بسم الله الرحمن الرحيم

وزارت علوم ، تحقیقات و فناوری

دانشگاه تفرش

گروه مهندسی عمران

پایان‌نامه کارشناسی ارشد

بهسازی لرزه ای قابهای فولادی با استفاده از مهاربندهای مجهزبه میراگربرشی

استاد راهنما :

دکتر افشین مصلحی تبار

دانشجو:

پیمان گنجی پناهی

۱۳۸۹

تقدیم به

خانواده عزیزم

تقدیر و تشکر

در ابتدا از آقای دکتر مصلحی تبار به خاطراینکه مجال مطالعه پیرامون این موضوع را در اختیار اینجانب قرار دادند و برای کمک‌های مداومشان در امر پروژه و همچنین به خاطر درس‌هایی که به من آموختند تشکر می‌کنم. از آقای یاشار زرین قلم، دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله دانشگاه صنعتی خواجه نصیر، به خاطرکمک‌های بی‌دریغشان و همچنین کلام روحیه‌بخششان تقدیر می‌کنم. درانتها جا دارد از تمامی کسانی که به ایجاد این پایان‌نامه کمک کردند تشکر لازم را داشته باشم.

چکیده

بسیاری از ساختمان های فولادی موجود در کشوربه دلایلی همچون عدم کفایت طراحی ویـا اجـرا در مقابـل زلزلـه بسیار آسیب پذیر بوده و نیاز بـه بهسـازی لـرزه ای دارنـد. یکـی ازعـواملی کـه در ارائـه روش مناسـب بهسـازی ایـن نـوع ساختمان ها باید مدنظر قرار گیرد استفاده بیشینه ،از ظرفیـت موجـود اعضـا مـی باشـد، در غیـر اینصـورت حجـم عملیـات بهسازی و هزینه های مربوط، بسیار گزاف شده و به لحاظ اقتصادی توجیه ناپذیر خواهـد گردیـد. ازجملـه روشـهای مـوثر بهسازی لرزه ای جهت استفاده بهینه از ظرفیت باربری اعضای موجود،استفاده از روشهای کنترل غیـر فعـال مـی باشـد.ایـن روشها با کاهش نیاز لرزه ای و افزایش شکل پذیری میزان آسیب پذیری سازه را در برابر زلزله کـاهش مـی دهنـد. عمـده روش های کنترل هزینه بر بوده و اجرای آن نیاز به فناوری پیشرفته دارد. یکی از روشهایی که علی رغـم بـازدهی زیـاد در بهبود عملکرد لرزه ای ، اجرای آن آسان بوده و به لحاظ اقتصادی نیز مناسب می باشد ، استفاده از میراگر پانل برشـی مـی باشد. طراحی این سیستم به گونه ای صورت می گیرد که ابتدا قطعات پانل برشی جاری می شوند و به ایـن ترتیـب انـرژی زلزله را مستهلک می نمایند و سایر عناصر سازه الاستیک باقی می مانند. در این مطالعه قاب های فولادی که در گذشته بـا استفاده از ویرایش اول آیین نامه ۲۸۰۰ طراحی شده‌اند با اسـتفاده از میراگـر پانـل برشـی و بـا اسـتفاده از روش آیـین نامـه FEMA356[1] به نحوی مطلوب بهسازی می شوند.

[1] - Federal Emergency Management Agency (FEMA)

فهرست مطالب

چکیده ..... ب

فصل اول:

پیشگفتار ۱

۱-۱- تاریخچه: ۲

۱-۲- شرح مسئله: ۲

۱-۳- ساختار پایان نامه: ۵

۱-۴- جمع بندی: ۵

فصل دوم: ارزیابی ۶

۲-۱- لزوم ارزیابی: ۶

۲-۲- استانداردها ۸

۲-۲-۱-توصیه‌های FEMA356 در مورد ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها ۸

