شرفیار

ارزیابی لرزه ای ساختمان های اسکلت فلزی

مؤلفان:

دکتر ابوذر شهپری

مجتبی لطفی فرنقی

سرشناسه	: شهپری، ابوذر، ۱۳۶۳-
عنوان و نام پدیدآور	: ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های اسکلت فلزی/مولفان ابوذر شهپری، مجتبی لطفی‌فرنقی ؛ ویراستار سعید محمد.
مشخصات نشر	: تهران: دانش‌پژوهان شریف‌یار، ۱۴۰۰.
مشخصات ظاهری	: ۱۶۴ ص.
شابک	: ۹۷۸-۶۲۲-۷۶۲۳-۹۶-۳
وضعیت فهرست‌نویسی	: فیپا
موضوع	: ساختمان‌های فلزی -- اثر زلزله
موضوع	: Building, Iron and steel -- Earthquake effects
موضوع	: ساختمان‌های ضد زلزله -- ارزشیابی
موضوع	: Earthquake resistant design -- Evaluation
شناسه افزوده	: لطفی فرنقی، مجتبی، ۱۳۴۶-
رده‌بندی کنگره	: TA۶۸۴
رده‌بندی دیویی	: ۶۲۴/۱۸۲۱
شماره کتابشناسی ملی	: ۸۴۲۲۳۸۸

عنوان کتاب **ارزیابی لرزه ای ساختمان های اسکلت فلزی**

*	ناشر	پیشتازان فناوری و ارتباطات شریف یار
*	مؤلفان	ابوذر شهپری و مجتبی لطفی فرنقی
*	مدیر تولید	پیشتازان فناوری و ارتباطات شریف یار
*	ویراستار	دکتر سعید محمد
*	شمارگان	۱۰۰۰ جلد
*	نوبت چاپ	اول، ۱۴۰۰
*	چاپ و صحافی	پیشتازان فناوری و ارتباطات شریف یار
*	ناظر چاپ	پیشتازان فناوری و ارتباطات شریف یار
*	شابک	۹۷۸-۶۲۲-۷۶۲۳-۹۶-۳
*	قیمت	۶۶۰۰۰ تومان

شماره‌ی تماس: ۰۲۱۹۱۰۷۰۴۲۶

همه حقوق برای ناشر محفوظ است

تقدیم به:

مهندسین جوان کشورم، که در ساخت آینده کشور نقش آفرینند و همچنین به اساتید و معلمان عزیز مکتب مهندسی که همواره با ایثار و از خودگذشتگی شان، در سردترین روزگاران زندگی، بهترین پشتیبان بوده اند و تقدیم به آنان که ناتوان شدند تا ما به توانایی برسیم، موهایشان سپید شد، تا ما روسپید شویم، عاشقانه سوختند تا گرمابخش وجود ما و روشنگر راهمان باشند.

سخنی با خواننده

حمد و سپاس ایزد منان را که با الطاف بی‌کران خود این توفیق را به ما ارزانی داشت تا بتوانیم درراه ارتقای دانش عمومی و فرهنگ این مرزوبوم درزمینه‌ی چاپ و نشر کتب علمی دانشگاهی، علوم پایه گام‌هایی هرچند کوچک برداشته و در انجام رسالتی که بر عهده‌داریم مؤثر واقع شویم. گستردگی علوم و توسعه روزافزون آن شرایطی را به وجود آورده که هرروز شاهد تحولات اساسی چشمگیری در سطح جهان هستیم. این گسترش و توسعه نیاز به منابع مختلف ازجمله کتاب راه دستیابی و اطلاع‌رسانی بیش‌ازپیش روشن می‌کند.

چاپ همگانی و سامانمند را می‌توان نقطه آغاز و محرک اصلی رشد روزافزون شگفت‌انگیز دانش در چند سده گذشته دانست. کتاب از یک‌سو تفکرات نویسنده خود را از مرز زمان و مکان می‌رهاند و از دیگر سو در آستانه همین رهایی خواسته و یا ناخواسته ماهیت خود را به محک نقد و بررسی وامی‌گذارد تنها در چنین ساحتی و از برخورد دیدگاه‌های گوناگون است که بشر گامی به پیش برمی‌دارد.

موسسه فرهنگی با رویکردی جدید و متناسب با تغییرات در دنیای نوین، طرح توسعه کتاب‌های گوناگون در برنامه انتشاراتی قرار داده است. این برنامه از یک‌سو، متأثر از پیشرفت‌ها و نوآوری‌های است که در سطح بین‌الملل در زمینه‌های آموزش علوم و فن‌آوری رخ‌داده است و از سوی دیگر، متناسب با نیازهایی است که در جامعه دانشگاهی کشور بر اساس رشد و توسعه سال‌های اخیر به لحاظ کیفی و کمی پدید آمده است.

انتشارات شریف یار با این نگرش در عرصه چاپ و نشر کتب علمی گام نهاده است. روند تولید آثار در این مجموعه علمی فرهنگی تمام مراحل پذیرش، داوری، ویراستاری فنی و ادبی، اخذ مجوز، چاپ و انتشار به هر دو شیوه «چاپ شمارگانی» و «چاپ درازای سفارش» را در برمی‌گیرد.

شما دانش‌پژوه ارجمند می‌توانید آثار مکتوب یا چندرسانه‌ای، پیشنهادات همکاری و نظرات راهگشای خود را با فرستادن پیام به نشانی ایمیل order@sharifyar.com با ما در میان بگذارید. همه تلاش ما این است که با نگاه کارشناسی و ایجاد یک فضای علمی به خلق

آثاری پربار و نوآورانه توفیق یابیم و باور داریم که دستیابی به این خواسته تنها با همراهی شما مشتاقان حقیقی آموزش و پژوهش ممکن است.

پیشتازان فناوری و ارتباطات شریف یار

فهرست

عنوان **صفحه**

فصـل اول ۱۳
مقدمه ۱۴
تحلیل و طراحی سازه های فولادی ۱۵
روش طراحی مقاومت نهایی یا پلاستیک ۱۷
مشخصات برشی در تحلیل و طراحی سازه های فولادی ۱۹
ترمیم ترک در سازه‌های فلزی ۲۹
انواع سیستم های سقف اسکلت فلزی مورد استفاده برای ساخت سازه های فولادی(...) ۳۰
تیرهای سلیم با واحدهای بتنی پیش ساخته ۳۲
بحث شمع‌بندی در سقف کامپوزیت ۳۹
تاثیر مشخصه های معماری طی زمین لرزه بر ساختمان ۴۰
ابعاد و پلان ساختمانها ۴۲
همجواری ساختمانها ۴۳
مجزا کردن ساختمان های نزدیک به هم، توسط درز انقطاع ۴۳
لزوم پیروی از ملاحظات لرزهای موجود در ایین نامه ها ۴۴
اثرات زمین لرزه بر ساختمان ۴۸
علت ایجاد پیچش در ساختمان ۵۰
حفاظت از پی ۵۱
پدیده روان گرایی ۵۲
علل روان شدگی ۵۳
روش های کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی ۵۴
الف) تمهیدات سازه ای ۵۴
ب) تمهیدات ژئوتکنیکی ۵۴
پ) تغییر محل خاستگاه ۵۵
محاسبه ساختمانها در برابر نیروی زلزله ۵۶
طبقه بندی نوع زمین ۶۰

ترکیب سیستم ها در پلان ۶۲
ترکیب سیستم ها در ارتفاع ۶۲
طیف طرح استاندارد ۶۴
طیف طرح ویژه ساختگاه ۶۴
روش تحلیل دینامیکی طیفی یا روش تحلیل مدها ۶۶
ترکیب اثر زلزله در امتدادهای مختلف..... ۶۸
روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی ۶۸
مشخصات سازه از تراز پایه تا روی شالوده ۷۱
سازه های غیر ساختمانی..... ۷۵
لزوم در نظر گرفتن تمهیدات لازم برای وسایل و تجهیزات ۷۸
علل ایجاد نامنظمی در پلان ساختمان ۷۸
انواع نامنظمی در پلان ساختمان طبق آیین نامه ۲۸۰۰..... ۷۹
الف – نامنظمی هندسی در پلان ۷۹
تفاوت پس رفتگی با بازشو در پلان ۸۲
آیا وجود بالکن باعث ایجاد نامنظمی در پلان می‌شود؟ ۸۳
آیا ایجاد پخ در پلان سازه می تواند باعث نامنظمی هندسی شود ؟ ۸۴
رده بندی آثار تخریبی برخی از اشکال هندسی نامنظم در پلان ۸۸
ب-نامنظمی پیچشی ۸۹
نحوه ی کنترل نامنظمی پیچشی در ایتبس ۸۹
منظور از تغییر مکان نسبی سقف چیست؟..... ۹۰
برون مرکزی اتفاقی چیست؟..... ۹۱
پ – نامنظمی دیافراگم ۹۴
بازشو در دیافراگم ۹۵
ت – نامنظمی خارج از صفحه..... ۱۰۰
ث – نامنظمی سیستم های غیر موازی ۱۰۲
محدودیت های آیین نامه‌ای برای منظم بودن یا نبودن پلان سازه..... ۱۰۴
آثار نامنظمی در پلان و تمهیدات آن ۱۰۶

۲- نامنظمی پیچشی ۱۰۷
۷مورد از مهمترین ملاحظات در کنترل نامنظمی پیچشی عبارتند از ۱۰۹
۳- نامنظمی در دیافراگم ۱۱۰
بازشو در دیافراگم ۱۱۱
نامنظمی خارج از صفحه ۱۱۱
نامنظمی سیستم های غیرموازی ۱۱۱
نامنظمی هندسی در ارتفاع ۱۱۱
نامنظمی جرمی در ارتفاع ۱۱۲
نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع ۱۱۲
نامنظمی در سختی جانبی ۱۱۲
نامنظمی در مقاومت جانبی ۱۱۳
منبع ۱۱۴
نوآوری تحقیق ۱۲۰
هدف از انجام تحقیق ۱۲۰
فصـل دوم ۱۲۱
تاریخچه ی ارزیابی احتمالاتی خسارات لرزه ای و کاربرد ۱۲۱
انواع سیستم های مهاربند برای قاب های فلزی ۱۲۲
تاریخچه تحقیقات ۱۲۲
زلزله های مخرب ۱۲۲
مشخصات تعدادی از زلزله های مخرب ۱۲۳
فصـل سوم ۱۳۹
مدلسازی و نرم افزار مورد استفاده ۱۳۹
مقدمه ۱۴۰
کلیات ۱۴۰
جزئیات سازهای قاب های مدل شده ۱۴۰
بارگذاری ۱۴۲
مدلسازی در نرم افزار ۱۴۲

کلیات ۱۴۲
مشخصات مکانیکی اجزای قاب های مورد مطالعه ۱۴۴
مهاربند ۱۴۵
مشخصات مدلسازی و مدل رفتاری مصالح ۱۴۸
مصالح الاستیک ۱۴۹
مصالح Steel ۱۴۹
المان لینک دو گرهی ۱۵۱
بارگذاری ۱۵۳
جمع بندی و نتیجه گیری ۱۵۴
فصـل چهارم ۱۵۵
توضیح روش های تحلیل و نتایج ۱۵۵
انواع تحلیل و نتایج ۱۵۶
انتخاب رکوردهای زلزله ۱۵۷
منـابع و مآخـذ ۱۶۱

فصـــل اول

مقدمه

به دلیل غیر قابل اجتناب و غیر قابل پیش بینی بودن بارهای جانبی وارد بر سازه ها از قبیل بار باد و زلزله و تحمیل خسارتهای فراوان جانی و مالی، به خصوص زلزله های ویرانگری که در سالهای اخیر در نقاط مختلف دنیا رخ داده اند، مهندسان این حوزه را بر این داشت تا به راه حلی مناسب برای مهار این پدیده ی طبیعی دست یابند. از آن جایی که جلوگیری از وقوع زلزله غیر ممکن است، ایمن سازی ساختمان های موجود در رویارویی با این پدیده طبیعی امری گریزناپذیر است. به همین دلیل، لزوم ارائه روش های مختلف در بهسازی ساختمان ها با توجه به شرایط موجود آنها در آینده ای نزدیک، امری ضروری و غیر قابل چشم پوشی خواهد بود. به طور کلی وظیفه اصلی یک سازه تحمل بارهای موثر بر آن و انتقال آنها به پی و فوندانسیون سازه می باشد. از طرفی نیروهای جانبی وارد به سازه دارای ماهیت دینامیکی می باشند و موجب ایجاد ارتعاش در سازه می شوند. دو دیدگاه برای مقابله ساختمان با ارتعاشات و تحریکات لرزه ای وجود دارد.

دیدگاه اول، بر فراهم کردن مقاومت و ظرفیت شکل پذیری غیر الاستیک کافی برای اعضای سازهای استوار است که این امر با ایجاد و ترکیب اجزای سازهای مختلف مانند دیوارهای برشی، دیافراگم ها خرپاها برای تشکیل سیستم مقاوم در برابر بار جانبی انجام می پذیرد. انتخاب و استفاده از مصالح مرغوب در ساخت سازه از این لحاظ دارای اهمیت می باشد، که مصالح شکل پذیر همانند فولاد، کارکرد بهتری در مقایسه با مصالح شکننده دیگر مانند بتن و آجر دارند.

دیدگاه دوم بیان می کند که استفاده از قاب مهاربندی شده، به طور عمده روی مشخصات لرزه ای سازه و میزان خسارت وارده بر سازه موثر است. بتن و فولاد، مصالحی هستند که به صورت گسترده در ساخت و سازها مورد استفاده قرار می گیرند. مزایای هر دو مصالح امروزه به خوبی شناخته شده است. بتن مصالحی با سختی بالا، ارزان قیمت و مقاومت قابل توجه در برابر آتش سوزی و ضمنا فولاد مصالحی با شکل پذیری و مقاومت بالا و وزن کم است.

تحلیل و طراحی سازه های فولادی

طراحی سازه های فولادی با توجه به انتخاب نوع مقطع، روش ساخت، روش بهره‌برداری و محل ساخت ساختمان، خصوصیات و ویژگی‌های متنوعی برای ساخت اسکلت باربر یک ساختمان به وجود می‌آورد. مزیت‌های هر سیستم سازه‌ای و مصالح موردنیاز آن سیستم را در صورتی می‌توان به کاربرد که خصوصیات و ویژگی‌های آن مصالح و دستگاه‌ها در مرحله طراحی به‌حساب آورده شود و طراح باید در مورد هر یک از مصالح به‌درستی قضاوت کند. این موضوع به‌ویژه در ساختمان‌هایی که اسکلت فولادی دارند ضروری است. سازه فولادی سازه‌های قاب‌بندی شده می‌باشند. نقش قاب در ساختمان پایداری کل سازه و انتقال بارهای مرده، بار زنده، زلزله و بار برف از سازه به پی هست. در محاسبات و تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی و همچنین ستون گذاری آن معیارهایی چون نوع مقطع، روش قرارگیری و آرایش مقطع، فواصل تکیه‌گاهی، نوع مهاربندی، نوع سیستم صلب کننده سازه و محل قرارگیری آن تأثیرگذار می‌باشند. شایان ذکر است که در تحلیل و طراحی سازه های فولادی هر عضوی که از مقطع فولادی باشد توسط نرم‌افزارهایی پیشرفته طراحی می‌شود. نرم افزار های مثل ایتبس، سپ و سیف. که برای یادگیری و آموزش ایتبس برای طراحی سازه لازم است تا وقت صرف شود.

این اعضا شامل تیرها, ستون‌ها, مهاربندها, سقف کامپوزیت ساده و عرشه فولادی و حتی دیوارهای برشی فولادی می‌شود. منظور از طرح یک سازه تعیین پیکربندی، ابعاد و مشخصات قطعات آن می‌باشد.

خدمات طراحی سازه:

طراحی انواع سازه های فلزی

تحلیل و طراحی سازه های فولادی

سازه‌های فولادی به دسته‌های مختلفی تقسیم می‌شوند

_ سازه‌های قاب‌بندی با نورد گرم: به مقاطعی که در کارخانه‌های ذوب و ساخت آهن ساخته می‌شود.

_ سازه‌های قاب‌بندی شده با نورد سرد یا LSF: مقاطعی که در خارج از کارخانه‌های عمرانی و توسط ابزارهای مختلف به هم اتصال داده می‌شود؛ این مقاطع بیشتر در ساختمان‌های ویلایی خارج شهر کاربرد دارند.

_ سازه‌های پوسته‌ای مثل مخازن نگه‌داری مایعات و یا گازها.

_ سازه‌های معلق که بیشتر در کارها و طرح‌های پارامتریک معماری استفاده می‌شود.

در تحلیل و طراحی سازه های فولادی هر عضوی که از مقطع فولادی باشد توسط نرم‌افزارهایی پیشرفته طراحی می‌شود. این اعضا شامل تیرها, ستون‌ها, مهاربندها, سقف کامپوزیت ساده و عرشه فولادی و حتی دیوارهای برشی فولادی می‌شود. منظور از طرح یک سازه تعیین پیکربندی، ابعاد و مشخصات قطعات آن می‌باشد به‌نحوی‌که ایمنی، عملکرد خوب و پایایی تأمین گردد. در همین راستا تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی با سه روش زیر صورت می‌گیرد.

_ روش طراحی تنش مجاز (ASD) یا الاستیک

_ روش طراحی مقاومت نهایی یا پلاستیک

_ روش طراحی حالات حدی (LSD)

روش طراحی تنش مجاز (ASD) یا الاستیک

روش تنش مجاز (ASD) دیرینه‌ترین روش تحلیل و طراحی سازه های فولادی بشمار می‌رود. در این روش طراحی سازه های فولادی، اثرات کاهش احتمالی مقاومت اعضا و نیز افزایش احتمالی بارها تنها به کمک یک ضریب (بنام ضریب اطمینان) و فقط در یک مرحله منظور می‌شود. درروش تنش مجاز عناصر سازه باید طوری طراحی شوند که تحت اثر بارهای مفروض بهره‌برداری تنش‌های محاسباتی در آن‌ها از مقادیر مجاز تجاوز نکند.

با افزایش کیفیت مصالح و ارتقاء سطح کیفی اجرا، روش پلاستیک یا مقاومت نهایی LRFD به‌عنوان یک روش علمی‌تر و اقتصادی‌تر در بعضی از کشورها جایگزین روش ASD یا الاستیک گردید.

(ضریب اطمینان>۱)/(تنش خرابی یا تنش تسلیم)= تنش مجاز

ضریب اطمینان در رابطه بالا بزرگ‌تر از یک می‌باشد؛ برای ستون‌ها این ضریب عددی میان ۱.۹۲ الی ۱.۹۷ و برای تیرها، اگر مقطع تیر فشرده باشد برابر با ۱.۵ و برای مقاطع غیر فشرده ۱.۶۷ است. بنابراین در این روش تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی تنها در اثر وارد شدن تنشی بیشتر از تنش مجاز و مرغوب نبودن کیفیت مصالح مصرفی خراب می‌شوند. در این روش به اعضاء سازه‌ها اجازه داده می‌شود براثر بار وارده ناشی از بارگذاری از حد الاستیک خود خارج و به حد پلاستیک یا خمیری خود برسند و همین موضوع باعث افزایش مقاومت اعضاء و کاهش هزینه ساخت و اقتصادی‌تر شدن سازه می‌گردد. این روش به دلیل نیاز به رعایت استانداردهای مصالح و افزایش کیفیت اجرا در بیشتر کشورها ازجمله ایران مورداستفاده قرارگرفته است.

روش طراحی مقاومت نهایی یا پلاستیک

در تحلیل و طراحی سازه های فولادی با روش LRFD ایمنی در دو مرحله، افزایش بار به کمک ضرایب بار و تقلیل مقاومت به کمک ضرایب کاهش مقاومت در نظر گرفته می‌شود. درروش ضرایب بار و مقاومت طراحی عناصر سازه چنان صورت می‌گیرد که مقاومت نهایی طرح یا حداکثر ظرفیت باربری عضو در هر مقطع بزرگ‌تر یا مساوی با تلاش‌های موجود در آن مقطع تحت اثر بارهای ضریب دار وارد بر سازه باشد. از منظر ضوابط طراحی و نوع تحلیل سازه هر دو روش از سادگی یا پیچیدگی یکسانی برخوردار هستند. در ساختمان‌های متعارف، چنانچه ترکیبات بارگذاری ثقلی حاکم بر طراحی اعضا باشند، هم در آئین‌نامه AISC و هم در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان برای آن اعضا روش LRFD حدوداً ۱۰ تا ۱۵ درصد سبک‌تر محاسبه می‌شود. ولی اگر ترکیبات بارگذاری زلزله حاکم بر طراحی اعضا باشند و سهم نیروی زلزله در آن ترکیبات بارگذاری بسیار چشمگیر باشد

(مثلاً E/D>۱۰)، در آئین‌نامه AISC برای آن اعضا روش LRFD حدوداً ۲۰ درصد سنگین‌تر و در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان برای آن اعضا روش LRFD حدوداً ۵ درصد سنگین‌تر محاسبه می‌شود. مقایسه نتایج طراحی بر اساس AISC و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان نشان می‌دهد که ترکیبات بارگذاری مندرج در مبحث دهم تفاوت‌های آشکاری با ترکیبات بارگذاری موردنظر آئین‌نامه AISC دارد. با به‌کارگیری این دو روش تحلیل و طراحی و مقایسه نتایج طراحی حاصل از آن‌ها، می‌توان از نتایج طراحی هریک که منجر به سازهای سبک‌تر می‌شود، بهره گرفت.

روش طراحی حالات حدی (LSD)

درروش حالت حدی LSD تحلیل و طراحی سازه های فولادی بدین گونه می‌باشد: قسمتی از ضریب اطمینان دربارها و قسمتی از ضرایب اطمینان در مقاومت‌ها اثر داده می‌شوند؛ یعنی هم‌بارها بزرگ می‌شوند و هم مقاومت‌ها کاهش داده می‌شود. توضیح اینکه عدم اطمینانی که در طراحی وجود دارد هم ناشی از بارها و هم ناشی از مقاومت‌هاست؛ بنابراین بهتر است هر دو عدم اطمینان به‌صورت جداگانه در نظر گرفته شود. در این روش می‌توان با آگاهی بیشتر نسبت به ضرایب اطمینان تصمیم گرفت. در این روش به‌جای استفاده از یک ضریب اطمینان شکسته شده که ضرایب جزئی اطمینان[۱] نامیده می‌شوند استفاده می‌شود.

تحلیل و محاسبات و طراحی سازه‌های فولادی

در محاسبات و تحلیل و طراحی سازه های فولادی و همچنین ستون گذاری آن معیارهایی چون نوع مقطع، روش قرارگیری و آرایش مقطع، فواصل تکیه‌گاهی، نوع مهاربندی، نوع سیستم صلب کننده سازه و محل قرارگیری آن تأثیرگذار می‌باشند. مزیت اصلی در استفاده از سازه فولادی مقاومت بالای آن در برابر کشش می‌باشد. همچنین سازه فولادی نسبت به اسکلت بتنی، از سرعت ساخت بالاتر و سطح مقطع کمتری برخوردار است.

تحلیل و محاسبات و طراحی سازه های فولادی به مشخصات فولاد ساختمانی بستگی دارد. مشخصات فولاد مانند کشش، برش، سختی، خزش، وارفتگی و خستگی.

[۱] Partical Safty factor

مشخصات کششی: رده‌های مختلفی از فولادهای ساختمانی وجود دارد که می‌توانند در ساخت ساختمان‌های فولادی استفاده شوند. منحنی تنش-کرنش معمولی برای انواع گوناگون فولاد سازه‌ای که آزمایش کشش فولاد به‌دست‌آمده را می‌توانید در شکل زیر مشاهده کنید.

سرد کاری یا نورد سرد فرآیندی است که شکل‌های مختلف فولاد ساختمانی در دمای اتاق تولید می‌شوند. درنتیجه، شکل‌پذیری فولاد ساختمانی افزایش می‌یابد اما شکل‌پذیری سازه با کاهش روبرو می‌شود. تنش پسماند تنشی است که در عضو فولادی بعدازاینکه ساخته شد، باقی می‌ماند. تا زمانی که آزمایش کشش انجام شود، لازم است مقدار کرنش را در نظر بگیرید زیرا خصوصیات کششی فولاد را تغییر می‌دهد. اگر سازه‌ی فولادی تحت بارهای دینامیکی باشد، باید مقدار کرنش بالایی را در نظر گرفت. هرچند، مقدار نرمال کرنش با در نظر گرفتن بارهای استاتیکی در سازه ارائه می‌شود. توانایی فولاد ساختمانی در جذب انرژی را، چقرمگی گویند.

مشخصات برشی در تحلیل و طراحی سازه های فولادی

مقاومت برشی سازه‌ی فولادی در گسیختگی تحت تنش برشی مشخص می‌شود و حدود ۰.۵۷ برابر تنش تسلیم فولاد است. مدول الاستیک برشی، نسبت تنش برشی به کرنش برشی در محدوده‌ی الاستیک فولاد ساختمانی را بیان می‌کند. به‌طورمعمول، مدول الاستیک برشی فولاد ساختمانی می‌تواند ۷۵.۸۴ گیگا پاسکال در نظر گرفته شود یا می‌توان از فرمول زیر برای محاسبه‌ی مدول الاستیک برشی استفاده کرد:

$$G = E/۲(۱+\mu)$$

G: مدل الاستیک برشی فولاد

E: مدل الاستیسیته ی فولاد

μ: ضریب پواسون

سختی در طراحی سازه های فولادی

میزان تحمل فولاد ساختمانی در برابر تغییر شکل غیر الاستیک است. روش‌های استاندارد آزمایش و تعاریف برگرفته آزمایش مکانیکی قطعات فولادی (A۳۷۰-۰۵) سه آزمایش مختلف را برای ارزیابی سختی فولاد مشخص می‌کند: برینل، راکول و پرتابل. هرکدام از این آزمایش‌ها می‌توانند برای برآورد سختی فولاد ساختمانی استفاده شوند. سختی فولاد نه‌تنها برای آزمایش یکنواختی محصولات مختلف، بلکه برای ارزیابی مقاومت کششی فولاد نیز استفاده می‌شود.

خزش در طراحی سازه های فولادی

خزش به‌صورت تغییر تدریجی کرنش فولاد تحت تنش ثابت تعریف می‌شود. خزش در اثر تنش ثابت و یا آتش‌سوزی رخ می‌دهد. خزش در طراحی و ساخت قاب‌سازهای فولادی صرف‌نظر از موردی که باید اثر وجود آتش موردتوجه قرار گیرد، قابل‌چشم‌پوشی است.

وارفتگی: وارفتگی کاهش تدریجی فولاد ساختمانی تحت اثر تنش ثابت است. معمولاً، مقاومت تسلیم فولاد حدود ۵ درصد بیشتر از تنشی که کرنش را کاهش می‌دهد، افزایش می‌یابد و سازه فولادی متحمل انبساط طولی پلاستیک که در حدود ۰.۰۱ است، خواهد شد.

خستگی

خستگی به‌صورت گسیختگی فولاد ساختمانی به علت شروع و گسترش ترک تحت تأثیر بار سیکلی تعریف می‌شود. آزمایش‌های گوناگونی برای ارزیابی خستگی فولاد ساختمانی ازجمله آزمایش خمش، آزمایش تیر چرخشی و آزمایش بارمحوری.

طراحی سازه های فولادی

طراحی سازه های فولادی با توجه به انتخاب نوع مقطع، روش ساخت، روش بهره‌برداری و محل ساخت ساختمان، خصوصیات و ویژگی‌های متنوعی برای ساخت اسکلت باربر یک ساختمان به وجود می‌آورد. مزیت‌های هر سیستم سازه‌ای و مصالح موردنیاز آن سیستم را در صورتی می‌توان به کاربرد که خصوصیات و ویژگی‌های آن مصالح و دستگاه‌ها در مرحله

طراحی به‌حساب آورده شود و طراح باید در مورد هر یک از مصالح به‌درستی قضاوت کند. این موضوع به‌ویژه در ساختمان‌هایی که اسکلت فولادی دارند ضروری است.

معیارهای سازه‌ای زیر اهمیت زیادی در طراحی کلی و ستون گذاری ساختمان دارد:

نوع مقطع

آرایش و روش قرارگیری مقاطع

فواصل تکیه‌گاهی

اندازه دهانه‌های سقف

نوع مهاربندی

نوع سیستم صلب کننده

محل قرارگیری سیستم صلب کننده (سیستم فضاسازی داخلی)

برای استفاده بهینه از خواص مطلوب ساختمان‌های فولادی، سیستم فضاسازی داخلی باید به‌گونه‌ای اختیار شود که: متشکل از قطعات پیش‌ساخته باشد، بدین منظور که سرعت بیشتر نصب و برپایی سازه، موجب کوتاه شدن زمان کلی ساخت می‌شود.

قطعات سبک باشد تا وزن کلی ساختمان به حداقل ممکن برسد.

نوع سیستم انتخاب‌شده، سازگار با سیستم سازه‌ای انتخاب‌شده باشد.

با یک روش اقتصادی قابل محافظت در برابر آتش باشد.

فضاهای داخلی ساختمان فلزی معمولاً شامل: سقف‌ها، بام، دیوارهای خارجی، دیوارهای داخلی، سیستم رفت‌وآمد (پله و آسانسور) می‌باشد که با هماهنگی دقیق و علمی این امکان به وجود می‌آید که اقتصادی‌ترین روش ساخت و اجرای ساختمان به دست آید.

تحلیل و طراحی سازه های فولادی با توجه به روش مهاربندی

تمام ساختمان‌ها باید برای مقاومت در برابر نیروی زلزله و باد و یا دیگر نیروهای افقی صلب شوند سیستم صلب کننده می‌بایست نیروهای جانبی را به فونداسیون منتقل کند و همچنین تغییر مکان‌های افقی را محدود کند. در ساختمان‌های بلند باید ملاحظات ویژه‌ای برای جلوگیری از ایجاد نوسانات ناشی از باد در نظر گرفته شود.بزرگی نیروهای افقی اعمال‌شده در اثر باد به عوامل زیر بستگی دارد:

_ سرعت باد

_ شکل آئرودینامیکی ساختمان

_ وضعیت سطح نما

- روش‌های صلب کردن

یک قاب سازه‌ای فولادی را می‌توان به یکی از روش‌های زیر مهاربندی کرد:

_ سیستم‌های قاب صلب

_ سیستم‌های قاب بادبندی

دیوارهای بتنی به صورت دیوارهای برشی یا هسته‌های بتنی

انتخاب روش صحیح مهاربندی، اهمیت عمده‌ای در طراحی سازه های فولادی دارد و حتی ممکن است کل اندیشه طراحی یک ساختمان بلندمرتبه را تحت تأثیر قرار دهد. مهاربندی به‌وسیله اعضای بادبندی یا دیوارهای بتنی به‌صورت دیافراگم صلب، نقاط ثابتی را در ساختمان ایجاد می‌کند، به‌گونه‌ای که آزادی عمل در جانمایی و معماری داخل ساختمان را محدود می‌کند.

طراحی سازه های فولادی با توجه به اجزای تشکیل‌دهنده فضاهای داخلی ساختمان

انتخاب سیستم مناسب برای اجزای داخلی ساختمان به عوامل مختلفی بستگی دارد. روش‌های زیر به‌طور رایج در ساخت سقف‌های متکی به تیرهای فولادی به کار می‌روند:

_ دال بتنی درجا بر روی قالب مناسب

_ دال بتنی پیش‌ساخته

_ عرشه فولادی با بتن درجا

عملکرد مرکب بین دال بتنی و تیر فولادی که در هر سه روش امکان‌پذیر است، سبب اقتصادی شدن ساخت می‌گردد. مسئله حفاظت قسمت‌های فولادی سقف در برابر آتش‌سوزی باید در اجرای سقف در نظر گرفته شود. استفاده از سقف کاذب می‌تواند این کار را به‌خوبی انجام دهد. در سازه‌های اسکلت فلزی، معمولاً دیوارهای خارجی باربر نیستند، برای ساخت این دیوارها، بنابر شرایط موجود، از مصالح مختلف استفاده می‌شود.

طراحی بهینه اسکلت فلزی – مهندسی ارزش ۲

اجرا, بهینه سازی و طراحی, سازه, سازه‌های اسکلت فلزی, مشاوره

در طراحی بهینه اسکلت فلزی فقط برای وزن کم طراحی نکنید. چنین طراحی ممکن است نیاز به قطعات بیشتر و اتصالات بیشتری داشته باشد و در هر دو کارگاه ساخت اسکلت و محل پروژه بیشتر کار خواهد کرد و احتمالا گران تر خواهد بود.

اتصالات پیچی و جوشی در طراحی بهینه اسکلت فلزی

تولید بیش از حد دقیق و روادای نصب ، به غیر از روش های پیشرفته، احتمالا تعداد پیشنهاد دهندگان را کاهش می‌دهد و هزینه را برای مالک افزایش می دهد. رواداریهای ASTM A۳٦ و آنهایی که توسط ANSI، AWS و AISC ایجاد شده اند به خوبی به صنعت رسیده اند و باید به جز در شرایط فوق العاده مورد توجه قرار گیرند.

پیچ با مقدار مناسب مقاومت بالا انتخاب کنید. کاربرد صحیح هر نوع به خوبی در مشخصات پیچ و مهره فعلی ثبت شده است. مقادیر بحرانی لغزش را با هدف به دست آوردن عامل اضافی ایمنی مشخص نکنید. از پیچ نوع کنترل کشش (twistoff) با مقاومت بالا استفاده کنید. این پیچ‌ها به اندازه روش‌های دیگر اندازه‌گیری تنش‌های کششی پیچ قابل اعتماد است و کاهش هزینه های نیروی کار را به دنبال دارد.

در طراحی بهینه اسکلت فلزی هر جایی که ممکن باشد، جوش گوشه را به جای جوش شیاری استفاده کنید. جوش های شیار عموما هزینه بیشتری دارند زیرا آماده سازی اتصال لازم است و حجم بیشتری جوش داده می‌شود. جوش گوشه که می‌تواند در یک پاس، هر جا که ممکن باشد نشان دهید تا استفاده شود. هنگام استفاده از فرآیند جوشکاری قوس با گاز محافظ در موقعیت های افقی و صاف، حداکثر جوش فلزی عملیاتی یک پاسه ۱۶/۵″ است.

موقعیت جوش افقی و مسطح را ترجیح دهید. این جوشکاری ها ساده تر و سریعتر هستند و به طور کلی کیفیت بالایی دارند. برای جوش بیشتر در موارد غیر ضروری اصرار نکنید. جوشکاری گرما بیش از حد ایجاد می کند که ممکن است باعث انحطاط و انقباض اعضا شود و صاف کردن پر هزینه داشته باشد.

وصله در طراحی بهینه سازه فلزی

در طراحی بهینه اسکلت فلزی هر کجا که امکان پذیر است، امکان حذف برخی از وصله‌های ستون‌ها را به سازنده واگذار کنید. هزینه تقسیم یک ستون برابر با هزینه حدود ۲۷۰ کیلوگرم فولاد A۳٦ است. با این حال، سازنده اسکلت فلزی باید با دقت قبل از تصمیم به حذف ستون و نصب شفت سنگین تر تا وصله بعدی – ستون حاصل ممکن است برای نصب بیش از حد طولانی باشد.

از طراحی ستون‌های با وصله در ارتفاع متوسط خودداری کنید. اینها اغلب برای نصاب دارای ارتفاع بسیار زیاد است، بدون اینکه یک اسکافلد یا داربست بزنند. اگر وصله می‌تواند بیش از

۱.۲ متر بالای تیرهای فولادی قرار نگیرد، این هزینه های اضافی را صرفه جویی می کند و هنوز هم در ناحیه از ستون است که نیروهای خمش نسبتا پایین دارد.

وصله ستون را برای مقاومت خمشی کامل ستون کوچکتر متصل طراحی نکنید. به ندرت تنش خمشی ماکزیمم در محل وصله اتفاق می‌افتند و به ندرت این تنش منجر به ایجاد شرایطی می شود که نیاز به ظرفیت کامل وصله باشد. ستون دارای تنش فشاری محوری است. ظرفیت اضافی به تنش‌های خمشی فشاری در یک بال و تنش کششی در بال دیگر اتفاق می افتد اختصاص یافته است. نیروهای فشاری در یک بال به یکدیگر اضافه می شوند در حالی که در بال دیگر نیروی کششی از نیروی فشار کم می‌کند. این طرف دیگر ستون به ندرت به کشش می‌افتد و هرگز به تنش کامل مجاز که نیاز به یک وصله برای مقاومت نهایی داشته باشد نمی‌رسد. هنگامی که در یک زمان، بارهای جانبی بر روی یک سازه منجر به تنش کششی کوچک می شوند، اما تا اندازه ای مورد نیاز برای کشش تا مقاومت نهایی نمی رسد.

از یک فولاد با مقاومت بالاتر برای ستون سنگین استفاده کنید تا نیاز به صفحات دابلر جان یا چشمه اتصال و / یا سخت کننده در مقابل بالهای تیر در قاب خمشی نباشد. یک جفت سخت کننده هزینه تقریبی برابر ۹ کیلوگرم فولاد A٣٦ را دارد اگر سخت کننده با جوش گوشه جوش داده شوند. اگر آنها باید جوش شیاری جوش داده شوند، هزینه های صعودی به معادل ۳۶ کیلوگرم فولاد A٣٦ می‌رسد. هزینه یک صفحه دوبلر نصب شده حدود ۱۸ کیلوگرم فولاد A٣٦ است.

اجتناب از طراحی اعضای سنگین و ناخوشایند در بخش‌هایی از سازه که دارای دسترسی محدودتری است. این ممکن است نیاز به تجهیزات بزرگتر و گران قیمت تر را از بین ببرد.

در صورت لزوم سوراخ تیر را تقویت کنید. چندین برنامه نرم‌افزاری، از جمله AISC Web open، به شناسایی و طراحی سوراخ جان تیر کمک میکنند که نیازی به تقویت ندارند. همچنین ممکن است هزینه استفاده از تیر با جان سنگین تر کمتر باشد، برای انتقال بازشو جان به محل کمتر بحرانی یا تغییر ابعاد سوراخ جان برای حل مشکل.

برای مهارنبدی سنگین، که در آن مزیت اجازه می دهد سازنده نقاط کار مهاربند را به طوری که آنها در تقاطع سطوح بال در نسبت به مرکز خط اعضا باشد. به طور کلی، این امر به اتصال فشرده و کارآمد تر منجر می شود.

اجازه استفاده محتاط از سوراخ های بزرگ و اسلات به منظور تسهیل هزینه های نصب و بستن. آنها ممکن است هزینه زیاد باز کردن سوراخ و یا دوباره نصب را کاهش دهند.

اجتناب از استفاده بی مورد از سخت کننده ها. برای جلوگیری از تغییر شکل محلی و / یا انتقال بار از یک قسمت عضو به دیگری لازم است که سخت کننده استفاده شود. اگر اعضای اصلی قادر به مراقبت از خود باشند، هزینه های سخت کننده را می توان ذخیره کرد. در جایی که امکان استفاده از سختی‌های با نصف ارتفاع باشد به کار بردید. سخت کننده‌های کامل عمق می‌توانند دو برابر هزینه های سخت کننده نیمه هزینه داشته باشند.

روند ساخت در طراحی بهینه سازه فولادی

در طراحی بهینه اسکلت فلزی از خصوصیات که چیزی شبیه به این را باشد، اجتناب کنید: "هر مورد لازم نشان داده شده را ساخته و یا نصب کنید که برای تکمیل چارچوب اسکلت لازم است." این برای کارفرما غیرمنصفانه است. اجتناب از مشخصات پنهانی که نیاز به سخت کننده ها را در صورت لزوم دارد، قاب های سقف در صورت نیاز، تقویت سوراخ جان تیر به صورت مورد نیاز و غیره. در مرحله تخمین و قیمت گذاری، تهیه کننده / سازنده به ندرت وقت کافی برای تعیین اینکه چه چیزی و چه چیزی لازم نیست، و بنابراین در پیشنهاد یک کمک هزینه برای اقلام مورد سوال که آیا آنها در نهایت مورد نیاز است. کافرما ممکن است در نهایت برای چیزی که تامین نشده است پرداخت نماید.

از مشخصات محدود کننده اجتناب کنید. محدودیت های بیشتری که در مشخصات اسکلت ذکر شده اند بیشتر احتمال دارد که هیچ کس قادر به پاسخگویی به همه آنها باشد. این کار برخی از رقابت ها را از بین می برد و اغلب منجر به افزایش قیمت می‌شود.

در طراحی بهینه اسکلت فلزی ، طرح کامل را آماده کنید. بخش کثیری از هزینه بالاسری سازنده اسکلت برای تخمین صرف می شود. برای هر شغل او می تواند ۱۰ تا ۲۰ تلاش

ناموفق انجام دهد. برخی از مشخصات پروژه به گونه ای نوشته شده است که نیاز است سازنده برای تکمیل بخش قابل توجهی از طراحی اسکلت هزینه پیش بینی کند. اما نیاز به اینکه سازنده اسکلت برای تکمیل بخش قابل توجهی از طراحی اسکلت هزینه پیش بینی نماید زمان را هدر و افزایش هزینه های برآورد را، که به نوبه خود به مشتری منتقل می شود در پی دارد. اگر هشت شرکت ساخت اسکلت فلزی پروژه را دنبال می کنند، این کار طراحی باید هشت بار تکرار شود. سازنده ای که تصمیم می گیرد برای دور زدن طراحی پیش رود، ممکن است با مشکلی جدی همراه با یک پیشنهاد قیمت جلو رود. اما اگر او پیشنهاد خود را برای پوشش شرایط "بدترین حالت" بارگذاری کند، شانس برنده شدن برای این کار را نخواهد داشت. هنگامی که یک شرکت ساخت اسکلت فلزی باید بارها را از طریق تحلیل عضو تعیین کند، نتایج اغلب غیر واقعی خواهد بود. این که آیا عضو بر اساس سختی، زیبایی شناسی، حداقل ضخامت مورد نیاز، یا انحراف طراحی شده است معمولا توسط سازنده شناخته شده نیست.

