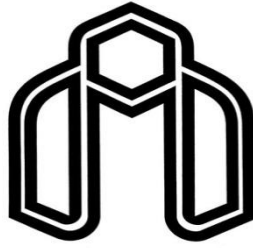


بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده: عمران و معماری

گروه: عمران

بررسی پارامترهای سختی جانبی طبقه در آیین نامه های لرزه ای
و ارائه روش تحلیل و طراحی برای توزیع مناسب سختی و مقاومت جانبی

دانشجو: مرضیه شاهینی

اساتید راهنما:

دکتر علی کیهانی

دکتر رامین امینی

استاد مشاور:

دکتر سید رسول میرقادری

پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

در رشته عمران گرایش سازه

تیرماه ۱۳۸۸

دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده : عمران و معماری

گروه : عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد (رساله دکتری) آقای / خانم مرضیه شاهینی

تحت عنوان:

بررسی پارامترهای سختی طبقه در میان آیین نامه های لرزه ای و ارائه روش تحلیل
وطراحی جهت توزیع مناسب سختی و مقاومت جانبی

ر تاریخ ۱۳۸۸/۴/۲۸ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد (رساله

دکتری) مورد ارزیابی و با درجه عالی مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور:	امضاء	اساتید راهنما:
	نام خانوادگی : رسول میرقادری		نام و نام خانوادگی : علی کیهانی
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی : رامین امینی
امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور:
	نام و نام خانوادگی : عباس محمدی		نام و نام خانوادگی : بهروز حسنی
			نام و نام خانوادگی : وحیدرضا کلات جاری
			نام و نام خانوادگی :
			نام و نام خانوادگی :

تشکر و قدردانی

در اینجا لازم میدانم از کلیه کسانی که در انجام این پایان نامه به نحوی مرا یاری رساندند، سپاسگزاری کنم:

از اساتید راهنمای گرامی ام جناب آقایان جناب آقایان دکتر علی کیهانی و دکتر رامین امینی که با راهنماییهای ارزشمندشان انجام این پایان نامه میسر شد.

از استاد مشاور بزرگوار جناب آقای دکتر سید رسول میرقادری ، به خاطر تمامی کمک های علمی ایشان و صرف وقت فراوان در راستای انجام این پایان نامه.

از جناب آقایان دکتر وحیدرضا کلات جاری و دکتر بهروز حسنی که زحمت داوری این پایان نامه را متقبل شدند.

و همچنین پدر و مادر گرامی ام که با راهنمایی های ارزشمندشان زمینه ساز پیشرفتم شدند.

مرضیه شاهینی

دانشگاه صنعتی شاهرود

تیرماه ۱۳۸۸

تعهد نامه

اینجانب مرضیه شاهینی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران-سازه دانشکده عمران و معماری دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه "بررسی پارامترهای سختی طبقه در میان آیین نامه های لرزه ای و ارائه روش تحلیل و طراحی جهت توزیع مناسب سختی و مقاومت جانبی" تحت راهنمایی دکتر علی کیهانی به عنوان استاد راهنمای اول و دکتر رامین امینی به عنوان استاد راهنمای دوم 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 رازداری ، ضوابط و اصول اخلاقی انسانی رعایت شده است.

تاریخ:

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.

* متن این صفحه نیز باید در ابتدای نسخه های تکثیر شده پایان نامه / رساله وجود داشته باشد.

چکیده

از دلایل مهم خرابی ساختمان‌ها هنگام زلزله، ایجاد پیچش و تشکیل مکانیزم نامطلوب (ایجاد طبقه نرم یا طبقه ضعیف) در اثر نامنظم بودن سازه می‌باشد. در طراحی مطلوب سازه‌ها انتظار می‌رود که تمام اعضای شکل‌پذیر سازه‌ها در اتلاف انرژی ورودی زلزله سهیم باشند و از تشکیل مکانیسم‌های نامطلوب سازه‌ای تا حد امکان جلوگیری شود.

در آیین‌نامه‌های ساختمانی گوناگون، به منظور جلوگیری از ایجاد مکانیسم‌های نامطلوب فوق‌ضوابطی برای ساختمان‌های نامنظم در نظر گرفته شده است. مطابق آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای، ملاک‌های طبقه‌بندی ساختمان‌های نامنظم بر اساس مفاهیم خروج از مرکزیت، سختی و مقاومت جانبی طبقه می‌باشد.

در این تحقیق در ابتدا ضوابط آیین‌نامه کشورهای مختلف در خصوص تعریف ساختمان نامنظم گردآوری و مقایسه شده است. این مقایسه حاکی از آن است که معیارهای طبقه‌بندی ساختمان‌ها در آیین‌نامه‌های مختلف یکسان نبوده و در مواردی متناقض می‌باشند. درحالی‌که برخی آیین‌نامه‌ها، خروج از مرکزیت طراحی (فاصله بین مرکز جرم تا مرکز سختی) را به عنوان معیاری جهت ارزیابی رفتار ساختمان‌های نامنظم در پلان (ساختمان نامتقارن پیچشی) در نظر می‌گیرند، در برخی آیین‌نامه‌های دیگر این معیار فاصله بین مرکز جرم و مرکز برش در نظر گرفته شده است. از سوی دیگر آیین‌نامه‌های طراحی فوق، تعریف مشخص و واحدی از مرکز سختی و مرکز برش در ساختمان‌های چند طبقه ارائه نمی‌دهند.

به همین دلیل در این تحقیق روش جدید و کاملی برای تعیین محل مرکز سختی در ترازهای مختلف ساختمان چند طبقه ارائه گردیده و عوامل موثر در تعیین مرکز سختی بررسی شده است. نتیجه‌ای که از این قسمت حاصل می‌شود این است که برخلاف سازه‌های یک طبقه که می‌توان در آنها نقطه مشخصی را به عنوان مرکز سختی طبقه در نظر گرفت، در سازه‌های چند طبقه نقطه‌ای که به عنوان

مرکزسختی در طبقات مختلف سازه شناسائی می شود الزاما وابسته به الگوی بارگذاری جانبی سازه می باشد.

از طرف دیگر، عدم توزیع یکنواخت سختی و مقاومت جانبی می تواند به بی نظمی در ارتفاع سازه منجر شود. توزیع غیر یکنواخت سختی و مقاومت در ارتفاع سازه منجر به تسلیم ستون ها قبل از تیر و تشکیل مکانیسم های نامطلوب (طبقه نرم یا طبقه ضعیف) و در نهایت شکست طبقه و انهدام ساختمان می -شود.

در تحقیق حاضر به منظور جلوگیری از چنین شکست هایی و دستیابی به مکانیسم مطلوب، روش جدید "طراحی پلاستیک مبتنی بر مفهوم موازنه انرژی" برای سازه ها با سیستم قاب خمشی پیشنهاد شده است. این روش برای در نظر گرفتن اثرات بارثقلی و اثرات مرتبه دوم $P-\Delta$ توسعه داده شده است. روش پیشنهادی، تشکیل مکانیسم مطلوب را در حالت نهایی برای سازه تضمین می نماید.

در روش پیشنهادی برش پایه طراحی با استفاده از انرژی ورودی زلزله از طیف سرعت و مکانیسم مطلوب نهایی و تغییر مکان جانبی هدف به دست آورده می شود.

به منظور مقایسه پاسخ لرزه ای سازه طراحی شده به روش انرژی پیشنهادی و روش متداول استاتیکی معادل، سه قاب ۵،۱۰ و ۱۵ طبقه را به دو روش فوق طراحی نموده و نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی آنها با یکدیگر مقایسه شده است. نتایج نشان می دهد که در قابهای طراحی شده به روش متعارف، علیرغم رعایت کردن شرط تیرضعیف-ستون قوی، مفاصل پلاستیک به صورت نامنظم تشکیل می شود و سازه در مکانیسم نامطلوب طبقه نرم دچار شکست می شود. در قاب طراحی شده به روش انرژی مکانیسم تسلیم سازه تقریبا با مکانیسم مطلوب طراحی سازه مطابقت دارد و مفاصل پلاستیک تقریبا در تمام تیرها، که عضو های شکل پذیر سازه می باشند، تشکیل شده است که باعث افزایش جذب و استهلاک انرژی و افزایش شکل پذیری سازه شده است.

فهرست مطالب

فصل اول - مقدمه.....	۱
فصل دوم-مروری بر ادبیات فنی موجود.....	۸
۱-۲- مقدمه.....	۹
۲-۲- نظم در پلان.....	۱۰
۱-۲-۲- تعریف ساختمان نامتقارن.....	۱۰
۲-۲-۲- ضوابط آیین نامه ای مختلف برای لحاظ نمودن اثرات پیچش.....	۱۲
۳-۲-۲- مفهوم خروج از مرکزیت.....	۱۸
۱-۳-۲-۲- روش محاسبه لنگر پیچشی طبقه با استفاده از خروج از مرکزیت کف(مرکز سختی).....	۲۰
۲-۳-۲-۲- روش محاسبه لنگر پیچشی طبقه با استفاده از خروج از مرکزیت طبقه(مرکز برش).....	۲۲
۴-۲-۲- مرکز سختی.....	۲۴
۱-۴-۲-۲- تعریف مرکز سختی از دیدگاه آیین نامه های مختلف.....	۲۵
۲-۴-۲-۲- روش بدست آورد موقعیت مرکز سختی در تراز طبقات.....	۳۰
۳-۴-۲-۲- الگوریتم محاسبه محل مرکز سختی در یک طبقه.....	۳۰
۴-۴-۲-۲- الگوریتم محاسبه مرکز برش در تمام طبقات.....	۳۱
۵-۴-۲-۲- الگوریتم محاسبه مرکز برش در یک طبقه.....	۳۲
۵-۲-۲- رفتار لرزه ای ساختمان نامتقارن.....	۳۴
۱-۵-۲-۲- مقدمه.....	۳۴
۲-۵-۲-۲- رفتار ارتجاعی سیستم نامتقارن.....	۳۴
۳-۵-۲-۲- رفتار غیر ارتجاعی سیستم نامتقارن.....	۳۷
۴-۵-۲-۲- تاثیر ضوابط پیچشی آیین نامه های لرزه ای بروی چگونگی استهلاک انرژی هیسترتیک.....	۴۵
۱-۴-۵-۲-۲- نسبت استهلاک انرژی هیسترتیک.....	۴۶
۲-۴-۵-۲-۲- مقایسه ضوابط پیچشی آیین نامه های مختلف بروی چگونگی استهلاک انرژی.....	۴۷
۳-۲- نظم در ارتفاع.....	۴۸
۱-۳-۲- بی نظمی در توزیع مقاومت در ارتفاع (طبقه ضعیف).....	۴۹
۲-۳-۲- بی نظمی در توزیع سختی در ارتفاع (طبقه نرم).....	۵۱
۳-۳-۲- شاخص جدید منظم بودن ساختمان توسط ضریب ظرفیت طبقه.....	۵۳

۵۴	۴-۲-مروروی بر روش های طراحی ساختمان نامنظم.....
۵۵	۲-۴-۱-ضوابط آیین نامه ای مختلف در طراحی ساختمان نامنظم.....
۵۶	۲-۴-۲-رفتار نامنظم ساختمان های قاب خمشی در زلزله های مخرب.....
۶۰	۲-۵-مفهوم روش انرژی ومعادلات حاکم بر آن.....
۶۱	۱-۵-۲-معادلات انرژی سیستم های یک درجه آزادی.....
۶۳	۲-۵-۲-مقایسه تاریخچه زمانی انرژی ها.....
۶۷	۲-۵-۳-مقایسه طیف انرژی های ورودی.....
۶۷	۲-۵-۴-تجزیه انرژی ورودی به ترم های مختلف انرژی.....
۷۰	۲-۵-۵-عوامل موثر روی طیف انرژی ورودی.....
۷۱	۲-۵-۶-فرض هازنر.....
۷۲	۲-۵-۷-طیف انرژی ورودی سیستم های غیرالاستیک.....
۷۳	۲-۵-۸-انرژی ورودی به ساختمان های چندطبقه.....
۷۳	۲-۵-۹-تخمین ظرفیت استهلاک اعضای سازه ای.....
۷۵	فصل سوم-ضوابط طبقه بندی ساختمان از دیدگاه ۵۴آیین نامه لرزه ای.....
۷۶	۳-۱-مقدمه.....
۷۸	۳-۲-معیارهای بی نظمی پیچشی سازه از دیدگاه ۵۴آیین نامه لرزه ای.....
۸۵	۳-۳-ضوابط منظم بودن ساختمان در ارتفاع از دیدگاه آیین نامه های مختلف.....
۸۶	۳-۳-۱-بی نظمی در توزیع سختی در ارتفاع - طبقه نرم.....
۹۱	۴-۳-اهمیت تعیین سختی طبقات.....
۹۲	۳-۴-۱-روشهای محاسبه سختی جانبی طبقه.....
۹۴	۳-۵-موارد مطالعاتی.....
۱۰۲	۳-۶-نتیجه گیری.....
۷۵	فصل چهارم- تعیین محل مرکز سختی در سازه ها.....
۱۰۴	۴-۱-مقدمه.....
۱۰۶	۴-۲-تعریف محل مرکز سختی.....
۱۰۶	۴-۳-تعیین محل مرکز سختی در سازه های چند طبقه متشکل از عناصر مقاوم غیرمتعامد.....
۱۱۴	۴-۴-تعیین محل مرکز سختی در سازه های چند طبقه متشکل از عناصر مقاوم متعامد.....

۱۲۱	۴-۵-مثال های کاربردی.....
۱۴۰	فصل پنجم -روش طراحی پیشنهادی مبتنی برموازنه انرژی.....
۱۴۱	۱-۵-مقدمه.....
۱۴۲	۲-۵-طراحی قاب خمشی بر اساس مفهوم انرژی.....
۱۴۲	۱-۲-۵-مفهوم تعادل انرژی.....
۱۴۳	۲-۲-۵مفهوم تعادل انرژی در قاب های چند طبقه.....
۱۴۹	۳-۵-طراحی پلاستیک قاب خمشی فولادی.....
۱۴۹	۱-۳-۵-طراحی تیرها.....
۱۵۱	۲-۳-۵-توزیع مقاومت تیرها.....
۱۵۹	۳-۳-۵-طراحی ستون ها.....
۱۵۹	۴-۳-۵-تعادل انرژی در قاب های خمشی چند دهانه.....
۱۶۳	۴-۵-توسعه طراحی قاب خمشی فولادی با استفاده از روش انرژی.....
۱۶۳	۱-۴-۵-طراحی تیرها.....
۱۶۵	۲-۴-۵-طراحی ستون ها.....
۱۶۹	۳-۴-۵مقایسه پاسخ های لرزه ای قاب های خمشی طراحی شده به روش انرژی و استاتیکی معادل.....
۲۰۵	فصل ششم-جمع بندی.....
۲۱۱	منابع ومراجع.....

فهرست جدول ها

جدول ۱-۲- برش های طبقات در قابهای	
مختلف.....	۲۸
جدول ۲-۲- موقعیت مراکز سختی و مقدار خروج از	
مرکزیت.....	۲۸
جدول ۳- ۱- مقایسه ملاکهای نامنظمی ساختمان (به لحاظ وجود پیچش) از دیدگاه آیین نامه های مختلف -معیار	
کنترل کننده بی نظمی، تغییر مکان نسبی	
طبقات.....	۸۰
جدول ۳-۲-مقایسه ملاکهای نامنظمی ساختمان (به لحاظ وجود پیچش) از دیدگاه آیین نامه های مختلف-معیار کنترل کننده بی	
نظمی، نسبت خروج از مرکزیت	
طبقه.....	۸۱
جدول ۳-۳- مشخصات مقاطع تیرها ،ستونها	
ومهاربندها.....	۹۵
جدول ۳-۴-موقعیت مرکز سختی وخروج از مرکزیت طبقات در ساختمان	
طبقه.....	۹۶
جدول ۳- ۵-طبقه بندی ساختمان ۱۰ طبقه از دیدگاه آیین نامه های	
مختلف.....	۹۶
جدول ۳-۶-مشخصات مقاطع تیرها ،ستونها	
ومهاربندها.....	۹۸
جدول ۳- ۷-موقعیت مرکز سختی وخروج از مرکزیت طبقات در ساختمان	
طبقه.....	۹۹
جدول ۳- ۸- طبقه بندی ساختمان ۱۰ طبقه از دیدگاه آیین نامه های	
مختلف.....	۹۹
جدول ۳-۹- تغییر مکان نقاط مختلف	
دیافراگم.....	۱۰۰
جدول ۳-۱۰- طبقه بندی ساختمان ۱۰ طبقه بامعیار تغییر مکان	
نسبی.....	۱۰۱
جدول ۵-۱- توزیع نسبی مقاومت	
تیرها.....	۱۵۲
جدول ۵-۲- ضریب برش پایه ونیروی برشی محاسبه شده با روش	
انرژی.....	۱۷۱

جدول ۵-۳-ضریب برش

پایه.....

۱۷۱.....

جدول ۵-۴-نیروهای طراحی تیرهای قاب خمشی ۵ طبقه با دهانه های نامساوی به روش

انرژی.....۱۷۲

جدول ۵-۵-ابعاد تیرهای قاب خمشی ۵ طبقه با دهانه های نامساوی ، طراحی شده به روش

انرژی.....۱۷۲

جدول ۵-۶-نیروهای ستون های قاب خمشی ۵ طبقه بادهانه های

نامساوی.....۱۷۳

جدول ۵-۷-ممان طراحی ستون های قاب خمشی ۵ طبقه بادهانه های نامساوی

.....۱۷۵

جدول ۵-۸-نیروی محوری طراحی ستون های قاب خمشی ۵ طبقه بادهانه های

نامساوی.....۱۸۶

جدول ۵-۹-مشخصات مقطع ستون های قاب خمشی ۵ طبقه طراحی شده به روش

انرژی.....۱۹۰

جدول ۵-۱۰-ابعاد تیر و ستون های قاب خمشی ۱۰ طبقه با دهانه های مساوی طراحی شده به روش

انرژی.....۱۹۶

جدول ۵-۱۱-ابعاد ستون های قاب خمشی ۱۰ طبقه با دهانه های مساوی طراحی شده به روش استاتیکی معادل.....۱۹۷

جدول ۵-۱۲- ابعاد ستون های قاب خمشی ۱۵ طبقه با دهانه های مساوی طراحی شده به روش استاتیکی معادل.....۲۰۲

جدول ۵-۱۳- ابعاد تیرها و ستون های قاب خمشی ۱۵ طبقه با دهانه های مساوی طراحی شده به روش

انرژی.....۲۰۳

- شکل ۸-۵-دیاگرام آزاد ستونی از قاب یک دهانه ۱۵۶
- شکل ۹-۵-مکانیسم تسلیم قاب خمشی با m دهانه و n طبقه ۱۵۹
- شکل ۱۰-۵-مکانیسم طبقه نرم در قاب خمشی ۱۶۴
- شکل ۱۱-۵-دیاگرام آزاد ستون قاب شکل (۵-۱) ۱۶۶
- شکل ۱۲-۵-پلان ساختمان ۵ طبقه مورد مطالعه ۱۶۹
- شکل ۱۳-۵-ابعاد اعضای قاب های قاب خمشی ۵ طبقه با دهانه های نامساوی ،طراحی شده به روش انرژی ۱۹۰
- شکل ۱۴-۵-منحنی برش پایه-تغییر مکان دو قاب خمشی ۵ طبقه با دهانه های نامساوی، طراحی شده به روش انرژی (قاب باز طراحی شده) و استاتیکی معادل (قاب متعارف طراحی شده) ۱۹۱
- شکل ۱۵-۵-مراحل تشکیل مفاصل پلاستیک در دو قاب خمشی ۵ طبقه با دهانه های نامساوی طراحی شده به (روش انرژی (قاب باز طراحی شده متعارف طراحی شده) استاتیکی معادل) ۱۹۲
- شکل ۱۶-۵-ابعاد تیرها و ستون های قاب خمشی ۱۰ طبقه با دهانه های مساوی طراحی شده به روش انرژی ۱۹۴
- شکل ۱۷-۵-منحنی برش پایه-تغییر مکان دو قاب خمشی ۱۰ طبقه با دهانه های مساوی، طراحی شده به روش انرژی (قاب باز طراحی شده (و استاتیکی معادل (قاب متعارف طراحی شده) ۱۹۷
- شکل ۱۸-۵-مراحل تشکیل مفاصل پلاستیک در دو قاب خمشی ۱۰ طبقه با دهانه های مساوی طراحی شده به روش انرژی (قاب باز طراحی شده (و استاتیکی معادل (قاب متعارف طراحی شده) ۱۹۸
- شکل ۱۹-۵-ابعاد اعضای طراحی شده دو قاب خمشی ۱۵ طبقه با دهانه های مساوی به روش انرژی (قاب باز طراحی شده) و استاتیکی معادل (قاب متعارف طراحی شده) ۲۰۰
- شکل ۲۰-۵-منحنی برش پایه-تغییر مکان دو قاب خمشی ۱۵ طبقه با دهانه های مساوی، طراحی شده به روش انرژی (قاب باز طراحی شده) و استاتیکی معادل (قاب متعارف طراحی شده) ۲۰۳
- شکل ۲۱-۵-مراحل تشکیل مفاصل پلاستیک در دو قاب خمشی ۱۵ طبقه با دهانه های مساوی طراحی شده به روش انرژی (قاب باز طراحی شده) و استاتیکی معادل (قاب متعارف طراحی شده) ۲۰۴

فهرست علائم و اختصارات

CM	موقعیت مرکز جرم
CR	موقعیت مرکز سختی
ed	فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی
α, β, δ	ضرائب تعریف مشخص
$k\rho$	شعاع سختی
$K\theta$	سختی پیچشی
Kx, Ky	سختی جانبی در راستای محور x, y
$r\mu$	نسبت شکل پذیری
ΩR	نسبت فرکانس
β	ضریب حساسیت پیچشی
δ_{max}	تغییر مکان ماکزیمم طبقه
δ_{ave}	میانگین تغییر مکان نقاط طبقه
$\Delta 1, \Delta 2$	دریفت طبقه در دو انتهای ساختمان
Δ_{ave}	متوسط دریفت طبقه در دو انتهای ساختمان
Δ_{max}	ماکزیمم دریفت طبقه
Δ_{opp}	دریفت نقطه مقابل دریفت ماکزیمم طبقه
C_s	نیروی سازه در اولین تراز تسلیم سازه
C_{eu}	ضریب برش پایه الاستیک مورد نیاز
R	ضریب اصلاح
$R\mu$	ضریب کاهش شکل پذیری
Ω	ضریب تبدیل C_s به C_y
μ	ضریب شکل پذیری
C_d	ضریب بزرگنمایی تغییر شکل
I	ضریب اهمیت
δ_s	مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طراح
V_t	کل جابجایی سازه
m	جرم سازه
f_s	نیروی الاستیک
v	جابجایی سازه نسبت به پی
v_g	جابجایی پی سازه

\dot{v}	سرعت نسبی سازه
\ddot{v}	شتاب نسبی سازه
E_s	انرژی کرنشی الاستیک
E_h	انرژی هیسترتیک
E_k	انرژی جنبشی سازه
E_ξ	انرژی میرایی سازه
E_a	انرژی تسلیم و الاستیک
E_i	انرژی ورودی مطلق
E'_i	انرژی ورودی نسبی
E'_k	انرژی جنبشی نسبی
	سرعت معادل انرژی ورودی مطلق
	V_i
V'_i	سرعت معادل انرژی ورودی نسبی
S_d	تغییر مکان طیفی الاستیک خطی
S_{pv}	سرعت طیفی الاستیک خطی
E_D	ماکزیمم انرژی الاستیک ذخیره شده در سازه
ξ	نسبت میرایی اسمی
T	پریود طبیعی در حالت الاستیک
ξ_e	نسبت میرایی معادل
T_e	پریود معادل
m_i	جرم متمرکز شده طبقه i ام
\ddot{v}_{ti}	شتاب کل در طبقه i ام
e_d	انرژی مستهلک شده در واحد طول
M_p	ممان پلاستیک
φ_p	انحنای پلاستیک
φ	انحنای کنترل
$\bar{\varepsilon}$	کرنش کنترل در بال تیر ارتفاع تیر
n	تعداد سیکل های مورد نیاز برای شکست تیر

L_p	طول پلاستیک
M	جرم کل سیستم
s_a	شتاب طیفی
s_v	سرعت طیفی
h	ارتفاع کل سازه به متر
E_e	انرژی الاستیک
E_p	انرژی پلاستیک
V_y	برش پایه تسلیم
W	وزن کل سازه
M_{pbi}	ممان پلاستیک تیر در تراز i ام
M_{pc}	ممان پلاستیک پای ستون ها
F_i	نیروی اینرسی معادل در تراز i ام ارتفاع تیر در در تراز i ام h_i وزن سازه در تراز i ام w_i
α	پارامتری بی بعد
θ_p	تغییر مکان جانبی نسبی پلاستیک
β_i	فاکتور توزیع مقاومتی تیرها در تراز i
M_{pbr}	ممان مرجع تیرها
h_1	ارتفاع طبقه اول
φ	ضریب مقاومت
Z_b	مدول پلاستیک تیر
F_{yb}	مقاومت تسلیم اسمی تیر
V_i	برش استاتیکی در تراز
V_n	برش استاتیکی در تراز بلندترین طبقه
b	فاکتور تعیین کننده توزیع مقاومتی تیرها
ξ_i	ضریب افزایش مقاومت در تراز i
F_{iu}	نیروی اینرسی معادل در حالت سخت شدگی تیرها
V_u	برش پایه در حالت سخت شدگی تیرها
$M_c(h)$	ممان ستون در ارتفاع h از پای ستون

δ_i
 $P_c(h)$

تابع پله
نیروی محوری ستون در ارتفاع h از پای ستون

فصل اول

مقدمه

مقدمه

فروپاشی سازه ها در طی زلزله های اخیر سوالات زیادی در ارتباط با کفایت ضوابط لرزه ای جهت جلوگیری از خرابیهای کلی و موضعی در سازه ها، در هنگام زلزله بوجود آورده است.

یکی از دلایل فروپاشی سازه ها در زلزله های اخیر وجود نامنظمی در پلان و ارتفاع سازه ذکر شده است. هدف این پایان نامه بررسی کفایت ضوابط لرزه ای در خصوص ساختمان نامنظم و مقایسه این ضوابط در آیین نامه های مختلف و ارائه راهلی برای جلوگیری از بی نظمی در رفتار سازه ها می باشد. سابقه زلزله های قبلی نظیر مکزیک ۱۹۸۵، نورتریج ۱۹۹۴ و کوبه ۱۹۹۵ مویید این مطلب می باشد که حدود نیمی از خرابی ساختمان ها به علت وجود پیچش و تشکیل مکانیسم های طبقه نرم و طبقه ضعیف ناشی از نامنظم بودن سازه ها می باشد. بدین منظور در این تحقیق سعی شده است به سوالات زیر جواب داده شود:

- چگونه می توان ساختمان منظم را از ساختمان نامنظم تشخیص داد؟

- چه توزیعی از مقاومت و سختی در سازه داشته باشیم تا از تمرکز خرابی جلوگیری کنیم؟

- چه راهکارهایی را می توان ارائه داد که از تشکیل مکانیسم های نامطلوب یاد شده جلوگیری کرد؟

آیین نامه های ساختمانی با ارائه ضوابطی ساختمان منظم را از نامنظم مجزا ساخته اند و انتخاب روش تحلیل را وابسته به نوع بی نظمی ساختمان قرار داده اند. توصیف کیفی ضوابط منظم بودن ساختمان در متن اغلب آیین نامه ها آمده است، اما به علت وابستگی تعاریف موجود به پارامترهای نامشخص دیگر مانند موقعیت مرکزسختی و سختی جانبی طبقه، تشخیص ساختمان نامنظم واضح نمی باشد.

آیین نامه های مطرح طراحی مانند آیین نامه آمریکا، کانادا... خروج از مرکزیت طراحی (جمع خروج از مرکزیت تصادفی و خروج از مرکزیت واقعی) رابه عنوان معیاری جهت ارزیابی منظم بودن ساختمان ها در پلان در نظر گرفته اند. ولی تعریف مشخص و واحدی از مراکز سختی در ساختمان های

چندطبقه ارائه نمی دهند و درواقع با رجوع به آیین نامه های ساختمانی فوق نمی توان در سازه های چند طبقه به طور دقیق محل مراکز- سختی را تعیین کرد.

ازطرف دیگر، در مطالعات انجام شده پارامتر مرکزسختی به عنوان پارامتر اصلی تاثیرگذار بر پاسخ ارتجاعی ساختمانهای نامتقارن پیچشی (ساختمانهای نامنظم در پلان) منظور می گردد. دراین مطالعات، موقعیت مرکز- سختی معلوم فرض شده است و بدین ترتیب تاثیر محل قرارگیری مرکزسختی از مرکزجرم بروی پاسخ پیچشی سازه ها بررسی شده است. درحالیکه، بسیاری از محققان که درمورد مفهوم مرکز سختی در ساختمان های چند- طبقه مطالعه داشته اند، بیان نموده اند که برخلاف ساختمان های یک طبقه مشکلات زیادی در تعیین محل مرکز سختی در ترازهای مختلف ساختمان چندطبقه وجود دارد و به راحتی نمی توان موقعیت مرکزسختی را در طبقات مختلف یک ساختمان تعیین کرد. اول آنکه یک تعریف عمومی و پذیرفته شده دراین مورد وجود ندارد. ثانیاً تعیین محل مرکز سختی در ساختمان چند طبقه وابسته به الگوی بارگذاری جانبی می باشد.

انجمن مهندسان سازه کالیفرنیا (SEAOC1975) در قسمت تفسیر آیین نامه مطرح می کند که به روشنی نمیتوان مرکز سختی را برای یک طبقه یا طبقات مختلف ساختمان های چندطبقه بدست آورد. شاید به دلیل مشکل فوق در ویرایش های بعدی آیین نامه SEAOC و دیگر آیین نامه های لرزه ای کشور آمریکا تعریفی برای مرکز سختی ارائه نشده است.

محققان دیگری پیشنهاد نمودند بهتر است یک روش جایگزین جهت ارزیابی حساسیت پیچشی ساختمان معرفی نمود که نیازی به تعیین صریح موقعیت مراکز سختی نباشد.

بنابراین باتوجه به وابستگی تعریف منظم بودن ساختمان در پلان به مرکز سختی طبقه و همچنین ارزیابی حساسیت پیچشی ساختمان توسط پارامتر فوق و باتوجه به نامشخص بودن تعریف این پارامتر، قضاوت در مورد ساختمان نامتقارن پیچشی بسادگی مقدور نمی باشد.

در نقطه مقابل مرکز سختی، که تاثیرگذار در محدوده رفتار ارتجاعی سازه ها می باشد، توزیع سختی و مقاومت بر پاسخ غیرالاستیک ساختمان های نامنظم تاثیر گذار می باشد.

تغییرات شدید سختی و مقاومت در ارتفاع سازه منجر به تشکیل طبقات نرم و ضعیف می شود. مطابق آیین نامه های لرزه ای جهت اطمینان از عدم تشکیل طبقه نرم در ساختمان، بدست آوردن سختی جانبی طبقات و سپس مقایسه آنها با همدیگر الزامی می باشد. با این وجود آیین نامه ها راهکار مشخصی را برای بدست آوردن سختی جانبی طبقه ارائه نمی دهند.

علیرغم اینکه آیین نامه های ساختمانی روش تحلیل ساختمانهای منظم را از نامنظم جدا ساخته اند ولی در ضوابط طراحی در مورد کنترل کردن خرابی غیر ارتجاعی در نواحی نامنظم بحثی نشده است. سازه نامنظم ممکن است زمانی دچار ناپایداری شود که تنها اعضای قسمت نامنظم (طبقه نرم، طبقه ضعیف،...) سازه غیر الاستیک شده و بقیه اعضای شکل پذیر طبقات به صورت الاستیک باقی مانده اند و برخلاف انتظار از ظرفیت تمام اعضای شکل پذیر سازه در عملکرد غیر ارتجاعی استفاده نمی گردد. بنابراین در روش های طراحی فعلی تضمینی برای اینکه تمام اعضای شکل پذیر سازه در تلف کردن انرژی ورودی زلزله سهیم باشند وجود ندارد و ممکن است سازه دارای مقاومت زیاد باشد اما در مکانیسم نامطلوبی مانند طبقه نرم، تسلیم شود. که در این صورت سازه دارای شکل پذیری محدودی خواهد بود و انرژی تلف شده توسط سازه کم می شود. در حالیکه پاسخ سازه در برابر زلزله ها زمانی مطلوب خواهد بود که سازه دارای شکل پذیری و مقاومت کافی باشد. در این صورت می توان از حداکثر توان سازه برای اتلاف انرژی استفاده نمود.

به عنوان مثال، خرابی های بی سابقه در طی زلزله های ۱۹۹۴ نورتریج و ۱۹۹۵ کوبه در ساختمان های اسکلت فلزی با سیستم قاب خمشی ابهامات زیادی را در مورد عملکرد لرزه ای این سیستم ها برای محققین بوجود آورد. علیرغم این مطلب که ساختمان های فوق دارای هندسه متقارن بودند و با ضوابط آیین نامه ای منظم و دارای شکل پذیری زیاد طبقه بندی شدند، ولی تسلیم خمشی در ستون های قاب ساختمانی و تشکیل طبقه نرم منجر به انهدام ساختمان ها شد و سوالات زیادی را برای طراحان بوجود آورد، به نحوی که آیین نامه ۹۴ UBC ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی را برای جلوگیری

از تشکیل طبقه نرم مقرر داشت. مطابق این ضابطه در سیستم های قاب خمشی مجموع مقاومت خمشی ستونها می باید بزرگتر از مجموع مقاومت خمشی تیرها در یک گره باشد.

بنابراین به نظرمی رسد، یک راه حل منطقی جهت بهبود رفتار ساختمان های نامنظم، شناخت دقیق مکانیسم - های شکست نامطلوب در سازه و تعیین ضوابط طراحی (میزان تغییرشکل های غیرخطی و نیاز شکل پذیری) بنحوی که بتوان از تشکیل مکانیسم مطلوب مورد نظراطمینان حاصل نمود، می باشد. تشکیل مکانیسم های نامطلوب منجر به بی نظمی در رفتار سازه می شود و در تحقیق حاضر، امکان ارزیابی منظم بودن سازه بر این اساس پیشنهاد می شود. به این منظور، از روش انرژی در طراحی لرزه ای سازه ها - ی نامنظم استفاده شده است. روش انرژی از تشکیل مکانیسم های نامطلوب طبقه نرم و طبقه ضعیف، در سیستم های سازه - ای قاب خمشی جلوگیری می کند، بنابراین سازه در مکانیسم مطلوبی تسلیم می شود و می تواند از حداکثر ظرفیت خود برای اتلاف انرژی زلزله استفاده نماید.

به طور کلی برای انجام تحقیق ۶ فصل منظور شده است.

فصل اول، شامل مقدمه حاضرمی باشد.

فصل دوم، تاریخچه مطالعات مرتبط با زمینه تحقیق را در بر می گیرد. مطالعات انجام شده شامل رفتار الاستیک و غیر الاستیک ساختمان نامتقارن پیچشی، نحوه ارزیابی ساختمان های نامنظم در پلان و ارتفاع، ضوابط آیین نامه های مختلف برای لحاظ نمودن اثرات پیچش، نحوه تعیین خروج از مرکزیت، مفاهیم مرکز سختی و مرکز برش و در نهایت بررسی دستورالعمل های آیین نامه ای و روش های طراحی جدید جهت طراحی ساختمان های نامنظم شامل طراحی پلاستیک سازه با استفاده از مفهوم تعادل انرژی، می باشد.

در فصل سوم ضوابط ۵۴ آیین نامه لرزه ای در ارتباط با منظم بودن سازه در پلان و در ارتفاع (طبقه نرم و طبقه ضعیف) جمع آوری شده است و سپس با جمع بندی ضوابط و طبقه بندی دو ساختمان ۸ و ۱۰ طبقه با ضوابط آیین نامه ای مختلف، ضوابط با یکدیگر مقایسه و نتیجه گیری شده است.

در فصل چهارم ضمن آشنایی با تعریف محل مرکز سختی، روشهای جدیدی برای تعیین محل این نقطه در طبقات مختلف سازه ارائه خواهد گردید و در عین حال عوامل موثر بر محل قرارگیری این نقطه نیز بررسی میشود.

در فصل پنجم پایان نامه به معرفی روش انرژی در طراحی سازه های نامنظم پرداخته شده است. در روش انرژی از خصوصیات سازه به خصوص انعطاف پذیری و مکانیسم تسلیم برای جلوگیری از تشکیل مکانیسم نامطلوب طبقه نرم و طبقه ضعیف، در محاسبه نیروهای طراحی استفاده می شود. برای مقایسه پاسخ سازه های طراحی شده به دو روش استاتیکی معادل و روش انرژی، سه قاب ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه را به دو روش فوق طراحی نموده و نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی آنها با یکدیگر مقایسه می شود. نتایج نشان می دهد که طراحی به روش انرژی در مقایسه با روش استاتیکی معادل موجب بهبود رفتار سازه های نامنظم می شود.

فصل ششم شامل جمع بندی و نتیجه گیری و ارائه پیشنهاداتی در خصوص تحقیقات آتی می باشد.

فصل دوم

مروری بر ادبیات فنی موجود

۲-۱- مقدمه

آیین نامه های طراحی سازه ها را به دو گروه منظم و نامنظم تقسیم کرده اند. بر اساس این آیین-نامه ها بی نظمی در ساختمان ها به دو دسته تقسیم می شود، بی نظمی در ارتفاع و بی نظمی در پلان. بی نظمی در ارتفاع شامل وجود طبقات نرم و ضعیف، تغییرات شدید جرم و سختی در ارتفاع و وجود ناپیوستگی های بزرگ در اعضای مقاوم سازه در ارتفاع می باشد. همچنین بی نظمی در پلان شامل تمام مواردی می شود که منجر به ایجاد پیچش در پلان شده مانند توزیع نامتقارن سختی و مقاومت و جرم و همچنین در برگیرنده مسائل مربوط به شکل پلان می شود.

آیین نامه ها در مورد تحلیل سازه های نامنظم توصیه کرده اند از روش تحلیل دینامیکی استفاده گردد. برای این منظور همان برش پایه که در روش استاتیکی محاسبه می شود بر پایه تحلیل دینامیکی روی طبقات سازه توزیع می شود. همچنین در طراحی این ساختمان ها توصیه شده است که در روش تحلیل خواص دینامیکی سازه در نظر گرفته شوند، بدون آنکه بصورت مشخص یک روش خاص را معرفی نماید.

در فصل حاضر، مطالعات انجام شده در زمینه رفتار سازه های نامنظم، نحوه ارزیابی ساختمان های نامنظم در پلان و ارتفاع و روشهای طراحی نوین جهت طراحی ساختمان های نامنظم شامل طراحی پلاستیک سازه با استفاده از مفهوم تعادل انرژی ارائه می شود.

۲-۲-نظم در پلان

۲-۲-۱-تعریف ساختمان نامتقارن

زلزله منجر به ایجاد نیروی اینرسی در اثر مشارکت جرمهای توزیع شده در سازه می شود. در تراز هر طبقه مشخص برآیند این نیرو در مرکز جرم طبقه^۱ (CM) در نظر گرفته می شود. نیروی اینرسی توسط برآیند نیروهای مقاوم حاصل از اعضا قائم باربر جانبی مقابله می شود، برآیند این نیروهای مقاوم در مرکز برش یا مرکز سختی طبقه در نظر گرفته می شود. در بسیاری از سازه ها برای هر طبقه خاص، محل برآیند دو نیروی اینرسی و نیروی مقاوم بر هم منطبق نمی باشد و منجر به خروج از مرکزیت می شود. چنین ساختمانی به نام ساختمان نامتقارن شناخته می شود.

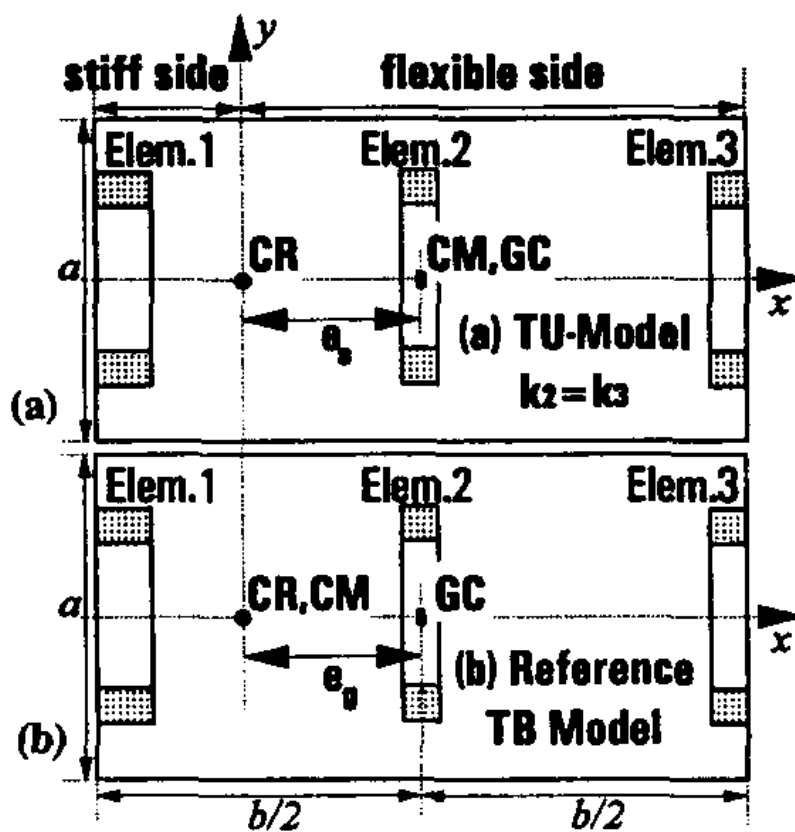
شکل ۱-a معرف پلان ساختمان هایی است که به علت انطباق مرکز جرم و مرکز سختی^۲ هیچ پیچشی در ساختمان بوجود نمی آید، این سیستمها راسیستمهای متقارن پیچشی^۳ یا به اختصار TB Systems می نامیم و پلان شکل ۱-b معرف ساختمان هایی است که به علت عدم انطباق مرکز جرم و مرکز سختی، پیچش در ساختمان بوجود می آید این سیستمها را، سیستم های نامتقارن پیچشی^۴ یا به اختصار TU Systems می نامیم. حرکات بوجود آمده در اثر این پیچش با حرکات جانبی سازه ترکیب شده و وضعیت پیچیده ای را بوجود می آورد که در طراحی سازه باید در نظر گرفته شود. آیین نامه های مختلف برای در نظر گرفتن اثر پیچش، ضوابط متفاوتی را ارائه می - دهند که در بخش های بعدی به این مطلب پرداخته خواهد شد.

¹ -Center of Mass

² -Center of Rigidity

³ -Torsionally Balanced System

⁴ - Torsionally UnBalanced System



شکل ۲-۴-۲-پلان ساختمان متقارن پیچشی b-پلان ساختمان نامتقارن پیچشی

سمت های سخت و نرم ساختمان در پلان تعریف شده اند.

۲-۲-۲- ضوابط آیین نامه ای مختلف برای لحاظ نمودن اثرات پیچش

به منظور لحاظ نمودن اثرات درگیری حرکات پیچشی و جانبی سازه های نامتقارن، آیین نامه های لرزه ای در روش استاتیکی معادل، دستورالمهای خاصی دارند. خروج از مرکزیت بین مرکز جرم و مرکز سختی یا خروج از مرکزیت بین مرکز جرم و مرکز برش باعث ایجاد لنگر پیچشی حول مرکز سختی یا حول مرکز برش می گردد.

برای در نظر گرفتن اثرات تشدید دینامیکی و پیچش تصادفی طی وقوع یک زلزله، آیین نامه ها ضمن تعریف خروج از مرکزیت طراحی (به جای خروج از مرکزیت واقعی)، حاصل ضرب برش یا نیروی

برشی در خروج از مرکزیت طراحی مانند $e_{aj(j=1,2)}$ را به عنوان پیچش منظور می نمایند. [۱]

از آنجایی که تقاضای شکل پذیری و تقاضای تغییر شکل های عناصر مقاوم در سمت نرم و سمت سخت سازه، با یکدیگر متفاوت می باشند و مقادیر یاد شده نسبت به حالت متقارن بیشتر است، لذا آیین نامه ها برای متعادل کردن پیچش و نزدیک کردن مقادیر مذکور به حالت متقارن، ضرائب δ, α را با نام ضرائب تشدید دینامیکی، در رابطه خروج از مرکزیت طراحی در نظر گرفته اند. بنابراین روابط خروج از مرکزیت طراحی مطابق روابط زیر تعریف می شوند:

$$e_{a1} = \alpha e_s + \beta b \quad (۲-۱ الف)$$

$$e_{a2} = \delta e_s - \beta b \quad (۲-۱ ب)$$

ضرائب δ, α اعداد ثابتی هستند که توسط آیین نامه ها تعریف می شوند، b بعد ساختمان در جهت عمود بر راستای تاثیر نیروی زلزله می باشد. در این رابطه، e_s خروج از مرکزیت محل مرکز جرم (محل واقعی تاثیر نیروهای جانبی ناشی از زلزله) نسبت به محل مرکز سختی (محل قراردادی برای تاثیر نیروهای جانبی ناشی از زلزله در روش استاتیکی معادل) یا مرکز برش در طبقه j ام بوده و عبارت e_s در رابطه فوق در حقیقت معرف لنگر پیچشی واقعی وارد بر سازه است که ناشی از عدم انطباق محل مرکز سختی و مرکز جرم یا عدم انطباق محل مرکز برش و مرکز جرم می باشد. عبارت β_{aj} نمایانگر

لنجر پیچش تصادفی است که ممکن است در اثر عواملی نظیر تغییرات اتفاقی در توزیع جرم در طبقات مختلف سازه، تغییرات تصادفی خصوصیات فیزیکی و هندسی سازه و یا وجود مولفه های پیچشی حرکت زمین حول محور قائم به سازه اعمال شود.

e_{d1} طراحی المان های سمت نرم ساختمان را کنترل می کند و e_{d2} برای کنترل المان های سمت سخت سازه استفاده می گردد.

در برخی آیین نامه های زلزله مانند آیین نامه های زلزله ایالت متحده مانند UBC97، SEAOC99، ASCE-05، NEHRP و یا آیین نامه زلزله ایران توصیه می شود که نیروهای جانبی در فاصله β_{aj} نسبت به مرکز جرم اعمال شوند. به عبارت دیگر در این آیین نامه ها، $\alpha, \delta=1$ در نظر گرفته میشود. در برخی دیگر از آیین نامه ها مانند آیین نامه ملی ساختمان کانادا، هند، مکزیک و یا آیین نامه کشوریونان، ضرایب α, δ عددی غیر از یک تعریف شده است. به عنوان مثال، در آیین نامه NBCC 1995 برای خروج از مرکزیت استاتیکی، روابط زیر پیشنهاد شده است:

$$e_{d1} = 1.5e + 0.1b \quad (2-2 \text{ الف})$$

$$e_{d1} = 1.5e - 0.1b \quad (2-2 \text{ ب})$$

در روابط فوق $0.1b$ به منظور در نظر گرفتن اثرات پیچش اتفاقی می باشد. در صورتیکه چوپرا پیشنهاد نمود که مقدار $0.05b$ برای لحاظ نمودن اثرات پیچشی تصادفی کفایت می کند. [۲] در مطالعه ای که توسط Tso, Wong جهت ارزیابی ضوابط پیچشی آیین نامه زلزله UBC نسخه های ۱۹۷۹ و ۱۹۹۱ انجام شد لزوم اعمال ضریب بزرگنمایی بزرگتر از واحد در خروج از مرکزیت واقعی مورد بررسی واقع قرار گرفت. پارامتر های بررسی پاسخ غیر ارتجاعی در مدل، تغییر مکان ماکزیمم و نیاز شکل پذیری اضافی در لبه های نرم وسخت بودند.

مدل بررسی شده در راستای محور X متقارن و نسبت به محور Y نامتقارن می باشد. مقاومت طراحی برای اعضا واقع شده به موازات محور Y از رابطه زیر محاسبه شدند:

$$f_{yi} = f_{yi}^0 \Gamma_i \quad (3-2)$$

که در آن

f_{yi}^0 : مقاومت عضو i ام در سیستم متقارن مبنا و Γ_i ، نسبت مقاومت عضو i ام به صورت زیر تعریف می شود:

$$\Gamma_i = 1 + \frac{e_{dxi}}{\rho_k^2} \quad (4-2)$$

با جایگزینی روابط خروج از مرکزیت طراحی آیین نامه های UBC91,79 طبق روابط زیر

$$(e_d)_a = e + 0.05A_x, \quad (e_d)_a = e - 0.05A_x \quad (5-2)$$

e_{a1} طراحی المانهای سمت نرم ساختمان را کنترل می کند و e_{d2} برای کنترل المانهای سمت سخت سازه استفاده میگردد.

این رابطه را می توان به شکل زیر بازنویسی کرد :

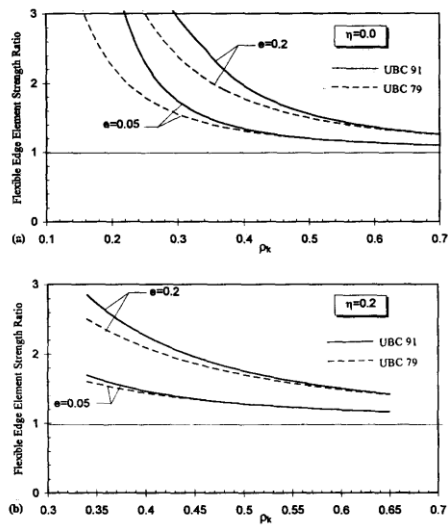
$$(\Gamma_i)_a = 1 + (0.5 + \eta)(e + 0.05A_x) / \rho_k^2 \quad (2-6الف)$$

$$(\Gamma_i)_b = 1 + (0.5 + \eta)(e - 0.05A_x) / \rho_k^2 \quad (2-6ب)$$

روابط فوق وابسته به میزان خروج از مرکزیت e ، فاصله از مرکز هندسی η و ρ_k (شعاع ژیراسیون سختی نرمالیزه) که به صورت زیر تعریف می شود، می باشد.

$$\rho_k = \frac{1}{b} \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} \quad (7-2)$$

نمودارهای مقاومت طراحی در لبه نرم در شکل (2-2) نشان داده شده است.



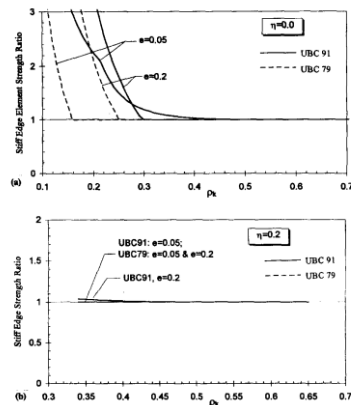
شکل ۵ - ۲ مقاومت های طراحی در سمت نرم [۱]

از شکل های بالا نتیجه گرفته می شود در تمامی حالات آیین نامه هامی باید یک ضریب افزایش مقاومت در سمت نرم در نظر بگیرند که مقدار ضریب با افزایش مقدار ρ_k کاهش می یابد. آنها با روشی مشابه، مقاومت طراحی عضو لبه سخت را مطابق روابط زیر پیشنهاد نمودند:

$$(\Gamma_i)_a = \frac{1 + (0.5 - \eta)(e + 0.05A_x)}{\rho_k^2} \quad (2-8 \text{ الف})$$

$$(\Gamma_i)_b = \frac{1 + (0.5 - \eta)(e - 0.05A_x)}{\rho_k^2} \quad (2-8 \text{ ب})$$

نمودارهای مقاومت طراحی در لبه سخت در شکل (۲-۳) نشان داده شده است:



شکل ۶-۲ - مقاومت های طراحی در سمت سخت [۱]

مطابق نمودارها نسبت مقاومت طراحی در تمامی حالات تقریباً برابر واحد می باشد و نیازی به افزایش مقاومت وجود ندارد. پارامترهای کنترل کننده مقدار تغییر مکان ماکزیمم و نیاز شکل پذیری می باشند. نسبت دو پارامتر فوق به مقادیر مشابه در سیستم مرجع (سیستم بدون خروج از مرکزیت) تعیین کننده لزوم تقاضای شکل پذیری اضافی می باشند. شکل پذیری اضافی زمانی لازم می شود که این نسبت ها بزرگتر از واحد شود. ارتباط نسبت شکل پذیری هر عضو r_μ با مقدار تغییر مکان آن به شکل زیر می باشد:

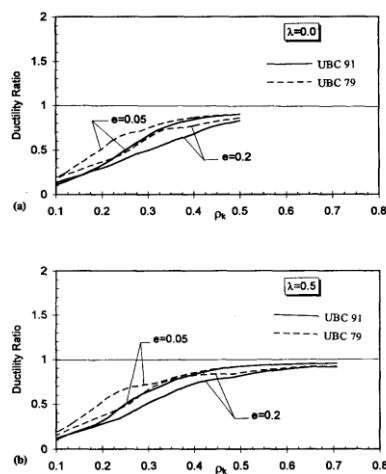
$$r_\mu = \frac{\mu}{\mu^0} = \frac{v/v_y}{v^0/v_y^0} = \frac{v/v^0}{v_y/v_y^0} = \frac{r_v}{v_y/v_y^0} \quad (9-2)$$

که در آن μ شکل پذیری، v تغییر مکان عضو و λ تغییر مکان تسلیم می باشند. از آنجاییکه سختی هر عضو در سیستم مبنا برابر سختی عضو در سیستم نامتقارن می باشد مقدار مخرج کسر برابر نسبت مقاومت عضو Γ می باشد. بنابراین رابطه را می توان به صورت رابطه (۱۰-۲) بازنویسی کرد:

$$r_\mu = \frac{r_v}{\Gamma} \quad (10-2)$$

به عبارت دیگر، نسبت شکل پذیری برابر نسبت تغییر مکان تقسیم بر نسبت مقاومت می باشد. [۱]

(شکل ۴-۲)



شکل ۴-۲- نمودار نسبت شکل پذیری در سمت نرم [۱]

متوسط نسبت شکل پذیری (متوسط مقادیر آنالیز تحت زلزله های مختلف) برای عضو واقع در لبه نرم، نشان می دهد که با وجود نسبت تغییر مکان بزرگتر از واحد تقاضای شکل پذیری اضافی در لبه نرم وجود ندارد و این مطلب به دلیل افزایش مقاومت میباشد. بنابراین نیازی به ضریب بزرگنمایی در خروج از مرکزیت طراحی نمی باشد. ویرایش جدید آیین نامه ملی کانادا توجه زیادی به ضوابط پیچشی معطوف داشته است. به نحویکه یکی از تغییرات اساسی ویرایش اخیر آیین نامه ملی کانادا، تعریف جدید برای خروج از مرکزیت استاتیکی می باشد.

در مطالعه ای که توسط Humar, Kumar انجام گردیده نشان داده شده است که ضوابط طراحی آیین نامه NBCC95 برای سمت نرم سازه، در سرتاسر محدوده e ، محافظه کارانه می باشد. همچنین ضوابط آیین نامه NBCC برای محدوده $\Omega_R \geq 1$ (نسبت فرکانس) محافظه کارانه می باشد. تنها برای محدوده $\Omega \leq 1$ این امکان وجود دارد که برآورد غیر محافظه کارانه باشد. بنابراین محققین فوق برای ساختمان هایی که امکان استفاده از روش استاتیکی معادل وجود دارد، خروج از مرکزیت های طراحی زیر را با روابط زیر پیشنهاد می کند:

$$e_{d1} = e + 0.1b \quad (الف) ۱-۲)$$

$$e_{d2} = e - 0.1b \quad (ب) ۱-۲)$$

که e_{d1} پارامتر حاکم برای سمت نرم و e_{d2} پارامتر حاکم سمت سخت سازه می باشد. در واقع روابط فوق به روابط خروج از مرکزیت طراحی پیشنهاد شده توسط آیین نامه های ایالات متحده تغییر یافته اند و ضریب بزرگنمایی حذف شده است [۳،۴].

ضوابط پیچشی ویرایش جدید آیین نامه هند، نیز به طور قابل ملاحظه ای مورد باز بینی قرار گرفته اند به نحوی که تعریف خروج از مرکزیت به نحوه زیر تغییر پیدا کرده است [۵]:

$$\mathbf{e}_{d1} = 1.5\mathbf{e}_{si} \pm 0.05\mathbf{b} \quad (الف) ۱۲-۲)$$

$$\mathbf{e}_{d2} = \mathbf{e}_{si} \pm 0.05\mathbf{b} \quad (ب) ۱۲-۲)$$

۲-۲-۳- مفهوم خروج از مرکزیت

به طور کلی مطابق آیین نامه های لرزه ای، دو نوع خروج از مرکزیت تحت عنوان های خروج از مرکزیت کف و خروج از مرکزیت طبقه برای سازه ها تعریف می شود. خروج از مرکزیت کف^۵ از مرکز سختی تراز اندازه گیری می شود، در حالیکه خروج از مرکزیت طبقه^۶، از محل مرکز برش طبقه اندازه گیری می شود.

ابهام موجود در مفهوم خروج از مرکزیت برای سازه های چند طبقه از تعریف خروج از مرکزیت در ساختمان یک طبقه ناشی شده است. موقعیت مرکز سختی در ساختمان یک طبقه وابسته به مشخصات سازه ای می باشد و محل مرکز سختی، مرکز پیچش و مرکز برش در سیستم های یک طبقه با فرض صلبیت کف بر هم منطبق هستند. بنابراین این نقطه واحد در پلان کف خصوصیات زیر را داراست:

اولا آن اشاره به نقطه ای دارد که در اثر اعمال نیروی جانبی استاتیکی افقی در این نقطه باعث ایجاد هیچ چرخشی در کف طبقه نشود(مرکز سختی)

ثانیا آن موقعیتی در پلان است که اگر برآیند نیروهای برشی المان های مقاوم از آن نقطه عبور کند منجر به چرخش کف نشود(مرکز برش)^۷

ثالثا، اگر سازه تحت اعمال لنگر پیچشی افقی استاتیکی قرار گیرد، آن نقطه ثابت باقی بمانند و هیچ حرکت انتقالی نداشته باشد (مرکز پیچش)^۸

این " مرکز واحد " به محل استقرار و سختی عناصر مقاوم بستگی دارد، ولی به بارهای به کار برده شده هیچ وابستگی ندارد[۶].

⁵-Floor Eccentricity

⁶-Story Eccentricity

⁷-Center of Shear

⁸-Center of Twist

در ساختمان یک طبقه، موقعیت این نقاط همگی یکی است و به این دلیل در طراحی اغلب به جای هم استفاده می شوند. علاوه بر این، از آنجا که یک بار منفرد در سازه اعمال می شود، موقعیت این مراکز مستقل از بارگذاری است.

اما اگر مفهوم خروج از مرکزیت را به ساختمان های بلند مرتبه گسترش بدهیم ممکن است اینگونه تصور شود که مراکز سختی، مراکز پیچش و مراکز برش همگی دارای موقعیت مشابه می باشند درحالیکه اینگونه نمیباشد.

در واقع، آنها نقاط متفاوتی هستند و موقعیت آنها وابسته به توزیع بار جانبی است. این نکته باعث ابهام در روندی شده است که آیین نامه های لرزه ای اثر پیچش را در ساختمان لحاظ می کند.