۲-۳- تعیین پاسخ سازه با استفاده از روش‌های استاتیکی غیرخطی ۹

۲-۳-۱- روش طیف-ظرفیت ATC40 ..... ۱۱

۲-۳-۲- روش ضرایب FEMA356 ..... ۱۴

۲-۳-۳- توصیه‌هایFEMA440 ..... ۱۶

۲-۳-۳-۱-روش طیف-ظرفیت اصلاح شده (روش خطی سازی معادل) ۱۶

۲-۳-۳-۲-روش طیف-ظرفیت اصلاح شده (روش خطی سازی معادل) ۱۶

۲-۳-۴- ملاحظات دیگر روش‌های استاتیکی غیرخطی ۱۷

۲-۳-۴-۱- افت مقاومت و سختی ۱۷

۲-۳-۴-۲- اثرات چند درجه آزادی ۱۸

۲-۴- جمع بندی: ۱۸

فصل سوم: بهسازی ۱۷

۳-۱-بهسازی لرزه‌ای ساختمان های فولادی ۱۹

۳-۲-سیستم‌های کنترل سازه ۱۹

۳-۲-۱-سیستم جداساز ۲۰

۳-۲-۲-میراگر جرمی میزانشده ۲۱

۳-۲-۳-میراگر ویسکوز ۲۲

۳-۲-۴- میراگر ویسکوالاستیک جامد ۲۲

۳-۲-۵-میراگر اصطکاکی ۲۳

۳-۲-۶-میراگر فلزی جاری شونده ۲۴

۳-۳-میراگر برشی مورد استفاده در این مطالعه ۲۴

۳-۳-۱-اجزا میراگر: ۲۶
۳-۳-۲-کارهای تحلیلی انجام گرفته روی میراگر پانل برشی ۲۶
۳-۳-۳-پارامترهای میراگر: ۳۴
۳-۴-طراحی میراگر ۳۷
۳-۵- جمع‌بندی ۳۸
فصل چهارم:مدلسازی ۳۹
۴-۱ طراحی ساختمانهای فولادی مورد مطالعه بوسیله ی نرم افزار ETABS ۳۹
۴-۱-۱- مقاطع در نظر گرفته شده برای طراحی ۴۱
۴-۱-۲- سیستم به کار رفته برای ساختمانها ۴۱
۴-۱--۳ بارگذاری ۴۲
۴-۱-۳-۱- بار مرده ۴۲
۴-۱-۳-۲- بار زنده ۴۲
۴-۱-۳-۳- بارگذاری لرزه ای ۴۲
۴-۱-۴- آیین نامه طراحی ۴۲
۴-۱-۵- نتایج طراحی ۴۳
۴-۲ نرم‌افزار Perform 3D ۴۵
۴-۲-۱- مدلسازی و فرضیات انجام شده برای تحلیل استاتیکی غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار ۴۶
۴-۲-۱-۱- مدلسازی تیرها و ستونها ۴۶
۴-۲-۱-۲- مدلسازی بادبندها ۴۷
۴-۲-۱-۳-مدلسازی میراگر: ۵۱
۴-۳- جمع بندی ۵۴
فصل پنجم: ارزیابی، مطالعه موردی ۵۵
۵-۱-روش تحلیل ۵۵
۵-۲-تحلیل مودی ۵۵
۵-۳-توزیع بار جانبی ۵۵
۵-۴-ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی ۵۶
۵-۵-پارامترهای ارزیابی اعضا: ۵۷
۵-۶-ارزیابی قاب یک طبقه: ۵۷
۵-۷- ارزیابی قاب سه طبقه ۵۸
۵-۸-ارزیابی قاب شش طبقه ۶۱
۵-۹- ارزیابی قاب نه طبقه ۶۳
۵-۱۰- مقایسه جابجایی نسبی هدف و جابجایی نسبی ایمنی جانی (L.S) در قاب ها ۶۶

۵-۱۱-جمع‌بندی: ۶۸
فصل ششم: بهسازی مطالعه موردی ۶۹
۶-۱-طراحی میراگر: ۶۹
۶-۲-بهسازی قاب ۱ طبقه : ۶۹
۶-۳-بهسازی قاب ۳ طبقه : ۷۰
۶-۴-بهسازی قاب ۶ طبقه : ۷۳
۶-۵- بهسازی قاب ۹ طبقه : ۷۴
۶-۶- مقایسه جابه جایی نسبی هدف در حالت با و بدون میراگر ۷۶
۶-۶-۱- قاب یک طبقه ۷۶
۶-۶-۲- قاب سه طبقه ۷۷
۶-۶-۳- قاب شش طبقه ۷۸
۶-۶-۴- قاب نه طبقه ۷۹
۶-۷- مقایسه میانگین کاهش جابجایی نسبی هدف : ۷۹
۶-۸- مقایسه درصد کاهش میانگین برش پایه در جابجایی هدف قاب با میراگر و برش پایه در سطح عملکردی ایمنی جانی قاب بدون میراگر ۸۰
۶-۹- مقایسه نسبت انرژی میرا شده قاب مجهز به میراگر در جابجایی هدف به انرژی میرا شده قاب بدون میراگر ۸۱
۶-۱۰- جمع بندی ۸۲
فصل هفتم: نتایج و پیشنهادات ۸۳
۷-۱- خلاصه و نتیجه گیری ۸۳
۷-۲-پیشنهادات ۸۴
فهرست مراجع و ماخذ ۸۵

فصل اول

پیش گفتار

در سازه های فولادی ، دو سیستم مقاوم در برابر زلزله، پیشینه زیادی دارند و در سطح وسیعی مورد استفاده قرار می گیرند. که عبارتند از : سیستم قاب خمشی و سیستم قاب با مهاربندی همگرا. قاب های خمشی که دارای ظرفیت استهلاک انرژی بالایی به واسطه تشکیل مفاصل پلاستیک در انتهای تیرها هستند، اغلب بسیار انعطاف پذیر می باشند و محدود کردن تغییر مکان جانبی در این سیستم، به خصوص در مورد سازه های بلند مرتبه، معضل اصلی طراحان می باشد. از آن جا که اتصالات گیردار تیر به ستون نقش اصلی را در رفتار لرزه ای قاب های خمشی به عهده دارند، کسب اطمینان از کیفیت و توانایی آن ها بسیار حایز اهمیت است. در کشور ما متاسفانه نحوه اجرا و کنترل کیفیت اتصالات گیردار چندان مطلوب نیست. به عنوان مثال، به کرات مشاهده می شود که جوش اتصال تیر به ستون (مستقیما و یا به وسیله ورق های تحتانی و فوقانی) به صورت جوش گوشه اجرا می شود. این در حالی است که استفاده از جوش گوشه به جای جوش نفوذی کامل در بخش هایی از سازه که متاثر از بارگذاری دینامیکی می باشند، صریحا نفی شده است . به عنوان نمونه دیگری از بی توجهی به نحوه اجرای اتصالات گیردار، می توان به عدم دقت در انتخاب نوع الکترود اشاره کرد. در ساخت و سازه های رایج در سطح کشور، استفاده از الکترود E60 مرسوم می باشد . این نوع الکترود دارای چقرمگی پایینی می باشد و در مقابل تحریکات لرزه ای شکل پذیری مناسبی از خود نشان نمی دهد. به علاوه، در پی تجربه زلزله نورتریج مشخص شده است که اتصالات متداول تا قبل از این زلزله، حتی اگر با کیفیت خوبی اجرا شده باشند ، قادر به استهلاک انرژی مناسبی نیستند. بنابراین در دهه اخیر، مطالعات بسیار وسیع و سازمان یافته ای در مورد علت ناکارآمد بودن اتصالات گیردار مرسوم و نحوه ارتقای عملکرد لرزه ای این گونه اتصالات صورت گرفته است. این تحقیقات منجر به تغییرات اساسی در آیین نامه های لرزه ای و نیز ابداع اتصالات جدید از جمله اتصالات RBS و Cover Plate شده است، که متاسفانه دانش عمومی مهندسان طراح در کشورمان نسبت به این پیشرفت ها ناچیز است.