یک طراحی بهینه اسکلت فلزی کامل بهترین بیمه است که کسانی که باید طراحی را استفاده کنند به صورت دقیق می‌توانند مقصود طراح را تفسیر کنند. در این شرایط احتمال کمتری برای ابهام، تفسیر نادرست، خطا و غفلت وجود دارد. میانبرهای طراحی ممکن است دیگر اعضا تیم ساخت را متضرر کند. یک طراحی مناسب یک مسیر طولانی است که شامل طراح و کارفرما می‌شود.

محافظت سازه های فولادی در برابر حریق، خوردگی و عایق بندی صدا

محافظت سازه های فولادی در برابر حریق و آتش سوزی و همچنین خوردگی می بایست با توجه به نوع سیستم به کار رفته و انتخاب راه حلی معقول و مناسب صورت گیرد. این امر سبب کاهش هزینه جهت عایق بندی حریق و صوتی سازه های فولادی می شود. گرچه المان‌های داخلی ساختمان مانند سقف و دیوارهای داخلی و خارجی آن به‌عنوان یک سیستم محافظت در برابر آتش‌سوزی در ساختمان قابل‌استفاده است لذا تیرها و ستون‌های فلزی می‌تواند به روش مناسب در بین این اجزا مدفون شده و در برابر حریق حفاظت گردند؛ در غیر این صورت باید با روش مناسب اسکلت فولادی ساختمان محافظت شود. برای

خوردگی سازه های فولادی در می بایست قطعات بیرونی و اجزایی که در معرض رطوبت هوا قرار دارند محافظت گردند زیرا زنگ‌زدگی در قطعات داخلی ساختمان فولادی با توجه به رطوبت ناچیز موجود در هوا بعید به نظر می‌رسد. مشخصات صوتی یک ساختمان، بستگی به خواص اجزای داخلی مانند مانند نوع سقف و سیستم دیوارهای جداکننده و تیغه‌های آن دارد. دراین‌بین، سیستم اسکلت باربر ساختمان نقش کم‌تری دارد رفتار اسکلت یک ساختمان بتنی و فولادی، با یک سیستم فضاسازی داخلی مشابه، یکسان است.

مزایای سیستم فولادی

مقاومت بالا: فولاد در تحمل انواع تلاش‌های خمشی، فشاری و کششی نسبت به بتن مسلح برتری دارد. این برتری مقاومت مصالح موجب می‌گردد که ابعاد اعضای سازه‌ای کاهش یابد. بتن در تحمل کشش و خمش ذاتا ضعیف است و به همین دلیل نیاز به تسلیح با فولاد دارد.

شکل‌پذیری و عملکرد لرزه‌ای: شکل‌پذیری خاصیت ذاتی مصالح فولادی است و عملکرد لرزه‌ای فولاد بهتر از بتن می‌باشد. این امر در مقاومت در برابر نیروهای فوق‌العاده مانند زلزله کمک موثری به جذب انرژی و حفظ پایداری سازه می‌نماید. البته با حفظ جزئیات و تدابیر ویژه می‌توان شکل‌پذیری اعضای بتنی را نیز تا مقادیر دلخواه افزایش داد. از طرفی در حالت کلی پیوستگی و انسجام سازه‌های بتنی بیش از سازه‌های فولادی است، اما با رعایت جزئیات مناسب در اتصالات می‌توان در سازه‌های فولادی نیز به انسجام دلخواه دست یافت.

حجم و وزن اسکلت: مزیت عمده اسکلت فولادی نسبت به اسکلت بتنی وزن و حجم کمتر اعضای آن است. حجم زیاد بتن امکان بهره‌گیری از فضای آزاد را در بنا محدود کرده و نیاز به فواصل بیشتر در بین درزها ایجاد می‌نماید. خصوصاً در ساختمان‌های نسبتاً بلند، ابعاد بزرگ اجزاء سازه، کاربری فضاها را با مشکلاتی همراه می‌سازد و علاوه بر آن ابعاد بزرگ تیرها و ستون‌ها وزن سازه و به طبع آن نیروهای زلزله را به میزان قابل توجهی افزایش خواهد داد.

بهبود رفتار بلند مدت: به دلیل مدول الاستیسیته بالای فولاد و موثر نبودن زمان بر تغییرشکل‌های سازه‌های فولادی کنترل تغییرشکل‌ها در این سازه‌ها ساده‌تر و صریح‌تر از

سازه‌های بتنی مسلح است. تغییر شکل مقاطع بتنی تحت بارگذاری‌های طولانی مدت خزشی است، و با توجه به سنگین بودن بار مرده سقف‌ها در پروژه‌های مسکونی این تغییرشکل‌های تابع زمان زیاد و دارای پیامدهای نامطلوب خواهد بود.

شرایط و امکانات اجرایی کار: اجرای اسکلت فولادی به پرسنل تخصصی و ماهر در محل اجرا نیاز کمتر داشته و امکان استفاده از قطعات پیش‌ساخته را که در کارخانه تولید می‌شوند فراهم می‌آورد. این مسئله در بالارفتن کیفیت، سرعت و یکنواختی اجرا بسیار حائز اهمیت است. در حالی که در اسکلت بتنی، کار مورد نیاز در محل کارگاه به نسبت بیشتر و در نتیجه لزوم برنامه‌ریزی دقیق و امکان اخلال در نحوه و زمان اجرای پروژه بیشتر می‌شود.

جبران خسارت و ترمیم سازه: در موارد بروز حوادث طبیعی مانند زلزله در صورتی که آسیبی به اسکلت واردشود، در اسکلت‌های بتنی ترمیم اعضاء آسیب دیده مسئله پیچیده‌ای می‌باشد حال آنکه در مورد فولاد امکان تعمیر و ترمیم آسان‌تر است. همچنین امکان ایجاد تغییرات جزئی در حین کار در سازه‌های فولادی بیش از سازه‌های بتنی است.

زمان اجرا: زمان اجرای اسکلت فولادی به دلیل امکان استفاده از پیش‌ساختگی، سبکی وزن اجزا و سهولت تدارک امکانات اجرایی کار نسبت به اسکلت بتنی به مقدار چشمگیری کمتر است. اسکلت بتنی به دلیل مراحل بیشتر عملیات اجرایی نظیر قالب‌بندی، آرماتوربندی، بتن‌ریزی، زمان قالب‌برداری و عمل‌آوری نیازمند زمان بیشتری برای اجراء است.

ترمیم ترک در سازه‌های فلزی

قطعات و سازه‌های فولادی بکار رفته در پل‌ها ممکن است در اثر عبور قطارهای سنگین دچار ترک شوند که به علت دشواری تعویض قطعات در صورت صدمه نیاز به ترمیم دارند. ترک از محل تمرکز تنش شروع شده و رشد می‌کند که باید متوقف شود. یکی از روش‌های بکار رفته در متوقف ساختن ترک که در پل‌های فولادی کاربرد دارد، استفاده از سوراخ‌های متوقف کننده است. با این کار از تنش اطراف نوک ترک ۲۰ تا ۳۰ درصد کاسته می‌شود و راه مقابله به مثل مناسبی به حساب می آید. قطر سوراخ‌های متوقف کننده در پل‌های فولادی ۰ الی ۱۵ درصد طول ترک بوده حداکثر ۱۵ میلیمتر پیشنهاد شده است. همچنین

پس از سوراخکاری انتهای ترک می‌توان با استفاده از جوشکاری و مواد پرکننده طول ترک را ترمیم کرد.

سازه‌های تشکیل دهنده از جنس آلیاژهای آلومینیوم، فولادهای گالوانیزه و فولادهای زنگ نزن هستند. بنابراین تعمیر ترکهای ایجاد شده، از لحاظ سوراخکاری متفاوت است. برای متوقف ساختن ترکهایی که در چارچوب درب هواپیما و بالگرد پدیدار می‌شود و طول آنها کمتر از ۵/۲ سانتیمتر است، سوراخ‌هایی در انتهای ترک ایجاد می‌شود و با چسباندن صفحات تقویت کننده ترمیم می‌شود.

انواع سیستم های سقف اسکلت فلزی مورد استفاده برای ساخت سازه های فولادی چند طبقه

تیرهای کامپوزیتی کوتاه دهانه و دال کامپوزیتی با کفپوش فلزی

سیستم کف سلیم دک

تیر کامپوزیتی سلولی با دال کامپوزیتی و پوشش کف فولادی

تیرهای سلیم با واحدهای بتنی پیش ساخته

تیر کامپوزیتی با دهانه طولانی و اسلب کامپوزیتی با کفپوش فلز

تیر کامپوزیتی با واحدهای بتنی پیش ساخته

تیرهای غیرکامپوزیت با واحدهای بتنی پیش ساخته

تیرهای کامپوزیتی کوتاه دهانه و دال کامپوزیتی با کفپوش فلزی

همانطور که از شکل دیده می شود، اجزای این سیستم از تیرهای فولادی با برشگیرها که بر روی فلان بال قرار دارد تشکیل شده‌اند که یک عمل کامپوزیتی بین تیر و دال بتنی ایجاد می‌کنند.

این دال از پروفیل فولادی است که در آن بتن در محل ریخته می شود. پروفایل های مختلف عرشه فولادی در دسترس هستند و فواصل دهانه آنها از ۳ تا ۴ متر است.

علاوه بر این، هر دو تیر اولیه و ثانویه به عنوان عضو کامپوزیت طراحی شده اند، در حالیکه می توان تیرهای لبه را به عنوان عنصر غیر کامپوزیتی طراحی کرد. ضخامت تیرهای بین ۰,۹ تا ۱,۲ متر است. ضخامت صفحات ۱۳۰ میلی متر است و عمق عرشه فولادی حدود ۶۰ میلی متر است. طول تیرهای اولیه بین ۶ تا ۹ متر متغیر است و طول تیرهای ثانویه آن از ۶ تا ۷,۵ متر است. باید دانست که خدمات و برق و کانال کولر زیر دال اجرا می شود، بنابراین بر ضخامت کلی دال تاثیر می گذارد. با توجه به این واقعیت که تیرهای لبه عمدتا عمیق تر از تیرهای داخلی است، بنابراین ضخامت سیستم کف توسط تیرهای لبه کنترل می شود. مزایای استفاده از این سیستم کف مقرون به صرفه، سبک وزن است و نیاز به تیرهای نازک تر در مقایسه با سیستم های غیر کامپوزیت دارد. با توجه به نواقص کف کامپوزیت، تیرها به حفاظت از آتش نیاز دارند، تعداد زیادی ستون مورد نیاز است، ضخامت کف بیشتر در مقایسه با سایر سیستم ها است.

سیستم کف سلیم دک

جزئیات سیستم های سقف اسلیم دک در شکل ارائه شده است. این از تیرها فولادی نامتقارن تشکیل شده است که دارای یک دال با ضخامت ۲۲۵ میلی متر است. ضخامت کف کلی بین ۵۰۰ تا ۱۲۰۰ میلی متر است. طول کف سیستم بیلدک از ۶,۵ متر تا ۷,۵ متر است. برجسته ترین مزایای سیستم کفپوش اسلیم دک این است که تقریبا یک سقف تراز را فراهم می کند که نصب ابزار را ساده تر می‌کند و ضخامت کف در مقایسه با سایر سیستم ها کوچکتر است. در نتیجه، ارتفاع کل سازه می تواند کاهش یابد. معایب خاصی وجود دارد. به عنوان مثال، با توجه به تفاوت بین عرض بالا و پایین فلنج، جزئیات اتصالات خاص مورد نیاز است. وزن فولاد در مقایسه با سایر سیستم های کف، معمولا بزرگتر است.

سیستم سلیم دک (A) جزئیات تیرها، میلگرها، و ضخامت (B) نمای D۳ سیستم کف سلیم دک (C) سقف سلیم دک که بال بالا کوچکتر بال پایین است.

شکل ۳ – سیستم سلیم دک (A) جزئیات تیرها، میلگرها، و ضخامت (B) نمای D۳ سیستم کف سلیم دک (C) سقف سلیم دک که بال بالا کوچکتر بال پایین است.

تیر کامپوزیتی سلولی با دال کامپوزیتی و پوشش کف فولادی

این شامل تیرهای سلولی است که از دال کامپوزیتی تشکیل شده اند که شامل نمای عرشه فولادی و بتن بالا هستند. طول تیرها از ۱۰ تا ۱۸ متر و بازشوها در فواصل نزدیک فراهم می شود. به طور معمول، شکل بازشوها دایره ای است اما اشکال دیگری قابل استفاده است. توصیه می شود که حفره هایی در مکان های برشی زیاد مانند مناطق نزدیک به تکیهگاه وجود نداشته باشد. ضخامت کل این سیستم کف در حدود ۱۲۰۰ میلیمتر است که فاصله آن ۱۵ متر و باز شو ۴۰۰ میلیمتر است. تیرهای ثانویه معمولا در فاصله ۳-۴ متر قرار دارند. مزایای استفاده از سیستم سقف، ارائه ناحیه بزرگ و بدون نیاز به ستون، استفاده از تیرهای سبک وزن در مقایسه با سایر سیستم ها با همان محدوده عرضی و مقرون به صرفه می باشد. تنها ناسازگاری، هزینه بالای تولید در مقایسه با مقطع ساده است.

تیرهای سلیم با واحدهای بتنی پیش ساخته

از انواع سقف اسکلت فلزی Slimflor شامل تیرهای باریک و دال پیش ساخته بتنی است که بر روی تیر قرار دارد و بتن مسلح برای پیوستن به واحد ها استفاده می شود. تیرهای کامپوزیت و تیرهای غیر کامپوزیتی می توانند در این نوع سیستم کف استفاده شوند. تیر باریک تولید شده توسط جوشکاری با ضخامت ورق ۱۵ میلیمتر به سمت پایین تر از بخش تیرها و از طرف فلنج پایین تر از ۱۰۰ میلیمتر در هر طرف از آن عبور می کند.عمق تیرها به عمق سطح محدود می شود و دهانه آن از ۴,۵ متر تا ۷,۵ متر و گاهی تا ۱۰ متر است. با این حال، انحراف تیرها کم عمق باید در مشخصات استاندارد قرار گیرد. با توجه به ضخامت دال بتنی پیش ساخته، آن را از طریق طول دال، به عنوان مثال، mm۱۵۰ برای دهانه ۶متری، mm۲۰۰ برای دامنه m۷,۵ و mm۳۰۰-۲۶۰ برای طول m۹ حاکم می شود.

ضخامت کلی کف به ترتیب ۶۰۰ و ۱۰۰۰ میلی متر برای خدمات کوچک و بزرگ است. مزایا شامل عدم نیاز به حفاظت از آتش تیر برای ۶۰ دقیقه، ضخامت کف کوچک اجازه می دهد کاهش کلی ارتفاع سازه و برشگیرها را می‌توان جوش داده شده از سایت به طوری که

عملیات در سایت کاهش می یابد. معایب: کار فولاد سنگین، ساخت اضافی، جزئیات اتصالات بیشتر و کارهای بیشتری که نیاز به ارائه و نصب دال‌های پیش ساخته در مقایسه با دال کامپوزیت سقف اسکلت فلزی دارند.

تیر کامپوزیتی با دهانه طولانی و اسلب کامپوزیتی با کفپوش فلز

از انواع سقف اسکلت فلزی از تیرهای اصلی و ثانویه فولاد و دال کامپوزیت تشکیل شده است. برای این سیستم کف دو نوع تنظیمات وجود دارد. دال توسط پرتو های طولانی در فاصله ۳ تا ۴ متر پشتیبانی می کند و به عنوان پرتو های ثانویه عمل می کند. این پرتوهای ثانویه توسط پرتو های اولیه کوتاه مدت انجام می شود.

به همین ترتیب، دال توسط تیرهای کوتاه ثانویه پشتیبانی می شود و این تیرها توسط تیرهای اصلی پشتیبانی می‌شوند. طول تیرهای از ۱۰ تا ۱۵ متر و فاصله آنها ۶-۹ متر است، زمانی که آن به عنوان یک تیر اصلی و فاصله ۳-۴ متر برای پرتو ثانویه طولانی استفاده می‌شود. ضخامت کلی براساس فاصله استفاده شده، به عنوان مثال، ۱۰۰۰ میلی متر برای عرض m۱۳,۵ و ۱۲۰۰ برای فاصله m۱۵ است. برجسته ترین مزیت این است که تهیه محیط بزرگ بدون نیاز به ستون ها باشد. با این وجود، ضخامت کف بزرگ، حفاظت از آتش محافظت شده و کارهای فولادی سنگین مورد نیاز در مقایسه با سیستم های با دهانه کوتاه است.

تیر کامپوزیتی با واحدهای بتنی پیش ساخته

این سیستم کف از اجزای بتنی توخالی یا توپر ساخته شده روی تیرهای فولادی است که در آن میخ های برشگیر جوش داده می‌شوند. ضخامت واحدهای پیش ساخته بتن ۱۵۰-mm۱۶۰ برای واحدهای توخالی و ۷۵-mm۱۰۰ برای واحدهای توپر است. بتن مسلح بر روی تیرهای برای اتصال واحدها قرار می‌گیرد لازم است که بال مناسب را برای ایجاد تکیه کافی برای واحدهای پیش ساخته فراهم کنید.

دال کامپوزیت پیش ساخته

طول هر دو تیر و واحدهای بتنی پیش ساخته بین ۶ تا ۹ متر و ضخامت تمام کف تقریبا ۹۰۰ میلیمتر است. مزایای استفاده از این سیستم سقف، تعداد محدودی از تیرهای ثانویه در مقایسه با سایر سیستم ها به علت طول بتن بزرگ بتن پیش ساخته مورد نیاز است. اتصالات برشی می تواند خارج از محل جوش شود که منجر به کاهش کار در محل سایت پروژه می شود. معایب آن برای سقف اسکلت فلزی عبارتند از احتمال کمانش جانبی لبه های تیر، جزئیات دقیق مورد نیاز برای محصور کردن واحدهای بتنی پیش ساخته و کار بیشتر برای حمل و نقل، بلند کردن و قرار دادن واحدهای بتنی پیش ساخته مورد نیاز است. ضروری است که برای تقویت از موانع جانبی موقت برای جلوگیری از کمانش جانبی در طول ساخت و ساز فراهم شود.

تیرهای غیرکامپوزیت با واحدهای بتنی پیش ساخته

این شامل واحدهای بتنی پیش ساخته بر روی بال های فولادی یا قفسه هایی است که به ورق جان تیر یا جوش داده می شوند. قفسه ها برای کاهش ضخامت کلی سیستم کف استفاده می شود. ضخامت کل طبقه تقریبا ۸۰۰ میلیمتر است. هسته های توخالی و واحدهای پیش ساخته توپر مناسب برای استفاده با همان ضخامت مورد استفاده برای ساخت و ساز کامپوزیت است. طول هر دو تیر و واحدهای بتونی پیشین از ۵-۷ متر است.

دال حفره ای پیش ساخته

گروت برای واحدهای بتنی پیش ساخته پس از قرار گرفتن در موقعیت خود استفاده می شود. مزایای تیرهای غیر کامپوزیتی سقف اسکلت فلزی با واحدهای پیش ساخته عبارتند از: تیرهای ثانویه کمتر به علت طول‌های بلند بتن پیش ساخته مورد نیاز است. معایب شامل نیاز به تفویت موقت جانبی از تیرها برای جلوگیری از کمانش جانبی، نصب بتن ترمیمی مورد نیاز و کار بیشتر برای بلند کردن و قرار دادن واحدهای پیش ساخته است.

سیستم‌های نوین سقف

در مطلب مربوط به انواع سقف ها سقف عرشه فولادی بعد از دال‌های بتنی معرفی گردیده است. کف‌های کامپوزیت عرشه فولادی با بتن شامل تیرهای فولادی نورد شده یا ساخته شده به صورت تیرورق و بتن در محل سقف که با استفاده از متصل کننده‌های برشی به هم وصل شده‌اند، به صورتی که به صورت یکپارچه عمل نمایند (شکل ۱). مزیت اصلی ساخت کامپوزیت فولاد-بتن براساس استفاده از مقاومت فشاری بتن همراه با تیر فولادی جهت بهبود مقاومت و سختی تیرورق فولادی است.

عرشه های فولادی ابتدا به عنوان قالب بتن در سال ۱۹۲۰ در آمریکا مورد استفاده قرار گرفت. سیستم عرشه فولادی در سال ۱۹۲۶ توسط Loucks & Giller به عنوان یک نوع سقف اصلی معرفی گردید. و در توسعه های بعدی سیستم عرشه های فولادی تمام آیتم های مقاومتهای سازه ای را به دست آورده و سپس جهت ایجاد یک سطح بهره برداری مناسب و همچنین ایجاد مقاومت در برابر حریق، بتن نیز به این سیستم اضافه گردید. کاربرد عرشه های فولادی در اجرا بسیار جالب بود چرا که در هنگام اجرای هم به عنوان پلاتفرم اجرایی و هم قالب بتن استفاده می شد و برای اجرای دالهای بتن مسلح بسیار مناسب به نظر می‌رسید.

اخیرا، کف‌های کامپوزیت با استفاده از پروفیل ورق عرشه در ساختمان‌های اداری بلندمرتبه محبوبیت خاصی پیدا کرده است. دال‌های کامپوزیت زمانی قابل رقابت هستند که نیاز باشد تا کف‌های بتنی به سرعت اجرا شوند و سطح حریق متوسط برای کارهای فولادی کافی باشد. در هر صورت، دال‌های کامپوزیت با پروفیل‌های عرشه زمانیکه بازهای سنگین متمرکز یا بارهای دینامیکی در سازه پل وجود مناسب نیستند. جایگزین کف کامپوزیت در این موارد استفاده از دال بتنی مسلح یا پیش‌تنیده همراه با تیرهای متصل است تا با هم به صورت یکپارچه عمل نمایند.

یک سیستم کف کامپوزیت معمولی با استفاده از ورق پروفیل در شکل ۲ نشان داده شده است. رفتار سازه‌ای این کف‌ها مشابه با دال بتن مسلح است که در حقیقت ورق فولادی به

عنوان تسلیح کششی عمل می‌نماید. مزایای سازه‌ای و دیگر استفاده از کف کامپوزیت با عرشه فولادی به صورت زیر است:

کاهش وزن فولاد مصرفی از ۳۰ تا ۵۰ درصد نسبت به ساخت کف غیر-کامپوزیت

سختی بزرگتر تیرهای کامپوزیتی موجب عمق کمتر دال برای دهانه‌های مشابه با دال‌های دیگر است. بنابراین ارتفاع کم طبقه به مقدار کافی منجر به کاهش در هزینه نما و کاهش بار باد و کاهش هزینه مربوط به فنداسیون است.

نرخ بالا ساخت

اجرای عرشه فولادی موارد زیر را می‌طلبد:

بارها را در هنگام ساخت و ساز تحمل کرده و به صورت یک پلتفورم کاری عمل می‌نماید.

یک رفتار کامپوزیت با بتن به صورت کافی در مقابل بارهای وارده عمل می‌نماید.

بارهای در صفحه را به صورت عمل دیافراگم به مهارها و دیوارهای برشی قائم منتقل می‌نماید.

موجب پایداری سازی بال فشاری تیر در مقابل کمانش جانبی تا زمانی که بتن سخت است، می‌شود.

حجم بتن را در ناحیه کششی کاهش می‌دهد.

تنش‌های جمع شدگی را توزیع می‌نماید، بنابراین از ترک در بتن جلوگیری می‌کند.

سقف کامپوزیت

اجزای سقف عرشه فولادی

در ساخت کف‌های کامپوزیت با پروفیل عرشه باید از افتادگی اضافی سقف به خصوص در دهانه‌های بلند جلوگیری کرد. ورق پروفیل که تغییرشکل زیادی می‌دهد نیاز به بتن بیشتری در وسط دارد که هزینه بتن‌ریزی را افزایش می‌دهد. بنابراین دهانه‌های بلند نیاز به شمع‌ریزی برای جلوگیری از تغییرشکل‌های زیاد داشته و نیاز به بتن قابل ملاحظه‌تری دارد. شکل ۳ افتادگی در دال کامپوزیت را نشان می‌دهد.

افتادگی سقف

اتصالات در بین اعضای سازه‌ای فولادی به صورت اتصالات ساده طراحی می‌شود. گل‌میخ‌های برشی از طریق ورض پروفیل عرشه به بال تیرهای سقف جوش می‌شوند. الزامات عایق برای آتش معمولا ضخامت دال بالای پروفیل را کنترل می‌نماید. ضخامت دال بین ۶۵ تا ۱۲۰ میلیمتر برای مقابله با آتش به مدل ۲ ساعت کافی است. بتن سبک برخلاف هزینه اولیه بالا محبوب است، چون علاوه بر کاهش وزن دارای مشخصات حریق بهتری است.

موسسه عرشه فولادی (SDI) اولین کتابچه طراحی عرشه فولادی کامپوزیت را در سال ۱۹۹۱ منتشر کرد این کتابچه طراحی در سال ۱۹۹۷ دارای ویرایش بود. شناخت تغییر در فن آوری، شروع فعالیت های SDI به منظور توسعه استانداردهای جدیدی برای دال عرشه فولادی کامپوزیت بود. در ابتدا انتشار استاندارد ANSI / SDI C۱،۰ برای کامپوزیت عرشه در سال ۲۰۰۶ اتفاق افتاد. استاندارد سال ۲۰۰۶ در سال ۲۰۱۱ تجدید نظر شد و با نام استاندارد ANSI / SDI C-۲۰۱۱ برای دال کامپوزیت عرشه فولادی کف و ANSI / SDI T-CD-۲۰۱۱ برای کامپوزیت عرشه فولادی گسترش یافت.

بعد از گذشت ۸۰ سال، طراحی سقف های مرکب عرشه فولادی از طراحی تجربی بر اساس آزمایش به یک محصول مورد اطمینان با رفتار خوب تبدیل گشته است و به استانداردهای

طراحی که توسط کدهای ساختمانی به رسمیت شناخته شده اند تبدیل شده است. این تحول منجر به یک سیستم کارآمد تر و مقرون به صرفه تر شده است.

عرشه فولادی، سقف کامپوزیت – طراحی

بهینه سازی و طراحی, سازه, سیستم‌های نوین سقف

سقف کامپوزیت جز اعضای خمشی برای تامین کف در سازه‌های ساختمانی وصنعتی استفاده می‌شود. توضیحات کلی در مورد شکل‌گیری این سقف در " عرشه فولادی، سقف کامپوزیت – مقدمه " ارائه شده در است. در این مطلب به طراحی سقف کامپوزیت می‌پردازیم. عموما اعضای خمشی با مقطع مختلط سه گروه می‌باشند:

الف) اعضای خمشی با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن به همراه برشگیر

ب) اعضای خمشی با مقطع مختلط محاط در بتن

پ) اعضای خمشی با مقطع مختلط پر شده با بتن

عملکرد کامپوزیتی زمانی توسعه می‌یابد که دو عضو باربر سازه‌ای مانند سیستم کف بتنی و تیر تکیه‌گاهی آن (شکل ۱) به صورت کامل متصل بوده و مانند یک سیستم واحد تغییرشکل دهند. در توسعه رفتار کامپوزیت، ابتدا تیر غیرکامپوزیت را در نظر بگیرید، که اصطکاک بین دال و تیر فولادی قابل صرف نظر باشد، در این صورت تیر و دال به صورت جداگانه بار را حمل می‌کنند. زمانی که دال تحت بارهای قائم تغییرشکل می‌دهد، سطح پایین آن در کشش است و افزایش طول می‌دهد. در حالی که سطح بالاب تیز در فشار است و کوتاه می‌گردد. بنابراین یک ناپیوستگی در صفحه تماس رخ می‌دهد. چون اصطکاک صرف نظر شده است، تنها نیرهای داخلی قائم در بین دال و تیر انتقال می‌یابد.

بحث شمع‌بندی در سقف کامپوزیت

بعد از اینکه تیر فولادی نصب گردید، دال بتنی بر روی آن گذاشته می‌شود. قالب‌بندی، بتن مرطوب، و بارهای دیگر ساخت باید توسط تیر یا شمع‌های موقت تحمل شود. در صورتی که شمع‌بندی استفاده نشود، تیر فولادی باید تمام بار وارده، و بار وزن خود را تحمل کند. بیشتر نشریات توصیه می‌کنند که بعد از اینکه بتن ۷۵ درصد مقاومت ۲۸ روزه خود را به دست آورد، مقطع کامپوزیت بوده و قابلیت تحمل بار به صورت رفتار کامپوزیتی را دارد. زمانیکه شمع‌بندی استفاده می‌شود، برای بتن مرطوب و دیگر بارهای ساخت تکیه‌گاه تامین می‌نماید.در حقیقت این شمع‌ها بار وزن تیر فولادی را مگر اینکه یک تغییرمکان اولیه به سمت بالا داشته باشد، تحمل نمی‌کند. هنگامی که شمع‌بندی برداشته می‌شود؛ بار وزن دال به مقطع کامپوزیت منتقل می‌گردد، نه به تیر فولادی. بنابراین اکر شمع‌بندی استفاده شود، امکان استفاده از تیرهای سبک و ارزان‌تر وجود دارد. سوال در اینجا مطرح می‌شود که آیا صرفه‌جویی در هزینه فولاد بیشتر از هزینه اضافی شمع‌بندی خواهد بود؟ پاسخ احتمالا خیر است. تصمیم معمول استفاده از تیر سنگین‌تر و به دلایل زیر استفاده نکردن از شمع‌بندی است:

به غیر از مسئله اقتصادی، استفاده از شمع‌بندی یک عمل مستلزم دقت بالاست، به خصوص جایی که امکان نشست شمع وجود دارد، مثل ساخت پل.

هر دو تئوریو تست بار نشان می‌دهد که مقاومت نهایی یک مقطع کامپوزیتی دارای ابعاد برابر، زمانی که از شمع استفاده شده باشد یا نشده باشد، یکسان خواهد بود. اگر تیر فولادی سبک برای یک دهانه مشخص به دلیل استفاده از شمع، انتخاب شود، نتیجه مقاومت نهایی پایین‌تر خواهد بود.

دیگر مشکل شمع‌بندی این است که بعد از اینکه بتن سخت شد و شمع برداشته شد. دال در عمل کامپوزیت مشارکت کرده و بار مرده را تحمل می‌کند. دال تحت فشار توسط این بار دائمی قرار گرفته و دارای خزش اساسی و جمع‌شدگی موازی با تیر خواهد بود. نتیجه کاهش بیشتر تنش در دال بوده که متناظر با افزایش تشن در فولاد است. نتیجه احتمالی

این است که بیشتر بار مرده توسط تیر فولای تحمل شده و عملکرد کامپوزیتی فقط برای بار زنده کاربرد دارد.

همچنین، در در هنگام استفاده از شمع ترک‌ها بر روی تیرورق فولادی اتفاق می‌افتد، و نیاز به استفاده از میلگرد تسلیح فولادی است. در واقع، ما باید از میلگرد تقویتی بر روی تیرورق هنگام ساخت بدون شمع نیز استفاده کنیم. اگرچه ترک‌ها کوچک خواهند بود و نیاز است آنها را کوچک نگه داریم.

در عوض، ساخت با شمع دارای مزایایی نسبت به بدون شمع نیز هست. اولین، تغییرشکل‌های کوچکتر است، چون آنها براساس مشخصات مقطع کامپوزیتی است (به عبارت دیگر بار اولیه بتن مرطوب به تیر تنهای فولادی اعمال نشده و به کل مقطع اعمال می‌شود.). دوم، نیازی نیست که چک مقاومت برای تیز فولادی تحت شرایط بار بتن مرطوب انجام شود. این زمانی کارائی دارد که نسبت بار زنده به مرده کم باشد.

تاثیر مشخصه های معماری طی زمین لرزه بر ساختمان

لزوم همکاری بین مهندس معمار و محاسب بسیاری از مالکین ساختمانها و معماران هنوز هم معتقدند که داشتن تنها یک مهندس معمار برای طراحی ساختمان کافی است.

این رویکرد اشتباه ممکن است پیامدهای جدی داشته باشد و باعث ایجاد هزینه های اضافی قابل توجهی شود. حتی دقیق ترین طراحی ها هم نمی توانند تمام نکات لازم را مد نظر قرار دهند.

مهم این است که همکاری نزدیکی بین مهندس معمار و محاسب از اولین مراحل طراحی و نقشه کشی هرگونه پروژه ساختمانی وجود داشته باشد تا ایمنی ساختمان تضمین شود، آسیب پذیری کاهش یابد و هزینه های اجرایی محدود گردد.

با انجام این کار هر دو طرف با تخصص هایی متفاوت و در عین حال ضروری در طراحی ابعاد گوناگون ساختمان سهیم می شوند.

مهندس معمار با طراحی و مسائل زیبایی و هنری پروژه سر و کار دارد در حالی که مهندس محاسب یک سازه ایمن، کارآمد و اقتصادی را طراحی و محاسبه می کند.

به همین دلیل همکاری بین مهندس معمار و مهندس عمران باید در اولین مرحله نقشه کشی آغاز شود. در واقع همکاری این دو، موجب اقتصادی تر شدن ساختمان می گردد.

مهندس معمار و مهندس محاسب عمران با مشورت یکدیگر مراحل طراحی را انجام داده و نیاز های زیباشناختی و سازه ای را مد نظر قرار می دهند و یک ساختمان امن، کارآمد و اقتصادی «چند منظوره» را برای مقاومت در برابر بار مالی و بار زلزله یا باد طراحی می کنند.

آنها با کمک یکدیگر دیوارهای تیغه و عناصر نمای غیرسازه ای را با ظرفیت تغییر شکل مناسب نسبت به سازه انتخاب می کنند.

از طریق این روش یک نتیجه ی بهینه به دست می آید. لذا همکاری نزدیک و تبادل فکری بین معمار و مهندس باید مد نظر مالک ساختمان قرار گیرد.

عملکرد یک ساختمان طی زمین لرزه به طور ذاتی به ویژگی های معماری اعم از شکل کلی، اندازه و هندسه آن بستگی دارد. علاوه بر آن، این موضوع نیز مهم است که نیروهای زلزله چگونه به زمین رسیده اند.

بنابراین در مرحله طراحی، مهندسین معمار و محاسب باید در کنار هم کار کنند تا مطمئن شوند که ویژگی های نامطلوب کنار گذاشته شده اند و پیکربندی خوب و ایمن برای ساختمان انتخاب شده است.

تمایل برای ایجاد یک ساختمان کارآمد از نظر زیبایی و عملکرد، موجب شده تا ساختمان های عجیب و حتی تخیلی به ذهن معماران خطور کند.

گاهی شکل ساختمان نظر بیننده را جلب می کند، گاهی نیز سیستم سازهای آن جذاب است و در مواقع دیگر، هم شکل وهم سیستم سازهای کنار یکدیگر عمل می کنند تا از ساختمان یک شکل جذاب بسازند.

اما انتخاب هر کدام از شکل و سازه، ارتباط خاصی با عملکرد ساختمان طی زمین لرزه دارد.

ابعاد و پلان ساختمانها

در ساختمانهای بلند با نسبت بالای ارتفاع به بعد افقی حرکت افقی کف ساختمان طی لرزش زمین بسیار زیاد است. در ساختمان های کوتاه ولی خیلی وسیع در پلان نیز، آسیب پذیری طی زلزله زیاد است.

به طور کلی ساختمان هایی که نقشه ی هندسی ساده دارند، طی زمین لرزه بهتر عمل می کنند. ساختمان هایی که چندین گوشه دارند مثل ساختمان هایی به شکلT , H , V , U در زلزله های قبل متحمل آسیب قابل توجهی شده اند.

در بسیاری از موارد، اثرات بد نامنظمی با تبدیل ساختمان به دو قسمت حل شده است.

برای مثال پلان L شکل را می توان به دو شکل مستطلیلی، با استفاده از یک درز انقطاع در محل برخورد دو بخش ساختمان تقسیم کرد.

نیروهای ناشی از زلزله در سطوح مختلف کف ساختمان، باید توسط کوتاهترین مسیر در ارتفاع از بالا به زمین منتقل شونده هرگونه انحراف یا ناپیوستگی در مسیر انتقال بار، باعث ضعف عملکرد ساختمان می شود.

ساختمان هایی که در ارتفاع پس رفتگی دارند (مثل هتل ها که در آنها چند طبقه پهن تر از سایر طبقات است) باعث پرش ناگهانی نیروی زلزله در تراز تغیر پلان می شوند.

ساختمان هایی که در یک طبقه خاص، دیوارها و ستون های کمتری دارند یا برخی طبقه ها که به طور غیر معمول بلندتر هستند

استعداد آسیب پذیری بیشتری دارند که از همان طبقه آغاز می شود.

در زلزله های گذشته در بسیاری از ساختمان ها که یک طبقه نرم داشتند در همان طبقه تخریب شدند و یا به شدت آسیب دیدند.

ساختمانهایی روی زمین شیب دار قرار دارند ارتفاع نابرابر ستون ها در طول شیب باعث اثرات ستون کوتاه در ستون های کوچکتر میشود.

در ساختمان هایی که دیوار برشی دارند، عدم امتداد دیوار از بالا تا سطح پی موجب می شود که ساختمان در طی زلزله در معرض آسیب جدی قرار بگیرد.

همجواری ساختمانها

زمانی که دو ساختمان خیلی نزدیک یکدیگر قرار دارند ممکن است طی زمین لرزه های شدید به یکدیگر ضربه وارد کنند.

با افزایش ارتفاع ساختمان، این تصادم به شکل بزرگتری در می آید زمانی که ارتفاع ساختمانهای مجاور با هم یکسان نیست سقف ساختمان کوتاهتر ممکن است در میان ارتفاع ستون ساختمان بلندتر به آن برخورد کند که این امر بسیار خطرناکتر است.

وجود درز انقطاع مناسب، آسیب را به حداقل می رساند.

برای طراحی ساختمان ممکن است کسی بخواهد ساختمان هایی جذاب و خاص بسازد، اما این کار نباید به قیمت ضعف ایمنی و عملکرد ساختمان در برابر زلزله منجر شود.

باید از طرح های معماری که موجب پاسخ ساختمان در برابر زلزله می شود، اجتناب کرد یا حداقل تمهیدات مناسبی برای آنها اتخاذ کرد.

زمانی که ساختمان نامنظم می شود در طراحی آن، به تمهیدات مهندسی بسیار بالاتری نیاز است.

مجزا کردن ساختمان های نزدیک به هم، توسط درز انقطاع

در ساختمان های بدون درز انقطاع و چسبیده به هم، در اثر ضربه هایی که دو ساختمان به هم وارد می کنند، هر دو دچار خسارت های جدی می شوند.

این خسارت های وقتی کف ساختمانها در یک تراز نباشند، بسیار بیشتر است.

بنابراین باید ضوابط آیین نامه ای در نظر گرفت. به طور مثال:

۱- درزها باید یک حداقل عرض را داشته باشند (حداقل باید برابر ۰/۰۰۵ ارتفاع آن طبقه از تراز پایه).

۲- فاصله ی درزها باید خالی باشد تا ضربه ی وارده از یک ساختمان به ساختمان دیگری منتقل نشود. البته می توان درزها را با مصالح انعطاف پذیر پر کرد.

لزوم پیروی از ملاحظات لرزهای موجود در ایین نامه ها

اولین آیین نامه های طراحی ساختمان در برابر زلزله حدود ۸۰ سال پیش در ژاپن (۱۹۲۴) و در آی (۱۹۲۷) تدوین شد.

در این آیین نامه ها زلزله به صورت یک نیروی جانبی اضافی منظور گردید که در هنگام طراحی ساختمان باید علاوه بر بارهای ثقلی، به ساختمان اعمال شود.

نیروی فوق به صورت درصدی از وزن ساختمان بود و مقدار آن بسته به نوع خاک، تعداد طبقات ساختمان و ناحیه ی لرزه خیزی مناطق، متفاوت منظور شد.

در ابتدا بیشترین مقدار این ضریب در آیین نامه ی ژاپن برابر ۱۰ درصد و در آیین نامه ی آمریکا برابر ۸ درصد انتخاب شد.

در اولین روابط ارائه شده ی طراحی ساختمانها در برابر زلزله به هیچ وجه رفتار دینامیکی ساختمان ها در پاسخ به نیروهای زلزله مد نظر قرار نگرفت.

در ایین نامه های ذکر شده، برای کلیه ساختمان ها صرف نظر از نوع کاربری آنها از نیروی زلزله یکسانی استفاده شد.

