسبه می‌شود.

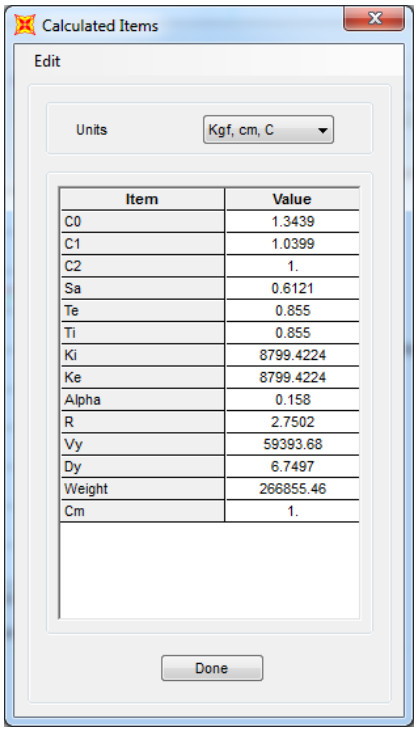
ورودی کد متلب نوشته شده در شکل زیر آورده شده است:



همچنین خروجی کد متلب مورد نظر به صورت پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش نیز در شکل زیر آورده شده است:



و همچنین تلاش‌های با رفتار FC (تلاش برشی در ستون) نیز در ستون‌ها به صورت دستی می‌باشد.



به عنوان نمونه در این قسمت می‌خواهیم ضریب C_0 را به دست بیاوریم:

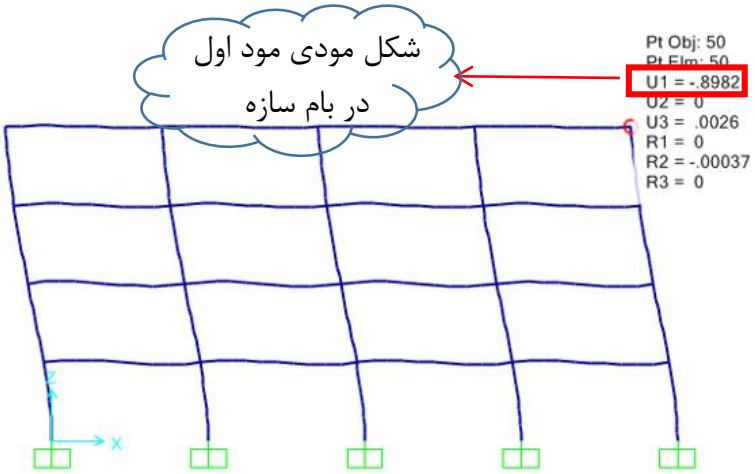
$$C_0 = \varphi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^{n} w_i \varphi_{1,i}}{\sum_{i=1}^{n} w_i \varphi_{1,i}^{2}}$$

که در این فرمول:

$$\sum_{i=1}^{n} w_i \varphi_{1,i} = ModalParticipationFactor$$

$$\sum_{i=1}^{n} w_i \varphi^{2}_{1,i} = ModalMass$$

جرم طبقات، شکل مودی برای مود اول، ضریب مشارکت مودی و جرم مودی در جدول زیر ارائه شده است:



Story	Story Mass (kg)	Mode Shape (cm)	Mi.φi	Mi.φi^2
St1	7031.427115	0.001633	11.48232	0.018751
St2	7031.437309	0.004656	32.738372	0.15243
St3	7031.427115	0.007327	51.519266	0.377482
St4	5437.125382	0.008982	48.83626	0.438647
		Sum.	**144.57622**	**0.987309**

$$\sum_{i=1}^{n} w_i \varphi_{1,i} \Big/ g = 144.57622$$

$$\sum_{i=1}^{n} w_i \varphi^2{}_{1,i} \Big/ g = 0.987309$$

$$\varphi_{1,r} = 0.008982$$

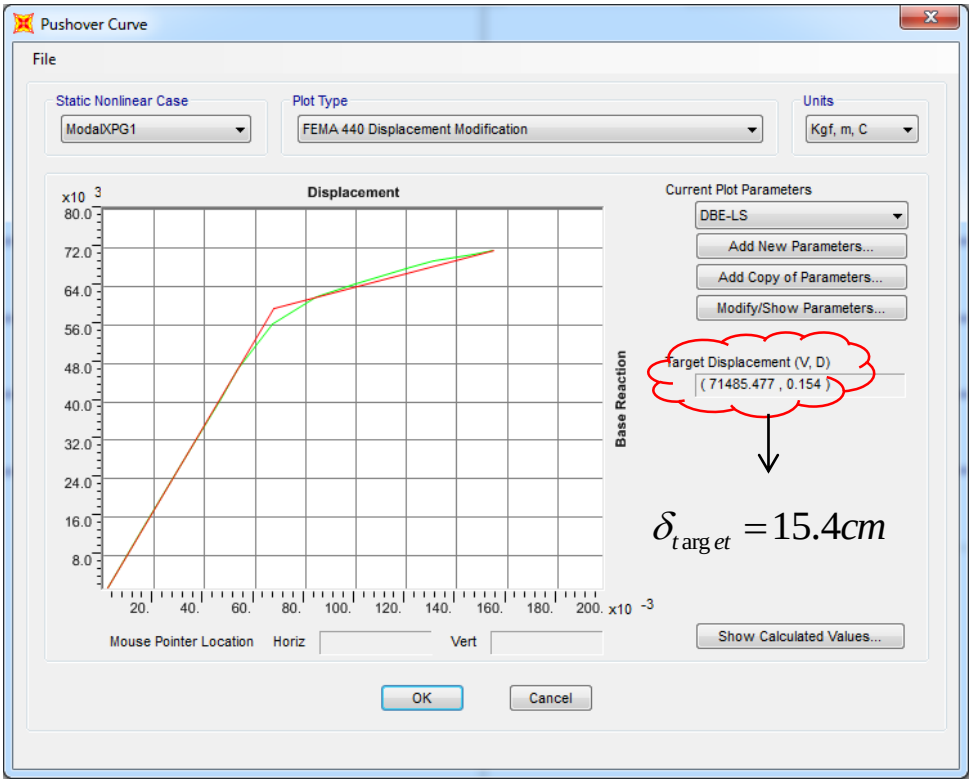
$$C_0 = \varphi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^{n} w_i \varphi_{1,i}}{\sum_{i=1}^{n} w_i \varphi_{1,i}{}^2} = 0.008982 \times \frac{144.57622}{0.987309} = 1.31528$$