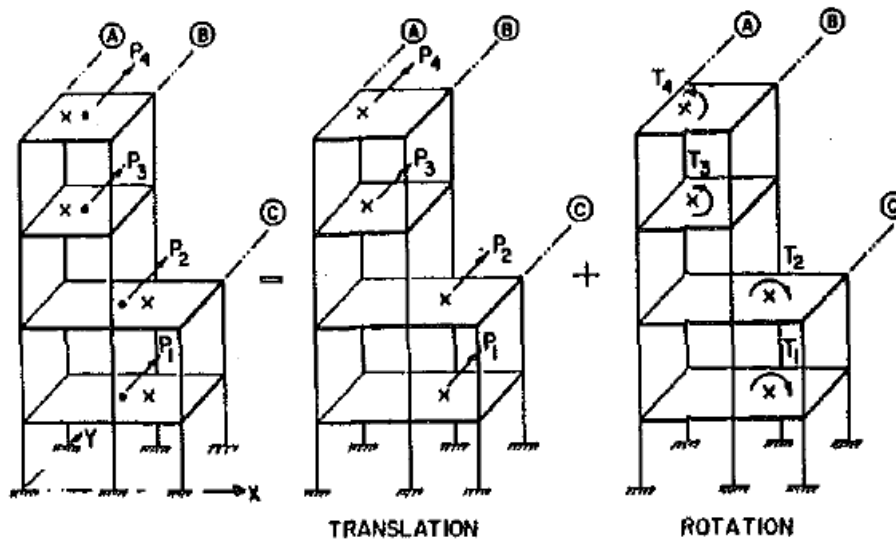
به طور کلی در آیین نامه های لرزه ای به یکی از دو روش زیر مقدار لنگر پیچشی تعیین می شود. در روش اول، ابتدا لنگر طبقه در طبقات مختلف تعیین می شوند. لنگر طبقه برابر با حاصل ضرب نیروی جانبی و خروج از مرکزیت کف (از محل مرکزسختی) می باشد و ممان پیچشی در هر طبقه از مجموع لنگرهای طبقات بالاتر از تراز طبقه مشخص، بدست می آید. این روش در آیین نامه لرزه ای کشورهای استرالیا، مصر، آلمان، ایران، نیوزیلند، نیکاراگوا و پرتغال پیشنهاد شده است.

در روش دوم، محاسبه ممان پیچشی در یک طبقه خاص توسط برش طبقه مشخص می شود و بصورت حاصلضرب برش طبقه و خروج از مرکزیت طبقه (از محل مرکزبرش) تعریف می شود. این روش توسط آیین نامه کشورهای آرژانتین، کانادا، شیلی، اندونزی، پرو، ونزوئلا و یوگسلاوی پیشنهاد می شود. در ادامه این دو روش به تفصیل بررسی شده است.

۲-۳-۱- روش محاسبه لنگر پیچشی طبقه با استفاده از خروج از مرکزیت کف(مرکز

سختی)

در روش اول ابتدا بارگذاری به دو قسمت، انتقالی و پیچشی تجزیه می شود (شکل ۲-۵).



شکل ۲-۵- تجزیه بارگذاری به مولفه های انتقالی و پیچشی [۶]

در قسمت بارگذاری انتقالی، بارها از مرکز جرم به مرکز سختی انتقال داده شده اند و در نتیجه پاسخ سیستم انتقالی است.

زمانیکه مقدار خروج از مرکزیت طبقات تعیین شدند، لنگرهای طبقات $T_i (i=1,2,3,4)$ محاسبه می - شوند:

$$\mathbf{T}_i = \mathbf{P}_i \mathbf{e}_i \quad \mathbf{i} = (1,2,3,4) \quad (13-2)$$

\mathbf{e}_i : خروج از مرکزیت کف، فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در کف طبقه.

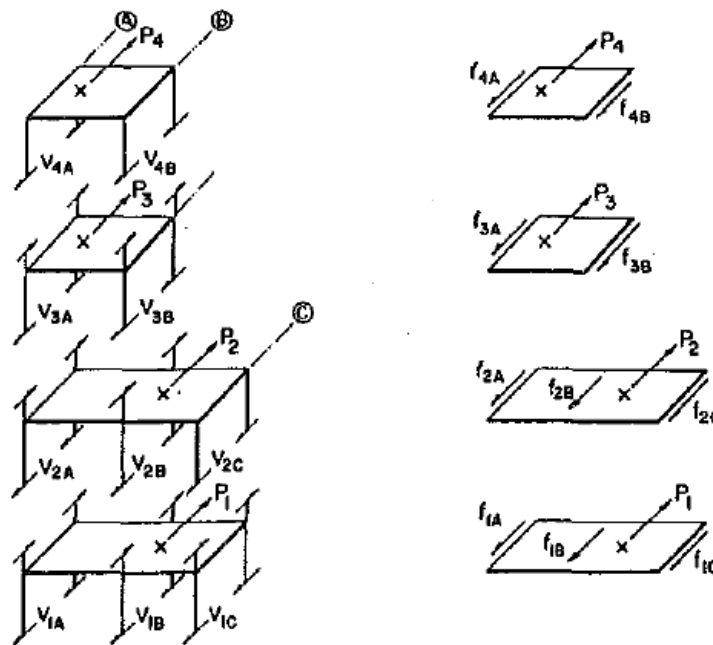
$$\mathbf{e}_i = (\mathbf{X}_m)_i - (\mathbf{X}_R)_i \quad (14-2)$$

ممان پیچشی در طبقه K ام از رابطه زیر بدست می آید:

$$(\mathbf{M}_i)_k = \sum \mathbf{T}_i \quad (15-2)$$

موقعیت مراکز سختی در هر طبقه با بررسی دیاگرام آزاد هر طبقه تحت حالت بارگذاری انتقالی

مطابق شکل (۲-۶) بدست می آیند.



شکل ۲-۶- دیاگرام آزاد طبقات [۶]

برشهای طبقات تراز i قابهای A, B, C ، در نتیجه اعمال بار جانبی $V_{iA}, V_{iB}, V_{iC} (i=1,2,3,4)$

در مراکز سختی می باشند. تعادل افقی در هر طبقه رابطه زیر را نتیجه می دهد:

$$(V_{iA} - V_{i+1,A}) + (V_{iB} - V_{i+1,B}) + (V_{iC} - V_{i+1,C}) = P_i \quad (i=1,2,3,4) \quad (۱۶-۲)$$

با توجه به این مطلب که اختلاف برشهای قاب بین کف i ، عکس العمل کف i است:

$$(V_{i,j} - V_{i+1,j}) = f_{ij} \quad (i=1, 2, 3, 4), (j=A, B, C) \quad (۱۷-۲)$$

بنابراین رابطه (۱۶-۲) را می توان نوشت:

$$f_{iA} + f_{iB} + f_{iC} = P_i \quad (i=1,2,3,4) \quad (۱۸-۲)$$

۲-۳-۲-۲- روش محاسبه لنگر پیچشی طبقه با استفاده از خروج از مرکزیت طبقه (مرکز

برش)

در این روش ممان پیچشی در هر طبقه به طور مستقیم از حاصل برش طبقه بدست می آید:

$$(\mathbf{M}_t)_k = \mathbf{V}_k \mathbf{e}_k^* \quad (19-2)$$

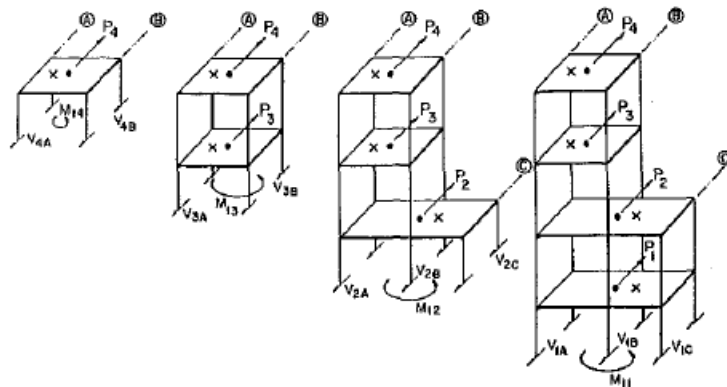
\mathbf{V}_k : برش طبقه

\mathbf{e}_k^* : خروج از مرکزیت طبقه \mathbf{k} (فاصله بین مرکز جرم و مرکز برش)

برای بدست آوردن خروج از مرکزیت در طبقه \mathbf{k} ، یک برش در طبقه مورد نظر ایجاد می کنیم و با نوشتن معادلات تعادل انتقالی و پیچشی دیاگرام آزاد قسمت بالای محل برش آن را تعیین مینماییم.

برای ساختمان ۴ طبقه مثال در هر طبقه یک برش ایجاد می نمایم (شکل ۷-۲).

و برای هر جسم آزاد مقدار نیروهای داخلی که در محل برش بوجود می آیند شامل مجموعه برشهای قاب بعلاوه ممان پیچشی می باشد.



شکل ۷-۲- دیاگرام آزاد طبقات [۶]

مجموعه برشهای قاب برای برقراری معادله تعادل جانبی جسم آزاد با فرض اینکه فقط تغییر شکل

انتقالی وجود داشته باشد، بدست می آیند. برآیند این مجموعه برشهای قاب معادل برش طبقه \mathbf{V}_k

می باشد و از مرکز برش در هر تراز طبقه عبور می کند.

مقدار ممان پیچشی برابر مجموع لنگرهای بین بارهای اعمالی P_i و برآیند برشهای قاب V_k که از مرکز برش می گذرد، می باشد. اگر $x_{s(k)}$ را موقعیت مرکز برش در هر تراز طبقه k در نظر بگیریم، ممان پیچشی $(M_t)_k$ که برای برقراری تعادل پیچشی لازم است از رابطه زیر بدست می آید:

$$(M_t)_k = \sum_{i=1}^4 P_i [(x_m)_i - (x_s)_k] \quad (20-2)$$

و می دانیم:

$$V_k = \sum_{i=1}^4 P_i \quad (21-2)$$

و نهایتاً:

$$(M_t)_k = \sum_{i=1}^4 P_i (x_m)_i - V_k (x_s)_k \quad (k = 1,2,3,4) \quad (22-2)$$

مختصه x برآیند تمام بارهای اعمال شده بالای طبقه k از نسبت مجموع ممان پیچشی به مجموع بارهای اعمالی بدست می آید:

$$(x_k^*) = \frac{\sum_{i=1}^4 P_i (x_m)_i}{V_k} \quad (23-2)$$

با استفاده از معادله معادله به شکل زیر بازنویسی می شود:

$$(M_t)_k = V_k (x_k^*)_k - V_k (x_s)_k \quad (24-2)$$

یا

$$(M_t)_k = V_k [(x_k^*)_k - (x_s)_k] \quad (25-2)$$

از مقایسه روابط (۲۲-۲) و (۲۵-۲) می توان اینگونه نتیجه گیری نمود که خروج از مرکزیت طبقه e^* برابر فاصله افقی بین برآیند تمام نیروهای بالای طبقه و مرکز برش طبقه مورد بررسی می باشد.

[۶]

۲-۲-۴- مرکز سختی

در آیین نامه های مختلف زلزله علیرغم استفاده مکرر از مفاهیمی نظیر مرکز سختی و یا مرکز صلبیت تعریف صریحی از این اصطلاحات ارائه نشده است و بسیاری از محققان که در چند سال قبل در این مورد مطالعه کرده اند، تعریفهای متفاوتی ارائه کرده اند و اکثر تعاریف محدود به ساختمان - های یک طبقه می باشد. بنابراین در ساختمانهای چند طبقه هنوز به طور دقیق نمی توان محل مراکز سختی را تعیین کرد و یا نمی توان خصوصیات ذاتی این مرکز و وابستگی آن به عوامل مختلف را تعیین نمود.

[۷]

انجمن مهندسان سازه کالیفرنیا (SEAOC1975) در قسمت تفسیر آیین نامه در مورد مرکز سختی مطرح می کند که به روشنی نمی توان مرکز سختی را برای یک طبقه یا طبقات مختلف ساختمان های بلند مرتبه بدست آورد شاید به دلیل مشکل فوق در ویرایش های بعدی آیین نامه SEAOC و دیگر آیین نامه های لرزه ای کشور آمریکا تعریفی برای مرکز سختی ارائه نشده است. [۶]

با این وجود آیین نامه ASCE-05 انجام آنالیز استاتیکی برای ساختمان ها را ملزم به رعایت شرط زیر می داند:

$$\sum_{i=1}^m K_{1i} d_i^2 + \sum_{j=1}^n K_{2j} d_j^2 \geq 2.5 \left(0.05 + \frac{e_1}{b} \right) b^2 \sum_{i=1}^m K_{1i} \quad (۲-۲۶)$$

که در آن m ، تعداد اعضا باربر جانبی موازی محور ۱، n ، تعداد اعضا باربر جانبی موازی محور ۲ می باشد.

کنترل این رابطه ملزم به دانستن محل مرکز سختی می باشد که در هیچ قسمت از آیین نامه روشی

برای بدست آوردن موقعیت مراکز سختی ذکر نشده است. [۸]

در ضوابط جدید آیین نامه ملی کانادا NBCC2005 برای استفاده از روش باراستاتیکی معادل محدودیت های بیشتری لحاظ شده است. با توجه به اینکه محاسبه Ω_R (نسبت فرکانس)، وابسته به مرکز سختی می بوده و برای ساختمان های چند طبقه، پیچیده و پر زحمت می باشد لذا آیین نامه

پارامتر B راتحت عنوان ضریب حساسیت پیچشی^۹ معرفی می کند. در واقع معیار جدید آیین نامه ملی کانادا جهت کنترل وجود پیچش در ساختمان به جای تعیین پارامتر قدیم خروج از مرکزیت، پارامتر B می باشد.

آیین نامه کانادا پارامتر B را به صورت $B = \delta_{\max} / \delta_{\text{ave}}$ ، تعریف می کند. در صورتیکه B کوچکتر از ۱.۷ باشد استفاده از روش بار معادل استاتیکی امکان پذیر می باشد. چنانچه B بزرگتر از ۱.۷ منظور گردد، برای تعیین نیروهای طراحی باید از آنالیز دینامیکی استفاده و اثرات پیچش قابل ملاحظه می باشد. در رابطه فوق δ_{\max} ماکزیمم جابجایی طبقه در نقاط گوشه ساختمان در جهت زلزله مورد مطالعه بوده، بنحویکه نیروی معادل استاتیکی در فاصله ای معادل $0.1D_{nx}$ از مرکز جرم هر طبقه عمل نماید. D_{nx} بعد کف طبقه عمود بر جهت زلزله می باشد و δ_{ave} میانگین جابجایی های نقاط گوشه میباشد. نسبت B ماکزیمم مقادیر B_x, B_y منظور می گردد [۹].

۲-۴-۱- تعریف مرکز سختی از دیدگاه آیین نامه های مختلف

در آیین نامه کشورهای نیکاراگوا، اردن، اسرائیل، اندونزی مرکز سختی طبقه عبارت است از نقطه ای بروی کف طبقه که در اثر اعمال نیروی برشی فقط حرکت انتقالی ایجاد شود یا نقطه ای بروی کف طبقه که در اثر اعمال بر آیند نیروهای برشی در آن ممان پیچشی در سازه حاصل نشود [۱۰]. در آیین نامه کشور مصر مرکز سختی نقطه ای است که برآیند نیروهای برشی المانهای برابر جانبی طبقه از آن نقطه می گذرد [۱۱].

در آیین نامه کشور جمهوری دمیونیکان مرکز سختی نقطه ای است که نیروی برشی طبقه از آن نقطه می گذرد و در صورتیکه هندسه پلان طبقه مورد بررسی و تمامی بارهای طبقه در طبقات بالاتر تکرار شود مرکز جرم بر مرکز سختی منطبق می شود [۱۲].

^۹ -Torsional Sensivity Parameter

در آیین نامه کشور های هند و نیوزیلند نقطه ای است در تراز طبقه که در اثر اعمال بارگذاری لرزه ای در این نقطه، در سقف طبقه مورد نظر پیشگی ایجاد نشود اگر چه سقف طبقات دیگر می تواند [۱۳،۱۴] پیش داشته باشد.

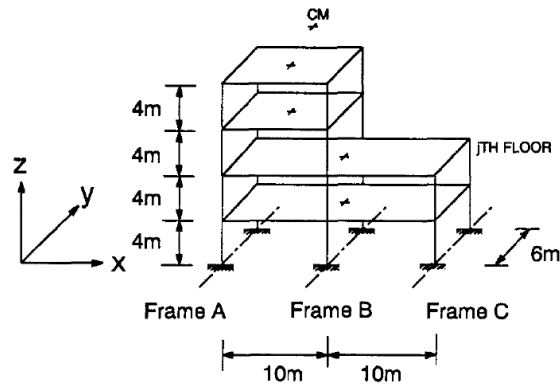
تعریف Humar از مرکزسختی نیز منطبق با تعریف فوق میباشد [۳].

از نظر Pool مرکز سختی طبقه عبارت است از محل برآیند نیروهای برشی المانهای لرزه بر قائم طبقه هنگامیکه ساختمان در برابر بارگذاری استاتیکی قرار گرفته باشد به نحوی که منجر به هیچ چرخشی در هیچ سقف نشود.

Cheung & Tso مراکز سختی طبقات را مجموعه نقاطی تعریف می کنند که بروی کفهای ساختمان قرار دارند به نحوی که در اثر اعمال نیروهای جانبی در آن نقاط، هیچ چرخشی در هیچ طبقه ایجاد نشود.

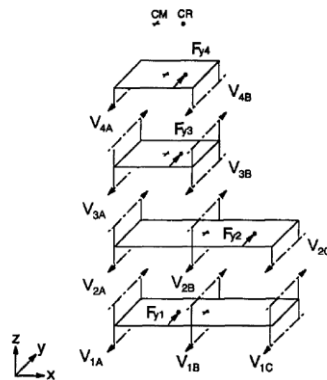
Anil K. Chopra بیان می کند که برخلاف ساختمان های یک طبقه مشکلات زیادی در تعیین مرکز سختی در ترازهای مختلف ساختمان های بلند مرتبه وجود دارد و تا به حال روشی برای تعیین آن در ساختمان های بلند مرتبه ارائه نشده است اول آنکه یک تعریف عمومی پذیرفته شده در این مورد وجود ندارد. ثانیاً تعیین محل مرکز سختی وابسته به الگوی بارگذاری جانبی می باشد [۱۵].

Rakesh K. Goel, Anil K. Chopra روشی را برای بدست موقعیت مرکز سختی با استفاده از آنالیز تعادل دیاگرام آزاد کف طبقه پیشنهاد دادند و در روش پیشنهادی وابستگی موقعیت مراکز سختی را به توزیع بارهای جانبی نشان دادند آنها تعریف Pool, Tso از مرکز سختی را مورد قبول قرار دادند که اگر فقط نیروهای جانبی افقی در ترازهای طبقات اعمال شوند، هیچ دورانی در هیچ تراز به وجود نیاید. محققین فوق جهت ارزیابی روش پیشنهادی، ساختمان ۴ طبقه که شامل سه قاب مقاوم باربر جانبی A, B, C در جهت Y می باشد و توسط دیافراگم صلب به هم متصل شده اند را مطابق شکل ۸-۲ مدل نمودند.



شکل ۸-۲-مدل ساختمان مورد مطالعه [۱۵]

نمودار آزاد طبقات ساختمان را مانند شکل در نظر بگیرید V_{jA} ، V_{jB} ، V_{jC} به ترتیب برشهای طبقات j ام در قابهای A، B، C می باشد.



شکل ۹-۲-نمودار آزاد تراز طبقات [۱۵]

معادله تعادل نیروها در جهت Y ، را بطنه زیر را نتیجه می دهد:

$$(V_{jA} - V_{j+1,A}) + (V_{jB} - V_{j+1,B}) + (V_{jC} - V_{j+1,C}) = F_{yj} \quad (27-2)$$

که F_{yj} نیروی برشی در تراز طبقه j ام می باشد.

$$X_{Rj} = \frac{(V_{jA} - V_{j+1,A})X_A + (V_{jB} - V_{j+1,B})X_B + (V_{jC} - V_{j+1,C})X_C}{F_{yj}} \quad (28-2)$$

با نوشتن معادله تعادل ممان حول محور قائم مختصات مرکز سختی رابدهست می آید، که X_A ، X_C ، X_B فاصله قابهای A، B، C از نقطه مرجع می باشند.

برای ساختمان مثال برشهای طبقات مطابق جدول (۲-۱)، در اثر اعمال نیروی های برشی

$$F_v^T = (2.77, 5.54, 4.15, 5.54) \text{ محاسبه شدند:}$$

جدول ۲-۲- برش های طبقات در قابهای مختلف

TABLE 2. Story Shears in Various Frames of Example Building

Floor <i>j</i> (1)	Frame A (kN) (2)	Frame B (kN) (3)	Frame C (kN) (4)
4	2.22	3.32	—
3	3.82	5.88	—
2	4.26	6.32	4.64
1	4.80	8.42	4.78

سپس موقعیت مراکز سختی با استفاده از رابطه ۲-۲۷ محاسبه می شوند، به عنوان نمونه مرکز سختی

در تراز طبقه دوم به شرح زیر می باشد:

$$x_{R2} = \frac{(4.26 - 3.82)(0) + (6.32 - 5.88)(10) + (4.64)(20)}{5.54} = 17.55m$$

$$e_{R2} = 17.55 - 10 = 7.55m$$

موقعیت مراکز سختی و مقدار خروج از مرکزیت تراز ها در جدول (۲-۲) خلاصه شده اند:

جدول ۲-۲- موقعیت مراکز سختی و مقدار خروج از مرکزیت

TABLE 3. Location of Centers of Rigidity and Floor Eccentricities for Example Building

Floor <i>j</i> (1)	Location of center of rigidity (m) (2)	Floor eccentricity (m) (3)
4	5.99	0.99
3	6.17	1.17
2	17.55	7.55
1	8.59	-1.41

محققین فوق اینگونه نتیجه گیری نمودند که به علت وقت گیر بودن روابط ارائه شده، لازم است که یک روش جایگزین برای محاسبه لنگر پیچشی در آیین نامه های ساختمانی ارائه شود که نیازی به تعیین صریح موقعیت مراکز سختی نداشته باشد. [۱۵]

Dhiman Basu and Sudhir K. Jain ضمن ارائه تعاریف مرکز سختی و مرکز برش، الگوریتمی را برای بدست آوردن محل مرکز سختی و مرکز برش در تراز طبقات به شرح زیر پیشنهاد نمودند. [۱۶]

تعریف مرکز سختی تمام طبقات All Floor CR

مراکز سختی مجموعه نقاطی هستند که هریک بروی سقف طبقات قرار گرفته اند، به نحوی با که اعمال الگوی بارگذاری جانبی هیچ پیچشی در هیچ سقف بوجود نیاید.

تعریف مرکز سختی یک طبقه Single Floor CR

مرکز سختی یک طبقه نقطه ای بروی سقف طبقه است، در صورتیکه با اعمال بار جانبی در این نقطه، در سقف طبقه مشخص هیچ پیچشی ایجاد نشود اگرچه که در تراز طبقات دیگر ممکن است پیچش بوجود آید.

تعریف مرکز برش تمام طبقات All Floor SC

هنگامیکه الگوی بارگذاری جانبی از مرکز سختی تمام طبقات عبور کند (پیچش وجود نداشته باشد)، مرکز برش یک طبقه نقطه ای تعریف می شود که برآیند تمام بارهای جانبی ترازهای بالاتر از طبقه مشخص و طبقه مورد بررسی از آن نقطه می گذرد.

تعریف مرکز برش یک طبقه Single Floor SC

مرکز برش یک طبقه مشخص نقطه ای است که در اثر اعمال نیروی برشی طبقه در آن نقطه، چرخش نسبی (نسبت به طبقات مجاور) در طبقه بوجود نیاید.

۲- ساختمان را در برابر ممان پیچشی مثبت اعمال شده در تراز z آنالیز کنید و مقدار چرخش پیچشی طبقه θ_j^m را بدست بیاورید.

۳- مراحل 1,2 را برای هر تراز تکرار کنید و ممان خنثی کننده برای تراز z را بدست بیاورید.
($j=1,2,3,\dots,n$)

$$M_{jy}^{sf} = -\frac{\theta_j^f}{\theta_j^m} \quad (32-2)$$

۴- اکنون مولفه x موقعیت مرکز سختی بدست می آید:

$$\{X_{rj}\} = [F_{jy}]_{diag}^{-1} \{M_{jy}^{sf}\} \quad (33-2)$$

۵- به روش مشابه مولفه y مرکز سختی قابل محاسبه می باشد با این تفاوت که طرف راست معادلات با علامت منفی شروع می شود.

۲-۲-۴- الگوریتم محاسبه مرکز برش در تمام طبقات

۱- از تعریف مختصات x مرکز برش SC از رابطه زیر بدست می آید:

$$X_{sj} = \frac{\sum_{k=j}^n F_{ky} d_{jk}^x}{\sum_{k=j}^n F_{ky}} \quad (34-2)$$

که در آن d_{jk}^x فاصله مرکز سختی سقف z ام از محل مرکز جرم سقف z ام در امتداد محور x می باشد.
۲- متناوباً، با جابجایی پروفیل بارگذاری جانبی اعمال شده در محل مرکز سختی به محل مرکز جرم و در نظر گرفتن بردار لنگر پیچشی ناشی از انتقال محل تاثیر نیروهای جانبی از رابطه، رابطه به رابطه مطابق زیر تبدیل می شود:

$$X_{sj} = \left[\sum_{k=j}^n F_{ky} c_{jk}^x + \sum_{k=j}^n M_{ky}^{af} \right] / \left[\sum_{k=j}^n F_{ky} \right] \quad (35-2)$$

که در آن c_{jk}^x ، فاصله مرکز سختی سقف z ام از محل مرکز جرم سقف z ام، در امتداد X می باشد.

۲-۴-۵- الگوریتم محاسبه مرکز برش در یک طبقه

۱- یک بار دلخواه F_{ij} را در مرکز جرم طبقه z ام اعمال کنید و چرخشهای پیچشی در تراز z ام و $z-1$ ام، $\theta_j^f, \theta_{j-1}^f$ را بدست بیاورید. سپس یک لنگر پیچشی متعادل کننده مطابق رابطه در تراز سقف z ام اعمال می شود تا لنگر پیچشی ناشی از اعمال نیروی F_{ij} در تراز سقف z ام صفر شود.

$$M_{jy}^{st} = (\theta_{j-1}^f - \theta_j^f) / (\theta_{j,j} - \theta_{j-1,j}) \quad (۳۶-۲)$$

که در آن $\theta_{j-1,j}, \theta_{j,j}$ ضرائبی می باشند که از فرمول قابل محاسبه می باشند.

بنابراین مولفه x مرکز برش از رابطه زیر قابل محاسبه می باشد:

$$X_{sj} = M_{jy}^{st} / F_{jy} \quad (۳۷-۲)$$

به روش مشابه مولفه y مرکز سختی قابل محاسبه می باشد با این تفاوت که طرف راست معادلات با علامت منفی شروع می شود.

K. Jain و Dhiman Basu فرض TSO مبنی بر یکسان بودن لنگرهای پیچشی محاسبه شده با استفاده از مفاهیم خروج از مرکزیت طبقه و خروج از مرکزیت کف را به شرح زیر مورد بررسی قرار دادند و شرایط برابر بودن مرکز سختی طبقه و مرکز سختی تراز را مورد ارزیابی قرار دادند.

از روش خروج از مرکزیت طبقه، ممان پیچشی در تراز طبقه z ام از فرمول زیر بدست می آید:

$$T_j^{st} = \left(\sum_{k=j}^n F_{ky} \right) \times e_{dj} = \left(\sum_{k=j}^n F_{ky} \right) \times (\alpha e_{sj} + \beta b_j) \quad (۳۸-۲)$$

که در آن e_{sj} خروج از مرکزیت طبقه در تراز سقف z ام، فاصله بین مرکز برشهای طبقات و برآیند نیروی برشی طبقات بالاتر و آن طبقه به نحوی که الگوی بارگذاری جانبی در محل مرکز جرم طبقات اعمال شود.

با استفاده از معادله، معادله به معادله زیرتبدیل می شود :

$$T_j^{st} = \alpha \sum_{k=j}^n M_{ky}^{af} + \beta b_j \sum_{k=j}^n F_{ky} \quad (39-2)$$

در روش مرکز سختی تراز، لنگر پیچشی تراز z ام از فرمول زیر بدست می آید :

$$T_j^{fl} = F_{jy} e_{dj} = F_{jy} (\alpha e_{sj} + \beta b_j) = \alpha M_{jy}^{af} + \beta b_j F_{jy} \quad (40-2)$$

که در آن e_{sj} ، فاصله بین مرکز سختی طبقات و محل مرکز جرم می باشد :

$$\bar{T}_j^{st} = \sum_{k=j}^n T_k^{fl} = \sum_{k=j}^n (\alpha M_{ky}^{af} + \beta b_k F_{ky}) = \alpha \sum_{k=j}^n M_{ky}^{af} + \beta \sum_{k=j}^n b_k F_{ky} \quad (41-2)$$

از مقایسه معادلات ۱-۳۹ و ۱-۴۱، در صورتی T_j^{fl}, \bar{T}_j^{st} با هم برابر می باشند که طرف دوم معادلات و با

هم برابر باشند، این مطلب زمانی اتفاق می افتد که

۱) عبارت طرف دوم صفر باشد، یعنی $\beta = 0$ به عبارتی مقدار لنگر پیچشی در نظر گرفته نشده است. یا

۲) $\beta \neq 0$ و b_j برای تمام طبقات یکسان است. بنابراین فرض TSO برای ساختمان هایی که در

ارتفاع عقب نشینی یا پیش آمدگی دارند، صحیح نمی باشد و می توان نتیجه گرفت که آیین نامه -

های لرزه ای ضوابط محاسبه پیچش را فقط برای ساختمان های منظم، پیشنهاد نموده اند [۱۶].

۲-۵-۲- رفتار لرزه ای ساختمان نامتقارن

۲-۵-۱- مقدمه

هنگامیکه ساختمان نامتقارن در برابر نیروهای زلزله قرار می گیرد اندرکنش بین پاسخ های پیچشی و جانبی اتفاق می افتد. این کوپل پاسخ (ترکیب پاسخ پیچشی بعلاوه انتقالی) منجر به افزایش قابل توجهی خرابی در مقایسه با سیستمهای متقارن می شود. سابقه زلزله های قبلی نظیر ۱۹۸۵ مکزیک موید این مطلب است که خرابی نیمی از ساختمان های آسیب دیده به علت اثرات پیچشی ناشی از عدم تقارن سازه ها بوده است. در چند سال اخیر تحقیقات گسترده ای بروی پاسخ الاستیک و غیر الاستیک ساختمان های نامتقارن و همچنین تاثیر خروج از مرکزیت سختی و خروج از مرکزیت مقاومت در رفتار پیچشی انجام شده است. در رفتار الاستیک خطی تاثیر فرکانس های انتقالی و پیچشی، خروج از مرکزیت سختی و میزان میرایی به عنوان پارامتر های اساسی بر پاسخ پیچشی منظور می گردند. در نقطه مقابل نحوه توزیع سختی و مقاومت بر پاسخ غیر الاستیک سیستم غیر ارتجاعی تاثیر گذار می باشد. [۱۷]

هدف اولیه تمام ضوابط پیچشی آیین نامه ها حذف و یا محدود کردن پاسخ اضافی ناشی از خروج از مرکزیت در پلان بروی اعضا باربر جانبی می باشد. تحقیقات گسترده ای منحصر بروی تغییر شکل های اضافی و نیاز به شکل پذیری اضافی در ساختمانهای که دارای خروج از مرکزیت در پلان می باشند انجام شده است. در این قسمت نتایج مطالعات و مشاهدات انجام شده در زمینه رفتار سازه های نامتقارن ارائه خواهد شد.

۲-۵-۲- رفتار ارتجاعی سیستم نامتقارن

در مطالعات مربوط به رفتار ارتجاعی سیستم نامتقارن، فرض میشود تحت نیازهای لرزه ای، تنش ها کمتر از حد جاری شدن باقی می مانند، لذا سختی و مرکز سختی سیستم ثابت باقی می ماند.

Chopra&Kan روی رفتار ارتجاعی سیستم نامتقارن یک طبقه با دو درجه آزادی تحقیق نموده اند. بر مبنای نتایج حاصله، پاسخ ارتجاعی سازه به بسامدهای طبیعی جانبی و پیچشی سیستم و خروج از مرکزیت و میرایی آن بستگی دارد [۱۸].

Tso&Dempsy با مطالعه بروی سیستم جرم متمرکز با خروج از مرکزیت یکطرفه و روش تحلیل طیف پاسخ نتیجه گیری نمودند که پیچش به خروج از مرکزیت سختی نسبت و فرکانس وابسته میباشد و در $\Omega=1$ حداکثر پیچش ایجاد میگردد [۱۹].

Maheri, Chandler با استفاده از یک مدل آزمایشی تاثیر پیچش را بر پاسخ سازه بررسی نموده و نتایج آن را با پاسخهای بدست آمده از آنالیز غیر خطی سازه تحت چهار زلزله مختلف، مقایسه نمودند. آنها نتیجه گرفتند پاسخ حداکثر ناشی از مدل آزمایشگاهی بیش از پاسخ تحلیلی می باشد. بر اساس نتایج ناشی از آنالیز، سهم مود اول در پاسخ پیچشی، محافظه کارانه می باشد [۲۰].

Shakib با استفاده از مدل یک طبقه و با خروج از مرکزیت دو طرفه، تاثیر پیچش بر پاسخ سازه را مورد مطالعه قرار داد و نتیجه گرفت که برش پایه در جهت زلزله، با افزایش خروج از مرکزیت لزوماً اضافه نمی گردد و به علت درگیری مدها، ممکن است کاهش یابد. همچنین برای تمام مقادیر خروج از مرکزیت، لنگر پیچشی افزایش نمی یابد، بلکه ممکن است در خروج از مرکزیت های بزرگ، بعد از افزایش اولیه کاهش یابد [۲۱].

Chopra&kan با فرض اینکه اعضا مقاوم سازه در محدوده الاستیک باقی می ماندند نشان داده اند که خروج از مرکزیت سختی اثر کوپل پیچشی را افزایش می دهد اثرات پیچشی بر روی تغییر شکل ها وابسته به میزان خروج از مرکزیت سختی می باشد و با افزایش آن افزایش می یابد. همچنین نشان داده اند که نیاز شکل پذیری بسیار حساس به مقدار خروج از مرکزیت سختی می باشد [۲۲].

Tso, Zhu به بررسی تحلیلی نحوه توزیع مقاومت در بین عناصر باربر جانبی در سیستم هایی که مقاومت آنها با ضریب افزایش مقاومت، تشدید یافته است، میپردازد. ضریب افزایش مقاومت به فاصله المانهای باربر جانبی از مرکز سختی، سختی پیچشی و خروج از مرکزیت سازه، بستگی دارد. سازه های

مورد نظر بر اساس آیین نامه های UBC و نیوزیلند و کانادا طراحی شدند. آنها نتیجه گیری نمودند، چنانچه سختی پیچشی سازه بزرگ انتخاب گردد، در اینصورت هر سه آیین نامه در نظر گرفتن ضریب افزایش مقاومت جهت کنترل شکل پذیری ناشی از پیچش را لازم نمی دانند [۲۳].

Tso, Smith با بررسی مدل یک طبقه با سه المان مقاوم جانبی در هر جهت، به بررسی ضوابط آیین نامه های UBC97, EC8 پرداختند. آنها سعی نمودند تا ضوابط آیین نامه ها را با فرض ثابت نبودن مرکز سختی (المان نوع D) در مقابل فرض ثابت بودن محل مرکز سختی (المان نوع K)، مقایسه نمایند. آنها نتیجه گرفتند که ضوابط آیین نامه EC8 برای سازه با المانهای نوع D نسبت به سازه دارای المان نوع K، به طراحی بهتری منجر می شود. در حالیکه آیین نامه UBC برای هر دو مدل سازه ای با المان های K, D، منجر به طراحی مناسب سازه ای گردید [۲۴].

Myslimaj, Tso با توجه به وابستگی سختی به مقاومت، تاثیر نحوه توزیع مقاومت و تغییر مکان حد جاری شدن و سختی بر پاسخ پیچشی سازه ها را بررسی نمودند. آنها با تاکید بر این که حصول رفتار مطلوب پیچشی سازه منوط به به دستیابی به حداقل چرخش کف طبقه میباشد، تاثیر چیدمانهای مختلف مراکز مقاومت، سختی و جرم بر پاسخ پیچشی مدل‌های یک طبقه را مطالعه نمودند. آنها با بررسی مدل‌های سازه ای ساده دو المان در یک جهت، نتیجه گرفتند که با تغییر همگن مقاومت سازه فاصله مراکز سختی و مقاومت ثابت می باشد. با بررسی پاسخ سازه ها تحت سه رکورد زلزله یک جهته، نتیجه گرفتند که رفتار پیچشی مناسب، زمانی شکل می گیرد که لنگر پیچشی سازه ها و اختلاف نیروی دو المان حداقل گردد و این امر زمانی اتفاق می افتد که مرکز سختی و مرکز مقاومت در دو سمت مرکز جرم واقع گردند [۲۵].

عظیمی نژاد و سروقد مقدم بر اساس آرایش مناسب مراکز سختی، مقاومت و جرم به طراحی سازه های نامتقارن پرداختند. به این منظور نحوه عملکرد آرایش این مراکز در سازه های یک طبقه مورد توجه قرار گرفت. از گسل برای آرایشهای متنوع مراکز انجام گرفت. آنها پیشنهاد نمودند که براساس آرایش مناسب مراکز سختی و مقاومت در سازه ها، نحوه تخصیص مقاومت به اعضا بشکلی برنامه

ریزی گردد که سازه مورد طراحی، عملکرد مناسب در مقابل بارهای لرزه ای و بویژه اثرات پیچشی داشته باشد [۲۶].

۲-۲-۵-۳- رفتار غیر ارتجاعی سیستم نامتقارن

در رفتار غیر ارتجاعی با توجه به اینکه اعضای مقاوم وارد مرحله پلاستیک میشوند سختی اعضا تغییر می کند و در نتیجه مرکز سختی و بسامد های طبیعی آن تغییر خواهد کرد. بنابراین پاسخ سیستم غیر ارتجاعی به تعداد، موقعیت، جهت و مقاومت جاری شدن عناصر مقاوم آن بستگی خواهد داشت مطالعه پارامتری ساختمان های نامتقارن در محدوده غیر خطی، بسیار پیچیده تر از حالت خطی می باشد. در این حالت علاوه بر پارامترهای خطی مانند زمان تناوب جانبی، نسبت فرکانس پیچشی به انتقالی و نسبت میرایی، پارامترهایی مانند مقاوت المانها، محل قرارگیری آنها در پلان سازه و مدل هیستریزیس نیز وارد مسئله می گردد.

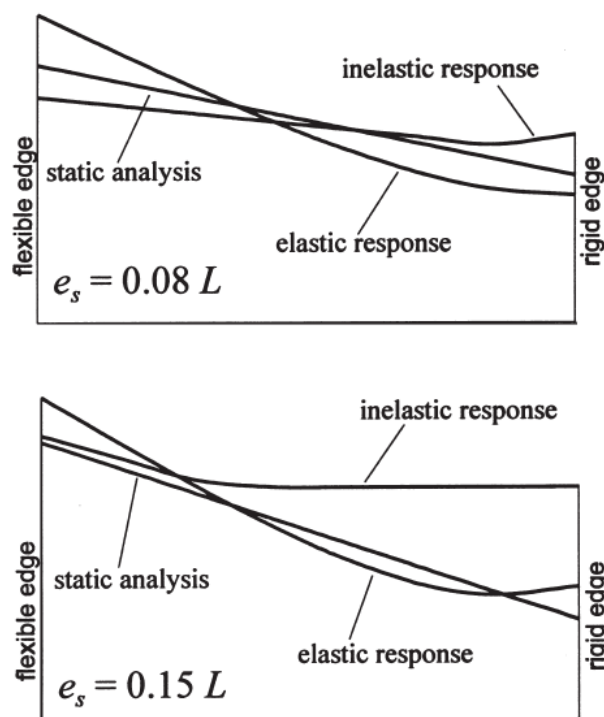
Chopra&kan رفتار غیر خطی سازه نامتقارن یک طبقه، با خروج از مرکزیت یک طرفه را بررسی نمودند. در این مدل اثر کوپل پیچشی با جابجای مرکز جرم و دوران کف حول محور عمودی مدلسازی شد. این محققین نتیجه گرفتند که تاثیر کوپل پیچشی در محدوده غیر خطی، به میزان قابل توجهی به نسبت فرکانس مدهای پیچشی به انتقالی بستگی دارد [۲۷].

Chopra&kan نتیجه گرفتند بعد از جاری شدن اولیه، سازه گرایش بیشتری به جاری شدن در مود انتقالی داشته و مانند سیستم یک درجه آزادی عمل می کند در واقع مشارکت اعضا مقاوم جانبی عمودی که ارتجاعی باقی مانده اند و موجب سختی پیچشی بالای سازه بعد از تسلیم شده و مکانیسم تسلیم سازه را از پیچشی به انتقالی تغییر می دهد [۲۸].

Goel&Chopra نتیجه گرفتند که تسلیم منجر به کاهش اثر پیچش و کاهش تغییر شکل پیچشی سیستم های با زمان تناوب های متوسط تا زیاد می شود. بنابراین اگر سیستم به خوبی وارد مرحله غیر ارتجاعی شود اثرات نامتقارنی در پلان بر روی پاسخ پیچشی سیستم خیلی کوچک است.

در محدوده پاسخ غیر ارتجاعی به دلیل پلاستیک شدن اعضا خروج از مرکزیت سختی ثابت نمیباشد و اگرچه پاسخ ارتجاعی سیستمهای نامتقارن معمولاً یک چرخش بزرگتر را نشان می دهد ولی در نقطه مقابل پاسخ غیرارتجاعی، بیشتر انتقالی است. علاوه بر این مشارکت پیچشی اعضا مقاوم برابر جانبی عمود بر جهت زلزله، (که در محدوده الاستیک قرار گرفته اند) منجر به کاهش پاسخ پیچشی سیستم می شوند. [۲۹]

مطالب فوق در شکل (۹-۲) توضیح داده شده است. در این شکل ماکزیمم تغییر مکان منتجع از آنالیز استاتیکی و آنالیز ارتجاعی و غیر ارتجاعی دینامیکی، با خروج از مرکزیت های متفاوت (بین مرکز جرم و مرکز سختی) که تحت تحریک زلزله El Centro record قرار گرفته اند، باهم مقایسه شده اند. [۳۰].



شکل ۲-۹ - ماکزیمم جابجایی در سیستم سازه ای با خروج از مرکزیت سختی تحت زلزله ال سنترو [۳۰]

(پارامترهای طراحی $\Omega_\theta = 1.2, T_x = T_y = 1s, \gamma_x = 0.2, q = 5$)

Tso&Sadak پیشنهاد داده اند در ضوابط آیین نامه ای خروج از مرکزیت مقاومت جایگزین خروج از مرکزیت سختی گردد، با توجه به اینکه خروج از مرکزیت مقاومت بر اساس توزیع مقاومت محاسبه می شود لذا ارتباط مناسب تری با پاسخ غیر خطی پیچشی سازه ها دارا می باشد. [۳۱]

Goel&Chopra به بررسی کارایی ضوابط پیچشی در آیین نامه ها پرداختند آنها نتیجه گرفته اند برای بدست آوردن توزیع مناسب شکل پذیری در سازه می بایست خروج از مرکزیت طراحی آیین نامه ها بر اساس ضریب رفتار اصلاح شوند [۳۲].

Humar&Kumar با سه المان در یک جهت و دو المان در جهت دیگر به بررسی نحوه عملکرد ضوابط پیچشی آیین نامه ها پرداختند. آنها نتیجه گرفتند که ضوابط پیچشی برای طراحی المان های سمت نرم تا حدودی محافظه کارانه می باشد [۳۳].

Crisafall با بررسی اثرات پیچشی در سازه ها روشی برای طراحی سازه ارائه نمودند. در این روش سعی گردیده بر مبنای شکل پذیری المان بحرانی و خروج از مرکزیت مقاومت میزان شکل پذیری سیستم کاهش داده شود [۳۴].

Adrian M.Chandler, Joseph C.Correnza به تاثیر ضوابط پیچشی آیین نامه های لرزه ای مختلف بر روی چگونگی استهلاک انرژی هیسترتیک توسط اعضای مقاوم پرداختند و مشاهده کردند که با به کارگیری ضوابط آیین نامه های مختلف توزیع های متفاوت انرژی بر روی اعضا بدست می آید و مطالعات بیشتری لازم است تا یک شاخص خرابی کاملاً مناسب برای ارزیابی اثرات پیچشی در ساختمان ها تعریف شود [۳۵].

M.N. Bugejaetal با مطالعه بروی تاثیر خروج از مرکزیت سختی و مقاومت بروی پاسخ غیر ارتجاعی سازه های نامتقارن نتیجه گرفتند که برای سازه ای که تحت فعالیت غیرارتجاعی عمده ای در طی بارگذاری لرزه ای قرار می گیرد، خروج از مرکزیت مقاومت در مقایسه با خروج از مرکزیت سختی اثر بیشتری بر روی پاسخ پیچشی سازه ها دارد. [۳۶]

Tso,Wang به بررسی ضوابط پیچشی نسخه های 1984 و 1992 آیین نامه نیوزیلند پرداختند.

آنها نتیجه گرفتند چنانچه سختی پیچشی از سختی پیچشی حداقل کمتر نباشد، میزان نیاز شکل پذیری در سمت سخت و نرم نسبت به سازه متقارن مینا، بیشتر نمی باشد. چنانچه سختی پیچشی از مقدار حداقل یاد شده کمتر گردد، نیاز شکل پذیری سمت نرم سازه بیشتر از نیاز شکل پذیری سازه متقارن می باشد که این مساله در نسخه ۱۹۸۴ وجود داشت. در نسخه ۱۹۹۲ با کنترل تغییر مکان سمت نرم وسخت، مشکل یاد شده مرتفع گردیده است [۳۷]

Chandler,etal به بررسی رفتار خطی و غیر خطی سازه های نامتقارن طراحی شده بر مبنای روش استاتیکی معادل آیین نامه EC8 پرداختند. آنها نتیجه گرفتند در سطح زلزله بهره برداری، آیین نامه EC8 بسیار محدود کننده می باشد و در زلزله سطح نهایی، دستورات این آیین نامه در برآوردن تقاضای شکل پذیری المان سمت نرم، رضایت بخش می باشد. لیکن میزان شکل پذیری سمت سخت تامین نمی گردد. [۳۸]

Paulay به بررسی رفتار پیچشی ساختمان های یک طبقه با استفاده از تحلیل مکانیسم در حالت حد نهایی پرداخته است. او روش فعلی آیین نامه ها، مبتنی بر بررسی اثرات پیچش بوسیله آنالیزهای خطی را نامناسب دانسته و پیشنهاد می کند که در طراحی سازه های نامتقارن، با تعبیه المانهایی که در حد نهایی در محدوده الاستیک باقی بمانند، سختی پیچشی سازه در این محدوده افزایش یافته و تا حد امکان میزان اثرات پیچش کنترل گردند. همچنین نیاز شکل پذیری سازه بر اساس بحرانی ترین المان محاسبه گردد. [۳۹]

Paulay با توجه به نحوه رفتار غیر خطی اعضاء سازه ای، به مطالعه تاثیرات پیچش بر پاسخ سازه ها پرداخته است. مطابق با بررسی های انجام شده او بر تشخیص مکانیسم مناسب پیچشی در سازه و کنترل میزان تغییر شکلهای غیر خطی و نیاز شکل پذیری در سازه تاکید می کند. در سیستم های سازه ای با المانهایی که تغییر مکان حد جاری شدن آنها مستقل از توزیع مقاومت باشد، المان بحرانی با کمترین تغییر مکان حد جاری شدن می باشد. در این مطالعات با بررسی مکانیسم های پیچشی در سازه یک طبقه، استنتاج گردید که پارامتر خروج از مرکزیت مقاومت پارامتر اصلی در رفتار پیچشی

سازه ها بوده و با توجه به کنترل محل آن توسط طراح، حتی الامکان سعی می گردد در مکانی قرار گیرد که سبب بوجود آمدن مکانسم مناسب پیچشی در سازه گردد. اگرچه لزوما کاهش و یا حذف خروج از مرکزیت مقاومت، سبب ایجاد مکانیسم مناسب نمی گردد. [۴۰]

Ducicka&et.al با استفاده از مدل یک طبقه که دارای دو المان در هر جهت میباشد، به بررسی اهمیت مرکز سختی و مرکز مقاومت در رفتار پیچشی سازه ها پرداختند. آنها نتیجه گرفتند که خروج از مرکزیت مقاومت در نحوه توزیع نیاز شکل پذیری در سازه نقش عمده دارد، همچنین خروج از مرکز سختی نیز نقش بسزایی در پاسخ پیچشی سازه از خود نشان می دهد. [۴۱]

Moghadam, Tso پاسخ ساختمان های قاب خمشی شکل پذیر چند طبقه را با لحاظ نمودن خروج از مرکزیت جرمی، مورد مطالعه قرار دادند. آنها نتیجه گرفتند که در ساختمان های انعطاف پذیر پیچشی، تاثیرات پیچش باعث میشود که تغییر مکان سمت سخت افزایش و تغییر مکان سمت نرم کاهش یابد. در ساختمان های با سختی پیچشی زیاد، تغییر مکان سمت نرم افزایش و تغییر مکان سمت سخت کاهش می یابد. با مقایسه این نتایج با رفتار سازه تحت تاثیر بارهای استاتیکی، نتیجه گرفتند که رفتار دینامیکی ساختمان های با سختی پیچشی زیاد، مشابه رفتار سازه تحت تاثیر بارهای استاتیکی می باشد. آنها اینگونه نتیجه گرفتند که آیین نامه های لرزه ای در سازه های سخت پیچشی، مقاومت سمت نرم را افزایش می دهند ولی قادر به محدود کردن جابجایی این سمت نمی باشند. همچنین برای بهبود ضوابط پیچشی آیین نامه EC8، حداقل مقادیری را برای نسبت شعاع ژیراسیون سختی به پهنای طبقه ارائه نمودند [۴۲].

Fajfar مطالعه جامعی در مورد ساختمان های فلزی ۵ طبقه با سیستم های مختلف قاب خمشی انجام دادونتیجه گرفت، که تغییر مکان بام مدلهای انعطاف پذیر پیچشی غیر متقارن می تواند تا دو برابر مدل مشابه متقارن باشد. در مدلهای انعطاف پذیر پیچشی، با افزایش شدت زلزله ماکزیمم، پاسخ پیچشی سازه کاهش می یابد [۴۳].

Stathopoulos, Anagnostopoulos به بررسی رفتار پیچشی سازه ها با استفاده از مدل‌های چند طبقه و یک طبقه ایده ال پرداختند. آنها نتیجه گرفتند که مدل یک طبقه، قادر به ارزیابی صحیح ضوابط پیچشی آیین نامه ها نمی باشد و امکان مغایرت نیاز شکل پذیری در المانهای سمت نرم و سمت سخت، با نتایج مدل یک طبقه وجود دارد. در سازه های یک طبقه، نیاز شکل پذیری سمت سخت بیش از نیاز شکل پذیری سمت نرم می باشد. در صورتیکه در سازه های چند طبقه، نیاز شکل پذیری سمت نرم، بیش از نیاز شکل پذیری سمت سخت میباشد. لذا ایده سازی سازه های چند طبقه با سازه های یک طبقه، نیاز به بررسی بیشتر دارد. [۴۴]

De Stefano با توجه به ناکار آمدی مدل‌های یک طبقه برای در نظر گرفتن عوامل موثر در سازه های چند طبقه، مانند اثرات مودهای بالاتر و توزیع تغییر شکل های غیر خطی، به بررسی اثر اضافه مقاومت المانها در توزیع نیاز شکل پذیری ساختمان های نامتقارن چند طبقه پرداختند. آنها نتیجه گرفتند، اثر اضافه مقاومت ممکن است باعث تشدید نیاز شکل پذیری در بخشهایی از سازه گردد. [۴۵]

De la Llera, Anil K. Chopra با انجام مطالعات بروی یک ساختمان ۵ طبقه نامتقارن، اثر ۶ پارامتر کنترل کننده رفتار غیر ارتجاعی سازه ها را نسبت به سیستم متقارن مبنا مورد بررسی قرار دادند. نحوه توزیع سختی و مقاومت در این ساختمان بگونه ای است که سختی و مقاومت دو طبقه اول ۷، طبقات سوم و چهارم $3/4v$ و طبقه پنجم $v/2$ می باشد. برای ۷ مقدار معلومی فرض شد نتایج مطالعات شامل موارد زیر می باشد:

۱- با افزایش مقاومت اعضا مقاوم برابر جانبی در جهت عمودی، از اثرات پیچشی سیستم کاسته می شود و رفتار سیستم به سمت حرکات انتقالی می باشد .

۲- افزایش خروج از مرکزیت سختی منجر به افزایش چرخش در پلان ساختمان حول سختترین و معمولاً قوی ترین صفحه می شود. به عبارت دیگر فروپاشی ساختمان، احتمالاً تحت مکانیزم پیچشی حول لبه سخت اتفاق می افتد.

۳- عدم تقارن در مقاومت معمولاً باعث تمرکز تقاضای تغییر شکل در صفحات مقاوم که دورتر از قوی ترین صفحه قرار دارند می شود و ساختمان ها با خروج از مرکزیت در مقاومت، مستعد توسعه مکانیسم پیچشی می باشند [۴۶].

Goal, Chopra در مطالعه ای به بررسی تاثیر تعداد اعضاء مقاوم جانبی در جهت زلزله پرداختند و با آنالیز مدل‌های با تعداد اعضاء مقاوم ۱۶ و ۳ و ۲ در جهت زلزله نتیجه گرفتند که افزایش اعضاء مقاوم تاثیر کمی بروی پاسخ کلی سیستم دارد و معمولاً ۲ یا ۳ عضو مقاوم برابر جانبی در هر جهت کفایت می کند [۴۷].

Bozorgnia, Tso نتیجه گرفتند جهت بررسی تاثیر میزان خروج از مرکزیت، مدلها با حداقل سه عضو مقاوم برابر جانبی مدل شوند. سیستم های سازه ای با دو عضو مقاوم معمولاً معین می باشند در نتیجه نیروی اعضاء مستقل از سختی آنها و مستقل از خروج از مرکزیت سختی می باشد [۴۸].

Mittal and Jain با در نظر گرفتن یک محدوده برای خروج از مرکزیت مقاومت و با انجام آنالیزهای دینامیکی نتیجه گرفتند که با افزایش خروج از مرکزیت مقاومت، نیاز شکل پذیری در لبه نرم افزایش و در لبه سخت کاهش می یابد. بنابراین پارامتر خروج از مرکزیت، پارامتر مهمی در طبقه بندی رفتار سازه ها می باشد [۴۹].

Syamal, Pekau با در نظر گرفتن یک سیستم نامتقارن با سه عضو برابر جانبی، با خروج از مرکزیت مقاومت و بدون خروج از مرکزیت سختی، استنتاج نمودند که نیاز شکل پذیری عضو واقع شده در سمت نرم ۲۵ برابر نیاز شکل پذیری در سیستم متقارن مبنا می باشد و افزایش خروج از مرکزیت مقاومت منجر به افزایش تغییر مکان عضو مقاوم واقع در لبه نرم و کاهش تغییر مکان در عضو مقاوم واقع در لبه سخت می شود ولی عضوهای مقاوم لبه نرم و سخت با افزایش خروج از مرکزیت سختی، رفتار خاصی نشان ندادند. بنابراین خروج از مرکزیت سختی تاثیر مشخصی بروی نیاز شکل پذیری ندارد. و علت این مطلب این است، زمانیکه یک یا چندین اعضاء مقاوم تسلیم می شوند، توزیع سختی

تحت شرایط ارتجاعی تعریف می شود و این توزیع سختی است که مقدار خروج از مرکزیت را تعریف می کند در حالیکه پارامتر خروج از مرکزیت مقاومت یک پارامتر مستقل می باشد [۵۰].

Chopra&Goel نشان داده اند که عضو هایی که در اثر پیچش سازه نیروی وارد به آنها کاهش می یابد نیاز به شکل پذیری بیشتری دارند. به این سبب، توصیه شده است که برون مرکزی طراحی در آیین نامه ها به صورت تابعی از ضریب رفتار تعریف گردند و با کاهش ضریب رفتار، برون مرکزی طراحی افزایش یابد [۵۱].

افزون بر این، به تازگی پژوهشگران دریافته اند که با بکار بردن معیارهای پیچش آیین نامه ای و روش ایستایی معادل در سازه های با برون مرکزی زیاد، می تواند منجر به طراحی غیر محافظه کارانه شود همچنین، در سازه های با شکل پذیری زیاد که دچار تغییر شکل های ناکشسان بزرگی می شوند، ممکن است تحلیل کشسان مودی در جهت اطمینان نباشد [۵۲].

۲-۵-۴- تاثیر ضوابط پیچشی آیین نامه های لرزه ای بروی چگونگی استهلاک انرژی

هیسترتیک

در این قسمت توزیع انرژی هیسترتیک مستهلک شونده توسط اعضا مقاوم باربر جانبی همراه با ارائه اطلاعات تکمیلی جهت ارزیابی پاسخ غیر ارتجاعی اعضا باربر جانبی در سیستمهای با پاسخ پیچشی بررسی می شود و به طور خلاصه نتایج تحقیقات انجام شده در اثر اعمال ضوابط پیچشی آیین نامه های ساختمانی مهم در طراحی ساختمان های نامنظم، بروی چگونگی توزیع انرژی جذب شده ارائه می گردد و مشاهده می شود که با بکارگیری ضوابط آیین نامه های مختلف توزیع های متفاوت از انرژی هیسترتیک بدست می آید.

بر خلاف آنالیز ارتجاعی که کاملا بروی تغییر مکان بحث می کند، آنالیز رفتار لرزه ای غیر ارتجاعی توجه زیادی به ارزیابی پتانسیل خرابی در المان های مقاوم دارد. از دیدگاه طبیعت چرخه ای واکنش دینامیکی، خرابی سازه ای وابسته به عوامل زیادی می باشد که از میان آنها مطالعات زیادی بروی تغییر مکان ماکزیمم و نیاز به شکل پذیری انجام شده است.

در این قسمت یک پارامتر متناسب با خرابی سازه برای ارزیابی رفتار سازه پارامتر های تعداد سیر تسلیم و مجموع انرژی هیسترتیک که در المان های مقاوم مستهلک شده اند، می باشد.

به طور کلی نتایج بدست آمده حاکی از این می باشد که توزیع انرژی هیسترتیک بروی اعضا مقاوم لبه ای به شدت متاثر از رفتار دینامیکی پیچشی ناشی شده از عدم تقارن، میزان خروج از مرکزیت و ضوابط پیچشی آیین نامه های لرزه ای مختلف در توزیع مقاومت بروی اعضا باربر جانبی می باشد.