در مقابل قاب های خمشی، قاب های با مهار بندی همگرا معمولا دارای سختی و مقاومت بالایی هستند. ولیکن میزان استهلاک انرژی لرزه ای آنها به علت امکان وقوع کمانش در اعضای قطری فشاری و عدم شکل پذیری، پایین است. بعلاوه، همانند قاب های خمشی، نواقص و مشکلات قابل تاملی در نحوه اجرای این سیستم مقاوم جانبی در سطح کشور وجود دارد، مثل:

۱- اجرای ورق کوتاه اتصال بادبند به تیر و ستون به صورت خارج از مرکز
۲- عدم اتصال ورق بادبند به تیر و بعضا فاصله زیاد آن از تیر.
۳- اشکالات در اجرای جوش های قائم و بالاسری.
۴- عدم برقراری اتصال کافی بین زوج پروفیل های بادبند.
۵- استفاده از اعضای لاغر مهاربندی

۱-۱-تاریخچه:

مطالعات صورت گرفته در حیطه بحث این پایان‌نامه دارای تنوع زیادی می‌باشد و تاریخچه هر یک از بحث‌ها در صورت لزوم در فصول مربوطه ارائه گردیده است.

در بحث ارزیابی، استانداردهایی توسعه پیدا کرده است و مطالعاتی نیز صورت گرفته است که در فصل مربوط به ارزیابی بیان خواهد شد. روش استاتیکی غیرخطی به وسیله‌ی بسیاری از پژوهشگران مورد مطالعه قرار گرفته است و همچنین در پیش استانداردهای ساختمانی هم در مورد آنها بحث شده است. به عنوان مثال برروی توزیع‌های مختلف بار جانبی برروی سازه به منظور آنالیز بار افزون تحقیقات زیادی انجام شده است. در فصل ارزیابی به طور مختصر به بحث مطالعات صورت گرفته در این زمینه‌ها پرداخته خواهد شد.

پیرامون بحث بهسازی قاب‌های فولادی در برابر زلزله، مطالعاتی انجام شده است ،تاریخچه‌ای در این زمینه در فصل سوم بیان خواهد شد.

۱-۲-شرح مسئله

همان طور که در بخش پیش گفتار اشاره شد، هر یک از دو سیستم قاب خمشی و قاب با مهاربندی همگرا دچار محدودیتهایی می باشند. برای غلبه بر کاستی های موجود در هر یک از دو سیستم یاد شده، بیش از دو دهه قبل ، سیستم مناسبی تحت عنوان قاب با مهار بندی واگرا پیشنهاد شده است[1,2]. امتداد راستای یک بادبند در این سیستم تعمدا دارای خروج از مرکزیت نسبت به محل تقاطع تیر و ستون یا محل مقاطع تیر و بادبند دیگر می باشد. با انتخاب مناسب مقدار خروج از مرکزیت، قاب تا حد قابل توجهی سختی خود را حفظ خواهد کرد، ضمن این که به سبب تسلیم برشی در قسمت کوتاهی از تیر (موسوم به تیر رابط یا تیر پیوند) ، شکل پذیری لازم احراز خواهد شد.

تفکر اولیه در ابداع بادبندی های واگرا ، ایجاد تیر رابط کوتاه جهت وقوع تسلیم برشی بوده است. لیکن گاهی اوقات برای ایجاد فضاهای معماری باز، چاره ای جز استفاده از تیرهای رابط بلند وجود ندارد. در این

حالتها، انرژی به سبب تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیر رابط مستهلک خواهد شد. عملکرد ضعیف تر تیرهای رابط بلند نسبت به رابط های کوتاه با آزمایشهای متعدد به اثبات رسیده است[3] .

علی رغم عملکرد مطلوب قاب های با مهاربندی های واگرا در مقابل بارهای لرزه ای ، نقاط ضعف مهمی نیز در این نوع سیستم مقاوم در برابر زلزله، وجود دارد. از جمله این که بر اثر وقوع تغییر شکل های غیر الاستیک قابل توجه در تیر رابط پس از یک زلزله شدید، تراز طبقات ساختمان دچار تابیدگی قابل توجه خواهند شد. در این صورت، بهره وری ساختمان پس از زلزله، میسر نخواهد بود، ضمن این که بازسازی تیرهای رابط نیز که بخشی از تیر اصلی هستند، هزینه بر می باشد. جهت سهولت در امر بازسازی ساختمان های مهاربندی شده با سیستم واگرا، در دو دهه اخیر، تفکر جدیدتری در طراحی سازه های فولادی شکل گرفته است. بدین ترتیب که ، به جای به تسلیم کشاندن بخشی از تیر که به عنوان یک عضو اصلی و درجه یک در سازه محسوب می شود، عضوی فرعی در سازه تعبیه شده تا استهلاک انرژی در این عضو فرعی رخ دهد. یک نمونه از مهاربندی های واگرا که منطبق با چنین تفکری می باشد، به مهاربند با تیر رابط عمودی و یا مهاربند با پانل برشی موسوم است.