$$C_0 \xrightarrow{fromSap2000} 1.3439$$

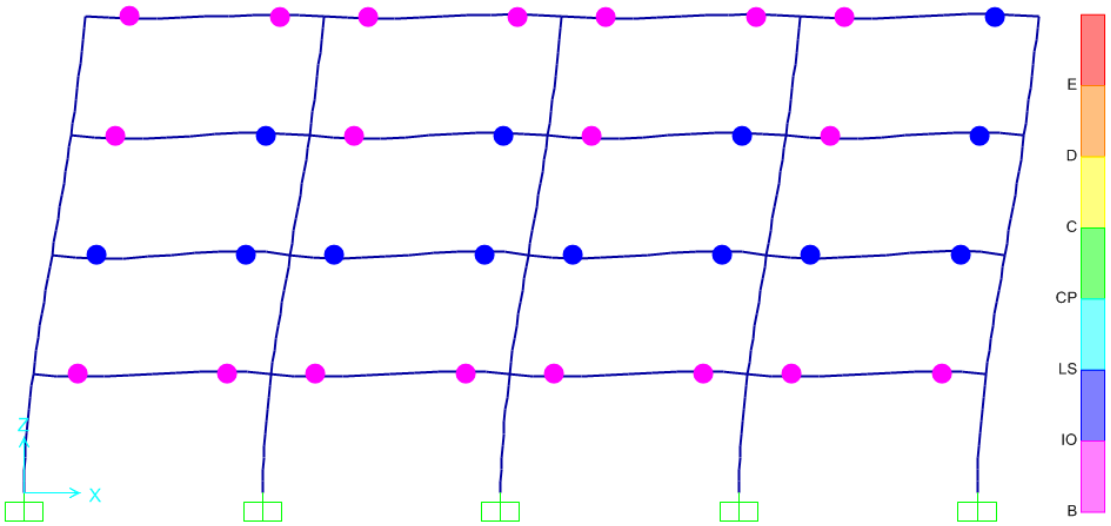
لازم به ذکر است که مقادیر جرم مودی و ضریب مشارکت مودی را نرم‌افزار ارائه می‌دهد.!!!!!

با تعریف انواع رفتارهای تلاش‌ها در المان‌های مختلف و اختصاص آنها سازه تحت کیس جانبی استاتیکی غیرخطی آنالیز شده و نتایج آن به این صورت ارائه می‌شود:

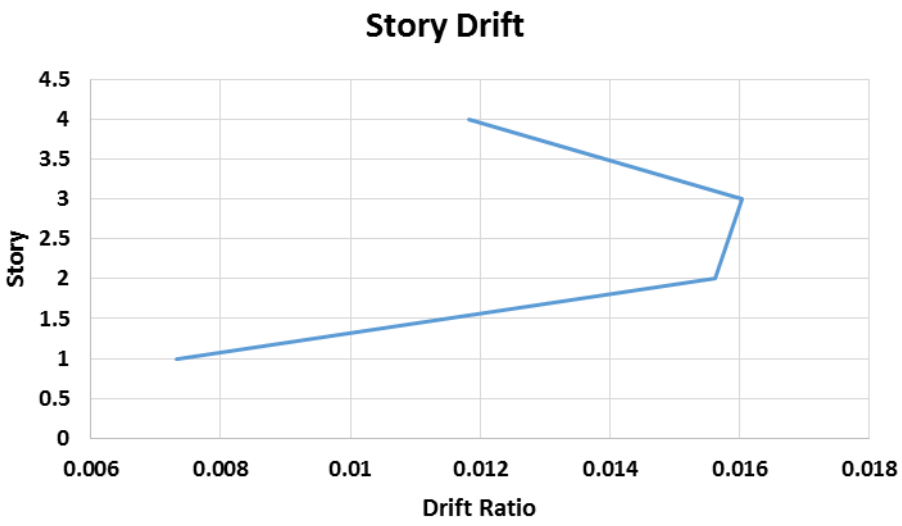
با سعی و خطای انجام شده در نهایت مقدار جابجایی هدف سازه برابر با ۱۵/۴ سانتی‌متر به دست آمد:



با اصلاح تغییرمکان هدف به مقدار اصلاح شده جابجایی سازه و نحوه تشکیل مفاصل به صورت زیر خواهد بود:



دریفت طبقات تحت اثر کیس استاتیکی غیرخطی به صورت زیر خواهد بود:


Story Drift
Story
4.5
4
3.5
3
2.5
2
1.5
1
0.5
0
0.006
0.008
0.01
0.012
0.014
0.016
0.018
Drift Ratio