در اثر حرکات زمین لرزه به سازه انرژی وارد می شود و در پایان زمین لرزه تمام انرژی ورودی باید مستهلک شود. در طی مراحل دینامیکی فرض بر اینست که در سیستم های غیر ارتجاعی مجموع انرژی مستهلک شده برابر انرژی ورودی می باشد و واضح است که برای یک سیستم با پاسخ ارتجاعی مولفه هیسترتیک انرژی مستهلک شده صفر می باشد. در موارد عملی تمام انرژی ورودی توسط ترکیبی از عمل میرایی و پاسخ ارتجاعی چرخه های هیسترتیک مستهلک می شود. از دیدگاه طراحی

مهندسی در سیستم های با پاسخ پیچشی، بسیار مهم می باشد که پتانسیل خرابی زلزله نسبت به محل قرارگیری اعضا لرزه بر بر آورد شود.

۲-۲-۵-۴-۱-نسبت استهلاک انرژی هیسترتیک

برابر با نسبت مجموع انرژی هیسترتیک به کل انرژی مستهلاک شده توسط سیستم در طی یک زلزله می باشد و شاخصی از پتانسیل خرابی می باشد.

در سیستمهای مرجع یا TB Systems در محدوده زمان تناوب (۰.۲-۲.۵) حدود ۶۵-۶۰٪ انرژی لرزه ای توسط عمل هیسترتیک مستهلاک می شود. نتایج تحقیقات نشان می دهد در TU Systems همراه با افزایش خروج از مرکزیت نسبت استهلاک انرژی هیسترتیک کاهش می یابد چنانکه برای سیستم های با خروج از مرکزیت زیاد فقط حدود ۴۰-۲۰٪ انرژی لرزه ای توسط عمل هیسترتیک مستهلاک می شود.

توزیع انرژی هیسترتیک مستهلاک شده در پلان توسط پارامتر H_i ، نسبت انرژی هیسترتیک عضو i که مطابق زیر تعریف می شود مورد ارزیابی واقع شده است:

نسبت انرژی مستهلاک شده توسط عضو i ام نسبت به انرژی مستهلاک شده توسط سیستم H_i :
بنابراین، $\sum_{i(i=1,2,3,\dots)} H_i = 100\%$ پارامتر H_i برای یک عضو مشخص معرف عدد و سیرتسلیم می باشد. بنابراین این پارامتر شاخصی از مقدار انرژی مستهلاک شده هیسترتیک و پتانسیل خرابی توسط یک عضو مشخص می باشد [۳۵].

۲-۲-۵-۴-۲-مقایسه ضوابط پیچشی آیین نامه های مختلف بروی چگونگی استهلاک

انرژی

آیین نامه UBC که هیچ ضریب بزرگنمایی برای خروج از مرکزیت استاتیکی در نظر نمی گیرد به عبارتی دیگر به دلیل کنترل ضابطه شکل پذیری اضافی در لبه ها هیچ کاهش مقاومتی را در لبه سخت مجاز نمی داند منجر به بزرگترین نسبت انرژی هیسترتیک در عضو مقاوم در لبه نرم، از میان مابقی آیین نامه های مورد بررسی شده است به نحوی که این عضو به اندازه ۸۰٪ می تواند انرژی هیسترتیک را مستهلک کند از اینرو استهلاک انرژی کمی برای عضو سازه ای واقع در لبه سخت در نظر می گیرد.

از طرفی آیین نامه Euro Code که کاهش مقاومت بروی اعضا لبه سخت اعمال می کند، تقریباً تمام اعضا سهم مساوی در استهلاک انرژی دارند و حساسیت کمی نسبت به تغییرات خروج از مرکزیت نشان می دهند. مطابق آیین نامه های استرالیا و کانادا که کاهش های مقاومت طراحی (متوسط) برای عضو لبه سخت در نظر می گیرد منجر به افزایش تعداد سیر تسلیم در این عضو می شود و بالاخره عضو واقع در لبه سخت که توسط آیین نامه نیوزیلند طراحی می شود و کاهش مقاومت بیشتری نسبت به آیین نامه های استرالیا و کانادا در نظر می گیرد توالی تسلیم بیشتری را متحمل می شود. بطور کلی بیشترین سیر تسلیم در عضو واقع در لبه سخت که توسط آیین نامه اروپایی طراحی می شود اتفاق می افتد و کمترین عدد سیر تسلیم مربوط به عضو واقع در لبه سخت که با آیین نامه UBC طراحی می شود می باشد. لبه نرم علیرغم مقاومت و سختی پایین خود بیشتر از ۵۰٪ انرژی هیسترتیک را مستهلک می کند این مقدار در EC8 که افزایش مقاومت در لبه نرم اعمال می کند پایین تر است.

در مورد عضو میانی نتایج نشان می دهند که اعمال ضوابط آیین نامه های لرزه ای مختلف تاثیر کمی بروی مقدار H_2 دارند و این مقدار از ۲۰-۱۵٪ تجاوز نمی کند.

بطور کلی نتایجی که از این قسمت بدست می آیند عبارتند از :

برای زمان تناوب های کوتاه ($0.55s$) در سیستم های TU میزان اتلاف انرژی هیسترتیک به اندازه ۶۰ درصد می تواند باشد اما برای ساختمان های با زمان تناوب بالاتر و خروج از مرکزیت زیاد این عدد به میزان ۲۰-۴۰ درصد کاهش می یابد.

با افزایش خروج از مرکزیت، نسبت استهلاک انرژی کاهش مییابد چنانکه برای سیستم هایی با خروج از مرکزیت بالا فقط ۲۰-۴۰ درصد انرژی لرزه ای توسط عمل هیسترتیک مستهلک می شود همچنین توزیع انرژی لرزه ای مستهلک شونده بروی اعضا لبه ای بحرانی به مقدار زیادی تحت تاثیر پاسخ پیچشی دینامیکی ناشی شده از خروج از مرکزیت می باشد [۳۵].

۲-۳- نظم در ارتفاع

تغییرات شدید سختی و مقاومت در ارتفاع سازه منجر به تشکیل طبقات نرم و ضعیف می شود و وجود طبقات نرم و ضعیف در سازه سبب تمرکز فعالیت غیر ارتجاعی می شود که در نهایت، انهدام جزئی و یا کلی طبقه نتیجه می شود. ساختمانهایی که اثرات مدهای بالاتر در طراحی آنها منظور نمی شود و یا عبارتی در نتیجه اعمال مد اولیه در طراحی، مقاومت و سختی طبقات متناسب با افزایش ارتفاع کاهش می یابد، پتانسیل خرابی بسیار بالایی خواهند داشت.

۲-۳-۱- بی نظمی در توزیع مقاومت در ارتفاع (طبقه ضعیف)

طبقات ضعیف معمولا زمانی که ناپیوستگی قائم در مسیر المانهای باربر جانبی داریم اتفاق می افتد یا جایی که بعد عضو و یا آرماتور کاهش پیدا می کند، بنابراین محاسبه مقاومت‌های طبقات و سپس مقایسه آنها با هم الزامی می باشد. تقریبا در اکثر آیین نامه ها بعد از تعریف طبقه ضعیف، مقاومت برشی طبقه را مجموع مقاومت برشی تمام اعضا باربر جانبی قائم تعریف می کنند [۳۵]

یک راه منطقی ارزیابی نامنظم بودن طبقه از لحاظ مقاومت توسط رابطه ضریب اضافه مقاومت طبقه که نسبت مقاومت برشی طبقه به نیاز برشی طبقه می باشد :

$$i_{os} = \frac{V_R}{V_S} \quad (42-2)$$

متعاقبا شاخص منظم بودن طبقه، α_r (مطابق آیین نامه Eurocode8) از رابطه زیر بدست می آید:

$$\alpha_r = \frac{(i_{os})_{\min}}{(i_{os})_{\text{ave}}} \quad (43-2)$$

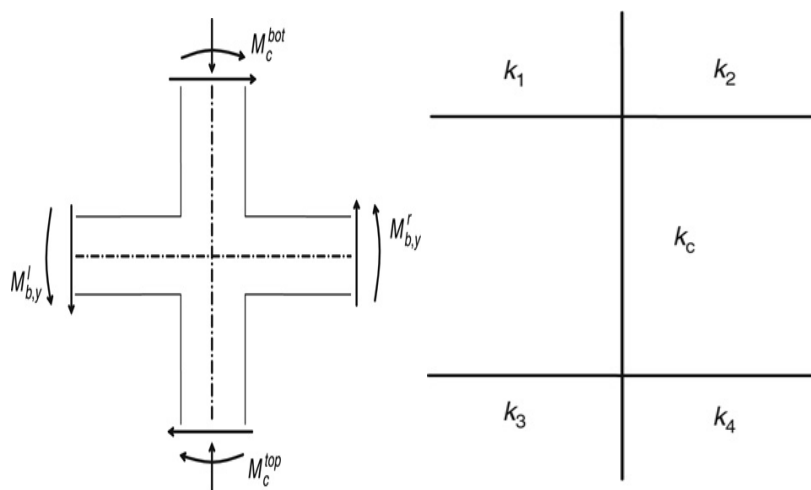
$(i_{os})_{\min}$: مینیمم ضریب مقاومت طبقات

$(i_{os})_{\text{ave}}$: ماکزیمم ضریب مقاومت طبقات

در ویرایش قدیمی ترآیین نامه $EC8$ توصیه شده است که اگر در ساختمان $\alpha_r \geq 0.85$ آنگاه سازه در ارتفاع نامنظم است و در ضمن α_r نباید کوچکتر از ۰.۵۵ باشد.

برای یک تخمین ساده و غیر دقیق می توان فرض کرد که در مورد یک قاب خمشی V_R مجموع مقاومت برشی تمام ستون های قاب است با فرض اینکه تمام ستونها در دو انتها همزمان تسلیم شوند اگرچه که در حالت عمومی، زمانیکه قاب مطابق ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی طراحی شده است، مکانیزم تسلیم شامل مفصل شدن تیرهاست. بنابراین برای یک محاسبه دقیقتر از ظرفیت مقاومت طبقه در نظر گرفتن تشکیل مفاصل احتمالی در تیر یا یک مکانیزم ترکیبی لازم است که به روش زیر محاسبه می شود.

شکل (۲-۱۰) تعادل ممان حول یک گره از قاب خمشی نشان می دهد. نیروی محوری ستون در ارزیابی تسلیم خمشی ستون در نظر گرفته شده است. در طراحی بر اساس فلسفه تیر ضعیف - ستون قوی تسلیم در ستونها تا زمانیکه تیرها جاری نشده است اتفاق نخواهد افتاد بنابراین نیروی برشی در ستون در زمان تشکیل مکانیزم کمتر از مقدار زمان تسلیم ستون می باشد. به طور تقریبی ماکزیم ممان ستونها در زمان تشکیل مکانیزم در گره J مطابق رابطه زیر می باشد:



شکل ۲-۱۰- تعادل ممان حول گره تیر-ستون [۵۴]

$$M_c^j = \begin{cases} M_{c,y}^j \times \frac{\sum M_{b,y}}{\sum M_{c,y}} \text{ for } \frac{\sum M_{b,y}}{\sum M_{c,y}} \leq 1 \\ M_{c,y}^j \text{ for } \frac{\sum M_{b,y}}{\sum M_{c,y}} > 1 \end{cases} \quad (44-2)$$

که در آن

$M_{c,y}^j$ ممان پلاستیک ستون و $\sum M_{b,y}$ مجموع ممان پلاستیک تیر و ستون در گره j می باشد. هنگامیکه $\frac{\sum M_{b,y}}{\sum M_{c,y}} > 1$ مجموعاً "تیرها قوی تر از ستون ها می باشند.

متعاقباً مجموع مقاومت برشی طبقه که در ستونها توسعه می یابد از رابطه زیر بدست می آید:

$$V_c = \frac{M_c^{top} + M_c^{bot}}{h} \quad (45-2)$$

ماکزیمم مقاومت برشی طبقه از مجموع نیروی برشی بالا برای تمام ستون ها بدست می آید.

۲-۳-۲- بی نظمی در توزیع سختی در ارتفاع (طبقه نرم)

توزیع سختی جانبی در ارتفاع سازه تاثیر گذار بر drift طبقه در مراحل ارتجاعی می باشد و ممکن است تا مراحل غیر ارتجاعی ادامه یابد. با در نظر گرفتن فرضیات ساده کننده سختی جانبی طبقه، در سیستم سازه ای قاب خمشی، از رابطه زیر بدست می آید:

$$Kc = \frac{12k_c}{h^2} = \frac{12EI}{h^3} \quad (46-2)$$

اما در طراحی با در نظر داشتن فلسفه تیر ضعیف - ستون قوی این رابطه منجر به تخمین بالایی از سختی جانبی طبقه می شود.

Muto K.A ضمن پیشنهاد روش D-value، یک راحل برای محاسبه سختی جانبی سازه که اثر سختی خمشی تیر ها را در محاسبه سختی جانبی ساختمان در نظر می گیرد، پیشنهاد نموده است

$$D = \eta \frac{12k_c}{h^2} = \eta \frac{12EI}{h^3} \quad (۴۷-۲)$$

برای طبقه اول: $\eta = \frac{0.5 + \lambda}{2 + \lambda}$, $\lambda = \frac{k_1 + k_2}{k_c}$

در باقی طبقات $\eta = \frac{\lambda}{2 + \lambda}$, $\lambda = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2k_c}$

D: سختی جانبی ستون و η ضریب تعریف می باشد.

K_4, K_3, K_2, K_1 سختی تیرها مطابق شکل 1-b می باشد.

مانند مقاومت طبقه، سختی طبقه نیز باید نسبت به نیاز برشی طبقه اندازه گیری شود بنابراین ضریب

سختی طبقه مطابق رابطه زیر بدست می آید:

$$i_{ns} = \left(\frac{D}{V} \right)_n \quad (۴۸-۲)$$

D سختی طبقه و V نیروی برشی طبقه می باشد.

و متعاقباً شاخص منظم بودن در سختی از رابطه زیر بدست می آید:

$$\alpha_s = \frac{(i_{ns})_{\min}}{(i_{ns})_{\text{ave}}} \quad (۴۹-۲)$$

$(i_{os})_{\min}$: مینیمم ضریب سختی طبقات

$(i_{os})_{\max}$: ماکزیمم ضریب سختی طبقات

al Yong u, et ضمن مطالعه رفتار ساختمان های چند طبقه و با انجام آنالیزهای دینامیکی غیر خطی

و با در نظر گرفتن این حقیقت که پارامتر سختی جانبی طبقه تا ثیر گذار بر رفتار ارتجاعی سازه ها

است و پارامتر مقاومت جانبی طبقه تا ثیر گذار بر رفتار غیر خطی می باشد یک ضریب ظرفیت طبقه

معرفی نمودند تا اثرات ترکیبی سختی و مقاومت طبقه را که توزیع واقعی تر از نسبت تغییرمکان

نسبی طبقه (گریز طبقه) در امتداد قاب را ارائه می کند، عنوان ضریب منظم بودن قاب خمشی

معرفی نمایند.

۲-۳-۳- شاخص جدید منظم بودن ساختمان توسط ضریب ظرفیت طبقه

هنگامیکه سختی و مقاومت طبقه ارزیابی شدند، مکانیزم های پلاستیک احتمالی به حساب می آیند و منظم بودن سازه بر اساس ضریب مقاومت طبقه توسط رابطه زیر ارزیابی می شود.

$$i_{sc} = i_{os} \times i_{ns} \quad (۵۰-۲)$$

و شاخص جدید منظم بودن طبقه از رابطه زیر بدست می آید:

$$\alpha_{sc} = \frac{(i_{sc})_{\min}}{(i_{sc})_{\text{ave}}} \quad (۵۱-۲)$$

مطابق تعریف ظرفیت طبقه، یک مقدار زیاد از i_{sc} نشان دهنده کمترین تغییر مکان داخلی طبقه می باشد.

V.Valmundsson&M.Nau با انجام مطالعه بروی ساختمان های ۵ و ۱۰ و ۲۰ طبقه با سیستم سازه ای قاب خمشی با توزیع غیریکنواخت جرم، سختی و مقاومت ضوابط نظم در ارتفاع آیین نامه UBC را مورد ارزیابی قرار دادند. آنها با کاهش ۳۰ درصد سختی در طبقه اول (منطبق بر تعریف طبقه نرم آیین نامه) نتیجه گرفتند تغییر مکان نسبی طبقه اول به اندازه ۲۰-۴۰ درصد (با شکل پذیری های مختلف) افزایش می یابد. با کاهش ۲۰ درصد مقاومت در طبقه اول، تغییر مکان نسبی طبقه اول به اندازه ۱۰۰-۲۰۰ نسبت به مدل مشابه با توزیع مقاومت یکنواخت افزایش می یابد. میزان افزایش تغییر مکان نسبی با افزایش تعداد طبقات افزایش می یابد. بنابراین ضابطه طبقه ضعیف در آیین نامه UBC که کاهش ۲۰ درصد مقاومت را برای ساختمان نامنظم مجاز می داند، نیاز به بازنگری دارد. توجه به این مطلب نیز حائز اهمیت می باشد که در حالت واقعی عدم اطمینان در محاسبه مقاومت برشی طبقه به اندازه ۱۰-۲۰ درصد به علت تغییر احتمالی مقاومت اجزاء سازه ای و مشارکت احتمالی مقاومت اجزاء غیر سازه ای، وجود دارد و بنابراین ضابطه فوق اینگونه بیان شود که اگر مقاومت برشی طبقه ای نسبت به طبقات دیگر تغییر نداشته باشد، آن طبقه ضعیف تلقی نخواهد شد [۵۴].

۲-۴- مروری بر روش های طراحی ساختمان نامنظم

مطابق آنچه که در بخش های قبل مرور شد اغلب آیین نامه های لرزه ای دنیا ساختمان نامنظم را ساختمانی تعریف می کنند که دارای نامنظمی های قابل ملاحظه ای در شکل، اختلافات زیاد در سختی و مقاومت اعضای مقاوم در طبقات مجاور باشد. این تعاریف تنها به صورت خلاصه و کیفی بوده و تا کنون آیین نامه های مختلف راهکار مشخصی برای تعیین بی نظمی ارائه نداده اند و مطالعات جامعی که حد بی نظمی را مشخص کنند، انجام نشده است.

بنابراین به نظر می رسد مساله اساسی در طراحی لرزه ای، شناخت مکانیسم های نامطلوب و یا کنترل حالت های شکست نامطلوب می باشد.

به عنوان مثال یک ساختمان نامنظم را در نظر بگیرید:

- چگونه میتوان توزیع مناسبی از سختی و مقاومت در سازه داشت تا به عملکرد مطلوب دست یافت؟

- چگونه می توان خرابی را در میان اعضا مقاوم لرزه بر متمرکز یا گسترده کرد؟

- کدام اعضا مقاوم لرزه بر باید مقاومتر یا سخته تر باشند؟

- چگونه سیستم به سمت خرابی پیش می رود؟

با توجه به اینکه پارامترهای تاثیر گذار بر سازه های نامنظم به نحو مشخصی تعیین نگردیده اند و با توجه به پیچیده بودن رفتار غیرخطی سازه های نامنظم، پیش بینی رفتار این سازه ها مشکل می باشد. بنابراین در ضوابط طراحی می باید رفتار سازه منظور گردد.

در حالت کلی خواص دینامیکی سازه به صورت کیفی به عنوان شاخص پایداری لرزه ای سازه شناخته می شوند ولی لازم می باشد که در روش تحلیل، خواص دینامیکی سازه نظیر مکانیزم استهلاک انرژی و یا ظرفیت سازه برای پذیرفتن تغییر شکل های خمیری در نظر گرفته شود و اثر این عوامل در تعیین ضریب زلزله و توزیع نیروی زلزله گنجانده شود [۵۵].

۲-۴-۱- ضوابط آیین نامه ای مختلف در طراحی ساختمان نامنظم

آیین نامه EUROCODE8 در تعیین ضریب رفتار، درجه بی نظمی سازه راموثر می داند سازه می داند و ضریب رفتار ساختمان را مطابق رابطه زیر تعریف می نماید:

$$Q=q_0k_dk_rk_w \quad (۲-۵۲)$$

که k_r برای ساختمان نامنظم ۱ و برای ساختمان نامنظم ۰.۸ می باشد. در واقع آیین نامه فوق ضریب رفتار را برای ساختمان نامنظم ۲۰٪ نسبت به ساختمان منظم کاهش می دهد و بدین ترتیب برش پایه طراحی افزایش می یابد [۵۶].

بررسی آیین نامه BSLJ ژاپن نیز مقاومت برشی نهایی هر طبقه از مقدار زیر بدست می آید :

$$Q_m=D_s.F_e.Q_i \quad (۲-۵۳)$$

مطابق این رابطه هر چه سازه نامنظم تر باشد، به مقدار برش انتسابی به طبقه افزوده می شود. این افزایش از طریق ضریب F_{es} اعمال می شود این ضریب تابع درجه نامنظمی سازه در پلان و ارتفاع می باشد [۵۷].

استاندارد طراحی ساختمان ها در بلغارستان در مورد طراحی ساختمان نامنظم مقرر می دارد که بارهای لرزه ای ۲۵ درصد افزایش یابند. در واقع آیین نامه های فوق افزایش نیروی طراحی لرزه ای در قسمتهایی نامنظم سازه را به عنوان حاشیه ایمنی در طراحی ساختمان ها قرار داده اند. اما آنچه مسلم است دست بالا گرفتن نیرو همیشه موجب بالا رفتن ضریب اطمینان در برابر تسلیم نمی شود و نه دست پایین گرفتن نیروی زلزله الزاما موجب انهدام سازه نمی گردد [۵۸].

بر خلاف آیین نامه های BSLJ , EUROCODE8 بررسی آیین نامه های آمریکایی نشان می دهد که مقدار ضرائب شکل پذیری در این آیین نامه ها ارتباطی به درجه نامنظمی سازه ندارد ولی این آیین نامه الزام نموده اند که برای توزیع نیرو در سازه های نامنظم از تحلیل دینامیکی استفاده شود [۵۹].

آیین نامه های طراحی در ایالات متحده خصوصا UBC تلاش می کند تا مقاومت و سختی کافی برای سازه ها را با اعمال محدودیت های تغییر مکان جانبی نسبی در برابر نیروی طراحی فراهم کند بدون آنکه تغییر مکان های نهایی را کنترل نماید. در حالیکه پاسخ سازه ها در مرحله نهایی به مقدار قابل توجهی به مقاومت باقیمانده و مکانیسم شکست سازه بستگی دارد.

درپیش نویس آیین نامه NBCC-05 نیز تایید شده است که اگر چه در ویرایش جدید آیین نامه کانادا به طور کاملتری نسبت به ضوابط منظمی و نامنظمی بطور کاملتری بحث شده است ولی همچنان ممکن است مشکلات اساسی در نتایج نیروهای لرزه ای حاصل از آنالیز دینامیکی وجود داشته باشد. در تفسیر ضوابط پیچشی آیین نامه لرزه ای هند ویرایش 2002 (IS) عنوان شده است که در یک ساختمان نامنظم به علت امکان تمرکز تغییر شکل در مکان های محدودی از سازه لازم است توجه خاصی به طراحی این گونه ساختمان ها اعمال شود و آنالیزهای دینامیکی ممکن نیست که تمام مسائل مربوط به بی نظمی را حل کند. اگر چه فعلا جز راه حل آنالیز دینامیکی راه حل دیگری در آیین نامه مشخص نشده است و بسیار مهم است در ویرایش های بعدی آیین نامه مقررات خاص بیشتری برای انواع مختلف نامنظمی توسعه پیدا کند.

۲-۴-۲- رفتار نامنظم ساختمان های قاب خمشی در زلزله های مخرب

نتایج حاصل از مطالعات بروی خرابی های ناشی از زلزله های گذشته موکد این مطب می باشد که بیشتر آسیب های وارد بر ساختمان ها در اثر وجود نامنظمی می باشد و محل خرابی اغلب در قسمتهای نامنظم سازه متمرکز بوده است. در ساختمان های نامنظم تمرکز رفتار غیر ارتجاعی در نواحی نامنظم سازه اتفاق می افتد و این مساله منجر به شکست سریع و ناگهانی اعضا سازه ای در این قسمت می شود. علاوه بر این برخی نامنظمی ها موجب ایجاد تنشهایی در سازه می شوند که اغلب مهندسان از آن چشم پوشی می کنند.

بطور کلی رفتار ساختمان های نامنظم در برابر زلزله بسیار پیچیده است به نحوی که ممکن است در سازه ای با مقاومت زیاد در برابر زلزله، دلیل تشکیل مکانیسم نامطلوب مانند طبقه نرم، شکل پذیری

سازه کاهش یابد و این مساله تا حد زیادی باعث بوجود آمدن بی نظمی در جذب انرژی بصورت یکنواخت و متناسب در قسمت های مختلف سازه می شود.

خرابی های بی سابقه در ساختمان های اسکلت فلزی در طی زلزله های ۱۹۹۵ کوبه و ۱۹۹۴ نورتریج ابهامات زیادی را در مورد عملکرد سیستم های قاب خمشی فلزی در میان محققین بوجود آورد. علیرغم شکل پذیری زیاد این سیستم، تسلیم خمشی در ستون های قاب های ساختمانی (تشکیل طبقه نرم) منجر به یک مساله نگران کننده شد به نحوی که آیین نامه ۹۴ UBC این الزام را در مورد طراحی سیستمهای قاب خمشی مقرر دانست که مجموع مقاومت خمشی ستونها می باید بزرگتر از مجموع مقاومت خمشی تیر ها در یک گره باشد.

اگرچه شرط فوق، شرط کافی جهت جلوگیری از تسلیم خمشی در ستونها در طی زلزله شدید نمی باشد و در واقع رعایت شرط فوق تضمینی برای تشکیل مکانیسم مطلوب در سازه بوجود نمی آورد.

Subhash C. Goel and Sutat Leelataviwat نقش آنالیز پلاستیک در طراحی لرزه ای به جای روش طراحی الاستیک رایج را مورد بررسی قرار دادند. آنها با طراحی پلاستیک پیشنهادی یک قاب خمشی شش طبقه و انجام آنالیزهای استاتیکی و دینامیکی غیر خطی نتیجه گرفتند که پاسخ نهایی سازه با مکانیسم تسلیم ازپیش انتخاب شده (تشکیل لولای پلاستیک در تیرها قبل از ستونها و گسترش مفاصل پلاستیک در سازه) سازگار می باشد و از نظر آنان شناخت مکانیسم های مورد انتظار و ارائه راهکار جهت تشکیل مکانیسم تعیین شده به منظور کنترل فعالیت غیر ارتجاعی در سیستم سازه ای مهمترین هدف طراحی لرزه ای می باشد. آنها نتیجه گرفتند طراحی مطلوب زمانی محقق شده است که سازه رفتاری مشخص و قابل پیش بینی در هنگام زمین لرزه داشته باشد، به عبارت دیگر مکانیسم تسلیم سازه مطلوب و با مقاومت و شکل پذیری کافی همراه باشد. تحقق این مطلب به بهترین نحو توسط طراحی پلاستیک بدست می آید [۶۰].

این شیوه طراحی که نیاز های لرزه ای بر مبنای مکانیسم های پلاستیک می باشد، در واقع بسط فلسفه طراحی بر اساس ظرفیت می باشد. در طراحی بر اساس ظرفیت تحت تاثیر تحریک لرزه ای

جابجایی ها غیر الاستیک قابل توجه در المان های مقاوم در برابر نیروهای جانبی ایجاد می گردد، لذا این المان ها باید به نحو مناسبی به منظور استهلاک انرژی تحت تغییر شکل های شدید طراحی گردند و باید اطمینان حاصل گردد که نیازهای تحمیلی به اعضا بحرانی سیستم سازه ای از مقادیر ظرفیت به این المانها تجاوز نمی نماید.

Hernández-Montes et al. 2004; Mezzi et al انرژی جذب شده (یا کارانجام شده توسط نیروهای خارجی) را به عنوان شاخص مناسبتری برای بناکردن منحنی ظرفیت معرفی نمودند. بدین ترتیب منحنی ظرفیت سازه به معنای توانایی سازه در جذب انرژی تفسیر می شود. اگرچه که در اکثر روش های آنالیز بار افزون (Push over)، عموماً از تغییر مکان بام به عنوان یک شاخص جهت مشخص کردن منحنی ظرفیت سازه استفاده می شود. اگر چه که تاکنون روشن نمی باشد که تغییر مکان بام یک شاخص مناسب می باشد. به عبارت روشنتر، استفاده از تغییر مکان بام به عنوان شاخص در زمانی که اثرات مدهای بالاتر مورد توجه واقع می شوند گمراه کننده می باشد. [۶۱]

Sutat Leelataviwat یک روش جدید طراحی پلاستیک بر اساس سطح عملکرد را برای قابهای خمشی فولادی پیشنهاد نمودند. برش پایه طراحی نهایی برای آنالیز پلاستیک را با استفاده از انرژی ورودی بدست آمده از طیف سرعت، مکانیسم تسلیم انتخابی و تغییر مکان هدف نهایی استخراج کردند. آنها نتیجه گرفتند که استفاده از اصول طراحی پلاستیک در ترکیب با نیروهای طراحی بدست آمده از اصول انرژی باعث می شود که سازه رفتار قابل پیش بینی داشته باشد. این روش به منظور کوتاهتر کردن مراحل تکرار طراحی جهت رسیدن به سطح عملکرد انتخابی می تواند بکار گرفته شود.

در این استراتژی طراحی که با نام روش انرژی شناخته می شود، الگوریتمی برای انتخاب مقاوت المانها پیشنهاد می گردد که طراح، از تشکیل مکانیسم پلاستیک مناسب در سیستم، اطمینان حاصل نماید. روش انرژی به طراحی سازه در مرحله نهایی می پردازد. برش پایه طراحی بر اساس تغییر مکان جانبی نسبی ماکزیمم هدف با استفاده از مفهوم تعادل انرژی به دست می آید. روش انرژی سازه ها را برای

رسیدن به مکانیزم تسلیم فرض شده بدون نیاز به کنترل معیار تغییر مکان جانبی نسبی، طراحی می کند.

با استفاده از روش انرژی سعی می شود اعضای سازه را طوری متناسب طراحی نماییم که شرایط عملکرد غیرارتجاعی در اعضای شکل پذیر سازه در هنگام زلزله فراهم شود و سازه بتواند از حداکثر ظرفیت خود برای اتلاف انرژی زلزله استفاده نماید. بنابراین انتخاب مشخصه های اعضای شکل پذیر برای رسیدن به این عملکرد هدف اصلی طراحی سازه می باشد [۶۲].

مبانی این روش در فصل پنجم با جزییات ارائه شده است.

۲-۵- مفهوم روش انرژی و معادلات حاکم بر آن

استفاده از روش انرژی در طراحی سازه ها ابتدا توسط برترو و یوانگ^{۱۰} مطرح شد. گزارش آنان در مرکز مطالعات مهندسی زلزله^{۱۱} در سال ۱۹۹۸ ارائه شد. در این گزارش مفهوم انرژی و نحوه به دست آوردن تقاضای انرژی ورودی زلزله از دو معادله انرژی بیان شده است. در قسمت آخر گزارش نحوه محاسبه ظرفیت سازه جهت استهلاک انرژی ورودی زلزله توضیح داده شده است.

۲-۵-۱- معادلات انرژی سیستم های یک درجه آزادی:

در یک سیستم یک درجه آزادی که در معرض حرکت افقی زلزله قرار گرفته است، معادله حرکت به صورت زیر می باشد.

$$mv_t'' + cv' + f_s = 0 \quad ; \quad v_t = v + v_g \quad (2-54)$$

در رابطه فوق

v_t : کل جابجایی سازه

m : جرم سازه

f_s : نیروی الاستیک

v : جابجایی سازه نسبت به پی

v_g : جابجایی پی سازه

\ddot{v}_t : شتاب مطلق سازه

\dot{v} : سرعت نسبی سازه

حال اگر رابطه مقابل را در رابطه (۲-۵۴) قرار دهیم:

$$\ddot{v}_t = \ddot{v} + \ddot{v}_g$$

^{۱۰} - Vitelmo V. Bertero & Chila-Ming Uang

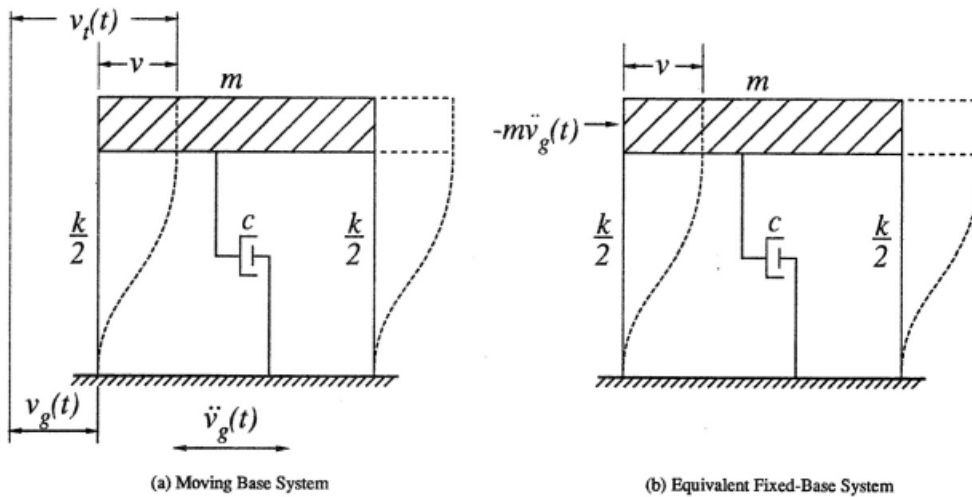
^{۱۱} - Earthquake Engineering Research center

\ddot{v} : شتاب نسبی سازه

\ddot{v}_g : شتاب زمین لرزه

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + f_s = -m\ddot{v}_g \quad (55-2)$$

بنابراین یک سیستم یک درجه آزادی که در معرض حرکت افقی زمین قرار گرفته است می تواند با یک سیستم با پی ثابت معادل شود که در معرض نیروی دینامیکی افقی $-m\ddot{v}_g$ قرار گرفته است. براساس معادله (54-2) و یا (55-2) تعریف مختلفی از انرژی ورودی و جنبشی به دست می آید.



شکل ۲-۱۱- معادله ریاضی حرکت یک سیستم یک درجه آزادی در معرض حرکت زمین

روش ۱- معادله مطلق انرژی:

با انتگرال گیری از معادله (54-2) نسبت به v داریم:

$$\int m\ddot{v}_t dv + \int c\dot{v} dv + \int f_s dv = 0 \quad (56-2)$$

با جایگذاری رابطه $v = v_t - v_g$ در رابطه (56-2) داریم:

$$\frac{m\dot{v}_t^2}{2} + \int c\dot{v} dv + \int f_s dv = \int m\dot{v}_t dv_g \quad (57-2)$$

در رابطه بالا:

$$E_k = \frac{m\dot{v}_t^2}{2} \quad \text{انرژی جنبشی سازه} \quad (58-2)$$

$$E_\xi = \int c\dot{v}dv = \int c\dot{v}^2 dt \geq 0 \quad \text{انرژی میرایی سازه} \quad (59-2)$$

$$E_a = \int f_s dv = E_s + E_h \quad (60-2)$$

انرژی جذب شده ترکیب انرژی کرنشی الاستیک (E_s) و انرژی هیسترتیک (E_h) می باشد که در آن

$$E_s = \frac{1}{2} kx^2 = \frac{f_s^2}{2k} \quad \text{است.}$$

عبارت سمت راست معادله (57-2) بنا به تعریف انرژی ورودی مطلق (E_i) می باشد که بیان کننده

کار انجام شده توسط برش پایه کل در تغییر مکان پایه می باشد.

$$E_i = \int m\ddot{v}_t dv_g \quad (61-2)$$

بنابراین معادله انرژی را می توان به صورت زیر نوشت:

$$E_i = E_k + E_\xi + E_a = E_k + E_\xi + E_s + E_h \quad (62-2)$$

روش ۲- معادله نسبی انرژی:

با انتگرال گیری از معادله (55-2) نسبت به v داریم:

$$\int m\dot{v}dv + \int c\dot{v}dv + \int f_s dv = -\int m\ddot{v}_g dv \quad (63-2)$$

انرژی جنبشی در معادله (63-2) به صورت زیرنوشته می شود:

$$E'_k = \frac{m(\dot{v})^2}{2} \quad (64-2)$$

که بر اساس سرعت نسبی سازه می باشد.

عبارت سمت راست معادله (63-2) انرژی ورودی نسبی می باشد که مفهوم فیزیکی آن کار انجام شده

به وسیله نیروی جانبی معادل استاتیکی در سیستم سازه با پی ثابت می باشد.

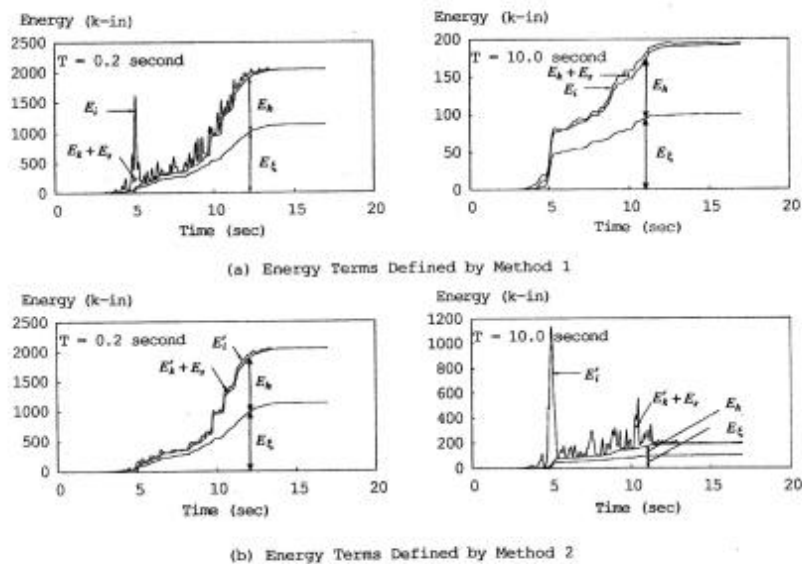
$$E'_i = -\int m\ddot{v}_g dv \quad (65-2)$$

در این صورت معادله انرژی نسبی به صورت زیر قابل بیان است:

$$E'_i = E'_k + E'_\xi + E'_a = E'_k + E'_\xi + E'_s + E'_h \quad (2-66)$$

۲-۵-۲- مقایسه تاریخچه زمانی انرژی ها

همانطور که از معادلات (۶۵-۲) و (۶۱-۲) قابل مشاهده می باشد انرژی های ورودی تابع زمان می باشند. شکل (۱۶-۲) تاریخچه زمانی انرژی را برای دو سیستم یک درجه آزادی الاستو-پلاستیک با پریود کوتاه ($T=0.2s$) و پریود بلند ($T=10s$) تحت شتابنگاشت زلزله پاکویما^{۱۲} را نشان می دهد.



شکل ۲-۱۲- تاریخچه زمانی انرژی برای سیستم الاستوپلاستیک کامل تحت زلزله پاکویما

(شکل پذیری ۳ و میرایی ۰.۵)

مقادیر انرژی میرایی (E_ξ) و انرژی کرنشی (E_s) و انرژی هیسترتیک (E_h) بدون توجه به روش به دست آوردن معادلات انرژی در روش ۱ و ۲ دارای تعاریف ثابتی هستند. ولی انرژی های ورودی و جنبشی در روش ۱ و ۲ متفاوت می باشند. همان طور که مشاهده می شود در E_i با پریود کم و در E'_i با

^{۱۲} - Pacoima Dam 1971

پریود زیاد نوسان قابل توجهی وجود دارد همچنین بین E_i و E'_i در پریودهای بلند تفاوت بارزی قابل مشاهده می باشد.

تخمین تفاوت انرژی های ورودی بدست آمده از تعاریف مختلف

اختلاف انرژی های ورودی بدست آمده از روش های ۱ و ۲ برابر است با:

$$E_i - E'_i = \frac{m}{2}(\dot{v}_g)^2 + m\dot{v}_g \quad (۶۷-۲)$$

و اختلاف انرژی های جنبشی برابر است با

$$E_k - E'_k = \frac{m}{2}(\dot{v}_g)^2 + m\dot{v}_g \quad (۶۸-۲)$$

مقادیر E_i و E'_i ، برای سازه های با پریود کم و زیاد به صورت زیر تخمین زده می شود.

الف - سازه های با پریود خیلی زیاد ($T \rightarrow \infty$)

انرژی ورودی به سمت مقدار ثابتی میل می کند که بستگی به تعریف مورد استفاده در روش انرژی دارد. برای سازه های با پریود خیلی بالا داریم:

$$v = -v_g$$

$$v_t = v + v_g = 0; v_t'' = 0$$

بنابراین:

(روش اول)

$$\frac{E_i}{m} = \int \ddot{v}_t dv_g = \int (0) dv_g = 0 \quad (۶۹-۲الف)$$

(روش دوم)

$$\frac{E'_i}{m} = -\int \ddot{v}_g (-dv_g) = \int \ddot{v}_g dv_g = \frac{(\dot{v}_g)^2}{2} \quad (۶۹-۲ب)$$

یعنی اختلاف بین انرژی های ورودی E_i و E'_i برای سازه های با پریود زیاد برابر است. با $m(\dot{v}_g)^2 / 2$

اگر انرژی ورودی نسبی در انتهای زمین لرزه محاسبه شود، به دلیل اینکه v_g بسیار بسیار کوچک است مقدار E_i' نیز بسیار کم خواهد بود. ولی اگر E_i' ، ماکزیمم انرژی ورودی در طول زمین لرزه تعریف شود مقدار آن برای سازه های با پریود بالا به سمت $mv_g^2/2$ میل خواهد کرد.

برای سازه های با پریود خیلی کوتاه ($T \rightarrow 0$):

در این حالت نیز انرژی ورودی بسته به تعریف مورد استفاده به سمت مقدار ثابتی میل خواهد کرد
برای یک سازه صلب با پریود صفر:

$$\ddot{v}_i = \ddot{v}_g$$

$$v_i = v_g; v = 0$$

بنابراین:

روش اول)

$$\frac{E_i}{m} = \int \ddot{v}_i dv_g = \int \ddot{v}_g dv_g = \frac{(\dot{v}_g)^2}{2} \quad (70-2)$$

روش دوم)

$$\frac{E_i'}{m} = -\int \ddot{v}_g dv = -\int \ddot{v}_g(0) = 0 \quad (71-2)$$

بنابراین اختلاف بین طیف انرژی های ورودی برای سازه های با پریود نزدیک صفر برابر است با

$$\frac{mv_g^2(\max)}{2}$$

براساس معادلات بالا به نظر می رسد که از دیدگاه انرژی، ماکزیمم سرعت زمین نقش مهمی را به عنوان یک شاخص خسارت بازی می کند. برای سازه های با پریود خیلی بالا، استفاده از E_i به عنوان شاخصی از خسارت به علت کوچک بودن زیاد آن گمراه کننده خواهد بود. این گونه از سازه ها آنقدر انعطاف پذیرند که خسارات ملحقات غیر سازه ای در آنها بیش از معمول خواهد گردید و استفاده از E_i' در این موارد ممکن است شاخص منطقی تری از خسارت بدست دهد. همچنین استفاده از E_i برای سازه های با پریود خیلی کم به عنوان شاخصی از خسارت از E_i' بهتر خواهد بود.

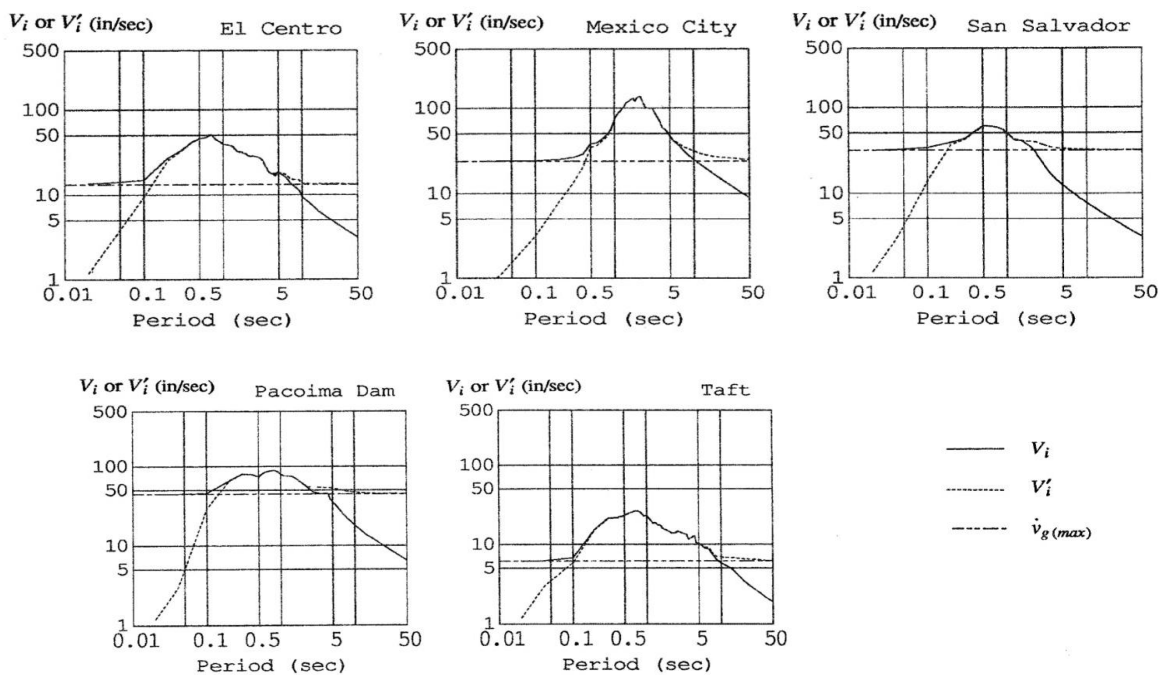
انرژی ورودی نسبی در این گونه موارد اطلاعات اشتباهی بدست می دهد، زیرا روابط قبلی انرژی ورودی نسبی را برای سازه با پیوند خیلی کم، نزدیک به صفر برآورد می کند.

۲-۵-۳- مقایسه طیف انرژی های ورودی

انرژی ورودی را می توان به سرعت معادل نیز تبدیل نمود و آن را به صورت زیر محاسبه کرد:

$$V_i = \sqrt{\frac{2E_i}{m}} ; V'_i = \sqrt{\frac{2E'_i}{m}} \quad (۲-۷۲)$$

طیف سرعت معادل انرژی ورودی برای پنج رکورد زلزله با نسبت شکل پذیری پنج در شکل رسم شده است. خطوط ممتد انرژی ورودی محاسبه شده به روش اول و خطوط خط چین انرژی ورودی محاسبه شده به روش دوم را نشان می دهد.



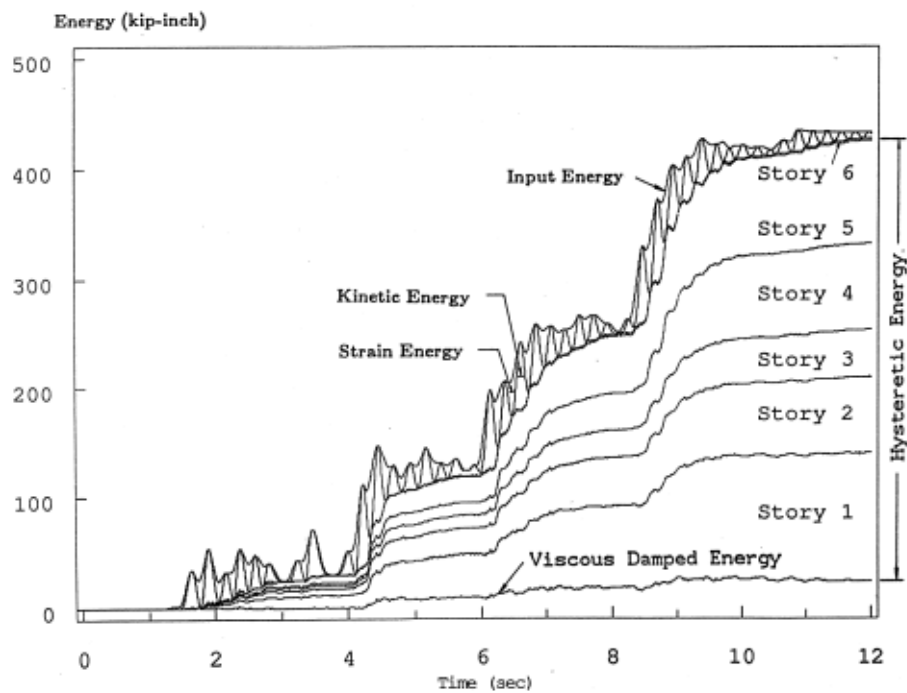
شکل ۲-۱۳ - مقایسه طیف سرعت معادل انرژی ورودی برای نسبت شکل پذیری ۵ (میرایی ۰.۵)

همان طور که مشاهده می شود ماکزیمم انرژی های ورودی ممکن است قبل از انتهای حرکت زمین لرزه رخ دهد.

از شکل (۲-۱۵) مشاهده می شود که مقادیر V_i, V_i' در پریودهای متوسط بسیار به یکدیگر نزدیک می باشند و اختلاف بین آنها در سازه های با پریود کم و زیاد، قابل توجه می شود. مقدار V_i در پریودهای خیلی کم و مقدار V_i' در پریودهای خیلی زیاد به سمت $v_{g(max)}$ همگرا می شود. بنابراین در سازه های با پریود ۰.۳ تا ۵ ثانیه انرژی های ورودی نسبتی و مطلق بسیار به یکدیگر نزدیک هستند.

۲-۵-۴- تجزیه انرژی ورودی به ترم های مختلف انرژی

شکل (۲-۱۶) انرژی های ورودی، هیسترتیک، میرایی، جنبشی و الاستیک مربوط به یک قاب خمشی فولادی پنج طبقه را نشان می دهد.



شکل ۲-۱۴- تاریخچه زمانی انرژی در قاب ۵ طبقه با میرایی ۰.۵٪

همان طور که از شکل مشاهده می گردد:

۱- انرژی ورودی (E_i): پس از چند ثانیه اول که مقدارش بسیار کم است، پرشی در نمودار رخ می دهد. پرش در حدود دوره تناوب غالب زلزله و متناظر با نقطه آغاز جنبش شدید در نمودار شتاب نگاشت زلزله است. به طور کلی به دلیل رابطه نزدیک بین میزان انرژی ورودی با سطح زیر منحنی مجذور شتاب زمین، تاریخچه زمانی انرژی ورودی از خصوصیات زمین لرزه پیروی می کند.

۲- انرژی هیسترتیک (E_h): انرژی تلف شده در رفتار غیرارتجاعی سیستم پس از تسلیم شدن اعضا می باشد. به دلیل رابطه مستقیم خسارت وارده به سازه با انرژی هیسترتیک، این بخش از انرژی، مهم ترین جزء معادله انرژی است. میزان انرژی وارده به سازه و مقدار جذب و اتلاف آن می تواند بیانگر عملکرد کلی و شاخصی از سطح خسارت یا میزان شکل پذیری سازه باشد، اما نمی تواند بیانگر توزیع خسارت در اجزاء مختلف سازه و نوع ساز و کار تسلیم یا فروریزش باشد. حال آنکه توزیع انرژی در سازه تا حدود زیادی از مدل رفتاری سازه ای و خصوصیات آن پیروی می کند. اصل اساسی طراحی به روش انرژی توزیع بهینه اتلاف انرژی در سازه است، متناظر با توزیع خسارت و توزیع مناسب مقاومت است. نوع جنبش زمین و دوره تناوب غالب ساختگاه نیز می تواند در تغییر الگوی توزیع خسارت موثر باشد و این مسائل باید در انتخاب زلزله طرح مورد توجه قرار گیرند.

۳- انرژی میرایی (E_ξ): در میرایی، انرژی جنبشی ارتعاشی سیستم بنا به مکانیسم های مختلفی مستهلک می شود و معمولاً بیش از یک مکانیسم در پدیده میرایی مشارکت دارند. در مدل های آزمایشگاهی، پدیده میرایی به علت اصطکاک داخلی و یا پدیده های حرارتی ناشی از کرنش های الاستیک تکراری مصالح می باشد. در سازه های واقعی، مکانیسم های مشارکت کننده زیاد هستند و شامل اصطکاک در اتصالات فولادی و بازو بسته شدن ترک های میکروسکوپی در بتن نیز می باشند. این انرژی مستهلک شده باعث کاهش خسارت می گردد و جزء مطلوب معادله انرژی محسوب می گردد. منحنی E_ξ ضمن تطابق شکلی نسبی با منحنی E_i ، هموارتر و دارای تغییرات کمتری است. این مساله نشان می دهد که با نزدیک شدن به انتهای زلزله، انرژی میرایی نقش موثرتری در استهلاک

انرژی ورودی دارد و در لحظاتی که شدت زلزله بیشتر می باشد، انرژی هیسترتیک و انرژی جنبشی نقش موثرتری دارند.

۴- انرژی جنبشی (E_k) انرژی جنبشی تأثیری در خسارت سازه ای ندارد ولی می تواند به عنوان شاخصی از خسارت غیرسازه ای مورد توجه قرارگیرد. میزان انرژی جنبشی سیستم نسبت به سایر اجزای معادله انرژی بسیار کمتر است و مقدار آن فزاینده نیست و در انتهای حرکت زمین لرزه به صفر می رسد. ناهمواری های منحنی E_k با سرعت کاملاً همخوانی دارد و قسمت عمده انرژی جنبشی در سازه زمانی که حرکات زلزله قوی است، دیده می شود.

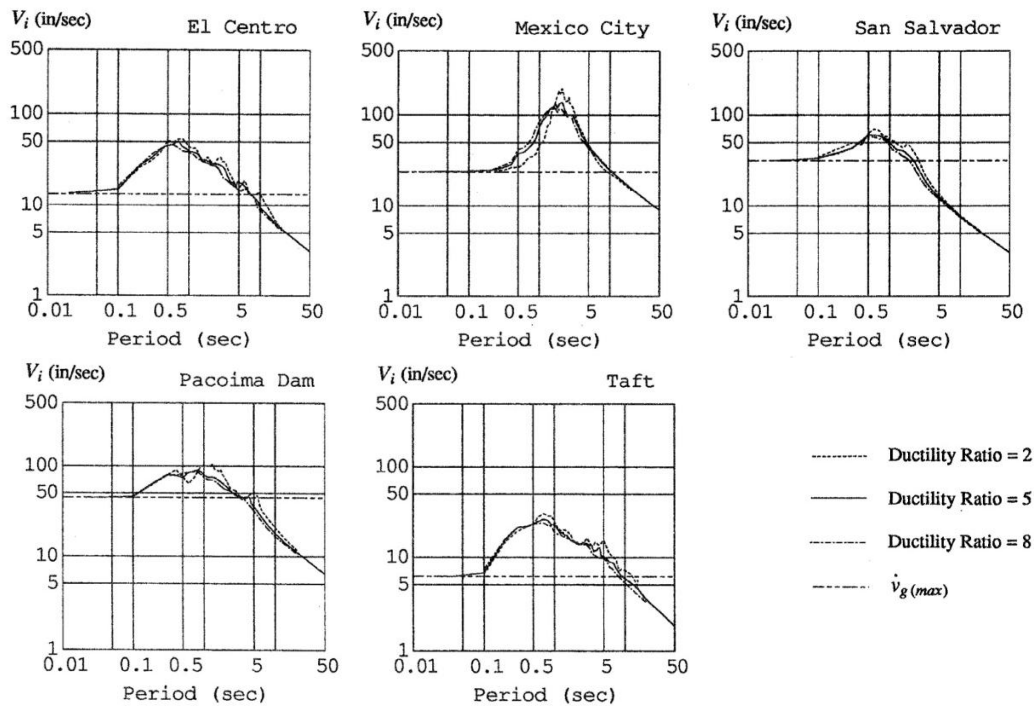
۵- انرژی الاستیک (E_s): انرژی الاستیک یا انرژی کرنشی ارتجاعی به صورت الاستیک در اعضاء ذخیره می شود. این انرژی بعد از پایان زلزله به صفر می رسد.

۲-۵-۵- عوامل موثر روی طیف انرژی ورودی

در حالت کلی عوامل موثر روی طیف انرژی ورودی عبارتند از: دوره تناوب اصلی، شکل پذیری، درصد میرایی، مقاومت سازه و مدل رفتاری سازه.

(۲) - اثر شکل پذیری سازه

مقدار انرژی ورودی مستقل از نسبت شکل پذیری سازه می باشد. همان طور که از شکل (۲-۱۷) مشاهده می شود ماکزیمم انرژی ورودی زلزله در سیستم دارای پریودی نزدیک به پریود غالب زلزله مقدار ثابتی است و خیلی به نسبت شکل پذیری وابسته نیست.



شکل ۲-۱۵- مقایسه طیف سرعت معادل انرژی ورودی مطلق برای نسبت شکل پذیری ۲، ۵ و ۸ و میرایی ۵٪

اثر مدل رفتاری میرایی در انرژی ورودی:

مدل رفتاری و میرایی سازه اثر کمی روی انرژی ورودی سازه دارد.

۲-۵-۶- فرض هازنر^{۱۳}

برای یک سیستم خطی الاستیک ماکزیمم انرژی ورودی برابر است با

$$E_D = \frac{1}{2} K S_d^2 = \frac{1}{2} K (w s_{pv})^2 = \frac{1}{2} m s_{pv}^2 \quad (۲-۷۳)$$

که در آن S_d ، تغییر مکان طیفی الاستیک خطی و s_{pv} ، سرعت طیفی الاستیک خطی می باشد و هردو تابعی از پیوند و درصد میرایی می باشند. بایستی توجه داشت که E_d ماکزیمم انرژی الاستیک ذخیره شده در سازه می باشد، انرژی میرایی در نظر گرفته نشده است. هازنر فرض کرد که E_d می تواند به عنوان تقاضای انرژی سیستم غیرالاستیک به کار رود.

^{۱۳} -Housner

۲-۵-۷-طیف انرژی ورودی سیستم های غیرالاستیک

از شکل (۲-۱۷) مشاهده می شود که در نهایت، انرژی اعمال شده به سازه در اثر زلزله توسط دو مکانیسم میرایی و هیسترتیک مستهلک می شود. این ادعا با توجه به این واقعیت که در انتهای حرکت زمین لرزه، تمام انرژی جنبشی و انرژی کرنشی سیستم از بین می رود، کاملاً روشن است. یک سیستم با رفتار غیرالاستیک نسبت به رفتار الاستیک دارای پرید موثر بیشتر و نسبت میرایی بیشتر می باشد. بر این اساس آیوان^{۱۴} اثبات کرد طیف پاسخ غیرالاستیک می تواند توسط طیف الاستیک با میرایی و پرید معادل تقریب زده شود.

$$\xi_e = \xi + 0.0587(\mu - 1)^{0.371} \quad (۲-۷۴)$$

$$\frac{T_e}{T} = 1 + 0.121(\mu - 1)^{0.939} \quad (۲-۷۵)$$

ξ_e : نسبت میرایی اسمی

T: پرید طبیعی در حالت الاستیک

μ : نسبت شکل پذیری

ξ_e : نسبت میرایی معادل

T_e : پرید معادل

اگر برای یک نسبت انعطاف پذیری معین، طیف سرعت معادل انرژی ورودی الاستیک را برای نسبت میرایی ξ_e مشخص رسم کنیم و سپس آن را به اندازه شیف T_e دهیم و با طیف غیرالاستیک مقایسه کنیم مشاهده می کنیم که طیف سرعت معادل انرژی ورودی را می توان به خوبی توسط طیف الاستیک ایجاد کرد.