در مهاربند با پانل برشی، مهاربندها به واسطه یک تیر رابط برشی عمودی (که به عنوان یک عضو فرعی محسوب می شود) به تیر اصلی ساختمان متصل می شوند. در این سیستم ،قاب به گونه ای طراحی می شود که اعضای اصلی آن، یعنی ستون ها، تیرها و مهاربندها تا حد امکان در مقابل ارتعاشات لرزه ای در محدوده ارتجاعی باقی بمانند و فقط تیر رابط برشی نقش مستهلک کننده انرژی را بر عهده داشته باشد. در این صورت، انتظار می رود پس از یک زلزله شدید تمامی اعضای اصلی سازه تقریبا بدون عیب باقی بمانند و خرابی ها صرفا در اعضای فرعی ، یعنی تیرهای رابط برشی متمرکز شوند. بنابراین یکی از مزایای عمده این سیستم نسبت به مهاربندی های واگرای پیشین، یعنی امکان تعمیر و بازسازی به مراتب راحت تر و کم هزینه تر کاملا به چشم می آید. در صورتی که تیر رابط برشی با استفاده از پیچ به تیر اصلی متصل شود، به سهولت قابل تعویض خواهد بود و می تواند به عنوان عضوی یکبار مصرف در نظر گرفته شود. بدین معنی که ، تیر رابط پس از آسیب دیدن بر اثر یک زلزله شدید، از سازه جدا شده و عضوی جدید و مشابه با آن جایگزین می شود.

یکی دیگر از مزایای عمده روش جدید، امکان استفاده از آن، در بهسازی و مقاوم سازی ساختمان های موجود می باشد که به سهولت انجام می گیرد. خصوصا در کشور ما که بخش عظیمی از ساختمان ها فاقد سیستم مقاوم در برابر زلزله، می باشند، استفاده از این مزیت مهاربند با تیر رابط عمودی یا پانل برشی می تواند کمک شایانی در بهسازی لرزه ای این بخش از ساختمان ها محسوب شود.

سیستم پانل برشی یا تیر پیوند عمودی ، یکی از سیستم های اتلاف غیر فعال انرژی می باشد که به صورت قائم بین گره دو مهار بند شورون و بال پایینی تیر کفی بالا نصب می شود ،اغلب از مقاطع I شکل به عنوان پانل برشی استفاده می گردد. ظاهر این قطعات مشابه تیر کوتاهی است که به مهاربندی های واگرا متصل می گردد. در نتیجه پانلهای برشی، یک سطح مقطع T شکل دوبل دارند که با تقویت کننده هایی، به طور دقیق

از هم فاصله گذاری شده اند. با جاری شدن جان تیر پیوند عمودی یا پانل برشی، انرژی زلزله مستهلک می گردد. بدین ترتیب، با تسلیم پانل برشی و استهلاک انرژی به وسیله این قطعات سایر اعضای سازه ای الاستیک باقی می مانند .

انرژی مستهلک شده به وسیله تغییر شکل پلاستیک، صرفا به علت تنشهای برشی در جان مقطع دوبل، مستهلک می شوند. به همین دلیل به این قطعات پانل برشی گفته می شود. این مستهلک کننده های انرژی ، در صفحه خودشان رفتاری صلب دارند. ولی در جهت عمود بر صفحه شان دارای رفتاری شکل پذیرند. بنابراین دارای این مزیت هستند که در تغییر شکلهای کوچک ، با پتانسیل و توانایی کاهش تغییر مکان جانبی میان طبقه ای شروع به اتلاف انرژی می نمایند. تقویت کننده های عرضی در جان پانل برشی از کمانش آن تحت بارگذاری تناوبی جلوگیری می نمایند.

از آن جا که اعضای مهاربندی در مهاربندهای واگرا می بایست بخشی از تیر اصلی سازه را که خود معمولا از مقطع سنگینی تشکیل شده است، به حالت جاری شدن در بیاورند و یا به عبارت دیگر ، در تیر پیوند تغییر شکل های برشی غیر الاستیک ایجاد کنند، لازم است از اعضای مهاربندی سنگین استفاده شود. این در حالی است که چنین اعضای سنگین و هزینه بری فقط زمانی موثر واقع خواهند شد که سازه تحت اثر یک زلزله شدید قرار گیرد. در بارهای جانبی با شدت کمتر، تیر پیوند ممکن است الاستیک باقی بماند و هیچ منفعتی در زمینه افزایش قابلیت استهلاک انرژی سازه نداشته باشد.

در مهاربندی های واگرا تیرهای رابط به علت اندازه و موقعیتشان، تحت حالت تنش و کرنش پیچیده ای هستند که تحلیل و طراحی آن ها را مشکل می سازد، هر چند تلاش هایی در جهت کمک به مهندسان در طراحی این سیستم شده است. بعد از وقوع یک زلزله شدید، انتظار می رود تیر پیوند دچار خرابی های محسوس شود. از آنجا که تیر پیوند بخشی از تیر اصلی سازه می باشد، تعمیر و بازسازی آن کاری بس دشوار و پرهزینه است. براثر وقوع تغییر شکل های غیر الاستیک در تیر پیوند، تراز طبقات ساختمان دچار تابیدگی قابل توجه خواهند شد که این امر بهره وری ساختمان را پس از وقوع زلزله زیر سئوال می برد.

این مشکلات در سیستم پانل برشی بر طرف شده است. مزیت دیگر، در طراحی این سیستم این است که با تغییر ابعاد تیر پیوند عمودی می توان به نیروهای تسلیم متفاوتی، دست یافت. در سیستم پانل برشی، استهلاک انرژی تنها به وسیله تنشهای برشی صورت می گیرد. این سیستم دارای منحنی های هیسترزیس پایدار می باشد و بدون ایجاد تمرکز تنش، می تواند انرژی را به صورت یکنواخت مستهلک نماید. بعد از گسیختگی قسمتهای نازکتر، میراگر هنوز از ظرفیتهای مقاومتی برخوردار می باشد. در واقع در این سیستم، منحنی های هیسترزیس بدون هیچگونه افت مقاومت، پایدار می ماند. همچنین پانلهای برشی، به خوبی انرژی ورودی ناشی از تحریک لرزه ای را مستهلک می نمایند.