پس از زلزله ی لانگ بیچ (۱۹۳۳) که در اثر آن بسیاری از ساختمان ها از جمله مدارس ویران شدند، در بین مسئولین این سؤال مطرح شد که اگر زلزله قبل از تعطیلی مدارس به حادثه ناگواری می توانست رخ دهد؟

این اولین باری بود که ایده ی انتظار عملکرد متفاوت برای انواع یعنی چند ساعت جلوتر اتفاق می افتاد ساختمان ها در هنگام وقوع زلزله در ذهن مهندسین شکل گرفت.

بر همین مبنا، در ویرایش بعدی آیین نامه ی آمریکا (۱۹۳۵) UBC، ضریب زلزله برای مدارس افزایش یافته و برابر ۱۰ درصد منظور شد.

در سال ۱۹۴۳، رفتار دینامیکی ساختمان ها در هنگام وقوع زلزله نیز مد نظر قرار گرفت و بر همین مبنا مقدار ضریب زلزله در طبقات مختلف ساختمان، متفاوت در نظر گرفته شد.

توجه به رفتار شکل پذیر و تفاوت آن با توجه به نوع سیستم مقاوم و مصالح بکار رفته در ساختمان، با معرفی ضریب جدیدی در سال ۱۹۵۹ در رابطه تعیین نیروهای زلزله، وارد آیین نامه های طراحی ساختمانها در برابر زلزله شد.

تا این مقطع زمانی، برای تمام ساختمانها صرف نظر از نوع کاربری آنها، عملکرد مورد انتظار آن بود که ساختمان در مقابل زلزله های شدید فرو نریزد و ایمنی جانی نیز برای ساکنین ساختمان حفظ گردد.

اهمیت عملکرد متفاوت ساختمانها در برابر زلزله با توجه به نوع کاربری آنها در سال ۱۹۷۳ در آمریکا با معرفی ضریب اهمیت در محاسبه نیروهای زلزله وارد شد. این ضریب برای کاربری های متفاوت ساختمانها و نوع اهمیت آنها متغیر بود.

در ایران نیز پس از زلزله بندرعباس در سال ۱۳۵۵ و همچنین زلزله طبس در سال ۱۳۵۷ نیاز شدیدی برای تدوین ضوابط جدید در محاسبه و طراحی ساختمانها در برابر زلزله احساس شد.

به این منظور انجمن ایرانی مهندسان محاسب ساختمان، در سال ۱۳۵۸، با بهره گیری از رساله ها و نشریه های مربوطه که توسط پژوهشگران و متخصصین ایرانی، آمریکایی، روسی، اروپایی و ژاپنی تألیف شده بود، فصل هشتم استاندارد شماره ۵۱۹ را برای محاسبه ی نیروهای حاصل از زلزله پیشنهاد نمودند.

در این استاندارد نیز با معرفی ضریب اهمیت در محاسبه نیروهای زلزله انتظار می رفت که ساختمان ها با کاربری های متفاوت سطح عملکرد متفاوتی را در مقابل زلزله از خود نشان دهند.

به طوری که ساختمان هایی که پس از وقوع زلزله باید جهت خدمات اضطراری دائر باقی بمانند نظیر بیمارستان ها، درمانگاه ها، مراکز آتش نشانی و غیره باضریب اهمیت ۱/۲۵ منظور شدند.

اماکن عمومی مانند مساجد، تکایا و هر ساختمانی که اساسا برای اجتماع سیصد نفریا بیشتر مورد استفاده قرار می گیرند، با ضریب اهمیت ۱/۱۵ و در مورد سایر ساختمانها ضریب اهمیت ۱ انتخاب شد.

این ضرایب در ویرایشهای بعدی استاندارد ۲۸۰۰ به ۱/۴ و ۱/۲ افزایش یافتند.

اگر چه این ضریب با هدف تغییر سطح عملکرد ساختمان ها با کاربری های متفاوت معرفی شده بود اما برای تمام ساختمانها هدف آن بود که تلفات جانی در زلزله های شدید به حداقل برسد.

به عبارت دیگر ابزار لازم برای کنترل سطح عملکردی که ادعا شده بود، تعریف نشده بود.

به این ترتیب ضریب اهمیت،در نقش تامین ضریب اطمینان بالاتر را برای حفظ ایمنی جانی در ساختمان های با اهمیت زیاد بازی کرد تا نقش سطح عملکرد بالاتر را در استاندارد ۲۸۰۰ ایران، با توجه به نوع کاربری ساختمان ها از به اهمیت متفاوت برای محاسبه نیروهای زلزله استفاده شده است و بر مبنای آن و رعایت توصیه های انجام شده انتظار می رود که بناهای مهم و ضروری (نظیر بیمارستان ها، درمانگاهها و غیره) پس از وقوع زلزله های شدید بدون آسیب عمده ی سازهای قابل استفاده باقی بمانند.

ابزار لازم برای کنترل سطح عملکرد اشاره شده در بناهای ضروری نیز همان ابزاری است که برای سایر ساختمانهای دیگر در سطح عملکرد ایمنی جانی استفاده می شود.

لذا در اینجا نیز ضریب اهمیت نقش تأمین ضریب اطمینان بالاتر را برای ساختمانهای با اهمیت زیاد برای عملکرد یکسان در مقایسه با سایر ساختمان ها ایفا می نماید.

درحال حاضر با توجه به افزایش دانش مهندسی زلزله و آگاهی از رفتار غیر خطی اعضا و در دسترس بودن نرم افزارهایی که بتوانند رفتار غیر خطی سازه ها را مدل نمایند، می توان ادعا کرد که ابزار لازم برای کنترل سازه در هر سطح عملکردی فراهم شده است.

در خلال ۱۰ سال گذشته FEMA-۳۵۶ -۴۰ و FEMA-۳۵۱ فلسفه طراحی بر اساس عملکرد را در بهسازی ساختمان های موجودFEMA -۲۷۳ ATC مورد استفاده قرار

دادند و همچنین Vision ۲۰۰۰ و FEMA-۳۵۰ نیز همین فلسفه را برای طراحی ساختمان های جدید بکار برده اند.

در **ژاپن** نیز در سال ۲۰۰۰ فلسفه طراحی بر اساس عملکرد در قانون استاندارد ساختمان این کشور برای طراحی لرزه ای ساختمان های جدید مورد استفاده قرار گرفت.

به طور کلی در اواخر دهه ۱۹۶۰ و ۱۹۷۰ اکثر کشورهایی که در منطقه لرزه خیزی متوسط قرار داشتند، ضوابط لرزه ای را در قوانین ساخت و ساز خود پذیرفتند. در همان دوره درک بهتر رفتار دینامیک خاک و رفتار سازهای غیر الاستیک باعث توسعه ی قوانین پیشرفته تر لرزه ای شد.

امروزه اصول طراحی ظرفیت به همراه مفهوم شکل پذیری به طراحی مؤثر، اقتصادی و ایمن در برابر زلزله کمک می کند. متأسفانه حتی اخیرا با وجود پیشرفتهای دانش مهندسی زلزله، ملاحظات لرزه ای در قوانین ساختمان همواره لزوما مورد احترام نیستند، زیرا ضمانت های اجرایی، کنترل های رسمی مناسب و بررسی های کافی وجود ندارد.

امروزه ساختمان هایی که بسیار آسیب پذیرند و با کوچکترین زلزله در معرض خطر هستند، هنوز ساخته میشوند. اما بررسی ساختمان های موجود نشان داد که ارتقای قوانین ساخت و ساز این امکان را فراهم کرده تا آسیب پذیری ساختمان ها در برابر زلزله بدون هزینه ی اضافی به مقدار زیادی کاهش یابد .

چشم پوشی یا نادیده گرفتن ضوابط لرزهای در روند ساخت و ساز، میتواند منجر به ساخت ساختمان های نامرغوب شود.

عموما بهسازی و مقاوم سازی لرزه ای ساختمان های نامرغوب، خیلی بیشتر از آنچه که برای ساختن ساختمان جدید در مقابل زمین لرزه هزینه می شود، هزینه اضافی به پروژه تحمیل می کند.

در این گونه ساختمانها تعیین مسئولیت مهندسین ناظر، محاسب و مجری برای جبران ضعف های به وجود آمده، به روش های قانونی پیچیده و طولانی نیاز دارد.

اثرات زمین لرزه بر ساختمان

زلزله باعث لرزش زمین می شود، بنابراین ساختمانی که روی این زمین قرار گرفته است در پی خود دچار حرکت می شود.

طبق قانون اول حرکت نیوتن، با اینکه پی ساختمان با زمین حرکت می کند، ولی سقف ساختمان تمایل دارد در جای اصلی خود بماند، ولی چون دیوارها و ستون ها به سقف وصل شده اند سقف را به همراه خود حرکت می دهند.

دقیقا مشابه وضعیتی است که شما در اتوبوسی ایستاده اید و ناگهان اتوبوس حرکت می کند و یا می ایستد. پای شما همراه اتوبوس حرکت می کند اما بالاتنه ی شما تمایل دارد که در جای خود باقی بماند و باعث افتادن شما می شود.

این تمایل به باقی ماندن در وضعیت قبلی، **اینرسی** نامیده می شود.

زمانی که اتوبوس ناگهان شروع به حرکت می کند، شما به عقب پرت میشوید، انگار کسی نیرویی به بالاتنه ی شما وارد کرده است. به طور مشابه زمانی که زمین حرکت می کنند.

ساختمان نیز حرکت می کند. و سقف نیرویی را تجربه می کند که نیروی اینرسی نا زلزله نامیده می شود. اگر سقف جرم M داشته باشد. و با شتاب ۰ مواجه شود از قانون دوم حرکت نیروی اینرسی F, برابر با جرم (M) ضربدر شتاب (۰) است و جهت آن عکس جهت شتاب است واضح است که جرم بیشتر به معنای نیروی اینرسی بالاتر است.

بنابراین ساختمان های سبکتر بهتر در برابر زلزله مقاومت می کنند.

نیروی اینرسی وارد بر سقف از طریق ستون ها به زمین منتقل می شود و باعث ایجاد نیرو در ستون ها می شود.

نیروهای ایجاد شده در ستون ها را می توان به طریق دیگری نیز درک کرد طی لرزش زلزله، ستون ها حرکت نسبی را بین دو انتهای خود تجربه می کنند.

این حرکت به صورت مقدار ۱ بین سقف و زمین نشان داده شده است اما ستون ها با توجه به سختی الاستیک خویش می خواهند به حالت عمودی صاف خود برگردند یعنی در مقابل تغییر شکل مقاومت کنند.

ستونها در حالت مستقیم و عمودی هیچ نیروی افقی لرزه ای را از خود عبور نمی دهند، اما وقتی به اجبار خم شوند. نیروهای داخلی شان افزایش می یابد.

هر قدر جابه جایی افقی نسبی ۱ بین بالا و پایین ستون بیشتر باشد، این نیروی داخلی در پی ستون بیشتر می شود.

همچنین هر قدر ستون ها یعنی مثلا مقطع ستون ها بزرگتر باشد) این نیرو بیشتر است.

به همین دلیل این نیروهای داخلی در ستون ها، نیروهای سختی نامیده می شوند. در حقیقت نیروی سخنی برابر با سختی ستون ضربدر جابه جایی نسبی بین دو انتهای همان ستون خواهد بود.

تحت لرزش افقی زمین، نیروهای اینرسی افقی در سطح جرم ساختمان ایجاد می شوند که معمولا این سطح در کف طبقات ساختمان قرار دارد. این نیروهای اینرسی جانبی توسط کف (شکل ساختمان به دیوارها و ستون ها و سپس به پی ساختمان و در نهایت به خاک زیرین منتقل می شوند

بنابراین هر کدام از این عناصر ساختمانی کف، دیوارها، ستون ها و پی و ارتباط بین آنها باید طوری طراحی شوند که این نیروهای اینرسی با ایمنی کافی از طریق آنها منتقل شوند.

دیوارها و ستون ها حیاتی ترین عناصر برای انتقال نیروی اینرسی هستند.

اما در ساخت و ساز سنتی دال های کف طبقات و تیرها طی طراحی و ساخت بیش از دیوارها و ستون ها مورد توجه قرار گرفته اند.

دیوارها در ساختمان های قدیمی اغلب از مواد شکننده مثل سنگ یا آجر ساخته شده اند.

آنها در مقابل نیروهای اینرسی زلزله، در جهت ضخامتشان ضعیف عمل می کنند. شکست دیوارهای بنایی در بسیاری از زلزله های گذشته مشاهده شده است.

علت ایجاد پیچش در ساختمان

شما حتما در دوران کودکی روی تاب نشسته اید. یک گهواره ی چوبی که توسط طناب هایی به یک شاخه تنومند درخت وصل میشد. شکل های جدیدتر این تابها، امروزه در پارک های کودک در مناطق شهری وجود دارد.

ساختمانهای بتن آرمه هم یک گهواره دارند که توسط زنجیرهای فولادی به یک چارچوب متصل است.

یک تاب که توسط دو طناب یکسان اویزان شده را در نظر بگیرید. کودک در وسط گهواره مینشیند این طناب به طور برابر تاب می خورد. ساختمان ها نیز مثل این طناب تاب می خورند غیر از اینکه نوسان معکوس دارند.

دیوارها و ستون ها مثل طناب ها و سقف ها همانند گهواره ی تاب هستند. ساختمانها طی زلزله به عقب و جلو ارتعاش دارند و اگر بیش از یک طبقه باشند مثل تابی هستند که چند گهواره دارد.

زمانی که از پی ساختمان در جهت خاصی حرکت داده می شود اعضا به جلو و عقب نوسان می کنند در تمامی نقاط کف ساختمان در همان جهت نوسان ساختمان، به جهت افقی حرکت می کنند.

حال اگر به مثال تاب روی درخت باز گردیم و کودک روی یک انتهای گهواره بنشیند، تاب کج می شود. یعنی جایی که کودک نشسته، بیشتر حرکت می کند.

این مسأله مانند زمانی است که جرم ساختمان در یک طرف بیشتر باشد (برای مثال یک طرف ساختمان حاوی انباریا کتابخانه باشد) همان قسمت طی حرکت زمین بیشتر حرکت می کند.

کف این ساختمان هم به طور افقی حرکت کرده و هم می چرخند.

لزوم اجتناب از مهاربند نامتقارن

مهاربندهای نامتقارن یکی از دلایل آسیب و انهدام ساختمان طی زمین لرزه است هر ساختمان در پلان، یک مرکز جرم یا مرکز ثقل (M) دارد که نیروهای اینرسی در آن ها اثر می کنند.

همچنین یک مرکز سختی (W) نیز برای مقابله با نیروهای جانبی وارد شده دارد.

اگر مرکز سختی و مرکز جرم بر هم منطبق نباشند، خروج از مرکزیت و در نتیجه پیچش رخ می دهد.

اگر ساختمان در پلان حول مرکز سختی دچار پیچش زیادی شود، موجب جابه جایی نسبی قابل توجهی بین کف و قسمت فوقانی ستون هایی که دور از مرکز سختی هستند می شود و آنها نیز به سرعت آسیب می بینند. بنابراین مرکز سختی باید بر مرکز جرم منطبق باشد یا نزدیک آن باشد.

همچنین باید مقاومت و سختی کافی در لبه ساختمان یا در مناطق دور از مرکز جرم و سختی ایجاد شود.

حفاظت از پی

میزان تحمل پی در برابر زلزله جهت مقاومت لرزه ای کل ساختمان بسیار مهم است. دیوارهای برشی و ستون ها بر روی یک یا چند پی که به صورت نواری و یا گسترده هستند قرار دارند.

بر اساس مفاهیم طراحی ظرفیت، پی ها باید بدون جاری شدن، قابلیت انتقال نیروها به زمین را داشته باشند.

پی ها تا وقتی تغییر شکل های پلاستیک و رفتارهای غیر قابل پیش بینی در سازه ایجاد نشده است باید در محدوده ی الاستیک باقی بمانند.

به طور کلی ترمیم و تعمیر پی ها بسیار سخت تر از دیگر اعضای ساختمان است.

وقتی که پی سازه، یک جعبه صلب متشکل از دیوارها و سقف های بتن مسلح ایجاد کند، باید کنترل شود که نیروهای فشاری، برشی و کششی بتوانند از نواحی پلاستیک دیوارهای سازه ای به خوبی به پی منتقل شوند.

لذا ممکن است به تقویت بعضی نقاط پی برای تحمل نیروهای مهاربندی یا دیوارهای برشی نیاز باشد. جهت اطمینان از انتقال نیروهای لرزه ای سازه ی اصلی از طریق پی به خاک، لازم است مسیر انتقال بارها مطالعه و بررسی شود.

تنش مجاز خاک، تحت بارهای دینامیکی ممکن است بزرگتر از مقادیر متناظر در حالت استاتیکی باشد ولی باید دقت شود که تغییر شکل های پلاستیک خاک تحت هیچ شرایطی مجاز نیست.

پدیده روان گرایی

سازه ها به شکل ها و اندازه های مختلف ساخته می شد، اما تمام سازها «حداقل یک وجه مشترک دارند، همگی آنها دارای پی هستند، گاه، سازه از طریق آن با خاک یا سنگ زاران ارتباط می یابد.

معمولا در شرایط استاتیکی فقط باید بارهای قائم یک سازه به خاک انتقال یابد در یک محیط زلزله خیز ممکن است بارهایی که به سبب تحریک زلزله از سازه به وی وارد می شوند از بارهای قائم استاتیکی بسیار بزرگتر باشند.

باید به این مطلب توجه کرد که بر اثر تحریک زلزله، در خاک چه اتفاقات و تغییرائی ممکن است ایجاد شود.

برای مثال زلزله، می تواند موجب روان شدگی خاک های ماسه ای (Liquefaction) شود که باعث خواهد شد ما، تقریبا تمام ظرفیت باربری خاک از بین برود. سازه ای که بر چنین خاکهایی بنا شده باشد، مسلماً در معرض خطر واژگونی خواهد بود.

معمولا خاکهای ماسه ای اشباع تحت بارهای استاتیکی دارای ظرفیت باربری مناسبی هستند ولی بر اثر ارتعاشات ناشی از زلزله، به علت افزایش فشار آب حفره ای و کاهش نیروی بین ذرات جامد، خاک به صورت سیال عمل می کند، و روان می شود.

در این حالت اگر سازه ای بر روی این خاک ها قرار داشته باشد. بر اثر روان شدگی خاکهای ماسه ای، دوران کرده و واژگون می شود.

علل روان شدگی

به طور کلی انجام مطالعات ژئوتکنیکی برای طراحی پی ضروری است. این مطالعات باید اطلاعاتی در مورد انواع خاک منطقه و خصوصیات فیزیکی آن (استحکام، قابلیت فشردگی تراوایی و غیره) را فراهم آورد.

در این مطالعات نه تنها بررسی شرایط خاک اهمیت دارد، بلکه بهتر است در مورد شرایط عمومی منطقه نیز موشکافی بشود. این بررسی باید ویژگی های ناحیه ی اطراف ساختمان و نیز بررسی نواحی دورتر را شامل شود.

مشخصات منطقه شامل ترازهای آب، ویژگی های توپوگرافی ... وجود سازه های دیگر در بالا و پایین زمین مورد نظر است.

برای مثال ممکن است حجم عظیمی از آب توسط سدهای خاکی نگه داشته شود و بر اثر زلزله امکان تخریب آنها وجود داشته باشد.

همچنین اگر سازه ها در مسیر این سیل بالقوه قرار بگیرند پیامدهای آن بسیار وخیم خواهد بود.

روان شدن خاک در حین وقوع زلزله منجر به از دست رفتن استحکام با سختی خاک خواهد شد. این عمل می تواند منجر به نشست سازه وقوع زمین لرزش تسریع گسیختگی های مربوط به سدهای خاکی و با بروز انواع دیگری از خطرها شود.

جوشش ماسه که در حین زلزله در سطح زمین مشاهده می شود دلیلی بر وقوع روان شدگی است.

روش های کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی

برای کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی می توان سه راهکار در نظر گرفت:

الف) تمهیدات سازه ای، ب) تمهیدات ژئوتکنیکی و پ) تغییر محل ساختگاه.

الف) تمهیدات سازه ای

مؤثرترین تمهیدات سازه ای برای کاهش خرابی ناشی از روانگرایی یا گسترش جانبی استفاده از پی عمیق است. در طراحی پی های عمیق جهت جلوگیری از خسارت ناشی از روانگرایی باید در نظر داشت که طولی از شمع که در خاک روانگرا قرار میگیرد، فاقد مقاومت اصطهکاکی است و چنانچه نوک شمع نیز در لایه روانگرا قرار گیرد، فاقد ظرفیت باربری نوک می باشد.

در صورتی که خاک محل در معرض روانگرایی بوده و پتانسیل گسترش جانبی نیز داشته باشد، در طراحی پی عمیق باید نیروهای جانبی ناشی از گسترش جانبی وارد بر پی را نیز در نظر گرفت.

اگرچه استفاده از پی های گسترده می تواند از فروپاشی سازه متکی بر آن و وقوع تلفات جانی جلوگیری کند، ممکن است موجب کج شدگی یا واژگونی سازه شود و خسارات قابل توجهی به سازه وارد نماید.

در مکان های دارای پتانسیل روانگرایی و گسترش جانبی، استفاده از پی های تکی یا باسکولی (کلاف های لنگربر) به هیچ وجه توصیه نمی شود.

ب) تمهیدات ژئوتکنیکی

به طور کلی روش های کاهش مخاطرات روانگرایی، برای ساختگاه های دارای پتانسیل گسترش جانبی نیز قابل استفاده است.

تمهیدات ژئوتکنیکی برای جلوگیری از روانگرایی خاک های ناپایدار می تواند شامل: خاکبرداری و جایگزین کردن خاک و یا تحکیم خاک در محل به کمک تراکم دینامیکی، ویبراتورها، شمع کوبی، تزریق تحکیمی، ??? خاک، تزریق شیمیایی و نصب زهکش گردد.

قبل از استفاده از هر یک از روش های پایدارسازی خاک، برنامه ریزی و طراحی دقیقی مورد نیاز است.

در مورد گسترش جانبی، در صورت امکان می توان خارج از محدوده اجرای سازه از روش-های مناسب فوق نظیر تراکم دینامیکی یا کوبیدن شمع های جدا شونده بهره گرفت تا مانع گسترش جانبی توده لغزنده خاک روانگر و رسیدن آن به محدوده سازه مورد نظر گردد.

پ) تغییر محل خاستگاه

در صورتی که از نظر فنی و اقتصادی امکان تغییر محل خاستگاه وجود داشته باشد، می-توان از این راه حل برای پرهیز از خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی استفاده نمود.

محاسبه ساختمانها در برابر نیروی زلزله

ملاحظات کلی

ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم در برابر نیروهای جانبی محاسبه شود.

به طور کلی محاسبه در هر یک از این دو امتداد جز در موارد زیر به طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام می شود:

الف - ساختمان های نامنظم در پلان

ب- کلیه ستونهایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند.

در موارد الف وب امتداد اعمال نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد می کند، انتخاب شود.

برای منظور نمودن بیشترین اثر زلزله، می توان صددرصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن ترکیب کرد. در طراحی اجزاء بحرانی ترین حالت ممکن از نظر علائم نیروهای داخلی حاصل از زلزله باید ملحوظ گردند.

تبصره ۱:

چنانچه بار محوری ناشی از اثر زلزله در ستون در هر یک از دو امتداد موردنظری درصد بار محوری مجاز ستون باشد، به کارگیری ترکیب فوق در آن ستون ضرورتی ندارد.

تبصره ۲:

در مواردی که ترکیب صددرصد نیروی زلزله هر امتداد با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد بر آن در نظر گرفته می شود، منظور کردن برون مرکزی اتفاقی، برای نیروی زلزله ای که در امتداد مربوط به ۳۰ درصد اعمال می شود، الزامی نیست.

نیروی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان باید در هر دو جهت این امتداد، یعنی به صورت رفت و برگشت در نظر گرفته شود.

مدل ریاضی که برای تحلیل سازه در نظر گرفته می شود باید تا حد امکان نمایانگر وضعیت سازه به لحاظ توزیع جرم و سختی باشد.

در این مدل باید علاوه بر کلیه اجزای مقاوم جانبی، اجزایی که مقاومت و سختی آنها تأثیر قابل ملاحظه ای در توزیع نیروها دارند، در نظر گرفته شوند.

در این ارتباط، در سازه های بتن مسلح رعایت اثر ترک خوردگی اجزا در سختی آنها الزامی است.

اثر ترک خوردگی در این سازه ها را می توان مطابق بند ۲-۵-۱ برای تعیین نیروهای داخلی و تغییر شکل ها در تحلیل سازه منظور کرد.

نکات کلیدی:

الف - محاسبه ساختمان در برابر نیروهای زلزله و باد به تفکیک صورت می گیرد.

ب - مؤلفه های افقی زلزله همواره و مؤلفه های قائم زلزله در برخی حالات در محاسبات مد نظر قرار می گیرند.

نیروی جانبی ناشی از زلزله

نیروی جانبی زلزله مؤثر بر سازه ساختمان را می توان با استفاده از روش با روشهای تحلیل دینامیکی» محاسبه کرد. موارد کاربرد هر یک از آنها در بندهای زیر و جزئیات هر یک از تحلیل استاتیکی معادل» و روشها قبلا توضیح داده شده است.

نیروی جانبی زلزله مؤثر بر اجزای غیر سازهای ساختمان را می توان بر اساس ضوابط قبل محاسبه کرد.

الف- روش تحلیل استاتیکی معادل را تنها در موارد زیر می توان به کار برد الف - ساختمانهای منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمانهای نامنظم تا ۵ طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۱۸ متر از تراز پایه

پ- ساختمانهایی که در آنها سختی جانبی قسمت فوقانی به طور قابل ملاحظه ای کمتر از سختی جانبی قسمت تحتانی است.

به شرط آن که:

۱- هر یک از دو قسمت سازه به تنهایی منظم باشد.

۲- سختی متوسط طبقات تحتانی حداقل ده برابر سختی متوسط طبقات فوقانی باشد

۳- زمان تناوب اصلی نوسان کل سازه بیشتر از ۱ / ۱ برابر زمان تناوب اصلی قسمت فوقانی، با فرض اینکه این قسمت جدا در نظر گرفته شده و پای آن گیردار فرض شود، نباشد.

روشهای تحلیل دینامیکی را در مورد کلیه ساختمانها می توان بکار برد، ولی به کارگیری آنها برای ساختمانهایی که مشمول بند قبل نمی شوند، الزامی است.

نکات کلیدی:

الف - نیروی جانبی زلزله را می توان به روش تحلیل استاتیکی معادل» و یا روشهای دینامیکی» بدست آورد.

ب - روشهای تحلیل دینامیکی را می توان برای کلیه ساختمانها بکار برد.

روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله بر طبق ضوابط این بند تعیین می گردد و به صورت استاتیکی رفت . برگشتی، به سازه اعمال می شود.

نیروی برشی پایه، ۷

حداقل نیروی برشی پایه یا مجموع نیروهای جانبی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه زیر محاسبه می گردد

$$V = CW$$

در این رابطه V: نیروی برشی در تراز پایه. این تراز در بند قبل تعریف شده است.

w: وزن کل ساختمان، شامل تمام بار مرده و وزن تأسیسات ثابت به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف است.

C: ضریب زلزله که از رابطه زیر به دست می آید:

$$C = \frac{ABI}{R}$$

که در آن: A : نسبت شتاب مبنای طرح (شتاب زلزله به شتاب ثقل g)

B: ضریب بازتاب ساختمان که با استفاده از طیف بازتاب طرح به دست می آید.

I: ضریب اهمیت ساختمان

R: ضریب رفتار ساختمان مقادیر ضرایب فوق، طبق ضوابط در بندهای قبل تعیین می شوند.

برش پایه، V در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار داده شده در رابطه زیر در نظر گرفته شود:

V min = ۰،۱ AIW

V min= ۰،۱۲ AIW

*در صورتی که احتمال ماندگار شدن برف بر روی این بام ها زیاد باشد، درصد مشارکت مانند بام‌های مسطح در نظر گرفته شود.

تراز پایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به ترازی در ساختمان اطلاق می شود که در هنگام وقوع زلزله، از آن تراز به پایین حرکتی در ساختمان نسبت به زمین مشاهده نشود.

این تراز معمولا در تراز سطح فوقانی شالوده در نظر گرفته می شود، ولی در مواردی که در قسمت اعظم محیط زیرزمین، دیوارهای حایل بتن مسلح وجود دارد و این دیوارها با سازه ساختمان یکپارچه ساخته می شوند، تراز پایه در تراز نزدیک ترین کف ساختمان به زمین کوبیده شده اطراف ساختمان در نظر گرفته می شود. مشروط بر آن که دیوارهای حایل تا زیر این کف ادامه داده شده باشد.

نسبت شتاب مبنای طرح، A

ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است.

طبقه بندی نوع زمین

زمین ساختگاه ها از نظر نوع سنگ و خاک به این شرح طبقه بندی می گردند:

در مواردی که تشخیص نوع خاک با مشاهدات و شواهد توصیفی این جدول امکان پذیر نباشد، لازم است با انجام آزمایش های آزمایشگاهی و یا صحراییv_{si} مستقیما اندازه گیری شده و یا با استفاده از روابط تجربی معتبر و پارامترهای فیزیکی و مکانیکی خاک محاسبه گردد.

تبصره:

در محاسبه زمان تناوب اصلی سا زه های بتنی، به منظور درنظرگرفتن سختی مؤثر بر اثر ترک خوردگی بتن، لازم است ممان اینرسی مقاطع قطعات برای تیرها $0.5I_g$ و برای ستون ها و دیوارها I_g . منظور شودI_g ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون درنظرگرفتن فولاد است.

I ضریب اهمیت ساختمان،

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه بندی آنها، تعیین می گردد:

R ضریب رفتار ساختمان،

ضریب رفتار ساختمان در برگیرنده آثار عواملی از قبیل شکل پذیری، درجه نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه است.

این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان، تعیین می گردد.

مقادیر این جدول برای سازه هایی که با روش تنش های مجاز طراحی می شوند، تنظیم شده است.

برای سازه هایی که با روش های حدی یا مقاومت طراحی می شوند مقادیر نیروهای حاصل از این جدول باید مطابق الزامات آن روش افزایش داده شوند.

در مواردی که در ساختمان از سیستم های سازه ای عنوان نشده استفاده می شود، ضریب رفتار R را می توان از آیین نامه های معتبر به دست آورد.

ساخت ساختمان های با ارتفاع بیشتر از حدود Hn در کلیه مناطق کشور مجاز است.

برای ساختمان های خاص نظیر برج های مخابراتی، یادمان ها و غیره که در آنها ارتفاعی بیشتر از این حدود مدنظر باشد، تأیید کمیته فنی این آیین نامه الزامی است.

در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمان با اهمیت «خیلی زیاد» فقط باید از سیستم هایی که عنوان «ویژه» دارند انتخاب شود.

در ساختمانهای با بیشتر از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر، استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه و یا سیستم دوگانه الزامی است.

در این ساختمانها نمی توان برای مقابله با تمام نیروی جانبی زلزله منحصر به دیوارهای برشی و یا قابهای مهاربندی شده اکتفا نمود.

استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصرا در ساب سه طبقه و یا کوتاهتر از ۱۰ متر مجاز می باشد.

در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی اسی سیستم سازه مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب های مهار تأمین گردد.

در ساختمانهای بتن مسلح، که در آنها از سیستم تیرچه و بلوک برای پوشش سقفها استفاده می گردد و ارتفاع تیرها برابر ضخامت سقف در نظر گرفته می شود، در صورتی که ارتفاع تیرها کمتر از سه سانتیمتر باشد، سیستم سقف به منزله دال تخت محسوب شده است.

قابهای فولادی با اتصالات خرجینی متداول، با حفظ ضوابط فنی، همانند سیستم قاب ساختمانی ساده محسوب می شوند.

ترکیب سیستم ها در پلان

در ساختمانهایی که از دو سیستم سازهای مختلف برای تحمل بار جانبی، در دو امتداد در پلان استفاده شده باشد، برای هر سیستم باید ضریب رفتار مربوط به آن سیستم در نظر گرفته شود.

تنها در مواردی که در یک امتداد از سیستم دیوارهای باربر استفاده شده باشد، مقدار ضریب رفتار در امتداد دیگر نباید بیشتر از مقدار آن در امتداد سیستم دیوارهای باربر اختیار گردد.

ترکیب سیستم ها در ارتفاع

در ساختمانهایی که علی رغم ذکر در توصیه ها ، از دو سیستم سازهای مختلف برای تحمل بار جانبی در یک امتداد در ارتفاع ساختمان استفاده شده باشد، ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی نباید بیشتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی اختیار شود.

در این موارد برای تعیین نیروی جانبی زلزله می توان روش (۱) زیر و در حالت خاص از یکی از دو روش (۱) یا (۲) زیر را به کاربرد:

۱) در این روش، مقدار نیروی زلزله برای کل سازه با منظور کردن مقدار ضریب رفتار کوچکتر، در امتداد موردنظر، محاسبه می گردد.

برای تعیین زمان تناوب اصلی کل سازه ضابطه بند قبل، با منظور کردن ارتفاع کل سازه، باید رعایت شود و در آن از رابطه تجربی ای که کمترین مقدار زمان تناوب اصلی را برای دو سیستم به کار برده شده به دست می دهد، استفاده گردد.

۲) در این روش، نیروهای جانبی در دو مرحله به شرح زیر محاسبه می گردند:

الف - سازه انعطاف پذیر قسمت فوقانی به طور مجزا و با تکیه گاه های صلب در نظر گرفته شده و نیروی جانبی آن با منظور کردن ضریب رفتار مربوط به این قسمت محاسبه می گردد.

ب- سازه صلب قسمت تحتانی به طور مجزا در نظر گرفته شده و نیروهای جانبی آن با منظور کردن مقدار ضریب رفتار مربوط به این سازه محاسبه می گردد.

بر این نیروها، نیروهای عکس العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی که در نسبت ضریب رفتار قسمت فوقانی به ضریب رفتار قسمت تحتانی ضرب شده اند، افزوده می شوند.

روش های تحلیل دینامیکی

کلیه پارامترهایی که در تحلیل دینامیکی به کار برده می شود نظیر جرم، نسبت شتاب مبنا و غیره، : مقادیری هستند که در تحلیل استاتیکی معادل تعریف شده اند.

حرکت زمین

حرکت زمین که در تحلیلی سازهها مورد استفاده قرار می گیرد، باید حداقلی دارای شرایط «زلزله طرح» مطابق تعریف بند (۱-۲) باشد. آثار حرکت زمین به یکی از صورتهای«طیف بازتاب شتاب» و یا «تاریخچه زمانی شتاب» مشخص میشود.

برای «طیف بازتاب شتاب» می توان از «طیف طرح استاندارد» و یا از طیف طرح ویژه ساختگاه»، مطابق ضوابط بندها استفاده نمود و برای «تاریخچه زمانی شتاب» باید ضوابط را ملحوظ داشت.

استفاده از هر یک از این طیف ها برای کلیه ساختمانها اختیاری است.

تنها در مورد ساختمانهایی که مشمول استفاده از روش تحلیل دینامیکی می شوند و در آنها یکی از شرایط زیر موجود است، به کارگیری طیف طرح ویژه ساختگاه الزامی است:

الف - ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد و زیاد که بر روی زمین نوع IV ، ساخته می شوند.

ب- ساختمانهای بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین نوع IV ساخته می شوند.

پ- ساختمانهای بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین های$B-$ II و $B-$ III، با ضخامت لایه خاک بیش از ۶۰ متر ساخته می شوند.

طیف طرح استاندارد

بر اساس ضوابط عنوان شده ، طیف طرح استاندارد که منعکس کننده اثر حرکت زمین برای زلزله طرح در آیین نامه است ، از حاصلضرب مقادیر بازتاب ساختمان B در پارامترهای:

نسبت شتاب مبنای A ، ضریب اهمیت آن عکس ضریب رفتار $R / 1$و با در نظر گرفتن ضریب رفتار $R / 1$و با در نظر گرفتن محدودیت رابطه (۲-۲) به دست می آید. در تعیین این طیف نسبت میرایی ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

طیف طرح ویژه ساختگاه

این دستگاه با استفاده از مشخصات زلزله های منطقه ساختگاه و با توجه به ویژگی های زمین شناسی،تکتونیکی، لرزه شناسی و میزان خطر پذیری و مشخصات خاک در لایه های مختلف ساختگاه، و با به کار گیری نسبت میرایی ۵ درصد تعیین می گردد.

در صورتی که نوع ساختمان و سطح زلزله موردنظر نسبت میرا را ایجاب کند، می توان آن را مبنای تهیه طیف قرار داد.

مقادیر محاسبه شده این طیف باید در ضریب ها عکس ضریب رفتار $R / 1$ضرب گردد. مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه نباید کمتر از دو سوم مقادیر طیف استاندارد اختیار شود.

تاریخچه زمانی شتاب، شتاب نگاشت

شتاب نگاشت هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا، در هنگام وقوع زلزله، باشند.

برای نیل به این هدف لازم است حداقل سه زوج شتاب نگاشت متعلق به مولفه های افقی سه زلزله مختلف ثبت شده که دارای ویژگیهای زیر باشند انتخاب گردند:

الف - شتاب نگاشت ها متعلق به زلزله هایی باشند که شرایط زلزله طرح را ارضا کنند و در آنها آثار بزرگای فاصله از گسل، ساز و کار چشمه لرزه را در نظر گرفته شده باشد.

ب- ساختگاه های شتاب نگاشت ها باید به لحاظ ویژگیهای زمین شناسی، تکتونیکی، لرزه شناسی و بخصوص مشخصات لایه های خاک با زمین محل ساختمان، تا حد امکان، مشابهت داشته باشند.

پ- مدت زمان حرکت شدید زمین در شتاب نگاشت ها حداقل برابر با ۱۰ ثانیه یا سه برابر زمان تناوب اصلی سازه، هر کدام بیشتر است، باشد.

مدت زمان حرکت شدید شتاب نگاشت ها را می توان از روش های معتبر مانند روش توزیع تجمعی انرژی، تعیین کرد.

در مواردی که سه زوج شتاب نگاشت ثبت شده با مشخصات موردنظر در دسترس نباشند، می توان به جای آنها از زوج های مناسب شتاب نگاشت های شبیه سازی شده مصنوعی استفاده کرد.

زوج شتاب نگاشت های انتخاب شده باید به روش زیر به مقیاس درآورده شوند:

الف - کلیه شتاب نگاشت ها به مقدار حداکثر خود مقیاس شوند. بدین معنی که حداکثر شتاب همه آنها برابر با شتاب ثقل g گردد.

ب- طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب نگاشت های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد تعیین گردد.

پ- طیفهای پاسخ هر زوج شتاب نگاشت با استفاده از روش جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب است و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته شود.

ت- طیف های پاسخ ترکیبی سه زوج شتاب نگاشت، متوسط گیری شده و در محدوده زمانهای تناوب و$T2$ /و ۱ / ۵ T با طیف طرح استاندارد مقایسه می گردد.

ث- ضریب مقیاس تعیین شده تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گیرد.

روش تحلیل دینامیکی طیفی یا روش تحلیل مدها

در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با فرض رفتار خطی آن انجام شده و مدهای نوسان در آن حداکثر بازتاب در هر مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح به دست آورده شده آماری آنها بازتاب کلی سازه تعیین می گردد.

تعداد مدهای نوسان

هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید حداقل سه مد اول نوسان، یا تمام مدهای نوسان با زمان باب بیشتر از ۰/۶ ثانیه و یا تمام مدهای نوسان که مجموع جرم های مؤثر در آنها بیشتر از ۹۰ درصد جرم کل سازه است، هر کدام که تعدادشان بیشتر است، در نظر گرفته شود.

ترکیب آثار مدها

حداکثر بازتاب های دینامیکی سازه از قبیل نیروهای داخلی اعضا، تغییر مکانها، نیروهای طبقات، برش های طبقات و عکس العمل پایه ها در هر مد را باید با روش های آماری شناخته شده، مانند روش جذر مجموع مربعات و یا روش ترکیب مربعی کامل تعیین نمود.

در ساختمان های نامنظم در پلان و یا در ساختمان هایی که پیچش در آنها حایز اهمیت است، روش ترکیب مدها باید در بر گیرنده اندرکنش مدهای ارتعاشی نیز باشد. در این موارد می توان از روش ترکیب مربعی کامل استفاده نمود.

اصلاح مقادیر بازتابها

در مواردی که برش پایه به دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۲-۱) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتاب های سازه متناسب با آنها اصلاح گردد.

برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیف های زیر، مقدار برش پایه براساس رابطه (۳-۱) و با استفاده از مشخصات طیف استاندارد است:

الف) در سازه های نامنظم، مقادیر بازتابها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند.

ب) در سازه های منظم در صورتی که در تحلیل طیفی از طیف استاندارد استفاده شده باشد، مقادیر بازتابها ۹۰درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند.

پ) سازه های منظم در صورتی که در تحلیل طیفی از طیف طرح ویژه ساختگاه استفاده شده باشد مقادیر بازتابها باید در ۸۰ درصد نسبت پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی دید در ۸۰ درصد نسبت برش استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند.

در صورتی که برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی بیشتر از برش پایه استاتیکی معادل باشد مقدار برش پایه تحلیل طیفی و کلیه بازتابهای سازه و اعضای آن را می توان به نسبت به معادل به برش پایه تحلیل طیفی کاهش داد.