^{۱۴} - Iwan

۲-۵-۸- انرژی ورودی به ساختمان های چند طبقه

معادله انرژی مطلق برای یک ساختمان N طبقه به صورت زیر به دست می آید:

$$\frac{1}{2} \dot{v}_t^T m \dot{v}_t + \int \dot{v}^T c dv + \int f_s^T dv = \int \left(\sum_{i=1}^N m_i \ddot{v}_{ii} \right) dv_g \quad (76-2)$$

که در آن m، c و v ماتریس های قطری جرم، میرایی و بردار جابجایی نسبی می باشد m_i جرم متمرکز شده طبقه i ام می باشد. \ddot{v}_{ii} شتاب کل در طبقه i ام می باشد. انرژی جنبشی و انرژی ورودی به صورت زیر محاسبه می گردند:

$$E_k = \frac{1}{2} \dot{v}_t^T m \dot{v}_t = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N m_i (\dot{v}_{ii}^2) \quad (77-2)$$

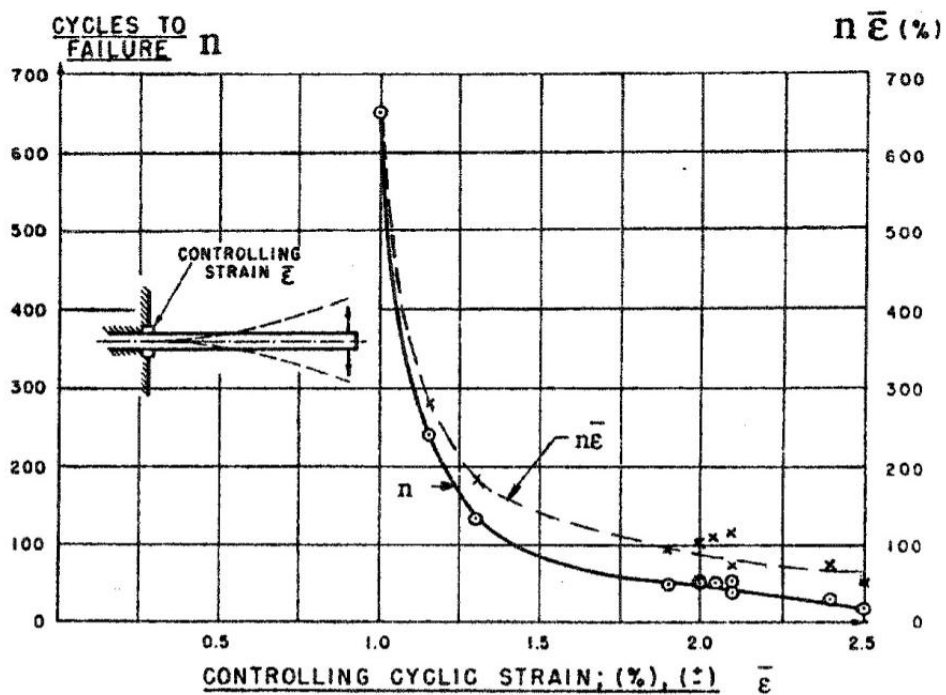
$$E_i = \int \left(\sum_{i=1}^N m_i \ddot{v}_{ii} \right) dv_g \quad (78-2)$$

که در آن E_k مجموع انرژی جنبشی هر طبقه است که با استفاده از سرعت مطلق (\dot{v}_{ii}) در تراز i ام محاسبه می گردد. E_i مجموع کار انجام شده توسط نیروی اینرسی ($m_i \ddot{v}_{ii}$) در هر طبقه در جابجایی زمین می باشد. آکی یاما نشان داد که انرژی ورودی نسبی و مطلق یک سازه یک درجه آزادی تخمین خوبی برای انرژی ورودی یک سازه چند آزادی می باشد. این ادعا توسط آزمایش با میز لرزه اثبات شد. انرژی ورودی سیستم چند درجه آزادی و یک درجه آزادی با زمان تناوب یکسان، تقریباً برابر است. در فصل های بعد هر جا صحبت از انرژی و نمودارهای مربوط به آن می شود، منظور انرژی نسبی است.

۲-۵-۹- تخمین ظرفیت استهلاک اعضای سازه ای

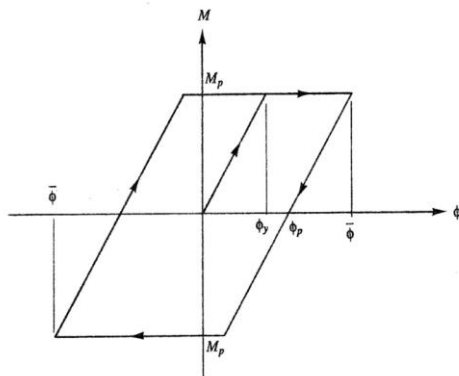
در روش های طراحی بر مبنای انرژی، فرض می شود که ظرفیت استهلاک هر عضو از سازه به خوبی می تواند بدست آورده شود. آزمایش های مختلفی روی یک سری از تیرهای فولادی تحت مسیرهای بارگذاری یکسان ولی با بزرگی های متفاوت، برای مشاهده اثر بزرگی روی ظرفیت استهلاک انرژی،

انجام شد. همین آزمایشات به صورت مشابه برای مشاهده اثر مسیر بارگذاری روی ظرفیت استهلاک انرژی نیز انجام شد. نمودار تعداد سیکل های مورد نیاز برای گسیخته شدن در مقابل مقدار کرنش در شکل (۱۸-۲) رسم شده است.



شکل ۲-۱۸- تعداد سیکل های مورد نیاز شکست به صورت تابعی از کرنش

با صرف نظر کردن از اثرات سخت شدگی و لاغر شدگی، منحنی ایده آل شده ممان - انحنا را تحت بارگذاری چرخه ای در شکل (۱۹-۲) می توان مشاهده کرد.



شکل ۲-۱۹- منحنی ایده آل شده ممان - انحنا

$$e_d = \int M_p d\varphi_p \approx 2M_p (2\varphi_p) = 4M_p \varphi_p \approx 4M_p \bar{\varphi} \quad (79-2)$$

انرژی مستهلک شده در واحد طول، e_d ، مساحت داخل منحنی هیسترتیک می باشد .

که در آن:

M_p : ممان پلاستیک

φ_p : انحنای پلاستیک

$\bar{\varphi}$: انحنای کنترل که مجموع φ_p و انحنای تسلیم φ_y می باشد.

انحنای پلاستیک (φ_p) به صورت تقریبی با $\bar{\varphi}$ برابر است. این تقریب زمانی که انحنای کنترل به

صورت قابل توجهی از انحنای تسلیم بزرگتر باشد، قابل قبول است.

$$\bar{\varphi} = \frac{\bar{\varepsilon}}{d/2} \quad (80-2)$$

$\bar{\varepsilon}$: کرنش کنترل در بال تیر

d : ارتفاع تیر

کل انرژی مستهلک شده در n سیکل (n : تعداد سیکل های موردنیاز برای شکست تیر) برابر است با :

$$e_d = 4M_p n \bar{\varepsilon} \left(\frac{2}{d}\right) = \frac{8M_p}{d} (n \bar{\varepsilon}) \quad (81-2)$$

با فرض طول پلاستیک L_p ، کل ظرفیت استهلاک برابر است با $e_d L_p$.

اگر در محاسبه ظرفیت استهلاک n را برابر یک قرار دهیم، ظرفیت استهلاک تحت بارگذاری یکطرفه

را بدست آورده ایم. این ظرفیت، به خصوص زمانی که نسبت شکل پذیری کم باشد، بسیار کمتر از

بارگذاری چرخه ای خواهد بود. بنابراین بایستی توجه داشت اگر از انرژی به عنوان معیاری برای

طراحی استفاده می شود، ظرفیت استهلاک اعضای سازه ای که از بارگذاری یکطرفه به دست آورده

شده است، حالت محافظه کارانه دارد [۶۳].

فصل سوم

ضوابط طبقه بندی ساختمان از دیدگاه ۵۴ آیین نامه لرزه ای

3-1 مقدمه

تمامی آیین نامه های لرزه ای دنیا ساختمان نا منظم را تنها به صورت بسیار خلاصه و کیفی ساختمانی تعریف می کنند که دارای نا منظمی های قابل ملاحظه ای در شکل، اختلافات زیاد در

سختی و مقاومت اعضای مقاوم در طبقات مجاور و یا دیگر جنبه ها نا معمول باشد. علیرغم وجود تعاریف کیفی متعدد برای شناخت ساختمان نامنظم، به علت وابستگی تعاریف فوق به پارامتر های نامعلوم و نامشخص مانند مرکز سختی، سختی جانبی طبقه و عدم ارائه راهکار عملی و کمی در این موارد، عملاً تشخیص ساختمان نامنظم مشکل می باشد.

مطابق آیین نامه های لرزه ای، بی نظم بودن ساختمان در پلان را توسط دو روش می توان ارزیابی کرد. روش اول، مقایسه تغییر مکان ماکزیمم کف طبقه با تغییر مکان نقاط دیگر بروی تراز طبقه می باشد و روش دوم، مقایسه میزان خروج از مرکزیت طبقه با ابعاد هندسی پلان، شعاع سختی (شعاع پیچشی) و یا شعاع اینرسی می باشد.

در هر آیین نامه تجاوز معیارهای فوق از یک حد مشخص منجر به بی نظمی می شود. اما در میان آیین نامه های مختلف مقادیری که مرز بین منظم یا نامنظم بودن را مشخص می نماید، یکسان نمی باشد، در واقع حدمشخصی برای تعیین ساختمان نامنظم وجود ندارد.

عدم توزیع یکنواخت سختی در ارتفاع سازه یا وجود طبقه نرم بیانگر نامنظمی در ارتفاع می باشد. بنابراین تعیین سختی جانبی طبقات و مقایسه آنها با همدیگر الزامی می باشد. در اولین قدم برای تعیین طبقه نرم باید بدانیم سختی جانبی طبقه چه میزان است تا با تعیین نسبت های این سختی تشخیص این موضوع را انجام دهیم. متأسفانه آیین نامه های مطرح لرزه ای علیرغم تعاریف گوناگون برای طبقه نرم، تاکنون روشی را برای بدست آوردن سختی جانبی طبقه در سیستم های سازه ای چند طبقه ارائه نمی دهند.

بطور کلی عدم هماهنگی در تعاریف آیین نامه ای در تشخیص سازه نامنظم از یک سو و عملکرد نامطلوب سازه ها در زلزله های مخرب نظیر زلزله ۱۹۸۵ مکزیک که از بی نظمی در رفتار سازه ها (عدم تقارن در عناصر لرزه بر واقع در پلان) ناشی شده است این سوال را مطرح می سازد که اساساً با این همه پراکندگی چگونه می توان تشخیص این کار را انجام داد و آیا می توان از خلال ضوابط مختلف یک سری ملاکهای عمومی برای سازه های نامنظم استخراج نمود یا خیر؟

بنابراین در فصل حاضر، آنچه در بین آیین نامه های لرزه ای در ارتباط با منظم بودن سازه در پلان، در ارتفاع (طبقه نرم و طبقه ضعیف) بیان شده است، ارائه می شود و سپس با جمع بندی، نسبت به کفایت ضوابط نتیجه گیری می شود.

3-2- معیارهای بی نظمی پیششی سازه از دیدگاه ۵۴ آیین نامه لرزه ای

در چند سال اخیر تحقیقات وسیعی بروی پاسخ الاستیک و غیر الاستیک ساختمان های نامتقارن انجام شده است. اما تمامی مطالعات بدون توجه به این مطلب می باشد که اساساً چگونه می توان ساختمان متقارن را از ساختمان نامتقارن تشخیص داد؟ با چه ملاکهایی می توان حساسیت پیششی پلان ساختمان را ارزیابی کرد؟

در این بخش ضوابط منظم بودن ساختمان به لحاظ پیچش از دیدگاه آیین نامه های مختلف لرزه ای (54 کشور) جمع آوری شده است. به طور کلی ارزیابی بی نظمی پیچشی در آیین نامه ها توسط دو پارامتر تغییر مکان نسبی طبقه و دیگری پارامتر خروج از مرکزیت طبقه (فاصله بین مرکز سستی و مرکز جرم) انجام می شود. ولی معیارهای مقایسه این دو پارامتر متفاوت می باشد و توسط پارامترهای متعدد دیگری انجام می شود، به عنوان مثال در برخی از کشورها میزان خروج از مرکزیت طبقه با ابعاد هندسی پلان مقایسه می شود و در برخی دیگر با پارامتر شعاع سستی و در تعدادی دیگر توسط شعاع اینرسی انجام می شود.

از طرف دیگر حتی اگر یک تعریف مشترک را ملاک کار قرار دهیم، عددی که مرز منظم و نامنظم بودن را مشخص می کند یکسان نمی باشد. به عنوان مثال در مقایسه میزان خروج از مرکزیت با ابعاد هندسی پلان مشخص نمی باشد که تجاوز از کدامیک از مقادیر 10% ، 15% ، 16.6% ، 20% و 30% منجر به نامنظمی می شود؟

مطابق آیین نامه های طراحی لرزه ای خروج از مرکزیت به عنوان معیاری جهت ارزیابی منظم بودن ساختمان ها در پلان در نظر گرفته می شود. مطابق آنچه که در فصل دوم به طور کامل در مورد مرکز سستی ارائه شد آیین نامه های مختلف تنها به ارائه تعاریف کیفی در مورد موقعیت مراکز سستی در ساختمان های چند طبقه اکتفا کرده است و نحوه تعیین آنها را ارائه نمی دهند. بنابراین ارزیابی دقیق حساسیت پیچشی ساختمان با پارامتر خروج از مرکزیت طبقه میسر نمی باشد.

در نهایت ضمن بررسی 54 آیین نامه لرزه ای، آن دسته ضوابطی که حد بی نظمی ساختمان را با پارامتر تغییر مکان نسبی طبقه مشخص می کنند، در جدول 1 خلاصه شده اند و ضوابطی که مرز منظم بودن ساختمان را با پارامتر خروج از مرکزیت طبقه مشخص می نمایند، در جدول 2 خلاصه شده اند. به منظور مقایسه بهتر ضوابط آیین نامه ای مختلف، مطالب جداول 1 و 2 توسط نمودارهای شکل 1 و 2 نمایش داده شده است.

در این قسمت لازم به ذکر می باشد، موقعیت مرکز سختی محاسبه شده توسط نرم افزار Etabs2000 ملاک ارزیابی واقع شده است و در قسمت ضمیمه نحوه بدست آوردن آن تشریح شده است. در فصل بعد، به طور کامل به بررسی موقعیت مرکز سختی طبقات و وابستگی آنها به عوامل مختلف پرداخته شده است.

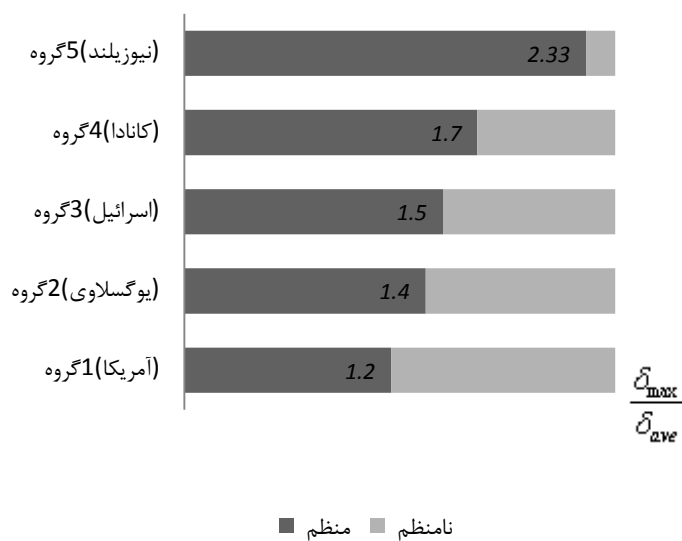
جدول ۱-۰۳-مقایسه ملاکهای نامنظمی ساختمان (به لحاظ وجود پیچش) از دیدگاه آیین نامه های مختلف -معیار کنترل کننده بی
 نظم، تغییر مکان نسبی طبقات [۶۴-۶۹]

تعریف بی نظمی پیچشی	کشور	گروه
زمانیکه ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقه با احتساب پیچش اتفاقی در انتهای ساختمان بیشتر از ۱.۲ برابر میانگین تغییر مکان نسبی در دو انتهای ساختمان باشد.	آمریکا ASCE7-05, IBC-03 *, FEMA 302 UBC-97	۱
	استاندارد 2800-	
	کلمبیا	
	شیلی	
	هند IS-02	
	کره	
	فیلیپین	
	ترکیه اکوادور	
زمانیکه ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقه با احتساب پیچش اتفاقی در انتهای ساختمان بیشتر از ۱.۴ برابر میانگین تغییر مکان نسبی در دو انتهای ساختمان باشد.	یوگسلاوی	۲
زمانیکه ماکزیمم تغییر مکان نسبی طبقه با احتساب پیچش اتفاقی بیشتر از ۱.۵ برابر تغییر مکان نسبی در انتهای مقابل در همان تراز باشد.	اسرائیل SI413- 1995	۳
زمانیکه ماکزیمم تغییر مکان طبقه بیشتر از ۱.۷ برابر میانگین تغییر مکان های دیافراگم باشد.	کانادا NBC C-05	۴
در صورتیکه نسبت تغییر مکانهای جانبی در دو انتهای ساختمان در محدوده ۷/۳ تا ۷/۳ قرار بگیرد.	NZS 4203- 02	۵

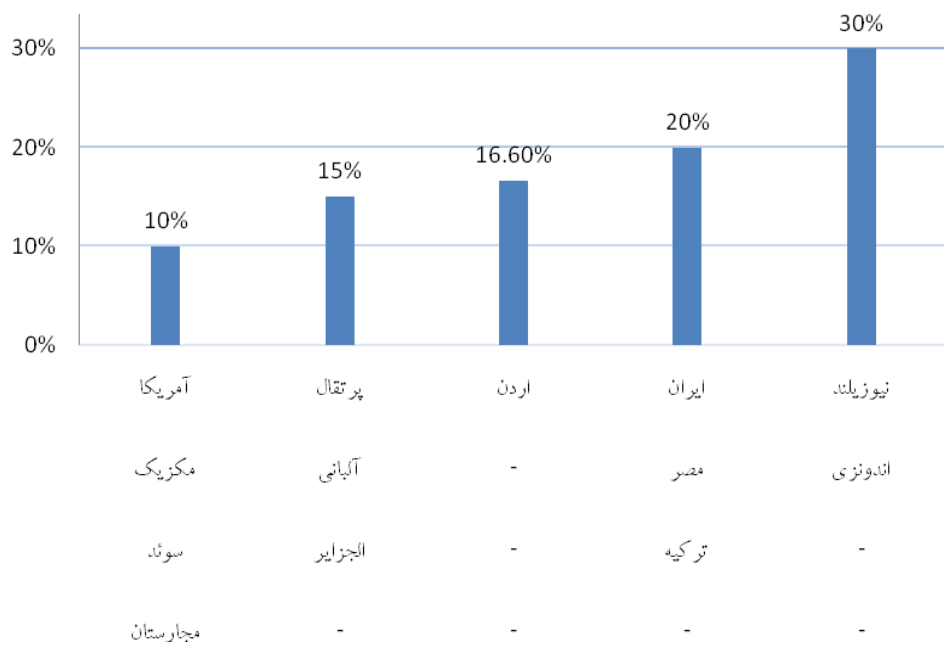
جدول ۳-۲- مقایسه ملاکهای نامنظمی ساختمان (به لحاظ وجود پیچش) از دیدگاه آیین نامه های مختلف-معیار کنترل کننده بی
 نظم، نسبت خروج از مرکزیت طبقه [۶۴-۷۱]

گروه	کشور	تعریف بی نظمی پیچشی
A	آمریکا	در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۱۰ درصد بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر باشد.
	مکزیک	
	ال سالوادور	
	سوئد	
B	مجارستان	در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۱۵ درصد بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر باشد.
	آلبانی	
	الجزایر	
C	پرثقال	در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۱۶٫۶ درصد بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر باشد.
	اردن	
D	ایران	در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۲۰ درصد بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر باشد.
	ترکیه	
	مصر	
	بلغارستان	
E	اندونزی	در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۳۰ درصد بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر باشد.
	نیوزیلند	
F	ژاپن	در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر جهت از شعاع سختی (پیچشی) پلان بیشتر باشد.
G	ونزوئلا	در صورتیکه فاصله بین محل اثر نیروی برشی در پلان و مرکز سختی در هر جهت از ۲۰ درصد شعاع اینرسی پلان بیشتر باشد. خطر پیچشی بالا: اگر شعاع سختی (پیچشی) در هر جهت ۵۰ درصد کمتر از شعاع اینرسی پلان باشد، یا در مواردیکه فاصله بین محل اثر نیروی برشی در پلان و مرکز سختی در هر جهت از ۳۰ درصد شعاع سختی (پیچشی) پلان بیشتر باشد.
E	Eurocode-2003	در صورتیکه در هر تراز و در هر جهت، خروج از مرکزیت استاتیکی و شعاع سختی (پیچشی)، دو شرط زیر را محقق نسازد: $e_s \leq 0,30 \cdot r_s$ ، $r_s \geq I_s$
H	غنا	در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی بیشتر از ۱۵ درصد شعاع سختی در آن جهت باشد.
I	یونان	زاویه سختی پیچشی نسبت به مرکز جرم کوچکتر یا مساوی شعاع اینرسی پلان باشد.
J	اسرائیل	در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی بیشتر از ۱۵ درصد شعاع سختی (پیچشی) در آن جهت باشد.

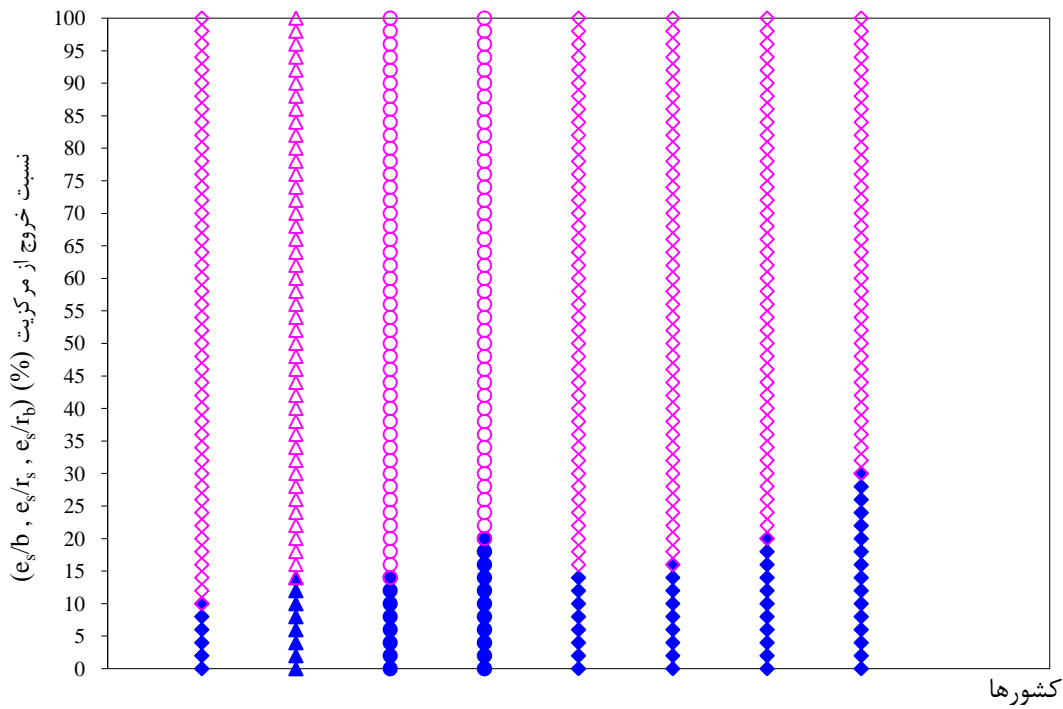
K	کاستاریکا	مراکز جرم وسختی طبقات خارج از مستطیلی به اضلاع ۱۰ درصد بعد پلان (عمود در جهت زلزله) قرار گیرند.
---	-----------	--



شکل 3-1- مقایسه معیار تغییر مکان نسبی طبقه از دیدگاه کشورهای مختلف



شکل ۳-۲- مقایسه معیارخروج از مرکزیت طبقه از دیدگاه کشورهای مختلف



آمریکا
مکزیک
ال سالوادور
سوئد
مجارستان

ژاپن
یونان

قنا
اسرائیل

ونزوئلا

آلبانی
الجزایر
پرتقال

اردن

ایران
ترکیه
مصر
بلغارستان

اندونزی
نیوزیلند

شکل ۳-۳- مقایسه نسبت خروج از مرکزیت ها در بین ساختمان مختلف

ساختمان نامنظم	◇	ساختمان منظم	◆	نسبت خروج از مرکزیت طبقه به بعد عمودی پلان	$\frac{e_s}{b}$	◇
ساختمان نامنظم	△	ساختمان منظم	▲	نسبت خروج از مرکزیت طبقه به شعاع سختی	$\frac{e_s}{r_s}$	△
ساختمان نامنظم	○	ساختمان منظم	●	نسبت خروج از مرکزیت طبقه به شعاع اینرسی	$\frac{e_s}{r_b}$	○

3-3- ضوابط منظم بودن ساختمان در ارتفاع از دیدگاه آیین نامه های مختلف

یکی از شرایط منظم بودن سازه در ارتفاع، توزیع مناسب سختی و مقاومت در ارتفاع سازه می باشد، عدم توزیع یکنواخت سختی و مقاومت در ارتفاع منجر به تشکیل طبقات نرم و ضعیف در سازه می شود.

بی نظمی در توزیع مقاومت در ارتفاع (طبقه ضعیف)

آیین نامه کشور آمریکا UBC-97، FEMA-302، IBC-03*، ASCE-05

اگر مقاومت جانبی طبقه ای کمتر از 80٪ مقاومت جانبی طبقه بالاتر از خود باشد آن طبقه ضعیف تلقی می شود.

طبقه خیلی ضعیف: اگر مقاومت جانبی طبقه ای کمتر از 65٪ مقاومت جانبی طبقه بالاتر از خود باشد آن طبقه خیلی ضعیف تلقی می شود.

ضابطه فوق در آیین نامه IBC2006 حذف شده است و در این مورد به آیین نامه ASCE-05 ارجاع می دهد.

آیین نامه کشور ایران

اگر مقاومت جانبی طبقه ای کمتر از 80٪ مقاومت جانبی طبقه بالاتر از خود باشد آن طبقه ضعیف تلقی می شود.

ونزوئلا

اگر مقاومت جانبی طبقه ای کمتر از 70 درصد مقاومت جانبی طبقه بالاتر خود باشد و یا کمتر از 80 درصد میانگین مقاومت های سه طبقه بالاتر از خود باشد.

آیین نامه ملی ساختمان کانادا NBCC2005

اگر مقاومت برشی طبقه ای کمتر از مقاومت برشی طبقه بالاتر از خود باشد.

اسرائیل

اگر مقاومت جانبی طبقه ای کمتر از 80٪ مقاومت جانبی طبقه بالاتر از خود باشد آن طبقه ضعیف تلقی می شود. در سازه ها با سیستمهای قاب در صورتیکه نسبت ظرفیت برشی طبقه به نیروی برشی طراحی در یک طبقه بیشتر از 20٪ با طبقه مجاورش اختلاف داشته باشد، آن طبقه ضعیف تلقی می شود.

EUROCODE

Eurocode1993

اگر شاخص مقاومت طبقه بزرگتر از 0.85 باشد، آن طبقه ضعیف تلقی می شود و این نسبت نباید از 0.55 کمتر باشد. شاخص مقاومت طبقه با رابطه زیر تعریف می شود:

$$\alpha_r = \frac{V_R}{V_S}$$

V_R : مقاومت برشی طبقه

V_S : نیاز برشی طبقه

Eurocode1998

ضابطه فوق در ویرایش 1998 آیین نامه حذف شده است.

Eurocode2003

در ساختمان قاب شکل نسبت مقاومت واقعی طبقه به مقاومت لازم (از آنالیز) تغییرات نامتناسب در طبقات مجاور داشته باشد.

یوگسلاوی به طور کلی اگر تغییرات قابل ملاحظه در مقاومت طبقه نسبت به مقاومت های طبقات

مجاور وجود داشته باشد، آن طبقه ضعیف تلقی می شود.

چین : برای جلوگیری از تشکیل طبقه ضعیف سیستم لرزه بر سازه ای می باید دارای مقاومت کافی

در ارتفاع سازه باشد و تغییرات ناگهانی در مقاومت وضعی کردن موضعی سازه وجود نداشته باشد.

۳-۳-۱- بی نظمی در توزیع سختی در ارتفاع - طبقه نرم

آیین نامه کشور آمریکا

ASCE-05 ، FEMA-302، IBC-03*، UBC-97

طبقه نرم طبقه ای است که سختی جانبی آن کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه بالاتر خود باشد و یا کمتر از ۸۰ درصد میانگین سختی های جانبی ۳ طبقه بالاتر خود باشد.

طبقه خیلی نرم طبقه ای است که سختی جانبی آن کمتر از ۶۰ درصد سختی جانبی طبقه بالاتر خود باشد و یا کمتر از ۷۰ درصد میانگین سختی های جانبی ۳ طبقه بالاتر خود باشد.

FEMA310

طبقه نرم طبقه ای است که سختی جانبی آن کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقات مجاور (بالاوپایین) خود باشد و یا کمتر از ۸۰ درصد میانگین سختی های جانبی ۳ طبقات مجاور (بالاوپایین) خود باشد.

IBC-06*

در آیین نامه فوق ضوابط منظم بودن ساختمان حذف شده است و در این مورد به آیین نامه ASCE-05 ارجاع می دهد.

ونزوئلا

طبقه نرم طبقه ای است که سختی جانبی آن کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه بالاتر از خود باشد و یا کمتر از ۸۰ درصد میانگین سختی های جانبی ۳ طبقات بالاتر از خود باشد.

آیین نامه ملی ساختمان کانادا NBCC2005

طبقه نرم طبقه ای است که سختی جانبی آن کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقات مجاور (بالاوپایین) خود باشد و یا کمتر از ۸۰ درصد میانگین سختی های جانبی ۳ طبقات مجاور (بالاوپایین) خود باشد.

آیین نامه ساختمان نیوزیلند NZBC

اگر مقدار تغییر مکان داخلی طبقه¹ تقسیم بر حاصل ضرب برش طبقه در ارتفاع طبقه، بیشتر از ۱.۴ برابر این مقدار در طبقه بالای خود باشد آن طبقه نرم محسوب می شود.

مکزیک

طبقه نرم طبقه ای است که سختی برشی جانبی در یک طبقه خاص بیشتر از ۲ برابر سختی برشی جانبی طبقه زیرین باشد. اختلاف تغییر مکان جانبی در طبقات متوالی نباید از ۰.۰۰۶ اختلاف ارتفاع طبقات بیشتر باشد.

آلبانی

توزیع سختی در امتداد ارتفاع ساختمان بایدیکنواخت در نظر گرفته شود و در صورتیکه تغییرات سختی طبقات مجاور هم از ۵۰٪ بیشتر شود آن طبقات نرم محسوب می شوند.

ژاپن

طبقه نرم طبقه ای است که مقدار نسبت سختی طبقه، که از فرمول زیر محاسبه می شود، از ۰.۶ کوچکتر باشد.

$$R_s = \frac{r_s}{r_s}$$

که در آن:

R_s : نسبت سختی طبقه

I_s : تغییر مکان نسبی طبقه

\bar{r}_s : میانگین تغییر مکان نسبی طبقه

در ادامه آیین نامه توصیه می کند به منظور جلوگیری از تمرکز خرابی در طبقه با سختی پایین و تشکیل طبقه نرم، سختی طبقات، از طبقه پایین تا طبقه بالا ثابت بماند و یا تغییرات تدریجی کمی داشته باشد.

EUROCODE8-2003

سختی جانبی طبقه در ارتفاع واحد امکان ثابت بماند و تغییرات ناگهانی نداشته باشد.

ترکیه

طبقه ای را نرم می دانند که متوسط تغییر مکان نسبی دو سر طبقه نسبت به طبقه بالای خود در زلزله طرح بیش از ۱.۵ برابر باشد.

کلمبیا

در صورتیکه میزان جابجایی افقی عضو لرزه بر از بعد افقی سطح مقطع عضو بیشتر باشد.

اسرائیل

طبقه نرم طبقه ای است که سختی جانبی آن کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقات مجاور (بالا و پایین) خود باشد و یا کمتر از ۸۰ درصد میانگین سختی های جانبی ۳ طبقات مجاور (بالا و پایین) خود باشد.

طبقه نرم طبقه ای است که فاصله بین ستونهای یک طبقه نسبت به طبقه بالاتر از ۱/۲ ارتفاع دیوار برشی طبقه کمتر باشد.

اندونزی

طبقه نرم طبقه ای است که نسبت جرم به سختی جانبی در یک طبقه بیشتر از ۲۵٪ با متوسط نسبت جرم به سختی جانبی طبقات دیگر تفاوت داشته باشد، این نسبت نباید بیشتر از ۵۰٪ باشد.

بلغارستان

طبقه نرم طبقه ای است که سختی جانبی آن بیشتر از دو برابر کمترین سختی طبقات مجاور خود (طبقه بالا یا پایین) باشد.

یوگسلاوی

به طور کلی اگر تغییرات قابل ملاحظه در سختی جانبی طبقه ای نسبت به سختی های جانبی طبقات مجاور وجود داشته باشد، آن طبقه نرم محسوب می شود.

یونان

در صورتیکه افزایش یا کاهش، $\Delta k_i = k_{i+1} - k_i$ ، از سختی K_i یک طبقه، به ترتیب بیشتر از $0.5k_i$ ، $0.35k_i$ باشد، آن طبقه نرم محسوب می شود. سختی هر طبقه در هر جهت برابر مجموع

سختی $\frac{EI}{h}$ اعضا برابر قائم می باشد.

الجزایر - چین

برای جلوگیری از ایجاد طبقه نرم توزیع سختی جانبی طبقات از پایین تا تراز بالایی ساختمان ثابت باشد و تغییرات ناگهانی نداشته باشد.

مطابق تعاریف ارائه شده برای طبقه نرم مشاهده می شود که در بین آیین نامه های مختلف هیچ یکنواختی در تعریف طبقه نرم وجود ندارد. به بیان روشنتر، آیین نامه کشورهای آمریکا، ایران جهت شناخت طبقه نرم در یک طبقه مشخص، سختی جانبی طبقه را با سختی جانبی طبقه بالاتر مقایسه می کند، در حالیکه آیین نامه کشورهای کانادا و FEMA 310، یونان، بلغارستان سختی جانبی طبقه را با سختی جانبی طبقات مجاور (طبقات بالاوپایین) طبقه مورد نظر انجام می شود. به عنوان مثال اگر در سازه، در یک طبقه مشخص کمر بند مهاربندی داشته باشیم، مطابق آیین نامه آمریکا طبقه بالاتر از طبقه مهاربندی، طبقه نرم محسوب می شود در حالیکه آیین نامه کانادا طبقه بالا و پایین طبقه مشخص را طبقه نرم به شمار می آورد.

آیین نامه کشور اندونزی مقایسه نسبت جرم به سختی طبقات را معیار تشخیص قرار داده است. آیین نامه لرزه ای کشور ژاپن ضمن معرفی پارامتر نسبت سختی طبقه، نسبت تغییر مکان نسبی طبقه به میانگین تغییر مکان نسبی طبقات را معیار تشخیص قرار داده است.

3-4- اهمیت تعیین سختی طبقات

مطابق تعاریف آیین نامه های مختلف برای طبقه نرم، بدست آوردن سختی جانبی طبقه در تشخیص طبقه نرم گام اساسی به شمار می آید به عبارت دیگر در اولین قدم برای تعیین طبقه نرم باید بدانیم سختی جانبی طبقه چه میزان است تا با تعیین نسبت های این سختی تشخیص این موضوع را انجام دهیم. درحالیکه، آیین نامه های لرزه ای کشورهای مطرح دنیا مانند آمریکا، کانادا، مکزیک، ژاپن و... روشی را برای بدست آوردن سختی جانبی طبقه در ساختمان های چند طبقه ارائه نمی دهند و تنها کشوری که به طور مشخص، راهکار جهت تعیین سختی جانبی طبقه ارائه نموده است آیین نامه زلزله ایران، استاندارد ۲۸۰۰ می باشد.

در ادامه روشهای موجود محاسبه سختی جانبی طبقه ارائه و بررسی شده است .

۳-۴-۱- روشهای محاسبه سختی جانبی طبقه

روش اول: قرار دادن تکیه گاه جانبی در طبقات زیرین طبقه مورد نظر و اعمال تغییر مکان

واحد در سقف طبقه مورد نظر (روش آیین نامه ۲۸۰۰)

این روش که در آیین نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) ذکر شده است سختی طبقه را اینگونه تعریف می کند که سختی جانبی طبقه برابر است با مجموع سختی جانبی اعضای قائم بابر جانبی است. برای محاسبه این سختی ها می توان تغییر مکان واحد را در سقف طبقه مورد نظر وارد کرد، در حالتی که کلیه طبقات زیرین بدون حرکت باقی بمانند. یعنی اینکه با اعمال تغییر مکان واحد در سقف طبقه مورد نظر و قرار دادن تکیه گاه جانبی از نوع انتقالی در سقف طبقات زیرین سختی طبقه مورد نظر را بدست آوریم. اشکالی که این روش در تعیین سختی جانبی طبقه دارد این است که اگر دو سازه مشابه داشته باشیم که یکی از آنها در طبقه i زام خود تکیه گاه جانبی داشته باشد و دیگری این تکیه گاه را نداشته باشد سختی طبقه i ($j < i$) برای هر دو سازه یکسان بدست می آید به عبارت

دیگر دو سازه با ماتریس سختی های متفاوت سختی طبقات یکسان دارد، که این در حالت کلی درست نیست.

روش دوم: ضریبی از توزیع بار جانبی در ارتفاع سازه که تغییر مکان نسبی سقف و کف

طبقه را واحد کند به عنوان معیاری برای سختی طبقات

این روش بر پایه تغییر مکان نسبی طبقات استوار است. بدین معنی که اگر فرض کنیم سازه در برابر یک نیروی فرضی زلزله در طبقات خود قرار دارد ضریبی از این توزیع نیرو در ارتفاع سازه که باعث می شود تغییر مکان نسبی طبقه مورد نظر برابر واحد شود را به عنوان معیاری از سختی سازه قرار دهیم. مزیت این روش در این است که نرمی یک طبقه در توزیع بارگذاری زلزله از نظر مهندسی ملموس تر از سایر روشهاست. یعنی هر چه ضریب توزیع بار کمتری لازم باشد که تغییر مکان نسبی واحد در طبقه مورد نظر اتفاق بیفتد آن طبقه نرم تر است .

اما اشکالی که این روش دارد این است که برای هر توزیع باری ضریب های متفاوتی بدست می آید به عبارت دیگر اگر توزیع جانبی بار وارد بر ارتفاع سازه را تغییر دهیم ضریبی که باعث تغییر مکان نسبی در طبقه i ام می شود تغییر می کند. لذا نسبت این ضرایب در طبقات تغییر کرده و نمی توان نرم بودن نسبی یک طبقه یا سخت بودن آن را قبل از بارگذاری واقعی زلزله تعیین نمود.

روش سوم: برش موجود در طبقه مورد نظر ناشی از زلزله تقسیم بر تغییر مکان نسبی سقف

و کف طبقه مورد نظر

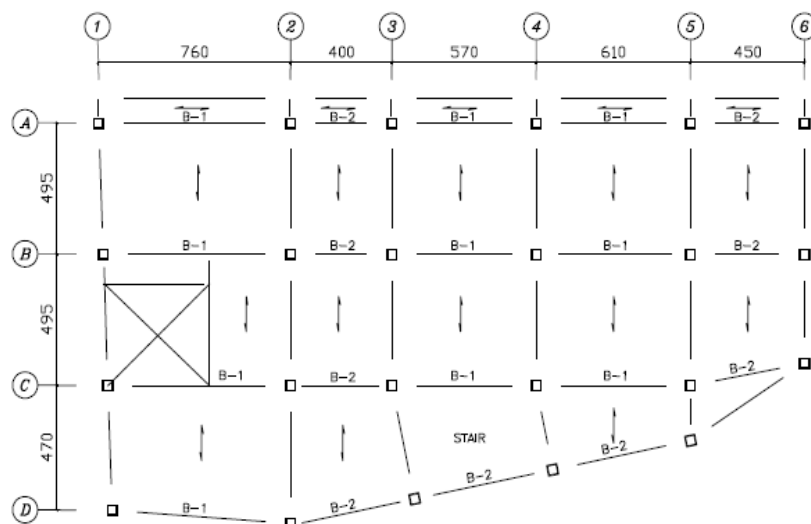
این روش در واقع روشی است که آیین نامه ژاپن به آن می پردازد. طبق مقاله ای از موسسه زلزله شناسی ژاپن، سختی یک طبقه را برابر با میزان برش ناشی از زلزله طرح تقسیم بر تغییر مکان نسبی سقف و کف آن طبقه می داند. این معیار در واقع شباهت زیادی به روش قبل دارد.

اما نکته ای که اینجا لازم به ذکر است این است که این معیار ثابت نیست یعنی می توان دو توزیع بار را در نظر گرفت که در طبقه ۸ام برش یکسانی ایجاد کند ولی تغییر مکان نسبی دو سر طبقه با هم فرق کند لذا سختی آن طبقات متفاوت است.

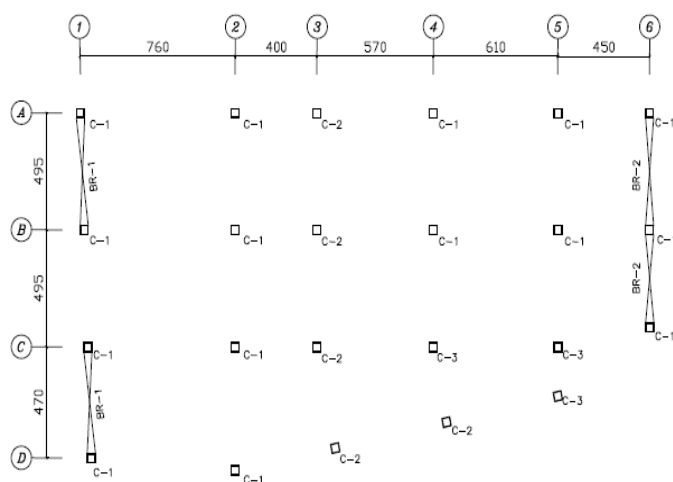
3-5- موارد مطالعاتی

۱- طبقه بندی ساختمان ۸ طبقه اسکلت فلزی از دیدگاه آیین نامه های لرزه ای مختلف در ساختمان مورد مطالعه، سیستم مقاوم در برابر نیروهای زلزله در جهت محور x، قاب خمشی فولادی، در جهت محور y سیستم مهاربندی از نوع همگرا می باشد. پلانهای تیرریزی، ستون گذاری و مهاربندی مطابق شکل های می باشند. مشخصات مقاطع اعضا سازه ای در جدول (۳-۳) خلاصه شده است.

پس از کنترل ملاکهای طراحی مقدار خروج از مرکزیت استاتیکی محاسبه شده توسط نرم افزار Etabs در جدول ارائه شده است سپس با اعمال ملاک های طبقه بندی نظم پیشی جدول (۳-۶) نسبت به منظم یا نامنظم بودن ساختمان مثال نتیجه گیری شده است.



شکل ۳-۴- پلان تیرریزی ساختمان



شکل ۳-۵- پلان ستون گذاری و مهاربندی ساختمان

جدول ۳-۳- مشخصات مقاطع تیرها، ستونها و مهاربندها

مشخصات مقاطع	B ₁				B ₂			
	h _w	t _w	b _f	t _f	h _w	t _w	b _f	t _f
story1-3	400	10	250	25	400	10	250	20
story4-6	400	10	250	20	350	10	200	20
story5-8	350	10	200	20	350	10	200	15

مشخصات مقاطع	C ₁		C ₂		C ₃	
	h _w	t _w	h _w	t _w	h _w	t _w
story1-3	350	25	300	25	300	15
story3-6	350	20	300	20	300	12
story6-8	350	15	300	15	300	10

مشخصات مقاطع	BR-1	BR-2
story1-5	2UNP200	2UNP180
story6-8	2UNP180	2UNP160

جدول ۳-۴- موقعیت مرکز سختی و خروج از مرکزیت طبقات در ساختمان ۸ طبقه

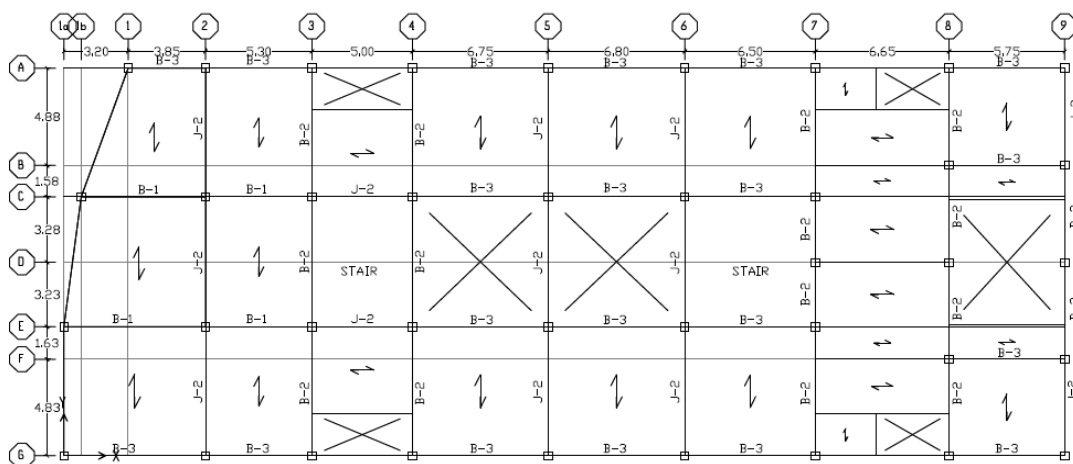
طبقه	مرکز جرم		مرکز سختی		خروج از مرکزیت طبقه در جهت X	خروج از مرکزیت طبقه در جهت y	نسبت خروج از مرکزیت	
j	X_{CMj} (m)	Y_{CMj} (m)	X_{CRj} (m)	Y_{CRj} (m)	$e_{sxj} = (x_m)_j - (x_R)_j$ (m)	$e_{syj} = (y_m)_j - (y_R)_j$ (m)	e_{sxj}/l_j	e_{syj}/b_j
1	13.356	8.174	14.192	7.774	0.836	0.4	0.03	0.034
2	13.449	8.002	14.609	7.459	1.16	0.543	0.04	0.046
3	13.824	9.303	15.138	7.324	1.314	1.979	0.05	0.167
4	13.809	9.313	15.7	7.354	1.891	1.959	0.07	0.166
5	13.832	9.33	16.192	7.455	2.36	1.875	0.08	0.158
6	13.883	9.355	16.644	7.619	2.761	1.736	0.10	0.147
7	13.845	9.351	17.006	7.71	3.161	1.641	0.11	0.139
8	13.72	9.377	17.323	7.81	3.603	1.567	0.13	0.132

جدول ۳-۵- طبقه بندی ساختمان ۱۰ طبقه از دیدگاه آیین نامه های مختلف

Gro	کشور	توضیحات - جهت X
A	آمریکا-مکزیک- سوئد-مجارستان ال سالوادور	خروج از مرکزیت در طبقات ۸ و ۹ و ۱۰ بزرگتر از ۱۰ درصد میباشد، بنابراین ساختمان "نامنظم" طبقه بندی می شود.
B	اسرائیل-الجزایر- آلبانی پرتغال	خروج از مرکزیت در تمام طبقات کمتر از ۱۵ درصد می باشد بنابراین ساختمان "منظم" طبقه بندی می شود.
C	اردن	خروج از مرکزیت در تمام طبقات کمتر از ۱۵ درصد می باشد بنابراین ساختمان "منظم" طبقه بندی می شود.
D	ایران-مصر-ترکیه	خروج از مرکزیت در تمام طبقات کمتر از ۲۰ درصد می باشد بنابراین ساختمان "منظم" طبقه بندی می شود.
E	نیوزیلند-اندونزی	خروج از مرکزیت در تمام طبقات کمتر از ۳۰ درصد می باشد بنابراین ساختمان "منظم" طبقه بندی می شود.

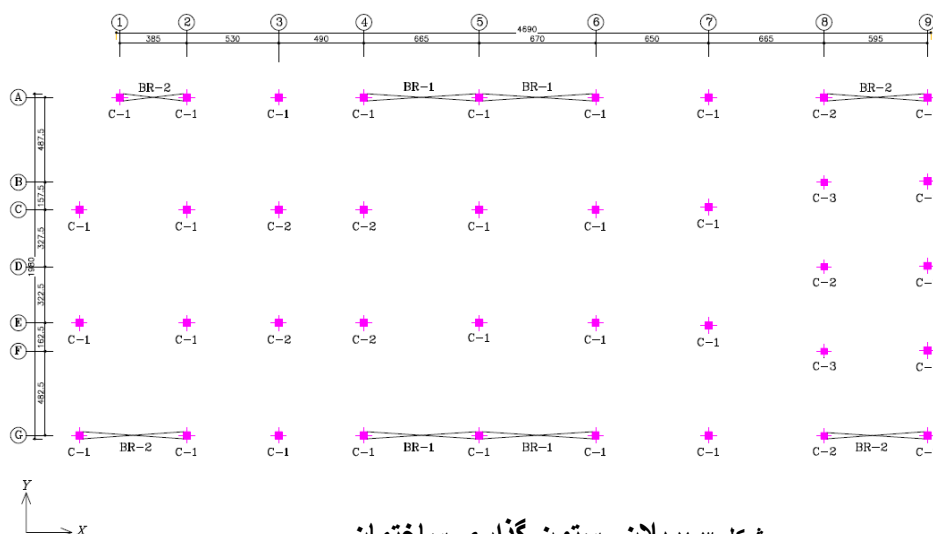
مثال ۲- طبقه بندی ساختمان ۱۰ طبقه اسکلت فلزی از دیدگاه آیین نامه های لرزه ای مختلف

سازه دوم یک ساختمان ۱۰ طبقه با اسکلت فلزی می باشد که دارای دو طبقه زیرزمین که دور تا دور آن را دیوار برشی احاطه کرده است، می باشد. سیستم باربرجانبی در راستای X، از نوع دوگانه (قاب خمشی + مهاربند همگرا) و در راستای محور Y از نوع قاب خمشی می باشد.



FRAMING PLAN FOR LEVEL +6.60,+9.80

شکل ۶-۰۳- پلان تیرریزی ساختمان



شکل ۷-۰۳- پلان ستون گذاری ساختمان

جدول ۳-۶- مشخصات مقاطع تیرها، ستونها و مهاربندها

مشخصات مقاطع تیرها	B ₁				B ₂				B ₃				J ₂			
	h _w	t _w	b _f	t _f	h _w	t _w	b _f	t _f	h _w	t _w	b _f	t _f	h _w	t _w	b _f	t _f
story1-4	350	10	250	25	450	10	250	20	350	10	250	20	250	8	15	10
story5-7	350	10	250	20	400	10	200	20	350	10	250	20	250	8	15	10
story8-10	350	10	250	20	300	10	200	15	350	10	200	20	250	8	15	10

مشخصات مقاطع ستون ها	C ₁		C ₂		C ₃	
	h _w	t _w	h _w	t _w	h _w	t _w
story1-4	350	30	350	25	350	15
story4-7	350	25	350	20	350	12
story7-10	350	15	350	15	350	10

مشخصات مقاطع مهار بند ها	BR-1	BR-2
story1-5	2UNP240	2UNP200
story6-8	2UNP200	2UNP200
story9-10	2UNP180	2UNP180

جدول ۳-۷- موقعیت مرکز سختی و خروج از مرکزیت طبقات در ساختمان ۱۰ طبقه

طبقه j	مرکز جرم		مرکز سختی		خروج از مرکزیت طبقه در جهت x	خروج از مرکزیت طبقه در جهت y	نسبت خروج از مرکزیت	
	X_{CMj} (m)	Y_{CMj} (m)	X_{CRj} (m)	Y_{CRj} (m)	$e_{sxj} = (X_m)_j - (X_R)_j$ (m)	$e_{syj} = (Y_m)_j - (Y_R)_j$ (m)	e_{sxj}/l_j	e_{syj}/b_j
1	25.337	9.553	25.15	10.183	0.187	0.63	0.00	0.032
2	25.293	9.567	25.215	10.165	0.078	0.598	0.00	0.031
3	25.208	9.669	28.071	9.827	2.863	0.158	0.06	0.008
4	25.162	9.549	29.333	9.392	4.171	0.157	0.09	0.008
5	25.153	9.543	29.836	9.38	4.683	0.163	0.10	0.008
6	25.145	9.544	29.94	9.377	4.795	0.167	0.10	0.009
7	24.649	9.544	29.951	9.396	5.302	0.148	0.11	0.008
8	24.629	9.545	29.889	9.402	5.260	0.143	0.11	0.007
9	24.63	9.545	29.8	9.386	5.170	0.159	0.11	0.008
10	24.598	9.543	29.776	9.357	5.178	0.186	0.11	0.010

جدول ۳-۸- طبقه بندی ساختمان ۱۰ طبقه از دیدگاه آیین نامه های مختلف

Group	کشور	توضیحات
A	آمریکا-مکزیک- سوئد-مجارستان ال سالوادور	خروج از مرکزیت در طبقات ۶ و ۷ و ۱۰ بزرگتر از ۱۰ درصد میباشد، بنابراین ساختمان "نامنظم" طبقه بندی می شود.
B	اسرائیل-الجزایر- آلبانی-پرتقال	خروج از مرکزیت در تمام طبقات کمتر از ۱۵ درصد می باشد بنابراین ساختمان "منظم" طبقه بندی می شود.
C	اردن	خروج از مرکزیت در تمام طبقات کمتر از ۱۶.۶ درصد می باشد بنابراین ساختمان "منظم" طبقه بندی می شود.
D	ایران-مصر-ترکیه	خروج از مرکزیت در تمام طبقات کمتر از ۲۰ درصد می باشد بنابراین ساختمان "منظم" طبقه بندی می شود.
E	نیوزیلند-اندونزی	خروج از مرکزیت در تمام طبقات کمتر از ۳۰ درصد می باشد بنابراین ساختمان "منظم" طبقه بندی می شود.

مطابق با نتایج جدول ۵ مشاهده می شود، مطابق آیین نامه های کشورهای آمریکا، مکزیک، مجارستان وال سالوادور ساختمان نامنظم تلقی می شود و مطابق آیین نامه های کشورهای دیگر مانند

نیوزیلند، ایران، ترکیه، مصر و... نامنظم تلقی می شود. در ادامه ساختمان مذکور با معیار تغییر مکان نسبی طبقه بندی شده است.

جدول ۳-۹- تغییر مکان نقاط مختلف دیافراگم

story j	Δ_{1X}	Δ_{2X}	Δ_{opp}	$\Delta_{ave,Y}$	$\Delta_{max,Y}$	δ_{max} cm	$\delta_{ave.}$ cm	$(\Delta_{max}/\Delta_{ave})_y$	$(\Delta_{max}/\Delta_{opp})_v$	$\delta_{max}/\delta_{ave}$
10	0.002403	0.002891	0.002403	0.002647	0.003129	13.68	12.31	1.182	1.30	1.111
9	0.003588	0.004211	0.003002	0.0038995	0.004551	12.74	11.49	1.167	1.32	1.109
8	0.003957	0.004983	0.003591	0.00447	0.005407	11.38	10.25	1.210	1.43	1.110
7	0.003738	0.005216	0.003496	0.004477	0.005689	9.76	8.84	1.271	1.41	1.104
6	0.0043	0.005699	0.004305	0.0049995	0.006084	8.06	7.43	1.217	1.41	1.085
5	0.004719	0.005725	0.004731	0.005222	0.006199	6.21	5.86	1.187	1.31	1.060
4	0.006085	0.006438	0.006099	0.0062615	0.006914	4.35	4.2	1.104	1.13	1.036
3	0.002556	0.002763	0.002561	0.0026595	0.002777	0.86	0.83	1.044	1.08	1.036
2	0.000068	0.000065	0.000068	0.0000665	0.000068	0.04	0.03	1.023	1.00	1.333
1	0.000042	0.000036	0.000042	0.000039	0.000042	0.01	0.01	1.077	1.00	1.000

جدول ۳-۱۰- طبقه بندی ساختمان ۱۰ طبقه با معیار تغییر مکان نسبی

کشور	طبقه بندی
آمریکا، ایران، کلمبیا، شیلی، هند، کره، فیلیپین، ترکیه، اکوادور	مقدار نسبت تغییر مکان در طبقات 6 و 7 و 8 در جهت بزرگتر از 1.2 می باشد، بنابراین ساختمان نامنظم طبقه بندی می شود.
کلمبیا	مقدار نسبت تغییر مکان در طبقات 6 و 7 و 8 در جهت y بزرگتر از 1.4 می باشد، بنابراین ساختمان نامنظم طبقه بندی می شود.
اسرائیل	مقدار نسبت تغییر مکان در همه طبقات در جهات x, y بزرگتر از 1.5 می باشد، بنابراین ساختمان نامنظم طبقه بندی می شود.
کانادا	مقدار نسبت تغییر مکان در همه طبقات در جهات x, y بزرگتر از 1.7 می باشد، بنابراین ساختمان نامنظم طبقه بندی می شود.

3-6 نتیجه گیری

در آیین نامه های لرزه ای سعی شده است تا با ارائه ضوابطی ساختمان منظم را از ساختمان نامنظم جداسازند. متأسفانه به علت وجود تعاریف متفاوت و عدم هماهنگی در بین آنها، مرز قابل تشخیصی جهت تعیین ساختمان نامنظم وجود ندارد، بنابراین عملاً قضاوت و نتیجه گیری در مورد ساختمان نامنظم مشکل می باشد.

به طور کلی نتیجه مطالعه حاکی از این مطلب می باشد، به علت وجود پیچیدگی پارامترهای موجود بکارگیری ضوابط آیین نامه های مختلف منجر به نتایج متناقض می گردد و چنانکه مشاهده شد، ممکن است ساختمان مطابق ضوابط آیین نامه آمریکا، منظم به حساب آید در صورتیکه مطابق ضوابط آیین نامه کشورهای دیگر مانند کانادا نامنظم تلقی شود.

چنانکه مشاهده شد در بسیاری از ضوابط به تعیین پارامتری مانند مرکز سختی اشاره شده است، بدون توجه به این مطلب که در هیچ قسمت از آیین نامه های مطرح لرزه ای دنیا تاکنون روشی برای تعیین محل مرکز سختی در سازه های چند طبقه ارائه نشده است. در فصل بعد نحوه تعیین محل مراکز سختی در ساختمانهای چند طبقه به طور کامل مورد بررسی واقع شده است.

در ضمن مطالب فصل، صرفاً جهت مشخص نمودن اختلافات اساسی بین ضوابط منظم بودن ساختمان در آیین نامه های لرزه ای می باشد و متأسفانه به علت پراکندگی ضوابط و نبودن پشتوانه علمی احتمالی در این موارد نمی توان در مورد انتخاب یکی از ضوابط و یا درست یا نادرست بودن ضوابط قضاوت نمود و یا از خلال ضوابط مختلف ضوابطی را معین کرد که بتوان توسط آنها حد بی نظمی را مشخص کرد.