از دیگر مزایای سیستم پانل برشی این است که علاوه بر داشتن سختی قابل توجه، از شکل پذیری بالایی هم برخوردار است. در این سیستم بدلیل شکل پذیری مناسب، تغییر مکانهای نسبی طبقات و تغییر مکان حداکثر ساختمان، به راحتی منجر به آسیب دیدگی ساختمان نمی شوند. در واقع پانل برشی مثل یک فیوز شکل

پـذیر، انـرژی زلزلـه را مسـتهلک مـی نمایـد و از آسـیب دیـدگی عناصـر اصـلی سـازه، ماننـد تیـر، سـتون و مهاربنـد جلوگیری می کند.

در این پایان نامه سعی شده است که:

قاب‌های فولادی که در گذشته با استفاده از ویرایش اول آیین نامه ۲۸۰۰ که برای نیروی کمتر زلزله طراحی شده اند با استفاده از میراگر پانل برشی به نحوی بهسازی شوند که معیارهای آیین نامه FEMA356 و نشریه ۳۶۰ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور را برآورده کنند.

۱-۳-ساختار پایان‌نامه

فصل دوم، شامل مطالبی پیرامون ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های فولادی می‌باشد. فصل سوم، به بیان مفاهیم بهسازی و معرفی سیستم‌های کنترل غیر فعال سازه و به خصوص میراگر پانل برشی پرداخته شده است. در فصل چهارم به بیان کلی روند مدل‌سازی یک قاب فولادی با و بدون میراگر و فرضیات به کار رفته برای این امر پرداخته شده است. فصل پنجم به مطالعه موردی ارزیابی لرزه ای بر روی ساختمان‌های یک طبقه، سه طبقه، شش طبقه و نه طبقه با روند قید شده در پایان-نامه پرداخته شده است. فصل ششم به مطالعه موردی بهسازی لرزه ای برروی ساختمان‌های یک طبقه، سه طبقه، شش طبقه و نه طبقه با روند قید شده در پایان‌نامه پرداخته شده است. فصل هفتم اختصاص به ارائه نتایج و پیشنهادات دارد.

۱-٤-جمع‌بندی

در این فصل و در قسمت مقدمه، تاریخچه‌ای ازمطالعات صورت گرفته بیان شد، هدف پروژه تشریح گردید و همچنین توضیحاتی پیرامون روند مطالب پایان‌نامه و فصل‌بندی آن بیان شد.

فصل دوم

ارزیابی قاب‌های فولادی

طبق آمار موجود، بسیاری از ساختمان‌های فولادی موجود، با توجه به پیشرفت آیین‌نامه‌ها و موارد اصلاح شده آیین‌نامه‌ها بعد از زلزله‌های اخیر در جهان در برابر زلزله مقاوم نمی‌باشند. و لازم است این ساختمان‌ها مورد ارزیابی و بهسازی قرار بگیرند. در این فصل به بررسی لازم ارزیابی و روند آن پرداخته می‌شود.

۲-۱- لزوم ارزیابی:

با توسعه فلسفه جدید طراحی لرزه‌ای برمبنای سطح عملکرد، برخلاف فلسفه‌های طراحی متداول در آیین‌نامه‌ها و روش‌های طراحی لرزه‌ای موجود، امکان انتخاب، تعیین و تنظیم عملکرد سازه در شرایط بحرانی وجود دارد. سازه‌های مهم در شرایط بحرانی باید توانایی حفظ سطح عملکرد بالاتری را نسبت به سازه‌های عادی داشته باشند. به این ترتیب با پذیرش خطر مشخص و طراحی سازه بر مبنای سطح عملکرد بالاتر، از ایجاد خسارت‌های اقتصادی، جانی و زیست محیطی سنگین‌تر ناشی از خطر زمین لرزه می‌توان جلوگری کرد.

اکثر ساختمان‌های فولادی موجود در کشور که در گذشته با فلسفه طراحی آیین‌نامه‌های قدیم مانند ویرایش اول آیین‌نامه ۲۸۰۰ طراحی شده‌اند، با توجه به اینکه هم برای نیروی کمتر زلزله و هم بدون در نظر گرفتن عملکرد ساختمان طراحی شده‌اند، معیارهای آیین‌نامه‌های جدید و فلسفه جدید طرح لرزه‌ای یعنی طراحی براساس عملکرد را برآورده نمی‌کنند و به شدت در مقابل زمین لرزه آسیب‌پذیر می‌باشند. در روش سنتی طراحی سازه‌ها، معمولاً تنش‌های ایجاد شده تحت بارهای موجود مورد بررسی قرار می‌گیرند. حال آنکه در زلزله، ایجاد تغییر شکل‌ها و جابه‌جایی‌های نسبی ممکن است باعث اثرات مخرب و نامطلوبی مانند ضربه بین دو ساختمان مجاور و تخریب شدید در اجزای غیر سازه‌ای شود. همچنین در صورتی که تغییر شکل‌های جانبی، قابل ملاحظه باشد آنگاه اثرات ثانویه نیروی ثقلی در جابه‌جایی‌های جانبی نیز دارای اهمیت است