تبصره:

مقادیر برش پایه تعدیل شده در بندهای «ب» و «پ» نباید از برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی کمتر باشد.

اثرات پیچش

در روش تحلیل طیفی باید اثرات پیچش و پیچش اتفاقی را منظور نمود مواردی که از مدلهای سه بعدی برای تحلیل سازه استفاده می شود، اثرات پیچش اتفاقی را می توان با جابه جا کردن مرکز جرم طبقه به اندازه برون مرکزی اتفاقی منظور نمود.

ترکیب اثر زلزله در امتدادهای مختلف

ترکیب اثر زلزله، در امتدادهای مختلف برای مؤلفه های افقی آن باید مطابق ضابطه در تحلیل طیفی و برای مؤلفه قائم آن باید مطابق ضابطه به صورت استاتیکی اعمال گردد.

در مورد اخیر اگر اثر مؤلفه قائم دینامیکی منظور می شود، مقدار آن نباید کمتر از مقدار استاتیکی اختیار شود.

روش تحلیل در سیستم دوگانه و یا ترکیبی

در مواردی که برای تحمل بار جانبی زلزله، از سیستم سازهای دوگانه و یا ترکیبی استفاده می شود، برای اقناع ضابطه باید ۲۵ درصد برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی را به قابهای خمشی سیستم دوگانه اثر داد و نحوه توزیع این برش در ارتفاع را یا با استفاده از تحلیل طیفی و یا با استفاده از تحلیل استاتیکی معادل تعیین نمود.

روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین، به صورت تابعی از زمان، در تراز پایه ساختمان و به کارگیری محاسبات متعارف دینامیک سازه ها انجام می شود.

شتاب زمین براساس شرایط شتاب نگاشت های یاد شده تعیین می شود.

هر زوج شتاب نگاشت عنوان شده در آن بند همزمان در دو جهت عمود بر یکدیگر، در امتدادهای اصلی سازه، به آن اثر داده می شوند و بازتاب های سازه به صورت تابعی از زمان تعیین می گردند.

بازتاب نهایی سازه در هر لحظه زمانی برابر با حداکثر بازتاب های به دست آمده از تحلیل با سه زوج شتاب نگاشت مورد نظر می باشد.

در این روش تحلیل، می توان به جای سه زوج شتاب نگاشت عنوان شده هفت زوج شتاب نگاشت با مشخصات عنوان شده در آن به را به کار گرفت و مقدار متوسط بازتاب های به دست آمده از آنها را به عنوان بازتاب نهایی تلقی کرد.

در این روش تحلیل رفتار سازه را می توان خطی و یا غیر خطی در نظر گرفت. ضوابط به کارگیری هر یک از این دو آورده شده است.

تحلیل تاریخچه زمانی خطی

در تحلیل خطی سازه نسبت میرایی را می توان ۵ درصد منظور کرد مگر آنکه بتوان نشان داد مقدار دیگری برای سازه مناسب تر است.

به این تحلیل باید برای اصلاح مقادیر بازتابها برای اثرات پیچش سیستم های دوگانه و یا ترکیبی از ضابطه های ذکر شده رعایت گردد. در رعایت این ضوابط تحلیل تاریخچه زمانی جایگزین تحلیل طیفی می شود.

تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی

مشخصات غیر خطی اعضای سازه که در مدل آن مورد استفاده قرار می گیرد باید به لحاظ مقاومت، سختی و شکل پذیری با داده های آزمایشگاهی و یا مدلهای تحلیلی معتبر سازگار باشد.

در تحلیلی غیر خطی سازه نسبت میرایی باید با توجه به مشخصه های غیر خطی سازه تعیین گردد. در صورت نبودن اطلاعات کافی، نسبت میرایی ۵ درصد را می توان به کار برد.

سازه طراحی شده براساس تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی باید به تأیید شخص حقیقی یا حقوقی مستقل با صلاحیت رسانده شود.

در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

الف - شتاب نگاشت های به کار گرفته شده در تحلیل

ب- سازگاری مشخصات سازه با داده های به کار برده شده در مدل تحلیلی

پ - سازگاری ظرفیت های اعضای سازه با نتایج به دست آمده از تحلیل

نکات کلیدی:

الف) روشهای تحلیل دینامیکی معرفی شده در آئین نامه ۲۸۰۰ شامل (روشهای تحلیل طیفی) و«تحلیل تاریخچه زمانی» است.

ب) کاربرد هر یک از دو روش بند الف اختیاری است.

ج) آثار حرکت زمین به یکی از صورت های "طیف بازتاب شتاب" و یا "تاریخچه زمانی شتاب" مشخص می شود.

تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه اختلاف تغییر مکان های مراکز جرم کف در بالا و پایین آن ط می باشد. این تغییر مکان معمولا برای زلزله طرح و یا زلزله سطح بهره برداری محاسبه می شود و با همین نامها عنوان می گردد.

تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه، تغییر مکانی است که با فرض رفتار خطی سازه، زیر اثر بار جانبی زلزله تعیین شده باشد.

این تغییر مکان در زلزله های طرح و بهره برداری به ترتیب «تغییر مکان جانبی نسبی طرح» و «تغییر مکان جانبی نسبی بهره برداری» نامیده می شود.

در تعیین این تغییر مکان باید اثر عواملی که در سختی سازه موثرند از جمله ترک خوردگی اعضا در سازه های بتن مسلح منظور شوند.

تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح، یا تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی طرح، در هر طبقه تغییر مکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار واقعی سازه، رفتار غیر خطی، در تحلیل آن بدست می آید.

این رفتار، تنها در زلزله طرح قابل ملاحظه است.

در مواردی که تحلیل سازه با فرض می شود، این تغییر مکان را می توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$\Delta = ۰.۷\ R.\Delta_w$$

نکات کلیدی:

الف - تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه با فرض رفتار خطی سازه محاسبه می شود.

ب - تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح هر طبقه با فرض رفتار واقعی، غیر خطی محاسبه فرض خطی بودن آن انجام می شود.

مشخصات سازه از تراز پایه تا روی شالوده

در سازه هایی که تراز پایه بالاتر از تراز روی شالوده منظور شده باشد، سختی و مقاومت جانا پایین تر از تراز پایه نباید از سختی و مقاومت جانبی طبقه روی تراز پایه کمتر باشد.

برای تأمین این منظر سازه هایی که پلان و هندسه بنا در زیر تراز پایه مغایرت چندانی با بالای تراز پایه ندارند، مشخصات سازه باشند. زیر تراز پایه، به لحاظ ابعاد و جزئیات تیرها و ستونها و دیوارهای برشی و بادبندها، باید حداقل مشابه روی آن می باشد.

نیروی جانبی زلزله مؤثر بر دیافراگم ها

دیافراگم ها که معمولا کفهای سازهای تحمل کننده بارهای ثقلی در ساختمانها هستند، در هنگام وقوع زلزله وظیفه انتقال نیرو های ایجاد شده در کشها را به عناصر قائم باربر جانبی برعهده دارند.

این دیافراگم ها باید در برابر تغییر شکلهای افقی که در میان صفحه آنها ایجاد می شود، مقاومت و سختی کافی را دارا باشند.

تلاشهای داخلی و نیز تغییر شکلهای ایجاد شده در دیافراگم ها باید با استفاده از روشهای شناخته و تحلیل سازه ها تعیین گردند.

در دیافراگم های متعارف که دارای پلان نسبتا منظمی بوده و فاقد باز شو های دوری و نزدیک به هم باشند، این تلاشها و تغییر شکلها را می توان با فرض عملکرد دیافراگم به صورت تیر تیغه ای که بر روی تکیه گاه های ارتجاعی قرار گرفته است، تعیین نمود.

دیافراگم ها باید برای تلاشهای برشی و لنگرهای خمشی ایجاد شده در میان صفحه خود زیر اثر بار جانبی طراحی شوند.

کنترل مقاومت دیافراگم های بتن مسلح بر اساس ضوابط آیین نامه بتن ایران «آبا» و دیافراگم های ساخته شده از مصالح دیگر بر اساس ضوابط آیین نامه های مربوط تعیین می گردد.

در دیافراگم ها چنانچه حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها زیر اثر نیروی مؤثر در دیافراگم کمتر از نصف تغییر مکان نسبی متوسطه طبقه باشد، دیافراگم ها را می توان صلب در نظر گرفت و توزیع نیروی برشی طبقه را بین عناصر سیستم مقاوم قائم ساختمان به نسبت سختی آنها انجام داد.

در غیر این صورت دیافراگم انعطاف پذیر بوده و در توزیع برش، باید تغییر شکلهای ایجاد شده در دیافراگم مورد توجه قرار گیرد.

نکات کلیدی:

الف- دیاگرام ها وظیفه انتقال نیروهای ایجاد شده در کفها در هنگام زلزله به عناصر قائم باربر جانبی را بر عهده دارند.

افزایش بار طراحی در ستونهای خاص

در موارد ضروری مانند دیوار برشی یا قاب بادبندی شده تا روی شالوده ادامه پیدا نمی کند، ستونهایی که این عضو را تحمل می کنند باید مقاومت حداقل برابر با بارهای به دست آمده از ترکیبات را داشته باشند.

این ترکیبات اضافه بر ترکیباتی هستند که در طراحی سازه به طور معمول به کار برده می شوند.

مقاومت این ستونها لازم نیست بیشتر از حداکثر باری که اعضای متصل به آنها می توانند به آنها منتقل نمایند، در نظر گرفته شوند. مقاومت عنوان شده در بالا برای ستونها، مقاومت نهایی آنهاست.

در ستونهایی که طراحی آنها بر اساس تنش های مجاز است، این مقاومت ۱.۷ برابر مقاومت مجاز ستون در نظر گرفته می شود.

طراحی اجزای سازه ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند.

در ساختمانهای بلندتر از ۵ طبقه تمام اجزای سازه ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند، ولی از طریق دیافراگم های کفها با سیستم باربر جانبی مرتبط هستند، باید برای آثار ناشی از تغییر مکان جایی نسبی واقعی طرح طبقه طراحی شوند.

قطعات نما و سایر قطعات غیر سازه ای متصل به ساختمان

در ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و ساختمانهای بلندتر از هشت طبقه د دیوارهای جداکننده داخلی و یا دیوارهای نما جزو سیستم سازهای باربر جانبی نباشند، باید به طریق متصل شوند که محدودیتی در حرکت سازه در امتداد صفحه دیوار ایجاد ننمایند.

اتصالات این دیوارها باید توانایی انتقال نیروی زلزله ایجاد شده بر اثر جرم دیوار را به سازه دارا باشند. این قبیل دیوارها بهتر است جنس سبک و انعطاف پذیر انتخاب شوند.

متقابلا چنانچه این دیوارها محدودیتی در حرکت سازه، در امیران صفحه دیوار ایجاد نمایند، اثر سختی آنها باید در تحلیل سازه برای نیروهای جانبی منظور گردد و دیوارها اتصالات آنها به سازه برای تلاشهای ایجاد شده در آنها طراحی شوند.

در ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و یا ساختمانهای بلندتر از ۸ طبقه که در آنها از قطعات پیش ساخته و یا قطعات شیشه ای برای نما استفاده شده است، قطعات نما باید برای مقاومت در برابر نیروی زلزله طراحی گردند، و علاوه بر آن، قادر باشند تغییر مکانهای ایجاد شده در طبقات سازه بر اثر نیروی جانبی زلزله را، بدون ایجاد محدودیتی در حرکت سازه، تحمل نمایند.

این قطعات باید بر روی اجزای سازهای متکی بوده و یا با اتصالات مکانیکی مطابق ضوابط زیر به این اجزا متصل شوند:

الف - اتصالات قطعات نما، نظیر قابهای شیشه ای و قطعات پیش ساخته، به سازه و همچنین عرض درز بین این قطعات باید به گونه ای باشند که بتوانند تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح طبقه و ۵/۱ سانتیمتر، هر کدام که بزرگتر است، پذیرا باشند.

ب - اتصالات باید به گونه ای باشند که حرکت نسبی دو طبقه مجاور در امتداد صفحه قطعات را از طریق اتصالات لغزشی با استفاده از پیچ و سوراخهای بادامی شکل و یا اتصالاتی که حرکت نسبی طبقات را از طریق خم شدن قطعات فولادی و یا هرگونه اتصال مشابه دیگری که لغزش و یا انعطاف پذیری مشابه یاد شده را به وجود بیاورد تامین کنند.

پ - اتصالات باید دارای شکل پذیری و ظرفیت چرخش پذیری کافی بوده تا از شکست غیر شکل پذیر مهارها در مجاورت جوشها جلوگیری شود. ت- بدنه اتصال قطعات به سازه باید برای ۱ / ۳۳ برابر نیروی زلزله، مطابق طراحی شود.

ث - تمام ادوات اتصال، مانند پیچها، جوشها و ریشه های متصل کننده بدنه (عناصر) اتصال به سازه و یا قطعه غیر سازهای باید برای ۴ برابر نیروی زلزله طراح شوند.

ج - ریشه ها و مهارهایی که در داخل بتن قرار می گیرند باید ترجیحا به میلگردهای داخل بتن متصل شده و یا دور آنها قلاب گردند و یا به نحوی در بتن مهار شوند که قادر باشند نیروهای وارده را به میلگردهای داخل بتن منتقل نمایند.

نکات کلیدی:

الف - بهتر است قطعات نما از جنس سبک و انعطاف پذیر باشد.

کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره برداری

ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و یا بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از هر زلزله سطح بهره برداری کنترل شوند به طوری که مطابق تعریفات گذشته قابلیت خود را در زمان وقوع زلزله حفظ نمایند.

برای این منظور مشخصات سازه این ساختمان ها باید حنان ای زیر اثر ترکیب بارها در سطح بهره برداری، بدون اعمال ضریب بار، الزامات زیر را تأمین نمایند:

الف- در سازه های فولادی، تنش های ایجاد شده در اعضا از حد جاری شدن فولاد تجاوز نکند.

ب- در سازه های بتن مسلح تلاش های ایجاد شده در اعضا، بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، از مقاومت نهایی اسمی آنها تجاوز نکند.

پ- تغییر مکان های نسبی ارتجاعی بهره برداری طبقات محدودیت را رعایت نمایند.

مشخصات حرکت زمین در زلزله سطح بهره برداری باید مشابه زلزله طرح، در نظر گرفته شود، با این تفاوت که شتاب مبنای طرح A در آن به یک ششم مقدار خود کاهش داده شود. در مقابل ضریب رفتار R در محاسبه نیروی جانبی زلزله برابر با یک منظور می گردد.

سازه های غیر ساختمانی

نیروی جانبی زلزله مؤثر بر سازه های غیر ساختمانی با استفاده از روشهای گفته شده و با رعایت ضوابط زیر تعیین می گردد:

الف- زمان تناوب نوسان این سازه ها باید با استفاده از یکی از روشهای تحلیل شناخته شده تعیین گردد.

زمان تناوب اصلی نوسان پاندولهای وارونه، برجها و دودکشها را می توان با استفاده از روابط پیشنهاد شده بدست آورد.

ب- چنانچه زمان تناوب اصلی نوسان این نوع سازه ها از ۰/ ۵ ثانیه تجاوز نماید، به کارگیری یکی از روشهای تحلیل دینامیکی در محاسبه نیروی جانبی الزامی است.

ترکیب نیروی زلزله با سایر نیروها - تنش های طراحی

در صورتی که محاسبه سازه به روش تنش های مجاز انجام شود، ضوابط استاندارد شماره ۵۱۹ایران و یا مقررات ملی ساختمان ملاک عمل است و در صورتی که محاسبه سازه ها به روش مقاومت نهایی و یا در حالتهای حدی انجام پذیرد، ترکیب نیروهای زلزله با سایر نیروها باید با رعایت ضوابط آیین نامه بتن ایران «آبا» برای سازه های بتن مسلح، و یا با رعایت آیین نامه مورد استفاده برای سازه های فولادی صورت گیرد.

حدود مجاز و تنش های تسلیم و گسیختگی مصالح نیز با توجه به ضوابط آیین نامه طراحی مصالح مورد استفاده، تعیین می گردند.

لزوم هماهنگی بین عناصر سازه ای و غیر سازه ای

تیغه ها و سایر اجزای غیرسازه ای در زلزله های گذشته، غالباً تخریب شده اند هرچند که حتی سازه ی بنا سالم مانده باشد در یک طراحی مدرن مقاوم در مقابل زلزله باید سختی سازه و ظرفیت تغییر شکل دیوارهای تیغه غیرسازهای و عناصر نما با هم هماهنگ باشند.

ترکیب درست عناصر سازه ای و غیرسازه ای می تواند حتی در زلزله های نسبتا شدید هم از آسیب آنها جلوگیری کنند

مهار المان های نمای ساختمان در برابر نیروهای جانبی

اکثر المان های نما به واسطه ی نیروهای ثقلی طراحی می شوند. المانهای نما اکثرا به صورت ساده قرار دارند. بنابراین طی زلزله اصطکاک ناشی از بار مرده با نیروهای لرزه ای مقابله می کند.

افتادن المان های نما موجب تهدید جان عابرین و هم آسیب به وسایل نقلیه می شود. بنابراین محکم کردن المانهای نما نه تنها برای نیروی جاذبه بلکه برای تحمل نیروهای لرزه ای نیز ضروری است. لذا تکیه گاهها و اتصالات بین المان های نما باید از شکل پذیری بالایی برخوردار باشد

لزوم مهار جان پناه ها

ممان واژگونی که بر اثر تغییر مکان افقی و عکس العمل نیروی اینرسی به هنگام زلزله به وجود می آید، موجب آسیب رساندن به اجزایی می شود که در جای خود ثابت و محکم نشده اند.

در نماسازی با آجر بهتر است آجر نما به طور همزمان با آجر پشت کار چیده شود. باید ضخامت این دو نوع آجر تقریبا یکسان باشد تا هر دو در هر ردیف روی یک لایه ملات چیده شوند.

در صورتی که آجر نما پس از احداث دیوار پشت کار چیده شود باید با مهار کردن مفتولهای فلزی در داخل ملات پشت کار و قرار دادن سر آزاد این مفتولها در ملات آجر نما، این دو قسمت آجرکاری به هم متصل شوند.

فاصله این مفتولها در هر یک از جهات افقی و قائم نباید از ۵۰ سانتیمتر بیشتر اختیار شود. نماسازی با سنگ غیر پلاک که قطعات سنگ به صورت افقی روی هم چیده می شوند تابع مقررات نماسازی با آجر می باشد.

در صورتی که سنگها به صورت پلاک به طور قائم نصب شوند باید با تعبیه ی اسکوپ و مفتول پشت سنگ و یا مهار مناسب دیگری از جداشدن و فروریختن آنها در موقع بروز زلزله جلوگیری شود.

مهار سقف های کاذب

افتادن سقف های کاذب و متعلقات آنها می تواند برای جان انسانها خطر جدی داشته باشد. اتصالات باید بار مرده و نیروهای لرزشی افقی و عمودی را تحمل کند.

این نکته باید برای کانال های هوا و لوله های تاسیساتی که بین سقف کاذب اجرا می شوند نیز رعایت شود.

در اجرای سقف کاذب رعایت موارد زیر الزامی است:

الف. سقف کاذب باید حتی المقدور با مصالح سبک ساخته شود و قالب بندی آن به نحوی مناسب به اسکلت و یا کلاف بندی ساختمان متصل شود تا ضربه ی ناشی از تکانهای زلزله موجب خرابی دیوارهای مجاور نشود.

ب. سقف های کاذب باید به نحو مناسبی به سازه اصلی ساختمان، سقفها، کلافها و دیوارهای باربر متصل شوند به طوری که علاوه بر وزن آنها، نیروی جانبی ایجاد شده در آنها نیز به سازه منتقل شود.

لزوم در نظر گرفتن تمهیدات لازم برای وسایل و تجهیزات

عدم آسیب دیدگی وسایل و تجهیزات در زلزله مخصوصا در ساختمان هایی نظیر بیمارستانها و مراکز آتش نشانی بسیار مهم است.

برای ساختمان های صنعتی که دارای تجهیزات، لوله ها، تجهیزات ضد حریق، آزمایشگاه، کابینت و قفسه های حاوی مواد شیمیایی هستند نیز باید تمهیدات لازم برای فرو نریختن و عدم آسیب دیدگی آنها بر اثر زلزله مد نظر قرار گیرد.

همچنین در صورت لزوم، خط تولید باید برای بارهای لرزهای کنترل شود تا ایمنی لازم توسط اتصالات مناسب و مهاربندهای لازم تأمین شود.

منظمی و نامنظمی سازه

انواع نامنظمی در سازه یکی از مسائل مهم در طراحی سازه می باشد که هر طراحی باید تسلط کاملی روی این موضوع داشته باشد. براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در صورت وجود هر یک از موارد زیر در پلان سازه، ساختمان در پلان دارای نامنظمی است:

۱- نامنظمی هندسی

۲- نامنظمی پیچشی

۳- نامنظمی در دیافراگم

۴- نامنظمی خارج از صفحه

۵- نامنظمی سیستم های غیر موازی

علل ایجاد نامنظمی در پلان ساختمان

تغییر کاربری یک طبقه از سازه (مثلاً تغییر کاربری مسکونی به اداری)

قرار گرفتن تأسیسات سنگین در طبقات (مانند تبدیل طبقه‌ای از ساختمان مسکونی به انبار کالا)

استفاده از بازشو در سقف طبقات میانی مثل نورگیرها

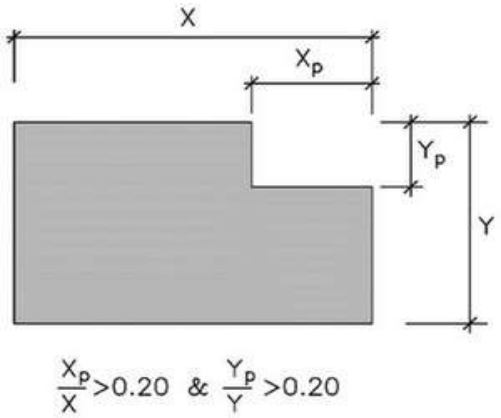
استفاده از بام به عنوان محل قرارگیری دستگاه های سنگین مانند چیلر و ...

سعی در زیبایی بصری پلان ساختمان با ایجاد بی نظمی هندسی نا خواسته در آن

انواع نامنظمی در پلان ساختمان طبق آیین نامه ۲۸۰۰

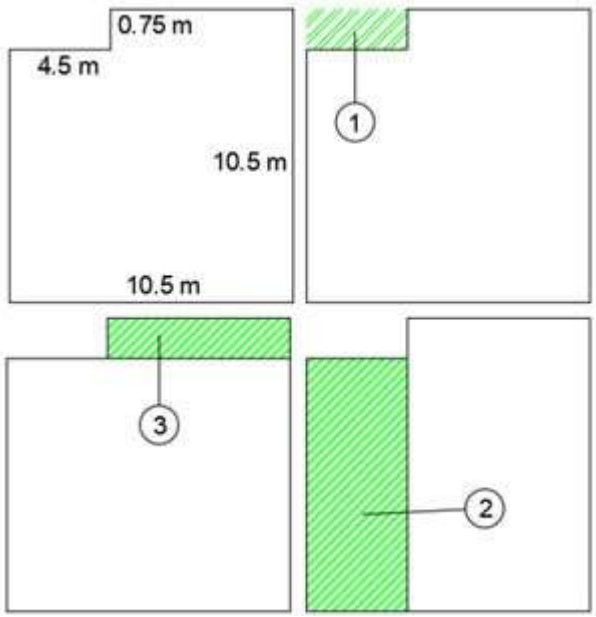
الف – نامنظمی هندسی در پلان

در مواردی که پس رفتگی هم زمان در دو جهت در یکی از گوشه های ساختمان بیشتر از ۲۰ درصد طول پلان در آن جهت باشد، وقوع نامنظمی هندسی محتمل است. این مورد باید پلان تمام طبقات ساختمان چک شده و چنانچه پلان طبقه ای شرایط این بند از آیین نامه را داشته باشد، کل سازه جزء نامنظمی هندسی پلان در نظر گرفته می‌شود. لازم به توضیح است که در چاپ های اولیه ی ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ مقدار درصد مجاز پس رفتگی در ایجاد نامنظمی هندسی، در متن آیین نامه برابر ۲۰ درصد و در شکل زیر متن ۱۵ درصد آورده شده بود که شبهاتی را در جامعه مهندسی ایجاد کرد. این مشکل در نسخه های جدید این استاندارد رفع و مقدار درصد مجاز پس رفتگی برای ایجاد نامنظمی هندسی در متن آیین نامه و تصویر زیر آن اصلاح شده و نهایتاً مقدار ۲۰ درصد ملاک عمل قرار گرفت.



شکل ۱ نامنظمی هندسی پلان

پیش از ادامه لازم است بررسی کنیم که منظور آیین نامه ۲۸۰۰ از پس رفتگی چیست؟ و اگر ما پیش آمدگی را در نظر بگیریم، آیا باز هم مشمول نامنظمی هندسی می شود یا خیر؟ برای پاسخ به این سوال می بایست ابتدا فرق پس رفتگی و پیش آمدگی را توضیح دهیم. اگر شکل ۲ را پلان یک ساختمان فرض کنید که ابعاد هندسی آن مشخص است. قسمت ۱ پلان پس رفتگی و قسمت های ۲ و ۳ پیش آمدگی پلان ساختمان را نشان می دهد.

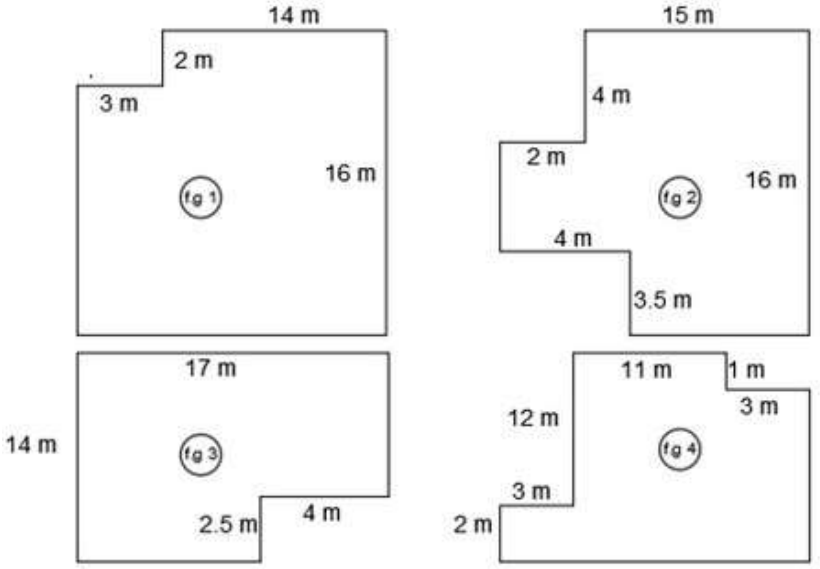


شکل ۲ پلان یک ساختمان با ابعاد هندسی آن

حال که با مفهوم پس رفتگی و پیش آمدگی آشنا شدیم، بند کنترل نامنظمی هندسی را برای آن ها بررسی می‌کنیم:

قسمت	جهت x	جهت y	وضعیت پلان
پس‌رفتگی (۱)	$\frac{4.5}{10.5} = 0.428 > 0.2$	$\frac{0.75}{10.5} = 0.07 < 0.2$	منظم
پیش‌آمدگی (۲)	$\frac{9.75}{10.5} = 0.93 > 0.2$	$\frac{0.75}{10.5} = 0.07 < 0.2$	منظم
پیش‌آمدگی (۳)	$\frac{4.5}{10.5} = 0.42 > 0.2$	$\frac{9.75}{10.5} = 0.93 > 0.2$	نامنظم

همان طور که از نتایج جدول فوق پیداست، پلان برای قسمت پس رفتگی منظم بوده ولی برای قسمت پیش آمدگی های نشان داده شده در شکل ۲، هم منظم و هم نامنظم است. از این تناقض ایجاد شده در مورد بررسی نامنظمی پیش آمدگی پلان، می توان نتیجه گرفت که هدف استاندارد ۲۸۰۰ از کنترل نامنظمی هندسی، بررسی آن برای پس رفتگی (و نه پیش آمدگی) پلان است. به عبارت ساده تر می توان گفت که برای بررسی نامنظمی هندسی پلان، بایستی در ذهن شکل پلان موجود را به نزدیک ترین شکل هندسیِ کامل تبدیل کرد (مثلاً در شکل ۲ می توان نزدیک ترین شکل هندسی به پلان مورد نظر را مستطیلی به ابعاد ۱۰.۵ متر در ۱۰.۵ متر در نظر گرفت) و سپس درصد کسر شدگی (پس رفتگی) را برای هر جهت محاسبه و کنترل نمود. برای درک بهتر مطالب نامنظمی هندسی مثالی در زیر آورده شده که نحوه ی کنترل و بررسی نامنظمی هندسی در پلارا ساده تر بیان می کند.



شکل۳-چهار پلان‌های مختلف دارای فرورفتگی

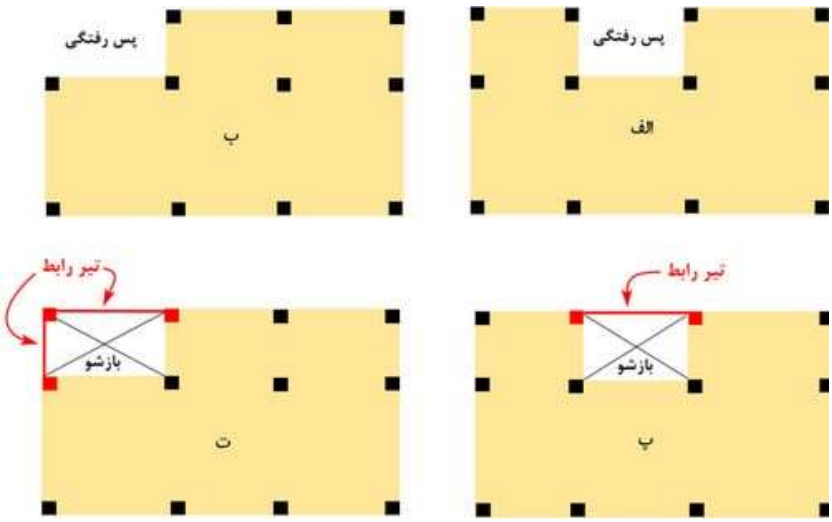
وضعیت پلان	جهت y	جهت x	شماره شکل
منظم	$\frac{2}{16} = 0.125 < 0.2$	$\frac{3}{17} = 0.176 < 0.2$	۱
یکی از گوشه‌ها شرایط نامنظمی را دارد و پلان نامنظم می‌باشد	$\frac{4}{16} = 0.25 > 0.2$	$\frac{2}{17} = 0.117 < 0.2$	۲ گوشه بالا
	$\frac{3.5}{16} = 0.21 > 0.2$	$\frac{4}{17} = 0.234 > 0.2$	۲ گوشه پایین
منظم	$\frac{2.5}{14} = 0.18 < 0.2$	$\frac{4}{17} = 0.24 > 0.2$	۳
هیچ‌کدام از گوشه‌ها شرایط نامنظمی را ندارد و پلان منظم می‌باشد	$\frac{1}{14} = 0.07 < 0.2$	$\frac{3}{17} = 0.176 < 0.2$	۴ گوشه بالا
	$\frac{12}{14} = 0.86 < 0.2$	$\frac{3}{17} = 0.176 < 0.2$	۴ گوشه پایین

تفاوت پس رفتگی با بازشو در پلان

بازشو ها در پلان ساختمان برای تعبیه ی داکت های تأسیساتی، نورگیر، باکس آسانسور و راه پله کاربرد دارند. بازشو ها در پلان می توانند در قسمت های مختلف پلان اعم از وسط، کنار و یا در گوشه ی آن قرار گیرند اما زمانی که در وجه های پیرامونی و گوشه های پلان ساختمان قرار داده شوند (شکل۴)، ممکن است بین تشخیص بازشو و پس رفتگی تردید کنیم. در موارد این چنینی برای بررسی نامنظمی هندسی باید در ابتدا این نکته را بدانیم که آیا با پس رفتگی سرو کار داریم یا بازشو؟ به عبارت دیگر سوال این است که چرا در شکل های ۴-الف و ۴-ب پس رفتگی ولی شکل های ۴-پ و ۴-ت بازشو محسوب می - شوند؟ برای یافتن پاسخ دو شکل ۴-ب و ۴-ت را که از نظر ظاهری مشابه یکدیگر بوده ولی دارای یک تفاوت بارز سازه ای هستند، در نظر بگیرید. این تفاوت سازه ای در بین دو شکل به دلیل وجود تیرهای رابطی است که ستونِ گوشه یِ بیرونی بازشو را به بدنه ی اصلی سازه و ستون های داخلی متصل و به یک اسکلت یکپارچه تبدیل می‌کند. اگر به شکل های ۴-پ و ۴-ت توجه کنیم، متوجه خواهیم شد که قسمتی از پلان از بخش سبز رنگ آن حذف و ظاهراً نوعی پس رفتگی در پلان آن ها ایجاد شده است ولی چون هر چهار گوشه ی قسمت حذف شده، ستون گذاری و ستون ها با تیرهای رابط به یکدیگر وصل شده اند؛ این قسمت حذف شده جزئی از سازه ی اصلی محسوب می شود که فقط برای آن سقف اجرا نشده است که در اصطلاح به آن بازشو اطلاق می شود. توضیحات فوق را می توان این‌چنین جمع

بندی کرد که بازشو و پس رفتگی در ظاهر شبیه یکدیگر هستند با این تفاوت که در بازشوها تیرهای رابطی وجود دارد که گوشه های بازشو را به اسکلت سازه متصل و از پارگی گوشه های داخلی پلان سبز رنگ در حین زلزله جلوگیری می کند.

اکنون که با تفاوت پس رفتگی و بازشو آشنا شدیم، می توان گفت بر اساس تعریف نامنظمی هندسی، کنترل این نامظمی فقط برای پس رفتگی های پلان (و نه بازشوها) لازم است. برای بازشو ها، کنترل دیگری به نام کنترل نامنظمی دیافراگم وجود دارد که در بخش های بعدی مقاله به آن خواهیم پرداخت.



شکل ۴ پلان یک ساختمان با وجود بازشو و پس رفتگی

آیا وجود بالکن باعث ایجاد نامنظمی در پلان می‌شود؟

اگر بالکن موردنظر در اثر عقب روی دیوارهای پیرامونی ساختمان و در داخل پلان سازه تعبیه شده باشد و بخشی از آن روی ستون بنا شده باشد (شکل۴-الف) می‌توان کف بالکن را جزئی از دیافراگم پلان و به صورت یک سقف یکپارچه در نظر گرفت و بند نامنظمی هندسی آیین نامه را برای آن چک کرد. اگر بالکن مورد نظر در خارج از دیوارهای پیرامونی

سازه و به صورت کنسولی (طره‌ای) اجرا شده باشد (شکل۴-ب)، آن را جزئی از پلان سازه در نظر نگرفته و ضابطه‌ی نامنظمی هندسی را برای پلان فاقد بالکن کنترل می کنیم.

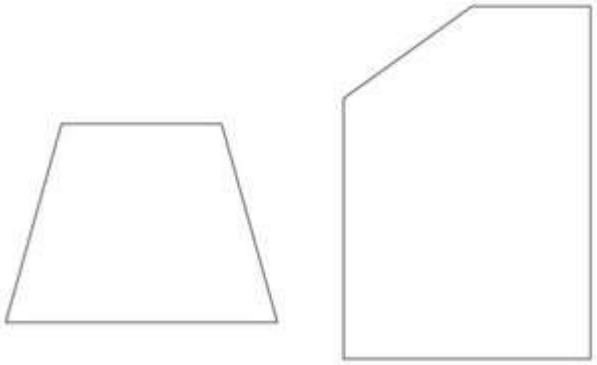
الف- بالکن که زیر آن ستون اجراشده است ب – بالکن که به‌صورت طره اجراشده است

شکل ۵

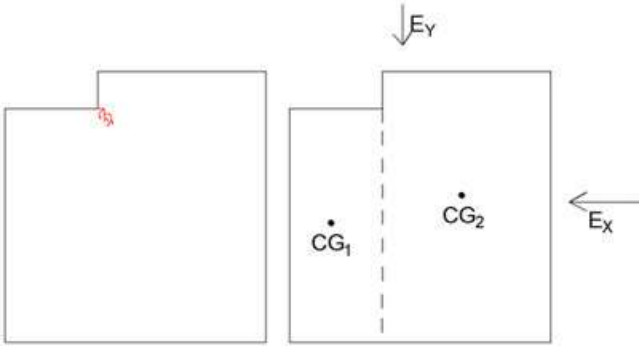
آیا ایجاد پخ در پلان سازه می تواند باعث نامنظمی هندسی شود ؟

در برخی موارد قطعه زمین ساختمان مستطیل شکل نباشد، پلان سازه به تبع آن غیر مستطیلی یا اصطلاحاً قناص می‌شود و یا بنا به صلاح دید مهندس معمار یا محاسب سازه، قسمتی از پلان به صورت مورب (پَخ شده) اجرا خواهد شد (شکل۶). در چنین شرایطی برای کنترل نامنظمی هندسی پلان، بایستی دقت نمود که در متن آیین نامه ۲۸۰۰، پس رفتگی را هم زمان در دو جهت تعریف می‌کند و این یعنی باید در پلان، گوشه داخلی ایجاد شود. اگر علمی تر به این موضوع بپردازیم همان طور که قبلاً هم اشاره شده، زمانی که در یک پلان پس رفتگی داریم و این پس رفتگی ایجاد نامنظمی کند، گوشه ی داخلی ایجاد شده ناشی از پس رفتگی هنگام وقوع زلزله استعداد پارگی دارد. (شکل۷) علت این امر این است که به علت پس رفتگی همان طور که در شکل الف مشاهده می شود ساختمان را می توان از گوشه داخلی ایجاد شده دو قسمت متصور شد که جرم و مرکز جرم متفاوتی دارند. هنگام وقوع زلزله به دلیل جرم متفاوت این دو قسمت، زمان تناوب آن ها هم متفاوت

خواهد بود و این یعنی ممکن است زمانی که یک قسمت در حرکت رفت باشد قسمت دیگر در حرکت برگشت خود باشد و این امر باعث گسیختگی گوشه مشترک آن ها شود. اما در پلان های پخ یا قناص، این مسئله وجود ندارد یعنی گوشه داخلی ایجاد نمی‌شود که تمرکز تنشی هنگام وقوع زلزله داشته باشیم. بنابراین با این توضیحات نتیجه می‌گیریم که قسمت قناص یا پخ دار پلان شامل بررسی نامنظمی هندسی نشده و این قسمت از پلان منظم فرض می‌شود.



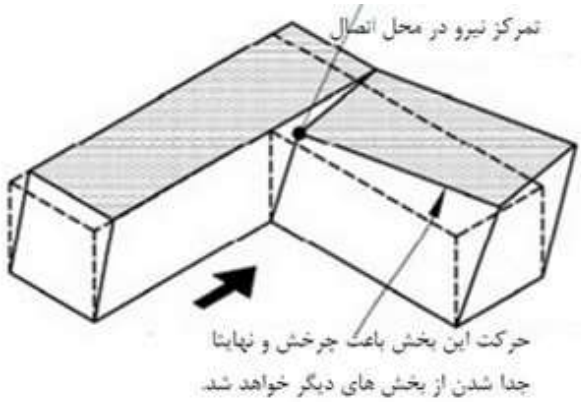
شکل ۶ پلان ساختمان که دارای پخ می‌باشد

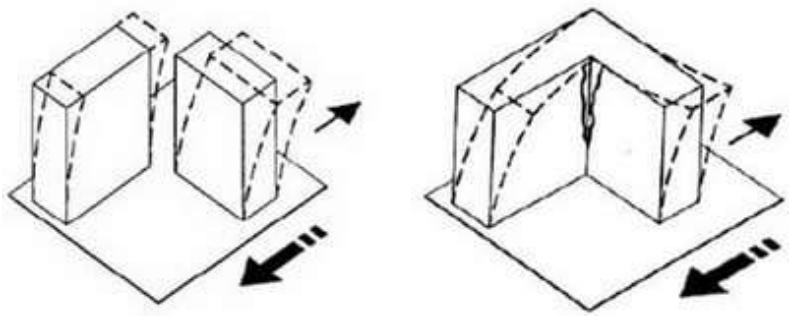


شکل۷ گسیختگی ساختمان نامنظم در پلان در گوشه داخلی پلان

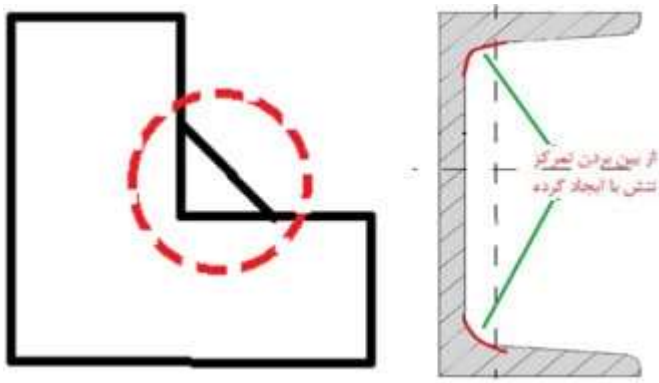
راهکاری که می‌توان برای ساختمان هایی که دارای پس رفتگی بزرگ هستند و نامنظم هندسی تلقی می‌شوند، ارائه داد تا منظم شمرده شوند، ایجاد درز انقطاع در محل گوشه داخلی پس رفتگی است، بطوری که سازه ی اولیه به سازه منظم کوچک تر تبدیل شود

(شکل۸). روش دیگر برای رفع نامنظمی در این پلان ها، تعبیه تمهیداتی در گوشه ی داخلی پس رفتگی است که از تمرکز تنش جلوگیری شود. برای این کار می‌توان دو وجه سازه در گوشه‌ی مذکور را با استفاده از تیرهای رابط به یکدیگر بدوزیم فلسفه‌ی این کار مانند گُرده (ماهیچه) ی ایجاد شده در محل اتصال جان به بال در مقاطع فولادی I شکل یا ناودانی نورد شده است که تمرکز تنش در گوشه ها را کاهش می‌دهد (شکل۹.)