فصل چهارم

تعیین محل مرکز سختی در سازه ها

در ساختمانهای چند طبقه هنوز به طور دقیق نمی توان محل مراکز سختی را تعیین کرد و نمی توان خصوصیات ذاتی این مرکز و وابستگی آن به عوامل مختلف را تعیین نمود.

با توجه به مجموعه مطالب فوق بدیهی است که ارائه یک تعریف دقیق برای محل مرکز سختی و نحوه تعیین آن در طبقات مختلف سازه کاملاً ضروری بنظر می رسد. در این فصل ضمن آشنایی با تعریف محل مرکز سختی، روشهای کاملاً دقیق برای تعیین محل این نقطه در طبقات مختلف سازه ارائه خواهد گردید و در عین حال عوامل موثر بر محل قرارگیری این نقطه نیز بررسی خواهند داشت.

4-2- تعریف مرکز سختی

متاسفانه در آیین نامه های مختلف زلزله علیرغم استفاده مکرر از مفاهیمی نظیر مرکز سختی و یا مرکز صلبیت تعریف صریحی از این اصطلاحات ارائه نشده است. نگرش اکثر آیین نامه ها نسبت به مرکز سختی به این صورت است که اگر نیروهای جانبی ناشی از زلزله که در قسمت مقدمه این فصل درمورد آن توضیح داده شد، در این نقطه به سازه اعمال شوند در این صورت توزیع این نیروی جانبی (نیروهای برشی ناشی از زلزله نه لنگرهای پیچشی ناشی از زلزله) بین عناصر مقاوم سازه به نسبت سختی (صلبیت) آنها صورت خواهد گرفت. با توجه به این مفهوم چنین به نظر می رسد که مرکز سختی نقطه ای است که بارگذاری روی آن موجب ایجاد تغییر مکانهای جانبی مساوی در کلیه عناصر مقاوم سازه خواهد شد زیرا تنها در چنین حالتی است که بارهای جانبی وارد بر سازه فقط به نسبت بین آنها تقسیم خواهند شد.

بنابراین با توجه به مفاهیمی که در آیین نامه ها در ارتباط با مرکز سختی مطرح شده است محل مرکز سختی در طبقات مختلف سازه را می توان بصورت زیر تعریف کرد:

مراکز سختی در طبقات مختلف یک سازه چند طبقه، مجموعه نقاطی می باشند که اگر بارگذاری جانبی وارد بر کل سیستم سازه بصورت نیروهای افقی در محل این نقاط به طبقات مختلف سازه اعمال شود، سازه هیچگونه حرکت پیچشی حول محور قائم نداشته باشد و به عبارت دیگر کل سیستم سازه فقط در داخل صفحه سقف هر یک از طبقات یک حرکت انتقالی داشته باشد.

4-3- تعیین محل مرکز سختی در سازه های چند طبقه متشکل از عناصر مقاوم

غیرمتعامد

یک ساختمان n طبقه با اعضا مقاوم باربر جانبی که توسط دیافراگم صلب به هم متصل شده اند در نظر بگیرید. می دانیم با توجه به صلبیت این صفحه، در کف هر یک از طبقات می توان یک نقطه مبنا تعریف نمود و مقادیر تغییر مکان ناشی از بارهای جانبی (یعنی تغییر مکان در دو راستای متعامد در

داخل صفحه و چرخش حول محور قائم) برای هر نقطه دلخواه واقع بر این صفحه رابر حسب مولفه های تغییر مکان و چرخش حول محور قائم مربوط به همین نقطه مبنا بیان نمود.

با توجه به اینکه برای هر صفحه صلب فقط سه درجه آزادی در برابرنیروهای جانبی وجود دارد، بردار تغییر مکان های مستقل نقطه مبنا (مرکز جرم) در کف طبقه زام و بردار بارگذاری جانبی وارد بر این نقطه را می توان به صورت زیر نمایش داد:

$$[\Delta_j] = [\Delta_{xj} \quad \Delta_{yj} \quad \theta_j]^T \quad (1-4)$$

$$[F_j] = [V_{xj} \quad V_{yj} \quad M_{ij}]^T \quad (2-4)$$

در رابطه فوق $\Delta_{xj}, \Delta_{yj}, \theta_j$ به ترتیب تغییر مکان در جهت x, y و چرخش حول محور z مربوط به نقطه مبنا در طبقه j ام بوده و به همین شکل V_{xj}, V_{yj}, M_{ij} نیروهای افقی در جهات x, y و لنگر پیچشی حول محور z می باشند که به همین نقطه مبنا اعمال می شوند (دستگاه مختصات XYZ دستگاه مختصات عمومی برای کل سازه بوده و یک دستگاه متعامد راستگرد می باشد که صفحه سقف کلیه طبقات بموازات صفحه XY بوده و محور Z عمود بر صفحه سقف طبقات می باشد، به همین ترتیب با استفاده از رابطه بردار تغییر مکان های مستقل و بردار بارگذاری جانبی وارد بر یک سازه n طبقه را که بردار های $3n$ عضوی بوده و مربوط به نقاط مبنا در طبقات مختلف می باشند می توان به صورت زیر نمایش داد :

$$[F] = \begin{bmatrix} V_{x1} \\ V_{x2} \\ \vdots \\ V_{xn} \\ \hline V_{y1} \\ V_{y2} \\ \vdots \\ V_{yn} \\ \hline M_{r1} \\ M_{r2} \\ \vdots \\ M_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [V_x] \\ [V_y] \\ [M_{r1}] \end{bmatrix} \quad (3-4)$$

$$[\Delta] = \begin{bmatrix} \Delta_{x1} \\ \Delta_{x2} \\ \vdots \\ \Delta_{xn} \\ \hline \Delta_{y1} \\ \Delta_{y2} \\ \vdots \\ \Delta_{yn} \\ \hline \theta_1 \\ \theta_2 \\ \vdots \\ \theta_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [\Delta_x] \\ [\Delta_y] \\ [\theta] \end{bmatrix} \quad (4-4)$$

رابطه نیرو-تغییر مکان برای کل سیستم بر حسب درجات آزادی مستقل نقاط مبنا که مرکز جرم فرض شده است، به صورت زیر خواهد بود :

$$[K][\Delta] = [F] \quad (5-4)$$

در معادله فوق $[F]$ ، $[\Delta]$ ، به ترتیب بردار تغییر مکان های مستقل مرکز جرم و بردار بارگذاری جانبی در مرکز جرم مطابق روابط (3-3) و (3-3) و $[K]$ ماتریس سختی کل سیستم بر حسب درجات آزادی تعریف شده در محل نقاط مبنا در طبقات مختلف می باشند. بنابراین ماتریس سختی کل سیستم سازه

$[K]$ ، از مرتبه $3n$ است و از جمع ماتریس سختی $[K_i]$ عناصر مقاوم سازه بدست می آید و بوسیله رابطه زیر بیان می شود :

(۴-۶)

$$[K] = \begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] & [K_{x\theta}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] & [K_{y\theta}] \\ [K_{x\theta}] & [K_{\theta y}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix}$$

زیر ماتریس های مختلف ماتریس سختی کل از جمع ماتریس سختی عناصر مقاوم سازه (قابها، دیوار برشی، مهاربندها، ...) به طریق زیر قابل بیان می باشد:

$$[K_{xx}] = \sum_i [K_{xi}]$$

$$[K_{yy}] = \sum_i [K_{yi}]$$

$$[K_{x\theta}] = [K_{\theta x}] = -\sum_i [Y_i] [K_{xi}] \quad (۴-۷)$$

$$[K_{y\theta}] = [K_{\theta y}] = \sum_i [X_i] [K_{yi}]$$

$$[K_{\theta\theta}] = \sum_i [Y_i] [K_{xi}] [Y_i] + \sum_i [X_i] [K_{yi}] [X_i]$$

$$[K_{xy}] = [K_{yx}]^T = \sum_i [K_{xy,i}]$$

که در آن :

X_i : فاصله نقطه مبنا (مرکز جرم) تا عضو مقاوم i ام درجهت y با ماتریس سختی جانبی K_{yi} و
 Y_i : فاصله نقطه مبنا (مرکز جرم) تا عضو مقاوم i ام درجهت x با ماتریس سختی جانبی K_{xi} می باشند. برای تعیین مختصات نقاط مرکز سختی یک بار دیگر معادلات تعادل را نسبت به درجه آزادی \tilde{U} در مرکز سختی می نویسیم:

$$[\tilde{K}][\tilde{U}] = [\tilde{F}] \quad (۸-۴)$$

ماتریس سختی $[\tilde{K}]$ با توجه به درجات آزادی $\tilde{\Delta}^T = \langle \tilde{\Delta}_x \quad \tilde{\Delta}_y \quad \theta \rangle$ در محل مرکز سختی می باشد که

با ماتریس سختی کل $[K]$ تعریف شده در نقاط مرجع با درجات آزادی $\Delta^T = \langle \Delta_x \quad \Delta_y \quad \theta \rangle$

مطابق زیر مرتبط است :

$$[\tilde{K}] = [\tilde{a}]^T [K] [\tilde{a}] \quad (۹-۴)$$

که در آن ماتریس $[\tilde{a}]$ ماتریس تبدیل $\{U\}$ به $\{\tilde{U}\}$ می باشد.

$$U = \begin{Bmatrix} \{\Delta_x\} \\ \{\Delta_y\} \\ \{\theta\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [I] & [0] & [Y_R] \\ [0] & [I] & -[X_R] \\ [0] & [0] & [I] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\tilde{\Delta}_x\} \\ \{\tilde{\Delta}_y\} \\ \{\tilde{\theta}\} \end{Bmatrix} \quad (۱۰-۴)$$

بنابراین با جایگذاری رابطه در ماتریس سختی کل سیستم سازه در محل مرکز سختی طبقات به

صورت زیر قابل بیان می باشد:

$$[\tilde{K}] = \begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] & [K_{xx}][Y_R] - [K_{xy}][X_R] + [K_{x\theta}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] & [K_{yx}][Y_R] - [K_{yy}][X_R] + [K_{y\theta}] \\ [K_{xx}] + [Y_R][K_{xx}] - [X_R][K_{yx}] & [K_{yy}] + [Y_R][K_{xy}] - [X_R][K_{yy}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \quad (۱۱-۴)$$

که در آن:

$$[\tilde{K}_{\theta\theta}] = [K_{\theta\theta}] + 2[K_{\theta x}][Y_R] - 2[K_{\theta y}][X_R] + [K_{xx}][Y_R][Y_R] - 2[K_{xy}][X_R][Y_R] + [K_{yy}][X_R][X_R] \quad (۱۲-۴)$$

بردارهای $[X_R]$, $[Y_R]$ نمایشگر مختصات محل قرارگیری مرکز سختی در طبقات مختلف سازه می

باشند. محل قرارگیری مرکز سختی در هر یک از طبقات را می توان به صورت مختصات X, Y هر

یک از این نقاط نسبت به نقطه مبنایی که در همان طبقه تعریف شده است بیان نمود.

بنابراین در یک سازه n طبقه $[X_R]$, $[Y_R]$ به شرح زیر می باشند:

$$[X_R] = \begin{bmatrix} X_{R_1} \\ X_{R_2} \\ X_{R_3} \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ X_{R_{t_n}} \end{bmatrix} \quad [Y_R] = \begin{bmatrix} Y_{R_1} \\ Y_{R_2} \\ Y_{R_3} \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ Y_{R_n} \end{bmatrix} \quad (۴-)$$

(۱۳)

با توجه به تعریفی که از مقدمه این فصل از مرکز سختی ارائه شد اگر فقط بردار بارگذاری جانبی در محل مرکز سختی طبقات اعمال شود یعنی $\tilde{F}_\theta = 0$ آنگاه تغییر مکان سیستم انتقالی می باشد یعنی $\tilde{U}_\theta = 0$ بنابراین اگر بردار بارگذاری جانبی نظیر $[F]$ به شکل رابطه در محل مراکز سختی در طبقات مختلف بروی کل سیستم سازه اثر نماید بردار تغییر مکان های مستقل کل سیستم سازه به صورت رابطه (۴-۱۴) خواهد بود:

$$[F] = \begin{bmatrix} V_{x1} \\ V_{x2} \\ \vdots \\ V_{xn} \\ \hline V_{y1} \\ V_{y2} \\ \vdots \\ V_{yn} \\ \hline 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [V_x] \\ [V_y] \\ [0] \end{bmatrix} \quad [\Delta] = \begin{bmatrix} \Delta_{x1} \\ \Delta_{x2} \\ \vdots \\ \Delta_{xn} \\ \hline \Delta_{y1} \\ \Delta_{y2} \\ \vdots \\ \Delta_{yn} \\ \hline 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [\Delta_x] \\ [\Delta_y] \\ [0] \end{bmatrix} \quad (۴-۱۴)$$

با جایگذاری روابط (۴-۱۱) و (۴-۱۴) در رابطه (۴-۸) خواهیم داشت:

$$\begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] \\ [K_{\theta x}] + [Y_R][K_{xx}] - [X_R][K_{yx}] & [K_{\theta y}] + [Y_R][K_{xy}] - [X_R][K_{yy}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [\Delta_x] \\ [\Delta_y] \\ [0] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [V_x] \\ [V_y] \\ [0] \end{bmatrix} \quad (15-4)$$

از حل دستگاه معادلات فوق نتیجه می شود که:

$$[K_{xx}][\Delta_x] + [K_{xy}][\Delta_y] = [V_x] \quad (16-4)$$

$$[K_{yx}][\Delta_x] + [K_{yy}][\Delta_y] = [V_y] \quad (17-4)$$

$$([K_{\theta x}] + [Y_R][K_{xx}] - [X_R][K_{yx}])[\Delta_x] + ([K_{\theta y}] + [Y_R][K_{xy}] - [X_R][K_{yy}])[\Delta_y] = [0] \quad (18-4)$$

با توجه به روابط (16-4) و (17-4) رابطه (18-4) به صورت زیر تبدیل می شود :

$$[Y_R][V_x] - [X_R][V_y] + [K_{\theta x}][\Delta_x] + [K_{\theta y}][\Delta_y] = [0] \quad (19-4)$$

با حل همزمان معادلات (16-4) و (17-4) خواهیم داشت :

$$[V_x] - [K_{xy}][\Delta_y] = [K_{xx}][\Delta_x] \rightarrow [\Delta_x] = [V_x][K_{xx}]^{-1} - [K_{xy}][\Delta_y][K_{xx}]^{-1} \quad (20-4)$$

$$[V_y] - [K_{yy}][\Delta_y] = [K_{yx}][\Delta_x] \rightarrow [\Delta_x] = [V_y][K_{yx}]^{-1} - [K_{yy}][\Delta_y][K_{yx}]^{-1} \quad (21-4)$$

$$(20-4), (21-4) \rightarrow [V_x][K_{xx}]^{-1} - [K_{xy}][\Delta_y][K_{xx}]^{-1} = [V_y][K_{yx}]^{-1} - [K_{yy}][\Delta_y][K_{yx}]^{-1}$$

$$(22-4) \rightarrow [\Delta_y] \left([K_{yy}][K_{yx}]^{-1} - [K_{xy}][K_{xx}]^{-1} \right) = [V_y][K_{yx}]^{-1} - [V_x][K_{xx}]^{-1} \quad (23-4)$$

$$\rightarrow [\Delta_y] = \frac{([V_y][K_{yx}]^{-1} - [V_x][K_{xx}]^{-1})}{([K_{yy}][K_{yx}]^{-1} - [K_{xy}][K_{xx}]^{-1})} \quad (24-4)$$

و به همین ترتیب بدست می آید :

$$[\Delta_x] = \frac{([V_x][K_{xy}]^{-1} - [V_y][K_{yy}]^{-1})}{([K_{xx}][K_{xy}]^{-1} - [K_{yx}][K_{yy}]^{-1})^{-1}} \quad (25-4)$$

با جایگذاری روابط (۲۴-۴) و (۲۵-۴) در رابطه (۱۹-۴) خواهیم داشت :

$$[X_R][V_y] - [Y_R][V_x] = \frac{[K_{\theta x}][V_x][K_{xy}]^{-1} - [V_y][K_{yy}]^{-1}}{([K_{xx}][K_{xy}]^{-1} - [K_{yx}][K_{yy}]^{-1})^{-1}} + \frac{[K_{\theta y}][V_y][K_{yx}]^{-1} - [V_x][K_{xx}]^{-1}}{([k_{yy}][K_{yx}]^{-1} - [K_{xy}][K_{xx}]^{-1})^{-1}} \quad (26-4)$$

$$\begin{Bmatrix} X_{R1} \cdot V_{y1} \\ X_{R2} \cdot V_{y2} \\ \vdots \\ X_{Rn} \cdot V_{yn} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} Y_{R1} \cdot V_{x1} \\ Y_{R2} \cdot V_{x2} \\ \vdots \\ Y_{Rn} \cdot V_{xn} \end{Bmatrix} = \frac{[K_{\theta x}][V_x][K_{xy}]^{-1} - [V_y][K_{yy}]^{-1}}{([K_{xx}][K_{xy}]^{-1} - [K_{yx}][K_{yy}]^{-1})^{-1}} + \frac{[K_{\theta y}][V_y][K_{yx}]^{-1} - [V_x][K_{xx}]^{-1}}{([k_{yy}][K_{yx}]^{-1} - [K_{xy}][K_{xx}]^{-1})^{-1}} \quad (27-4)$$

می دانیم که بارگذاری جانبی وارد بر کل سازه (که عموماً بارگذاری باد و یا زلزله می باشد) معمولاً به صورت همزمان در هر دو جهت اصلی X, Y صورت نمی پذیرد و در هر شرایط فقط در یکی از این دو جهت، بارگذاری جانبی روی سازه وجود دارد. بنابراین بارگذاری جانبی روی سازه در محل مراکز سختی را می توان در راستای دو جهت اصلی X, Y به صورت مجزا از هم و به شکل زیر (در محل مرکز سختی) در نظر گرفت. کل سیستم را در دو مرحله جداگانه تحت تاثیر بارگذاری های $[F_x]$ و $[F_y]$ قرار داده و به ترتیب بردارهای $[X_R]$ و $[Y_R]$ را بدست می آوریم. ابتدا کل سیستم را تحت بارگذاری $[F_x]$ قرار می دهیم:

$$\begin{Bmatrix} X_{R1} \cdot V_{y1} \\ X_{R2} \cdot V_{y2} \\ \vdots \\ X_{Rn} \cdot V_{yn} \end{Bmatrix} = \frac{[K_{\theta y}][V_y][K_{yx}]^{-1} - [V_x][K_{xx}]^{-1}}{([k_{yy}][K_{yx}]^{-1} - [K_{xy}][K_{xx}]^{-1})^{-1}} \rightarrow \quad (28-4)$$

$$(29-4)$$

$$X_{Ri} = \frac{[K_{\theta y}][V_y][K_{yx}]^{-1} - [V_x][K_{xx}]^{-1}}{([k_{yy}][K_{yx}]^{-1} - [K_{xy}][K_{xx}]^{-1})^{-1}} V_{yi}$$

در رابطه بالا منظور از عبارت صورت کسر در واقع مولفه سطر i ام حاصل این عبارت ماتریسی می باشد و به ترتیب فوق با در نظر گرفتن بردار بارگذاری در جهت X ، مولفه Y مرکز سختی بدست خواهد آمد:

$$\begin{cases} Y_{t1} \cdot V_{x1} \\ Y_{t2} \cdot V_{x2} \\ \vdots \\ Y_{tm} \cdot V_{xm} \end{cases} = \frac{[K_{\theta x}][V_x][K_{xy}]^{-1} - [V_y][K_{yy}]^{-1}}{([K_{xx}][K_{xy}]^{-1} - [K_{yx}][K_{yy}]^{-1})^{-1}} \rightarrow \quad (30-4)$$

$$Y_{ti} = \frac{[K_{\theta y}][V_y][K_{yx}]^{-1} - [V_x][K_{xx}]^{-1}}{([k_{yy}][K_{yx}]^{-1} - [K_{xy}][K_{xx}]^{-1})^{-1}} V_{xi} \quad (31-4)$$

۴-۴- تعیین محل مرکز سختی در سازه های چند طبقه متشکل از عناصر مقاوم متعامد

برای تعیین محل مرکز سختی در سازه های چند طبقه ای که شامل عناصر مقاوم متعامد باشند همانند روش قبل عمل خواهد شد. تنها فرقی که در این حالت وجود دارد این است که ماتریس سختی سازه در این حالت متفاوت می باشد. در واقع این حالت، حالت ساده تر روش قبل می باشد. جهت ارزیابی دقیق تر از روش پیشنهادی، در این حالت معادلات تعادل را حول مرکز سختی می نویسیم و برای یافتن موقعیت مراکز سختی، معادلات تعادل حول مرکز سختی را به مرکز جرم انتقال خواهیم داد.

با توجه به تعریفی که در مقدمه این فصل از مرکزسختی ارائه شد بدیهی است که در هر یک از طبقات سازه می توان نقطه ای را به عنوان مرکز سختی تعیین نمود و محل قرار گیری مرکز سختی این طبقات را می توان به صورت مختصات X, Y هر یک از این نقاط نسبت به نقطه مبنایی که در همان طبقه تعریف شده است بیان نمود. بنابراین مثلا در یک سازه n طبقه بردارهای $[X_R]$, $[Y_R]$ مطابق تعریف زیر می توانند نمایشگر مختصات محل قرارگیری مرکز سختی در طبقات مختلف سازه باشند:

$$[X_R] = \begin{bmatrix} X_{R_1} \\ X_{R_2} \\ X_{R_3} \\ \vdots \\ \vdots \\ X_{R_n} \end{bmatrix} \quad [Y_R] = \begin{bmatrix} Y_{R_1} \\ Y_{R_2} \\ Y_{R_3} \\ \vdots \\ \vdots \\ Y_{R_n} \end{bmatrix}$$

بنابراین برای تعیین مختصات محل مرکز سختی در طبقات مختلف یک سازه باید نشان دهیم که مطابق تعریف اگر بردار بارگذاری نظیر $[F]$ به شکل زیر :

$$[F] = \begin{bmatrix} v_{x1} \\ v_{x2} \\ \cdot \\ \cdot \\ v_{xn} \\ \hline v_{y1} \\ v_{y2} \\ \cdot \\ \cdot \\ v_{yn} \\ \hline 0 \\ 0 \\ \cdot \\ \cdot \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [v_x] \\ [v_y] \\ [0] \end{bmatrix}$$

(الف-٣-٤)

در محل مراکز سختی در طبقات مختلف بر روی کل سیستم سازه اثر نماید، بردار تغییر مکان های

مستقل کل سیستم سازه به صورت زیر خواهد بود:

$$[\Delta] = \begin{bmatrix} \Delta_{x_1} \\ \Delta_{y_1} \\ \vdots \\ \Delta_{x_n} \\ \hline \Delta_{y_1} \\ \Delta_{y_2} \\ \vdots \\ \Delta_{y_n} \\ \hline 0 \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [\Delta_x] \\ [\Delta_y] \\ [0] \end{bmatrix}$$

(۴-۴-الف)

همانگونه که قبلا هم ذکر شد بردار بارگذاری که مطابق رابطه (۴-۳-الف) تعریف گردیده مربوط به بارگذاری جانبی در جهات X, Y در محل مراکز سختی در طبقات مختلف سازه می باشد و واضح است که اگر این بردار بارگذاری را در هر طبقه از محل مرکز سختی به محل نقطه مبنا در همان طبقه انتقال دهیم در این صورت بردار بارگذاری جدیدی نظیر $[F']$ به شکل زیر مطرح خواهد شد:

$$[F'] = \begin{bmatrix} [V_x] \\ [V_y] \\ [M_t] \end{bmatrix} \quad (۴-۳۲)$$

در رابطه فوق، $[M_t]$ بردار لنگرهای پیچشی حول محور قائم است که ناشی از انتقال محل تاثیر نیروهای جانبی از مرکز سختی به نقطه مبنا در کف هر طبقه می باشد و دارای مولفه های به صورت زیر خواهد بود:

$$[M_t] = \begin{bmatrix} V_{y_1} X_{t_1} \\ V_{y_2} X_{t_2} \\ \vdots \\ V_{y_n} X_{t_n} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} V_{x_1} Y_{t_1} \\ V_{x_2} Y_{t_2} \\ \vdots \\ V_{x_n} Y_{t_n} \end{bmatrix} \quad (۳۳-۴)$$

از طرف دیگر، طبق تعریف مرکز سختی می دانیم که بردار تغییر شکل های مستقل سازه در اثر این بارگذاری در محل مراکز سختی برداری به صورت بردار $[\Delta]$ که در رابطه (۴-۴-الف) تعریف شده است می باشد. به دلیل اینکه بردار بارگذاری وارد بر کل سازه در طبقات مختلف را به محل نقاط مبنا منتقل نمودیم باید بردار تغییر مکان های مستقل سازه را نیز بر حسب تغییر مکان های همین نقاط مبنا بیان کرد. با توجه به صلبیت کف هر یک از طبقات می توان نشان داد که بردار تغییر مکان های مستقل سازه برای نقاط مبنا در این شرایط، بردار $[\Delta']$ مطابق تعریف زیر خواهد بود:

$$[\Delta'] = [\Delta] = \begin{bmatrix} [\Delta x] \\ [\Delta y] \\ [0] \end{bmatrix} \quad (۳۴-۴)$$

بنابراین در این حالت، رابطه نیرو-تغییر مکان برای کل سیستم سازه بر حسب درجات آزادی مستقل نقاط مبنا به صورت زیر خواهد بود:

$$[K'][\Delta'] = [F'] \quad (۳۵-۴)$$

در معادله فوق، $[K']$ ماتریس سختی کل سیستم سازه بر حسب درجات آزادی مستقل نقاط مبنا در طبقات مختلف می باشد. با توجه به دو رابطه (۳۲-۴) و (۳۴-۴) و با توجه به اینکه سازه مورد نظر فقط شامل عناصر مقاوم متعامد می باشد، رابطه (۴-۵) را می توان به صورت زیر نوشت:

$$\begin{bmatrix} [K_{xx}^*] & [0] \\ [0] & [K_{yy}^*] \\ [K_{\theta x}^*] & [K_{\theta y}^*] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [K_{x\theta}^*] \\ [K_{y\theta}^*] \\ [K_{\theta\theta}^*] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [\Delta_x] \\ [\Delta_y] \\ [0] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [V_x] \\ [V_y] \\ [M_t] \end{bmatrix} \quad (۳۶-۴)$$

از حل دستگاه معادلات فوق نتیجه می شود که :

$$[\Delta_y] = [K_{xx}^*]^{-1} [V_y] \quad (۳۷-۴)$$

$$[\Delta_x] = [K_{xx}^*]^{-1} [V_x] \quad (۳۸-۴)$$

$$[M_t] = [K_{\theta x}^*] [K_{xx}^*]^{-1} [V_x] + [K_{\theta y}^*] [K_{yy}^*]^{-1} [V_y] \quad (۳۹-۴)$$

رابطه (۳۹-۴) را با استفاده از رابطه (۳۳-۴) می توان به صورت زیر بسط داد :

$$\begin{bmatrix} V_{y_1} X_{t_1} \\ V_{y_2} X_{t_2} \\ \vdots \\ \vdots \\ V_{y_n} X_{t_n} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} V_{x_1} Y_{t_1} \\ V_{x_2} Y_{t_2} \\ \vdots \\ \vdots \\ V_{x_n} Y_{t_n} \end{bmatrix} = [K_{\theta x}^*] [K_{xx}^*]^{-1} [V_x] + [K_{\theta y}^*] [K_{yy}^*]^{-1} [V_y] \quad (۴۰-۴)$$

همانطور که از رابطه (۴۰-۴) نیز مشهود $[K_{yy}^*]$ ، $[K_{\theta y}^*]$ ، $[K_{\theta x}^*]$ ، $[K_{xx}^*]$ در رابطه (۴۰-۴)، ماتریس های

است، زیرماتریسهایی از ماتریس سختی کل سازه بوده و دارای مولفه های کاملا مشخصی می باشند

(نیز $[V_x]$ ، $[V_y]$ در رابطه مذکور هم چنین مولفه های بردارهای بارگذاری وارد بر کل سازه (بردارهای

دارای مقادیر معلومی می باشند.

دیده می شود که دستگاه معادلات (۴-۴۰) یک دستگاه معادلات خطی شامل n معادله و $2n$ مجهول (مقادیر مولفه های بردار های $[Y_R]$, $[X_R]$) می باشد بنابراین واضح است که به ازای هر بردار بارگذاری جانبی دلخواه $[V_y]$, $[V_x]$ که روی سازه اعمال می شود می توان در طبقات مختلف سازه نقاط متعددی را بعنوان مراکز سختی در آن طبقه معرفی نمود.

شکل دستگاه معادلات (۴-۴۰) بگونه ای است که نشان می دهد می توان شرایطی ایجاد کرد که مختصات محل مرکز سختی در هر جهت فقط وابسته به بارگذاری جانبی در یک جهت خاص باشد. به این منظور باید ضرائب مولفه های بارگذاری جانبی در جهات y, x در دو طرف رابطه (۴-۴۰) بطور نظیر به نظیر باهم مساوی باشند یعنی :

$$\begin{bmatrix} V_{y_1} X_{t_1} \\ V_{y_2} X_{t_2} \\ \vdots \\ V_{y_n} X_{t_n} \end{bmatrix} = [K_{\theta y}^*] [K_{yy}^*]^{-1} [V_y] \quad (4-41)$$

$$\begin{bmatrix} V_{x_1} Y_{t_1} \\ V_{x_2} Y_{t_2} \\ \vdots \\ V_{x_n} Y_{t_n} \end{bmatrix} = - [K_{\theta x}^*] [K_{xx}^*]^{-1} [V_x] \quad (4-42)$$

ملاحظه می شود که دو رابطه فوق در واقع دو دستگاه معادلات خطی مجزا هستند که هر کدام به تنهایی شامل n معادله و n مجهول بوده و مجهولات دستگاه معادلات (۴-۴۰) مقادیر $x_{t_1}, x_{t_2}, \dots, x_{t_n}$ و مجهولات دستگاه معادلات $y_{t_1}, y_{t_2}, \dots, y_{t_n}$ می باشند. شکل عمومی این دو دستگاه معادلات بگونه ای است که به تنهایی با حل هر یک از معادلات موجود در این دستگاهها می توان مقدار یکی از مجهولات x_{t_i}, y_{t_i} را بصورت زیر بدست آورد :

$$y_{ii} = \frac{\left([K_{\theta x}^*] [K_{xx}^*]^{-1} [V_x] \right)_i}{-V_{x_i}} \quad (43-4)$$

$$x_{ii} = \frac{\left([K_{\theta y}^*] [K_{yy}^*]^{-1} [V_y] \right)_i}{-V_{y_i}} \quad (44-4)$$

دو رابطه بالا، منظور از $\left([K_{\theta x}^*] [K_{xx}^*]^{-1} [V_x] \right)_i$ و $\left([K_{\theta y}^*] [K_{yy}^*]^{-1} [V_y] \right)_i$ در واقع مولفه سطر i ام هر یک از این عبارات ماتریسی می باشد. این دو رابطه نشان می دهند که مختصات محل مرکز سختی در هر طبقه علاوه بر مشخصات فیزیکی و هندسی کل سیستم سازه که در زیر ماتریس های وجود دارد به مقدار عددی بارهای جانبی وارد بر سازه نیز بستگی دارد. یعنی مثلا مولفه x مختصات مرکز سختی در هر طبقه مطابق رابطه (44-4) دقیقا به بردار بارگذاری جانبی وارد بر سازه در جهت y یعنی $[V_y]$ بستگی دارد به عبارت دقیق تر به علت اینکه کلیه مولفه های بردار بارگذاری در جهت Y در صورت عبارت کسری رابطه (44-4) وجود دارند و در عین حال فقط یکی از مولفه های این بردار بارگذاری در مخرج رابطه مذکور قرار دارند می توان گفت که مولفه X مختصات مرکز سختی در هر طبقه دقیقا به نسبت بین بارهای جانبی وارد بر سازه در جهت Y بستگی دارد. به همین ترتیب عینا می توان نشان داد که مولفه X مختصات مرکز سختی در هر طبقه دقیقا به نسبت بین بارهای جانبی وارد بر سازه در جهت X بستگی دارد.

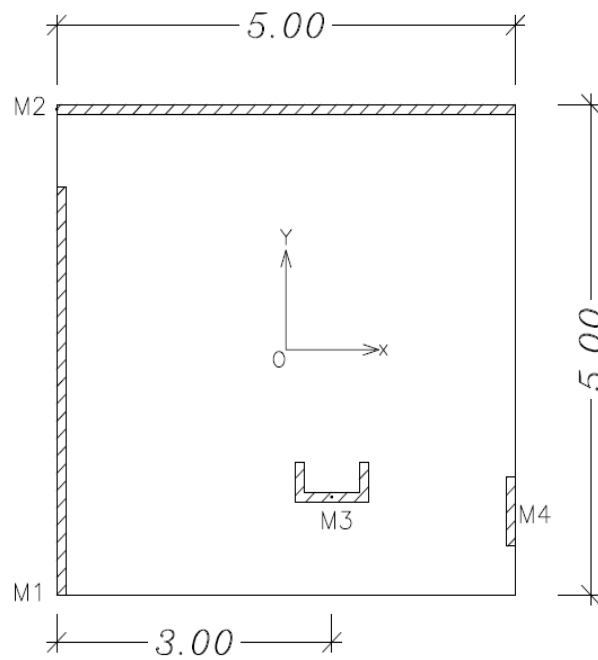
بنابراین نتیجه ای که از این قسمت حاصل می شود این است که بر خلاف سازه های یک طبقه که در آنها قادر به تعیین نقطه ای به عنوان مرکز سختی بودیم که مستقل از بارگذاری جانبی وارد بر سازه باشد، در سازه های چند طبقه نقطه ای که به عنوان مرکز سختی در طبقات مختلف سازه شناسایی می شود الزاما وابسته به نسبت بین بارهای جانبی وارد بر سازه خواهد بود.

۴-۵- مثال های کاربردی

مثال ۳-۱- تعیین محل مرکز سختی در سازه های یک طبقه شامل عناصر مقاوم متعامد

در این قسمت یک سازه یک طبقه ای را که شامل کف صلب بوده و نحوه قرارگیری عناصر مقاوم در

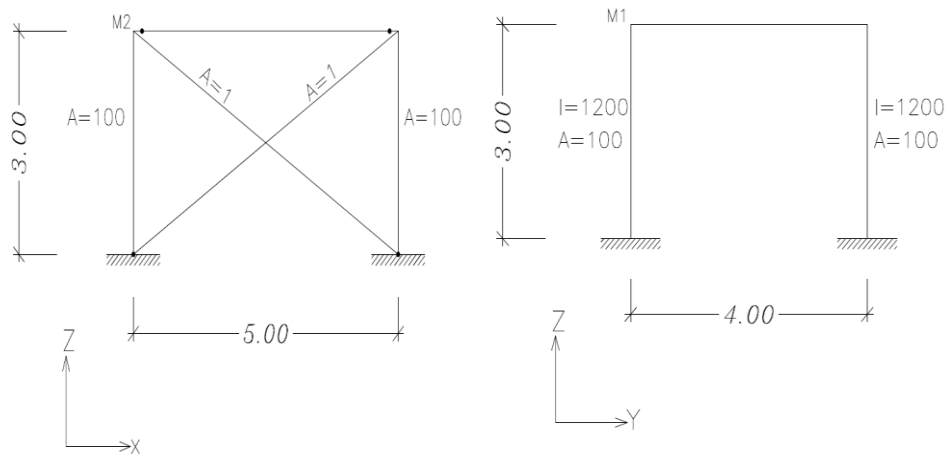
این کف صلب مطابق شکل (۴-۱) می باشد در نظر می گیریم .



شکل ۴-۱ محل قرارگیری عناصر مقاوم در پلان ساختمان یک طبقه

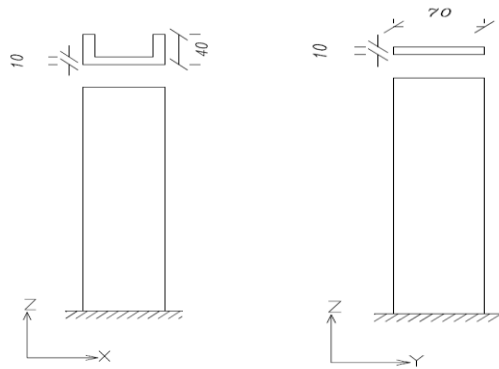
فرض کنیم که هر یک از عناصر مقاوم این سازه دارای مشخصات فیزیکی و هندسی به شرح زیر

باشند:



عضو مقاوم ۲

عضو مقاوم ۱



عضو مقاوم ۳

عضو مقاوم ۴

$$E = 2 \times 10^5$$

شکل ۲-۴-مشخصات عناصر مقاوم برابر ساختمان یک طبقه

برای هر یک از اعضای مقاوم فوق نقاط M_1, M_2, M_3, M_4 را که در شکل (۲-۴) نشان داده شده اند

به عنوان نقطه مرجع مقاوم مذکور در نظر می گیریم.

با توجه به مشخصات و راستای قرارگیری هر یک از اعضای مقاوم و با توجه به محل قرارگیری نقطه

مرجع در روی هر یک از این اعضا، می توان ماتریس سختی متراکم شده این اعضا در برابر بارهای

جانبی (نیروهای جانبی در راستای محورهای x, y و لنگر پیچشی حول محور z) را بدست آورد. به این

ترتیب برای هر یک از اعضای مقاوم مقادیر مولفه های سختی در راستای هر یک از درجات آزادی مستقل عضو مذکور (J_i, R_{xi}, R_{yi}) بصورت زیر بدست خواهند آمد.

مولفه های سختی	R_x (kg/cm)	R_y (kg/cm)	J (kg.cm)
عضو مقاوم أم			
عضو مقاوم ۱	0	103.707	0
عضو مقاوم ۲	503.721	0	0
عضو مقاوم ۳	259.266	41.957	103508.953
عضو مقاوم ۴	1.296	63.517	54442.508

اگر فرض کنیم بردار بارگذاری جانبی $[F]$ در نقطه ای مانند O که در شکل (۴-۱) نشان داده شده است به سازه اعمال شود و همین نقطه را هم به عنوان نقطه مبنا در نظر بگیریم، در این صورت مختصات نقاط مرجع اعضای مقاوم سازه نسبت به این نقطه مبنا عبارت خواهند بود از :

مختصات نقطه مرجع	X_i (cm)	Y_i (cm)
عضو مقاوم أم		
عضو مقاوم ۱	0	103.707
عضو مقاوم ۲	503.721	0
عضو مقاوم ۳	259.266	41.957
عضو مقاوم ۴	1.296	63.517

اکنون با استفاده از رابطه (۴-۷) و با توجه به مقادیر جداول می توان ماتریس سختی کل سازه را به شکل زیر تعیین نمود.

$$\sum R_{xi} = 503.721 + 259.266 + 1.296 = 764.283 \quad kg/cm$$

$$\sum R_{yi} = 103.707 + 41.957 + 63.517 = 209.181 \quad kg/cm$$

$$-\sum R_{xi} y_i = -(503.721)(300) - (259.266)(-100) - (1.296)(-80) = -125086.02 \quad kg$$

$$-\sum R_{yi} X_i = (103.77)(-300) + (41.957)(-100) + (63.517)(100) = -28956.1 \quad kg$$

$$\begin{aligned} (J_i + R_{xi} Y_i^2 + R_{yi} X_i^2) &= (103.77)(-300)^2 + (503.721)(300)^2 + (259.266)(-100)^2 \\ \sum &+ (41.957)(-100)^2 + 103508.953 + (1.296)(-80)^2 + (63.517)(100)^2 + 54 \\ &+ 54442.508 = 58482165.86 \quad kg.cm \end{aligned}$$

بنابراین ماتریس سختی کل این سازه بصورت زیر خواهد بود :

$$[k] = \begin{bmatrix} 764.283 & 0 & -125086.02 \\ 0 & 209.181 & -28956.1 \\ -125086.02 & -28956.1 & 58482165.86 \end{bmatrix}$$

بردار بارگذاری جانبی را که در محل نقطه مبنا به این سازه اثر می کند بصورت زیر در نظر می گیریم

$$[F] = \begin{bmatrix} 3000 \text{ kg} \\ 2000 \text{ kg} \\ 0 \text{ kg.cm} \end{bmatrix}$$

با توجه به اینکه سازه مورد نظر یک سازه یک طبقه است بنابراین مختصات مرکز سختی در صفحه سقف این طبقه مطابق روابط (۴-۴۳) و (۴-۴۴) بصورت زیر تعیین می شود :

$$x_{t1} = \frac{([K_{\theta y}^*][K_{yy}^*]^{-1}[V_y])_1}{-V_{y_i}} = [K_{\theta y}^*][K_{yy}^*]^{-1} = \frac{\sum [K_{yy}^*] X_i}{[K_{yy}^*]} = \frac{-28956.1}{209.181} = -138.42 \text{ cm}$$

$$y_{t1} = \frac{([K_{\theta x}^*][K_{xx}^*]^{-1}[V_x])_1}{-V_{x_1}} = [K_{\theta x}^*][K_{xx}^*]^{-1} = \frac{\sum [K_{xx}^*] Y_i}{[K_{xx}^*]} = \frac{125086.02}{764.283} = 163.66 \text{ cm}$$

بنابراین هر بردار بارگذاری جانبی که فقط شامل نیروهای افقی F_x, F_y باشد و در نقطه ای به

مختصات $(-138.42, 163.66)$ نسبت به نقطه مبنا به این سازه اثر کند هیچ چرخشی برای کل

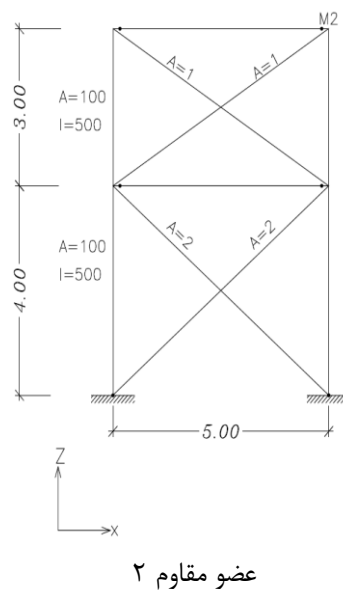
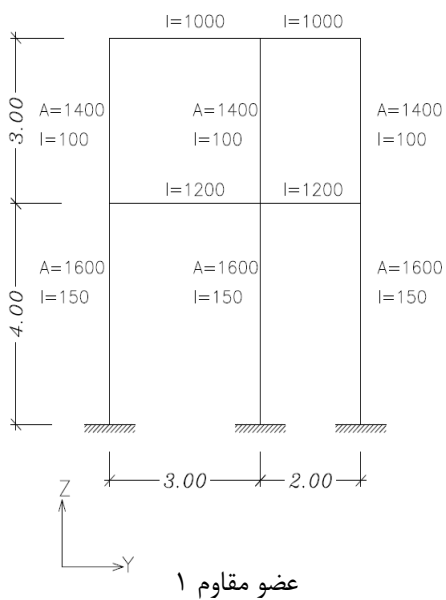
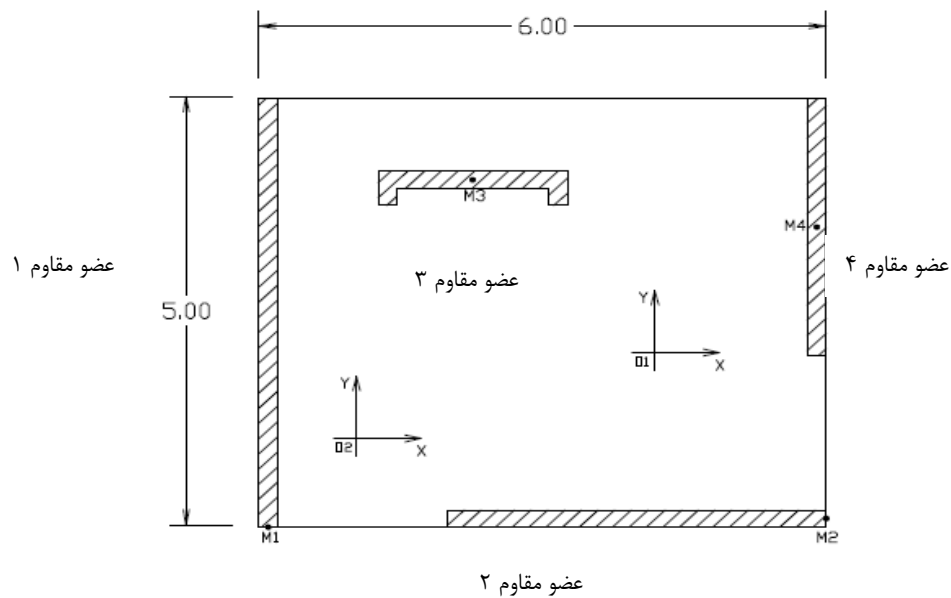
سیستم ایجاد نخواهد شد.

در واقع این "مرکز واحد" به محل استقرار و سختی عناصر مقاوم بستگی دارد، ولی به بارهای به کار برده شده هیچ وابستگی ندارد.

مثال ۳-۲- تعیین محل مرکز سختی در سازه های چند طبقه شامل عناصر مقاوم متعامد

در این مثال سازه دو طبقه ای را که شامل کف صلب بوده و نحوه قرارگیری عناصر مقاوم در پلان این

سازه مطابق شکل (۳-۴) می باشد، در نظر می گیریم.



شکل ۳-۴- محل قرارگیری عناصر مقاوم در پلان ساختمان دو طبقه

برای هر یک از اعضای مقاوم فوق نقاط M_4, M_3, M_2, M_1 را که در شکل (۴-۳) نشان داده شده اند در

هر طبقه به عنوان نقطه مرجع مقاوم مذکور در نظر می گیریم .

با توجه به مشخصات و راستای قرارگیری هر یک از اعضای مقاوم و با توجه به محل قرارگیری نقطه

مرجع در روی هر یک از این اعضا در طبقات مختلف می توان ماتریس سختی متراکم شده عناصر

مقاوم سازه در برابر بارهای جانبی را در دستگاه مختصات عمومی سازه مطابق تعریف رابطه

بصورت زیر بدست آورد:

$$[R_1] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 441.09 & -258.098 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -258.098 & 215.358 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[R_2] = \begin{bmatrix} 1294.711 & -520.418 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -520.418 & 509.635 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[R3] = \begin{bmatrix} -694.753 & -275.471 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -275.471 & 129.633 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 112.433 & -44.581 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -44.581 & 20.979 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 181126.608 & -103508.954 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -103508.954 & 103508.954 \end{bmatrix}$$

$$[R4] = \begin{bmatrix} 3.474 & -1.377 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1.377 & 0.648 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 170.207 & -67.488 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -67.488 & 31.759 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 95274.390 & -54442.511 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -54442.511 & 54442.511 \end{bmatrix}$$

اگر فرض کنیم بردار بارگذاری جانبی $[F]$ در طبقات اول و دوم سازه به ترتیب در نقاط O_1, O_2 که در شکل نشان داده شده اند به سازه اعمال شود و همین نقاط را هم در هر طبقه به عنوان نقطه مبنا در نظر بگیریم، در این صورت مختصات نقاط مرجع اعضای مقاوم سازه (که در هر دو طبقه مانند آنچه که در شکل ۳-۳ نشان داده شده است می باشند) نسبت به نقطه مبنای تعریف شده در هر طبقه عبارت خواهند بود از :

مختصات نقطه مرجع عضو مقاوم أم	طبقه اول		طبقه دوم	
	$X_{1i}(\text{cm})$	$Y_{1i}(\text{cm})$	$X_{2i}(\text{cm})$	$Y_{2i}(\text{cm})$
نسبت به نقطه مبنا				
عضو مقاوم ۱	-400	-300	-100	-100
عضو مقاوم ۲	200	-300	500	-100
عضو مقاوم ۳	-200	100	100	300
عضو مقاوم ۴	200	100	500	300

اکنون با استفاده از مجموع روابط (۴-۷) و با توجه به مقادیر ماتریس های سختی [R1]، [R2]، [R3]،
 [R4] و با توجه به مقادیر مندرج در جدول می توان مولفه های ماتریس سختی کل سازه را به شکل
 زیر تعیین نمود:

$$K_{x_1x_1}^* = 1294.711 + 694.753 + 3.474 = 1992.938 \quad kg/cm$$

$$K_{x_1x_2}^* = -520.418 - 275.471 - 1.377 = -797.266 \quad kg/cm$$

$$K_{x_2x_1}^* = K_{x_1x_2}^* = -797.266 \quad kg/cm$$

$$K_{x_2x_2}^* = 509.635 + 129.633 + 0.648 = 639.916 \quad kg/cm$$

$$K_{x_1y_1}^* = K_{x_1y_2}^* = K_{x_2y_1}^* = K_{x_2y_2}^* = 0 \quad kg/cm$$

$$K_{y_1x_1}^* = K_{y_2x_1}^* = K_{y_1x_2}^* = K_{y_2x_2}^* = 0 \quad kg/cm$$

$$K_{y_1x_1}^* = K_{y_2x_1}^* = K_{y_1x_2}^* = K_{y_2x_2}^* = 0 \quad kg/cm$$

$$K_{y_1y_1}^* = 441.099 + 112.433 + 170.207 = 723.739 \quad kg/cm$$

$$K_{y_1y_2}^* = -254.098 - 44.580 - 67.488 = -366.166 \quad kg/cm$$

$$K_{y_2y_1}^* = K_{y_1y_2}^* = -366.166 \quad kg/cm$$

$$K_{y_2y_2}^* = 215.358 + 20.979 + 31.759 = 268.096 \quad kg/cm$$

$$K_{x_1\theta_1}^* = (1294.711)(300) + (694.735)(-100) + (3.474)(-100) = 318590.6 \quad kg$$

$$K_{x_1\theta_2}^* = (-520.418)(100) + (-275.471)(-300) + (1.377)(-300) = 31012.6 \quad kg$$

$$K_{x_2\theta_1}^* = (-520.418)(300) + (-275.471)(-100) + (-1.377)(-100) = -128440.6 \quad kg$$

$$K_{x_2\theta_2}^* = (509.635)(100) + (129.633)(-300) + (0.648)(-300) = 11879.2 \quad kg$$

$$K_{\theta_1x_1}^* = K_{x_1\theta_1}^* = 318590.6 \quad kg$$

$$K_{\theta_1x_2}^* = K_{x_2\theta_1}^* = -128440.6 \quad kg$$

$$K_{\theta_2x_1}^* = K_{x_1\theta_2}^* = 31012.6 \quad kg$$

$$K_{\theta_2x_2}^* = K_{x_2\theta_2}^* = 11879.2 \quad kg$$

$$K_{y_1\theta_1}^* = (441.099)(-400) + (112.433)(-200) + (170.207)(200) = -164884.8 \quad kg$$

$$K_{y_1\theta_2}^* = (-254.098)(-100) + (-44.580)(100) + (-67.488)(500) = -12792.2 \quad kg$$

$$K_{y_2\theta_1}^* = (-254.098)(-400) + (-44.580)(-200) + (-67.488)(200) = 97057.6 \quad kg$$

$$K_{y_2\theta_2}^* = (215.358)(-100) + (20.979)(100) + (31.759)(500) = -3558.4 \quad kg$$

$$K_{\theta_1y_1}^* = K_{y_1\theta_1}^* = -164884.8 \quad kg$$

$$K_{\theta_1y_2}^* = K_{y_2\theta_1}^* = 97057.6 \quad kg$$

$$K_{\theta_2y_1}^* = K_{y_1\theta_2}^* = -12792.2 \quad kg$$

$$K_{\theta_2y_2}^* = K_{y_2\theta_2}^* = -3558.4 \quad kg$$

$$\begin{aligned} K_{\theta_1\theta_1}^* &= (1294.711)(-300)(-300) + (694.753)(100)(100) + (3.474)(100)(100) \\ &+ (441.099)(-400)(-400) + (112.433)(-200)(-200) + (170.207)(200)(200) + (181126.608) \\ &+ (95274.390) = 2056641.1 \quad kg.cm \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{\theta_1\theta_2}^* &= (-520.418)(-300)(-100) + (-275.471)(100)(300) + (-1.377)(100)(300) \\ &+ (-254.098)(-400)(-100) + (-44.580)(-200)(100) + (-67.488)(200)(500) + (-103508.954) \\ &+ (-54442.511) = -40097051.4 \quad kg.cm \end{aligned}$$

$$K_{\theta_2\theta_1}^* = K_{\theta_1\theta_2}^* = -40097051.4 \quad kg.cm$$

$$\begin{aligned} K_{\theta_2\theta_2}^* &= (509.635)(-100)(-100) + (129.633)(300)(300) + (0.648)(300)(300) + (215.358)(-100) \\ &+ (215.358)(-100)(-100) + (20.979)(100)(100) + (31.759)(500)(500) + (103.508) \\ &+ (54442.511) = 27282711.47 \quad kg.cm \end{aligned}$$

بنابراین نهایتاً ماتریس سختی کل این سازه را می توان به صورت زیر نمایش داد :

$$[K]=\begin{bmatrix} 1992.938 & -797.266 & 0 & 0 & 318590.6 & 31012.6 \\ -797.266 & 639.916 & 0 & 0 & -128440.6 & 11879.2 \\ 0 & 0 & 723.739 & -366.166 & -164884.8 & -127922 \\ 0 & 0 & -366.166 & 268.096 & 97057.6 & -3558.4 \\ 318590.6 & -128440.6 & -164884.8 & 97057.6 & 2056641.1 & -400970514 \\ 31012.6 & 11879.6 & -12792.2 & -35584 & -400970514 & 2728711.47 \end{bmatrix}$$

برای تعیین مختصات محل مرکز سختی در طبقات مختلف سازه باید یک بردار بارگذاری جانبی خالص (یعنی بدون لنگرهای پیچشی حول محور قائم) بصورت دلخواه در نظر گرفت و درکف هر یک از طبقات سازه نقاطی را یافت که اگر بردار بارگذاری جانبی مذکور در هر طبقه به همان نقطه اعمال شود، هیچ پیچشی برای کل سازه به وقوع نپیوندد، در این مثال بارگذاری جانبی خالص وارد بر کل سیستم سازه را مطابق رابطه (۳-۴) بصورت زیر در نظر می گیریم :

$$[F]=\begin{bmatrix} 600 \text{ kg} \\ 750 \text{ kg} \\ 1000 \text{ kg} \\ 1200 \text{ kg} \\ 0 \text{ kg.cm} \\ 0 \text{ kg.cm} \end{bmatrix}$$

اکنون با استفاده از رابطه (۴-۴۰) می توان مختصات مراکز سختی در طبقات مختلف سازه را پیدا کرد. با توجه به مولفه های تشکیل دهنده بردار بارگذاری جانبی [F] وماتریس سختی کل سیستم سازه [K]، رابطه (۴-۴۰) بصورت زیر بسط داده می شود:

$$\begin{bmatrix} 1000X_{t1} \\ 1200X_{t2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 600Y_{t1} \\ 750Y_{t2} \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} 318590.6 & -128440.6 \\ 31012.6 & 11879.2 \end{bmatrix} \left(\begin{bmatrix} 1992.938 & -797.266 \\ -797.266 & 639.916 \end{bmatrix} \right)^{-1} \begin{bmatrix} 600 \\ 750 \end{bmatrix}$$

$$+ \begin{bmatrix} -164884.8 & 97057.6 \\ -12792.2 & -3558.4 \end{bmatrix} \left(\begin{bmatrix} 723.739 & -366.166 \\ -366.166 & 268.096 \end{bmatrix} \right)^{-1} \begin{bmatrix} 1000 \\ 1200 \end{bmatrix}$$

مطابق آنچه که در قسمت نشان داده شد، از بین نقاط فوق الذکر که به عنوان مرکز سختی شناسایی شده اند می توان مجموعه نقاطی را مطابق روابط (۴-۴۱) و (۴-۴۲) به عنوان مرکز سختی تعیین نمود که هر یک از مولفه های مختصات آنها فقط به یک جهت بارگذاری های وارد بر سازه ارتباط داشته باشد یعنی

$$\begin{bmatrix} 1000X_{t1} \\ 1200X_{t2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 318590.6 & -128440.6 \\ 31012.6 & 11879.2 \end{bmatrix} \left(\begin{bmatrix} 1992.938 & -797.266 \\ -797.266 & 639.916 \end{bmatrix} \right)^{-1} \begin{bmatrix} 1000 \\ 1200 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 600Y_{t1} \\ 750Y_{t2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -164884.8 & 97057.6 \\ -12792.2 & -3558.4 \end{bmatrix} \left(\begin{bmatrix} 723.739 & -366.166 \\ -366.166 & 268.096 \end{bmatrix} \right)^{-1} \begin{bmatrix} 600 \\ 750 \end{bmatrix}$$

بنابراین می توان گفت:

$$\begin{bmatrix} 1000X_{t1} \\ 1200X_{t2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -144.5402 & 164.6123 \\ -78.9356 & -121.0832 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1000 \\ 1200 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 600Y_{t1} \\ 750Y_{t2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -158.6261 & 3.0839 \\ -45.8297 & -75.6625 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 600 \\ 750 \end{bmatrix}$$

همانطور که دو معادله فوق نشان می دهند، مولفه های مختصات محل مراکز سختی در طبقات اول و دوم این سازه به مقدار مولفه های بارگذاری وارد بر سازه وابسته می باشند ولی این وابستگی به گونه ای است که مقدار مولفه های مختصات مراکز سختی دقیقاً به نسبت بین بارهای وارد بر سازه در

راستای Y بین طبقه دوم و اول مانند این مثال برابر با $1.2 = \frac{1200}{1000}$ باشد در این صورت :

$$X_{t1} = 52.99 \text{ cm} \quad , \quad X_{t2} = -186.867 \text{ cm}$$

و همچنین اگر نسبت بین بارهای وارد بر سازه در راستای X بین طبقه دوم و اول مانند این مثال برابر

با $1.25 = \frac{750}{600}$ باشد، در این صورت :

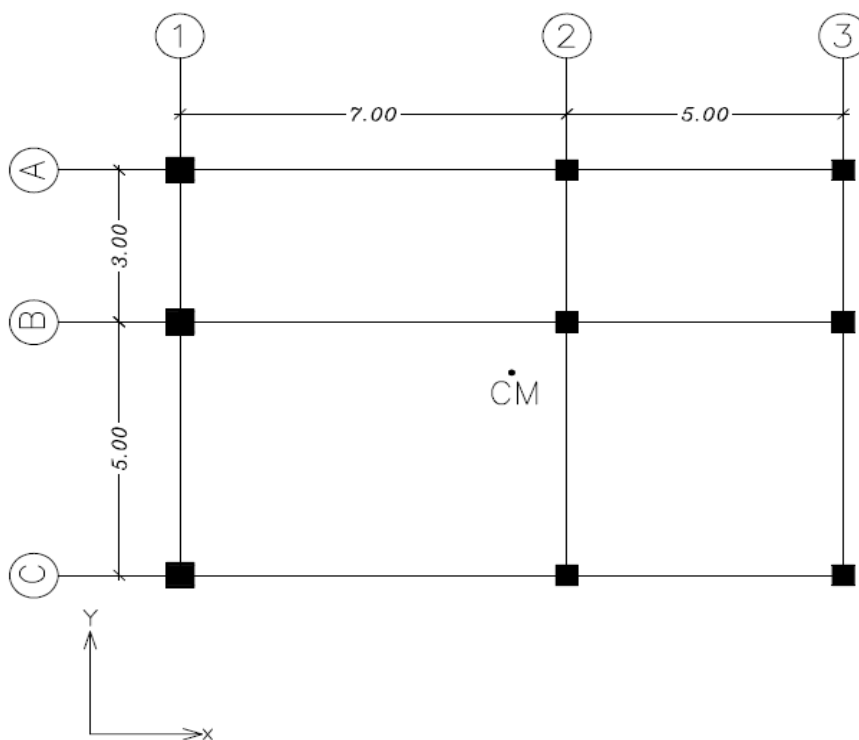
$$Y_{t1} = -154.77 \text{ cm} \quad , \quad Y_{t2} = -122.326 \text{ cm}$$

بنابراین نقاطی به مختصات $(52.99 \text{ cm}, -154.77 \text{ cm})$ ، $(-186.867 \text{ cm}, -112.326 \text{ cm})$

که در هر طبقه نسبت به نقطه مبنا در همان طبقه سنجیده می شوند. در واقع به ترتیب همان مختصات مراکز سختی طبقات اول و دوم سازه به ازای بارگذاری وارد بر سازه بانسبت های 1.2 و 1.25 به ترتیب برای جهات X, Y بین طبقات دوم و اول سازه می باشند. بدیهی است که تا زمانی که نسبت های فوق بین بارهای وارد بر سازه در طبقات دوم و اول رعایت شود همین نقاط، مراکز سختی سازه ها خواهند بود و با عوض شدن نسبت بین بارها، مختصات مراکز سختی نیز عوض خواهد شد.