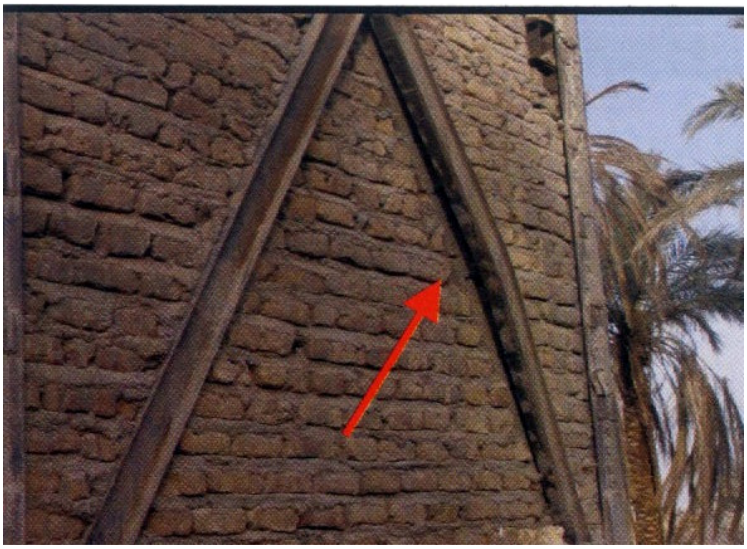
نقاط حساس و تخریب‌پذیر در سازه‌های قابی عبارتند از:

الف- ستون‌های گوشه که معمولاً تحت فشار شدیدی قرار می‌گیرند.

ب- کمانش اعضای مایل به علت شکل‌پذیری ناکافی

ج- درجه نامعینی کم ، هر چه درجه نامعینی سازه بیشتر باشد، رفتار آن در زلزله مطلوب‌تر خواهد بود. مکانیزم شکست در مورد سازه‌های دارای درجات نامعینی بالا، به گونه‌ای است که امکان تغییر مسیر بار و انتقال آن بعد از شکست و تسلیم بعضی از اعضا وجود دارد. در شکل‌های(۲-۱ و ۲-۲ و ۲-۳)نمونه‌هایی از مودهای خرابی ساختمان‌های فولادی نشان داده شده است.

۲-۱- کمانش بادبند قطری.



۲-۲- کمانش باد بند شورون.

۲- ۳- مکانیسم طبقه نرم.

با توجه به موارد ذکر شده، لزوم ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها در کشور به شدت احساس می‌شود. از نگاه اقتصادی استفاده از سازه‌های مهم موجود خصوصاً ساختمان‌های اداری با متراژ بالا در مقایسه با ایجاد تأسیسات جدید، حتی اگر سازه نیاز به اصلاحات اساسی داشته باشد، ارجح می‌باشد. هدف ارزیابی سازه موجود باید به گونه‌ای باشد که احتمال خرابی سازه قابل قبول باشد.

۲-۲- استانداردها

۲-۲-۱توصیه‌های FEMA356 در مورد ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها

در سال‌های اخیر طراحی بر مبنای عملکرد در پیش‌استانداردهای FEMA356 وATC40 انتشار یافته است. این استانداردها به صورت توصیه برای ارزیابی و بهسازی ساختمان‌های موجود به کار می‌روند و پیش‌بینی می‌شود که در آینده توسعه فراگیری پیدا کنند.

این استانداردها برای بحث ارزیابی علاوه بر مجموعه سازه، اعضا و دیگر جزئیات را نیز مد نظر قرار می‌دهد. بر این اساس سازه موجود تحت زلزله با سطح خطر مورد نظر، به وسیله یک روش آنالیز معتبر مورد تحلیل قرار می‌گیرد و مقادیر پاسخ‌های آن محاسبه می‌شود، سپس این مقادیر با مقادیر مجاز، که بر اساس سطح عملکرد هدف می‌باشد، مقایسه می‌شود. روش‌های آنالیز بیان شده در این پیش‌استاندارد مشتمل بر روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی می‌باشد و بر اساس نوع روش آنالیز معیارهای پذیرش نیز فرق می‌کند. معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی (استاتیکی و دینامیکی) مشابه یکدیگر است. سطح خطر زلزله بر مبنای احتمال وقوع آن در تعداد سالهای معین و یا دوره بازگشت بیان می‌شود. بر مبنای ترکیب سطوح عملکرد سازه‌ای و غیرسازه‌ای در ساختمان‌ها، چهار سطح عملکرد مختلف شامل سطح عملیاتی[۱]، قابلیت استفاده بی وقفه[۲]، ایمنی

[1] - Operational (O)
[2] - Immediate Ocupancy (IO)

جانی[1]، و جلوگیری از فروریزش[2] تعریف شده است. سطح عملکرد اول خواهان این است که سازه در حین زلزله و بعد از آن در موقعیت استفاده باقی بماند. سطح عملکرد آخر به معنی رسیدن سازه به نقطه فروریزش و شاید غیرممکن بودن تعمیرات می‌باشد.

سطح ایمنی مبنا[3]، که می‌تواند به عنوان یک معیار مناسب برای ارزیابی به کار رود، دو هدف را دنبال می‌کند، اول عملکرد ایمنی جانی در زلزله با سطح مبنای اول[4] با دوره بازگشت ۴۷۵ سال و دوم عملکرد جلوگیری از فروریزش در زلزله با سطح مبنای دوم[5] با دوره بازگشت ۲۵۰۰ سال می‌باشد. بسته به وظیفه سازه اهداف دیگری را نیز می‌توان در نظر گرفت. برای مثال برای یک سازه مهم مانند بیمارستان می‌توان از یک هدف افزون‌تر استفاده کرد.