شکل ۸ ایجاد درز انقطاع برای جدایی ساختمان نامنظم L شکل و جلوگیری از تمرکز تنش موضعی



شکل ۹ ایجاد پخ در گوشه پس‌رفتگی برای کاهش تمرکز تنش

رده بندی آثار تخریبی برخی از اشکال هندسی نامنظم در پلان

نوع نامنظمی در پلان	شکل سازه	رده آسیب پذیری	نوع و محل خرابی
	جعبه‌ای	1	چنانچه طرح متقارن رعایت گردد آسیب به حداقل می‌رسد
	مستطیلی	4-2	تفاوت در طول و عرض موجب تفاوت در مقاومت، تغییر شکل مختلف و واژگونی احتمالی می‌گردد.
	گوشه خیابان	3-2	نامتقارنی موجب پیچش و بوجود آمدن خرابی در گوشه‌ها می‌گردد.
	U شکل	10-5	نامتقارنی موجب پیچش و بوجود آمدن خرابی در گوشه‌ها می‌گردد
	حیاط مرکزی	3	وجود فضای خالی در مرکز موجب کاهش مقاومت و بوجود آمدن خرابی و آسیب در نواحی گوشه می‌گردد.
	L شکل	8	نامتقارنی موجب پیچش و بوجود آمدن خرابی در گوشه‌ها می‌گردد
	H شکل	7-5	تغییرات سختی راستاهای مختلف باعث ایجاد خرابی در گوشه‌های تقاطعی می‌گردد
	پلان مختلط	10-8	نامتقارنی و تغییرات سختی در راستاهای مختلف موجب ایجاد پیچش و خرابی و آسیب در محل‌ها تقاطع می‌گردد.

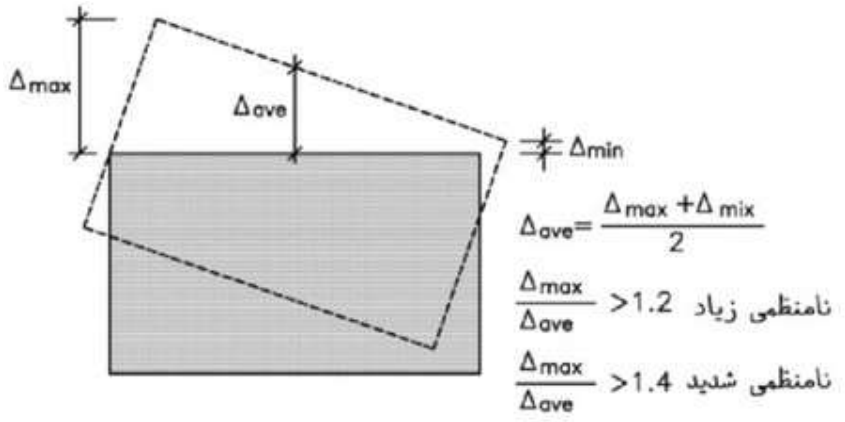
شکل ۱۰

ب–نامنظمی پیچشی

برای تشخیص نامنظمی پیچشی در پلان ساختمان نیاز به تحلیل و طراحی سازه و استفاده از نتایج مربوط به تغییر مکان های دیافراگم سازه داریم. در واقع تشخیص این نوع نامنظمی یک نوع کنترل بعد از طراحی نهایی سازه می باشد؛ لذا قبل از تحلیل و طراحی سازه فرض ما بر منظم بودن پیچشی سازه می‌باشد.

نحوه ی کنترل نامنظمی پیچشی در ایتبس

چنانچه پس از تحلیل و طراحی سازه از نتایج خروجی ایتبس، حداکثر تغییر مکان نسبی سقف هر طبقه را (Δ_{max}) برای هر دو جهت قرائت و با میانگین تغییر مکان نسبی ($\Delta_{ave}=\frac{\Delta_{max}+\Delta_{min}}{2}$) در دو انتهای ساختمان برای هر دو جهت مقایسه کنیم و متوجه شویم که $\Delta_{max} > ۱,۲ \Delta_{ave}$ است؛ در این صورت پلان ما دچار نامنظمی پیچشی زیاد و اگر $\Delta_{max} > ۱,٤\Delta_{ave}$ یعنی پلان ما دچار نامنظمی پیچشی شدید می‌باشد. دقت شود که اگر شروط فوق حداقل در یک جهت هم باشد، پلان نامنظم پیچشی شمرده می شود.



شکل ۱۱ نامنظمی پیچشی پلان

بنابراین اگر پلان طبقه با بررسی بند نامنظمی پیچشی، نامنظم زیاد یا شدید پیچشی باشد، آیین نامه ضوابطی سخت گیرانه ای را برای این‌گونه پلان ها در نظر گرفته است که بیشتر جنبه جریمه دارند. برای تشریح این جریمه ها لازم است با تعدادی از ضرایب و تعاریف که در ادامه بیان می‌شود، آشنا شویم.

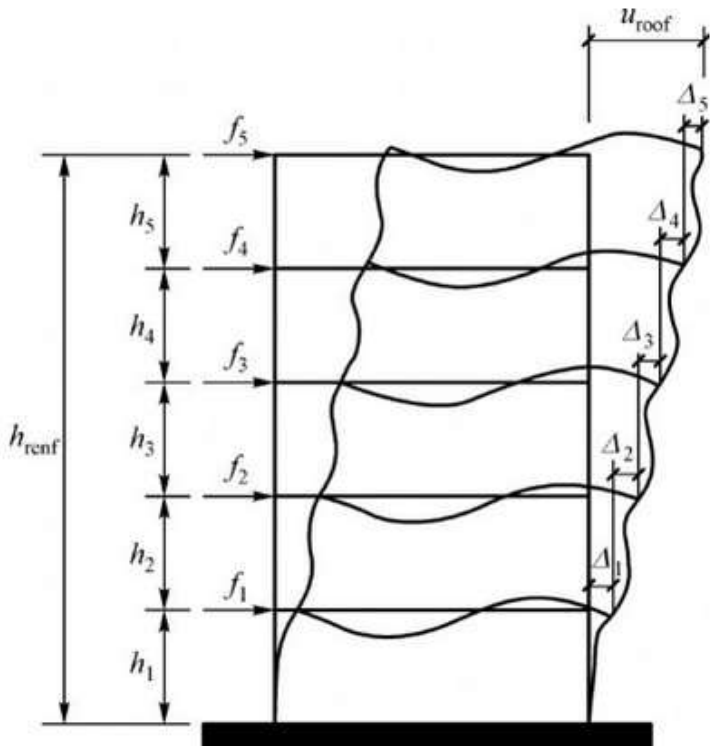
ضریب بزرگنمایی پیچشی: Aj

ضریب بزرگنمایی پیچشی(Aj) ، جریمه آیین نامه ۲۸۰۰ برای پلان های نامنظم پیچشی است. این مقدار در برون مرکزی اتفاقی پلان ضرب می شود و این باعث افزایش لنگر پیچشی طبقه می شود. در ادامه مفهوم برون مرکزی اتفاقی آورده شده است. توجه شود که جا به جایی هایی که برای محاسبه این فرمول استفاده می‌شود جا به جایی های مطلق طبقه است نه جا به جایی نسبی آن ها.

$$1 < A_j = (\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}})^2 < 3$$

منظور از تغییر مکان نسبی سقف چیست؟

همان طور که از اسم آن پیداست منظور تغییر مکان آن طبقه نسبت به طبقه پایینی خود می باشد. یعنی به عنوان مثال تغییر مکان نسبی طبقه آخر برابر تغییر مکان مطلق بام منهای تغییر مکان مطلق طبقه پایین بام ($\Delta_{۰}$) و یا تغییر مکان نسبی طبقه اول همان تغییر مکان مطلق طبقه اول ($\Delta_{۱}$) می‌باشد U_{roof}).جابه‌جایی مطلق بام



شکل ۱۲ نمایش تغییر مکان های نسبی طبقات

برون مرکزی اتفاقی چیست؟

اگر در یک پلان ساختمان توزیع جرم یکنواخت نباشد مرکز جرم بر روی مرکز سطح منطبق نخواهد بود. حال اگر سیستم های باربر پلان (مهاربندها، دیوار برشی یا دیوارهای باربر) طوری در قاب های ساختمان قرارگرفته باشند که مرکز سختی آن ها با مرکز سطح پلان منطبق نباشد در این صورت ممکن است مرکز جرم و مرکز سختی بر روی همدیگر قرار نگیرند و این اختلاف یک لنگر پیچشی اضافی در پلان اعمال می‌کند. به این فاصله (فاصله مرکز جرم و مرکز سختی) برون مرکزی اتفاقی می‌گویند. که البته آیین نامه ۲۸۰۰ جهت اطمینان بیشتر، حداقل آن را ۵ درصد بعد ساختمان در آن جهت می‌داند. علت این حداقل آیین نامه‌ای این است که حتی اگر مرکز جرم و سختی منطبق باشند این احتمال وجود که در حین اجرای ساختمان یا حتی بعد از اجرای آن مشکلاتی ممکن است پیش آید

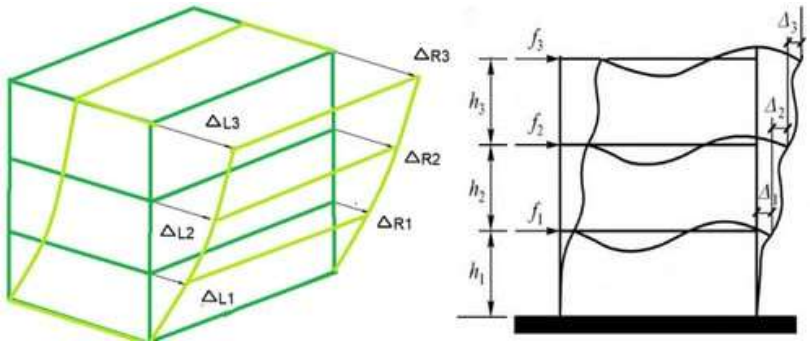
که بین مرکز جرم و سختی ساختمان فاصله ایجاد شود مثل خراب شدن قسمت از ستون های یک قاب خمشی (مرکز سختی جابه جا می‌شود) یا جابه جا شدن دیوارهای جداکننده جهت تغییر کاربری (مرکز جرم جابه جا می‌شود) و اتفاقاتی از این قبیل که باعث می شود آیین نامه ۲۸۰۰ لنگر پیچشی اضافی (ناشی از برون مرکزی اتفاقی) را جهت اطمینان برای ساختمان در نظر بگیرد.

نامنظمی های پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم های کف ها صلب و یا نیمه صلب هستند(بند ب و پ ۳-۸-۱ آیین‌نامه ۲۸۰۰) کاربرد پیدا می‌کند (در ساختمان های رایج امروزی از سقف های عرشه فولادی و تیرچه و بلوک و دال بتنی و... استفاده می‌شود که می‌توان آن ها را جزو دیافراگم صلب در نظر گرفت.

در ادامه مثالی آورده شده که درک این بند آیین نامه را راحت تر خواهد کرد. در شکل زیر جابه جایی مطلق سه طبقه سازه تحت اثر نیرو های جانبی وارده بر طبقات محاسبه شده و به شرح زیر می‌باشد. می‌خواهیم بررسی کنیم برای پلان و جا به جا به‌جایی در جهت x پلان طبقات شرایط نامنظمی را دارند یا خیر؟ و در صورت نامنظمی جریمه آیین نامه ۲۸۰۰ چگونه خواهد بود. دقت شود که این مثال صرفاً برای آموزش می‌باشد و فقط در یک جهت بررسی می‌شود. در صورتی که در جهت y هم باید شرایط سنجیده شود و بعد در مورد نامنظمی پلان اظهار نظر کنیم. بنابراین در مثال تنها نامنظمی در جهت x بررسی می‌شود.

$L_{1x} = ۲,۵۴ \text{ cm}$; $\Delta_{L2x} = ۲,۹ \text{ cm}$; $\Delta_{L3x} = ۳ \text{ cm}\Delta$

$R_{1x} = ۱,۰۹ \text{ cm}$; $\Delta_{R2x} = ۱,۹۸ \text{ cm}$; $\Delta_{R3x} = ۱,۹۹ \text{ cm}\Delta$



شکل ۱۳ نمایش جابه جایی مطلق طبقات در انتهای پلان

وضعیت	$\frac{\delta_{1x-max}}{\delta_{1x-ave}}$	میانگین جابه‌جای نسبی طبقه اول	حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقه اول	جابه‌جایی نسبی طبقه اول	جابه‌جایی مطلق
نامنظم پیچشی زیاد	$=\frac{2.54}{1.,815}$ $=1.399$ >1.2	$\delta_{1x-ave}=\frac{\delta_{1x-max}+\delta_{1x-min}}{2}=1.815$	$\delta_{1x-max}=2.54\ cm$	$\delta_{L1x}=\Delta_{L1x}-0=2.54\ cm$	$\Delta_{L1x}=2.54cm$
				$\delta_{R1x}=\Delta_{R1x}-0=1.09\ cm$	$\Delta_{R1x}=1.09\ cm$

وضعیت	$\frac{\delta_{2x-max}}{\delta_{2x-ave}}$	میانگین جابه‌جای نسبی طبقه دوم	حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقه دوم	جابه‌جایی نسبی طبقه دوم	جابه‌جایی مطلق
نامنظم پیچشی شدید	$=\frac{0.89}{0.625}$ $=1.424$ >1.4	$\delta_{2x-ave}=\frac{\delta_{2x-max}+\delta_{2x-min}}{2}=0.625$	$\delta_{2x-max}=0.89\ cm$	$\delta_{L2x}=\Delta_{L2x}-\Delta_{L1x}=2.9-2.54=0.36\ cm$	$\Delta_{L2x}=2.9cm$
				$\delta_{L2x}=\Delta_{R2x}-\Delta_{R1x}=1.98-1.09=0.89\ cm$	$\Delta_{R2x}=1.98\ cm$

وضعیت	$\frac{\delta_{3x-max}}{\delta_{3x-ave}}$	میانگین جابه‌جای نسبی طبقه سوم	حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقه سوم	جابه‌جایی نسبی طبقه سوم	جابه‌جایی مطلق
منظم	$=\frac{0.1}{0.1}$ $=1<1.2$	$\delta_{3x-ave}=\frac{\delta_{3x-max}+\delta_{3x-min}}{2}=0.1$	$\delta_{3x-max}=0.1\ cm$	$\delta_{L3x}=\Delta_{L3x}-\Delta_{L2x}=3-2.9=0.1\ cm$	$\Delta_{L3x}=3\ cm$
				$\delta_{L3x}=\Delta_{R3x}-\Delta_{R2x}=1.99-1.98=0.1\ cm$	$\Delta_{R3x}=1.99\ cm$

از نتایج جدول فوق پیداست که طبقات اول و دوم مشمول جریمه‌ی ضریب بزرگنمایی پیچشی می‌شوند. مقدار این ضریب برابر است با:

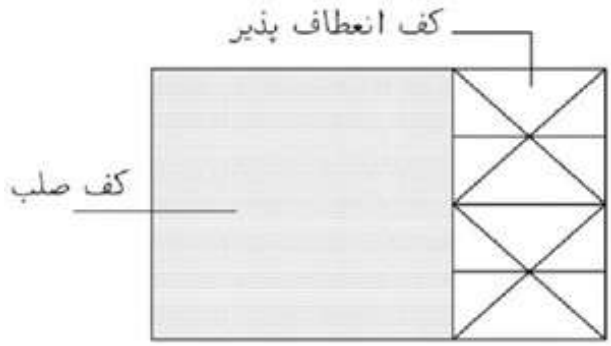
$A_{j1} = \left(\frac{\Delta_{max1}}{1.2\Delta_{ave1}}\right)^2$	$= \left(\frac{2.54}{1.2 \times 1.815}\right)^2 = 1.36 > 1$
$A_{j2} = \left(\frac{\Delta_{max2}}{1.2\Delta_{ave2}}\right)^2$	$= \left(\frac{2.9}{1.2 \times \frac{2.9+1.98}{2}}\right)^2 = 0.98 = 1$

بنابراین برون مرکزی اتفاقی در طبقه اول باید ۳۶ درصد افزایش پیدا کند. یعنی باید در طبقه اول علاوه بر ۵ درصد برون مرکزی اتفاقی ۳۶ درصد دیگر به آن اضافه شود یا برون مرکزی اتفاقی را در ۱.۳۶ ضرب کنیم (۵*۱.۳۶).

پ – نامنظمی دیافراگم

در استاندارد های لرزه ای به سقف های سازه به عنوان دیافراگم در نظر گرفته شده و به سه دسته‌ی صلب، نیمه صلب و انعطاف پذیر تقسیم می‌شود. در مواردی که تغییر ناگهانی در مساحت دیافراگم (مثلاً برای ایجاد نورگیر های بزرگ در سقف مراکز تجاری مثل شکل ۱۴) داشته باشیم به این معنا که مجموع سطح بازشوها به میزان ۵۰ درصد بیشتر از سطح کل دیافراگم باشد و یا تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم (شکل ۱۵) داشته باشیم به این معنا که سختی آن به میزان ۵۰ درصد بیشتر از سختی طبقات مجاور باشد، پلان طبقه شامل این نوع نامنظمی خواهد شد؟ در واقع چنانچه یک دیافراگم از دو قسمت دیافراگم سخت و انعطاف پذیر تشکیل شده یا به هم وصل شده باشند و اختلاف سختی آن ها بیش از ۵۰ درصد باشد مشمول این نوع نامنظمی می باشد.

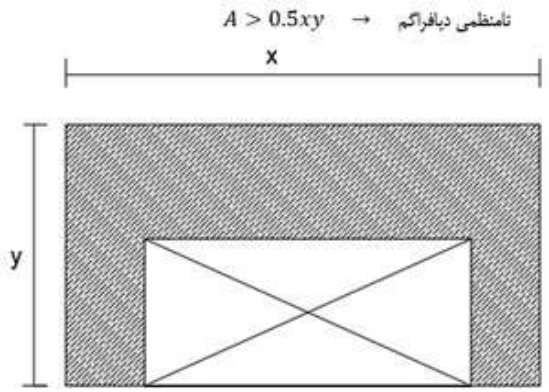
شکل۱۴ وجود نورگیرهای بزرگ در مراکز تجاری که می‌تواند نامنظمی در دیافراگم را به همراه داشته باشد



شکل ۱۵ نامنظمی در دیافراگم به علت تغییر ناگهانی سختی

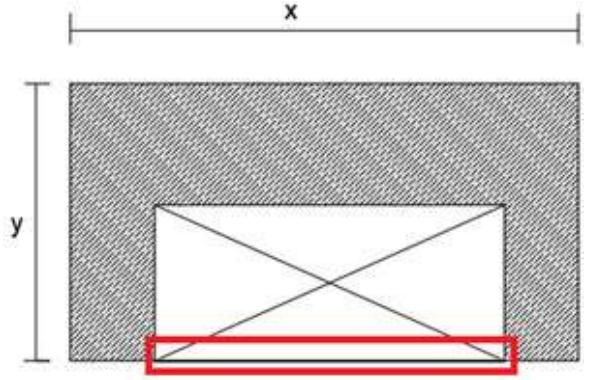
بازشو در دیافراگم

در غالب پلان های ساختمان، مهندسین معمار مجبور به در نظر گرفتن بازشو در دیافراگم برای آسانسور، راه پله، نورگیرها و داکت های تأسیساتی می‌باشد. این بازشوها در پلان ساختمان های مسکونی معمولاً درصد کمی از مساحت پلان را به خود اختصاص می‌دهند ولی در برخی موارد خاص مانند مراکز تجاری و تفریحی، برای تأمین نور طبیعی و زیبایی بصری، نورگیرهای بزرگی در سازه تعبیه می‌شود. در صورتی مجموع مساحت این بازشو های پلان بیش از ۵۰ درصد مساحت پلان را به خود اختصاص دهند، شامل نامنظمی در دیافراگم می‌شوند(شکل۱۶). در شکل زیر اگر مساحت بازشو پلان A باشد در این صورت:



شکل ۱۶ وجود نورگیر در پلان به عنوان بازشو

در شکل۱۷ به این نکته دقت شود در قسمت پایین دیافراگم همان طور که مشخص شده تیر اجرا شده بنابراین نورگیر جزو بازشو محسوب می‌شود (به دلیل اجرای تیر، بازشو جزو پلان محسوب می‌شوند) و باید از این بند نامنظمی پلان چک شود. اگر تیر اجرا نشده بود باید از ضوابط بند نامنظمی هندسی آیین نامه ۲۸۰۰ در مورد نامنظمی آن تصمیم گرفت. زیرا در این صورت پس رفتگی پلان محسوب می‌شود.



شکل ۱۷ بازشو در دیافراگم

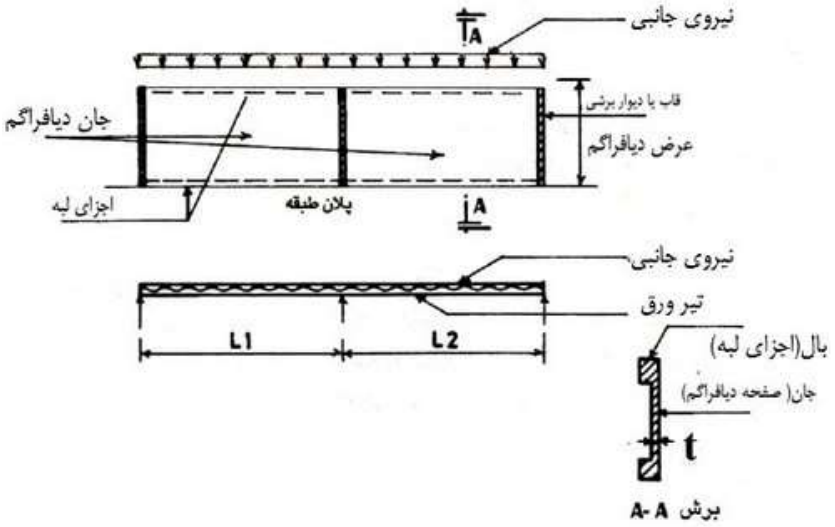
برای اینکه بدانیم پلان یک طبقه شامل نامنظمی دیافراگم می‌باشد، باید سختی دیافراگم سازه را داشته باشیم. محاسبه سختی دیافراگم در سازه باید از طریق نرم افزار انجام گیرد که نرم افزار ایتبس این کار را می‌کند. برای این کار می‌توان سازه را با دیافراگم مدل کرد و

در طبقه ای که می‌خواهیم سختی دیافراگم را محاسبه کنیم نیروی فرضی مثل ۱۰۰ تن را وارد کنیم و بعد از تحلیل سازه توسط نرم افزار میزان جا به جایی ماکزیمم مرکز جرم در راستای نیرو را محاسبه کنیم و بر نیروی ۱۰۰ تن تقسیم کنیم تا سختی دیافراگم محاسبه شود.

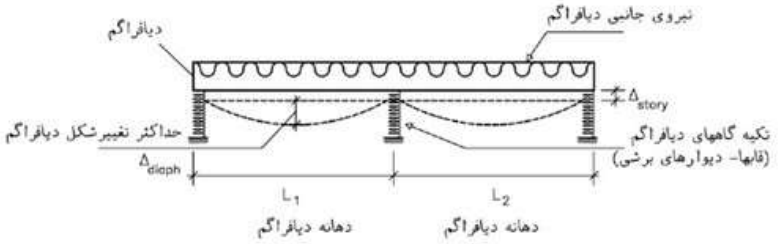
برای درک بهتر سختی یک دیافراگم در مقابل نیروهای جانبی فرض کنید مطابق شکل زیر یک تیر ورق می‌باشد که روی تکیه‌گاه های خود که همان اجزا باربر قائم جانبی (قاب های خمشی، مهاربندها و دیوارهای برشی) می باشد، قرار دارد. جان تیر ورق همان صفحه افقی دیافراگم می باشد و بال های آن اجزای لبه دیافراگم می‌باشد. با توجه به اینکه که نسبت عرض دیافراگم به دهانه آن زیاد می‌باشد، می‌توان تیر ورق را به عنوان تیر عمیق در نظر گرفت. بنابراین برای محاسبه سختی دیافراگم با این شبیه سازی می‌توان از علم تحلیل سازه برای محاسبه سختی آن استفاده کرد. در اینجا برای اینکه از بحث اصلی دور نشویم خلاصه محاسبات سختی دیافراگم را آورده ایم. برای محاسبه تغییر شکل دیافراگم باید دو تغییر شکل خمشی و برشی در نظر گرفته شود که علت استفاده از تغییر شکل برشی عمیق بودن دیافراگم می‌باشد.

$$\Delta = \Delta_f + \Delta_v$$

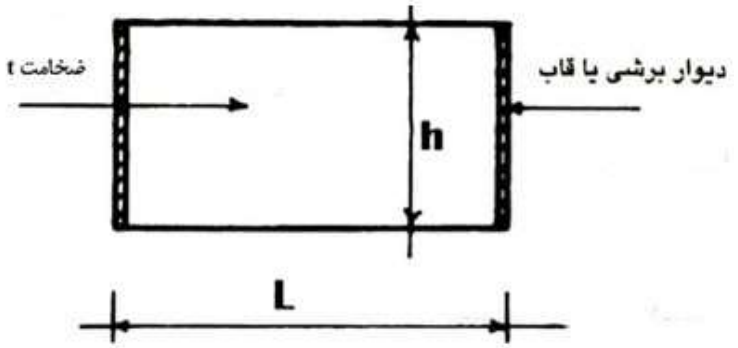
$$\Delta_f = \frac{5wl^4}{384EI} \quad , \quad \Delta_v = \frac{\alpha w l^2}{8AG} \quad , \quad I = \frac{th^3}{12}$$



شکل۱۸ مدلسازی دیافراگم به یک تیرورق



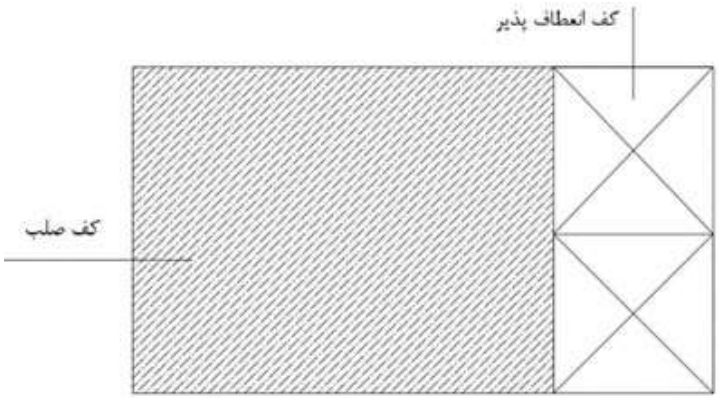
شکل۱۹ تغییر شکل دیافراگم مدل شده تحت اثر نیروهای جانبی



شکل۲۰ مقطع دیافراگم

از آنجاکه جان تیر ورق سهم بزرگی در کنترل تغییر شکل خمشی تیر ورق دارد؛ لذا اگر بازشوی بزرگی در دیافراگم (جان تیر ورق) وجود داشته باشد، این مسئله باعث افت سختی جان تیر ورق (به علت کم شدن ممان اینرسی مقطع (و درنتیجه افزایش تغییر شکل آن می‌شود که همین امر منجر به تأکید آیین نامه ۲۸۰۰ روی این مسئله شده و آن را بی نظمی در دیافراگم تلقی می‌کند.

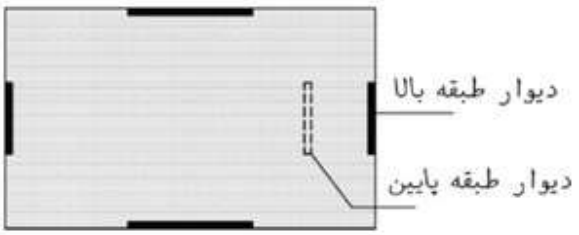
در شکل زیر سقفی را مشاهده می‌کنیم که در یک قسمت سقف صلب می‌باشد (مثل سقف دال بتنی) و در قسمت دیگر سقف به عنوان سقف انعطاف‌پذیر(مثل سقف های شیروانی) عمل می‌کند. اگر در این سقف سختی کف صلب بیشتر از دو برابر سختی کف انعطاف پذیر شود، شامل نامنظمی در دیافراگم می‌شود. ذکر این نکته ضروری است که در ساختمان های رایج شهری به ندرت به این مورد از نامنظمی برخورد می‌کنیم؛ زیرا این نوع نامنظمی نیاز به یک پلان خاص برای یک کاربری خاص دارد که به عنوان مثال اگر همین پلان شکل زیر در قسمت کف انعطاف پذیر از شیشه روی مهاربند های افقی به عنوان کف طبقه آخر یک ساختمان خاص استفاده کرده باشند شامل این نوع نامنظمی خواهد بود.



شکل ۲۱ پلان ساختمان شامل دو قسمت صلب و انعطاف‌پذیر

ت – نامنظمی خارج از صفحه

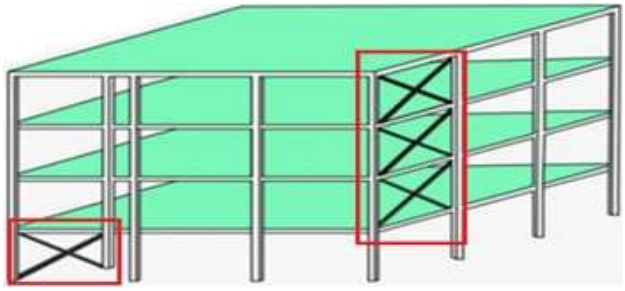
اگر در یک پلان در سیستم باربر جانبی، انقطاعی در مسیر انتقال نیروی جانبی (مانند تغییر صفحه‌ی باربری) حداقل در یکی از اجزای باربر جانبی در طبقات، وجود داشته باشد، در این صورت پلان شامل نامنظمی خارج از صفحه خواهد شد.



شکل ۲۲ نامنظمی خارج از صفحه به دلیل انقطاع در مسیر دیوار برشی

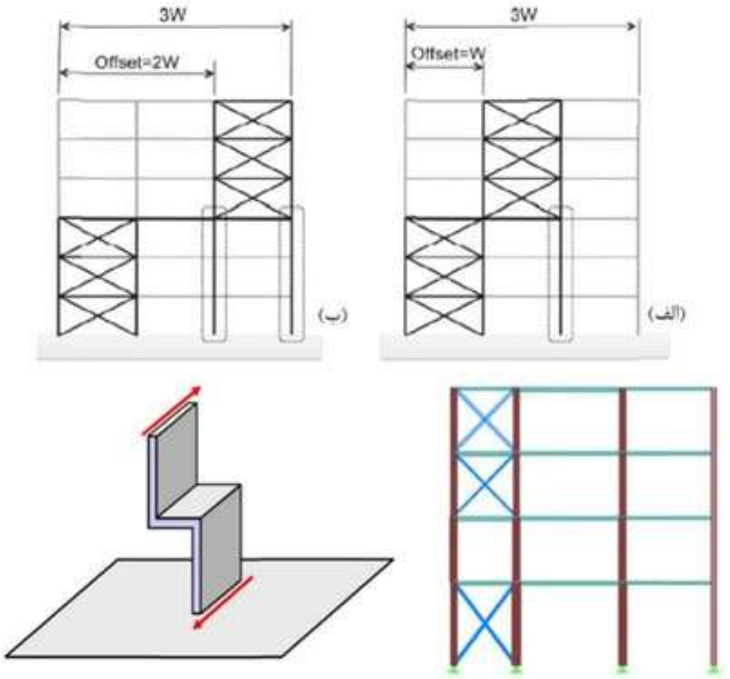
به بیان ساده تر اگر در یک ساختمان مهاربندی شده یا دیوار برشی در یک دهانه از قاب ساختمان به دلایل معماری (مثلاً تغییر کاربری طبقات مختلف ساختمان) در طبقات، امتداد پیدا نکند و مهاربند یا دیوار برشی به قابی به موازات قاب قبلی انتقال داده شده باشد(شکل۲۳)، در این صورت در مسیر انتقال بار اختلال ایجاد می‌شود و بعضی از اجزا سازه باید نیروهایی را تحمل کنند که برای آن ها طراحی نشده اند. به عنوان مثال همان

طور که در شکل مشاهده می‌شود در قاب دهانه انتهایی ساختمان دیوار برشی طبقه پایین در راستای دیوار برشی طبقه بالا نیست و انقطاع ایجاد شده است.



شکل ۲۳ نامنظمی خارج از صفحه به دلیل انقطاع در مسیر مهاربند یا دیوار برشی

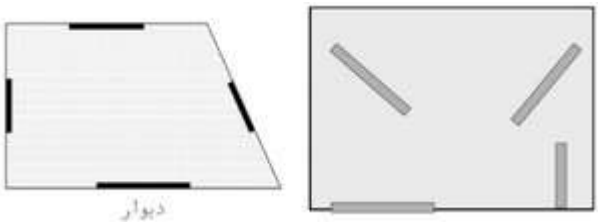
لازم است به این نکته اشاره شود که اگر در یک دهانه از یک قاب مهاربندی شده یا دیوار برشی در یک طبقه به دهانه مجاور در همان قاب (به دلایلی مثل تعبیه بازشو در آن طبقه) انتقال یافته باشد، این مورد جزو نامنظمی خارج از صفحه محسوب نمی‌شود بلکه این نامنظمی شامل قسمت پ بند ۱-۷-۲ آیین نامه ۲۸۰۰، نامنظمی قطع سیستم بابر جانبی، می شود؛ زیرا سیستم باربر جانبی در مسیر نیروی زلزله در همان قاب اولیه‌ی خود بوده و فقط به دهانه‌ی دیگری منتقل شده است. این در حالی است که در نامنظمی خارج از صفحه، سیستم باربر جانبی در دو قاب مستقل از هم قرار دارند. (شکل ۲۴).



شکل ۲۴ شکل بالا: نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی – شکل پایین: نامنظمی خارج از صفحه

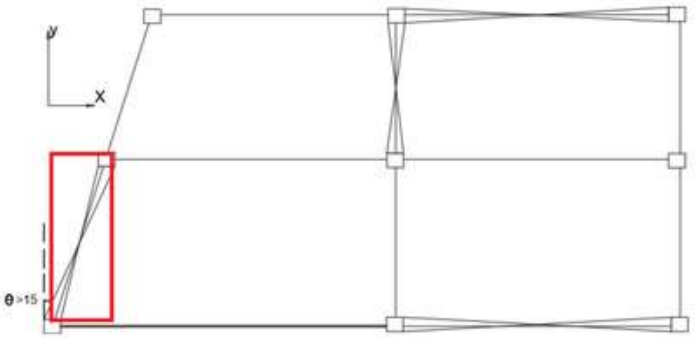
ث – نامنظمی سیستم های غیر موازی

اگر اعضای باربر جانبیِ قائم (دیوار برشی، مهاربند و تیر و ستون‌ها در قاب های خمشی) به موازات محورهای اصلی ساختمان (محورهایی که پلان ساختمان بر اساس آن ها ترسیم می‌شود و اعضای اصلی سازه‌ای مثل تیر و ستون در راستای آن ها قرار می‌گیرند) نباشند، پلان جزو این نوع نامنظمی شمرده می‌شود. به عنوان مثال در شکل ۲۵ مهاربند ضلع غربی در راستای محورهای اصلی ساختمان (X , Y) نیست، بنابراین این پلان نامنظم شمرده می‌شود.



شکل ۲۵ نامنظمی سیستم های غیر موازی

اینکه سیستم باربر جانبی قائم حداکثر تا چه زاویه ای می‌تواند از راستای اصلی سازه منحرف شود،در آیین نامه ۲۸۰۰ اشاره نشده است ولی در وحدت رویه نظام مهندسی تهران برای زاویه بیشتر از ۱۵ درجه (شکل۲۶)، مشمول این نوع نامنظمی می‌شود.



شکل ۲۶ زاویه کمتر از ۱۵ درجه عنصر مقاوم جانبی با محور اصلی و منظم بودن در پلان

توجه شود که وجود این نوع نامنظمی در توزیع نیروهای ناشی از زلزله بین عناصر مقاوم جانبی و شکل مود های ساختمان اثرات قابل توجهی دارد، بنابراین توصیه می‌گردد در صورت ایجاد این نوع نامنظمی در ساختمان با هر تعداد طبقه، از تحلیل دینامیکی استفاده شود.

محدودیت های آیین نامه‌ای برای منظم بودن یا نبودن پلان سازه

درصورتی‌که نتوانیم با تغییرات در پلان ساختمان قبل از اجرا یا اعضای اسکلت ساختمان نامنظمی های موجود در آیین نامه ۲۸۰۰ را بر طرف کنیم، آیین نامه جریمه و محدودیت هایی را برای سازه در نظر می‌گیرد که ملزم به رعایت آن‌ها هستیم.

- طبق بند ۱-۷-۳ آیین نامه ۲۸۰۰ احداث ساختمان های با نامنظمی از نوع شدید پیچشی در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر، تنها بر روی زمین‌های نوع I و II و IIIمجاز است.
- طبق بند ۳-۱-۴ آیین نامه ۲۸۰۰، در ساختمان های نامنظم پیچشی باید قاعد ۱۰۰-۳۰ برای همه اعضا رعایت شود.
- محدودیت استفاده از روش تحلیل سازه: طبق بند ۳-۲-۱ آیین نامه ۲۸۰۰ ساختمان ها را می‌توان به روش های مختلف تحلیل کرد. اگر تحلیل و طراحی سازه ما به روش استاتیکی معادل (روش عرف طراحی اکثر ساختمان ها) باشد و پس از تحلیل و طراحی متوجه شویم که سازه نامنظم زیاد یا شدید پیچشی است باید سازه را به روش تحلیل دینامیکی یک بار دیگر تحلیل و طراحی کنیم.
- طبق جدول ۳-۴ آیین نامه ۲۸۰۰ چنانچه ساختمانی دارای نامنظم پیچشی شدید در پلان نباشد، ارتفاع مجاز در سیستم قاب ساختمانی با دیوار برشی بتن آرمه ویژه، با مهاربند های واگرای ویژه یا با مهاربند همگرای ویژه، می‌تواند از ۵۰ به ۷۵ متر افزایش داشته باشد.
- اگر پس از تحلیل و طراحی متوجه شدیم ساختمان از نظر پیچشی نامنظم می باشد آیین نامه ۲۸۰۰ بندی را به عنوان جریمه (یکی از همان جرائمی که در مقدمه بحث به آن اشاره شد) در نظر گرفته (بند ۳-۳-۷-۳) که به این صورت است که باید مقدار برون مرکزی اتفاقی در تراز آن طبقه، در ضریب $A_j = (\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}})^2$ ضرب شود و این یعنی باید لنگر پیچشی بیشتری را برای تراز آن طبقه لحاظ کنیم.

- طبق بند ۳-۸-۷ در سازه هایی که نامنظم در پلان به لحاظ هندسی و یا دیافراگم و یا خارج از صفحه هستند، نیروی طراحی اتصالات دیافراگم به اجزای قائم اجزای جمع کننده، باید ۲۵ درصد افزایش یابد.
- طبق بند ۳-۴-۱-۴ آیین نامه ۲۸۰۰، در ساختمان هایی که نامنظم شدید پیچشی هستند، در همپایه سازی برش پایه استاتیکی به دینامیکی مقدار بازتاب ها باید با ۱۰۰ درصد شوند و در ساختمان هایی که نامنظم زیاد پیچشی هستند، مقدار بازتاب ها باید با ۹۰ درصد برش پایه استاتیکی به دینامیکی هم پایه شوند.
- طبق بند ۳-۵-۴ آیین نامه ۲۸۰۰، در ساختمان های نامنظم پیچشی، کنترل دریفت با توجه به اختلاف تغییر مکان های جانبی کف بالا و پایین طبقه، در امتداد محورهای کناری قرار می‌گیرند. (نه در مرکز جرم). یعنی باید تغییر مکان های مطلق کف ها را در گوشه پلان (نه مرکز جرم پلان) محاسبه کرده و سپس تغییر مکان نسبی طبقه مورد نظر و از آنجا دریفت طبقه را محاسبه کنیم.
- طبق بند ۳-۹ آیین نامه ۲۸۰۰ چنانچه سازه ای مشمول نامنظمی پلان از نوع خارج از صفحه شود، و دیوار یا ستون تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کند، ستون، تیرها، خرپا یا کف هایی که این اعضا (دیوار، ستون و...) را تحمل می‌کنند، باید برای بارهای محوری اعضا ادامه نیافته تحت اثر نیروی زلزله تشدید یافته $E\Omega_0$ طراحی شوند. اتصالات اعضای ادامه نیافته به سازه نگه دارنده باید قادر به تحمل بارهایی که این اعضا باید منتقل کنند، باشند.