مثال ۳-۳- تعیین محل مرکز سختی در سازه ۳ طبقه با عناصر مقاوم متعامد

یک ساختمان ۵ طبقه که پلان طبقات آن در شکل نشان داده شده است، در نظر گرفته می شود. ارتفاع طبقه برابر با ۳ متر، سقف آن صلب و پای ستونها گیردار می باشد ضریب کشسانی $2 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2}$ می باشند. ابعاد ستونهای محور ۱ مربعی با پهلو ۵۰ سانتیمتر، ابعاد ستونهای محور های ۲ و ۳ مربعی با پهلو ۴۰ سانتیمتر می باشند. با توجه به مشخصات و راستای قرارگیری هر یک از اعضای مقاوم و با توجه به محل قرارگیری نقطه مرجع در روی هر یک از این اعضا در طبقات مختلف، می توان ماتریس سختی متراکم شده عناصر مقاوم سازه در برابر بارهای جانبی را در دستگاه مختصات عمومی سازه مطابق تعریف رابطه (۴-۷) بصورت زیر بدست آورد:



شکل ۴-۴- پلان ساختمان سه طبقه

$$K1 = K2 = K3 = \frac{12 \times 2 \times 10^6 \times 0.5^4}{12 \times 3^3} + \frac{12 \times 2 \times 10^6 \times 0.4^4}{12 \times 3^3} + \frac{12 \times 2 \times 10^6 \times 0.4^4}{12 \times 3^3} = 4629.3 + 1896.296 + 1896.296 = 8421.893 \frac{t}{m}$$

$$[K_{xA}] = \begin{bmatrix} 16843.79 & -8421.893 & 0 \\ -8421.893 & 16843.79 & -8421.893 \\ 0 & -8421.893 & 8421.893 \end{bmatrix}$$

$$[K_{xB}] = \begin{bmatrix} 16843.79 & -8421.893 & 0 \\ -8421.893 & 16843.79 & -8421.893 \\ 0 & -8421.893 & 8421.893 \end{bmatrix}$$

$$[K_{xC}] = \begin{bmatrix} 16843.79 & -8421.893 & 0 \\ -8421.893 & 16843.79 & -8421.893 \\ 0 & -8421.893 & 8421.893 \end{bmatrix}$$

$$[K_{xx}] = \sum_{i=A}^C K_{xi} = \begin{bmatrix} 50531.36 & -25265.68 & 0 \\ -25265.68 & 50531.36 & -25265.68 \\ 0 & -25265.68 & 25265.68 \end{bmatrix}$$

$$K_1 = K_2 = K_3 = \frac{3 \times 12 \times 2 \times 10^6 \times 0.5^4}{12 \times 3^3} = 13887.9 \quad t/m$$

$$K_1 = K_2 = K_3 = \frac{3 \times 12 \times 2 \times 10^6 \times 0.4^4}{12 \times 3^3} = 5688.89 \quad t/m$$

$$[K_{y1}] = \begin{bmatrix} 27775.8 & -13887.9 & 0 \\ -13887.9 & 27775.8 & -13887.9 \\ 0 & -13887.9 & 13887.9 \end{bmatrix}$$

$$[K_{y2}] = \begin{bmatrix} 11377.78 & -5688.89 & 0 \\ -5688.89 & 11377.78 & -5688.89 \\ 0 & -5688.899 & 5688.899 \end{bmatrix}$$

$$K_1 = K_2 = K_3 = \frac{3 \times 12 \times 2 \times 10^6 \times 0.4^4}{12 \times 3^3} = 5688.89 \text{ t/m}$$

$$[K_{y3}] = \begin{bmatrix} 11377.78 & -5688.89 & 0 \\ -5688.89 & 11377.78 & -5688.89 \\ 0 & -5688.899 & 5688.899 \end{bmatrix}$$

$$[K_{yy}] = \sum_{i=1}^3 K_{y_i} = \begin{bmatrix} 50531.35 & -22755.55 & 0 \\ -22755.55 & 50531.35 & -22755.55 \\ 0 & -22755.55 & 22755.55 \end{bmatrix}$$

$$[K_{x\theta}] = [K_{\theta x}] = -\sum_i [Y_i][K_{xi}]$$

$$[Y_1] = \begin{bmatrix} 4 & 0 & 0 \\ 0 & 4 & 0 \\ 0 & 0 & 4 \end{bmatrix}, [Y_2] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, [Y_3] = \begin{bmatrix} 4 & 0 & 0 \\ 0 & 4 & 0 \\ 0 & 0 & 4 \end{bmatrix}$$

$$[K_{x\theta}] = [K_{\theta_x}] = -\sum_i [Y_i][K_{xi}] = \begin{bmatrix} -151594.1 & 75797.04 & 0 \\ 75797.04 & -151594.1 & 75797.04 \\ 0 & 75797.04 & -75797.04 \end{bmatrix}$$

$$[K_{y\theta}] = [K_{\theta_y}] = \sum_i [X_i][K_{yi}]$$

$$[X_A] = \begin{bmatrix} 6 & 0 & 0 \\ 0 & 6 & 0 \\ 0 & 0 & 6 \end{bmatrix}, [X_B] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, [X_C] = \begin{bmatrix} 6 & 0 & 0 \\ 0 & 6 & 0 \\ 0 & 0 & 6 \end{bmatrix}$$

$$[K_{y\theta}] = [K_{\theta_y}] = \sum_i [X_i][K_{yi}] = \begin{bmatrix} 246299 & -123090 & 0 \\ -123090 & 246299 & -123090 \\ 0 & -123090 & 123090 \end{bmatrix}$$

$$[K_{\theta\theta}] = \sum_i [Y_i][K_{xi}][Y_i] + \sum_i [X_i][K_{yi}][X_i] = \begin{bmatrix} 1976752 & -988015.3 & 0 \\ -988015.3 & 1976752 & -988015.3 \\ 0 & -988015.3 & 988015.3 \end{bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} 50531.36 & -25265.68 & 0 & 0 & 0 & 0 & -151594.1 & 75797.04 & 0 \\ -25265.68 & 50531.36 & -25265.68 & 0 & 0 & 0 & 75797.04 & -151594.1 & 75797.04 \\ 0 & -25265.68 & 25265.68 & 0 & 0 & 0 & 0 & 75797.04 & -75797.04 \\ 0 & 0 & 0 & 50531.35 & -22755.55 & 0 & 246299 & -123090 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -22755.55 & 50531.35 & -22755.55 & -123090 & 246299 & -123090 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -22755.55 & 22755.55 & 0 & -123090 & 123090 \\ -151594.1 & 75797.04 & 0 & 246299 & -123090 & 0 & 1976752 & -988015.3 & 0 \\ 75797.04 & -151594.1 & 75797.04 & -123090 & 246299 & -123090 & -988015.3 & 1976752 & -988015.3 \\ 0 & -151594.1 & -75797.04 & 0 & -123090 & 123090 & 0 & -988015.3 & 988015.3 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 1000 & x_{R1} \\ 1200 & x_{R2} \\ 1500 & x_{R3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 246299 & -123090 & 0 \\ -123090 & 246299 & -123090 \\ 0 & -123090 & 123090 \end{bmatrix} \left(\begin{bmatrix} 50531.35 & -22755.55 & 0 \\ -22755.55 & 50531.35 & -22755.55 \\ 0 & -22755.55 & 22755.55 \end{bmatrix} \right)^{-1} \begin{bmatrix} 1000 \\ 1200 \\ 1500 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 600 & y_{R1} \\ 750 & y_{R2} \\ 900 & y_{R3} \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} -151594.1 & 75797.04 & 0 \\ 75797.04 & -151594.1 & 75797.04 \\ 0 & -151594.1 & -75797.04 \end{bmatrix} \left(\begin{bmatrix} 50531.36 & -25265.68 & 0 \\ -25265.68 & 50531.35 & -25265.68 \\ 0 & -25265.68 & 25265.68 \end{bmatrix} \right)^{-1} \begin{bmatrix} 600 \\ 750 \\ 900 \end{bmatrix}$$

$$X_{R1} = -2.454 \quad , \quad X_{R2} = -1.755 \quad , \quad X_{R3} = -1.264$$

$$Y_{R1} = -0.312 \quad , \quad Y_{R2} = -0.307 \quad , \quad Y_{R3} = -0.305$$

واگر نسبت بین بارهای خارجی وارد بر سیستم به صورت زیر فرض شود:

$$[F] = [1600 \quad 1400 \quad 900 \quad \vdots \quad 1000 \quad 800 \quad 650 \quad \vdots \quad 0 \quad 0 \quad]^T$$

مختصات مراکز سختی در طبقات بدست خواهند آمد:

$$X_{R1} = -2.805 \quad , \quad X_{R2} = -1.916 \quad , \quad X_{R3} = -1.307$$

$$Y_{R1} = -0.356 \quad , \quad Y_{R2} = -0.298 \quad , \quad Y_{R3} = -0.267$$

مشاهده می شود که با تغییر بین نسبت بارهای توزیع شده در ارتفاع سازه موقعیت مراکز سختی تغییر خواهد نمود و در واقع موقعیت مراکز سختی وابسته به الگوی بارگذاری ونحوه توزیع بارجانبی در ارتفاع سازه می باشند.

بنابراین در یک نتیجه گیری کلی می توان گفت که مرکز سختی در سازه های چند طبقه، یک کمیت هندسی ثابت که فقط به خصوصیات فیزیکی و هندسی خود سازه بستگی داشته باشد نیست بلکه یک کمیت هندسی است که علاوه بر عوامل فوق، به نسبت بین بارهای وارد بر سازه نیز وابسته می باشد.

فصل پنجم

روش طراحی پیشنهادی مبتنی بر موازنه انرژی

جهت جلوگیری از تشکیل مکانیزم طبقه

جهت دستیابی به عملکرد مطلوب در سازه های با رفتار نامنظم، می باید اعضای شکل پذیر سازه را طوری متناسب طراحی نمود که بتوانند از حداکثر ظرفیتشان برای اتلاف انرژی ورودی زلزله استفاده نمایند و شرایط عملکرد غیر ارتجاعی را در این گونه سازه ها ایجاد نماید. برای رسیدن به این هدف باید از تشکیل مکانیسم های نامطلوبی که باعث کاهش باربری سازه می شوند جلوگیری نمود. در این فصل نیروهای طراحی اعضای سازه، از مفهوم تعادل انرژی برای جلوگیری از تشکیل مکانیسم نامطلوب طبقه نرم، بدست می آیند.

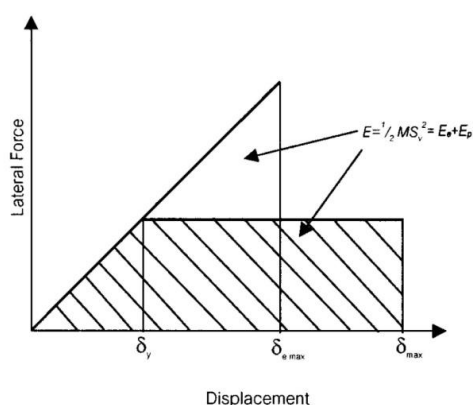
هدف این روش بررسی توانایی پیش بینی رفتار سازه نامنظم در مرحله نهایی و استفاده از حداکثر ظرفیت سازه برای اتلاف انرژی ورودی زلزله می باشد. برای مقایسه پاسخ سازه های طراحی شده به دو روش استاتیکی معادل و روش انرژی سه قاب 5، 10 و 15 طبقه را به دو روش فوق طراحی نموده و نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی آنها با یکدیگر مقایسه می شود. نتایج نشان می دهد که طراحی به روش انرژی در مقایسه با روش استاتیکی معادل موجب بهبود رفتار سازه و مانع از بروز بی نظمی در رفتار سازه می شود.

۵-۲- طراحی قاب خمشی بر اساس مفهوم انرژی

در مقاله ای که توسط لاتاویوات و گل^{۱۵} در سال ۱۹۹۹ و ۲۰۰۲ به چاپ رسید، نحوه به دست آوردن نیروهای طراحی لرزه ای با استفاده از مفهوم انرژی برای قاب های خمشی چندطبقه بیان شده است. برش پایه طراحی نهایی با استفاده از انرژی ورودی به دست آمده از طیف سرعت، مکانیسم تسلیم فرضی و تغییرمکان جانبی نسبی نهایی، به دست آورده می شود. در این روش نیازی به کنترل تغییرمکان جانبی نسبی پس از طراحی سازه ها براساس مقاومت نمی باشد.

۵-۲-۱- مفهوم تعادل انرژی

مفهوم تعادل انرژی براساس این فرض است که انرژی مورد نیاز برای پوش کردن یک سازه به صورت یکطرفه تا تغییرمکان هدف آن، برابر است با ماکزیمم انرژی ورودی زلزله همان طور که قبلا بیان شد ماکزیمم انرژی ورودی زلزله را می توان با $\frac{1}{2}mS_v^2$ تقریب زد. این مفهوم را می توان در شکل (۵-۱) مشاهده کرد [۶۲].

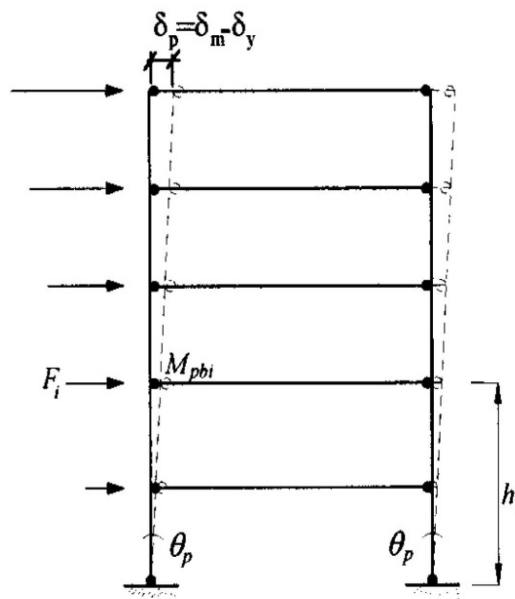


شکل ۵-۱- مفهوم تعادل انرژی [۶۲]

^{۱۵} -Sutat Leelataviwat , Subhash C.Goal & Bozidar Stojadinovic

۵-۲-۲- مفهوم تعادل انرژی در قاب های چند طبقه

به منظور درک مفهوم تعادل انرژی، قاب یک دهانه و چند طبقه با مکانیسم فرضی نشان داده شده در شکل 5-2 را مورد بررسی قرار می گیرد. تغییر شکل پلاستیک قاب بعد از اینکه سازه به نقطه تسلیم رسید، اتفاق می افتد. پس از تشکیل مکانیسم تسلیم، فرض می شود که دررفت قاب در طول ارتفاع سازه یکنواخت باشد و تمام انرژی توسط مفاصل پلاستیک مستهلک می شود:



شکل ۵-۲-۲- مکانیسم تسلیم قاب یک دهانه [۷۲]

دررفت غیرالاستیک هر طبقه تقریباً برابر است با چرخش پلاستیک قاب. بر این اساس در این روش کنترل تغییرمکان جانبی نسبی توسط محدود کردن مقدار چرخش پلاستیک اعمال می شود [۷۲].

هازرنشان داد که انرژی ورودی سیستم چنددرجه آزادی، به طور متوسط برابر است با:

$$E = \frac{1}{2} MS_v^2 \quad (1-5)$$

که در آن:

M : جرم کل سیستم.

S_v : سرعت به دست آمده از نمودار سرعت طیفی الاستیک.

هازنر نشان داد که نمودار سرعت طیفی برای زلزله های معمولی در دامنه وسیعی از پریودها تقریباً ثابت است. این فرض زمانی درست است که طیف را برای چندین زلزله با شدت یکسان بدست آوریم. بایستی توجه داشت که برای سازه های ویژه تحت اثر زلزله، آنالیزهای کامل تری موردنیاز می باشد. برای تعیین انرژی ورودی، در رابطه (۵-۱) بایستی طیف شتاب را داشته باشیم. اگر طیف الاستیک طرح را در مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ در نظر گرفته می شود، مقدار شتاب طیفی و سرعت طیفی برابر است با:

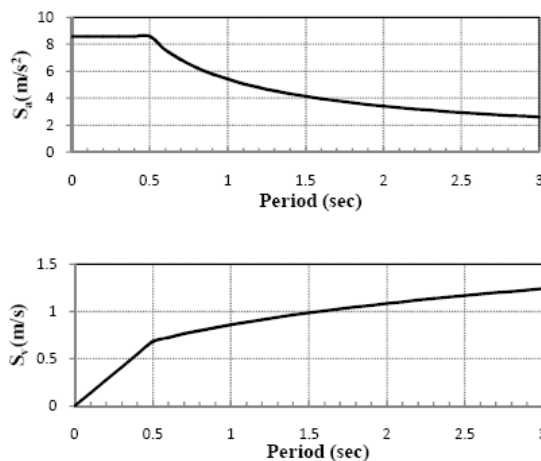
$$a = AB \quad ; \quad S_v = \frac{s_a}{w} = \frac{T}{2\pi} ag \quad (۲-۵)$$

T: پریود اصلی سازه

A: نسبت شتاب مبنای طرح (شتاب زلزله به شتاب ثقل)

B: ضریب بازتاب ساختمان

طیف شتاب و سرعت طرح برای $A=0.35, T=0.5$ نشان داده شده است.



شکل ۵-۳-طیف شتاب و سرعت طرح (استاندارد ۲۸۰۰) [۶۸]

برای محاسبه سرعت طیفی، از آنجایی که در دامنه وسیعی از پریود مقدار آن ثابت است، می توان به صورت تقریبی پریود سازه را محاسبه کرد. استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب های فولادی مقدار پریود را با استفاده از رابطه زیر محاسبه می کند:

$$T = 0.08h^{\frac{3}{4}} \quad (۳-۵)$$

H ارتفاع کل سازه به متر.

هازرنشان داد، انرژی ورودی به سازه برابر است با مجموع انرژی الاستیک و پلاستیک می باشد:

$$E = E_e + E_p \quad (۴-۵)$$

که E_e ، انرژی الاستیک و E_p انرژی پلاستیک می باشد. بنابراین، معادله تعادل انرژی به صورت زیر نوشته می شود:

$$E_e + E_p = \frac{1}{2} M S_v^2 \quad (۵-۵)$$

آکی یاما نشان داد که با دقت قابل قبولی می توان انرژی الاستیک را برای یک سازه یک درجه آزادی به صورت زیر نوشت:

$$E_e = \frac{1}{2} M \left(\frac{T}{2\pi} \cdot \frac{V_y}{W} \cdot g \right)^2 \quad (۶-۵)$$

که در آن:

V_y : برش پایه تسلیم.

W : وزن کل سازه.

این ساده سازی با استفاده از چندین آنالیز دینامیکی به دست آمد.

با جایگذاری معادلات (۵-۵) در معادله (۶-۵) کل انرژی پلاستیک که سازه بایستی در طول زلزله تلف کند برابر است با :

$$E_p = \frac{WT^2 g}{8\pi^2} \left[a^2 - \left(\frac{V_y}{W} \right)^2 \right] \quad (7-5)$$

براساس مفهوم تعادل انرژی، انرژی تلف شده توسط مفاصل پلاستیک نشان داده شده در شکل (5-2) بایستی برابر E_p داده شده در رابطه (7-5) باشد، بنابراین

$$E_p = \sum_{i=1}^n (2M_{pbi} + 2M_{pc}) \theta_p \quad (8-5)$$

که در آن:

M_{pbi} : ممان پلاستیک تیر در تراز i ام.

M_{pc} : ممان پلاستیک پای ستون ها.

با مساوی قرار دادن رابطه (8-5) با رابطه (7-5) داریم:

$$\sum_{i=1}^n (2M_{pbi} + 2M_{pc}) \theta_p = \frac{WT^2 g}{8\pi^2} \left(a^2 - \left(\frac{V_y}{W} \right)^2 \right) \quad (9-5)$$

در ضمن پس از تسلیم، نیروهای معادل اینرسی بایستی با نیروهای داخلی در تعادل باشند. با مساوی قرار دادن کار داخلی انجام شده توسط مفاصل پلاستیک با کار خارجی انجام شده توسط نیروهای اینرسی، داریم:

$$\sum_{i=1}^n 2M_{pbi} + 2M_{pc} = \sum_{i=1}^n F_i h_i \quad (10-5)$$

که در آن:

F_i : نیروی اینرسی معادل در تراز i ام.

h_i : ارتفاع تیر در تراز i ام.

با فرض توزیع مثلثی نیرو، نیروی اینرسی در تراز i ام به صورت زیر به برش پایه مربوط می شود.

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \cdot V_y \quad (11-5)$$

که در آن:

W_i : وزن سازه در تراز i ام.

این توزیع با توجه به شکل خطی مد اول سازه، در نظر گرفته شده است.

با جایگذاری معادلات (۵-۱۱) ، (۵-۱۰) در (۵-۹) رابطه داریم:

(۵-۱۲)

$$\frac{V_y}{W} \left(\frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i^2}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \right) \frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} = \left[a^2 - \left(\frac{V_y}{W} \right)^2 \right]$$

با حل معادله درجه دو برای $\left(\frac{V_y}{W} \right)$ داریم:

$$\frac{V_y}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 - 4\alpha}}{2} \quad (۵-۱۳)$$

که در آن (α) پارامتری بی بعد است که به سختی و تغییرمکان جانبی نسبی پلاستیک سازه وابسته می باشد و مقدار آن برابر است با:

$$\alpha = \left(\frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i^2}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \right) \frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \quad (۵-۱۴)$$

رابطه (۵-۱۳)، برش پایه را به تغییرمکان جانبی نسبی پلاستیک (θ_p) قاب مرتبط می کند. پس از

اینکه برش پایه تعیین شد، نیروی طراحی هر تراز با استفاده از رابطه (۵-۱۱) به دست می آید.

بایستی به دو نکته توجه داشت:

۱- با فرض مکانیسم تسلیم نشان داده شده در شکل (۵-۲) برش پایه به تغییرمکان جانبی نسبی سازه وابسته می باشد. بنابراین طراحی سازه برای اطمینان از تشکیل مکانیسم فرضی خواهد بود.

۲- تغییرمکان جانبی نسبی داده شده در رابطه (۵-۱۳) تغییرمکان جانبی نسبی غیرالاستیک سازه

می باشد. کل تغییرمکان جانبی نسبی سازه مجموع تغییرمکان جانبی نسبی الاستیک و پلاستیک است. بنابراین بایستی تغییرمکان جانبی نسبی الاستیک در نقطه تسلیم را، تخمین بزنیم. برای مثال، برای یک قاب خمشی که تغییرمکان جانبی نسبی الاستیک آن برابر ۱% است، اگر سازه برای تغییرمکان جانبی نسبی مجاز کل ۲% طراحی شود، پس مقدار تغییرمکان جانبی نسبی پلاستیک برابر ۱% خواهد بود. روش بهتر برای تعیین تغییرمکان جانبی نسبی الاستیک استفاده از آنالیز استاتیکی غیرخطی می باشد. اگر نمودار برش پایه - تغییرمکان جانبی نسبی بام را به صورت دو خطی معادل کنیم، تغییرمکان جانبی نسبی نقطه انحناء، تغییرمکان جانبی نسبی الاستیک خواهد بود. با توجه به اینکه زلزله های مورد استفاده تقریبی هستند، در نتیجه مقدار تقریبی تغییرمکان جانبی نسبی الاستیک کافی می باشد.

۵-۳- طراحی پلاستیک قاب خمشی فولادی

در مقاله گل ولاتی وات، نشان داده می شود که برش پایه به دست آمده از روش انرژی بزرگتر از نیروی طراحی الاستیک در روش های متعارف می باشد. بنابراین در بیشتر موارد می توان از نیروهای ثقلی صرفنظر نمود. باکنترل نمودن تغییرمکان جانبی نسبی نهایی با مقدار مجاز می توان از اثر $P-\Delta$ نیز صرفنظر نمود.

۵-۳-۱- تیرها

اگر یک چرخش فرضی $d\theta$ در پای سازه وارد نماییم، کار انجام شده توسط نیروی خارجی در تراز i ام برابر است با $(F_i h_i d\theta)$ و کار انجام شده در هر مفصل پلاستیک در تیر برابر است با $\beta_i M_{pbr} d\theta$. ظرفیت ممان پلاستیک تیر در تراز i ام به صورت $\beta_i M_{pbr}$ بیان می شود که در ادامه شرح داده می شود. با انتخاب یک توزیع ظرفیت ممان پلاستیک تیرها و مساوی قرار دادن کار خارجی با کار داخلی انجام شده توسط مفاصل پلاستیک مقاومت موردنیاز تیر در هر تراز به دست می آید:

$$\sum_{i=1}^n 2\beta_i M_{pbr} + 2M_{pc} = \sum_{i=1}^n F_i h_i \quad (5-15)$$

h_i : ارتفاع تیر تراز از پای سازه

β_i : فاکتور توزیع مقاومتی تیرها در تراز i .

M_{pbr} : ممان مرجع تیرها.

M_{pc} : ممان پلاستیک مورد نیاز ستون ها در طبقه اول.

مقدار F_i در تراز i از روابط (۵-۱۳) ، (۵-۱۱) محاسبه می شود.

فاکتور توزیع مقاومتی تیر (β_i) در رابطه (۵-۱۵) مقاومت نسبی تیر در تراز i را به نسبت M_{pbr} نشان می دهد.

ظرفیت ممان پلاستیک تیر در تراز i می باشد. محاسبه β_i بعدا شرح داده می شود.

اگر $\beta_i, M_{pc}, F_i, h_i$ معین باشد، تنها مجهول رابطه M_{pbr} است.

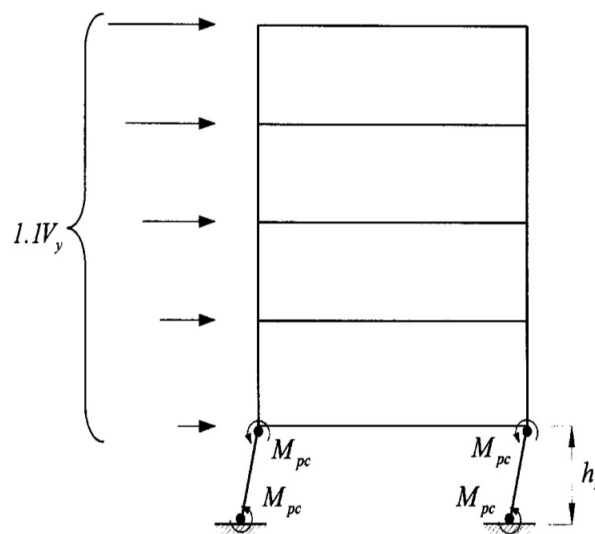
برای قاب های با پای گیردار، بایستی مقدار M_{pc} به صورت مناسب انتخاب شود. مقدار مطلوبی که

می توان در نظر گرفت اینست که از تشکیل طبقه نرم در اولین طبقه ممانعت بعمل آید. به عنوان

یک تقریب اولیه، تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون های بالا و پایین طبقه اول را فرض کنید. همان

طور که از شکل (۵-۴) مشاهده می شود، ظرفیت ممان پلاستیک ستون های طبقه اول برای

جلوگیری از ایجاد این مکانیسم برابر است:



شکل ۵-۴- مکانیسم طبقه نرم در قاب

$$M_{pc} = \frac{1.1V_y h_1}{4} \quad (۱۶-۵)$$

که در آن:

V_y : برش پایه کل

h_1 : ارتفاع طبقه اول.

ضریب 1.1، ضریب افزایش مقاومت.

با دانستن مقدار M_{pc} ، مقاومت اسمی موردنیاز در هر تراز، M_{pbi} ، از نامساوی زیر به دست می آید:

$$\phi M_{pbi} \geq \beta_i M_{pbr} \quad (۱۷-۵)$$

که در آن:

ϕ : ضریب مقاومتی که برطبق آیین نامه AISC-LRFD برابر 0.9 می باشد.

۵-۳-۲- توزیع مقاومت تیرها

فاکتور توزیع مقاومتی (β_i) نقش بسیار مهمی در پاسخ لرزه ای سازه ها بازی می کند. این ضریب به سختی و مقاومت جانبی سازه در طول ارتفاع بستگی دارد. با توجه به فرض تغییرمکان جانبی نسبی یکنواخت در ارتفاع سازه که در تعیین نیروهای طراحی از آن استفاده شد، این مقاومت نسبی نیز باید به صورت مناسبی انتخاب شود تا با این نیروهای اعمالی در طول زلزله مطابقت داشته باشد. در ضمن این فرض تضمینی برای این است که انرژی ورودی در سازه تلف می شود و از متمرکز شدن خرابی در یک طبقه (طبقه نرم) جلوگیری می کند. آنالیزهای عددی زیادی برای بدست آوردن بهترین توزیع مقاومتی تیرها انجام شد. هدف بدست آوردن تابعی بود که به خوبی بتواند برش های حاصل از زلزله های مختلف را بیان کند. این تابع به عنوان فاکتور توزیع مقاومتی تیرها استفاده می شود. بر این اساس طبقات دارای برش نسبی کم دارای مقاومت و سختی نسبی کمی هستند و به صورت مشابه طبقات دارای برش نسبی زیاد دارای مقاومت و سختی نسبی زیادی هستند. به عنوان تقریب اولیه توزیع نسبی برش های طبقات در طول زلزله می تواند با توزیع برش های استاتیکی طبقات که با

رابطه (۱۱-۵) محاسبه می شود، تقریب زده شود. نسبت واقعی برش طبقات در طول زلزله در تراز به طبقه بالا (تراز n) به صورت رابطه زیر در نظر گرفته می شود:

$$\beta_i = \left(\frac{V_i}{V_n}\right)^b \quad (18-5)$$

که در آن:

V_i, V_n : برش های استاتیکی در تراز i و تراز بلندترین طبقه که از رابطه (۱۱-۵) محاسبه میشود.

b : فاکتوری عددی که بایستی تعیین شود.

فاکتور b با استفاده از نمودار حداقل مربعات که بانمودار حاصل از برش های واقعی بدست آمده از زلزله های مختلف، متناسب می شود، محاسبه می شود.

چهار قاب خمشی با طبقات یکسان برای تعیین بهینه مقاومت تیرها به کار می رود. این توابع

براساس رابطه (۱۸-۵) با مقادیر b متفاوت ۰.۷۵، ۰.۵۰، ۰.۲۵، ۰.۱۰ به کار می رود.

پس از تعیین نیروهای طراحی، مقاومت مورد نیاز تیر در هر تراز با استفاده از چهار تابع انتخاب شده

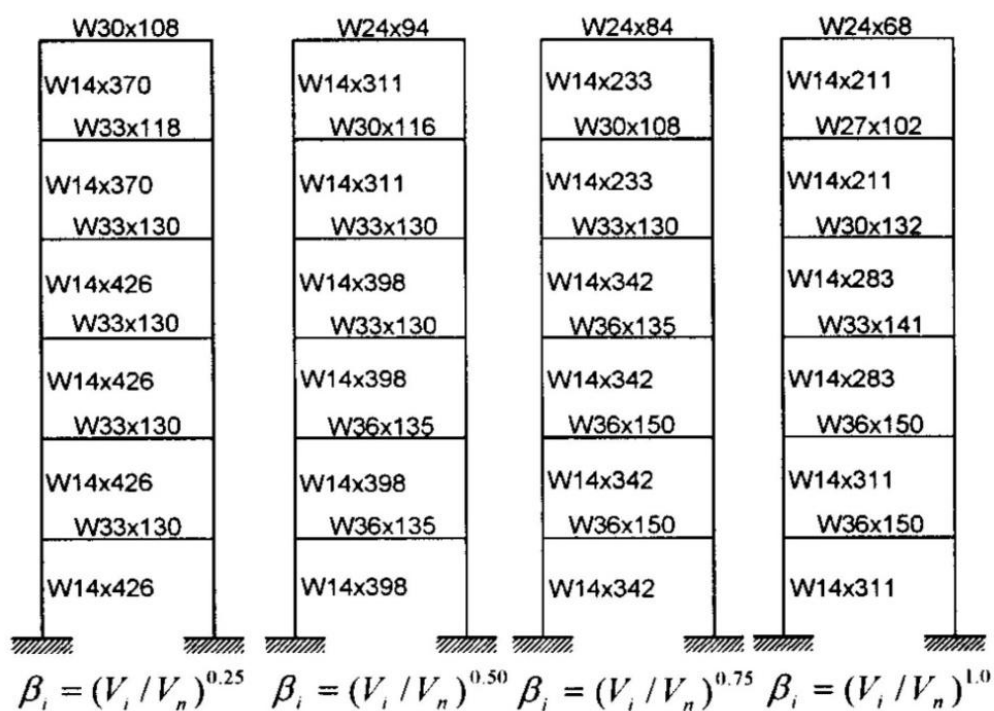
برای توزیع مقاومتی تیرها، بدست می آید. جدول (۱-۵) توزیع مقاومتی تیرها در چهار مورد را نشان

می دهد.

جدول ۱-۵- توزیع نسبی مقاومت تیرها [۶۲]

β_i	Story					
	1	2	3	4	5	6
$(V_i/V_n)^{1.00}$	3.50	3.33	3.00	2.50	1.83	1.00
$(V_i/V_n)^{0.75}$	2.56	2.47	2.28	1.99	1.57	1.00
$(V_i/V_n)^{0.50}$	1.87	1.83	1.73	1.58	1.35	1.00
$(V_i/V_n)^{0.10}$	1.37	1.35	1.32	1.26	1.16	1.00

نتایج قاب های طراحی شده در هر چهار مورد در شکل (۵-۵) نشان داده شده است.



شکل ۵-۵- چهار قاب شش طبقه برای بررسی مقاومت های متفاوت تیرها در ارتفاع

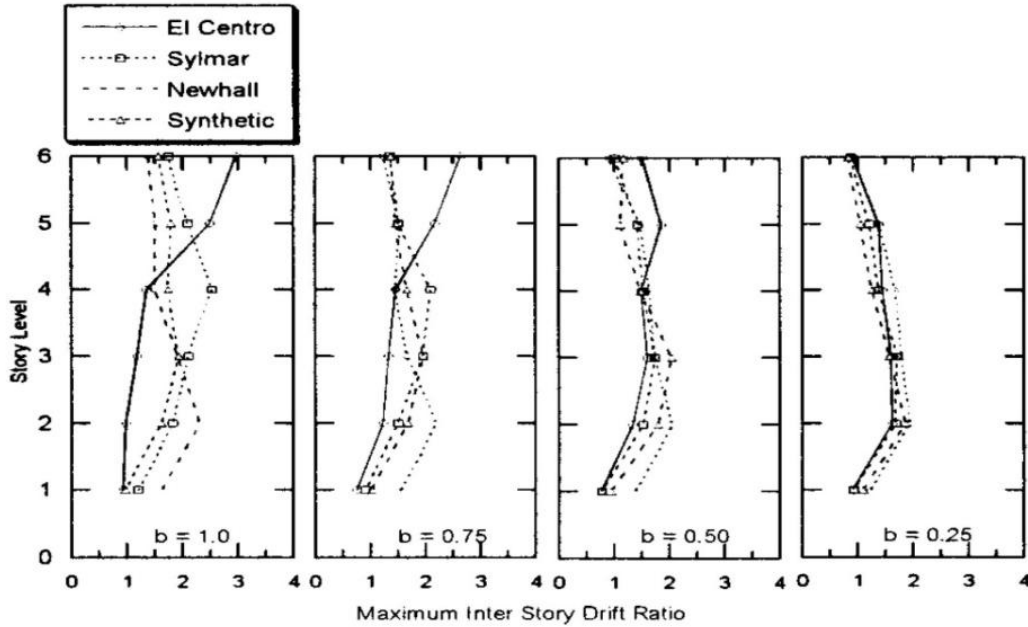
این قاب ها به گونه ای طراحی شده اند که دارای پیوندهای نزدیک به یکدیگر و مکانیسمی مشابه

شکل (۵-۲) داشته باشند. تاثیر مقاومت های متفاوت تیرها با بررسی سازه ها تحت چهار زلزله ۱۶،

مشاهده می شود.

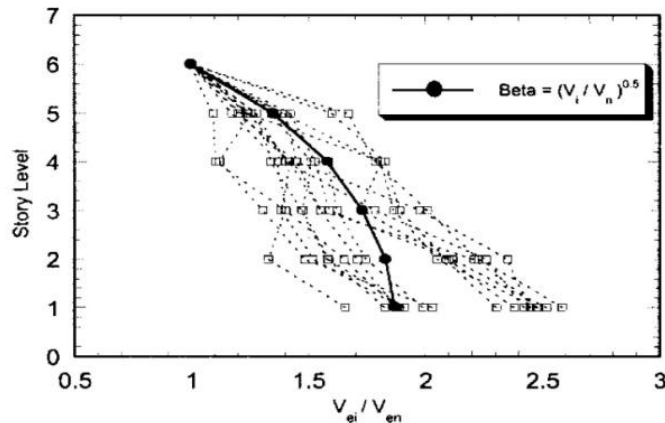
¹⁶ -1940 El Centro ,1994 Northrige(Sylmar Station ,1994 Northrige(Newhall Station) & Synthetic ground motion

توزیع ماکزیمم تغییرمکان جانبی نسبی طبقات برای چهار قاب تحت اثر چهار زلزله در شکل (۵-۶) نشان داده شده است.



شکل 5-6- تغییرمکان های جانبی نسبی ماکزیمم چهار قاب با فاکتورهای مختلف توزیع مقاومتی تیرها همان طور که مشاهده می شود تغییرات مقاومتی تیرها در ارتفاع نقش مهمی رادر پاسخ لرزه ای سازه ها بازی می کند. تغییرات تغییرمکان جانبی نسبی در ارتفاع برای b برابر ۰.۷ و ۱.۵ زیاد است و برای b برابر ۰.۲۵ و ۰.۵ کمتر می باشد.

ماکزیمم برش های طبقات تحت اثر زلزله (V_{ei}) به ماکزیمم برش طبقه بالا (V_{en}) نرمال می شود، که در شکل نشان (۵-۷) داده شده است.



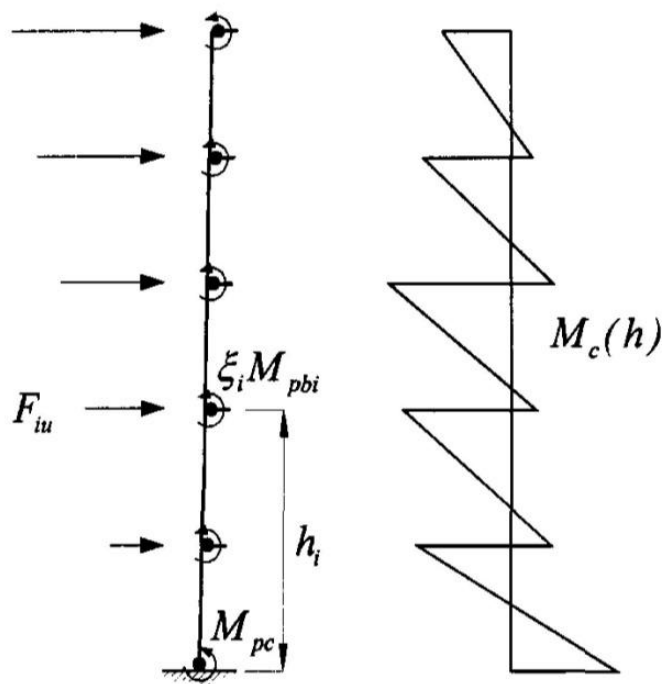
شکل 5-7- توزیع برش طبقات در ارتفاع چهارقاب با فاکتورهای مختلف توزیع مقاومتی تیرها

یک منحنی با استفاده از روش حداقل مربعات به نمودار برش های پایه نرمال شده برازش می شود. با استفاده از روش حداقل مربعات مقدار b برابر 0.527 به دست می آید. مقدار رند شده b برابر 0.5 را برای طراحی های کاربردی به کار می بریم.

۳-۳-۵- طراحی ستون ها

برای اطمینان از تشکیل مکانیسم پلاستیک تیر ضعیف - ستون قوی تا رسیدن به تغییرمکان جانبی نسبی نهایی، ستون ها باین فرض طراحی می شوند که وقتی سازه به تغییرمکان جانبی نسبی نهایی خود می رسد تمام مفاصل پلاستیک تیرها به مرحله سخت شدگی رسیده اند. ممان ایجاد شده توسط تیر سخت شده، با ضرب کردن ضریبی به نام ضریب افزایش مقاومت (ξ) در ظرفیت ممان پلاستیک اسمی تیر، اعمال می شود. با فرض مقدار مناسب ضریب افزایش مقاومت، ممان طراحی هر ستون محاسبه می شود.

دیگرام آزاد یک ستون از قاب شکل (۵-۲) در شکل (۵-۸) نشان داده شده است.



شکل 5-8-دیگرام آزاد ستونی از قاب یک دهانه

با فرض توزیع مثلثی معکوس، نیروهای طبقه وابسته به برش پایه جدید ستون (V_u) برابر است با:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} V_u \quad (19-5)$$

معادله تعادل ستون را به صورت زیر می نویسیم:

$$\sum_{i=1}^n F_{iu} h_i = M_{pc} + \sum_{i=1}^n \xi_i M_{pbi} \quad (20-5)$$

مقدار M_{pc} از (۱۶-۵) رابطه بدست می آید.

ξ_i : ضریب افزایش مقاومت در تراز i

M_{pbi} ممان پلاستیک عددی تیر در تراز i

با جایگذاری رابطه (۱۹-۵) در (۲۰-۵) و حل آن، مقدار V_u برابر می شود با:

$$V_u = \left(\frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^2} \right) \left(M_{pc} + \sum_{i=1}^n \xi_i M_{pbi} \right) \quad (21-5)$$

با جایگذاری رابطه (۵-۲۱) در (۵-۱۹) نیرو در هر تراز برابر است با:

$$F_{iu} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^2} \right) \left(M_{pc} + \sum_{j=1}^n \xi_j M_{pbj} \right) \quad (۵-۲۲)$$

پس از تعیین مقدار F_{iu} ، توزیع ممان در ستون با زدن برش در هر تراز آن به دست می آید:

$$(۵-۲۳)$$

$$M_c(h) = \sum_{i=1}^n \delta_i \xi_i M_{pbi} - \sum_{i=1}^n \delta_i F_{iu} (h_i - h)$$

$M_{c(h)}$: ممان ستون در ارتفاع h از پای ستون

δ_i تابع پله می باشد که به صورت زیر تعریف می شود:

$$\delta_i = 1 \quad \text{if } h < h_i$$

$$(۵-۲۴)$$

$$\delta_i = 0 \quad \text{if } h > h_i$$

به صورت مشابه نیروی محوری ستون در ارتفاع h از پای ستون ($P_c(h)$) برابر است با:

$$P_c(h) = \sum_{i=1}^n \delta_i \left(\frac{2\xi_i M_{pbi}}{L} \right) + P_{cg}(h) \quad (۵-۲۵)$$

که در آن:

L : طول دهانه تیر.

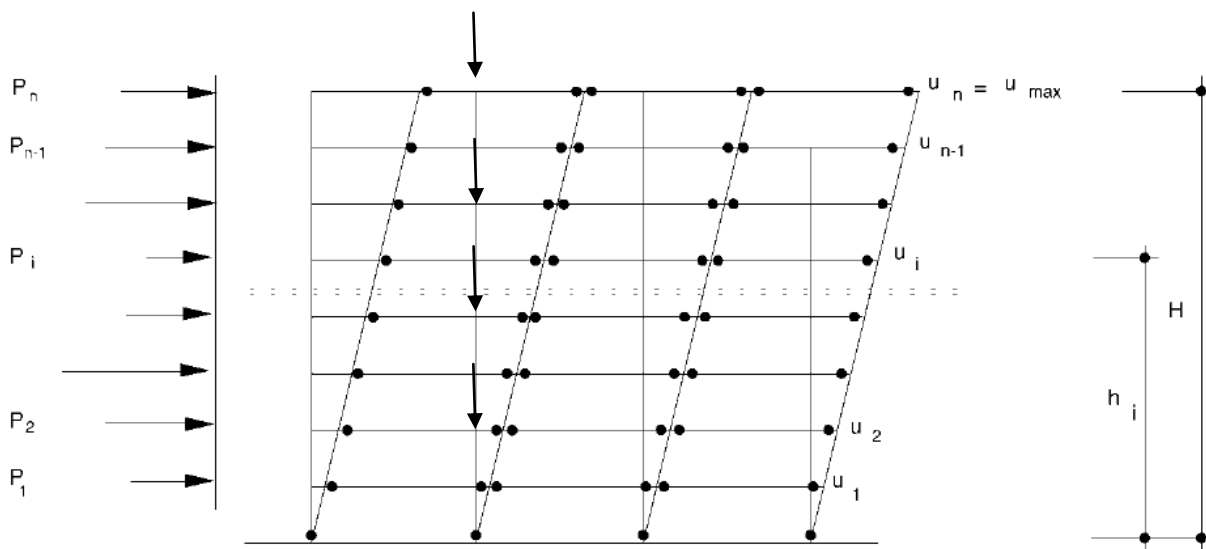
$P_{cg}(h)$: نیروی محوری ناشی از بارهای ثقیلی در ارتفاع h از پای ستون.

پس از تعیین $M_c(h)$ ، $P_c(h)$ ستون را به صورت تیر-ستون طراحی می نماییم.

مقدار ξ_j عددی بین ۱ تا ۱.۱ در نظر گرفته می شود (اثر سخت شوندگی کرنش)

۵-۳-۴- تعادل انرژی در قاب های خمشی چند دهانه

قاب چند دهانه با تعداد طبقات متفاوتی را در نظر می گیریم. مکانیسم تسلیم قاب را مانند شکل (۹-۵) فرض می نماییم در نتیجه تغییر مکان جانبی نسبی قاب در ارتفاع سازه به صورت یکنواخت خواهد بود. بنابراین تغییر مکان جانبی نسبی غیر الاستیک قاب برابر چرخش پلاستیک سازه می باشد و کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات توسط محدود کردن چرخش اعمال می شود.



شکل ۹-۵- مکانیسم تسلیم قاب خمشی با \$m\$ دهانه و \$n\$ طبقه

هائز نشان داد که انرژی ورودی به سازه برابر است با مجموع انرژی الاستیک و پلاستیک.

$$E = \frac{1}{2} M S_v^2$$

$$E = E_e + E_p \rightarrow E_e + E_p = \frac{Wga^2T^2}{8\pi^2}$$

روابط فوق در بخش های قبل توضیح داده شده است.

کل انرژی پلاستیک که سازه بایستی در طول زلزله تلف کند برابر است با:

$$E_p = \frac{WT^2g}{8\pi^2} \left[a^2 - \left(\frac{V_y}{W} \right)^2 \right] \quad (۲۶-۵)$$

\$W\$: وزن کل سازه.

V_y : برش پایه تسلیم.

T : پریود سازه که با استفاده از رابطه تجربی $\left(T = 0.08h^{\frac{3}{4}}\right)$ بدست می آید.

a : شتاب طیفی سازه.

بر اساس مفهوم تعادل انرژی، انرژی تلف شده توسط مفاصل پلاستیک نشان داده شده در شکل ۵-۹ بایستی برابر E_p داده شده در رابطه (۵-۲۶) باشد، بنابراین:

$$E_p = \left((m+1)M_{pc} + 2 \sum_{j=1}^m \mu_j \sum_{i=1}^n \beta_i M_{pbr} \right) \theta_p \quad (۵-۲۷)$$

که در آن:

$\mu_j M_{pbr}$: ممان مرجع پلاستیک تیر.

M_{pc} : ممان پلاستیک پای ستون در طبقه اول است.

$\mu_j \beta_i M_{pbr}$: ظرفیت ممان پلاستیک تیرها در هر تراز می باشد.

β_i : ضریب توزیع مقاومت تیرها (مقدار آن بعداً ذکر می شود) در طبقه i ام.

n : تعداد طبقات قاب.

m : تعداد دهانه های قاب.

θ_p : تغییر مکان جانبی نسبی غیر الاستیک قاب.

$$\mu_j = \frac{l_r}{l_j}$$

ضریب ممان مرجع تیرها که برابر است با طول دهانه مرجع (مثلاً دهانه بزرگتر) به طول

دهانه زام.

به منظور بدست آوردن مقدار تغییر مکان جانبی نسبی پلاستیک، (باتوجه به تغییر مکان جانبی نسبی مجاز که در آیین نامه ۲۸۰۰ برای سازه های با پریود بزرگتر از ۰.۷ ثانیه برابر ۲٪ می باشد) بنابراین اگر تغییر مکان جانبی نسبی الاستیک (تسلیم) سازه را بدست آوریم، مقدار تغییر مکان جانبی نسبی پلاستیک را نیز می توان تعیین نمود. در قاب های خمشی همان طور که در بخش قبل ذکر شد، مقدار

تغییر مکان جانبی نسبی الاستیک معمولاً برابر ۱٪ می باشد پس مقدار تغییر مکان جانبی نسبی پلاستیک نیز برابر ۱٪ خواهد بود. برای سازه های دیگر برای بدست آوردن مقدار تغییر مکان جانبی نسبی الاستیک، آنالیز استاتیکی غیر خطی را انجام می دهیم و منحنی برش پایه - تغییر مکان را با یک نمودار دو خطی معادل می نماییم، تغییر مکان نقطه ای از منحنی که شیب آن عوض می شود، مقدار تغییر مکان الاستیک می باشد.

با مساوی قرار دادن رابطه (۵-۲۶) با رابطه (۵-۲۷) داریم :

$$\left((m+1)M_{pc} + 2 \sum_{j=1}^m \mu_j \sum_{i=1}^n \beta_i M_{pbr} \right) \theta_p = \frac{WT^2 g}{8\pi^2} \left(a^2 - \left(\frac{V_y}{W} \right)^2 \right) \quad (۵-۲۸)$$

پس از تسلیم، نیروهای خارجی بایستی با نیروهای داخلی در تعادل باشند. با مساوی قرار دادن کار داخلی انجام شده توسط مفاصل پلاستیک با کار خارجی انجام شده توسط نیروهای اینرسی و بارهای ثقلی، داریم :

$$(m+1)M_{pc} + 2 \sum_{j=1}^m \mu_j \sum_{i=1}^n \beta_i M_{pbr} = \sum_{i=1}^n F_i h_i + \sum_{i=1}^n W_i h_i \frac{\theta_p}{2} \quad (۵-۲۹)$$

که در آن:

W_i : وزن طبقه i ام.

F_i : نیروی اینرسی معادل در تراز i ام.

h_i : ارتفاع تیر در تراز i ام.

برای توزیع نیروی اینرسی در ارتفاع از رابطه زیر استفاده می کنیم:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_y \quad (۵-۳۰)$$

مقدار K برابر است با :

$$K = 0.5T + 0.75$$

$$\text{If } T \leq 0.5 \rightarrow K = 1$$

$$\text{If } T \geq 2.5 \rightarrow K = 2$$

(۳۱-۵)

این توزیع برای در نظر گرفتن مدهای بالاتر در سازه انتخاب می شود.

با جایگذاری معادلات (۳۰-۵) ، (۲۹-۵) در رابطه (۲۸-۵) داریم:

$$V_y \left(\frac{\sum_{i=1}^n W_i \sum h_i^{k+1}}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \right) \theta_p + \sum_{i=1}^n W_i \frac{\theta_p^2 h_i}{2} = \frac{WT^2 g}{8\pi^2} \left(a^2 - \left(\frac{V_y}{W} \right)^2 \right)$$

(۳۲-۵)

با حل معادله درجه دو برای $\left(\frac{V_y}{W} \right)$ داریم

$$C = \frac{V_y}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 - 4(\beta - \alpha^2)}}{2}$$

(۳۳-۵)

که در آن α پارامتری بی بعد است که به سختی و تغییر مکان جانبی نسبی پلاستیک سازه وابسته

می باشد و مقدار آن برابر است با

$$\alpha = \left(\frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i^{k+1}}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \right) \frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g}$$

(۳۴-۵)

و پارامتر β که ناشی از در نظر گرفتن اثر بارهای ثقلی می باشد و به تغییر مکان جانبی نسبی سازه

بستگی دارد، برابر است با:

$$\beta = \sum_{i=1}^n W_i \frac{\theta_p^2 h_i}{2W} \frac{8\pi^2}{T^2 g}$$

(۳۵-۵)

پس از اینکه برش پایه تعیین شد، نیروی طراحی هر تراز با استفاده از رابطه (۱۱-۵) به دست آورده

می شود.

۴-۵- توسعه طراحی قاب خمشی فولادی با استفاده از روش انرژی

در این بخش به طراحی تیرها و ستون های قاب خمشی با استفاده از مفهوم انرژی می پردازد. در طراحی تیرها و ستون ها که در بخش (۲-۵) بیان شد، اثرات بار ثقیلی و اثرات مرتبه دوم $P-\Delta$ در گرفته نشده است، در صورتی که در تعداد طبقات بالا این اثرات قابل توجه می باشند. بنابراین در این بخش به طراحی قاب خمشی به روش انرژی با در نظر گرفتن اثرات بار ثقیلی و $P-\Delta$ در قاب های با دهانه های مختلف پرداخته شده است.

۴-۵-۱- طراحی تیرها

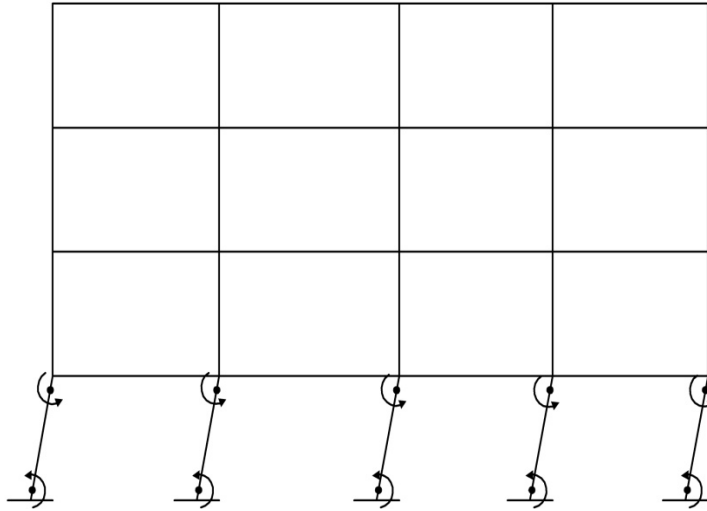
در مرحله نهایی با چرخش پای سازه به مقدار θ_p ، کار انجام شده توسط نیروهای خارجی در هرتراز برابر است با کار انجام شده توسط نیروهای اینرسی در تراز \dot{A} ام $(F_i h_i \theta_p)$ بعلاوه کار انجام شده توسط بارهای ثقیلی در تراز \dot{A} ام $\left(W_i \frac{\theta_p^2 h_i}{2}\right)$ و کار انجام شده توسط نیروهای داخلی برابر است با کار انجام شده در هر مفصل پلاستیک تیر در تراز \dot{A} ام که برابر است با $\mu_j \beta_j M_{pbr} \theta_p$. با تعیین توزیع مقاومتی تیرها و مساوی قرار دادن کار خارجی با کار داخلی انجام شده توسط مفاصل پلاستیک، مقاومت مورد نیاز تیر در هر تراز به دست می آید.

$$(m+1)M_{pc} + 2 \sum_{i=1}^m \mu_j \sum_{j=1}^n \beta_j M_{pbr} = \sum_{i=1}^n F_i h_i + \sum_{i=1}^n W_i h_i \frac{\theta_p}{2} \quad (۳۶-۵)$$

مقدار β_j همان طور که شرح داده شد برابر $\left(\frac{V_i}{V_n}\right)^{\frac{1}{2}}$ در نظر گرفته می شود، مقدار F_i نیز از روابط

(۱۱-۵) بدست می آید.

برای قاب های با پای گیردار، برای تعیین مقدار M_{pc} ، به عنوان یک تقریب اولیه، تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون های بالا و پایین طبقه اول را فرض می کنیم. همان طور که از شکل (۱۰-۵) مشاهده می شود، ظرفیت ممان پلاستیک ستون های طبقه اول برای جلوگیری از ایجاد این مکانیسم برابر است:



شکل ۵-۱۰- مکانیسم طبقه نرم در قاب خمشی

$$M_{pc} = 1.1 \left(\frac{V_y h_1 + W h_1 \theta_p}{2(m+1)} \right) \quad (37-5)$$

V_y : برش پایه کل.

h_1 : ارتفاع طبقه اول.

ضریب ۱.۱، ضریب افزایش مقاومت (برای در نظر گرفتن اثرات سخت شدگی).

با داشتن M_{pc} ، β_i ، h_i ، F_i تنها مجهول رابطه M_{pbr} است.

با دانستن مقدار M_{pbr} ، مقاومت اسمی مورد نیاز تیر در هر تراز، M_{pbij} ، از نامساوی زیر بدست می آید:

$$\phi M_{pbij} \geq \mu_j \beta_j M_{pbr} \quad (38-5)$$

ϕ : ضریبی مقاومتی که بر طبق آیین نامه AISC-LRFD برابر ۰.۹ می باشد.

M_{pbij} : ظرفیت ممان پلاستیک تیر در طبقه i دهانه j ، که برابر $Z_{bij} F_{yb}$ است. Z_{bij} مدول پلاستیک تیر

در طبقه i دهانه j و F_{yb} مقاومت تسلیم اسمی تیر می باشد.

$$\beta_i = \left(\frac{V_i}{V_n} \right)^{\frac{1}{2}} ; \quad \mu_j = \frac{l_r}{l_j} \quad (39-5)$$

l_j : طول تیر دهانه زام.

l_r : طول دهانه مرجع (انتخاب دهانه مرجع به انتخاب طراح می باشد).

V_i : برش طبقه i ام.

V_n : برش طبقه بام.