عمل اعضا به دو دسته نیرو–کنترل و تغییرشکل–کنترل تقسیم‌بندی می‌شود. جدول (۲–۱) بعضی از انواع عمل‌ها را نشان می‌دهد. معیار پذیرش برای یک عمل نیرو–کنترل بر مبنای نیرو و مستقل از سطح عملکرد هدف می‌باشد و در این حالت مقاومت دست پایین مولفه‌ها نباید کمتر از بیشینه نیروهای ارزیابی باشد. برای عمل‌های تغییرشکل–کنترل معیار ارزیابی بر مبنای سطح عملکرد هدف می‌باشد و در این حالت مولفه‌ها باید ظرفیت تغییرشکلی داشته باشند که از مقدار بیشینه دامنه تغییرشکل معادل جابجایی هدف کمتر نباشد.

پیش‌استاندارد، برای یک سری از اعضا و مقاطع،پارامترهای مدلسازی و معیارهای‌پذیرش را معرفی کرده است.

۲–۱– نوع عمل اعضا برای ارزیابی طبق FEMA.

عمل		نیرو–کنترل	تغییرشکل–کنترل
کشش و فشار در مهاربند			✓
فشار در ستون		✓	
خمش در ستون	P<0.5Pcr		✓
	P>0.5Pcr	✓	

شرط کلی که باید علاوه بر اعضا برای کل ساختمان چک شود این است که برش پایه در جابجایی هدف نباید کمتر از ۸۰ درصد مقاومت جاری‌شدگی موثر سازه (با توجه به منحنی دوخطی) باشد.

۲–۳– تعیین پاسخ سازه با استفاده از روش‌های استاتیکی غیرخطی

استفاده از روش‌های دینامیکی غیرخطی برای یافتن پاسخ‌های سازه بسیار هزینه‌بر بوده و همچنین نیاز به اطلاعات جامع دارد. امروزه با توسعه روش‌های استاتیکی غیرخطی یافتن پاسخ‌های سازه‌ها به نسبت ساده‌تر گردیده است. در زمینه آنالیز

[1] - Life Safety (LS)
[2] - Colapse Preventation (CP)
[3] - Basic Safety Objective (BSO)
[4] - Basic Safety Earthquake 1 (BSE-1)
[5] - Basic Safety Earthquake 2 (BSE-2)

استاتیکی غیرخطی در سال‌های اخیر تحقیقات بی‌شماری صورت گرفته است. راوینکلر[۱] و سِنِوایرِنا[۲] بـه توصـیف جـامعی از آنـالیز استاتیکی غیرخطی پرداختند [4] کالکَن[۳] و کانَث[۴] به مقایسـه روش‌هـای اسـتاتیکی غیرخطـی مختلـف پرداختنـد[5] . مقـدم[۵] و حاج‌رسولیها[۶] به بررسی دقت روش‌های استاتیکی غیرخطی برای تخمین جابجایی‌های قاب‌های مهاربند پرداختند [6]. بسـیاری از مطالعات در این زمینه مربوط به چگونگی توزیع بار جـانبی و چگـونگی در نظـر گـرفتن اثـرات مودهـای بـالاتر بـه‌خصـوص در سازه‌های با پریود بالاتر می‌باشد. در این زمینه به عنوان نمونه می‌توان به مطالعات چوپرا[۷] و گویل[۸] اشاره کرد که توزیع بار جـانبی را بر مبنای مشارکت مودهای اساسی سازه به دست می‌دهد [7-9]. از دیگر مطالعات می‌توان به مطالعات جَن[۹] و همکاران اشـاره کرد که یک توزیع جانبی بار بر اساس دو مود اول ارتعاش سازه پیشنهاد کردند [10].

در روش‌های استاتیکی ابتدا با استفاده از یک آنالیز معتبر، مقدار جابجایی هدف (جابجایی بیشینه که انتظار مـی‌رود سـازه در طول عمر خود تجربه کند) به دست می‌آید. این جابجایی در روش‌های مختلف به عناوین مختلف شهرت دارد. بـدین منظـور لازم است که ابتدا منحنی بار افزون سازه به دست آید. برای این منظور، بعد از اعمال بارگـذاری اسـتاتیکی(ماننـد وزن و سـربار)، یـک توزیع بار جانبی به سازه اعمال می‌شود، این بارگذاری مرتبا افزایش می‌یابد در هر مرحله جابجایی نقطه مرجع (ماننـد مرکـز جـرم بام) بر حسب برش پایه بر روی مختصات منحنی برده می‌شود. با داشتن منحنی بار افزون که نماینده ظرفیت سـازه مـی‌باشـد، و همچنین با اطلاع از دامنه بارهای وارده می‌توان مقدار جابجایی هدف را تعیین کرد. روش‌های مرسوم در ایـن زمینـه، روش‌هـای طیف–ظرفیت[۱۰] ATC40 و روش ضرایب[۱۱] FEMA356 و اصلاح‌شده این دو روش، که در FEMA440 آمده است، مـی‌باشـد (به ترتیب شکل‌های (۲–۶) و (۲–۷)). با محاسبه جابجایی هدف مقادیر پاسخ‌های سازه حساب شده و بر مبنای نوع عمل و سطح عملکرد، ارزیابی صورت می‌گیرد. در زیر به شرح مختصری پیرامون چند روش استاتیکی غیرخطی مورد استفاده پرداخته می‌شود.

---

1 - Krawinkler
2 - Seneviratna
3 - Kalkan
4 - Kunnath
5 - Moghaddam
6 - Hajirasouliha
7 - Chopra
8 - Goel
9 - Jan
10 - Capacity-Spectrum Method
11 - Coeficient Method

۲-۳-۱- روش طیف-ظرفیت ATC40

این روش شامل یافتن پارامترهای معادل یک سیستم غیرخطی، نسبت به سیستم خطی، می‌باشد. در این روش بیشینه تغییر شکل غیرالاستیک سیستم یک درجه آزادی غیرخطی از بیشینه جابجایی سیستم یک درجه آزادی الاستیک با پریود و میرایی معادل به دست می‌آید. در شکل (۲-۴) مراحل این روش به صورت شماتیک نشان داده شده است.