آثار نامنظمی در پلان و تمهیدات آن

آنچه که در این مقاله به آن پرداخته شد، بررسی و کنترل انواع نامنظمی های پلان ساختمان بود که برخی از آن ها قبل و برخی بعد از طراحی سازه کنترل شوند. هرکدام از نامنظمی ها جرایم و محدودیت هایی از جانب آیین نامه به همراه دارد. بنابراین برای فرار از این جرایم آیین نامه ای یا حداقل کردن آن باید به فکر راه چاره ای بود که در جدول زیر برای هرکدام از این نامنظمی ها تمهیداتی ارائه شده است.

شرایط نامنظمی	شماره بند	اثرات	تمهیدات
نامنظمی هندسی در پلان	۲-۱-۱	تمرکز نیرو در دیافراگم	• کنترل دقیق دیافراگم • نیاز به بررسی درجه نامعینی (احتمالا ρ=1.2)
نامنظمی پیچشی	۲-۱-۲	تغییر شکل زیاد اعضای گوشه ساختمان	• تحلیل دینامیکی • نیاز به بررسی درجه نامعینی (احتمالا ρ=1.2) • افزایش پیچش اتفاقی
نامنظمی در دیافراگم	۲-۱-۳	تمرکز نیرو در دیافراگم	• کنترل دقیق دیافراگم • نیاز به بررسی درجه نامعینی (احتمالا ρ=1.2)
نامنظمی در دیافراگم	۲-۱-۳	تمرکز نیرو در دیافراگم	• کنترل دقیق دیافراگم • نیاز به بررسی درجه نامعینی (احتمالا ρ=1.2)
نامنظمی خارج از صفحه	۲-۱-۴	تمرکز نیرو در دیافراگم	• کنترل دقیق دیافراگم • نیاز به بررسی درجه نامعینی (احتمالا ρ=1.2)

۲- نامنظمی پیچشی

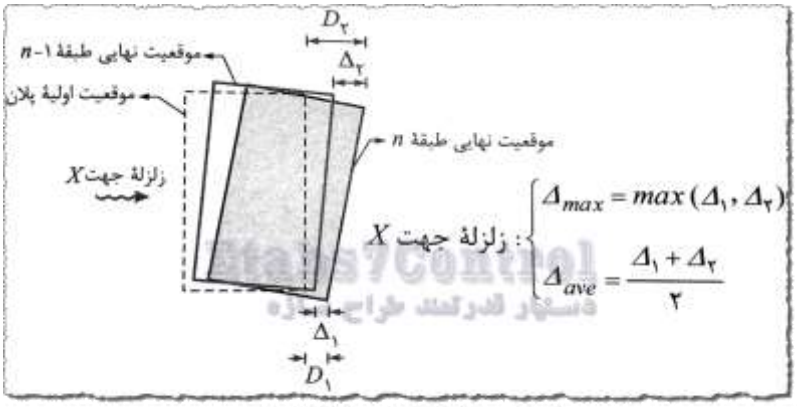
برای تشخیص نامنظمی پیچشی در پلان ساختمان نیاز به تحلیل و طراحی سازه و استفاده از نتایج مربوط به تغییر مکان های دیافراگم سازه داریم. زیرا قبل از تحلیل و طراحی سازه فرض ما بر منظم بودن پیچشی سازه می‌باشد. اگر حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان از ۲۰ درصد متوسط تغییر مکان نسبی در دو انتهای ساختمان بزرگتر باشد باعث نامنظمی پیچشی می شود. نامنظمی پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم کف ها صلب و یا نیمه صلب است کاربرد دارد. برای محاسبه نامنظمی پیچشی برای زلزله در جهت X از تغییر مکان های جانبی نسبی در راستای X و در جهت Y از تغییر مکان های جانبی در راستای Y استفاده می کنیم. اگر در یکی از جهات X و Y سازه نامنظم پیچشی باشد در مجموع سازه نامنظم پیچشی به شمار می آید.

کنترل نامنظمی پیچشی ساختمان یکی از کنترل های مهم سازه است که می تواند بر فرضیات طراحی تاثیرگذار باشد. به همین دلیل باید قبل از نهایی شدن طرح سازه، این کنترل انجام شود. آیین نامه ۲۸۰۰ برای محاسبه و کنترل نامنظمی پیچشی ضابطه تعیین کرده است و محدودیت هایی در نظر گرفته است. در ادامه بعد از بررسی فلسفه نامنظمی پیچشی و ملاحظات مربوطه، به کنترل نامنظمی پیچشی در ایتبس خواهیم پرداخت.

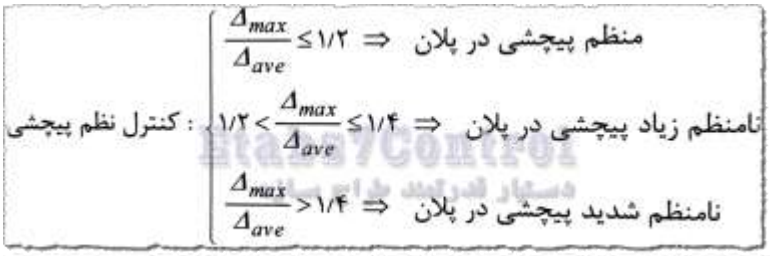
نکته ۱: مطابق بند ۱-۷-۱-ب استاندارد ۲۸۰۰ ، در مواردی که حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه در یک انتها، با احتساب پیچش تصادفی در ساختمان و با منظور کردن $Aj = ۱$، بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییر مکان نسبی طبقه در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد، در این موارد نامنظمی زیاد پیچشی و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظم شدید پیچشی توصیف می شود.

فرض آیین نامه ۲۸۰۰ در بند مذکور این است که، اگر در پلان پیچش زیادی ایجاد نشود، جابجایی حداکثر ایجاد شده در پلان، اختلاف زیادی با جابجایی متوسط آن ندارد. از طرفی اگر پیچش ایجاد شده در پلان زیاد باشد، پلان چرخش زیادی داشته و اختلاف بین تغییر مکان حداکثر و متوسط زیاد خواهد شد.

دو تصویر زیر مفهوم کامل و دقیق نامنظمی پیچشی و محدودیت هایی که آیین نامه ها برای آن در نظر گرفته اند را نشان می دهند:



نحوه تعیین Δave و Δmax جهت کنترل نظم پیچشی



کنترل نظم پیچشی

شکل ۲۷

نکته ۲: کنترل نامنظمی پیچشی ساختمان برای هر دو جهت X و Y انجام می شود و بدترین حالت بدست آمده ملاک عمل قرار خواهد گرفت. برای مثال اگر ساختمان در یک جهت منظم پیچشی باشد ولی در جهت دیگر نامنظم شدید پیچشی باشد، ساختمان در مجموع نامنظم شدید پیچشی خواهد بود.

این نامنظمی در طراحی نقش تعیین کننده ای خواهد داشت.

در حالتی که نتوان با تغییر مشخصات سازه، نامنظمی پیچشی را تعدیل کرد و یا از بین برد، آیین نامه ۲۸۰۰ جریمه ها و ملاحظاتی را برای ساختمانهای نامنظم پیچشی در نظر گرفته است که باید رعایت شوند.

۷مورد از مهمترین ملاحظات در کنترل نامنظمی پیچشی عبارتند از

۱. طبق بند ۳-۱-۴ آیین نامه ۲۸۰۰، در ساختمان های نامنظم پیچشی قاعده ۳۰-۱۰۰ باید برای همه اعضاء لحاظ شود.

۲. طبق بند ۳-۲-۲ آیین نامه ۲۸۰۰، در ساختمان های نامنظم پیچشی بالای ۳ طبقه، حتماً باید از روش های دینامیکی برای تحلیل سازه استفاده شود.

۳. طبق بند ۳-۳-۲-۲ آیین نامه ۲۸۰۰، در ساختمان های نامنظم پیچشی صرفاً باید از بند (ب) این ضابطه برای تعیین درجه نامعینی استفاده کرد.

۴. طبق بند ۳-۳-۷-۳ آیین نامه ۲۸۰۰، در ساختمان های نامنظم پیچشی برون مرکزیت اتفاقی باید با استفاده از ضریب بزرگ نمایی A_j تشدید شود:

$$A_j = (D_{max}/۱٫۲D_{ave})^۲ \qquad ۱\leq A_j\leq ۳$$

پارامترهای D_{max} و D_{ave} به ترتیب برابر مقادیر حداکثر و میانگین تغییر مکان های جانبی مطلق دو انتهای ساختمان در طبقه j ام می باشند.

۵. طبق بند ۳-۴-۱-۴ استاندارد ۲۸۰۰، در ساختمان هایی که نامنظمی شدید پیچشی دارند، مقادیر بازتاب ها باید با ۱۰۰ درصد برش پایه استاتیکی به دینامیکی همپایه

شوند. و در ساختمان هایی که شامل نامنظمی زیاد پیچشی می شوند، مقادیر بازتاب ها باید با ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی به دینامیکی همپایه شوند.

۶. طبق بند ۳-۵-۴ آیین نامه ۲۸۰۰، در ساختمان های نامنظم پیچشی، کنترل دریفت با توجه به اختلاف تغییر مکان های جانبی کف های بالا و پایین طبقه، در امتداد محورهای کناری انجام می گیرد.(نه در مرکز جرم)

۷. توجه داشته باشید که برای بدست آوردن پاسخ صحیح در کنترل نامنظمی پیچشی، حتماً باید از تحلیل استاتیکی استفاده کرد و تحلیل دینامیکی در این مورد پاسخ های نادرست خواهد داد.

نکته ۳ :ذکر این نکته ضروری است که برخلاف ضریب بزرگ نمایی که از تغییر مکان متوسط و حداکثر "مطلق" استفاده می کند، در کنترل نامنظمی پیچشی، از تغییر مکان های متوسط و حداکثر "نسبی" استفاده می شود.

۳- نامنظمی در دیافراگم

در استانداردهای لرزه ای، سقف سااختمان ها با واژه دیافراگم شناخته می شود. آیین نامه ها با کنترل ضوابطی دیافراگم ها را به سه دسته دیافراگم صلب، دیافراگم نیمه صلب و دیافراگم انعطاف پذیر دسته بندی می کنند. به طور کلی دیافراگم نقش توزیع کننده نیروهای جانبی وارد بر ساختمان بین المان های باربر جانبی سازه را بر عهده دارد و نامناسب بودن ویژگی های دیافراگم نظیر زیاد بودن مساحت بازشوها یا تغییرات زیاد در سختی دیافراگم، می تواند موجب نامنظمی در پلان ساختمان شود. براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، کنترل ویژگی های دیافراگم در بحث نامنظمی به صورت زیر انجام می شود:

بازشو در دیافراگم

اگر مجموع سطح بازشو در یک طبقه بیشتر از ۵۰ درصد مساحت کل دیافراگم باشد، سازه در پلان نامنظم می باشد. اگر تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم هر طبقه، بیشتر از ۵۰ درصد سختی دیافراگم در طبقات مجاور باشد، سازه در پلان نامنظم است. منظور از سختی دیافراگم در بحث نامنظمی، سختی درون صفحه ای دیافراگم می باشد که البته در حالت کلی روش صریحی برای تعیین آن وجود ندارد.

نامنظمی خارج از صفحه

در مواردی که در سیستم باربر جانبی انقطاعی در مسیر انتقال نیروی جانبی وجود داشته باشد (مانند تغییر صفحه حداقل یکی از اجزای باربر جانبی طبقات)، نامنظمی خارج از صفحه در پلان رخ داده است. در این حالت دیافراگم آسیب پذیر شده و عملکرد نامطلوبی را در پی خواهد داشت.

نامنظمی سیستم های غیرموازی

یکی دیگر از انواع نامنظمی در سازه ها، نامنظمی سیستم های غیرموازی می باشد. درطراحی سازه حالت مطلوب اکس بندی، اکس های موازی می باشند چراکه باعث می شود نیروی زلزله توسط قابی که در همان راستا قرار دارد تحمل شود. چنانچه آکسی در سازه غیرموازی باشد به این معناست که نیروی زلزله را در هر دوجهت تحمل می کند که خوشایند نیست به همین دلیل سازه نامنظم می باشد. واحد کنترل نقشه نظام مهندسی تهران مرز بین این نامنظمی و منظمی را به ۱۵ درجه محدود کرده است.

نامنظمی هندسی در ارتفاع

در یک ساختمان چند طبقه، طبقات پایین تر نیروی برشی بیشتری از زلزله را باید تحمل کنند و برای این منظور، معمولا اعضای سازه در طبقات پایین قوی تر از طبقات بالاتر خود هستند. مهندسین عمران گاهی اوقات به عنوان یک راهکار، تعداد دهانه های مهاربندی را

در طبقات پایین افزایش می دهند که این موضوع خود می تواند عاملی برای ایجاد نامنظمی در ارتفاع سازه باشد. براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ اگر ابعاد افقی باربر جانبی در هر طبقه بیشتر از ۱۳۰ درصد آن در طبقات مجاور (بالا و پایین) باشد، ساختمان در ارتفاع نامنظمی هندسی دارد.

نامنظمی جرمی در ارتفاع

ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ بیان می کند در مواردی که جرم هر طبقه بیشتر از ۵۰ درصد با جرم طبقات مجاور (بالا و پایین) اختلاف داشته باشد، ساختمان نامنظم جرمی است. در این کنترل، طبقات بام و خرپشته مستثنی هستند.

نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع

نامنظمی قطع سیستم های باربر جانبی مفهومی است که در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ اضافه شده و در ویرایش سوم این استاندارد مورد توجه نبوده است. براساس مراجع مهندسی زلزله، در مواردی که در یک قاب از سازه اجزای باربر را در همان قاب از یک دهانه باشد، سازه عملکرد نامنظم در ارتفاع دارد.

نامنظمی در سختی جانبی

گاهی اوقات در سازه ها به دلایل معماری یا فنی، در یک طبقه مشخص از چند مهاربند موجود در دهانه ها یکی را حذف کرده و یا دیوارهای برشی یک طبقه بازشویی ایجاد می کنند. این موضوع سبب می شود که سختی آن طبقه نسبت به طبقات بالای خود کاهش چشمگیری داشته باشد. آیین نامه ها نسبت به این موضوع حساس تر بوده و آن را یکی از دلایل ایجاد نامنظمی در ارتفاع سازه می دانند. عملا چنانچه سختی تمام طبقات یک ساختمان توزیع مناسبی داشته باشد، تغییرمکان ساختمان تحت اثر نیروی زلزله تقریبا به طور مساوی بین طبقات آن توزیع می شود و در صورت کاهش موضعی سختی جانبی در یک طبقه، تغییر مکان نسبتا زیادی در آن طبقه مشخص مشاهده می شود. در این حالت نیروهای نسبتا زیادی در اعضا و اتصالات مربوط به طبقه مذکور ایجاد می گردد که

می تواند آثار مخربی داشته باشد. براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ باید کنترلی بر روی میزان تغییر سختی طبقات سازه انجام شود که مطابق با آن، اگر سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی های جانبی سه طبقه روی خود باشد، آن طبقه باعث ایجاد نامنظمی در ارتفاع شده و در نتیجه کل ساختمان در ارتفاع نامنظم می باشد. طبقه ای که باعث نامنظمی سختی در ارتفاع می شود، اصطلاحا طبقه نرم نام دارد. به طور کلی طبقه نرم یا خیلی نرم یکی از مواردی است که در هنگام زلزله، سازه را بسیار آسیب پذیر می کند. همچنین یکی دیگر از موارد رایجی که باعث می شود طبقه نرم در طبقه همکف ساختمان ایجاد شود آن است که دیوارهای پیرامونی ساختمان که در طبقات بالایی وجود داشته و به سازه تکیه کرده اند و باعث افزایش سختی آن طبقات می شوند، به دلایل معماری در طبقه همکف حذف شده و باعث کاهش ناگهانی سختی آن نسبت به طبقات بالایی شوند.

نامنظمی در مقاومت جانبی

مقاومت یک طبقه بیانگر حداکثر نیرویی است که آن طبقه قبل از ناپایدار شدن تحمل کند. به طور کلی تعیین مقدار دقیق مقاومت یک طبقه نیازمند انجام تحلیل های غیر خطی است زیرا نحوه ناپایدار شدن طبقه از ابتدا قابل پیش بینی نمی باشد، با این حال بعضا روابطی تقریبی در کتب مرجع فولاد و بتن برای تعیین مقاومت یک طبقه ارائه می شود. نکته ای که باید به آن توجه داشته باشیم این است که عواملی مانند ایجاد بازشو در دیوارهای برشی و حذف مهاربند در طبقه که در بحث نامنظمی در سختی به آن اشاره کردیم، می تواند باعث کاهش مقاومت در سازه نیز بشود. البته توجه کنید که به دلیل تفاوت مفهوم سختی و مقاومت، به طور کلی میزان تغییر در سختی و مقاومت در این حالت ها با یکدیگر متفاوت است. آیین نامه ها نسبت به کاهش مقاومت در طبقات سازه نیز مشابه کاهش سختی، حساس بوده و آن را یکی از مصادیق ایجاد نامنظمی در ارتفاع سازه می دانند. براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ باید کاهش مقاومت در طبقات سازه کنترل شود که مطابق آن اگر مقاومت جانبی طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد، آن

طبقه باعث ایجاد نامنظمی در ارتفاع شده و در نتیجه کل ساختمان در ارتفاع نا منظم می شود.

منبع

آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم

یکی از متداول ترین روش ها برای مقابله با نیروهای جانبی در سازه های فولادی غیر بلند استفاده از مهاربند است. قاب های فولادی برای آن که بتوانند در برابر بارهای جانبی وارده مقاومت مطلوبی از خود نشان دهند به طور کلی به ۴ دسته ی اصلی تقسیم میشوند(۱).

- قاب خمشی[۱]
- قاب مهاربندی هم محور [۲]
- قاب مهاربندی برون محور[۳]
- قاب مهاربند زانویی[۴]

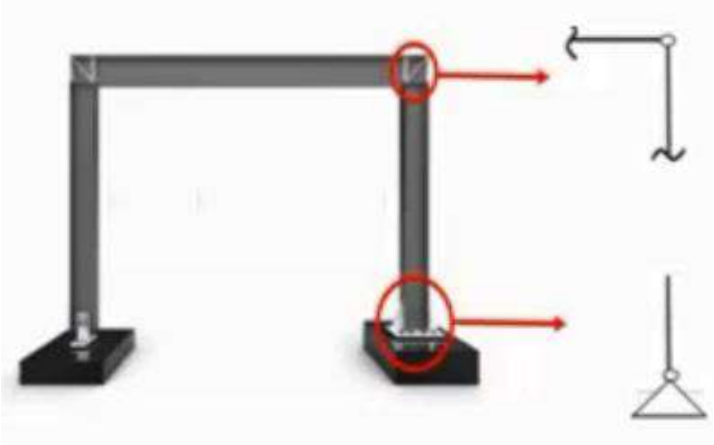
سیستم قاب خمشی دارای کمترین سختی و مقاومت می باشد. اگرچه سیستم قاب خمشی یک سیستم با استهلاک انرژی بسیار بالا است، اما اعضای آن باید با مقاطع بزرگ غیر اقتصادی طراحی شوند. علاوه بر این، تأمین ملاحظات مربوط به شکل پذیری ویژه در اتصالات این سیستم، مخصوصا در اتصالات جوشی با مشکلاتی همراه است. در شکل ۲۸ و ۲۹ میتوانیم نمونه ای از قاب خمشی و قاب ساده ساختمانی را مشاهده کنیم.

[۱] Moment Resisting Frame

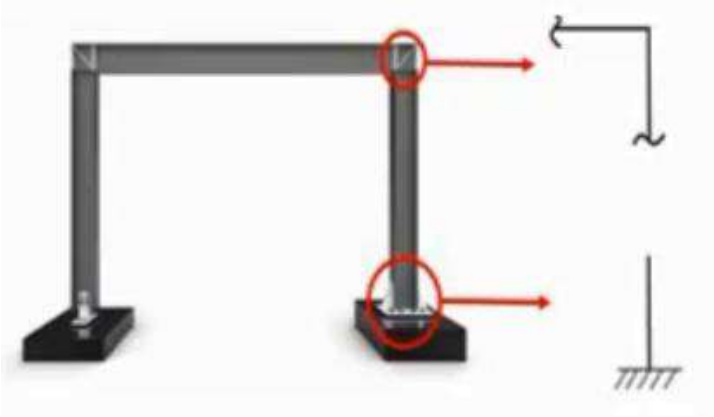
[۲] Centric Bracing Frame

[۳] Eccentric Bracing Frame

[۴] Knee Bracing Frame



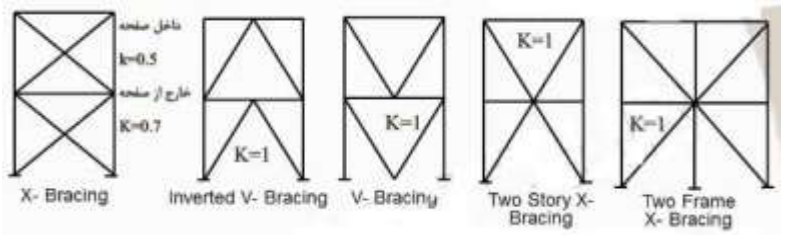
شکل ۲۸: قاب ساده ساختمانی



شکل ۲۹: قاب خمشی ساختمانی

مهاربندها به شکل های گوناگونی اجرا می شوند. پیکربندی سیستم های مهاربندی عموما از دو نوع هم مرکز (هم محور) یا خارج از مرکز (برون محور) است. مهاربندهای هم مرکز سختی سازه را نسبت به قاب خمشی معادل به شدت افزایش داده و تغییر مکان جانبی سازه را محدود می نمایند. در سیستم مهاربندی هم محور، مهاربندها از محل تقاطع تیر و ستون عبور می نمایند و در بعضی از فرمهای این نوع مهاربندی، محور دو مهاربند در یک نقطه مشترک بر روی تیر با هم تلاقی می کنند. این سیستم دارای سختی جانبی بسیار بالایی

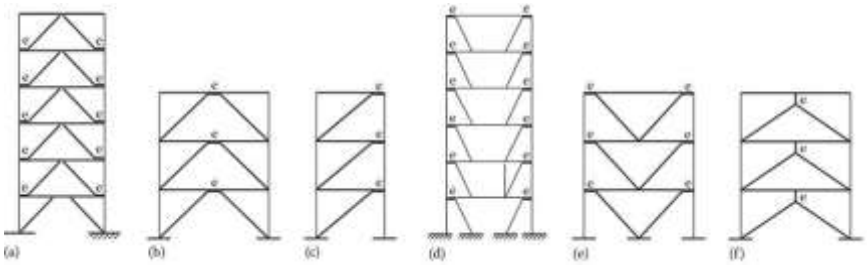
بوده و به این علت که نیروهای جانبی توسط اعضاء به صورت محوری منتقل می شوند، سیستمی اقتصادی هستند. مهاربندی هم محور علی رغم سختی بالا و مناسب و نیز سهولت طراحی و اجرا دارای اشکالاتی هم است. مهمترین این اشکالات از لحاظ معماری ایجاد محدودیت برای اجرای دربها و پنجره ها و از نظر سازهای کمانش مهاربندها است. کمانش مهاربندها منجر به شکل پذیری کم و ظرفیت کم اتلاف انرژی می شود. در شکل ۳۰ میتوانیم انواع پیکربندی های متعارف برای قاب مهاربندی هم محور را مشاهده کنیم.



شکل ۳۰: انواع متعارف قاب مهاربند هم مرکز

برای غلبه بر اشکالات موجود، قاب مهاربندی شده برون محور پیشنهاد شد. در این طرح به جای برخورد مهاربند به محل اتصال تیر و ستون یا تقاطع محورهای دو مهاربند در یک نقطه، با ایجاد یک انحراف، مهاربند به تیر متصل می شود. قسمتی از تیر که بین تیر و ستون یا بین دو مهاربند قرار می گیرد، تیر پیوند نامیده می شود و به صورت یک فیوز شکل پذیر عمل می نماید. در این سیستم تیر پیوند از وارد شدن نیروی بیش از حد به مهاربندها و کمانش آن جلوگیری می کند. تیر پیوند با تغییر شکل های پلاستیک در مود خمشی یا برشی، مقدار زیادی از انرژی وارد شده را مستهلک می نماید. سختی مناسب خاصیت عمده سیستم مهاربندی هم محور است. شکل پذیری بالا نیز ویژگی عمده قاب خمشی است. در واقع می توان گفت که سیستم مهاربندی برون محور ترکیب کننده این دو ویژگی مهم است. همچنین در این نوع مهاربند، پیوندهای کوتاه با قابلیت تغییر شکل های پلاستیک در خمش یا برش دارای ظرفیت استهلاک انرژی بالایی هستند. در این سیستم حدود ۵ تا ۱۵ درصد از مصرف فولاد در مقایسه با قاب خمشی شکل پذیر کاسته می شود، اما به هر حال سیستمهای برون محور نیز دارای نقاط ضعفی هستند. برای نمونه می توان

گفت که استهلاک انرژی توسط تیر پیوند که بخشی از اعضای اصلی قاب است، انجام می شود که در نتیجه تعمیر یا تعویض آن بعد از یک زلزله شدید مشکل و پر هزینه خواهد بود. همچنین به منظور فعال کردن تیرهای پیوند، نیاز به اتصالات صلب در قاب است. از دیگر معایب این سیستم می توان به اعوجاج بیش از حد سقف در اثر تغییر شکل های زیاد تیرهای پیوند اشاره کرد. در شکل ۳۱ میتوان انواع پیکربندی های متعارف برای قاب مهاربندی برون محور را مشاهده کرد.



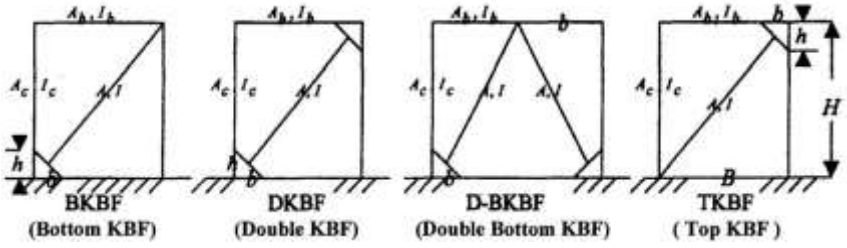
شکل ۳۱: انواع متعارف قاب مهاربند برون محور

ایرادات انواع مهاربندهای نام برده شده مهندسان را بر آن داشت که برای غلبه بر اشکالات موجود در قابهای خمشی و قابهای با مهاربندی هم مرکز و خارج از مرکز سیستم جدیدی را به نام قاب مهاربندی زانویی پیشنهاد کنند که تمام خصوصیات مناسب قاب های ذکر شده را دارا میباشند و دارای مشکلات انواع گذشته نمی باشند. سیستم قاب با مهاربندی زانویی KBF در سال ۱۹۸۶ توسط آقای پروفسور آریستیزابال اوچوا معرفی شد و سپس در سال های ۱۹۹۰، ۱۹۹۱ و ۱۹۹۴ توسط محققان دیگری تعریف دقیق تری از این سیستم ارائه شد. در سیستم قاب با مهاربند زانویی، برای اطمینان از شکل پذیری لازم، به جای اتصال برشی از یک عضو سازهای ثانویه (عضو زانویی)، استفاده می شود. عضو زانویی مانند یک فیوز شکل پذیری عمل می کند و تشکیل مفاصل پلاستیک محدود به آن است. در عین حال وجود مهاربند قطری، سبب ایجاد سختی جانبی قابل توجهی می شود. با تشکیل مفصل های پلاستیک در عضو زانویی، قسمتهای اصلی سازه ایمن و سالم باقی می ماند. در این حالت اصلاح و ترمیم سازه، به آسانی و با تعویض عضو زانوی صورت می پذیرد. همچنین این سیستم مشهورترین سیستم مهاربندی معرفی شده در سطح دنیا است. المان های قطری کششی با اتصالات ساده به نقطه وسطی المان زانویی شیبدار وصل می شوند و

این المان زانویی طوری طراحی می شود که در طی بارگذاری جانبی شدید، بدون آن که کاهش قابل ملاحظه ای را در سختی و مقاومت کل سیستم ایجاد کند، انرژی وارده را با تشکیل مناطق پلاستیک مستهلک کند. به این ترتیب المان های زانویی، نقشی مشابه لینکهای برشی در مهاربندی EBF بازی می کنند. المانهای قطری در یک طرح بهینه باید اولا در طول بارگذاری در محدوده الاسیتک باقی بمانند و دوما برای اجتناب از مشکلات پایداری و نیروهای خارج از صفحه ای بهتر است فقط به منظور حمل بار کششی طرح شوند. بنابراین در مناطق زلزله خیز شدید استفاده از KBF دوبل توصیه می شود. یکی از مهمترین ویژگی های رفتاری سیستم KBF

آن است که در زلزله های کوچک تامین سختی و مقابله با بارهای ارتعاشی توسط المان های قطری صورت می گیرد. در زلزله های شدید، با به میدان آمدن عناصر زانویی، ساز و کار استهلاک انرژی و تامین شکل پذیری به کار می افتد. به بیان دیگر این سیستم برای دو سطح نیروی ارتعاشی به شکل بسیار مناسب پاسخگو است.

همچنین در شکل ۳۲ میتوان انواع سیستم مهاربندی زانویی KBF را مشاهده نمود [۲].



شکل ۳۲: چهار نوع قاب خمشی با مهاربند زانویی KBF

در ادامه مقایسه ای بین سیستم KBF و سیستم EBF خواهیم داشت و به مزیت های سیستم مهاربند زانویی اشاره خواهیم کرد. - وضعیت قرارگیری دیاگرام سقف به طور معول در طراحیها فرض می شود در اثر بازهای جانبی، سقف به صورت صلب باقی خواهد ماند. با بررسی شکل هندسی و سیستم رفتاری مهاربند KBF مشاهده می شود که در مقایسه با سیستم EBF در این سیستم سقفها اعوجاج کمتری دارند. و همچنین ظرفیت استهلاک انرژی و شکل پذیری سیستم KBF عمدتا بیش از سیستم EBF است. علاوه بر آن

سیستم EBF با تسلیم المان زانویی به مرحله غیر خطی گذر می کند و حتی در بخش عمده ای از مرحله غیر خطی، رفتارش به گونه ای است که قاب اصلی تسلیم نشده و الاستیک باقی می ماند. -توانایی ترمیم با توجه به خصوصیات رفتاری مهاربند زانویی، پس از زلزله فقط عضو زانویی است که دچار تخریب می شود و قاب اصلی و بادبندهای قطری عمدتا در حالت الاستیک باقی می مانند. در نتیجه با تعویض و ترمیم زانو می توان سیستم را به سهولت به مرحله بهره برداری مجدد رسانید. به همین علت این سیستم به مهاربندی زانویی تعویض پذیر سختی مناسب تر و ظرفیت DKB که توسط جعفر راماجی و مفید(۲۰۱۲) که از یک عضو زانویی ۷ شکل تشکیل شده. متصل به دهانه میانه تیر و اعضای مهاربند، این سیستم به گونه ای عمل می کند که در طول بارگذاری جانبی، کمانش نکرده و شکل پذیری قاب توسط تشکیل مفصل پلاستیک در المان های زانویی صورت می گیرد. در واقع این نوع سیستم یک شکل بهینه ای از اعضای زانویی به شمار می رود و در مقایسه با سیستم HKB است. یک نوع جدیدی از مهاربند زانویی به نام HKB ترمیم پیوند، در بیشتر مواقع مستلزم تعویض کامل تیر اصلی است. تا کنون انواع سیستم های مهاربندی معرفی شد و برتری های هرنوع نسبت به دیگری عنوان شد. اما اکنون موضوع تحقیق در مورد نوع خاصی از مهاربندهای زانویی به نام EBF هم معروف است. در حالی که در سیستم (DKB) Disposable Knee Bracing

جذب انرژی بالاتری دارد. اما این نتایج مربوط به یک قاب تک طبقه بوده که توسط راماجی و همکاران بدست آمده از این رو نمی توان نتایج جامعه ای را برای کل قاب های چند طبقه و مقدار مقاومت این نوع مهاربند در برابر بارهای جانبی دانست. به همین دلیل برای برطرف نمودن ایراد وارده در این تحقیق مراحل زیر لحاظ شده است: ۱-استخراج شکل بهینه ای از اعضای مهاربند در محدوده تغییر شکل الاستیک ۲-با استفاده از روش ارزیابی FEMA P٦٩٥ به منظور دستیابی به رفتار غیر خطی قاب HKB و کمی سازی سه عامل عملکرد لرزه ای از قبیل: فاکتور اصلاح پاسخ (R)، فاکتور مقاومت زیاد(۲) و در آخر فاکتور تقویت انحرافی(Ca). در این تحقیق آنالیزهای خطی و غیرخطی قابها با کمک نرم افزار Opensees صورت می گیرد. نرم افزار قدرتمند Opensees که یکی از قوی ترین نرم افزارهای دنیا در ارتباط با این مسئله به حساب می آید. Opensees یک نرم افزار رایگان،

به روز، منبع باز، قابل اتصال به نرم افزار متلب، دارای موتور تحلیلی بسیار قوی و سریع در حوزهی رفتارهای غیرخطی سازه های مختلف است و همچنین خروجی های این نرم افزار در مقایسه با سایر نرم افزارهای دیگر از لحاظ حجم بسیار کمتر است. در این میان از تحلیل دینامیکی افزایشی و پوش اور به واسطه ی انتخاب ۷ شتاب نگاشت دور و نزدیک استفاده شده است. و نتایج مورد ارزیابی قرار گرفته است.

نوآوری تحقیق

تاکنون در موارد بسیاری بر روی نحوه ی عملکرد انواع گوناگون سیستمهای مهاربند در قاب های فولادی تحقیق شده است. اما بررسیها نشان می دهد که مطالعات به مراتب محدودتری روی سیستم های مهاربند HKB انجام شده و همچنین اثرات استفاده از این نوع مهاربندها که از تکنولوژی های جدید در حوزه مهندسی به شمار می رود نیز تاکنون در قاب های فولادی کوتاه و نامنظم در ارتفاع مورد بررسی قرار نگرفته و این مورد مهم ترین نوآوری تحقیق پیشنهادی است.

هدف از انجام تحقیق

اهدافی که در این تحقیق مدنظر است به دو بخش کلی تقسیم شده است. نخست آیا مهاربندهای از نوع HKB برتری هایی نسبت به مهاربندهای قبلی خود دارد. و مورد دوم آن است که این سیستم مهاربند که برای قاب فولادی تک طبقه نتایج مطلوبی را به همراه داشته است در قاب های فولادی چند طبقه هم نتایج مطلوبی ارائه میدهد. و مدلسازی که انجام شده است یک قاب فولادی ۵ طبقه کوتاه با نامنظمی در ارتفاع که دارای مهاربند HKB است که سازه تحت تأثیر تحت ۷ رکورد نزدیک به گسل و ۷ رکورد دور از گسل قرار گرفته است و بار دیگر یک سازه قاب خمشی بدون مهاربند تحت همین رکوردها قرار گرفته تا نتایج مقایسه شده و بررسی شود که آیا این مهاربندها تا چه میزان سازه را مقاوم تر خواهند کرد. همچنین با کمک کنترل لرزه ای می توان پاسخ های سازه مانند جابجایی، سرعت و لنگر نسبت به تحریک ورودی مثل زلزله را کم کرد و آن سازه را در برابر بارگذاری وارده ایمن تر ساخت.

فصـــل دوم

تاریخچه ی ارزیابی احتمالاتی خسارات لرزه ای و کاربرد

انواع سیستم های مهاربند برای قاب های فلزی

تاریخچه تحقیقات

در این فصل نخست به طور خلاصه تاریخچه ای از زلزله های بسیار مخرب که چه تلفات جانی و آسیب های اقتصادی به سازه ها وارد کرده اند، بررسی خواهد شد. و در نهایت مروری بر تحقیقاتی که تاکنون در مورد انواع سیستم های مهاربند شده است، انجام خواهد شد.

زلزله های مخرب

زلزله یک امر طبیعی است که هر چند سال یک بار به وقوع می پیوندد و همواره خسارات جانی و مالی فراوانی را به همراه دارد. طبق گزارش سالیانه آماری بلاهای
طبیعی در سال ۲۰۰۹، طی ۲۲ زلزله ۱۸۸۸ نفر کشته و ۳۰۲ میلیون نفر مصدوم گردیدند. خسارت مالی وارده نیز بیش از ۶.۲ بیلیون دلار آمریکا برآورد گردید. در سال ۲۰۱۰، طی ۲۵ زلزله ۲۲۶۷۳۵ نفر کشته و ۷.۲ میلیون نفر مصدوم گردیدند. اگر چه که تعداد زلزله ها در ۲۰ سال اخیر افزایش چشمگیری نداشتند اما آمار خسارات جانی و مالی افزایش چشمگیری داشته است. خسارات وارده بر سازه ها در حال افزایش است به طوری که در زلزله ی اخیر Haiti در سال ۲۰۱۰ که با بزرگای ۷ ریشتری رخ داد باعث خرابی سازه های بسیاری شد. از میان زمین لرزه هایی که تا کنون به وقوع پیوسته می توان به موارد، سن فرناندو ، لوما پریتا کو نورتریج در ایالات متحده و زلزله کوبه و نیگاتاه در ژاپن اشاره کرد. این موارد، مهم ترین زمین لرزه هایی به شمار می روند که اثرات تخریبی آنها بر سازه ها قابل توجه بوده است. از این رو بررسی آسیبها و خرابی های ایجاد شده در سازه های این کشورها طی این زلزله ها آموزنده خواهد بود [۳]

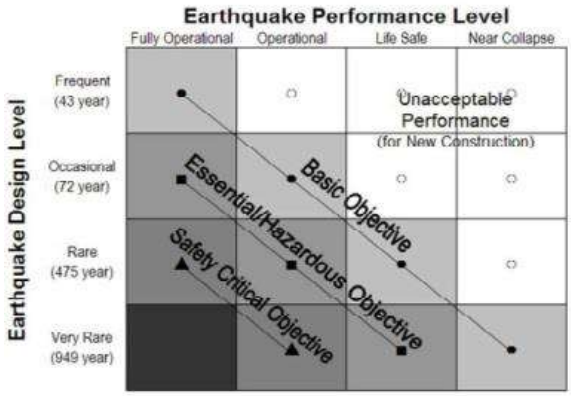
گسلش سطحی، جابجایی یا گسیختگی در سطح زمین و در راستای گسل ها است که در اثر رخ دادن زلزله های با بزرگی بیش از ۵.۵ ریشتر) ایجاد می شوند. از آنجایی که جابجایی گسل در هنگام زلزله، تأثیر ویرانگری بر سازه هایی که بر روی آن احداث شده است، دارد، توجه به خطرات مربوط از متغیرهای برنامه ریزی گسترش شهری در مناطق لرزه خیزی به

شمار می آید که نمونه هایی از آن در قوانین تدوین شده در برخی از ایالات لرزه خیز آمریکا آمده است. مقررات پهنه بندی گسلها در سال ۱۹۷۲ برای اولین بار در کالیفرنیا با هدف کاهش خطر گسلش سطحی با راهنمایی برنامه ریزان شهری و شهرداری در تعیین کاربری زمین ها و کارشناسان علوم تدوین شد. در سال ۱۹۷۵ نقشه های پهنه های مطالعات ویژه تهیه شدند و تا سال ۲۰۰۷ این مقررات چندین مرتبه مورد ویرایش قرار گرفتند. در دستورالعمل های این مقررات روش های مناسب انجام بررسیهای محلی و قالب استاندارد گزارشها ارائه شده که منجر به کاهش هزینه ی مطالعات و زمان بازبینی شده است.