۵-۴-۲- طراحی ستون ها

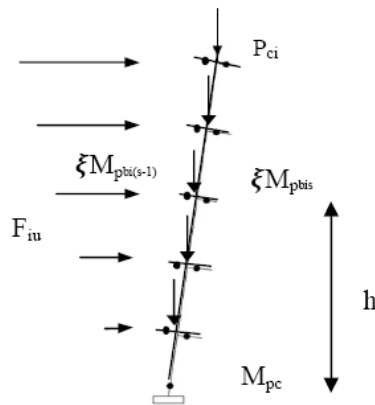
به منظور طراحی مناسب سازه ها و جلوگیری از تشکیل مکانیسم نامطلوب طبقه نرم که سبب افت باربری سازه قبل از رسیدن به تغییر مکان جانبی نسبی مجاز ۲٪ می شود، بایستی این مکانیسم ها شناسایی شده و راه حل هایی برای جلوگیری از تشکیل آن ها ارائه گردد. از این راهکارها در طراحی ستون ها استفاده می نماییم. در ذیل مکانیسم نامطلوب طبقه نرم که منجر به بی نظمی در رفتار سازه می شود، بررسی می شود:

- تشکیل طبقه نرم در ستون های یک طبقه زودتر از پلاستیک شدن تیرهای طبقات فوقانی.

برای جلوگیری از تشکیل مفصل در ستون های یک گره قبل از تشکیل مفصل در تیرها از راهکار زیر استفاده می شود که همان اعمال شرط تیرضعیف-ستون قوی می باشد:

برای اطمینان از اینکه مکانیسم تسلیم تیرضعیف-ستون قوی تا مرحله تغییر مکان جانبی نسبی نهایی حفظ می شود، تیرها با این فرض طراحی می شوند که وقتی تغییر مکان جانبی نسبی سازه به مقدار نهایی می رسد، تمام مفاصل پلاستیک در تیرها به مرحله سخت شدگی رسیده اند. ممان ایجاد شده در تیرها در مرحله سخت شدگی از ضرب فاکتور افزایش مقاومت (ϵ) در ظرفیت ممان پلاستیک اسمی تیرها بدست می آید. با فرض مقدار مناسب (ϵ)، ممان طراحی برای هر ستون بدست آورده می شود. از آنجا که تیرها وارد مرحله سخت شدگی شده است مقدار F_i بایستی دوباره محاسبه شود. مقدار F_{iu} از تعادل ممان در پای ستون به دست آورده می شود.

دیگرام آزاد یک ستون از قاب شکل (۵-۱۰) در شکل (۵-۱۱) نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۱- دیاگرام آزاد ستون قاب شکل (۵-۱)

P_{ci} : بار محوری وارد بر ستون ناشی از بارثقلی و نیروی زلزله.

با فرض توزیع جانبی به شکل زیر، نیروهای اینرسی به صورت زیر در ارتفاع توزیع می شوند:

$$F_{iu} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (۴۰-۵)$$

حال رابطه تعادل ممان نسبت به پای ستون را می نویسیم:

$$(۴۱-۵) \quad \sum_{i=1}^n F_{iu} h_i + \sum_{i=1}^n \left(W_i \left(\frac{l_s + l_{s-1}}{2} \right) + \frac{2\xi M_{pbis(s-1)}}{l_{s-1}} - \frac{2\xi M_{pbis}}{l_s} \right) \theta_p h_i = M_{pc} + \sum_{i=1}^n (\xi M_{pbis} + \xi M_{pbis(s-1)})$$

M_{pbis} : ممان پلاستیک تیر در دهانه s ام.

$M_{pbis(s-1)}$: ممان پلاستیک تیر در دهانه $s-1$ ام.

l_s : طول دهانه تیر در دهانه s ام.

l_{s-1} : طول دهانه تیر در دهانه $s-1$ ام.

h_i : ارتفاع تیر در تراز i ام.

M_{pbis} , $M_{pbis(s-1)}$ ، ظرفیت ممان پلاستیک تیرها در دو طرف ستون موردنظر می باشد l_s, l_{s-1} نیز طول

تیرها در دو طرف ستون مورد نظر می باشند.

با جایگذاری رابطه (۴۱-۵) در (۴۰-۵) و حل آن، مقدار V_u برابر می شود با:

$$V_u = \left(\frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^{k+1}} \right) \left(M_{pc} + \sum_{i=1}^n (\xi M_{pbis} + \xi M_{pbis(s-1)}) - \sum_{i=1}^n \left(W_i \left(\frac{l_s + l_{s-1}}{2} \right) + \frac{2\xi M_{pbis(s-1)}}{l_{s-1}} - \frac{2\xi M_{pbis}}{l_s} \right) \theta_p h_i \right) \quad (42-5)$$

با جایگذاری رابطه (42-5) در (40-5)، نیروی اینرسی در هر تراز برابر است با:

$$F_{iu} = \left(\frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^{k+1}} \right) \left(M_{pc} + \sum_{i=1}^n (\xi M_{pbis} + \xi M_{pbis(s-1)}) - \sum_{i=1}^n \left(W_i \left(\frac{l_s + l_{s-1}}{2} \right) + \frac{2\xi M_{pbis(s-1)}}{l_{s-1}} - \frac{2\xi M_{pbis}}{l_s} \right) \theta_p h_i \right) \quad (43-5)$$

با داشتن مقدار F_{iu} از رابطه (43-5)، توزیع ممان در ستون با زدن برش در هر تراز آن به دست می آید:

$$M_c(h) = \sum_{i=1}^n \delta_i (\xi M_{pbis} + \xi M_{pbis(s-1)}) - \sum_{i=1}^n \delta_i F_{iu} (h_i - h) - \sum_{i=1}^n \delta_i \left(W_i \left(\frac{l_s + l_{s-1}}{2} \right) + \frac{2\xi M_{pbis(s-1)}}{l_{s-1}} - \frac{2\xi M_{pbis}}{l_s} \right) \theta_p (h_i - h) \quad (44-5)$$

$$\delta_i = 1 \quad \text{if } h < h_i$$

$$\delta_i = 0 \quad \text{if } h > h_i$$

نیروی محوری ستون در ارتفاع h از سطح زمین، $P_{c(h)}$ ، برابر است با:

$$P_c(h) = \sum_{i=1}^n \delta_i \left(\frac{2\xi M_{pbis(s-1)}}{l_{s-1}} - \frac{2\xi M_{pbis}}{l_s} \right) + W_i \left(\frac{l_s + l_{s-1}}{2} \right) \quad (45-5)$$

با بدست آوردن ممان و مقدار نیروی محوری با استفاده از روابط فوق، هر ستون را با استفاده از آیین نامه

AISC - LRFD با استفاده از روابط زیر به صورت تیر-ستون طراحی می نمایم.

$$\text{اگر } \frac{P_c}{\phi P_n} \geq 0.2 \text{ باشد}$$

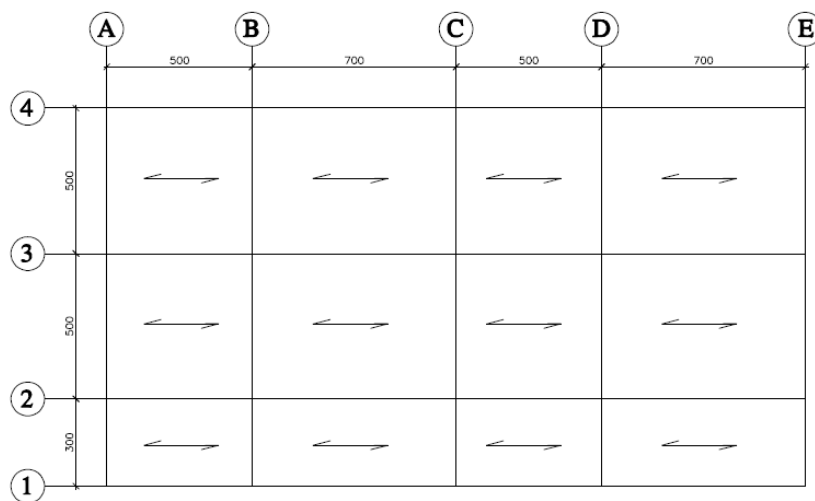
$$\frac{P_c}{\varphi_c P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_c}{\varphi_b M_n} \leq 1 \quad (46-5)$$

اگر $\frac{P_c}{\varphi P_n} < 0.2$ باشد

$$\frac{P_c}{2\varphi_c P_n} + \frac{M_c}{\varphi_b M_n} \leq 1 \quad (47-5)$$

که در آن M_n, P_n استحکام محوری و خمشی و φ_c ضریب مقاومت فشاری برابر ۰.۸۵ و φ_b ضریب مقاومت خمشی برابر ۰.۹ می باشد.

۳-۴-۵- مقایسه پاسخ های لرزه ای قاب های خمشی طراحی شده به روش انرژی و استاتیکی معادل به منظور مقایسه پاسخ لرزه ای قاب های خمشی طراحی شده به روش انرژی و استاتیکی معادل، ابتدا یک ساختمان پنج طبقه با دهانه های نامساوی در نظر گرفته و قابهای ساختمان را با روش انرژی و استاتیکی معادل طراحی کرده و سپس آنالیز استاتیکی غیرخطی را برای هر قاب انجام داده و نتایج را با هم مقایسه می نماییم. برای انجام آنالیز از نرم افزار SAP 2000 استفاده می شود. با فرض تغییر مکان جانبی نسبی الاستیک ۱٪، اگر تغییر مکان جانبی نسبی واقعی برابر ۲٪ باشد پس مقدار تغییر مکان جانبی نسبی پلاستیک ۱٪ خواهد بود. میزان بار مرده وارد بر کف برابر $۶۰۰ \frac{kg}{m^2}$ و بار زنده $۲۰۰ \frac{kg}{m^2}$ می باشد و در تمام طبقات یکسان می باشد. پلان تیپ طبقات ساختمان ۵ طبقه در شکل (۵-۱۲) نشان داده شده است و ارتفاع هر طبقه ۳ متر می باشد.



شکل ۵-۱۲- پلان ساختمان ۵ طبقه مورد مطالعه

ضرائب برش پایه، مقدار برش پایه و توزیع نیروی برشی در ارتفاع ساختمان باروش انرژی محاسبه و در جدول (۵-۲) و (۵-۳) نشان داده ایم.

جدول ۵-۲- ضریب برش پایه و نیروی برشی محاسبه شده با روش انرژی

Level i	H _i m	h _i m	w _i ton	w _i h _i ^k ton.m	w _i h _i ^{k+1} ton.m	w _i h _i /2w m	a	α	β	C	V _y ton	F _{iu} ton
1	3.0 0	3.00	35.1 0	111.84	335.53	0.30	0.77	2.33	0.01	0.23	39.68	2.47
2	3.0 0	6.00	35.1 0	232.36	1394.1 7	0.60						5.14
3	3.0 0	9.00	35.1 0	356.38	3207.4 6	0.90						7.88
4	3.0 0	12.0 0	35.1 0	482.74	5792.8 8	1.20						10.6 8
5	3.0 0	15.0 0	35.1 0	610.86	9162.9 0	1.50						13.5 1
		45.0 0		1794.1 9	175.50	1794.1 9			4.5 0			

جدول ۵-۳- ضریب برش پایه

θ _p	0.01	A	0.35
T	0.61	B	2.19
g	9.81	I	1.00
k	1.05	a	0.08
T ₀	0.50		

برای طراحی تیرها، رابطه (8-4) به صورت زیر نوشته می شود:

$$4M_{pc} + 2 \sum_{i=1}^5 \mu_j \sum_{j=1}^3 \left(\left(\frac{V_i}{V_5} \right)^2 M_{pbr} \right) = \sum_{i=1}^5 F_i h_i + \sum_{i=1}^5 W_i h_i \frac{\theta_p}{2}$$

$$\mu_1 = \frac{l_1}{l_r} \quad ; \quad \mu_2 = \frac{l_2}{l_r} \quad ; \quad \mu_3 = \frac{l_3}{l_r}$$

$$M_{pc} = 1.1 \left(\frac{V_y h_1 + W h_1 \theta_p}{8} \right)$$

مقدار ممان پلاستیک مورد نیاز تیرها و ممان پلاستیک مقطع انتخابی آنها را بدست آورده و در جداول

(5-5), (4-5) نشان داده ایم.

نیروی برشی، ممان و نیروی محوری ستونهای قاب خمشی محاسبه شده و در جداول (5-6)، (5-7) نشان داده ایم.

جدول 5-4 نیروهای طراحی تیرهای قاب خمشی ۵ طبقه با دهانه های نامساوی به روش انرژی

m	M_{pc}	$(m+1)M_{pc}$	l_1	l_2	l_3	l_4	μ_1	μ_2	μ_3				
-	kg.m	kg.m	m	m	m	m	-	-	-				
3.00	16.70	66.81	3.00	5.00	5.00		0.60	1.00	1.00				
Leveli	h_i	F_i	V_i	β_i	$F_i h_i$	w_i	w_{i1}	$w_i h_i \theta_{p2}$	M_{ptr}	Z_{req3}	Z_{ana3}	Z_{req5}	Z_{ana5}
-	m	ton	ton	-	ton	ton	t.m	-	t.m	cm ³	cm ³	cm ³	cm ³
5.00	15.00	13.51	13.51	1.00	202.65	35.10	526.50			279.53	276.89	465.89	485.00
4.00	12.00	10.68	24.19	1.34	128.16	35.10	421.20			374.04	383.00	623.41	645.00
3.00	9.00	7.69	31.88	1.54	69.24	35.10	315.90	7.90	10.06	429.43	433.28	715.71	713.00
2.00	6.00	5.02	36.90	1.65	30.10	35.10	210.60			461.97	485.00	769.96	800.00
1.00	3.00	2.41	39.31	1.71	7.24	35.10	105.30			476.85	485.00	794.75	800.00
				7.23	437.39		1579.50						

جدول 5-5 ابعاد تیرهای قاب خمشی ۵ طبقه با دهانه های نامساوی ، طراحی شده به روش انرژی

5m	story 1,2	story 3	story 4	story5
Section Properties	B_1	B_2	B_3	B_4
$h_w \times b_r \times t_w \times t_f$ (mm)	300×200×8×10	300×200×8×8.5	300×150×8×10	300×120×8×8
Z_{p1} (cm ³)	800.00	713.00	645.00	485.00

3m	story 1,2	story 3	story 4	story5
Section Properties	B_1	B_2	B_3	B_4
$h_w \times b_r \times t_w \times t_f$ (mm)	300×120×8×8	280×120×8×8	250×125×8×8	200×120×8×8
Z_{p2} (cm ³)	485.00	433.28	383.00	485.00

Z_{req1} : مدول پلاستیک مقطع موردنیاز تیرهای دهانه ۳ متری .

Z_{req2} : مدول پلاستیک مقطع موردنیاز تیرهای دهانه ۵ متری.

Z_{p1} : مدول پلاستیک مقطع انتخابی تیرهای دهانه ۳ متری.

Z_{p2} : مدول پلاستیک مقطع انتخابی تیرهای دهانه ۵ متری.

جدول 5-6- نیروهای ستون های قاب خمشی ۵ طبقه بادخانه های نامساوی

نیروی طراحی ستون های محور 1

Level		w_i	h	h_i	$w_i h_i^k$	$w_i h_i^{k+1}$	$w_i h_i^k \sum w_j h_j^{k+1}$	Z_{pL}	Z_{pR}	ξM_{p0L}	ξM_{p0R}	$2\xi M_{p0L}/L_1$	$2\xi M_{p0R}/L_R$	$w_i(k+k_{c-1})/2$	F_{10}
		t/m	m	m	t.m	t.m ²	m ⁻¹	cm ³	cm ³	t.m	t.m	t	t	t.m	t
5.00	2.70	3.00	15.00	46.37	695.59	0.03	546.00	0.00	13.76	0.00	9.17	0.00	4.05	1.98	3.38
4.00	2.70	3.00	12.00	36.69	440.24	0.02	728.00	0.00	18.35	0.00	12.23	0.00	4.05	1.95	2.67
3.00	2.70	3.00	9.00	27.12	244.10	0.02	852.00	0.00	21.47	0.00	14.31	0.00	4.05	1.65	1.98
2.00	2.70	3.00	6.00	17.72	106.31	0.01	910.00	0.00	22.93	0.00	15.29	0.00	4.05	1.16	1.29
1.00	2.70	3.00	3.00	8.56	25.67	0.01	945.00	0.00	23.81	0.00	15.88	0.00	4.05	0.60	0.62
1511.90									100.32	0.00	66.88	0.00	20.25	7.35	

نیروی طراحی ستون های محور 2

Level		w_i	h	h_i	$w_i h_i^k$	$w_i h_i^{k+1}$	$w_i h_i^k \sum w_j h_j^{k+1}$	Z_{pL}	Z_{pR}	ξM_{p0L}	ξM_{p0R}	$2\xi M_{p0L}/L_1$	$2\xi M_{p0R}/L_R$	$w_i(k+k_{c-1})/2$	F_{10}
		t/m	m	m	t.m	t.m ²	m ⁻¹	cm ³	cm ³	t.m	t.m	t	t	t.m	t
5.00	2.70	3.00	15.00	46.37	695.59	0.03	546.00	329.00	13.76	7.90	9.17	3.16	10.80	2.52	5.18
4.00	2.70	3.00	12.00	36.69	440.24	0.02	728.00	442.00	18.35	11.14	12.23	4.46	10.80	2.23	4.10
3.00	2.70	3.00	9.00	27.12	244.10	0.02	852.00	503.00	21.47	12.68	14.31	5.07	10.80	1.80	3.03
2.00	2.70	3.00	6.00	17.72	106.31	0.01	910.00	548.00	22.93	13.81	15.29	5.52	10.80	1.23	1.98
1.00	2.70	3.00	3.00	8.56	25.67	0.01	945.00	570.00	23.81	14.36	15.88	5.75	10.80	0.63	0.96
1511.90									100.32	59.88	66.88	23.95	54.00	8.42	

نیروی طراحی ستون های محور 3

ξ	M_{pc}	L_L	L_R	k	θ_p
1.05	17.21	3.00	5.00	1.05	0.01

Level i	w_i	h	h_i	$w_i h_i^k$	$w_i h_i^{k+1}$	$w_i h_i^k \sum w_i h_i^{k+1}$	Z_{pL}	Z_{pR}	ξM_{p0L}	ξM_{p0R}	$2\xi M_{p0L}/L_L$	$2\xi M_{p0R}/L_R$	$w_i(k+h_{k+1})/2$	F_{in}	
	t/m	m	m	t.m	t.m ²	m ⁻¹	cm ³	cm ³	t.m	t.m	t	t	t.m	t	
5.00	2.70	3.00	15.00	46.37	695.59	0.03	329.00	329.00	8.29	7.90	5.53	3.16	13.50	2.38	3.99
4.00	2.70	3.00	12.00	36.69	440.24	0.02	442.00	442.00	11.14	11.14	7.43	4.46	13.50	1.98	3.15
3.00	2.70	3.00	9.00	27.12	244.10	0.02	503.00	503.00	12.68	12.68	8.45	5.07	13.50	1.52	2.33
2.00	2.70	3.00	6.00	17.72	106.31	0.01	548.00	548.00	13.81	13.81	9.21	5.52	13.50	1.03	1.52
1.00	2.70	3.00	3.00	8.56	25.67	0.01	570.00	570.00	14.36	14.36	9.58	5.75	13.50	0.52	0.74
				1511.90					60.28	59.88	40.19	23.95	67.50	7.43	

نیروی طراحی ستون های محور 4

ξ	M_{pc}	L_L	L_R	k	θ_p
1.05	17.21	3	5	1.05	0.01

Level	w_i	h	h_i	$w_i h_i^k$	$w_i h_i^{k+1}$	$w_i h_i^k \sum w_i h_i^{k+1}$	Z_{pL}	Z_{pR}	ξM_{p0L}	ξM_{p0R}	$2\xi M_{p0L}/L_L$	$2\xi M_{p0R}/L_R$	$w_i(k+h_{k+1})/2$	F_{in}	
	t/m	m	m	t.m	t.m ²	m ⁻¹	cm ³	cm ³	t.m	t.m	t	t	t.m	t	
5.00	2.70	3.00	15.00	46.37	695.59	0.03	329.00	0.00	8.29	0.00	5.53	0.00	6.75	1.84	2.18
4.00	2.70	3.00	12.00	36.69	440.24	0.02	442.00	0.00	11.14	0.00	7.43	0.00	6.75	1.70	1.73
3.00	2.70	3.00	9.00	27.12	244.10	0.02	503.00	0.00	12.68	0.00	8.45	0.00	6.75	1.37	1.28
2.00	2.70	3.00	6.00	17.72	106.31	0.01	548.00	0.00	13.81	0.00	9.21	0.00	6.75	0.96	0.83
1.00	2.70	3.00	3.00	8.56	25.67	0.01	570.00	0.00	14.36	0.00	9.58	0.00	6.75	0.49	0.40
				1511.90					60.28	0.00	40.19	0.00	33.75	6.36	

جدول 7-5 ممان طراحی ستون های قاب خمشی ۵ طبقه بادخانه های نامساوی

ممان طراحی ستون های محور 1-طبقه 1

ممان طراحی ستون های محور ۱

Level i	$\xi M_{p0}(e-l)$	F_{in}	h_1-h	$F_{in}(h_1-h)$	$2\xi M_{p0,1,2}/L_{s1}$	$w_i(k_b)/2$	$(w_i k_b / 2 + 2\xi M_{p0,1,2} / L_{s1}) \theta_p (h-h_1)$	M_{top}^1	Level i	$\xi M_{p0,iss}$	F_{in}	h_1-h	$F_{in}(h_1-h)$	$2\xi M_{p0,1,2}/L_{s1}$	$w_i(k_b)/2$	$(w_i k_b / 2 + 2\xi M_{p0,1,2} / L_{s1}) \theta_p (h-h_1)$	M_{bot}^1
	t.B	t	m	t.B	t	t	t.B	t.B		t.B	t	m	t.B	t	t	t.B	t.B
5	13.10	3.30	12.00	39.60	8.73	4.05	1.53	15.79	5.00	13.10	3.30	15.00	49.50	8.73	4.05	1.92	-16.51
4	18.35	2.64	9.00	23.76	12.23	4.05	1.47		4.00	18.35	2.64	12.00	31.68	12.23	4.05	1.95	
3	21.47	1.98	6.00	11.88	14.31	4.05	1.10		3.00	21.47	1.98	9.00	17.82	14.31	4.05	1.65	
2	22.93	1.32	3.00	3.96	15.29	4.05	0.58		2.00	22.93	1.32	6.00	7.92	15.29	4.05	1.16	
1	23.82	0.66	0.00	0.00	15.88	4.05	0.00		1.00	23.82	0.66	3.00	1.98	15.88	4.05	0.60	
	99.67			79.20			4.68			99.67			108.90			7.28	

ممان طراحی ستون های محور 1-طبقه 2

Level i	$\xi M_{p0}(e-l)$	F_{in}	h_1-h	$F_{in}(h_1-h)$	$2\xi M_{p0,1,2}/L_{s1}$	$w_i(k_b)/2$	$(w_i k_b / 2 + 2\xi M_{p0,1,2} / L_{s1}) \theta_p (h-h_1)$	M_{top}^2	Level i	$\xi M_{p0,iss}$	F_{in}	h_1-h	$F_{in}(h_1-h)$	$2\xi M_{p0,1,2}/L_{s1}$	$w_i(k_b)/2$	$(w_i k_b / 2 + 2\xi M_{p0,1,2} / L_{s1}) \theta_p (h-h_1)$	M_{bot}^2
	t.B	t	m	t.B	t	t	t.B	t.B		t.B	t	m	t.B	t	t	t.B	t.B
5	13.10	3.30	9.00	29.70	8.73	4.05	1.15	21.69	5.00	13.10	3.30	12.00	39.60	8.73	4.05	1.53	-8.03
4	18.35	2.64	6.00	15.84	12.23	4.05	0.98		4.00	18.35	2.64	9.00	23.76	12.23	4.05	1.47	
3	21.47	1.98	3.00	5.94	14.31	4.05	0.55		3.00	21.47	1.98	6.00	11.88	14.31	4.05	1.10	
2	22.93	1.32	0.00	0.00	15.29	4.05	0.00		2.00	22.93	1.32	3.00	3.96	15.29	4.05	0.58	
1	0.00	0.66	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00		1.00	0.00	0.66	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00	
	75.85			51.48			2.68			75.85			79.20			4.68	

ممان طراحی ستون های محور 1-طبقه 3

Level i	$\xi M_{p0i(i+1)}$	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0,1s}/L_{s_j}$	$w_i(k)/2$	$(w_i k/2+2\xi M_{p0,1s}/L_{s_j})\theta_p(h-h_i)$	M^3_{top}	Level i	ξM_{p0is}	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0,1s}/L_{s_j}$	$w_i(k)/2$	$(w_i k/2+2\xi M_{p0,1s}/L_{s_j})\theta_p(h-h_i)$	M^3_{bot}
	t.m	t	m	t.m	t	t	t.m	t.m		t.m	t	m	t.m	t	t	t.m	t.m
5.00	13.10	3.30	6.00	19.80	8.73	4.05	0.77	23.94	5.00	13.10	3.30	9.00	29.70	8.73	4.05	1.15	-1.24
4.00	18.35	2.64	3.00	7.92	12.23	4.05	0.49		4.00	18.35	2.64	6.00	15.84	12.23	4.05	0.98	
3.00	21.47	1.98	0.00	0.00	14.31	4.05	0.00		3.00	21.47	1.98	3.00	5.94	14.31	4.05	0.55	
2.00	0.00	1.32	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00		2.00	0.00	1.32	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00	
1.00	0.00	0.66	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00		1.00	0.00	0.66	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00	
	52.92			27.72		12.00	1.26			52.92			51.48			2.68	

ممان طراحی ستون های محور 1-طبقه 4

Level i	$\xi M_{p0i(i+1)}$	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0,1s}/L_{s_j}$	$w_i(k)/2$	$(w_i k/2+2\xi M_{p0,1s}/L_{s_j})\theta_p(h-h_i)$	M^4_{top}	Level i	ξM_{p0is}	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0,1s}/L_{s_j}$	$w_i(k)/2$	$(w_i k/2+2\xi M_{p0,1s}/L_{s_j})\theta_p(h-h_i)$	M^4_{bot}
	t.m	t	m	t.m	t	t	t.m	t.m		t.m	t	m	t.m	t	t	t.m	t.m
5.00	13.10	3.30	3.00	9.90	8.73	4.05	0.38	21.17	5.00	13.10	3.30	6.00	19.80	8.73	4.05	0.77	2.62
4.00	18.35	2.64	0.00	0.00	12.23	4.05	0.00		4.00	18.35	2.64	3.00	7.92	7.34	4.05	0.34	
3.00	0.00	1.98	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00		3.00	0.00	1.98	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00	
2.00	0.00	1.32	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00		2.00	0.00	1.32	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00	
1.00	0.00	0.66	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00		1.00	0.00	0.66	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00	
	31.45			9.90			0.38			31.45			27.72			1.11	

ممان طراحی ستون های محور 1- طبقه 5

Level i	$\xi M_{p0(k+1)}$	F_{in}	h_p-h	$F_{in}(h_p-h)$	$2\xi M_{p0L_s}/L_{s1}$	$w_i(l_k)/2$	$(w_i(l_k)/2+2\xi M_{p0L_s}/L_{s1})\theta_p(h-h_i)$	M_{top}^4	Level i	ξM_{p0k}	F_{in}	h_p-h	$F_{in}(h_p-h)$	$2\xi M_{p0L_s}/L_{s1}$	$w_i(l_k)/2$	$(w_i(l_k)/2+2\xi M_{p0L_s}/L_{s1})\theta_p(h-h_i)$	M_{bot}^4
	t.m	t	m	t.m	t	t	t.m	t.m		t.m	t	m	t.m	t	t	t.m	t.m
5.00	13.10	3.30	3.00	9.90	8.73	4.05	0.38	21.17	5.00	13.10	3.30	6.00	19.80	8.73	4.05	0.77	2.62
4.00	18.35	2.64	0.00	0.00	12.23	4.05	0.00		4.00	18.35	2.64	3.00	7.92	7.34	4.05	0.34	
3.00	0.00	1.98	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00		3.00	0.00	1.98	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00	
2.00	0.00	1.32	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00		2.00	0.00	1.32	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00	
1.00	0.00	0.66	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00		1.00	0.00	0.66	0.00	0.00	0.00	4.05	0.00	
	31.45			9.90			0.38		31.45				27.72			1.11	

ممان طراحی ستون های محور 2- طبقه 1

ممان طراحی ستون های محور ۲

0

Level i	$\xi M_{p0(k+1)}$	ξM_{p0k}	F_{in}	h_p-h	$F_{in}(h_p-h)$	$2\xi M_{p0L_s}/L_{s-1}$	$2\xi M_{p0L_s}/L_{s1}$	$w_i(l_k+l_{k-1})/2$	$(w_i(l_k+l_{k-1})/2+2\xi M_{p0L_s}/L_{s-1})\theta_p(h-h_i)$	M_{top}^4	Level i	$\xi M_{p0(k+1)}$	ξM_{p0k}	F_{in}	h_p-h	$F_{in}(h_p-h)$	$2\xi M_{p0L_s}/L_{s-1}$	$2\xi M_{p0L_s}/L_{s1}$	$w_i(l_k+l_{k-1})/2$	$(w_i(l_k+l_{k-1})/2+2\xi M_{p0L_s}/L_{s-1})\theta_p(h-h_i)$	M_{bot}^4
	t.m	t.m	t	m	t.m	t	t	t	t.m	t.m		t.m	t.m	t	m	t.m	t	t	t	t.m	t.m
5	13.10	7.90	5.06	12.00	60.72	8.73	3.16	10.80	1.96	32.64	5.00	13.10	7.90	5.06	15.00	75.90	8.73	3.16	10.80	2.46	-15.79
4	18.35	11.15	4.05	9.00	36.45	12.23	4.46	10.80	1.67		4.00	18.35	11.15	4.05	12.00	48.60	12.23	4.46	10.80	2.23	
3	21.47	12.69	3.04	6.00	18.24	14.31	5.08	10.80	1.20		3.00	21.47	12.69	3.04	9.00	27.36	14.31	5.08	10.80	1.80	
2	22.93	13.80	2.02	3.00	6.06	15.29	5.52	10.80	0.62		2.00	22.93	13.80	2.02	6.00	12.12	15.29	5.52	10.80	1.23	
1	23.82	14.36	1.01	0.00	0.00	15.88	5.74	10.80	0.00		1.00	23.82	14.36	1.01	3.00	3.03	15.88	5.74	10.80	0.63	
	99.67	59.90			121.47				5.46		99.67	59.90			167.01					8.35	

ممان طراحی ستون های محور 2- طبقه 2

Level i	$\xi M_{p0i(s+1)}$	ξM_{p0is}	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0L_{s-1}}/L_{s-1}$	$2\xi M_{p0L_s}/L_s$	$w_i(k_i+k_{s+1})/2$	$(w_i(k_i+k_{s+1})/2)+2\xi M_{p0L_s}/L_s \theta_{sp}(h-h_i)$	M_{sup}^2	Level i	$\xi M_{p0i(s+1)}$	ξM_{p0is}	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0L_{s-1}}/L_{s-1}$	$2\xi M_{p0L_s}/L_s$	$w_i(k_i+k_{s+1})/2$	$(w_i(k_i+k_{s+1})/2)+2\xi M_{p0L_s}/L_s \theta_{sp}(h-h_i)$	M_{bot}^2
	t.m	t.m	t	m	t.m	t	t	t	t.m	t.m		t.m	t.m	t	m	t.m	t	t	t	t.m	t.m
5	13.10	7.90	5.06	9.00	45.54	8.73	3.16	10.80	1.47	39.24	5.00	13.10	7.90	5.06	12.00	60.72	8.73	5.27	10.80	1.71	
4	18.35	11.15	4.05	6.00	24.30	12.23	4.46	10.80	1.11		4.00	18.35	11.15	4.05	9.00	36.45	12.23	7.43	10.80	1.40	
3	21.47	12.69	3.04	3.00	9.12	14.31	5.08	10.80	0.60		3.00	21.47	12.69	3.04	6.00	18.24	14.31	8.46	10.80	1.00	
2	22.93	13.80	2.02	0.00	0.00	15.29	5.52	10.80	0.00		2.00	22.93	13.80	2.02	3.00	6.06	15.29	9.20	10.80	0.51	
1	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	10.80	0.00		1.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	10.80	0.00	
	75.85	45.54			78.96				3.19		75.85	45.54			121.47					4.62	

ممان طراحی ستون های محور 2- طبقه 3

Level i	$\xi M_{p0i(s+1)}$	ξM_{p0is}	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0L_{s-1}}/L_{s-1}$	$2\xi M_{p0L_s}/L_s$	$w_i(k_i+k_{s+1})/2$	$(w_i(k_i+k_{s+1})/2)+2\xi M_{p0L_s}/L_s \theta_{sp}(h-h_i)$	M_{sup}^3	Level i	$\xi M_{p0i(s+1)}$	ξM_{p0is}	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0L_{s-1}}/L_{s-1}$	$2\xi M_{p0L_s}/L_s$	$w_i(k_i+k_{s+1})/2$	$(w_i(k_i+k_{s+1})/2)+2\xi M_{p0L_s}/L_s \theta_{sp}(h-h_i)$	M_{bot}^3
	t.m	t.m	t	m	t.m	t	t	t	t.m	t.m		t.m	t.m	t	m	t.m	t	t	t	t.m	t.m
##	13.10	7.90	5.06	6.00	30.36	8.73	3.16	10.80	0.98	40.48	5.00	13.10	7.90	5.06	9.00	45.54	8.73	3.16	10.80	1.47	
##	18.35	11.15	4.05	3.00	12.15	12.23	4.46	10.80	0.69		4.00	18.35	11.15	4.05	6.00	24.30	12.23	4.46	10.80	1.11	
##	21.47	12.69	3.04	0.00	0.00	14.31	5.08	10.80	0.00		3.00	21.47	12.69	3.04	3.00	9.12	14.31	5.08	10.80	0.60	
##	0.00	0.00	2.02	0.00	0.00	0.00	0.00	10.80	0.00		2.00	0.00	0.00	2.02	0.00	0.00	0.00	0.00	10.80	0.00	
##	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	10.80	0.00		1.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	10.80	0.00	
	52.92	31.74			42.51			12.00	1.67		52.92	31.74			78.96					3.19	

ممان طراحی ستون های محور 2- طبقه 4

Level i	$\xi M_{pb(i+1)}$	ξM_{pbis}	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{pb,L_{s-1}}/L_{s-1}$	$2\xi M_{pb,L_s}/L_{s1}$	$w_i(l_k+l_{k+1})/2$	$(w_i(l_k+l_{k+1})/2)+2\xi M_{pb,L_s}/L_{s1}\beta_p(h-h_i)$	M^4_{top}
	t.m	t.m	t	m	t.m	t	t	t	t.m	t.m
###	13.10	7.90	5.06	3.00	15.18	8.73	5.24	10.80	0.43	34.89
###	18.35	11.15	4.05	0.00	0.00	12.23	7.34	10.80	0.00	
###	0.00	0.00	3.04	0.00	0.00	0.00	0.00	10.80	0.00	
###	0.00	0.00	2.02	0.00	0.00	0.00	0.00	10.80	0.00	
###	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	10.80	0.00	
	31.45	19.05			15.18				0.43	
Level i	$\xi M_{pb(i+1)}$	ξM_{pbis}	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{pb,L_{s-1}}/L_{s-1}$	$2\xi M_{pb,L_s}/L_{s1}$	$w_i(l_k+l_{k+1})/2$	$(w_i(l_k+l_{k+1})/2)+2\xi M_{pb,L_s}/L_{s1}\beta_p(h-h_i)$	M^4_{bot}
	t.m	t.m	t	m	t.m	t	t	t	t.m	t.m
###	5.00	13.10	7.90	5.06	6.00	30.36	8.73	2.02	10.80	6.30
###	4.00	18.35	11.15	4.05	3.00	12.15	12.23	1.62	10.80	
###	3.00	0.00	0.00	3.04	0.00	0.00	1.22	10.80	0.00	
###	2.00	0.00	0.00	2.02	0.00	0.00	0.81	10.80	0.00	
###	1.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.40	10.80	0.00	
	31.45	19.05			42.51				1.69	

ممان طراحی ستون های محور 2- طبقه 5

Level i	$\xi M_{pb(i+1)}$	ξM_{pbis}	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{pb,L_{s-1}}/L_{s-1}$	$2\xi M_{pb,L_s}/L_{s1}$	$w_i(l_k+l_{k+1})/2$	$(w_i(l_k+l_{k+1})/2)+2\xi M_{pb,L_s}/L_{s1}\beta_p(h-h_i)$	M^5_{top}
	t.m	t.m	t	m	t.m	t	t	t	t.m	t.m
###	13.10	7.90	5.06	0.00	0.00	8.73	3.16	10.80	0.00	21.00
###	0.00	0.00	4.05	0.00	0.00	0.00	0.00	10.80	0.00	
###	0.00	0.00	3.04	0.00	0.00	0.00	0.00	10.80	0.00	
###	0.00	0.00	2.02	0.00	0.00	0.00	0.00	10.80	0.00	
###	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	10.80	0.00	
	13.10	7.90			0.00				0.00	
Level i	$\xi M_{pb(i+1)}$	ξM_{pbis}	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{pb,L_{s-1}}/L_{s-1}$	$2\xi M_{pb,L_s}/L_{s1}$	$w_i(l_k+l_{k+1})/2$	$(w_i(l_k+l_{k+1})/2)+2\xi M_{pb,L_s}/L_{s1}\beta_p(h-h_i)$	M^5_{bot}
	t.m	t.m	t	m	t.m	t	t	t	t.m	t.m
###	5.00	13.10	7.90	5.06	3.00	15.18	8.73	3.16	10.80	5.33
###	4.00	0.00	0.00	4.05	0.00	0.00	0.00	10.80	0.00	
###	3.00	0.00	0.00	3.04	0.00	0.00	0.00	10.80	0.00	
###	2.00	0.00	0.00	2.02	0.00	0.00	0.00	10.80	0.00	
###	1.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	10.80	0.00	
	13.10	7.90			15.18				0.49	

ممان طراحی ستون های محور 3-طبقه 5

ممان طراحی ستون های محور 3

0

Level i	$\xi M_{p0i(s-1)}$	ξM_{p0is}	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0i,s-1}/L_{s-1}$	$2\xi M_{p0i,s}/L_{s1}$	$w_i(l_k+l_{k+1})/2$	$w_i(l_k+l_{k+1})/2+2\xi M_{p0i,s}/L_{s1}\theta_i/(h_i-h_i)$	M_{top}^s	Level i	$\xi M_{p0i(s-1)}$	ξM_{p0is}	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0i,s-1}/L_{s-1}$	$2\xi M_{p0i,s}/L_{s1}$	$w_i(l_k+l_{k+1})/2$	$w_i(l_k+l_{k+1})/2+2\xi M_{p0i,s}/L_{s1}\theta_i/(h_i-h_i)$	M_{bot}^s
	t.m	t.m	t	m	t.m	t	t	t	t.m	t.m		t.m	t.m	t	m	t.m	t	t	t	t.m	t.m
5	7.90	7.90	3.91	12.00	46.92	3.16	3.16	13.50	1.62	21.85	5.00	7.90	7.90	3.91	15.00	58.65	3.16	3.16	13.50	2.03	-15.40
4	11.15	11.15	3.13	9.00	28.17	4.46	4.46	13.50	1.22		4.00	11.15	11.15	3.13	12.00	37.56	4.46	4.46	13.50	1.62	
3	12.69	12.69	2.35	6.00	14.10	5.08	5.08	13.50	0.81		3.00	12.69	12.69	2.35	9.00	21.15	5.08	5.08	13.50	1.22	
2	13.80	13.80	1.57	3.00	4.71	5.52	5.52	13.50	0.41		2.00	13.80	13.80	1.57	6.00	9.42	5.52	5.52	13.50	0.81	
1	14.36	14.36	0.78	0.00	0.00	5.74	5.74	13.50	0.00		1.00	14.36	14.36	0.78	3.00	2.34	5.74	5.74	13.50	0.41	
	59.90	59.90			93.90				4.05		59.90	59.90			129.12				6.08		

ممان طراحی ستون های محور 3-طبقه 4

Level i	$\xi M_{p0i(s-1)}$	ξM_{p0is}	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0i,s-1}/L_{s-1}$	$2\xi M_{p0i,s}/L_{s1}$	$w_i(l_k+l_{k+1})/2$	$w_i(l_k+l_{k+1})/2+2\xi M_{p0i,s}/L_{s1}\theta_i/(h_i-h_i)$	M_{top}^s	Level i	$\xi M_{p0i(s-1)}$	ξM_{p0is}	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0i,s-1}/L_{s-1}$	$2\xi M_{p0i,s}/L_{s1}$	$w_i(l_k+l_{k+1})/2$	$w_i(l_k+l_{k+1})/2+2\xi M_{p0i,s}/L_{s1}\theta_i/(h_i-h_i)$	M_{bot}^s
	t.m	t.m	t	m	t.m	t	t	t	t.m	t.m		t.m	t.m	t	m	t.m	t	t	t	t.m	t.m
5	7.90	7.90	3.91	9.00	35.19	3.16	3.16	13.50	1.22	27.63	5.00	7.90	7.90	3.91	12.00	46.92	3.16	3.16	13.50	1.62	-6.87
4	11.15	11.15	3.13	6.00	18.78	4.46	4.46	13.50	0.81		4.00	11.15	11.15	3.13	9.00	28.17	4.46	4.46	13.50	1.22	
3	12.69	12.69	2.35	3.00	7.05	5.08	5.08	13.50	0.41		3.00	12.69	12.69	2.35	6.00	14.10	5.08	5.08	13.50	0.81	
2	13.80	13.80	1.57	0.00	0.00	5.52	5.52	13.50	0.00		2.00	13.80	13.80	1.57	3.00	4.71	5.52	5.52	13.50	0.41	
1	0.00	0.00	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00		1.00	0.00	0.00	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00	
	45.54	45.54			61.02				2.43		45.54	45.54			93.90				4.05		

ممان طراحی ستون های محور 3-طبقه 3

Level i	M^5_{top}										Level i	M^5_{bot}																		
	$\xi M_{p0(s-1)}$	ξM_{p0is}	F_{in}	h_1-h	$F_{10}(h_1-h)$	$2\xi M_{p0L_{s-1}}/L_{s-1}$	$2\xi M_{p0L_s}/L_s$	$w_i(l_k^+ + l_{k+1})/2$	$(w_i(l_k + l_{k+1})/2) + 2\xi M_{p0L_{s-1}}\theta_j/(b-h)$	M^5_{top}		$\xi M_{p0(s-1)}$	ξM_{p0is}	F_{in}	h_1-h	$F_{10}(h_1-h)$	$2\xi M_{p0L_{s-1}}/L_{s-1}$	$2\xi M_{p0L_s}/L_s$	$w_i(l_k^+ + l_{k+1})/2$	$(w_i(l_k + l_{k+1})/2) + 2\xi M_{p0L_{s-1}}\theta_j/(b-h)$	M^5_{bot}									
t.B	t.B	t	B	t.B	t	t	t	t.B	t.B	t.B	t.B	t	B	t.B	t	t	t	t.B	t.B											
5.00	7.90	7.90	3.91	6.00	23.46	3.16	3.16	13.50	0.81	29.28	5.00	7.90	7.90	3.91	9.00	35.19	3.16	3.16	13.50	1.22	0.03									
4.00	11.15	11.15	3.13	3.00	9.39	4.46	4.46	13.50	0.54	4.00	11.15	11.15	3.13	6.00	18.78	4.46	4.46	13.50	0.81	4.00	11.15	11.15	3.13	3.00	6.00	18.78	4.46	4.46	13.50	0.81
3.00	12.69	12.69	2.35	0.00	0.00	5.08	5.08	13.50	0.00	3.00	12.69	12.69	2.35	3.00	7.05	5.08	5.08	13.50	0.41	3.00	12.69	12.69	2.35	3.00	7.05	5.08	5.08	13.50	0.41	
2.00	0.00	0.00	1.57	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00	2.00	0.00	0.00	1.57	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00	2.00	0.00	0.00	1.57	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00	
1.00	0.00	0.00	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00	1.00	0.00	0.00	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00	1.00	0.00	0.00	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00	
	31.74	31.74			32.85			12.00	1.35		31.74	31.74			61.02					2.43										

ممان طراحی ستون های محور 3-طبقه 4

Level i	M^2_{top}										Level i	M^2_{bot}																		
	$\xi M_{p0(s-1)}$	ξM_{p0is}	F_{in}	h_1-h	$F_{10}(h_1-h)$	$2\xi M_{p0L_{s-1}}/L_{s-1}$	$2\xi M_{p0L_s}/L_s$	$w_i(l_k^+ + l_{k+1})/2$	$(w_i(l_k + l_{k+1})/2) + 2\xi M_{p0L_{s-1}}\theta_j/(b-h)$	M^2_{top}		$\xi M_{p0(s-1)}$	ξM_{p0is}	F_{in}	h_1-h	$F_{10}(h_1-h)$	$2\xi M_{p0L_{s-1}}/L_{s-1}$	$2\xi M_{p0L_s}/L_s$	$w_i(l_k^+ + l_{k+1})/2$	$(w_i(l_k + l_{k+1})/2) + 2\xi M_{p0L_{s-1}}\theta_j/(b-h)$	M^2_{bot}									
t.B	t.B	t	B	t.B	t	t	t	t.B	t.B	t.B	t.B	t	B	t.B	t	t	t	t	t.B	t.B										
5.00	7.90	7.90	3.91	3.00	11.73	3.16	3.16	13.50	0.41	25.97	5.00	7.90	7.90	3.91	6.00	23.46	3.16	3.16	13.50	0.81	4.04									
4.00	11.15	11.15	3.13	0.00	0.00	4.46	4.46	13.50	0.00	4.00	11.15	11.15	3.13	3.00	9.39	4.46	4.46	13.50	0.41	4.00	11.15	11.15	3.13	3.00	9.39	4.46	4.46	13.50	0.41	
3.00	0.00	0.00	2.35	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00	3.00	0.00	0.00	2.35	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00	3.00	0.00	0.00	2.35	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00	
2.00	0.00	0.00	1.57	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00	2.00	0.00	0.00	1.57	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00	2.00	0.00	0.00	1.57	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00	
1.00	0.00	0.00	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00	1.00	0.00	0.00	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00	1.00	0.00	0.00	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00	
	19.05	19.05			11.73				0.41		19.05	19.05			32.85					1.22										

ممان طراحی ستون های محور 3-طبقه 5

Level i	$\xi M_{pb(s-1)}$	ξM_{pbs}	F_{in}	h_i-h	$F_{i0}(h_i-h)$	$2\xi M_{pb,Ls-1}/L_{s-1}$	$2\xi M_{pb,Ls}/L_{s1}$	$w_i(l_k+l_{k+1})/2$	$(w_i(l_k+l_{k+1})/2)+2\xi M_{pb,Ls}/L_{s1} \beta_i(h_i-h)$	M_{top}^i	Level i	$\xi M_{pb(s-1)}$	ξM_{pbs}	F_{in}	h_i-h	$F_{i0}(h_i-h)$	$2\xi M_{pb,Ls-1}/L_{s-1}$	$2\xi M_{pb,Ls}/L_{s1}$	$w_i(l_k+l_{k+1})/2$	$(w_i(l_k+l_{k+1})/2)+2\xi M_{pb,Ls}/L_{s1} \beta_i(h_i-h)$	M_{bot}^i
	t	t	t	m	t	t	t	t	t	t		t	t	t	t	m	t	t	t	t	t
5.00	7.90	7.90	3.91	0.00	0.00	3.16	3.16	13.50	0.00		5.00	7.90	7.90	3.91	3.00	11.73	3.16	3.16	13.50	0.41	
4.00	0.00	0.00	3.13	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00		4.00	0.00	0.00	3.13	0.00	0	0.00	13.50	0.00		
3.00	0.00	0.00	2.35	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00	15.80	3.00	0.00	0.00	2.35	0.00	0	0.00	13.50	0.00		3.67
2.00	0.00	0.00	1.57	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00		2.00	0.00	0.00	1.57	0.00	0	0.00	13.50	0.00		
1.00	0.00	0.00	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00	13.50	0.00		1.00	0.00	0.00	0.78	0.00	0	0.00	13.50	0.00		
	7.90	7.90			0.00				0.00			7.90	7.90			11.73					0.41

ممان طراحی ستون های محور ۲- طبقه ۱

Level i	$\xi M_{p0i(s-1)}$	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0iL_s/L_sj}$	$w_i(k_i)/2$	$(w_i k_i/2 + 2\xi M_{p0iL_s/L_sj})\theta_i(h-h_i)$	M^1_{top}	Level i	ξM_{p0is}	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0iL_s/L_sj}$	$w_i(k_i)/2$	$(w_i k_i/2 + 2\xi M_{p0iL_s/L_sj})\theta_i(h-h_i)$	M^1_{bot}
	t.m	t	m	t.m	t	t	t.m	t.m		t.m	t	m	t.m	t	t	t.m	t.m
5	7.90	2.16	12.00	25.92	5.27	6.75	1.44	3.98	5.00	7.90	2.16	15.00	32.40	5.27	6.75	1.80	-17.64
4	11.15	1.73	9.00	15.57	7.43	6.75	1.28		4.00	11.15	1.73	12.00	20.76	7.43	6.75	1.70	
3	12.69	1.29	6.00	7.74	8.46	6.75	0.91		3.00	12.69	1.29	9.00	11.61	8.46	6.75	1.37	
2	13.80	0.86	3.00	2.58	9.20	6.75	0.48		2.00	13.80	0.86	6.00	5.16	9.20	6.75	0.96	
1	14.36	0.43	0.00	0.00	9.57	6.75	0.00		1.00	14.36	0.43	3.00	1.29	9.57	6.75	0.49	
	59.90			51.81			4.11		59.90				71.22		6.32		

ممان طراحی ستون های محور ۲- طبقه ۲

Level i	$\xi M_{p0i(s-1)}$	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0iL_s/L_sj}$	$w_i(k_i)/2$	M^1_{top}	M^2_{top}	Level i	ξM_{p0is}	F_{in}	h_i-h	$F_{in}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0iL_s/L_sj}$	$w_i(k_i)/2$	$(w_i k_i/2 + 2\xi M_{p0iL_s/L_sj})\theta_i(h-h_i)$	M^2_{bot}
	t.m	t	m	t.m	t	t	t.m	t.m		t.m	t	m	t.m	t	t	t.m	t.m
5	7.90	2.16	9.00	19.44	5.27	6.75	1.08	9.46	5.00	7.90	2.16	12.00	25.92	5.27	6.75	1.44	-10.38
4	11.15	1.73	6.00	10.38	7.43	6.75	0.85		4.00	11.15	1.73	9.00	15.57	7.43	6.75	1.28	
3	12.69	1.29	3.00	3.87	8.46	6.75	0.46		3.00	12.69	1.29	6.00	7.74	8.46	6.75	0.91	
2	13.80	0.86	0.00	0.00	9.20	6.75	0.00		2.00	13.80	0.86	3.00	2.58	9.20	6.75	0.48	
1	0.00	0.43	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00		1.00	0.00	0.43	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00	
	45.54			33.69			2.39		45.54				51.81		4.11		

ممان طراحی ستون های محور ۴- طبقه ۳

Level i	$\xi M_{p0i(e+1)}$	F_{in}	h_i-h	$F_{id}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0iL_s/L_{Sj}}$	$w_i(k_i)/2$	$(w_i k_i/2 + 2\xi M_{p0iL_s/L_{Sj}})\theta_p(h_i-h)$	M^3_{top}	Level i	ξM_{p0is}	F_{in}	h_i-h	$F_{id}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0iL_s/L_{Sj}}$	$w_i(k_i)/2$	$(w_i k_i/2 + 2\xi M_{p0iL_s/L_{Sj}})\theta_p(h_i-h)$	M^3_{bot}
	t.m	t	m	t.m	t	t	t.m	t.m		t.m	t	m	t.m	t	t	t.m	t.m
5.00	7.90	2.16	6.00	12.96	5.27	6.75	0.72	12.44	5.00	7.90	2.16	9.00	19.44	5.27	6.75	1.08	-4.34
4.00	11.15	1.73	3.00	5.19	7.43	6.75	0.43		4.00	11.15	1.73	6.00	10.38	7.43	6.75	0.85	
3.00	12.69	1.29	0.00	0.00	8.46	6.75	0.00		3.00	12.69	1.29	3.00	3.87	8.46	6.75	0.46	
2.00	0.00	0.86	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00		2.00	0.00	0.86	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00	
1.00	0.00	0.43	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00		1.00	0.00	0.43	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00	
	31.74			18.15		12.00	1.15		31.74				33.69			2.39	

ممان طراحی ستون های محور ۴- طبقه ۴

Level i	$\xi M_{p0i(e+1)}$	F_{in}	h_i-h	$F_{id}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0iL_s/L_{Sj}}$	$w_i(k_i)/2$	$(w_i k_i/2 + 2\xi M_{p0iL_s/L_{Sj}})\theta_p(h_i-h)$	M^4_{top}	Level i	ξM_{p0is}	F_{in}	h_i-h	$F_{id}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0iL_s/L_{Sj}}$	$w_i(k_i)/2$	$(w_i k_i/2 + 2\xi M_{p0iL_s/L_{Sj}})\theta_p(h_i-h)$	M^4_{bot}
	t.m	t	m	t.m	t	t	t.m	t.m		t.m	t	m	t.m	t	t	t.m	t.m
5.00	7.90	2.16	3.00	6.48	5.27	6.75	0.36	12.21	5.00	7.90	2.16	6.00	12.96	5.27	6.75	0.72	-0.16
4.00	11.15	1.73	0.00	0.00	7.43	6.75	0.00		4.00	11.15	1.73	3.00	5.19	4.46	6.75	0.34	
3.00	0.00	1.29	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00		3.00	0.00	1.29	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00	
2.00	0.00	0.86	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00		2.00	0.00	0.86	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00	
1.00	0.00	0.43	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00		1.00	0.00	0.43	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00	
	19.05			6.48			0.36		19.05				18.15			1.06	

ممان طراحی ستون های محور ۴-طبقه ۵

Level i	$\xi M_{p0i(i+1)}$	F_{in}	h_i-h	$F_{i0}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0iL_s}/L_{s_j}$	$w_i(k_i)/2$	$(w_i k_i/2 + 2\xi M_{p0iL_s}/L_{s_j})\theta_i(h_i-h)$	M_{top}^s	Level i	ξM_{p0is}	F_{in}	h_i-h	$F_{i0}(h_i-h)$	$2\xi M_{p0iL_s}/L_{s_j}$	$w_i(k_i)/2$	$(w_i k_i/2 + 2\xi M_{p0iL_s}/L_{s_j})\theta_i(h_i-h)$	M_{bot}^s
	t.m	t	m	t.m	t	t	t.m	t.m		t.m	t	m	t.m	t	t	t.m	t.m
5.00	7.90	2.16	0.00	0.00	5.27	6.75	0.00	7.90	5.00	7.90	2.16	3.00	6.48	5.27	6.75	0.36	1.06
4.00	0.00	1.73	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00		4.00	0.00	1.73	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00	
3.00	0.00	1.29	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00		3.00	0.00	1.29	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00	
2.00	0.00	0.86	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00		2.00	0.00	0.86	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00	
1.00	0.00	0.43	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00		1.00	0.00	0.43	0.00	0.00	0.00	6.75	0.00	
	7.90			0.00			0.00		7.90				6.48			0.36	

جدول ۵-۸- نیروی محوری طراحی ستون های قاب خمشی ۵ طبقه بادمانه های نامساوی

نیروی محوری طراحی ستون های محور ۱

Level i	$\xi M_{pb(i-s-1)}$	h_r-h	$2\xi M_{pb.L_s}/L_{S1}$	$w_i(l_k)/2$	$P_{1(axel)}$
	t.m	m	t	t	t
5	13.10	12.00	8.73	4.05	86.70
4	18.35	9.00	12.23	4.05	
3	21.47	6.00	14.31	4.05	
2	22.93	3.00	15.29	4.05	
1	23.82	0.00	15.88	4.05	
			66.45	20.25	

Level i	$\xi M_{pb(i-s-1)}$	h_r-h	$2\xi M_{pb.L_s}/L_{S1}$	$w_i(l_k)/2$	$P_{2(axel)}$
	t.m	m	t	t	t
5	13.10	9.00	8.73	4.05	66.77
4	18.35	6.00	12.23	4.05	
3	21.47	3.00	14.31	4.05	
2	22.93	0.00	15.29	4.05	
1	0.00	0.00	0.00	0.00	
			50.57	16.20	

h_i 9

Level i	$\xi M_{pb(i-s-1)}$	h_r-h	$2\xi M_{pb.L_s}/L_{S1}$	$w_i(l_k)/2$	$P_{3(axel)}$
	t.m	m	t	t	t
5.00	13.10	6.00	8.73	6.75	55.53
4.00	18.35	3.00	12.23	6.75	
3.00	21.47	0.00	14.31	6.75	
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			35.28	20.25	

12.00

Level i	$\xi M_{pb(i-s-1)}$	h_r-h	$2\xi M_{pb.L_s}/L_{S1}$	$w_i(l_k)/2$	$P_{4(axel)}$
	t.m	m	t	t	t
5.00	13.10	3.00	8.73	6.75	34.47
4.00	18.35	0.00	12.23	6.75	
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			20.97	13.50	

h_i 15.00

Level i	$\xi M_{pb(i-s-1)}$	h_r-h	$2\xi M_{pb.L_s}/L_{S1}$	$w_i(l_k)/2$	$P_{5(axel)}$
	t.m	m	t	t	t
5.00	13.10	0.00	8.73	4.05	12.78
4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

نیروی محوری طراحی ستون های محور ۲

Level i	ξM_{pbis}	$\xi M_{pbi(s-1)}$	h_i-h	$2\xi M_{pbLs}/L_S$	$2\xi M_{pbLs-1}/L_{s-1}$	$w_i(l_k+l_{k-1})/2$	$P_{1(axel)}$
	t.m	t.m	m	t	t	t	t
5	7.90	13.10	9.00	3.16	8.73	10.80	96.49
4	11.15	18.35	#REF!	4.46	12.23	10.80	
3	12.69	21.47	#REF!	5.08	14.31	10.80	
2	13.80	22.93	#REF!	5.52	15.29	10.80	
1	14.36	23.82	#REF!	5.74	15.88	10.80	
				23.96	66.45	54.00	

Level i	ξM_{pbis}	$\xi M_{pbi(s-1)}$	h_i-h	$2\xi M_{pbLs}/L_S$	$2\xi M_{pbLs-1}/L_{s-1}$	$w_i(l_k+l_{k-1})/2$	$P_{2(axel)}$
	t.m	t.m	m	t	t	t	t
5	7.90	13.10	#REF!	3.16	8.73	10.80	75.55
4	11.15	18.35	#REF!	4.46	12.23	10.80	
3	12.69	21.47	#REF!	5.08	14.31	10.80	
2	13.80	22.93	#REF!	5.52	15.29	10.80	
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
				18.22	50.57	43.20	

h_i 9

Level i	ξM_{pbis}	$\xi M_{pbi(s-1)}$	h_i-h	$2\xi M_{pbLs}/L_S$	$2\xi M_{pbLs-1}/L_{s-1}$	$w_i(l_k+l_{k-1})/2$	$P_{3(axel)}$
	t.m	t.m	m	t	t	t	t
5.00	7.90	13.10	6.00	3.16	8.73	10.80	70.27
4.00	11.15	18.35	3.00	4.46	12.23	10.80	
3.00	12.69	21.47	0.00	5.08	14.31	10.80	
2.00	0.00	22.93	0.00	0.00	15.29	0.00	
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
				12.70	50.57	32.40	

####

Level i	ξM_{pbis}	$\xi M_{pbi(s-1)}$	h_i-h	$2\xi M_{pbLs}/L_S$	$2\xi M_{pbLs-1}/L_{s-1}$	$w_i(l_k+l_{k-1})/2$	$P_{4(axel)}$
	t.m	t.m	m	t	t	t	t
5.00	7.90	13.10	3.00	3.16	8.73	10.80	34.95
4.00	11.15	18.35	0.00	4.46	12.23	10.80	
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
				7.62	20.97	21.60	

h_i ####

Level i	ξM_{pbis}	$\xi M_{pbi(s-1)}$	h_i-h	$2\xi M_{pbLs}/L_S$	$2\xi M_{pbLs-1}/L_{s-1}$	$w_i(l_k+l_{k-1})/2$	$P_{5(axel)}$
	t.m	t.m	m	t	t	t	t
5.00	7.90	13.10	0.00	3.16	8.73	10.80	16.37
4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
				3.16	8.73	10.80	

نیروی محوری طراحی ستون های محور ۳

Level i	ξM_{pbis}	$\xi M_{pbi(s-1)}$	h_i-h	$2\xi M_{pb,LS}/L_{sg}$	$2\xi M_{pb,LS-1}/L_{s-1}$	$w_i(l_k+l_{k-1})/2$	$P_{1(axel)}$
	t.m	t.m	m	t	t	t	t
5	7.90	7.90	12.00	3.16	3.16	13.50	67.50
4	11.15	11.15	9.00	4.46	4.46	13.50	
3	12.69	12.69	6.00	5.08	5.08	13.50	
2	13.80	13.80	3.00	5.52	5.52	13.50	
1	14.36	14.36	0.00	5.74	5.74	13.50	
			3	23.96	23.96	67.50	

h_i

9

Level i	ξM_{pbis}	$\xi M_{pbi(s-1)}$	h_i-h	$2\xi M_{pb,LS}/L_{sg}$	$\xi M_{pb,LS-1}/L_{s-1}$	$w_i(l_k+l_{k-1})/2$	$P_{3(axel)}$
	t.m	t.m	m	t	t	t	t
5.00	7.90	7.90	6.00	3.16	3.16	13.50	40.50
4.00	11.15	11.15	3.00	4.46	4.46	13.50	
3.00	12.69	12.69	0.00	5.08	5.08	13.50	
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
				12.70	12.70	40.50	

h_i

####

Level i	ξM_{pbis}	$\xi M_{pbi(s-1)}$	h_i-h	$2\xi M_{pb,LS}/L_{sg}$	$\xi M_{pb,LS-1}/L_{s-1}$	$w_i(l_k+l_{k-1})/2$	$P_{5(axel)}$
	t.m	t.m	m	t	t	t	t
5.00	7.90	7.90	0.00	3.16	3.16	13.50	13.50
4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
				3.16	3.16	13.50	

Level i	ξM_{pbis}	$\xi M_{pbi(s-1)}$	h_i-h	$2\xi M_{pb,LS}/L_{sg}$	$2\xi M_{pb,LS-1}/L_{s-1}$	$w_i(l_k+l_{k-1})/2$	$P_{2(axel)}$
	t.m	t.m	m	t	t	t	t
5	7.90	7.90	9.00	3.16	3.16	13.50	54.00
4	11.15	11.15	6.00	4.46	4.46	13.50	
3	12.69	12.69	3.00	5.08	5.08	13.50	
2	13.80	13.80	0.00	5.52	5.52	13.50	
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			6	18.22	18.22	54.00	

####

6

Level i	ξM_{pbis}	$\xi M_{pbi(s-1)}$	h_i-h	$2\xi M_{pb,LS}/L_{sg}$	$2\xi M_{pb,LS-1}/L_{s-1}$	$w_i(l_k+l_{k-1})/2$	$P_{4(axel)}$
	t.m	t.m	m	t	t	t	t
5.00	7.90	7.90	3.00	3.16	3.16	13.50	27.00
4.00	11.15	11.15	0.00	4.46	4.46	13.50	
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
				7.62	7.62	27.00	

نیروی محوری طراحی ستون های محور ۴

Level i	$\zeta M_{p(i-1)}$	h_r-h	$2\zeta M_{p(i-1)}/L_{S_i}$	$w_i(L_i)/2$	$P_{1(sect)}$
	t.m	m	t	t	
5	7.90	9.00	3.16	6.75	57.71
4	11.15	6.00	4.46	6.75	
3	12.69	3.00	5.08	6.75	
2	13.80	0.00	5.52	6.75	
1	14.36	-3.00	5.74	6.75	
h_i	3		23.96	33.75	

h_i 9

Level i	$\zeta M_{p(i-1)}$	h_r-h	$2\zeta M_{p(i-1)}/L_{S_i}$	$w_i(L_i)/2$	$P_{3(sect)}$
	t.m	m	t	t	
5.00	7.90	6.00	3.16	6.75	32.95
4.00	11.15	3.00	4.46	6.75	
3.00	12.69	0.00	5.08	6.75	
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
h_i	15.00		12.70	20.25	

h_i 15.00

Level i	$\zeta M_{p(i-1)}$	h_r-h	$2\zeta M_{p(i-1)}/L_{S_i}$	$w_i(L_i)/2$	$P_{5(sect)}$
	t.m	m	t	t	
5.00	7.90	0.00	3.16	6.75	9.91
4.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			3.16	6.75	

Level i	$\zeta M_{p(i-1)}$	h_r-h	$2\zeta M_{p(i-1)}/L_{S_i}$	$w_i(L_i)/2$	$P_{2(sect)}$
	t.m	m	t	t	
5	7.90	15.00	3.16	6.75	45.22
4	11.15	12.00	4.46	6.75	
3	12.69	9.00	5.08	6.75	
2	13.80	6.00	5.52	6.75	
1	0.00	0.00	0.00	0.00	
h_i	6		18.22	27.00	

h_i 12.00

Level i	$\zeta M_{p(i-1)}$	h_r-h	$2\zeta M_{p(i-1)}/L_{S_i}$	$w_i(L_i)/2$	$P_{4(sect)}$
	t.m	m	t	t	
5.00	7.90	3.00	3.16	6.75	21.12
4.00	11.15	0.00	4.46	6.75	
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
2.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
			7.62	13.50	

با داشتن نیروی محوری و ممان پلاستیک انتخابی ستون ها، آنها را به صورت تیرستون براساس آیین نامه AISC-LRFD طراحی می نماییم.

