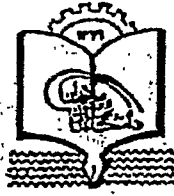




1119.1



دانشگاه علوم و فنون مازندران

بررسی رفتار کاهنده چرخه هیستریزیس در تحلیلهای غیرخطی (پوش
اور) برای قابهای بتنی خمشی ویژه با دیوارهای برشی

وحید شیخی

استاد راهنما:

دکتر غلامرضا قدرتی امیری

۵ - ۲۱ / ۸۸۸

پایان نامه برای دریافت درجه کارشناسی ارشد

مهندسی عمران - مهندسی سازه

بهار ۱۳۸۷

۱۱۱۹۰۱

تقديم به :

پدر

و

مادر

سپاس

با تشکر از استاد عزیز آقای دکتر غلامرضا قدرتی امیری که در طول انجام این پایان نامه مرا از راهنمایی های خود بهره مند ساختند.

در اینجا لازم می دانم از زحمات دوست عزیزم آقای مهندس شهروز عمیدی تشکر و قدر دانی کنم

چکیده:

با توجه به نیاز روزافزون کشور به مطالعات بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود و لزوم استفاده از تحلیل‌های کاربردی تر در این سازه ها، ما را بر آن می دارد تا به بررسی و تحقیق در زمینه خطاهای موجود در روشهای تحلیل بپردازیم.

درسالیان اخیر محققین گامهای مؤثری در بهسازی سازه ها برداشته اند و دیدگاه آنان در فراهم آوردن طرح ایمن از تأمین مقاومت متوجه عملکرد سازه ها Performance Base Design گردیده است. روش تحلیل استاتیکی غیر خطی NSP یا بارافزون یکی از روشهای نوینی است که علاوه بر سرعت بالا و سادگی محاسبات، مورد توجه قرار گرفته است. FEMA 356 و دستورالعمل بهسازی لرزه ای این روش را مورد توجه قرار داده اند. نتیجه این تحلیل تغییر مکان هدفی است که مبنای تعیین عملکرد سازه و بهسازی آن قرار می گیرد. تشخیص هر چه دقیق تر آن می تواند کارایی تحلیل پوش آور را از جهت دقت نیز افزایش دهد. تحلیل دینامیکی غیر خطی NDP تنها روشی است که امروزه با بالاترین دقت اثرات محرک لرزه ای بر سازه ها را بررسی می کند. با این وجود این تحلیل به جهت زمانبری، هزینه بالا و دشواری به اندازه روش بارافزون کاربرد ندارد. یکی از ضرایبی که در تعیین تغییر مکان هدف در این روش به کار می رود، ضریب C2 است که برای اصلاح خطای در نظر نگرفتن اثرات کاهش سختی و کاهش مقاومت چرخه های هیسترزیسی است.

در این تحقیق سعی شده است تا تعدادی سازه بتن مسلح با دیوار برشی، تحت تأثیر شتاب نگاشتهای مختلفی که مطابق با دستورالعملهای FEMA273 و FEMA356 همپایه شده اند، قرار گیرند. این سازه ها مطابق با آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۳ طراحی شده اند. در انتها با انجام تحلیل بارافزون و مقایسه نتایج آن با نتایج تحلیل دینامیکی، مقدار بدست آمده برای C2 با مقادیر پیشنهادی دستورالعمل بهسازی مقایسه می گردند.

فهرست مطالب:

فصل اول: کلیات

- ۱-۱-۱- مقدمه ۱
- ۱-۲- طراحی بر اساس سطح عملکرد ۶
- ۱-۲-۱- مزایای طراحی بر اساس عملکرد ۶
- ۱-۲-۲- تغییر مکان هدف ۸
- ۱-۳- تحلیل دینامیکی غیر خطی ۸
- ۱-۳-۱- مزایا و معایب تحلیل دینامیکی غیر خطی ۸
- ۱-۳-۲- ملاحظات خاص در مدلسازی ۹
- ۱-۳-۳- رفتار غیر خطی بتن مسلح ۱۰
- ۱-۳-۳-۱- رفتار هیسترتیک تیرهای بتنی مسلح ۱۰
- ۱-۳-۳-۲- رفتار هیسترتیک ستونهای بتنی مسلح ۱۸
- ۱-۳-۳-۳- رفتار هیسترتیک اتصالات بتنی مسلح ۲۱
- ۱-۳-۳-۴- رفتار هیسترتیک دیوارهای برشی بتنی مسلح ۲۶
- ۱-۴-۳-۱- مدلسازی غیر ارتجاعی دیوار بتن مسلح ۳۲
- ۱-۴-۳-۱- مدلسازی میکرو (Micro) و ماکرو (Macro) ۳۲
- ۱-۴-۳-۲- تاریخچه ای از مدلسازی هیستریزیسی اعضای بتن مسلح ۳۲