مشخصات تعدادی از زلزله های مخرب

زلزله نیگاتا ژاپن (۱۹۶۴) به دلیل پدیده روانگرایی خاک خسارات متعددی به سازهها، وارد کرده است. زلزله سن فرناندو آمریکا (۱۹۷۱) زمین لرزه ای به بزرگی ۶.۶ ریشتر، تخریب قابل توجهی را برجای گذاشت. و منجر به تجدید نظرهای فراوانی در طراحی سازه ها شد. همچنین زلزلهی نورتریج آمریکا (۱۹۹۴) که اگرچه به بزرگی۶.۶ ریشتر بود اما دلیل اصلی ویرانی بیش از حد آن، مدت طولانی (حدود ۲۰ ثانیه) زلزله بوده است. می توان گفت مهندسین بعد از این زمین لرزه توجه بیشتری به پیش بینی میزان خسارت مالی سازه ها در زلزله های شدید نشان دادند. رسم و تولید منحنی های شکنندگی برای سازه های تأسیسات هسته ای آغاز شد، به دلیل آن که این سازه ها جزء سازه های بسیار مهم به شمار می روند و آسیب دیدگی آنها در هنگام زلزله بسیار خطرناک است. رسم این منحنیها در سال ۱۹۸۰ با استفاده از عوامل شکنندگی چون فشار آب، مقاومت بتن، جابجایی و تنش ایجاد شده در پوسته های مخازن بر اساس سطوح مختلف PGA برای نیروگاه های هسته ای صورت گرفت. در ادامه، به بررسی تاریخچه ای از مقالاتی که به انواع روش های منحنی شکنندگی و نحوه ی بدست آوردن این منحنی ها ارتباط دارد پرداخته، سپس مروری بر مقالاتی که به انواع سیستم های مهاربند مربوط است، خواهیم داشت. در مهندسی زلزله بر اساس عملکرد، فرای روش های مرسوم تجویزی طراحی سازه ها، یا ارائه بحث سطوح عملکرد مقوله هایی چون ایمنی، عملکرد و اقتصاد از دیدگاه کارفرما را نیز در طراحی دخالت می دهد. در این روش سطوح عملکردی یک ساختمان تحت اثر بارهای لرزه ای ارزیابی شده و یا طراحی

تفصیلی اجزای آن برای دستیابی به سطوح عملکردی مورد انتظار صورت می گیرد. با نگرشی وسیع تر به این مقوله می توان گفت مهندسی زلزله بر اساس عملکرد از اوایل قرن بیستم وجود داشته است. برای مثال ضوابط لرزه ای آیین نامه های اولیه ساختمانی آمریکا که با آیین نامه (۴UBC) در سال ۱۹۳۷ شروع شد. در این ضوابط سازه، می بایست بدون فرو ریزش یا به خطر افتادن جان ساکنین، در برابر زلزله مقاومت نماید. در دهه ۷۰ میلادی، ضوابطی جهت کنترل بهتر خرابی در سازه های مهم اضافه شد همچنین در آیین نامه های نوین ساختمانی مانند ضوابط طراحی به منظور دستیابی به سطوح عملکردی مشابه ایمنی جانی و تا حدی کنترل خرابی در یک سطح خطر مشخص ارائه شده است. در سال های اخیر ضوابط طراحی بر اساس عملکرد در آیین نامه ها به طور جدی تر وارد شده است. که اولین آن ۲۰۰۰ (۷Vision) که در تضمین کیفیت در طراحی و ساخت شمول بیشتری داشته به طوری که سطوح عملکردی قابل پیش بینی تر در گستره ای از پاسخهای لرزه ای ارائه نموده است. در ۲۰۰۰ Vision سطوح خطر مختلفی تعریف شده است: زلزله با ۵۰ درصد احتمال در ۳۰ سال، ۵۰ درصد احتمال در ۵۰ سال، ۱۰ درصد احتمال در ۵۰ سال و یا ۱۰ درصد احتمال در ۱۰۰ سال همچنین در آیین نامه سطوح عملکردی مختلفی همانند قابلیت استفاده کامل ، قابل استفاده، ایمنی جانی" و آستانه فروریزش با توجه به خرابی در اجزای سازهای تعریف شده است. در ۲۰۰۰ Vision رابطه بین سطوح مختلف خطر و همچنین سطوح مختلف عملکردی در کاربری های مختلف ساختمانی ارائه شده است.



شکل ۳۳: اهداف عملکرد لرزه ای پیشنهادی برای ساختمان ها. دوره بازگشت

رخداد زلزله ۴۳۰۷۲، ۴۷۵ و ۹۴۹ سال رویکردی عملکردی در مهندسی زلزله با انتشار آیین نامه (۴۰ATC ۸) جهت ارزیابی و بهسازی لرزه ای ساختمانهای بتنی شروع و در ادامه آن دستور العمل ۲۷۳FEMA و راهنمای آن (۲۷۴FEMA ۹) برای بهسازی لرزه ای ساختمان ها به طور دقیق تری مدون گردید. این آیین نامه ها برای بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود بوده که منجر به انتشار جامع ترین راهنمای طراحی لرزه ای که بر اساس عملکرد استادندارد ۳۵۹FEMA و راهنمای آن گردید. که نسبت به ۲۷۳ FEMA جنبهی اجباری و استاندارد به خود گرفت. دستور العمل ۳۵۹FEMA، که هم اکنون به طور گسترده ای در ارزیابی عملکرد لرزه ای ساختمان های موجود به کار می رود به عنوان اولین سند رسمی و جامع و سیستماتیک در طراحی بر اساس عملکرد شناخته شده است. در این استاندارد سطح عملکردی مورد نظر و در سطح مشخص خطر زلزله، به وسیله کارفرما و طراح توامان انتخاب شده و ساختمان بر اساس مشخصات تعریف شده در استاندارد ارزیابی می گردد. سطوح عملکردی برای سیستم سازه و اجزای غیر سازهای به طور مجزا تعریف شده به طوری که خسارت تقریبی وارد به آنها تا حدی با جزییات مشخص گردیده است. تعریف سطوح عملکردی و خرابی های فیزیکی در هر سطح به عنوان نمونه در جدول ۲-۱ نشان داده شده است. هر چند در این استاندارد جداول زیادی برای سازه های مختلف و سطوح مختلف عملکردی سازه ای و غیر سازه ای وجود دارد. در کشور ما استاندارد ۳۵۶FEMA با تغییرات اندکی به عنوان نشریه ۳۶۰ سازمان مدیریت و برنامه

ریزی کشور منتشر شده است. با این وجود کارهای قبلی SEAOC که منجر به انتشار در ۲۰۰۰ Vision شده و روش مفهومی طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد ۲۰۰۰ (SEAOC به عنوان گامهای قبل از انتشار FEMA محسوب می شود. با وجود رویکرد تعیینی FEMA در مهندسی زلزله بر اساس عملکرد، وجود عدم قطعیتها در مراحل مختلف پیش بینی عملکرد لرزه ای سازه ها تمایل محققین را به طراحی احتمالی بر اساس عملکرد افزایش داده است [۱۰]

Damage Control and Building Performance Levels				
	Target Building Performance Levels			
	Collapse Prevention Level (5-E)	Life-safety Level (3-C)	Immediate Occupancy Level (1-B)	Operational Level (1-A)
Overall Damage	Severe	Moderate	Light	Very Light
General	Little residual stiffness and strength, but load-bearing columns and walls function. Large permanent drifts. Some exits blocked. Infills and unbraced parapets failed or at incipient failure. Building is near collapse.	Some residual strength and stiffness left in all stories. Gravity-load-bearing elements function. No out-of-plane failure of walls or tipping parapets. Some permanent drift. Damage to partitions. Building may be beyond economical repair.	No permanent drift. Structure substantially retains original strength and stiffness. Minor cracking of facades, partitions, and ceilings as well as structural elements. Elevators can be restarted. Fire protection operable.	No permanent drift. Structure substantially retains original strength and stiffness. Minor cracking of facades, partitions, and ceilings as well as structural elements. All systems important to normal operation are functional.
Nonstructural components	Extensive damage.	Falling hazards mitigated but many architectural, mechanical, and electrical systems are damaged.	Equipment and contents are generally secure, but may not operate due to mechanical failure or lack of utilities.	Negligible damage occurs. Power and other utilities are available, possibly from standby sources.
Comparison with performance intended for buildings designed under the NEHRP provisions, for the Design Earthquake	Significantly more damage and greater risk.	Somewhat more damage and slightly higher risk.	Less damage and lower risk.	Much less damage and lower risk.

جدول ۲-۱: محدوده خرابی در اجزای سازه ای و غیر سازهای در سطوح مختلف عملکردی ساختمان

طبق جدول ۲-C۱ در ۳۰۶ (FEMA۱۱) رویکرد احتمالی طراحی بر اساس عملکرد بتدا در FEMA۳۵۰ مطرح شد و بعد از آن PEER روش پیشنهادی در FEMA۳۵۰ را توسعه داد به طوری که روش PEER به عنوان اولین رویکرد به مقوله طراحی بر اساس عملکرد است که مدل های خسارت را برای سازه در نظر گرفته و پایه اقتصادی را برای ارزیابی عملکرد آتی سازه به صورت واژگان احتمالاتی بیان نموده است. مورد اخیر یکی از مزایای شاخص در روش PEER میباشد. در این روش می توان عدم قطعیتها را هنگام تعیین عملکرد سازه و در مراحل مختلف تعیین نمود. همچنین می توان با اتخاذ استراتژی های مناسبی چنین خطایی را به حداقل رسانید. در واقع یکی از اهداف PEER در نظر گرفتن همه منابع مهم عدم قطعیت بوده که ناشی از مشخصات حرکت زمین، مشخصات مواد و مدلسازی و فرآیند ارزیابی می باشد.

برای تعیین پاسخ های سازه در زلزله تاکید در استفاده از تحلیل های غیرخطی تاریخچه زمانی در روش است زیرا تحلیل های بیشتر با رکوردهای بیشتر انتخاب های بیشتری را مواجهه با عدم قطعیتها در اختیار قرار می دهد. اما تعیین پاسخ های سازه محدود به این روش نمی شود و می توان از سایر روشها نیز استفاده نمود به شرطی که بتوان خطاهای ذاتی و عدم قطعیت های سیستم را اندازه گیری و توصیف احتمالاتی مقادیر پاسخ را بیان نمود. در دستور العمل صورت گرفت [۱۵] سینگال و کرمجان در سال ۱۹۹۸ به برآورد منحنی های شکنندگی با توجه به مشاهدات در ساختمان یک طبقه پرداختند. آنها برای برآورد منحنیهای شکنندگی با توجه به مشاهدات در ساختمان یک طبقه پرداختند. همچنین برای برآورد آسیب از شاخص پارک انگ استفاده کردند و میزان آسیب را تحت تأثیر زمین لرزه های مختلف با توابع توزیع آماری بیان نمودند. شینوزوکا درال ۱۹۹۸ مقاله ای تحقیق در مورد منحنی شکنندگی یک پل تک دهانه ارائه داد که نسبت به کارهای قبلی بسیار دقیق بود. این مقاله طریقه بدست آوردن منحنی شکنندگی در پل ها را ارائه می دهد و علت دقت بالای این مطالعه روش آماری آن بود که داده های اماری قابل توجهی به عنوان ورودی به نرم افزار داده شده بود و از تکنیک دینامیکی غیرخطی بهره مند شد و برای اولین بار نشان داده که در ترسیم منحنی شکنندگی در صورتیکه هدف بدست آوردن دقیق آن باشد یک مقوله آماری است (PGA ۱۶) و برای تغییر مکان بین طبقه ای در سطوح

مختلف IDARC انجام دادند و مدل جدیدی از منحنی شکنندگی را ارائه دادند و این بار، محور افقی مقادیری از مرکالی اصلاح شده بود که حالت علمی تری برای آنالیز شکنندگی محسوب می شد و تابع توزیع احتمالاتی به صورت نرمال فرض شده بود و ایده های مناسبی برای پیشنهاد جهت استفاده از رکورد زلزله در این منحنی جهت کارهای آینده ارائه داده شد [۱۴] در سال ۱۹۹۶ منحنی های شکنندگی برای ساختمانهای شهر ممفیس تولید شد. رسم این منحنی ها با استفاده از نرم افزار ATC برای رسم منحنیهای شکنندگی استفاده شد[۱۳] آنانوس و همکاران در سال ۱۹۹۵، مطالعات بیشتری بر مبنای توزیع بار مندرج در-ATC برای انواع ساختمان ها، پل ها، فرودگاهها، بنادر و همچنین بعضی از سازه های خاص منتشر گردید. نیز به این موضوع توجه ویژه ای شده است. بعد از آن که منحنی های شکنندگی برای نیروگاههای هسته ای در سال ۱۹۸۰ رسم شد این منحنیها توسط کر چرومارتین در سال ۱۹۹۳ کمی توسعه داده شد [۱۲]. این منحنیها از لحاظ محاسباتی بسیار ساده تا حدی ابتدایی بودند و تنها به صورت تجربی و با کمک قضاوت مهندسی تهیه شده بودند. در تحقیق ایشان محور قائم احتمال وقوع و محور افقی مقدار کیفی جنبش زمین بوده و از این منحنیها جهت برآورد خسارت لرزهای ساختمان ها استفاده شد. توجه به تخمین میزان خسارت سازه ها بعد از وقوع زمین لرزهی نورتریج (۱۹۹۴) بیشتر شد. در سال ۱۹۹۴ طی مطالعه ای بر سازه های ایالت کالیفرنیا از ضوابط ۱۳ FEMA که توسط چند سال بعد در سال ۲۰۰۱ شینوزوکا و همکارانش [۱۷] همین رویه را برای پل های چند دهانه و بتن مسلح استفاده کردند. در این مقاله از رکورد تاریخچه زمانی جهت تحلیل دینامیکی استفاده شده و منحنی های شکنندگی برای دو حالت تهیه شدند: اول آنکه فرض شد پل متقارن بوده و تمامی پایه ها روی یک تیپ خاک باشند. دوم آنکه پل متقارن بوده اما خاک زیر پایه ها متفاوت باشد و سپس با تغییرات خاک زیر پایه پل این منحنی توسعه داده شدند، که از مونت کارلو برای تولید زلزله های مصنوعی استفاده شد که برای درجات مختلف شتاب زمین مقیاس شدند و برای اولین بار مراحل ترسیم محنی شکنندگی برای پل ها به صورت گام به گام ارائه شد و توزیع احتمالاتی داده ها نرمال فرض شد و سپس با مونتاژ منحنیها به روی یکدیگر قضاوت مهندسی مناسبی از میزان خسارت وارد شده بدست آمد. همچنین در سال ۲۰۰۱ روش تولید منحنی های شکنندگی با استفاده از روش طیف

ظرفیت ارائه شد. در این خصوص پژوهشگران با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی منحنی های شکنندگی را برای تغییر مکان بین طبقهای رسم کردند[۱۸] در سال ۲۰۰۳ پگنی از دانشگاه واشنگتن برای اجزا بتن مسلح قدیمی یک مدل آسیب ارائه داد ایشان برای اعضا بتنی ۱۲ حالت آسیب معرفی کرد. این حالت های آسیب شامل ترک اولیه وجه اشتراک تیرستون، ترک در اعضا بتنی به عرض۵ میلی متر تا شکستگی و خرد شدگی بتن می باشد. آقای پگنی ۱۲ حالت آسیب را به دو دسته ترک خوردگی و خرد شدن بتن تقسیم نمود سپس با استفاده از متد Maximum Likelihood از بین توزیع های نرمال، لوگ نرمال، Weibul و Beta بهترین توزیع را تعیین کرد [۱۹]. در سال ۲۰۰۴ نیز در استانبول منحنی های شکنندگی برای مقاوم سازی سازه ها تهیه شد. برای این کار محققین چهار مدل ۴ طبقه ی بتنی را تهیه کردند و به منظور طرح مقاوم سازی از مدلهای مختلفی چون بادبندی و دیوار برشی بهره گرفتند. آنان روش دینامیکی غیرخطی را برای تحلیل های لرزه ای به کار گرفتند و منحنی های شکنندگی را برای تغییر مکان بین طبقه ای در سطوح مختلف PGA رسم کردند. در سال ۲۰۰۶ نیز یکی از دانشجویان پورتوریکو در پایان نامه تحصیلی اش منحنی های شکنندگی را برای ساختمان های فولادی قاب خمشی با استفاده از نرم افزار PERFORM و با استفاده از تحلیل های دینامیکی غیرخطی برای قاب های ۸، ۶،۲،۳،۴ و ۱۰ طبقه رسم کرد. او با استفاده از آیین نامه FEMA و بر اساس PGA و تغییر مکان بین طبقه ای، منحنی شکنندگی را تولید کرد۲۰). در سال ۲۰۱۱، برخورداری و همکارش به ارزیابی اثر وصله آرماتور ستونها و لغزش میلگردها بر آسیب پذیری سازه ها با سیستم قاب خمشی بتنی در ایران پرداختند. پس از توسعه یک مدل تحلیلی برای پاسخ هیسترتیک از لغزش میلگردها در محل همپوشانی وصله ها، نتایج مدل با مقایسه نتایج تجربی تایید گردید. سپس، با استفاده از مدل مذکور به ارزیابی عملکرد چهار نوع سازه (یک طبقه، یک دهنه - یک طبقه، سه دهنه - سه طبقه ، یک دهنه - سه طبقه، سه طبقه با سیستم قاب خمشی بتن مسلح معمولی که با آیین نامه ۳۱۸-۰۸ ACI طراحی شده بودند، پرداخته شد. مدل سازه ها به صورت دو بعدی در نظر گرفته شد و با استفاده از نرم افزار Opensees تحلیل گردید. در نهایت از نتایج حاصل تحلیل دینامیکی افزایشی برای بدست آوردن منحنی های شکنندگی استفاده گردید [۲۱]. در سال ۲۰۱۲ -Mark Adom

Asamoah به بررسی منحنی های شکست سازه های موجود در کشور غنا پرداخت. سازه هایی که در این مقاله مورد ارزیابی قرار گرفتند دارای سیستم قاب خمشی بتنی با شکل پذیری کم بودند. ایشان برای این کار سه تیپ ساختمان (۳ و ۴ و ۶ طبقه) با پلان های متقارن، طراحی شده با استفاده از آیین نامه قبلی (۱۹۸۵) BS۸۱۱۰ را در نزدیکی گسل در نظر گرفت و با انجام تحلیل های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی تاریخچه زمانی با استفاده از نرم افزار IDARCSD منحنی های شکست را ترسیم نمود. نتایج حاکی از آن بود که ساختمانهای ۳ تا ۶ طبقه (با سیستم سازهای مذکور در نزدیک گسلها در صورتی که در مناطق لرزه خیزی g۰.۲۵، تا قرار گیرند احتمال فروریزش آنها بسیار بالا است [۲۲]. به منظور بیان کمی میزان آسیب پذیری اجزای مختلف سازه ای و یا غیر سازهای بر حسب میزان خطر زمین لرزه می توان در مورد هر نوع از سازه ها حساس به جابجایی نسبی و شتاب، احتمال وقوع یا فرا گذشت از یک میزان خسارت خاص را بر حسب یک ویژگی معرف زلزله نظیر بیشینه شتاب زمین، بیشینه سرعت زمین و بیشینه جابجایی زمینg۰.۳۵ عنوان کرد. طبق دستور العمل Hazus منحنی های شکست، خرابی را بین چهار حالت خرابی ناچیز، متوسط"، سنگین و کامله تقسیم می کنند. این منحنیها که می توانند به صورت نمودار نیز نشان داده شوند برای هر، حالت خرابی در هر جنبش زمین جداگانه رسم می شوند و به عنوان ورودی در جریان محاسبه خسارت سازه ای وارد می شوند. روشهای مختلف تولید منحنی شکنندگی نکته مهم در تولید منحنی های شکست این است که مشخصات ویژه سازه ها در هر کشور را مد نظر بگیریم. به دلیل آنکه آیین نامه ها در کشورهای مختلف روش های متفاوتی را برای طراحی سازه ها بیان می دارند و از آنجا که خصوصیات طراحی به طور مستقیم در منحنی های شکست و بر نتایج ارزیابی خسارت تأثیر گذارند، باید روش های ارائه شده برای تولید منحنی های شکست در هر کشور کالیبره شوند. به طور کلی برای بدست آوردن منحنی های شکنندگی ۴ روش وجود دارد: ۱- روش تجربی ۲- بر اساس قضاوت مهندسی ۳- روش تحلیلی" ۴- روش ترکیبی روش تجربی روش تجربی بر اساس مشاهدات میدانی خرابی سازه ها در زمین لرزه های گذشته عمل کرده و در صورتی که تمام جزئیات و تأثیرات اندر کنش خاکسازه، توپوگرافی، ویژگی های مرکز زلزله و فاصله تا ساختگاه، در نظر گرفته شوند، در کارهای عملی روشی قابل اعتماد

است، اما از آنجایی که این اطلاعات مربوط به یک موقعیت و منطقه خاص است و داده های زلزله های گذشته در مناطق پر جمعیت کم است، کاربرد منحنی های تولید شده به این روش محدود می باشد. که به طور خلاصه می توان به ترتیب مواردی از مزیت ها و محدودیت های این روش را در زیر عنوان کرد: الف - برای ساختمان های قدیمی که طبق آیین نامه ها ساخته نشده اند و تخمین آسیب پذیری آنها با مدل کردن امکان پذیر نیست، کاربرد دارد. ب- خسارات واقعی که اجزای سازهای وغیرسازهای متحمل شده اند را نشان میدهد. پ- مودهای واقعی شکست را در نظر می گیرد. ت- روش استفاده از آن آسان میباشد و فرضیات کمی دارد. ث- به دلیل تغییر سازه ها در اثر باز سازی نسبت به زمانی که زلزله رخ داده است، اعمال این روش با مشکل مواجه می شود. ج- پارامترهای بالقوه خسارات، به طور کامل لحاظ نمی شود.

روش قضاوت مهندسی در صورتی که نتوان از روش های دیگر استفاده نمود از این روش استفاده می شود. منحنی هایی که با این روش به دست می آیند بر اساس اطلاعات کارشناسان است. از این رو، این روش تحت تأثیر محدودیتهایی که کمیت و کیفیت آمارهای خسارات وارد بر سازه را مد نظر قرار می دهد، نمی باشد، و قابل اعتماد بودن این منحنیها، زیاد کمی نیست و بستگی به تجربه فردی کارشناس و طبیعت منطقه ای که روابط بدست آمده است دارد. روش تحلیلی بر اساس تجزیه و تحلیل مدل های مختلف، که مطابق آیین نامه های لرزه ای طراحی شده اند و تحت زلزله های گوناگون قرار گرفته اند، پایگاه داده های آماری برای رسم منحنیها بدست می آید. با افزایش تعداد تحلیل های انجام شده ، درصد خطا کاهش یافته و منحنی هایی با درصد اطمینان بالاتر نسبت به دو حالت قبل به دست می آید، این تحلیل ها می توانند به صورت تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی، تحلیل طیفی خطی و تحلیل استاتیکی غیر خطی باشند. مزیتها و محدودیتهای این روش هم به طور خلاصه در زیر ذکر شده است.

الف - نتایج به جنبش شدید زمین بستگی دارد.

ب - امکان اعمال به سازه هایی که قبلا آسیب ندیده اند را میسر کرده است. پ- اندرکنش بین خاک و سازه را لحاظ می کند. ت- ساختار ویژه و فرضیات پیچیده ای دارد.

ث - یک مکانیزم فروریزش و خرابی ویژه را در بر می گیرد.

ج- جنبه های معماری، دیوارهای پرکننده تأثیر زیادی بر رفتار مدل دارد که در این روش لحاظ شده است. روش ترکیبی در این روش برای برطرف کردن کمبود اطلاعات مشاهده ای(روش تجربی) و کم کردن خطاهای مدل کردن در روش سوم، از طریق جمع آوری اطلاعات از منابع مختلف استفاده می شود. روش ترکیبی منحنی های شکنندگی قابل اعتمادی را با ترکیب ارزیابی های ریاضی و داده های خسارات مشاهده شده از سازه ها در زلزله های قبل تولید می کند. که اساس این روش، استفاده از مدل های تحلیلی برای تکمیل اطلاعات بدست آمده از بررسی های آماری است. منحنی هایی که از روش های متفاوت ذکر شده به دست می آیند در منابع مورد نیاز تولید و دقت نتایج با یکدیگر متفاوت می باشند. و انتخاب استفاده از هر یک از روش ها با در نظر گرفتن دقت در نتایج، و با حجم عملیات صورت می گیرد. دقت بررسیها و ارزیابی های آسیب پذیری که بر مبنای منحنی های شکنندگی صورت گرفته است، مبتنی بر میزان دقت این منحنی ها می باشد. به گونه ای که هر میزان در تهیه منحنی آسیب پذیری دقت بیشتری به خرج داده شود نتایج تحلیل های آسیب پذیری از قابلیت اعتماد بیشتری برخوردار می باشد، این در حالی است که اطلاعات مورد نیاز برای تهیه منحنی های شکنندگی به طور ذاتی خاصیت رندوم دارند. رندوم بودن اطلاعات هم در مورد مشخصات تحریک ورودی و هم در مورد مشخصات مکانیکی سیستم سازهای صدق می کند، چرا که اصولا زلزله خاصیت غیر تعیینی و رندوم دارد و از سوی دیگر مشخصات سیستم سازه ای نیز به دلایل گوناگون نظیر تغییر مشخصات مکانیکی مصالح بر اثر خوردگی، تفاوت رفتار به دلیل تغییر دائمی مرکز جرم غیر مطمئن است. از این رو برای افزایش دقت منحنیهای شکنندگی باید به مطالعات آماری و احتمالاتی و عملیات ریاضی دقیق تکیه کرد. آگاهی از عواملی مانند کمبود اطلاعات موجود، وجود اطلاعات نادرست یا کم دقت و خطا در عملیات ریاضی که منجر به خطا خواهند شد مهم ترین گام در امر افزایش دقت منحنی های شکنندگی به شمار می رود. برای تعیین منحنی های شکنندگی سازه ها به منظور افزایش دقت محاسبات، بهتر است محققین به همراه پاسخ ستون های پل پاسخ کلیدهای برشی، کوله ها، و یا تکیه گاه ها و .... را لحاظ کرده و آثار آنها را هم در مطالعات شکنندگی در نظر بگیرند. در ادامه به تاریخچه ای از انواع مهاربندها پرداخته شده است.

استفاده از قاب های مهاربندی در ساختمان ها برای مقابله با بارهای ناشی از باد به سال های پایانی قرن ۱۹ و اوایل قرن ۲۰ برمی گردد. در سالهای ابتدایی و در موارد اولیه، قاب های مهاربندی معمولا همراه با قاب های خمشی و قاب هایی با میان قاب های بنایی برای ایستادگی در برابر بارهای جانبی مورد استفاده قرار می گرفته اند. نمونه های اولیه قاب های مهاربندی شده در قرن ۱۹ و پل ها و ساختمان های صنعتی مشاهده شد. سیستم های با قاب مهاربندی با انتقال بارها به اعضای انتخاب شده در قاب و گسترش این بارها به صورت نیروی محوری در این اعضا در برابر بارهای جانبی ایستادگی می کنند. بنابراین تنها درصد کمی از نیروهای جانبی اعمال شده به یک قاب مهاربندی توسط عملکرد خمشی در اتصالات خمشی تحمل می شود. شکل هندسی مهاربندها در قابهای مهاربندی شده اولیه به صورت زانویی یا X شکل بوده. این مهاربندها تنها برای تحمل نیروی محوری کششی طراحی و استفاده می شدند. در سال های ۱۹۶۰ و ۱۹۷۰ همراه با انتشار قوانین جزئی تر و دقیق تر، سیستم های کامل تر مهاربندی طراحی شده و گسترش یافتند. این سیستم های مهاربندی در مناطق با خطر بالای لرزش زمین، توانستند از محبوبیت قابل توجهی برخوردار شوند. دلیل این محبوبیت اولا صرفه جویی در مصرف مصالح نسبت به قابهای خمشی بود و علاوه بر این جابجایی قاب در اثر نیروهای اینرسی شدید وارد از طرف زمین می توانست کنترل شود. مزایای استفاده از این نوع سیستم پس از زلزله سن فرناندو در سال ۱۹۷۱ بیشتر مورد توجه قرار گرفت.

بلندرا و همکارانش (۱۹۹۰) به یک سیستم سازهای جدیدی برای مقاومت در برابر بار جانبی زلزله دست پیدا کردند. این سیستم قاب جدید که مهاربند زانویی نام دارد. قابی با عضوهای قطری است که به اعضای زانویی متصل شده است که این عضوهای قطری سختی جانبی را فراهم می کنند در حالی که اتصالات زانویی به حد تسلیم می رسند و وظیفه ی استهلاک انرژی را دارند. با مقایسه ی نتایج آزمایشگاهی و نتایج تحلیلی پی بردند که این نوع مهاربندها نسبت به گونه های قبلی دارای توانایی بیشتری برای استهلاک انرژی هستند[۲۳] کراوینکلر و همکارش (۱۹۹۹) برای افزایش دانش رفتار لرزه ای قابهای خمشی در برابر بارهای لرزه ای مجموعه های گوناگونی از زمین لرزه ها با انواع خصوصیات فرکانسی را در نواحی گوناگون در نظر گرفته اند. رفتار و پاسخ سازه های بلند گوناگون در بوستون،

سیاتل و لس آنجلس بررسی شد و از روش ها و متدهای تحلیلی برای ارزیابی توانایی پیش بینی عملکرد محلی و جهانی استفاده شد. نتایج این مطالعه نشان داد که شکل پذیری سازه‌ها هنگامی که معیارمان دریفت طبقات باشد عمدتاً عملکرد قابل قبولی را در زمین لرزه های با سطوح مختلف را بدست می آورد [۲۴] عسگری و دانشجو(۱۳۸۲) به ارزیابی رفتار غیر خطی قاب های با سیستم مهاربند زانویی تحت تاثیر زلزله پرداختند. سیستم جدید قاب با مهاربند زانویی(KBF) شامل قاب با مهار قطری است که یک یا هر دو انتهای عضو قطری به عضو زانویی متصل می شود. سختی از طریق عضو قطری و شکل پذیری از طریق تسلیم خمشی عضو زانویی تامین می شود. همچنین در این تحقیق پارامترهای هندسی و مشخصات اعضا بر سختی جانبی ارتجاعی قابهای KBF بررسی شده و برای اولین بار، محدودهی مناسب برای پارامترهای هندسی که در تأمین سختی لازم سیستم مؤثرند تعیین شده است. سپس رفتار لرزه ای یک نوع از قاب هایی با مهاربند جدید زانویی (TKBF) و نقش پارامترهای موثر بر رفتار دینامیکی غیرخطی آن تحت تاثیر زلزله های ناغان و السنترو بررسی و ارزیابی شده و با رفتار لرزهای سیستمهای هم محور CBF و برون محور EBF مشابه مقایسه شده است. نتایج نشان می دهد که قاب های TKBF از لحاظ کنترل تغییر مکان غیرخطی جانبی و نحوه ی تشکیل مفاصل پلاستیک و نوع مکانیزم و تغییر مکان قائم تیرهای کف، رفتار لرزه ای مناسب تری و بنابراین سختی و شکل پذیری مناسب تری را به صورت توأم تأمین می کنند. ایجاد سختی و مقاومت به منظور کنترل تغییر مکان جانبی و ایجاد شکل پذیری برای افزایش قابلیت جذب انرژی و تحمل تغییر شکل هایی خمیری اهمیت دارند. در طراحی ساختمان های فولادی مقاوم در برابر زلزله، استفاده از سیستم های قاب های مقاوم خمشی MRF قابهای با مهاربند هم محور CBF و قابهای با مهاربند برون محور EBF رایج است. برای بررسی رفتار غیرخطی دینامیکی قابهای KBF تحت تأثیر زلزله، قاب محور D از یک ساختمان یک طبقه فولادی منظم و با فرض واقع شدن در تهران، برای مطالعه و بررسی انتخاب شد. این ساختمان در دو جهت و در دهانه های کناری دارای سیستم مرکب قاب خمشی با مهاربند TKBF است. اتصال تیرها به ستونها و زانویی به تیر و زانویی به ستون از نوع خمشی و اتصال مهاربند قطری به زانویی و به پای ستون مفصلی و اتصال ستون ها به پی گیردار است. بارگذاری قاب ها شامل بارهای ثقلی و زلزله بر

اساس استاندارد ۵۱۹ و آیین نامه ۲۸۰۰ ایران است. نتایج این تحقیق نشان میدهد که سختی جانبی ارتجاعی قاب های KBF بیشتر از سختی جانبی قاب های EBF مشابه و کمتر از قابهای CBF مشابه است. لذا قابهای KBF از لحاظ سختی جانبی رفتار مناسب تری نسبت به قاب های EBF دارند. و همچنین از لحاظ تشکیل و گسترش مفاصل پلاستیک و نوع مکانیزم قابهای TKBF تحت تأثیر زلزله بهتر عمل می کنند. قابهای TKBF به ازای PGA های پایین فقط اعضای زانویی آسیب می بینند ولی در قاب های EBF در تیرهای طبقه مفصل تشکیل می شود. درصد تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای اصلی سازه ای (تیر و ستون در قاب های KBF به ازای PGA های بزرگ از قابهای EBF مشابه کمتر است [۲] وامواتسیکوس(۲۰۰۲) به ارزیابی لرزه ای، ظرفیت و قابلیت اعتماد سازه های تحت آنالیز دینامیکی افزایشی پرداخت. او ثابت کرد که تحلیل IDA ابزاری مفید برای تعیین عملکرد لرزه ای سازه ها به شمار می رود. همچنین نشان داد که این نوع تحلیل برای سازه های با یک درجه آزادی و چند درجه آزادی مناسب است [۲۵] کراوینکلر و همکارانش (۲۰۰۵) به بررسی خرابی سازه های قابی چند درجه و تک درجه آزادی تحت زمین لرزه پرداخته است. سازه ی مورد نظر مقدار جابجایی سازه به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی(EDP) و بیشینه شتاب سطح زمین به عنوان معیار شدت زمین لرزه انتخاب شد. نتایج حاصل از این مطالعه نشان داد که قابهای دارای مهاربند ظرفیت میرایی بالاتری نسبت به قاب های بدون مهاربند داشته اند [۲۶] اوریز (۲۰۰۸) به طراحی مقاومت لرزه ای سازه های فولادی همراه با مهاربند هم مرکز پرداخته است. مطالعات او نشان داد که مهاربندهای هم مرکز سختی سازه را نسبت به قاب خمشی معادل افزایش داده و تغییر مکان جانبی سازه را محدود می نمایند. در سیستم مهاربندی هم محور، مهاربندها از محل تقاطع تیر و ستون عبور می نمایند و در بعضی از فرمهای این نوع مهاربندی، محور دو مهاربند در یک نقطه مشترک بر روی تیر با هم تلاقی می کنند. اما مهاربندی هم محور علی رغم سختی بالا و مناسب و نیز سهولت طراحی و اجرا دارای اراداتی از نظر سازهای و معماری برای سازه ایجاد می کند، از لحاظ معماری که ایجاد محدودیت برای اجرای دربها و پنجره ها و از نظر سازهای کمانش مهاربندها است. کمانش مهاربندها منجر به شکل پذیری کم و ظرفیت کم اتلاف انرژی میشود [۲۷].

کراوینکلر و همکاران (۲۰۱۰) به بررسی زوال مدل مولفه های فلزی تحت خرابی پیش بینی شده از قابهای خمشی تحت زمین لرزه پرداخته است. برای ارزیابی خرابی سیستم های سازهای تحت بار زلزله نیازمند مدل های تحلیل است تا زوال سختی و مقاومت اعضا مورد ارزیابی قرار گیرد. که این مدلسازی به کمک نرم افزار Opensees صورت گرفته است. نتایج این تحقیق نشان داد که داده های تجربی به پارامترهای مدلسازی خیلی به دهانه تیر مانند طول مفصل پلاتسیک حساس نمی باشند [۲۸].

مفید و همکاران (۲۰۱۰) بر روی خصوصیات و طراحی المان های تسلیم شونده استفاده شده در سازه های با سیستم مهاربند به مطالعه پرداخته است. در این تحقیق بر روی رفتار سیستم های مهاربند هم مرکز مجهز به المان های تسلیم شونده بر مبنای مفهوم انرژی تحقیق کرده اند. هنگامی که یک زلزلهی شدید رخ میدهد انرژی جذب المان های سازه ای می شود که منجر به تخریب سازه می شود. به منظور کاهش آسیب های سازهای بهتر از عضوی جهت استهلاک انرژی استفاده شود. در حقیقت این اعضا مانند یک فیوز عمل کرده و مقدار زیادی از انرژی زلزله را جذب می کند. در یک سازه ی فلزی دو طبقه که دارای نامنظمی در ارتفاع است از این اعضا استفاده شده است. و سازه را تحت زمین لرزه های گوناگون قرار داده و آنالیز دینامیکی غیرخطی بر روی آن انجام می شود. و در نهایت نتایج نشان دهنده ی آن بود که استفاده از این اعضا بسیار مفید بوده و مقدار بالایی از انرژی زلزله را مستهلک می کند [۲۹] مفید و همکاران (۲۰۱۵) به بررسی عملکرد لرزهای سیستم مهاربند HKB در قاب های چند طبقه ای کوتاه پرداخته است. مهاربند HKB نوع خاصی از مهاربندهای زانویی به حساب می آید که پتانسیل بالایی برای اتلاف انرژی دارند. در این پژوهش رفتار و عملکرد مهاربند HKB در سازه های فولادی کوتاه مرتبه می باشند تحقیق کرده اند و همچنین تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی غیرخطی بررسی خواهد شد. نتایج نشان دهنده آن است که استفاده از این مهاربندها منجر به آسیب دیدگی سازه و کاهش هزینه بازسازی شده است و همچنین این سیستم در سازه های با ارتفاع کمتر عملکرد بهتری را از خود نسبت به سازه های با ارتفاع زیاد که از همین نوع سیستم مهاربند استفاده کرده اند، نشان می دهد.

تا کنون در این فصل خلاصه ای از زلزله های مخرب عنوان شد و سپس تاریخچه ای در مورد انواع پژوهش ها بر روی انواع مهاربندها عنوان شد و سپس در فصل بعد به صحت سنجی مدل پرداخته خواهد شد.

فصـــل سوم

مدلسازی و نرم افزار مورد استفاده

مقدمه

به طور کلی در این فصل درباره ی انواع قاب های مدلسازی شده توضیحاتی داده شده و جزئیات این مدل ها بیان شده است. و در آخر به معرفی نرم افزار Opensees که قابها در آن مدل شده اند پرداخته شده و درباره ی انواع اجزاء سازه، مصالح و المانها توضیحاتی داده شده است.

کلیات

پاسخ دینامیکی سازه ها می تواند تحت عوامل مختلفی از جمله زلزله، رخ دهد، لذا برای پی بردن به رفتار واقعی سازه در زلزله نیاز به انجام تحلیل های دینامیکی داریم. اما از آنجایی که در سازه ی واقعی، اندر کنش پارامترهای مختلف دارای پیچیدگی است، ساختن سازه های واقعی پرهزینه و در نهایت وسایل آزمایشگاهی قادر به این نخواهند بود که یک سازه واقعی را تا حد گسیختگی ببرند از این روی سازه های مدلسازی شده استفاده شده است.

جزئیات سازهای قاب های مدل شده

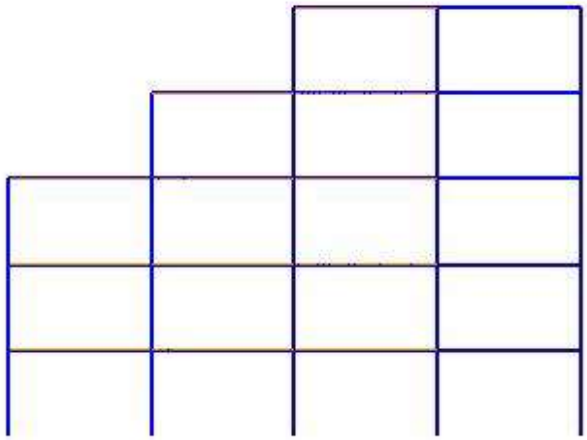
به طور کلی سازه های مدل شده در این تحقیق شامل دو مدل قاب فولادی ۵ طبقه دارای نامنظمی در ارتفاع است که هر کدام از این مدل ها به صورت جداگانه تحت ۷ شتاب نگاشت دور و نزدیک به گسل قرار گرفته و آنالیز دینامیکی غیر خطی بر روی آن انجام شده است. و همچنین تحلیل استاتیکی غیرخطی بر روی این مدل ها صورت گرفته است.

طبق شکل ۲ مقاله ی مفید و همکاران (۲۰۱۵) مدل قاب با سیستم مهاربند HKB به صورت دو بعدی است. و به تعداد ۵ طبقه و ۴ دهانه مدل شده است یک دهانه برای دیدن اثرات پی دلتای بزرگ طبق مقاله لارا ادز در مقاله اضافه شده است.

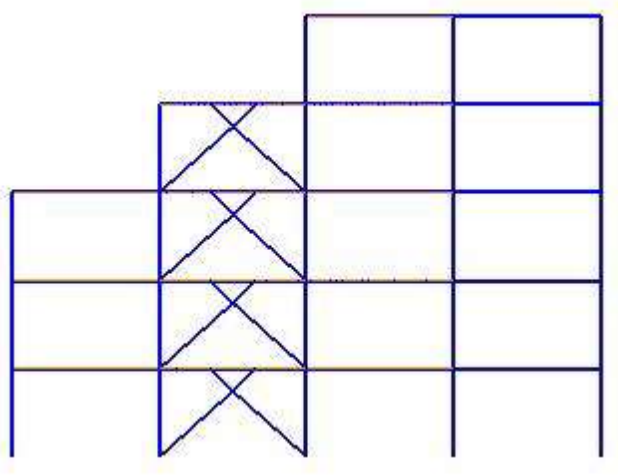
در راستای x طول هر ۴ دهانه ۴۰۹ متر است که طول کل سازه حدودا ۲۰ متر است. و در راستای محور Y ارتفاع تمامی طبقات ۲۰۹ متر است که در مجموع ارتفاع کل سازه حدودا ۱۵ متر می باشد.

دلیل ایجاد ۲ مدل قاب کوتاه دارای نامنظمی در ارتفاع در این مطالعه دنبال کردن دو هدف است. نخست: میزان تأثیر سیستم مهاربند HKB بر روی مقدار آسیب دیدگی قاب را مـورد ارزیابی قرار داده از همین روی ۷ شتاب نگاشت دور از گسل و ۷ شتاب نگاشـت نزدیـک بـه گسل را بر روی مدل اعمال کرده و نتایج این دو حالت را مورد بررسی قرار داده.و هـدف دوم ، مقایسه ی نتایج این نوع سیستم مهار بند با سیستم قاب خمشی است که آیا در سازه های کوتاه هم این سیستم مهاربند برتری نسبت به سیستم قاب خمشی دارد یا خیر.