جدول 5-9- مشخصات مقطع ستون های قاب خمشی 5 طبقه طراحی شده به روش انرژی

شماره ستون	$h \times b \times t_f \times t_w$ (cm)	شماره ستون	$h \times b \times t_f \times t_w$ (cm)
C ₁	39×38×1.5×1	C ₁₁	35×31×1×1
C ₂	35×30×1.5×1	C ₁₂	29×26×1×1
C ₃	33×30×1.5×1	C ₁₃	26×25×1×1
C ₄	29.5×29×1.5×1	C ₁₄	25×23×1×1
C ₅	27×27×1×1	C ₁₅	20×18×1×1
C ₆	45×41×1.5×1	C ₁₆	38×35×1.5×1
C ₇	37.5×35×1.5×1	C ₁₇	31×30×1.5×1
C ₈	37×35×1.5×1	C ₁₈	30.5×28×1.5×1
C ₉	34×33×1.5×1	C ₁₉	27.5×28×1.5×1
C ₁₀	27.5×25×1.5×1	C ₂₀	25×24×1×1

ابعاد تیر و ستون های طراحی شده به روش انرژی و استاتیکی معادل در شکل (۵-۱۲) نشان داده شده است.



قاب متعارف طراحی شده

قاب باز طراحی شده

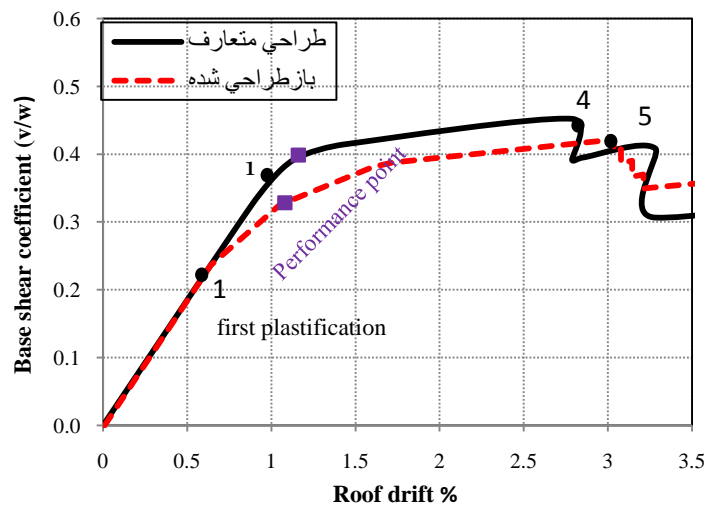
شکل ۵-۱۳- ابعاد اعضای قاب های قاب خمشی ۵ طبقه با دهانه های نامساوی، طراحی شده به روش انرژی

مقدار ضریب برش پایه بدست آمده از روش انرژی برابر 0.23 می باشد که تقریباً سه برابر ضریب برش پایه بدست آمده از روش استاتیکی معادل می باشد. با اینکه برش پایه روش انرژی بزرگتر از روش استاتیکی معادل می باشد ولی وزن سازه ها تفاوت زیادی ندارد. دلیل آن این است که در روش استاتیکی معادل عضوها براساس کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طراحی می شوند. وزن سازه طراحی شده به روش استاتیکی معادل برابر $183/34 t$ و به روش انرژی $182.97 t$ می باشد، که باعث می شود عضوها نسبت به برش پایه بزرگتر، طراحی شوند.

برای مقایسه رفتار قاب طراحی شده به روش انرژی و استاتیکی معادل، آنالیز استاتیکی غیرخطی را بر روی سازه ها انجام می دهیم. در آنالیز استاتیکی غیرخطی از توزیع نیروهای جانبی روش استاتیکی خطی معادل مطابق استفاده می شود. هدف از آنالیز استاتیکی غیر خطی تعیین ظرفیت

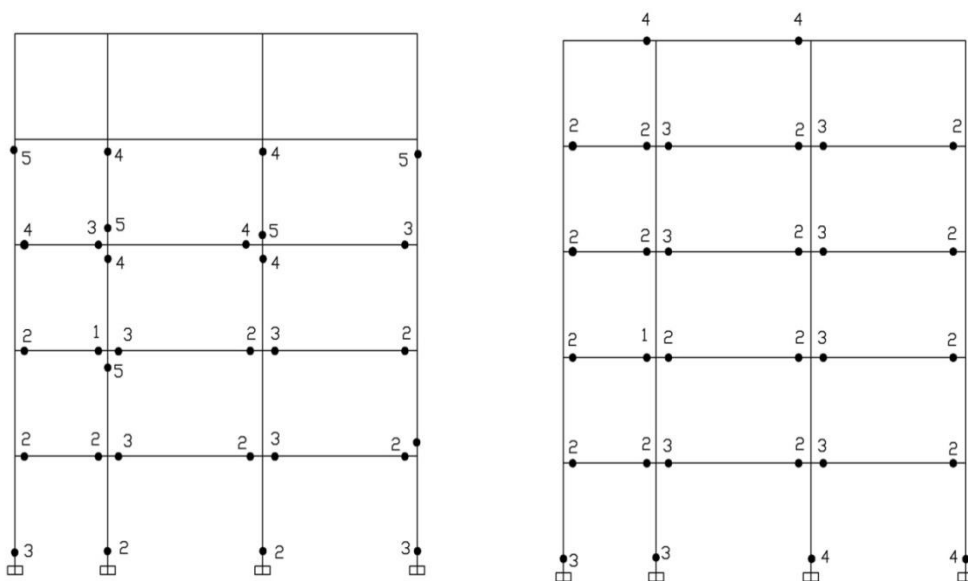
نیروی جانبی، مکانیسم شکست، مراحل تشکیل مفاصل پلاستیک تا شکست سازه و تغییرات تدریجی در توزیع نیروی داخلی می باشد.

شکل (5-14) برش پایه در مقابل تغییر مکان بام را برای دوقاب طراحی شده به روش انرژی و استاتیکی معادل نشان می دهد.



شکل ۵-۱۴-منحنی برش پایه-تغییر مکان دو قاب خمشی ۵ طبقه با دهانه های نامساوی، طراحی شده به روش انرژی (قاب بازطراحی شده) و استاتیکی معادل (قاب متعارف طراحی شده)

از شکل مشاهده می شود که سطح زیر نمودار برش -تغییر مکان که برابر انرژی تلف شده توسط اعضای سازه می باشد، در این شکل تفاوت چندانی ندارد. تغییر مکان جانبی نسبی سازه طراحی شده به روش انرژی، زمانی که دچار شکست می شود کمی از تغییر مکان جانبی نسبی مجاز بیشتر می باشد. مراحل تشکیل مفاصل پلاستیک در شکل (5-15) نشان داده شده است که تفاوت دو قاب را می توان مشاهده نمود.



شکل ۵-۱۵- مراحل تشکیل مفاصل پلاستیک در دو قاب خمشی ۵ طبقه با دهانه های نامساوی طراحی شده به (روش انرژی) قاب بازطراحی شده قاب متعارف طراحی شده (استاتیکی معادل)

از شکل 5-15 مشاهده می شود که تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب طراحی شده به روش انرژی برخلاف روش استاتیکی معادل به صورت منظم بوده و تقریباً با مکانیسم فرضی طراحی اولیه مطابقت دارد. بنابراین با استفاده از روش انرژی می توان رفتار غیرخطی سازه را پیش بینی نمود. در قاب طراحی شده به روش استاتیکی معادل، مفاصل به صورت نامنظم تشکیل می شود و رفتار سازه غیرقابل پیش بینی می باشد.

در طراحی قاب های خمشی به روش استاتیکی معادل از ضوابط طراحی لرزه ای مبحث دهم برای قاب های خمشی ویژه استفاده شده است. این ضوابط در ادامه آورده شده است:

در هر اتصال تیربه ستون باید روابط زیر اقلان گردند:

$$\sum Z_c (F_{yc} - f_a) / \sum Z_b F_{yb} > 1$$

یا

$$\sum Z_c (F_{yc} - f_a) / 1.25 \sum M_{pz} > 1$$

که در روابط فوق: F_{yb}, F_{yc} تنش های تسلیم مصالح ستون و تیر می باشد، همچنین $f_a > 0$ بوده و نیز Z_c و Z_b مقادیر اساس پلاستیک مقطع های ستون و تیر می باشد.

$\sum M_{pz}$: مجموع لنگرهای تیرها که متناظر با مقاومت برشی چشمه اتصال محاسبه می شود.

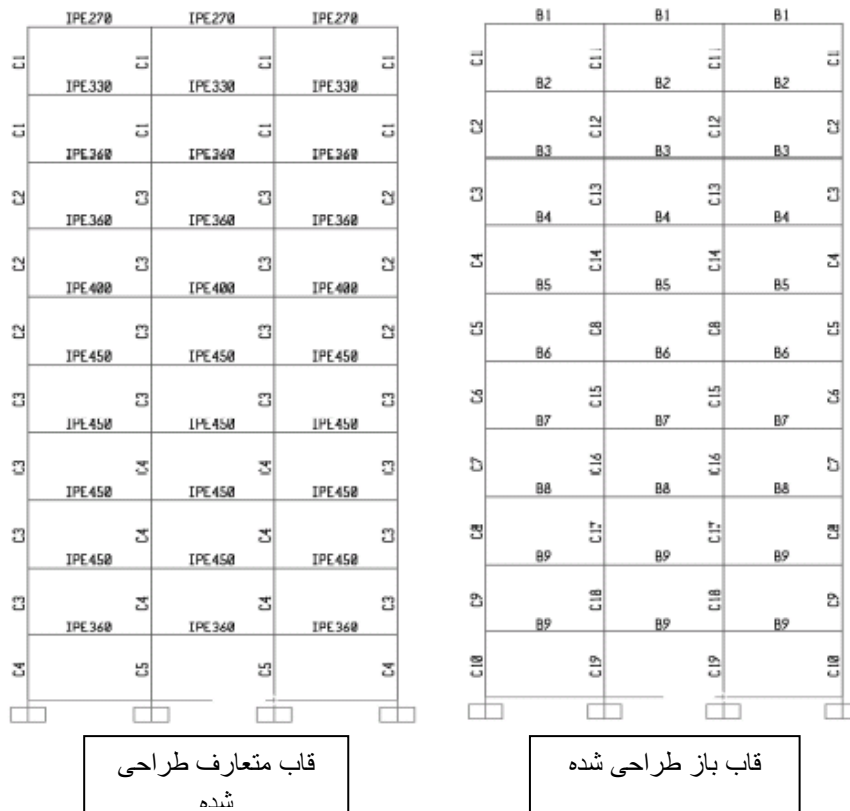
تبصره: ستون هایی که شرایط مقطع فشرده را برآورده می نمایند در صورتیکه یکی از شرایط زیر را نیز برآورده نمایند، لازم نیست ضوابط فوق را ارضا نمایند:

الف) ستون های با f_a کوچکتر از $0.4F_y$ برای تمام ترکیبات بارگذاری.

ب) ستون ها در هر طبقه ای که مقاومت برشی جانبی آن ۵۰ درصد بزرگتر از طبقه فوقانی آن باشد.

مثال 2 - ساختمان 10 طبقه با سیستم مقاوم لرزه بر قاب خمشی

با فرض تغییر مکان جانبی نسبی الاستیک 1٪، اگر تغییر مکان جانبی نسبی واقعی برابر 2٪ باشد پس مقدار تغییر مکان جانبی نسبی پلاستیک 1٪ خواهد بود. میزان بار مرده وارد بر کف برابر $600 \frac{kg}{m^2}$ و بار زنده $200 \frac{kg}{m^2}$ می باشد و در تمام طبقات یکسان می باشد. مقدار پارامترهای α و β به ترتیب $0/10/54$ و $0/0189$ بدست آورده می شود. با استفاده از این پارامترها، مقدار ضریب برش پایه (V_y/W) برابر $0/12$ می باشد. از ذکر جزئیات طراحی تیرها و ستون ها خودداری نموده و ابعاد نهایی دو قاب طراحی شده به روش انرژی و استاتیکی معادل را در شکل (5-16) نشان داده ایم.



شکل 5-16- ابعاد تیرها و ستون های قاب خمشی 10 طبقه با دهانه های مساوی طراحی شده به روش انرژی

جدول ۱۰-۵- ابعاد تیرو ستون های قاب خمشی ۱۰ طبقه با دهانه های مساوی طراحی شده به روش انرژی

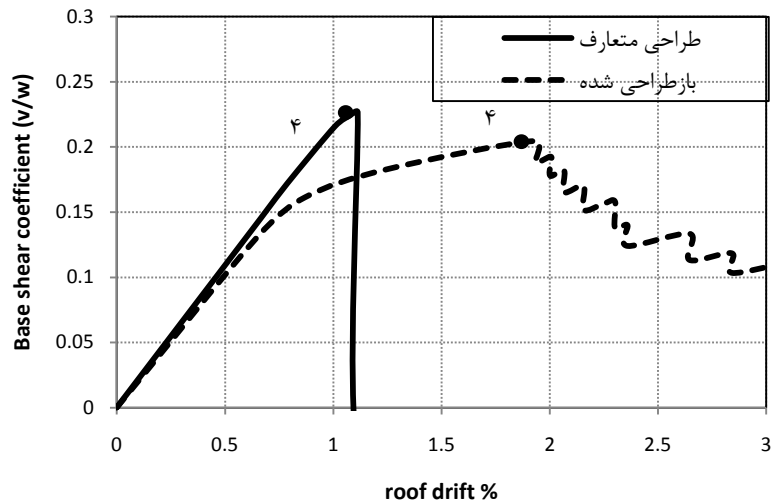
Beam	$h \times b \times t_f \times t_w$ (cm)
B ₁	21x20x1x0.5
B ₂	25x22x1x0.5
B ₃	27x24x1x0.5
B ₄	28x26x1x0.5
B ₅	29x27x1x0.5
B ₆	30x27x1x0.5
B ₇	30x29x1x0.5
B ₈	31x28x1x0.5
B ₉	30x30x1x0.5

Column	$b \times t$ (cm)
C ₁	23x1
C ₂	25.5x1.5
C ₃	26x2
C ₄	27.5x2
C ₅	28.5x2
C ₆	32x2
C ₇	35x2
C ₈	37.5x2
C ₉	41x2
C ₁₀	43x2
C ₁₁	23x2
C ₁₂	30x2
C ₁₃	34.5x2
C ₁₄	36.5x2
C ₁₅	42x2
C ₁₆	46.5x2
C ₁₇	50.5x2
C ₁₈	54.5x2
C ₁₉	57.5x2

جدول ۵-۱۱- ابعاد ستون های قاب خمشی ۱۰ طبقه با دهانه های مساوی طراحی شده به روش استاتیکی معادل

Column	Box(b×t) (cm)
C ₁	20x1
C ₂	25x1
C ₃	25x1.5
C ₄	30x1.5
C ₅	35x1.5

از منحنی برش پایه -تغییرمکان نشان داده شده در شکل (۵-۱۵) مشاهده می شود که در روش استاتیکی معادل قبل از اینکه قاب به تغییر مکان جانبی نسبی مجاز ۲٪ برسد به دلیل تشکیل طبقه نرم سازه باربری خود را از دست می دهد. بنابراین میزان انرژی تلف شده که همان سطح زیر منحنی برش پایه -تغییرمکان می باشد به میزان قابل توجهی کاهش می یابد. در آنالیز استاتیکی غیرخطی از توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی استفاده می شود.



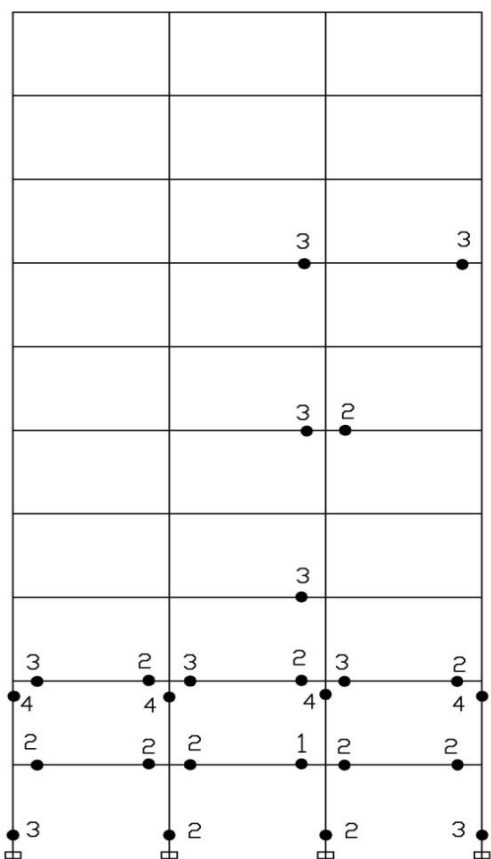
شکل ۵-۱۷- منحنی برش پایه-تغییر مکان دو قاب خمشی ۱۰ طبقه با دهانه های مساوی، طراحی شده به روش

انرژی (قاب بازطراحی شده) و استاتیکی معادل (قاب متعارف طراحی شده).

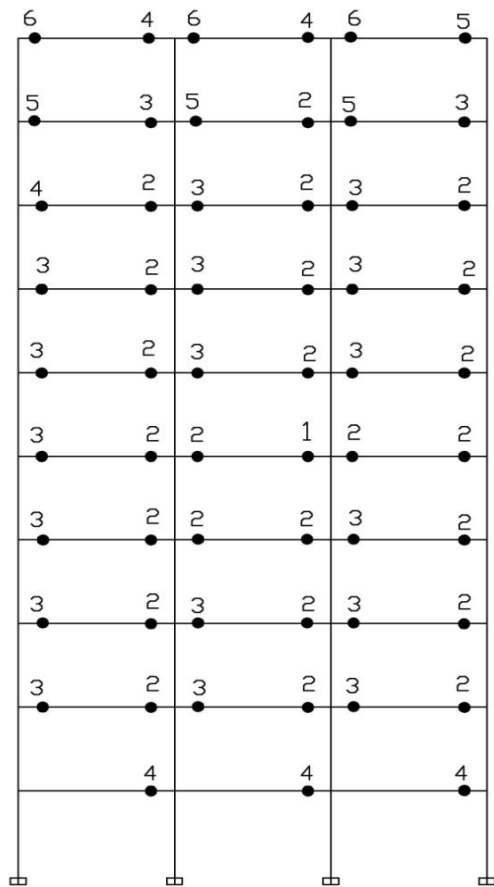
همان طور که قبلا ذکر شد در روش استاتیکی معادل تنها شرط تیر ضعیف - ستون قوی اعمال می شود، بنابراین امکان تشکیل مکانیسم های نامطلوب دیگر وجود دارد. قاب طراحی شده به روش انرژی دارای شکل پذیری مطلوبی می باشد و تا تغییر مکان جانبی نسبی مجاز باربری خود را حفظ کرده است.

وزن قاب طراحی شده به روش انرژی برابر ۴۳۸/۲۸ ton، وزن قاب طراحی شده به روش استاتیکی معادل برابر ۴۲۶/۷۶ ton می باشد که حدود ۲/۵ درصد به وزن سازه اضافه شده است که مقدار ناچیزی می باشد.

با توجه به تشکیل مراحل مفاصل پلاستیک در شکل (۵-۱۸) مشاهده می شود که مفاصل پلاستیک در قاب متعارف طراحی شده به صورت نامنظم تشکیل می شود و سازه در مکانیسم نامطلوب طبقه نرم دچار شکست می شود.



قاب متعارف طراحی شده



قاب بازطراحی شده

شکل ۵-۱۸- مراحل تشکیل مفاصل پلاستیک در دو قاب خمشی ۱۰ طبقه با دهانه های مساوی طراحی شده به روش انرژی (قاب بازطراحی شده) و استاتیکی معادل (قاب متعارف طراحی شده).

مثال 3- قاب خمشی ۱۵ طبقه با دهانه های مساوی

در این بخش قابی ۱۵ طبقه با سه دهانه به طول پنج متر را در نظر می گیریم . مشخصات بارگذاری مانند مثال قبل می باشد و طبقات دارای بارگذاری مشابه می باشند. مقدار پیوند سازه برابر (S) ۱/۳۹ می شود.

تغییر مکان جانبی نسبی الاستیک را از آنالیز استاتیکی غیرخطی بدست می آوریم که برابر ۰/۰۶۵/می باشد، اگر تغییر مکان جانبی نسبی مجاز برابر ۰/۲٪ باشد پس مقدار تغییر مکان جانبی نسبی پلاستیک ۱/۳۵٪ خواهد بود.

مقدار پارامترهای α و β به ترتیب ۱/۰،۷۱/۴۱ و ۰/۰۱۶۴ بدست آورده می شود. با استفاده از این پارامترها، مقدار ضریب برش پایه (V_y/W) برابر ۰/۱۰ می باشد.

	IPE270	IPE270	IPE270		B1	B1	B1	
C1	IPE300	IPE300	IPE300	C1	B2	B2	B2	C1
C2	IPE300	IPE300	IPE300	C2	B3	B3	B3	C2
C2	IPE360	IPE360	IPE360	C3	B4	B4	B4	C3
C2	IPE400	IPE400	IPE400	C4	B5	B5	B5	C4
C2	IPE400	IPE400	IPE400	C5	B6	B6	B6	C5
C3	IPE400	IPE400	IPE400	C6	B7	B7	B7	C6
C3	IPE450	IPE450	IPE450	C7	B8	B8	B8	C7
C3	IPE450	IPE450	IPE450	C8	B9	B9	B9	C8
C4	IPE450	IPE450	IPE450	C9	B10	B10	B10	C9
C4	IPE450	IPE450	IPE450	C10	B11	B11	B11	C10
C4	IPE450	IPE450	IPE450	C11	B12	B12	B12	C11
C4	IPE450	IPE450	IPE450	C12	B12	B12	B12	C12
C4	IPE450	IPE450	IPE450	C13	B13	B13	B13	C13
C5	IPE400	IPE400	IPE400	C14	B13	B13	B13	C14
C5				C15				C15

شکل ۵-۱۹- ابعاد اعضای طراحی شده دو قاب خمشی ۱۵ طبقه با دهانه های مساوی به روش انرژی (قاب باز طراحی شده) و استاتیکی معادل (قاب متعارف طراحی شده)

جدول ۵-۱۲-ابعاد ستون های قاب خمشی ۱۵ طبقه با دهانه های مساوی طراحی شده به روش استاتیکی معادل

Column	Box(b×t) (cm)
C ₁	20x1
C ₂	20x1.5
C ₃	30x1
C ₄	30x1.5
C ₅	35x1.5

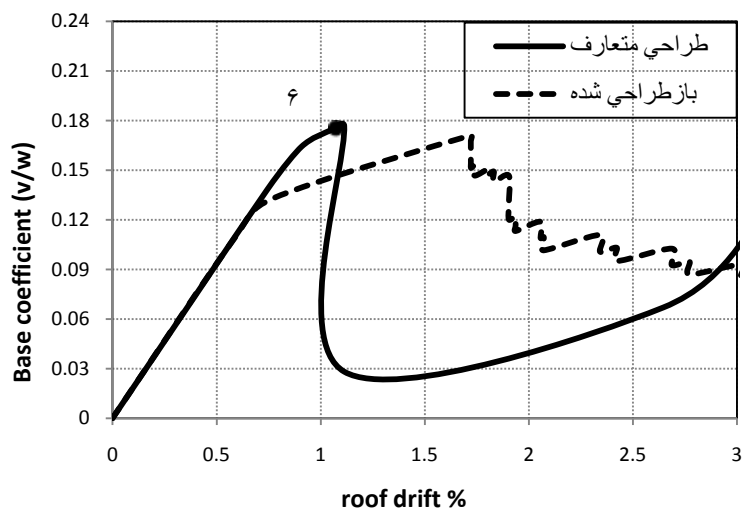
جدول ۵-۱۳- ابعاد تیرها و ستون های قاب خمشی ۱۵ طبقه با دهانه های مساوی طراحی شده به روش انرژی

Beam	$h \times b \times t_f \times t_w$ (cm)
B ₁	22x20x1x0.5
B ₂	25x24x1x0.5
B ₃	27x27x1x0.5
B ₄	29x28x1x0.5
B ₅	30x29x1x0.5
B ₆	31x30x1x0.5
B ₇	32x30x1x0.5
B ₈	32x32x1x0.5
B ₉	33x32x1x0.5
B ₁₀	33x32x1x0.5
B ₁₁	33x33x1x0.5
B ₁₂	34x32x1x0.5
B ₁₃	34x33x1x0.5

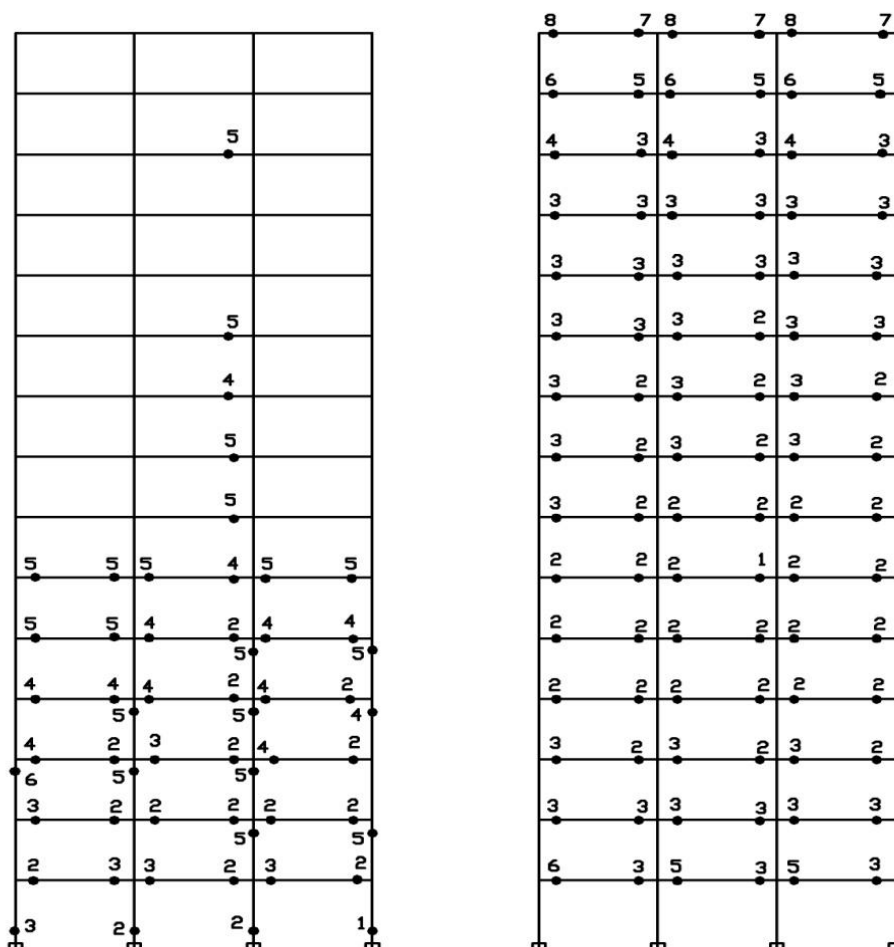
Column	Box(b×t) (cm)
C ₁	19x2
C ₂	26x2
C ₃	30.5x2
C ₄	33.5x2
C ₅	35.5x2
C ₆	37x2
C ₇	40.5x2
C ₈	44x2
C ₉	47.5x2
C ₁₀	50x2
C ₁₁	50x2.3
C ₁₂	50x2.5
C ₁₃	50x2.7
C ₁₄	50x2.9
C ₁₅	50x3
C ₁₆	34.5x2
C ₁₇	38x2
C ₁₈	44.5x2
C ₁₉	47x2
C ₂₀	49.5x2
C ₂₁	52x2.1
C ₂₂	52x2.5
C ₂₃	54.5x2.6
C ₂₄	57x2.65
C ₂₅	57x3
C ₂₆	59x3.1
C ₂₇	59.5x3.3
C ₂₈	59.5x3.6
C ₂₉	62x3.5

وزن قاب طراحی شده به روش انرژی برابر 681ton ، وزن قاب طراحی شده به روش استاتیکی معادل برابر 645.08ton می باشد که حدود $5/5\%$ به وزن سازه اضافه شده است.

اگر آنالیز استاتیکی معادل را انجام دهیم و منحنی پوش-تغییر مکان بام را رسم نماییم، مشاهده می شود که در روش استاتیکی معادل قبل از اینکه تغییر مکان جانبی نسبی قاب به تغییر مکان جانبی نسبی مجاز 2% برسد، به علت چرخش حداکثر تعدادی از تیرها که به عنوان یکی از مکانیسم های نامطلوب ذکر کرده بودیم، سازه باربری خود را از دست می دهد. بنابراین میزان انرژی تلف شده که همان سطح زیر منحنی برش پایه-تغییر مکان می باشد، به میزان قابل توجهی کاهش می یابد.



شکل ۵-۲۰- منحنی برش پایه-تغییر مکان دو قاب خمشی ۱۵ طبقه با دهانه های مساوی، طراحی شده به روش انرژی (قاب باز طراحی شده) و استاتیکی معادل (قاب متعارف طراحی شده)



شکل ۵-۲۱-مراحل تشکیل مفاصل پلاستیک در دو قاب خمشی ۱۵ طبقه با دهانه های مساوی طراحی شده به روش انرژی(قاب باز طراحی شده)واستاتیکی معادل (قاب متعارف طراحی شده)

در آنالیز استاتیکی غیرخطی از توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی استفاده می شود. همان طور که از شکل (5-19) مشاهده می شود مفاصل در قاب طراحی شده به روش انرژی برخلاف قاب طراحی شده به روش متعارف، به صورت منظم و ابتدا در تمام تیرها تشکیل شده است که باعث افزایش جذب و استهلاک انرژی و لذا شکل پذیری سازه شده است.

فصل ششم

جمع بندی

در این تحقیق مسئله نامنظم بودن ساختمان ها در پلان و ارتفاع و اثر آن بر رفتار لرزه ای سازه ها بررسی شده است.

در ابتدا ضوابط آیین نامه های مختلف در خصوص منظم بودن سازه ها بررسی شده است. نتایج بدست آمده حاکی از موارد زیر است:

- آیین نامه های لرزه ای، با ارائه ضوابطی ساختمان منظم را از ساختمان نامنظم مجزا ساخته اند ولی به علت وجود تعاریف متفاوت و عدم هماهنگی در بین آیین نامه کشورهای مختلف، مرز قابل تشخیصی جهت تعیین ساختمان نامنظم وجود ندارد و عملاً قضاوت و نتیجه گیری در مورد نامنظم بودن ساختمان مشکل می باشد.

- با جمع آوری ضوابط منظم بودن ساختمان در ۵۴ آیین نامه لرزه ای و طبقه بندی دوساختمان ۸ و ۱۰ طبقه با ضوابط آیین نامه ای مختلف نتایج متناقضی بدست آمده و مشاهده شد ساختمان مطابق ضوابط آیین نامه آمریکا منظم به شمار می آید، در صورتیکه اگر مطابق ضوابط آیین نامه کشورهای دیگر مانند کاناडा طبقه بندی شود، نامنظم تلقی می شود.

- نتیجه تحقیق حاکی از اختلافات اساسی بین ضوابط منظم بودن ساختمان، در آیین نامه های لرزه ای می باشد و به علت پراکندگی ضوابط و نبودن پشتوانه علمی کافی در این موارد، نمی توان در مورد انتخاب یکی از ضوابط و یا درست یا نادرست بودن ضوابط قضاوت نمود تا بتوان توسط آنها حد بی نظمی را مشخص کرد.

علیرغم این که آیین نامه های ساختمانی از پارامتر مرکز سختی طبقه در طبقه بندی ساختمان ها و ارزیابی رفتار پیچشی ساختمان ها استفاده می شود ولی تعیین مرکز سختی در ترازهای مختلف ساختمان چند طبقه دچار ابهام زیادی بوده و آیین نامه ها در این مورد تقریباً مسکوت می باشند. بنابراین بدیهی است که ارائه یک تعریف دقیق برای محل مرکز سختی و نحوه تعیین آن در طبقات مختلف سازه کاملاً ضروری بنظر می رسد.

با توجه به موارد فوق، با استفاده از روشهای ماتریسی و با فرض صلب بودن دیافراگم، روش کاملی برای تعیین محل مراکز سختی در ساختمانهای چند طبقه ارائه شده است و وابستگی محل مراکز سختی طبقات به الگوی بارگذاری جانبی بررسی شده است. نتایج بررسی با روش پیشنهادی مشخص می گردد که:

- موقعیت مرکز سختی در سازه های یک طبقه فقط به موقعیت قرارگیری عناصر باربر جانبی نسبت به مرکز جرم وابسته است و با دانستن ماتریس سختی سازه در محل مرکز جرم میتوان مرکز سختی سازه را محاسبه نمود.

- مختصات محل مرکز سختی سازه های چند طبقه، علاوه بر مشخصات فیزیکی و هندسی کل سیستم سازه که در ماتریس سختی وجود دارد به مقدار عددی بارهای جانبی وارد بر سازه نیز بستگی دارد. بنابراین بر خلاف سازه های یک طبقه که در آنها قادر به تعیین نقطه ای به عنوان مرکز سختی بودیم که مستقل از بارگذاری جانبی وارد بر سازه باشد، در سازه های چند طبقه نقطه ای که به عنوان مرکز سختی در طبقات مختلف سازه شناسایی می شود الزاماً وابسته به نسبت بین بارهای جانبی وارد بر سازه خواهد بود.

- با استفاده از روش ارائه شده می توان موقعیت مراکز سختی را در طبقات مختلف ساختمان چند طبقه مشخص نمود و بدین ترتیب می توان ارزیابی دقیق تری از نظم ساختمان در پلان داشت و نسبت به حساسیت پیچشی ساختمان قضاوت نمود.

در قسمت دوم پایان نامه روش تحلیل و طراحی جدیدی برای سازه ها به منظور جلوگیری از بی نظمی در ارتفاع پیشنهادی می شود. در روش پیشنهادی با استفاده از مفهوم موازنه انرژی از تشکیل مکانیسم های نامطلوب طبقه نرم و طبقه ضعیف جلوگیری می شود.

در این روش نیروهای طراحی اعضای سازه نامنظم، از مفهوم تعادل انرژی برای جلوگیری از تشکیل مکانیسم نامطلوب طبقه نرم و ضعیف بدست می آیند. برش پایه نهایی طراحی با استفاده از انرژی

ورودی زلزله از طیف سرعت و مکانیسم تسلیم فرضی و تغییر مکان جانبی هدف فرضی به دست آورده می شود. در این روش نیازی به کنترل تغییر مکان جانبی سازه پس از طراحی آن براساس مقاومت نمی باشد. این روش تشکیل مکانیسم مطلوب را در حالت نهایی برای سازه تضمین می نماید. هدف از این روش طراحی، استفاده حداکثر از ظرفیت اعضای شکل پذیر سازه می باشد که سبب افزایش جذب و استهلاک انرژی و لذا شکل پذیری سازه می شود و حالت های شکست نامطلوب که منجر به بی نظمی در رفتار سازه می شود، بوجود نمی آید.

برای رسیدن به این هدف بایستی اعضای شکل پذیر سازه را طوری متناسب طراحی نمود که بتواند این شرایط را در سازه ایجاد نماید، با اعمال این شرایط می توان انتظار داشت که سازه بتواند از حداکثر ظرفیت خود برای اتلاف انرژی زلزله استفاده نماید. در روش طراحی مبتنی بر روش انرژی تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب طراحی شده برخلاف روش استاتیکی معادل به صورت منظم بوده و تقریباً با مکانیسم فرضی طراحی اولیه مطابقت دارد. در قاب طراحی شده به روش استاتیکی معادل، مفاصل به صورت نامنظم تشکیل می شود و رفتار سازه منطبق با مکانیسم مطلوب (از جمله ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی) می باشد.

برای بررسی تفاوت پاسخ لرزه ای قاب های طراحی شده با استفاده از روش انرژی و استاتیکی معادل، سه قاب ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه را به دو روش فوق طراحی شدند و سپس آنالیزهای استاتیکی غیر خطی به منظور روشن شدن تفاوت دو روش انجام شد. در طراحی قاب های خمشی به روش استاتیکی معادل شرایط طراحی لرزه ای مبحث دهم رعایت شد. نتایج شبیه سازی عددی عبارتند از:

- در قاب پنج طبقه طراحی شده به روش انرژی، مفاصل پلاستیک به صورت منظم و ابتدا در عضوهای کنترل شونده توسط تغییر شکل یعنی تیرها تشکیل شده است ولی در قاب طراحی شده به روش استاتیکی معادل مفاصل به صورت نامنظم تشکیل شده و قبل از اینکه در تمام تیرها مفاصل تشکیل شود ستون ها پلاستیک شده اند و طبقه نرم تشکیل شده است.

-در قاب های ۱۰ و ۱۵ طبقه طراحی شده به روش انرژی، مفاصل پلاستیک به صورت منظم و در تمام تیرها تشکیل شده است ولی در قاب طراحی شده به روش استاتیکی معادل به علت تشکیل طبقه نرم، سطح زیر منحنی نیرو -تغییر شکل که بیانگر انرژی تلف شده در سازه می باشد کم شده و سازه شکل پذیری مورد انتظار را ندارد.

-در روش پیشنهادی نیاز به تفکیک ساختمان منظم از نامنظم نمی باشد بلکه با متناسب کردن اعضای شکل پذیر سازه از وقوع بی نظمی در رفتار سازه جلوگیری می شود.

پیشنهادات

در انتها پیشنهادات زیر برای تحقیقات آتی ارائه می گردد:

-در طراحی سازه های با تعداد طبقات بالا مدهای بالاتر نیز در پاسخ لرزه ای سازه ها نقش قابل توجهی بازی می کند بنابراین انتخاب نحوه بارگذاری جانبی در روش طراحی حائز اهمیت می باشد و بدست آوردن روابط مناسب برای آن می تواند مورد بررسی قرارگیرد.

-با استفاده از روش انرژی می توان دیگر مکانیسم های نامطلوب که منجر به ایجاد پیچش در سازه (بی نظمی در پلان)، می شود را شناسایی نمود واز ایجاد نامنظمی در پلان سازه جلوگیری کرد.

1. -C.M.Wong and W.K.Tso (1995) “Evaluation of Seismic Torsional Provisions in Uniform Building Code “*Journal of Structural Engineering(ASCE)*, 121, 10.
- 2-JagMohan Humar, Soheil Yavari, and Murat Saatcioglu (2003) “ Design for forces induced by seismic torsion” *Can. J. Civ. Eng.*,30: pp 328–337.
- 3- Ronald H. DeVall (2003) ”Background information for some of the proposed earthquake design provisions for the 2005 edition of the National Building Code of Canada” *Can. J. Civ. Eng.* ,pp 279–286.
- 4- W.E. McKeVitt (2003) ”Proposed Canadian code provisions for seismic design of elements of structures, nonstructural components, and equipment” *Can. J. Civ. Eng.*, 30: pp 366–377.
- 5-Sudhir K Jain (2002) “Review of Indian Seismic Code ,IS 1893(part 1):2002 “*Indian Institute of Technology Kanpur ,IITK-GSDMA-EQ02-V1.0.*
- 6- Wai K. Tso (1990) “Static Eccentricity Concept For Torsional Moment Estimations” *Journal of Structural Engineering*,116, 5, pp 24629.
- ۷- میرقادی رسول ،کیمیایی مهرداد ،اردیبهشت ۱۳۷۲ ” بررسی نحوه توزیع بارهای جانبی ولنگرهای پیچشی ناشی از زلزله بین عناصر مقاوم سازه های چند طبقه با استفاده از مفاهیم مرکزسختی و مرکزجرم ”کنگره بین المللی روش های محاسباتی در مهندسی ، شیراز، ایران.
- 8-ASCE7 (2002)” Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”*American Society of Civil Engineers.*
- 9-JagMohan Humar and Mohamed A. Mahgoub (2003)”Determination of seismic design forces by equivalent static load method ” *Can. J. Civ. Eng.*, 30:pp 287–307.
- 10-International Association for Earthquake Engineering ,IAEE (2002)”Regulations for Seismic Design ,A World List “,Tokyo,Japan.
- 11-Egyptian Society for Earthquake Engineering (1996)”Regulation for Earthquake-Resistant Design of Buildings in Egypt.
- 12-Dominican Republic, Ministry of Public Works (2004)”Provisional Recommendations for the Seismic Analysis of Structures.
- 13-Standards Association of New Zealand (2000)”General Structural Design Loadings for Buildings “NZS 4203.
- 14-Indian Standard (2002)”Criteria for Earthquake Design of Structures Part 1:General Provisions and Buildings (Fifth Revision).
- 15-Rakesh K.Goel ,Anil K.Chopra (1993)” Seismic Code Analysis of Building Without Locating Centers of Rigidity” *Journal of Structural Engineering* ,119, 10, 1993,pp 5145.

16- Dhiman Basu, Sudhir K. Jain (2006) "Alternative method to locate centre of rigidity in asymmetric buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* "36:pp 965–973.

17-Esteva L. (1987)"Earthquake engineering research and practice in Mexico after the 1985 earthquakes" *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*;20:159–200.

18-Kan.C.L.,Chopra A.K. (1981)"Torsional Coupling and Earthquake response of simple elastic and inelastic systems"*ASCE*,107,pp 1569- 1581.

19-Tso WK,Dempsey K.M.(1980) "Seismic Torsional Provisions for Dynamics Structures"*Earthquake Engineering and Structural Dynamics* ,8,pp 273-289.

20-Maheri ,M.R.,Chandler ,A.M.&Bassett.(1991) "Coupled Lateral –Torsionl Behavior of Frame Structures Under Earthquake Loading" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*,20,pp 61-85.

21-Shakib H.(1991),"Elastic and Inelastic Behavior of Torsionally Coupled System Under Random Ground Motion " ,Ph.D.Tesis ,I.I.T.Deqli.

22- Goel RK, Chopra AK.(1991)" Inelastic seismic response of one-storey,asymmetric-plan systems: effects of system parameters and yielding",*Earthquake Engineering and Structural Dynamics*;20:201–22.

23-Tso,W.K.,Zhu TJ (1992),"Design Torsionally Unbalanced Structural Systems Based on Code Provisions I:Ductility Demand "*Earthquake Engineering and Structural Dynamics*,21:pp 609-627.

24-Tso W.K.,Smith RS .(1999)"Re-evaluation of Seismic Torsional Provisions "*Earthquake Engineering and Structural Dynamics*,28:pp 899-917.

25-Myslimaj B.,Tso W.K.(2002) "A Strength Distribution Criterion for Minimizing Torsional Response of Asymmetric Wall –Type Systems "*Earthquake Engineering and Structural Dynamics*,31.

۲۶- عظیمی نژاد آ، (۱۳۸۶)، رساله دکتری "طراحی سازه های نامتقارن بتنی براساس آرایش مناسب مراکز سختی، مقاومت و جرم" پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی ومهندسی زلزله.

27-Tso WK, Zhu TJ.(1992)" Design of torsionally unbalanced structural systems based on code provisions I: ductility demand", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1992;21:609–27.

28- Kan CL, Chopra AK. (1981)"Torsional coupling and earthquake response of simple elastic and inelastic systems" *Journal of the Structural Division, ASCE*;107:1569–88.

29- Goel RK, Chopra AK.(1990)" Inelastic seismic response of one-story, asymmetric-plan systems",*Report No. UCB/EERC-90/14. Berkeley,CA: Earthquake Engineering Research Center.*

30- Aurelio Ghersi, Pier Paolo Rossi (2000) "Formulation of design eccentricity to reduce ductility demand in asymmetric buildings",*Engineering Structures*, pp 857–871.

- 31-Tso W.K.,Sadak AW (1985)"Inelastic Seismic Response of Simple Eccentric Structures " *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*,13(2):pp 255-269.
- 32-Chopra A.K. ,Goel R.K.(2001)"Direct Displacement –Based Design:Use of Inelastic vs. Elastic Design Spectra " ,*Earthquake Spectra* ,17,1,pp 47-64.
- 33-Humar ,JL,Kumar , P.(1998)"Torsional Motion of Building During Earthquakes.II. Inelastic Response " *Canadian Journal of Civil Engineering* ,25(5): pp 917-934.
- 34-Cisafull F.et.Al.(2004),"Consideration of Torsional Effects in the Displacement Control of Ductil Buildings" ,*Proceeding of 13th WCEE*.
- 35-Adrian M.Chandler ,Joseph C.Correnza and Graham L.Hutchinson,(1996)"Seismic Torsional Provisions :Influence Element Energy Dissipation" , *Journal of Structural Engineering,ASCE*,122, 5.
- 36- M.N. Bugeja, D.P. Thambiratnam, G.H. Brameld(1999) "The influence of stiffness and strength eccentricities on the inelastic earthquake response of asymmetric structures " ,*Engineering Structures* ,pp 856-863.
- 37-Tso W.K.,Wong C.M.(1993)"An Evaluationof the New Zealand Code Torsional Provision" *Bulletin of the NewZealand Society for Earthquake Engineering* ,26,2.
- 38-Chandler AM,Duan XN, Rutenberg (1996)"A.Seismic Torsional Response :Assumptions ,Controversies and Research Progress " *European Earthquake Engineering* ,(10)1:pp37-51.
- 39-Paulay T.(1998)"A Mechanism –base Design Strategy for the Torsional Seismic Response of Ductil Buildings" *European Earthquake Engineering*,2.
- 40- Paulay T.(1997)"Are Existing Seismic Torsion Provisions Achiving the Design Aims?" *Earthquake Spectra*,13,2.
- 41-Dusica P.,et.Al.(2000)"Investigation into the Significance of Strength Characteristics in Inelastic Torsional Seismic Response " *Proceeding of 12th WCEE*.
- 42-Moghadam A.S.,Tso W.K.(2000)"Extension of Eurocode 8 Torsional Provisions to Multi-Story Buildings, *Journal of Earthquake Engineering*,4,1,pp 25-41.
- 43-Fajfar P.,et.A.,(2004)"Influence of Ground Motion Intensity on the Inelastic Torsional Response of Asymmetric Buildings" *Proceeding of 13th WCEE*.
- 44-Stathopoulos KG,Anagnostopoulos SA. (2005)"Inelastic Torsion of Multistory Buildings Under Earthquake Excitations, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*,34,pp 1449-1465.
- 45-De Stefano M.,et.Al.,(2002)"The Key Role of Over Strength in the Seismic Behavior of Multistory Regularly Asymmetric Building " ,*Proceeding of 3th Workshop of Irregular Structures*.
- 46- C.De la Llera ,Anil K.Chopra (1996) "Inelastic Behavior of Asymmetric Multistory Buildings" , *Journal of Structural Engineering,ASCE*, 122, 6.

47-Goel RK, Chopra AK.(1990) "Inelastic seismic response of one-storey,asymmetric-plan systems: effects of stiffness and strength distribution"*Earthquake Engineering and Structural Dynamics*;19:949–70.

48- Bozorgnia Y, Tso WK. (1986) "Inelastic earthquake response of asymmetric structures"*,Journal of the Structural Division, ASCE*;112:383–400.

49-Mittal AK, Jain AK.(1995)" Effective strength eccentricity concept for inelastic analysis of asymmetric structures" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1995;24:69–84.

50-Syamal P, Pekau OA. (1985)"Dynamic response of bilinear asymmetric structures"*Earthquake Engineering and Structural Dynamics*;13:527–41.

51-A.K. Chopra and R.K. Goel (1991),Evaluation of Torsional Provisions in Seismic Codes"*Journal of Structural Engineering ,ASCE*,117,12,pp 3762-3782.

52-X.N.Duan and A.M. Chandler (1993)"Inelastic Seismic Response of Code Designed Multistory Frame Building with Regular Asymmetry "*, Journal of Earthquake Engineering and Strucrural Dynamics*,22,pp 431-445.

53- Naeim,Farzad,1999,"The Seismic Design Handbook",Second Edition,Van Nostrand Reinhold.

54-Eggert V.Valmundsson ,James M.Nau(1997)"Seismic Response of Building Frames With Vertical Structural Irregularities "*Journal of Structural Engineering ASCE*,123,1,pp 10825.

۵۵-مقدم حسن ،۱۳۸۴"مهندسی زلزله ،مبانی و کاربرد" چاپ چهارم ،کتابخانه ملی ایران ،ص ۴۹۰

56-Eurocode 8(2003)" Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings"*European Standard*,31.

57-BSLJ (2000)"Earthquake Resistance Design Method for Civil Engineering Constructions" Part I,pp 29-97.

58-Bulgarian Committee for Urban Area Management and Bulgarian Academy of Sciences(1996)"Code for Design of Buildings and Structures in Seismic Regions",pp 6-10.

59- UBC(1997),"*Uniform Building Code*", Volume 2, International Conference of building official, Whittier, C.A.

60- Subhash C. Goel and Sutat Leelataviwat(, 1998)" Seismic design by plastic method", *Engineering Structures*, Vol. 20, Nos 4-6, pp. 465-471.

61- Hernández-Montes, E., Kwon,, and Aschheim, M. A. (2004) "An energy-based formulation for first- and multiple-mode nonlinear static _pushover_ analyses." *J. Earthquake Eng.*, 8,1,pp 69–88.

62-Sutat Leelataviwat, Subhash C. Goel, Boz'idar Stojadinovic(2002)" Energy-based Seismic Design of Structures using Yield Mechanism and Target Drift" *of Structural Engineering ASCE*,128, 8, pp 10825.

63-Goel RK, Chopra AK.(1990) “Inelastic seismic response of one-story,asymmetric-plan systems” *Berkeley,CA: Earthquake Engineering Research Center* ,Report No. UCB/EERC-90/14.

64- NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Building and Other Structure(1997), Part2: (FEMA 302)

65-SI 413(1998)”Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures”Standard Institution of Israel .

66-Ministry of Public Works and Settlement(2000) ,Government of Republic of Turkey”Specification for Structures to be Built in Disaster Areas.

67-The Board of Civil Engineering of the Professional Regulation Commission (1992)”National Structural Code of the Philippines (NSCP),V.1,Fourth Editions.

68-Standard Association of New Zealand (1992) ” General Structural Design and Design Loading for Buildings NZS:4203.

69-National Institute of Normalization (1996) ” Earthquake Resistance Design of Buildings”Official Chilean Code.

70-Seismological Center ,Academy of Sciences of Albania (1989)”Earthquake Resistance Design Regulations”.

71- International Association for Earthquake Engineering ,IAEE (2004)”Regulations for Seismic Design ,*A World List* “,Tokyo,Japan.

72- Sutat Leelataviwat, Subhash C. Goel(1999)”Toward Performance –Based Seismic Design of Structures “*Earthquake Spectra*,15,3.

Abstract

Intensive research in restricting inelastic damage in torsionally unbalanced building have been done .But It is not clear what can be defined as a torsionally irregular building? In this study, the torsional irregularities criteria as suggested by 54 countries seismic codes are compared with each other.

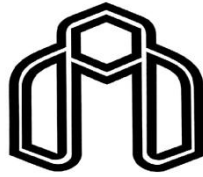
Generally, seismic codes consider either in plan eccentricity or/and story drift for assessing torsionally irregularity. But seismic codes differ from each other in two aspects: 1) Definition of the above parameters (i.e. plan eccentricity and story drift) 2) The numerical limits of the above parameters where a building can be considered torsionally balanced system.

In order to compare various code provisions, we classified one 8 stories and one 10 stories building either as regular or irregular according to different codes. The results were in contradiction to each other, i.e. while the building was regular according to some codes, it was irregular due to others.

These contradictory results are mainly due to non uniform definition for an unbalanced system. The complexity involved in determining parameters such as location of center of rigidity can be another reason for contradiction results. Hence, it seems that more research is needed to reach generally accepted criteria for defining a torsionally unbalanced system.

The use of energy-based method to derive seismic design forces is discussed in this paper. The Energy balance concept and other equations to prevent the formation of undesirable mechanisms to be likely formed in the structure are used in deriving seismic design forces. The aim of this method is to study the ability of predicting structure's behavior in the ultimate level and using of the maximum structure capacity to dissipate seismic input energy. For comparison between response of structures designed with equivalent static method and energy-based method, two frames with 10 and 15 story are designed considering above two methods. For which the results from nonlinear analyses of the frames are compared. The results indicate that the designed by energy-based method as compared with equivalent static method to cause an improvement in structure's behavior.

Key Words: Torsionally Unbalanced Systems, Torsional Irregularity criteria, Plan eccentricity, Story Drift, Energy method, added damper, Target displacement, Hysteretic energy, Energy capacity, Energy demand.



Shahrood University of Technology
Faculty of Civil & Architectural Engineering

Investigation on Storey Lateral Stiffness Parameter in Seismic Codes and
Introducing an Energy-based Method for Appropriate Distribution of
Strength and Stiffness Along the height

By:

Marzie Shahini

Under Supervision of:

Dr. Ali Keyhani

Dr. Ramin Amini

Advisor:

Dr. Seyed Rasol Mirghaderi

Structure

July 2009