روش طیف-ظرفیت ابتدا با تولید رابطه نیرو-تغییرشکل سازه آغاز می‌شود. رابطه نیرو-تغییرشکل در فرمت طیف پاسخ شتاب-جابجایی[1] رسم می‌شود. این فرمت یک شکل ساده‌شده برش پایه بر حسب جابجایی عرشه است که بر اساس خواص دینامیکی سازه به دست آمده است و منحنی ظرفیت سازه نامیده می‌شود. حرکت لرزه‌ای زمین نیز به فرمت شتاب-جابجایی برگردانده می‌شود. با این کار می‌توان منحنی ظرفیت و دامنه لرزه‌ای را در محورهای واحدی رسم کرد. در این حالت پریود به وسیله خطی که از مبدا سرچشمه می‌گیرد، معرفی می‌شود.

در روش طیف-ظرفیت فرض بر این است که میرایی معادل سیستم متناسب با سطح محصور شده به وسیله منحنی ظرفیت است. همچنین فرض می‌شود که پریود معادل مساوی پریود سکانتی در جایی است که دامنه حرکت لرزه‌ای زمین، که برای میرایی معادل کاهش یافته است، با منحنی ظرفیت تلاقی می‌کند. به دلیل اینکه هر دوی پریود و میرایی معادل تابعی از جابجایی هستند، تعیین جابجایی غیرالاستیک یک عمل تکراری است.

برای تبدیل منحنی بار افزون به فرمت شتاب-جابجایی از رابطه (۲-۱) استفاده می‌شود.

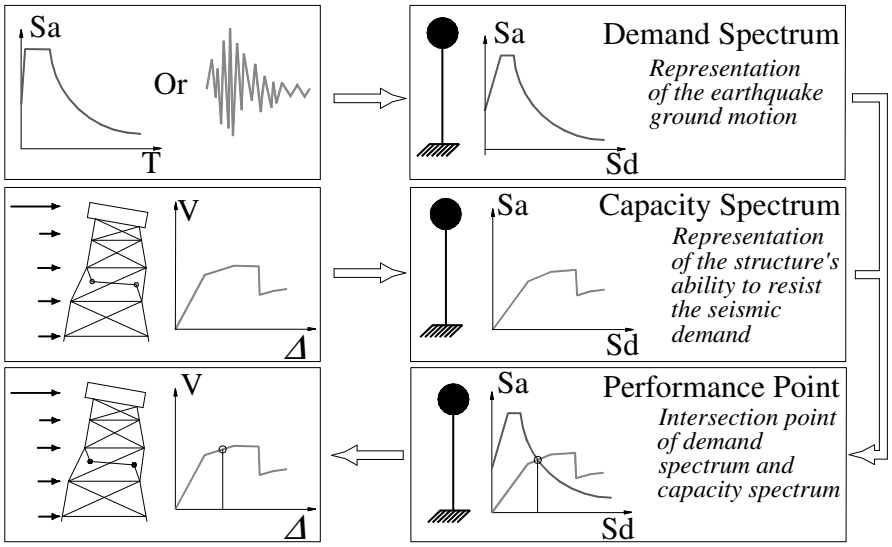
$$\begin{cases} S_{a_i} = \dfrac{V_i / W}{\alpha_1} \\ S_{d_i} = \dfrac{\delta_i}{(PF_1 \times \phi_{1,roof})} \end{cases} \qquad (۱-۲)$$

$\phi_{1,roof}$ دامنه جابجایی بام در مود اول است. α_1 و PF_1 به ترتیب ضریب جرم مودی و ضریب مشارکت برای مود اول می‌باشند و از روابط (۲-۲) و (۲-۳) به دست می‌آیند که w مقدار وزن در هر تراز است.

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^{n} (w_i \phi_{i1}) / g\right]^2}{\left[\sum_{i=1}^{n} w_i / g\right]\left[\sum_{i=1}^{n} (w_i \phi_{i1}^2) / g\right]} \qquad (۲-۲)$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^{n} (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^{n} (w_i \phi_{i1}^2) / g}\right] \qquad (۳-۲)$$

[1] - Acceleration Displacement Response Spectrum (ADRS)



۲-٤- توصیف شماتیک روش طیف-ظرفیت.

میرایی می‌تواند به صورت ترکیبی از میرایی ویسکوز و هیسترتیک مشاهده شود. میرایی هیسترتیک با یک میرایی ویسکوز معادل بیان می‌شود و کل میرایی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\beta_{eff} = \lambda \beta_0 + 0.05 \qquad (۴-۲)$$

که β_0 میرایی هیسترتیک و ۰.۰۵ میرایی ویسکوز ذاتی سازه است. λ ضریب اصلاح به منظور اصلاح اثرات دوخطی کردن رفتار سازه است. β_0 از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi}\frac{E_D}{E_{S0}} \qquad (۵-۲)$$

که E_D انرژی تلف شده با میرایی و E_{S0} انرژی کرنشی بیشینه است (شکل (۲-۵)).

برای منظور کردن میرایی، از دو ضریب کاهشی SR_V و SR_A که به ترتیب در سرعت طیفی و شتاب طیفی اعمال می‌شوند استفاده می‌کند. این استاندارد حدودی را نیز برای میرایی معادل تعیین کرده است (جدول (۲-۱)).

$$\begin{cases} SR_V = \dfrac{2.31 - 0.41\ln(\beta_{eff})}{1.65} \\ SR_A = \dfrac{3.21 - 0.68\ln(\beta_{eff})}{2.12} \end{cases} \qquad (۶-۲)$$