در ادامه مدل ۲ بعدی قاب های با سیسـتم قـاب خمشـی و سیسـتم مهاربنـد HKB را بـا کمک نرم افزار OSLite استخراج شده است در اشکال ۳۴ و ۳۵ قابل مشاهده می باشند.



شکل ۳۴: نمای ۲ بعدی از قاب فولادی با سیستم قاب خمشی



شکل ۳۵: نمای ۲ بعدی از قاب فولادی با سیستم مهاربند HKB

بارگذاری

بارهای ثقلی در نقاط متکی به ستون های سازه و در راستای انتقالی محور لا به مقدار (N) ۱۸۷۶۰ اعمال شده است. و به دلیل آن که در خلاف جهت با راستای در نظر گرفته شده است به صورت منفی اعمال می شود. که در حقیقت عکس العمل طبقه ی بالای قاب به حساب می آید. وزن هر طبقه در هر دو نوع قاب برابر ۸۶۵۹ نیوتن است و در مجموع وزن کل سازه برابر ۴۳۲۹۶ نیوتن میباشد. بنابر این مقدار جرم در نظر گرفته شده هر گره در هر طبقه، برابر ۲۲۰ کیلوگرم است.

مدلسازی در نرم افزار

پس از طراحی اولیه، سازه ها در نرم افزار Opensees مدل شده اند، و اکنون در مورد نحوهی مدلسازی و پارامترهای موجود در برنامه، توضیحاتی داده شده است.

کلیات

یکی از نرم افزارهایی که به منظور انجام تحلیل های غیرخطی به ویژه تحت بارگذاری زلزله در سالهای اخیر توسعه داده شده است، نرم افزار Opensees نام دارد. این نرم افزار در

سال ۱۹۹۰ در مرکـز تحقیقـات مهندسـی زلزلـه اقیـانوس آرام(Peer) در دانشـگاه برکلـی کالیفرنیا توسط تیمی تحقیقـاتی بـه سرپرسـتی مـازونی ، مـک کنـا" و فنـویس در زمینـه مهندسی زلزله و دینامیک خاک بر پایه روش اجزای محدود تهیه شده است، کـه بـه عنـوان یک نرم افزار تحقیقاتی و کاربردی برای مدلسازی سیستم های سازه ای و ژئوتکنیکی مـورد استفاده قرار می گیردا [۳۰].

این نرم افزار تحت زبان برنامه نویسی C تولید شده و زبان برنامه نویسـی کـاربران در آن بـا زبان TCL/TK میباشد. این زبان قابلیت گسترش و تولید انواع مقاطع سازه ای و غیرسـازه ای در ارتباط با تحلیل را دارد و می توان هندسه مدل، بارگـذاری، سـاختار کمـی و کیفـی، مواد مورد استفاده و روش آنالیز را تعریف کرد.

این نرم افزار شامل یک سری دستورات و عملکردها از قبیل رفتارهای خطی و غیرخطـی در خصوص تعریف مصالح، المان های بتنی و فولادی، تعریف المان هـای مختلـف در خصـوص مدلسازی، الگوریتمهای حل، روشهای انتگرال گیری و حل کننده های معـادلات مـی باشـد. اصولا این دسته بندی ها تا حد امکان به صورت مستقل هستند که موجب انعطـاف پـذیری بیشتری برای ترکیب روش ها و نیز داده های اولیه برای حل مدل های شـبیه سـازی شـده برای کلیه محققین در اینترنت به طور رایگان قابـل Open-Source سـاختمان و پـل هـا باشد. این نرم افزار به صورت دانلود می باشد [۳۱].

تعدادی از مزایای استفاده از این نرم افزار در زیر اشاره شده است:

مدلسازی سازه ها به صورت خطی، غیرخطی و یک، دو یا سه بعدی

مدلسازی خاک با دقت بسیار بالا

مدلسازی آتش سوزی و انفجار در سازه : قابلیت انجـام انـواع آنالیزهـا از قبیـل اسـتاتیکی و دینامیکی

وجود مدل های مختلف رفتاری مصالح فولادی و بتنی وامکان تعریف رفتار مصالح جدید بـه صورت هیستریک.

استفاده از روش المان های الیافی برای مدلسـازی دقیـق نـواحی پلاسـتیک شـده در حـین تحلیل های غیر:

کم حجم بودن خروجی های ناشی از تحلیل سازه

وجود بازه وسیعی از روش ها و الگوریتم های حل جهت تحلیل های غیرخطی پیچیده بـرای انواع
بارگذاری های استاتیکی و دینامیکی
دسترسی آزاد و قابلیت برنامه نویسی در محیط نرم افزار

مشخصات مکانیکی اجزای قاب های مورد مطالعه

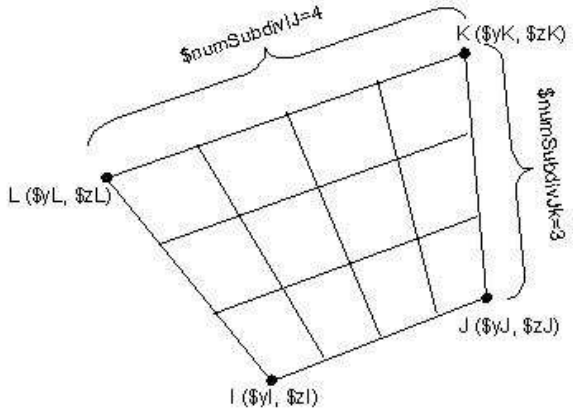
در این قسمت مروری بر مشخصات اجزای سازه ای و غیر سازهای مختلف قـاب هـای مـدل شده انجام شده است.

تکیه گاه

در محل اتصال هر دو سازه ی مدل شده پایین هر ۴ سـتون بـا دسـتور fix تمـام ۳ درجـه آزادی بسته شده است اما تنها ستون آخر برای لحاظ کردن اثـر پـی-دلتـای بـزرگ تمـامی درجات آزادی جز درجه آزادی ۳ لنگر خمشی) بسته شده است.

تیر و ستون

به طور کلی خرابی قاب ها در زلزله، ناشی از تخریب ستون ها مـی باشـد. مـود گسـیختگی خمشی عموما شکل پذیر است و به وسیله ترکهای افقی مشخص می شود. و مـود مـرجح و مقدم شکست در ستون های قاب به شمار می رود. ستون های قاب بر اساس روش طراحـی ظرفیت، طراحی شده اند. برای مدل کردن مقطع ستون و تیر در نـرم افـزار Opensees از مقطع رشته استفاده شده است. این دستور برای معرفی و ایجـاد یـک فـایبر تکـی در قالـب دستور مقطع فایبر به کار می رود. دستور patch برای معرفی یـک سـطح در مقطـع فـایبر است و نوع اول دستور patch نوع quad است. این نوع برای معرفی یک چهارضلعی منتظم و یا غیرمنتظم کاربرد دارد. که در این مدلسازی برای مقاطع تیـر و سـتون قـاب هـا از ایـن دستور استفاده شده است. در جدول ۳-۱ ابعاد پروفیل های فولادی برای طبقـات گونـاگون ذکر شده است.



شکل ۳۶: نحوه ی نام گذاری گوشه ها و مش بندی در دستور patch quad

	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	طبقه پنجم
تیر	W۲۱×۸۳	W۲۱×۷۳	W۲۱×۷۳	W۱۸×۶۰	W۱۸×۵۰
ستون	W۱۴×۱۴۵	W۱۴×۱۴۵	W۱۴×۷۴	W۱۴×۷۴	W۱۴×۷۴

جدول ۳-۱: ابعاد پروفیل های فولادی طبقه چهارم | طبقه سوم | طبقه دوم

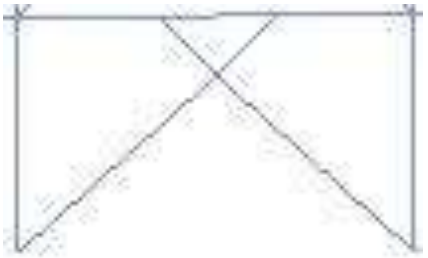
تا کنون در موارد عنوان شده تفاوتی بین دو مدل قاب فولادی با سیتم مهاربند HKB و قاب خمشی وجود نداشت و مدلسازی مانند یکدیگر بوده است. اما در ادامه اطلاعات مربوط به مدلسازی مهاربندهای HKB پرداخته شده است.

مهاربند

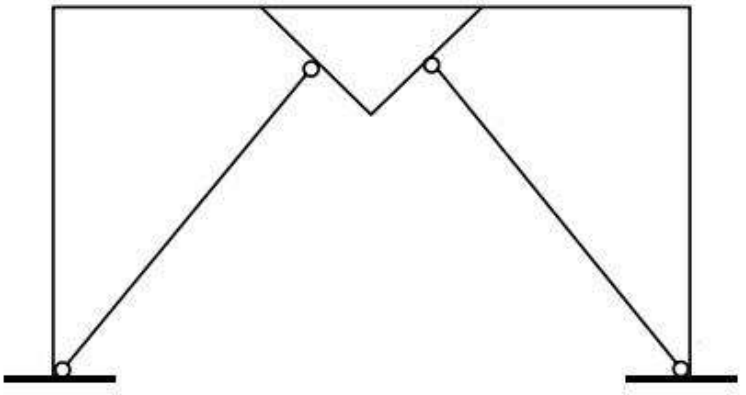
سیستم جدید قاب با مهاربند زانویی(KBF) شامل قاب با مهار قطری است که یک یا هر دو انتهای عضو قطری به عضو زانویی متصل شده و سختی را از طریق عضو قطری، شکل پذیری را از طریق تسلیم خمشی عضو زانویی تامین می کند. رفتار لرزه ای یک نوع از قاب هایی با مهاربند جدید زانویی (TKBF) و نقش پارامترهای موثر بر رفتار دینامیکی

غیرخطی آن تحت تاثیر زلزله های ناغان و السنترو بررسی و ارزیابی شده و با رفتار لرزهای سیستمهای هم محور CBF و برون محور EBF مشابه مقایسه شده است. نتایج نشان میدهد که قابهای TKBF از لحاظ کنترل تغییر مکان غیرخطی جانبی و نحوه ی تشکیل مفاصل پلاستیک و نوع مکانیزم و تغییر مکان قائم تیرهای کف، رفتار لرزه ای مناسب تری و بنابراین، سختی و شکل پذیری مناسب تری را برای سازه فراهم می کنند. ایجاد سختی و مقاومت به منظور کنترل تغییر مکان جانبی و ایجاد شکل پذیری برای افزایش قابلیت جذب انرژی و تحمل تغییر شکل هایی خمیری اهمیت دارند. در طراحی ساختمان های فولادی مقاوم در برابر زلزله، استفاده از سیستم های قاب های مقاوم خمشی MRF، قاب های با مهاربند هم محور CBF و قاب های با مهاربند برون محور EBF رایج است. اتصال تیرها به ستونها و زانویی به تیر و زانویی به ستون از نوع خمشی و اتصال مهاربند قطری به زانویی و به پای ستون مفصلی و اتصال ستون ها به پی گیردار است. به طور کلی سختی جانبی ارتجاعی قابهای KBF بیشتر از سختی جانبی قابهای EBF مشابه و کمتر از قابهای CBF مشابه است. لذا قاب های KBF از لحاظ سختی جانبی رفتار مناسب تری نسبت به قابهای EBF دارند. و همچنین از لحاظ تشکیل و گسترش مفاصل پلاستیک و نوع مکانیزم، قابهای TKBF تحت تأثیر زلزله بهتر عمل می کنند. قاب های TKBF به ازای PGA های پایین فقط اعضای زانویی آسیب می بینند ولی در قاب های EBF در تیرهای طبقه مفصل تشکیل می شود. درصد تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای اصلی سازه ای (تیر و ستون در قاب های KBF به ازای PGA های بزرگ از قاب های EBF مشابه کمتر است. نوع خاصی از مهاربندهای زانویی HKB نام دارد. که توسط جعفر راماجی و مفید که از یک عضو زانویی ۷ شکل تشکیل شده که متصل به دهانه میانه تیر و اعضای مهاربند است. نحوه‌ی عملکرد این سیستم بدین شکل است که در طول بارگذاری جانبی، کمانش نکرده و شکل پذیری قاب توسط تشکیل مفصل پلاستیک در المان های زانویی صورت می گیرد و پتانسیل بالایی برای اتلاف انرژی دارند. در واقع این نوع سیستم یک شکل بهینه ای از اعضای زانویی به شمار می رود و در مقایسه با سیستم DKB (نوعی از سیستم با مهاربند زانویی) سختی مناسب تر و ظرفیت جذب انرژی بالاتری دارد. در ادامه به نحوه ی مدلسازی سیستم مهاربند HKB پرداخته شده است و در قسمت مشخصات مدلسازی و مدل رفتاری

مصالح، از المان و مصالح استفاده شده در opensees برای مدلسازی این سیستم ذکر شده است. در شکل ۳۷ و ۳۸ به ترتیب شکل مدلسازی شـده در نـرم افـزار opensees و شـکل شماتیک این نوع سیستم مهاربند در یک طبقه قابل مشاهده است.



شکل ۳۷: مهاربند HKB در opensees



شکل ۳۸: مهاربند HKB به صورت شمانیک

همان طور که در شکل شماتیک مقاله مفید، که حاصل از نرم افزار شبیه ساز است مشخص می باشد که دو مهاربند(یکی با نیروی فشاری و دیگری با نیروی کششی) به دو طـرف عضـو زانویی V شکل متصل شده است. ارتفاع ستون هر طبقه ۳ متـر و ارتفـاع نقطـه ی آغـازین عضو زانویی ۷ شکل (نقطه ی شروع مثلث شکل ۳۸) ۲.۳ متر برای طبقه اول است. و بـرای طبقات بعدی هم به همین نسبت می باشد و عضو زانویی آغاز می شود. اما در مدلسـازی در نرم افزار opensees دو مهاربند به نقطه ی آغازین زانـویی (نـوک ۷) متصـل شـده اسـت.

صحیح آن است که جفت مهاربندها را به یک نقطه متصل کرده که آن نقطه همان نقطـه ی آغازین عضو زانویی است. و دلیل این امـر آن اسـت کـه چـون بـا المـان twoNodeLink مدلسازی صورت گرفته است. بنابراین مناسب تر است که هر دوی مهاربندها بارهای وارده را به این نقطه انتقال دهند. در واقعیت هنگامی که شکلی ماننـد مثلـث وجـود داشـته باشـد و مهاربندها به دو طرف آن متصل شده باشد نیـروی فشـاری و کششـی مهاربنـدها بـه آکـس مثلث انتقال پیدا می کند. به طور کلی سیستم مهاربند HKB یک سیستم مهابرنـد همگـرا است اگر مانند این شکل شماتیک در مقاله مفید مدلسازی صورت مـی گرفـت نیـرو بعـد از انتقال به عضو زانویی درون آن عضو در نقطه ای به یکدیگر رسیده که این نقطه بسیار مهـم است.

بنابراین به طور خلاصه در این مدلسازی فرض شده است که نقطه ی آغازین عضو زانویی در مدلسازی همان نقطه ی حاصل از استاد دو مهاربند(فشاری و کششی) که بـه اطـراف عضـو زانویی در شکل مقاله مفید متصل شده اند. در حقیقت این مثلث بیرونی را در نظـر نگرفتـه (فرضاً مثلث بیرونی تخریب می شود و این مهاربندها درون آن مثلث بـه نقطـه ی مشـترک می رسیدند. دلیل مدلسازی بدین شکل آن است که ایده ی مقاله این است که از یک المان twoNodeLink استفاده کرده که هر دو راستای X و لا و هم چـرخش درون صـفحه (۲) منجر به اتلاف انرژی شوند. که برای اتلاف انرژی در زانویی در دو راستای X و لا یک المـان الاستیک با مقدار تانژانت میرایی۰.۸ و برای چرخش درون صفحه (۲) تانژانت میرایی را برابر ۲ در نظر گرفته شده است. بنابراین اگر مهاربندها به آن نقطه ی آغازین عضو زانویی متصـل نمی گردید اتلاف انرژی کمی صورت گرفته و اصلا اتلاف انـرژی بـه چـرخش دورن صـفحه نرسیده و عضو تخریب می گردد. بنابراین در مدلسازی هم باید شکل قاب حفظ شود و از آن مهم تر باید رفتار صحیح سازه در نظر گرفته شود.

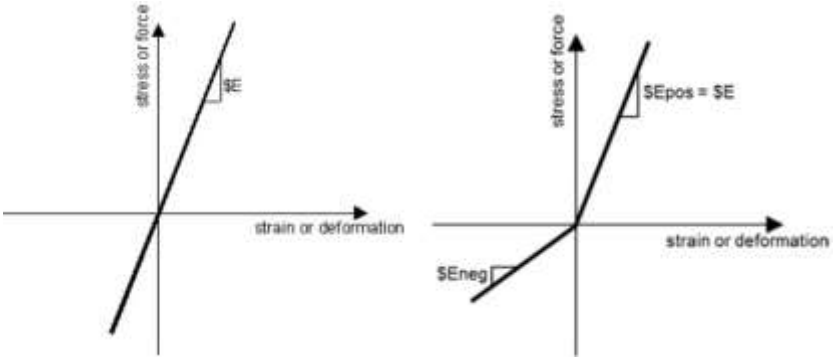
مشخصات مدلسازی و مدل رفتاری مصالح

در نرم افزار Opensees می توان طیف وسیعی از رفتار مصالح را تعریف نمود یک سـری از پرکاربردترین مصالح به صورت پیش فرض در نرم افزار تعریف گردیده است و بـرای سـاخت سایر مدل های رفتاری مصالح، می توان رفتار چند مصالح را با هم به صورت موازی یا سری،

ترکیب کرد و مدل رفتاری مورد نظر را به دست آورد. به طور کلی مصالح در Opensees به سه دسته ی کلی، مصالح تک محور ، مصالح چند محور و مصالح حرارتی تقسیم می شوند. که تمامی مصالحی استفاده شده است زیر مجموعه ی مصالح تک محوری می باشد که در این قسمت، مواردی که به کار گرفته شده اند اشاره شده است.

مصالح الاستیک

از این مصالح در مدلسازی رفتار P-delta ستون ها و اتصالات صلب هر طبقه استفاده شده است. همان طور که در شکل ۳۹ نشان داده شده است، این مصالح به صورت الاستیک خطی رفتار می کنند. البته با استفاده از پارامترهای اختیاری نیز می توان شیب رفتاری این مصالح را در شاخه فشاری و کششی متفاوت در نظر گرفت.



شکل ۳۹: مدل رفتاری مصالح الاستیک

مصالح Steel

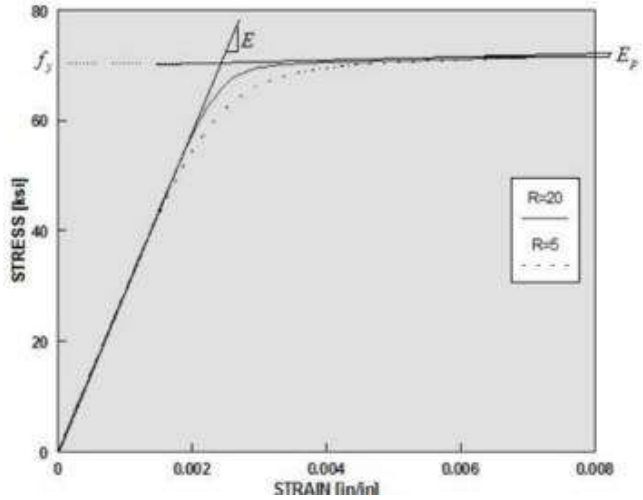
از این مصالح برای تعریف تیر و ستون های فولادی در قاب استفاده شده است. ناحیه انتقال از حالت الاستیک به حالت پلاستیک با یک منحنی ملایم صورت می پذیرد. همچنین برای اضافه کردن اثر خستگی به مصالح فولادی از پیش تعریف شده از مصالح Fatigue در مدلسازی به کار برده شده است. و برای ستون ها و تیر ها از المان nonlinearBeamColumn استفاده شده است.

uniaxialMaterial Fatigue $matTag $tag <-E. $E-> <-m $m> <-min $min> <-max $max>

element nonlinearBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts $secTag $transfTag ers<mass $massDens> <-iter $maxIters $tol> <-integration $intType>

برای تیرهای طبقاتی که به ستون آخر(پنجم) قاب متصل شده است، که باید اثرات پی دلتای بزرگ در آن دیده شود از المان های truss استفاده کرده و در ستون پنجم تمامی طبقات از المان elasticBeamColumn استفاده شده است تا بتوان اثرات پی دلتا را در نظر گرفت.

element truss $eleTag $iNode $jNode $A $matTag <-rho $rho> < -Mass $cFlag> <-doRayleigh $rFlag> element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag <-mass $massDens> <-cMass>



شکل۴۰: مدل رفتاری مصالح Steel.۲

جدول: مقادیر به کار رفته در مدل

پارامتر	مقادیر
yield strength, fys (MPa)	۲۹۰
strain-hardening ratio, b	۰.۰۲
initial elastic tangent, E۰(MPa)	۲۰۰

دو المان بعدی گفته شده فقط مربوط به مدل های با سیستم مهاربند HKB است و نحوه‌ی مدلسازی هم توضیح داده شده است.

المان corotTruss

این المان مشابه المان truss بوده و برای معرفی المان خرپایی بین گره های مدل است. این المان برای در نظر گرفتن اثرات غیرخطی هندسی در المان خرپایی مناسب است. از این المان برای اتصال پای ستون دوم و سوم تمامی طبقات قاب به گره ای که در زیر وسط تیر دهانه ی بالا قرار گرفته که در حقیقت گره هایی هستند که آن عضو زانویی به شکل V شروع می شوند، استفاده شده است.

element corotTruss SeleTag $iNode $jNode $A $matTag <-rho $rho> <-cMass $cFlag> <doRayleigh $rFlag>

المان لینک دو گرهی

این دستور برای ایجاد لینک بین دو گره به کار برده شده است. المان مربوطه در این مدلسازی دارای طول است و از ۱ تا ۳ درجه آزادی دارد که درجه آزادی ۱ و۲ مربوط به X و لا است و ۳ مربوط به چرخش درون صفحه است. و از آنجایی که المان دارای طول است درجات آزادی جانبی و دورانی با یکدیگر به صورت جفت در نظر گرفته خواهند شد. از این المان برای اتصال نقطه ی آغازین عضو زانویی به شکل V در تمام طبقات دهانه ی دوم قاب برای اتصال به تیر قرار گرفته در بالای آن استفاده شده است.

element twoNodeLink $eleTag $iNode $jNode -mat $matTags -dir $dirs <-orient <$x) $x $xT> yy$y"> <pDelta ($Mratio)> <-shearDist ($s Dratios)> <-doRayleigh> <-mass $m>

خصوصیات هندسی Geometric Transformation

برای ساختن یک مختصات انتقال سختی المان تیر ستون و نیروی پایدار از سیستم مبناء به سیستم مختصات کلی از دستور GeomTransf استفاده شده است. دستور Geom Transf در دو دسته به کار گرفته شده است.

ستون متکی Leaning Column

در راستای لحاظ کردن اثرات تعیین می شود که مقاومت خمشی ای نداشته باشد. از طرفی همان طور که گفته شد ستون های متکی نیز توسط فنرهای دورانی با سختی خمشی ناچیز به هم مصتل می شود تا لنگری توسط آن ها جذب Truss از روش ستون متکی استفاده می شود. در این روش یک دهانه اضافی به سازه اضافه می شود و بارهای ثقلی حذف شده به این ستون ها وارد می شود که با توجه به اینکه مقاومت خمشی این ستون ها توسط فنرهای خمشی با مقاومت خمشی ناچیز حذف می شود بنابراین این ستون ها به سازه اصلی تکیه کرده و از این طریق نیروی اضافی به سازه اصلی وارد می کنند. بار وارد بر ستون های متکی فقط برای در نظر گرفتن اثر پی دلتا خواهد بود و بار آن برابر با بار قاب های ثقلی حذف شده خواهد بود. بدیهی است که بارهای ثقلی مساحت بارگیر قاب اصلی به ستون های قاب اصلی نیز وارد می شود. المان تیر واصل این ستون به قاب اصلی از نوع P-Delta نشود.

از این دستور در قسمت ستون پنجم قاب در تمامی مدل ها استفاده شده است که در این روش فقط اثر نیروهای محوری در معادلات تعادل هندسی تغییر شکل یافته در نظر گرفته شده است.

بارگذاری

یکی از مزیت های نرم افزار Opensees توانایی انواع بارگذاری استاتیکی و دینامیکی خطی و غیر خطی در آن می باشد. برای اعمال بارگذاری نخست نیاز به مشخص کردن الگوی بارگذاری مربوطه است و سپس تعریف دامنه بارگذاری که به صورت یکی از حالات استاتیکی و دینامیکی به کار گرفته شده است.

الگوی بارگذاری

نخست برای بارگذاری های ثقلی از یک الگوی بار ساده استفاده شده است. باید بارهای mass و gravity را در گره ها وارد نماییم. به طور کلی بار mass نصف پلان به هر یک از دو قاب محیطی در هر جهت می رسد و بارگذاری gravity برابر با سهم بارگیر قاب خمشی مورد نظر باید به صورت نیروی ثقلی به قاب خمشی وارد شود. برای تعریف مجموعه ای از بارگذاری تاریخچه زمانی (چند شتاب نگاشت بر مبنای شتاب) از الگوی سری زمانی Path استفاده شده است.

تعریف بارگذاری

برای بارگذاری استاتیکی از روش Plain Pattern و برای بارگذاری دینامیکی به دلیل وجود ستون ها که نقاط ثابت به حساب می آیند، از الگوی UniformExcitation استفاده شده است.

تعیین الگوریتم حل مسئله

در نرم افزار Opensees انواع الگوریتم های حل مسائل غیرخطی وجود دارد، این الگوریتم ها در واقع روش های مختلف حل مسائل غیرخطی بوده و ترتیب گامهای حل در معادلات غیرخطی حاکم بر مسئله استفاده می گردد. برای اعمال بارهای ثقلی و دینامیکی از الگوریتم نیوتن استفاده شده است که روشی پر استفاده و قوی برای حل معادلات جبری غیر خطی می باشد.

جمع بندی و نتیجه گیری

به طور کلی در این فصل توضیحاتی در مورد انواع قاب های مدل شده در این تحقیق پرداخته شده است و در ادامه توضیحاتی مربوط به نحوه ی مدلسازی و مصالح و المان های به کار گرفته شده در نرم افزار opensees عنوان شده است. و به موضوع صحت سنجی پرداخته شده است.

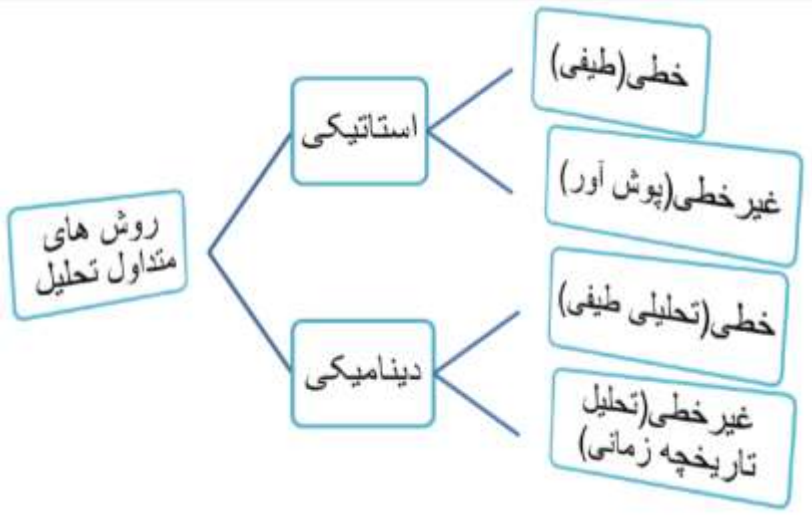
در فصل ۴ توضیحاتی در مورد روش تحلیل دینامیکی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی پرداخته و به توضیح روابط پرداخته شده است. و سپس توضیحاتی در مورد انواع شتاب نگاشت های انتخاب شده، داده شده است.

فصـــل چهارم

توضیح روش های تحلیل و نتایج

انواع تحلیل و نتایج

در این فصل نخست، توضیحاتی در مورد انواع روش های تحلیل داده شده است و سپس به سراغ انتخاب شتاب نگاشت ها رفته و توضیحاتی در مورد بار وارده برای تحلیل استاتیکی غیرخطی داده شده است. چهار روش برای تحلیل سازه های تحت بار جانبی وجود دارد که به طور خلاصه توضیحاتی درباره ی آنها داده می شود. و در نمودار شماتیک پایین انواع روشها قابل مشاهده است [۳۲]:



منظور از تحلیل خطی، تحلیل سازه با در نظر گرفتن رفتار ارتجاعی خطی برای اجزا آن می باشد، و منظور از تحلیل غیرخطی، تحلیل سازه با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی اجزا آن به دلیل رفتار غیر خطی مصالح، ترک خوردگی و اثرات غیرخطی هندسی میباشد. روش های تحلیل خطی زمانی مناسب می باشند که در زمان وقوع زلزله رفتار اجزا سازه در محدوده خطی قرار داشته باشد و یا تعداد کمی از اجزا از حد خطی خارج شوند. و همین طور روش های تحلیل استاتیکی زمانی باید مورد استفاده قرار گیرند که پاسخ سازه هنگام زلزله عمدتا ناشی از ارتعاش در مود اول باشد و اثر مودهای بالاتر قابل توجه نباشد. طبیعتا اگر شرایطی غیر از موارد ذکر شده حاکم باشد بهتر است که از روش های تحلیل غیرخطی و تحلیل دینامیکی استفاده گردد.

انتخاب رکوردهای زلزله

نتایج به دست آمده از تحلیل، وابستگی بسیاری به رکوردهای اعمال شده بر سازه دارد از این رو تعیین رکوردهای وارد بر سازه نقش بسیار مهمی را ایفا می کند. زیرا باید این موضوع، به گونه ای صورت گیرد که نتایج بدست آمده از تحلیل سازه شامل همهی حالات رفتاری سازه (الاستیک، پلاستیک و خرابی کامل) باشد. همچنین این مجموعه باید در بر گیرنده عدم قطعیت در پارامترهای خطر زلزله مانند نوع خاک، بزرگا و فاصله کانونی باشد.

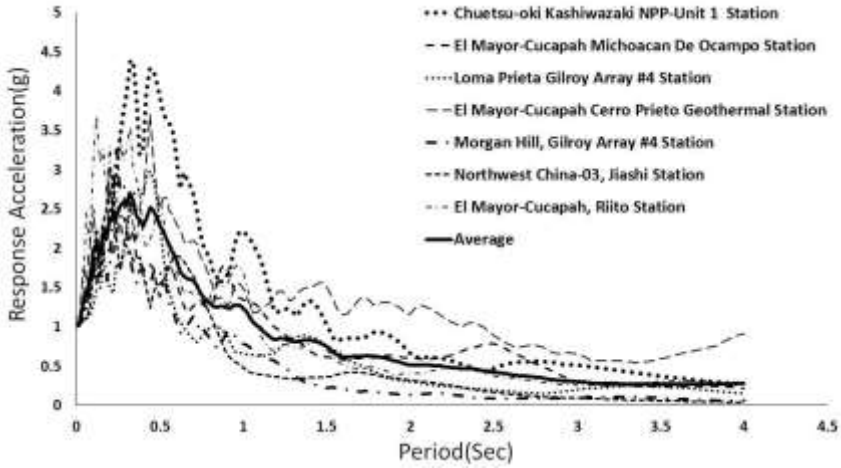
علاوه بر موارد بالا، تعداد رکوردهای کافی برای تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده نقش اساسی را بازی می کند. هر چه تعداد رکوردهای انتخاب شده در یک تحلیل بیشتر باشد، نتایج حاصل از آن تحلیل عمومیت بیشتری به خود خواهد گرفت اما از طرفی تعداد بالای رکورد حجم خروجی را افزایش داده از این رو باید تعداد شتاب نگاشتها به اندازه ای باشد تا کاهش زمان تحلیل ها و عمومیت بخشیدن به نتایج در حد معقول تأمین شود. شتاب نگاشت یک نوع بارگذاری است که در گذشته به وقوع پیوسته و هرگز عینهٔ تکرار نخواهد شد [۳۳]. بنابراین، استفاده از یک شتاب نگاشت به تنهایی برای تحلیل دینامیکی غیرمنطقی بوده بنابراین، برآیندی از نتایج تحلیل تحت چندین شتاب نگاشت باید مدنظر قرار گرفته شود. برای این کار ممکن است که استفاده از زلزله های به وقوع پیوسته در همان منطقه، بهترین عملکرد و نتایج را به دنبال داشته باشد. اما در صورتیکه مکان سازه مشخص نباشد یا اطلاعاتی از زلزله های گذشته آن محل در دسترس نباشد می توانیم با مقیاس سازی رکوردهای زلزله نتایج قابل اعتمادی را از سازه بدست آوریم. بنابراین به منظور ارزیابی رفتار لرزهای این قاب ها از دو مجموعه ای که شامل ۷ رکورد دور از گسل و نزدیک به گسل است استفاده شده و مقیاس سازی از تا. g ۰.۱صورت گرفته است تا تمام عدم قطعیت هایی که برای زلزله وجود دارد پوشش دهد. مشخصات این زلزله ها در جدول ۴-۱ ارائه شده است (g ۷.۳۴۰)

زلزله	نوع خاک	ایستگاه ثبت رکورد	بزرگی زلزله	فاصله از گسل(Km)	PGA(g)
Chuetsuoki (۲۰۰۷)	III	Kashiwazaki NPP_Unit۱: Ground surface	۶/۸	۱۱/۰	۰/۹۰۹
Chuetsuoki (۲۰۱۰)	III	Riito	۷/۲	۱۳/۷۱	۰/۳۹
Chuetsuoki (۲۰۱۰)	III	Cerro Prieto Geothermal	۷/۲	۱۱/۰	۰/۲۸۸
Chuetsuoki (۲۰۱۰)	III	Michoacan De Ocampo	۷/۲	۱۶/۰	۰/۵۳۸
Chuetsuoki (۱۹۸۹)	III	Gilroy Array #۴	۶/۹۳	۱۴/۳۴	۰/۴۱۹
Chuetsuoki (۱۹۸۴)	III	Gilroy Array #۴	۶/۱۹	۱۱/۵۴	۰/۳۴۹
Chuetsuoki (۱۹۹۷)	III	Jiashi	۶/۱	۱۷/۷۳	۰/۳

جدول ۴-۱: اطلاعات شتاب نگاشت های استفاده شده.

این زلزله ها در جهت افقی راستای X به قاب های مدل شده اعمال شده اند و برای تحلیل های دینامیکی در ساختمان های نامنظم، جهت اعمال زلزله، پارامتر بسیار مهمی به شمار می رود. بنابراین زاویه اعمال زلزله در تحلیل های دینامیکی غیرخطی قاب ها براساس مطالعات انجام شده در زمینه ارزیابی احتمالاتی قاب ها پارامتر جهت برخورد زلزله از توزیع یکنواخت پیروی می کند که مقادیری از صفر تا ۳۶۰ درجه را شامل می شود. که البته در این تحقیق پارامتر جهت برخورد زلزله در نظر گرفته نشده و تنها در یک راستای افقی شتاب نگاشتها به مدل ها اعمال شده و نتایج به دست آمده است.

در شکل ۴۱ شتاب طیفی تمامی زلزله های اعمال شده بر سازه قابل مشاهده است و مقدار میانگین این نمودار کشخص شده است.



شکل۴۱: نمودار شتاب طیفی زلزله ها

منــابع و مآخــذ

[١] Reza Foulad, Mohamad Zarin;” On the Seismic Performance of Hat Knee Bracing System in Low-Rise Multistory

[٢] Steel Structures []Farhad daneshjoo, Jalil. R. Asgari” Nonlinear Analysis of Knee-braced Frames under Earthquake Loadings” [١] Hossein Pahlavan; Behzad Zakeri; Gholamreza Ghodrati Amiri; and Mohsenali Shaianfar.” Probabilistic

[٣] Vulnerability Assessment of Horizontally Curved Multiframe RC Box-Girder Highway Bridges” [{] Pacific Coast Building Officials Conference, ١٩٥٧. Uniform Building Code (UBC), Los Angeles, California. [٠] IBC-٧, Y. . ٧, International Building Code, International Code Council, Falls Church VA, YY. ٤١ [١] ASCEV, Y., Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil

[٤] Engineers, Reston, Virginia. [V] SEAOC ١٩٩٠, Vision Y. , Performance based seismic engineering of buildings, Vol.) and Y: Conceptual

[٥] Framework, Structural Engineers Association of California (SEAOC) [^] Applied Technology Council, ATC-{., ١٩٩٧, "Seismic evaluation and retrofit ofconcrete buildings", Vol.) and ,

[٦] California [٩] - FEMA ١٩٩٧, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 'Vr; and NEHRP

[٧] Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA TV, October, Federal

[٨] Emergency Management Agency, Washington, D.C. [•] Code No. ٦٧., T..V, Islamic Republic of Iran, Management and Planning Organization, Instruction for

[٩] Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. [١] FEMA Tou, You, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel

[١٠] Moment-Frame Buildings, SAC Joint Venture., Washington DC. [Y] Kircher, C.A. and Martin W, " Development of fragility Curve for Estimatingof Earthquake Damage Work

[۱۱] Shopon Continuing Action to Reduce losses fromEarthquake Washington, Dc: U.S.Geological Survey. (۱۹۹۷). [۱] Anagnos, T; Rojahn, C. and Kiremidjian, A.S. “Building fragility relationships for California", Proceedings of

[۱۲] the Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, pp. ۱۹۱-۱٤۹ (۱۹۹٤) [۱٤] Anagnos , T.Rojahn, C.and Kiremidjiam, "ATC joint Study on Fragility Of Building",NCEER-۹۰-...T, Applied

[۱۳] Technology Council ,CA.(۱۹۹۰). [۱۰] Huo, J.R and Hwang H, “Fragility of Memphis buildings "Eleventh World Conference on Earthquake

[۱٤] Engineering (۱۹۹۱). [۱۷] fragility Curve ", proceeding of the workshop on effective Systems for Bridge, New York, NY.۱۹۹٤ [\V] Shinozuka M, Saxena V, Deodatis G, and Feng M., "Development Of Fragility Curve for Multi Span Reinforced

[۱٥] Concrete Bridge", Dept. of Civi and Environmental Engineering , Princeton University. Y.. [A] Reihorn, M; Barron C. and Ayala, A. Spectral Evaluation of Seismic Fragility of Structures, Structural safety and

[۱٦] Reliability - Balkema publishers (..) [۱۹] Catherine Ann Pagni " Modeling of Structural Damage of Older Reinforced Concrete Components ", Department of Civil and Environmental Engineering, University of Washington,

[۱۷] Arizaga, G, “Earthquake induced damage estimation for steel buildings in Puerto Rico", A thesis submitted

[۱۸] in partial ful_llment of the requirements for the degree of master of science in civil engineering

[۱۹] university of Puerto Rico, (۲۰۰٦). [] Mohamad Barkhordary And Saeed Tariverdilo (!).. “Vulnerability of ordinary moment resistant concrete

[۲۰] frames”, Earthquake Eng & Eng Vib pp, ۰۱۹-۰۱T [Y] Mark Adom-Asamoah, ۱۱ may Y. IY, “Generation of analytical fragility curves for Ghanaian non-ductile

[۲۱] reinforced concrete frame building s" International Journal of the Physical Sciences Vol. V(۹), PP YVTO_TV٤٤. [T] THAMBIRAJAH B, MING-TUCK & CHIH-Y L' "DIAGONAL BRACE WITH DUCTILE KNEE ANCHOR FOR ASEISMIC STEEL FRAME

[۲۲] [۹٤] Akshay G, Helmut K, "Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting

[۲۳] Frame Structures". [PO] Dimitrios V" Seismic Performance, Capacity and Reliability of Structures as Seen Through

[۲٤] Incremental Dynamic Analysis". [TV] Patxi Uriz, "Towards Rearthquake Resistant Design of Concentrically Braced Steel Structures". [A] Dimitrios G. Lignos, A.; and Helmut K," Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse

[۲٥] Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading". [۹۹] Hamed T, Massood M, "On the characteristics and design of yielding elements used in steel-braced framed

[۲٦] structures". [ro] Mazzoni, S; McKenna, F; Scott, M.H; Fenves, G.L; & Jeremic B; "Opensees Command Language Manual",

[۲۷] https://opensees.berkeley.edu.

[۲۸] [PT] Behnamfar, F., Nooraei, M., Talebi, M., "Al-stage Method for Selection of Ground Motions for Dynamic Time

[۲۹] History Analysis". AmirKabir J. Civil Eng., %۹۰) (V) TV-ITA. [۱] Pacific Earthquake Engineering Research Center, Regents of the University of California, Web site:

[۳۰] http://peer.berkeley.edu/smcat/sites.html. [ro] [۳٥] [T] [TA]

۳۱- آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم)، (۱۳۹۲).