فصل دوم: مبانی نظری

- ۲-۲- تحلیل استاتیکی غیر خطی (LSP) ۴۱

- ۴۱-۱-۱-۲-.....اساس روش استاتیکی غیر خطی.....
- ۴۳-۲-۱-۲-.....مراحل تحلیل استاتیکی غیر خطی.....
- ۴۵-۳-۱-۲-.....توزیع بار جانبی.....
- ۴۸-۴-۱-۲-.....ایده آل سازی منحنی نیرو - تغییر مکان(منحنی دو خطی).....
- ۴۹-۵-۱-۲-.....تغییر مکان هدف.....
- ۵۶-۶-۱-۲-.....مفروضات اعضای بتنی در تحلیل غیرخطی.....
- ۵۹-۲-۲-.....تحلیل دینامیکی غیر خطی(NDP).....
- ۶۰-۱-۲-۲-.....روش نیومارک.....
- ۶۴-۲-۲-۲-.....روش میانگین شتاب.....
- ۶۵-۳-۲-۲-.....روش تعمیم یافته ویلسون.....
- ۶۷-۴-۲-۲-.....روش مقیاس کردن شتاب نگاشتها.....
- ۶۷-۱-۴-۲-۲-.....همپایه کردن شتاب حداکثر زمین لرزه PGA.....
- ۶۸-۲-۴-۲-۲-.....همپایه کردن طیف پاسخ.....
- ۶۹-۳-۲-.....ارزیابی مدل‌های هیستریزس.....
- ۷۳-۱-۳-۲-.....میزان آسیب پذیری ساختمانهای بتن مسلح.....
- ۷۳-۱-۱-۳-۲-.....مدل اندیس خسارت.....
- ۷۵-۲-۱-۳-۲-.....مدل خستگی خسارت.....
- ۷۶-۳-۱-۳-۲-.....مدل کلی خسارت.....
- ۷۷-۴-۲-.....مروری بر مطالعات ضریب جایجایی هدف.....
- ۷۸-۱-۴-۲-.....بررسی ضریب C1.....
- ۸۰-۲-۴-۲-.....بررسی ضریب C2.....
- ۸۱-۳-۴-۲-.....بررسی ضریب C3.....

فصل سوم: معرفی مدلها و مراحل تحلیل

- ۱-۳- معرفی مدل قابهای بتنی با دیوار برشی..... ۸۶
- ۲-۳- روشهای تحلیل ۸۸
- ۱-۲-۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی ۸۹
- ۲-۲-۳- تحلیل دینامیکی غیر خطی ۹۱
- ۱-۲-۲-۳- عملکرد برنامه IDARC ۹۳
- ۱-۱-۲-۲-۳- مدلسازی اعضای سازه ای ۹۳
- ۲-۱-۲-۲-۳- فرمولبندی سختی کل اجزای سازه ای ۹۴
- ۳-۱-۲-۲-۳- تیرها ۱۰۰
- ۳-۱-۲-۲-۳- ستونها ۱۰۳
- ۴-۱-۲-۲-۳- دیوارهای برشی ۱۰۳
- ۵-۱-۲-۲-۳- ستونهای لبه ۱۰۶
- ۶-۱-۲-۲-۳- تیر های عرضی ۱۰۷
- ۷-۱-۲-۲-۳- روش تحلیل دینامیکی ۱۰۹
- ۸-۱-۲-۲-۳- محاسبات اندیس خسارت ۱۱۰
- ۲-۲-۲-۳- انتخاب منحنی های هیستریزیسی ۱۱۱
- ۳-۲-۲-۳- شتاب نگاشتهای استفاده شده ۱۱۲

فصل چهارم: محاسبات و نتایج تحلیل

- ۱-۴- هدف تحلیل ۱۱۴
- ۲-۴- مقادیر جابجایی حداکثر ۱۱۵
- ۱-۲-۴- نتایج تحلیل دینامیکی دینامیکی ۱۱۵
- ۲-۲-۴- نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی ۱۲۳

۱۲۴.....	۳-۲-۴ محاسبه ضریب C ₂
۱۲۸.....	۴-۲-۴ محاسبه جابجایی نسبی طبقات
۱۳۴.....	۵-۲-۴ ارزیابی خسارت
	فصل پنجم: نتیجه گیری و ارائه پیشنهاد
۱۵۸.....	۱-۵ نتیجه گیری
۱۵۹.....	۲-۵ ارائه پیشنهاد
۱۶۱.....	منابع و مراجع

فهرست اشکال:

- شکل (۱-۱): سطوح عملکردی در نظر گرفته شده..... ۴
- شکل (۲-۱): تأثیر آرماتور فشاری بر روی ظرفیت شکل پذیری تیرهای بتنی مسلح..... ۱۲
- شکل (۳-۱): مقایسه نمودارهای تجربی و تحلیلی لنگر و دوران یک تیر خمشی..... ۱۳
- شکل (۴-۱): چرخه هیستریزیسی تیر بتن مسلح (الف) لاغر (ب) کوتاه..... ۱۴
- شکل (۵-۱): حلقه های هیستریزیسی تیر با درصد بالای آرماتورهای طولی و خاموت..... ۱۵
- شکل (۶-۱): چرخه های هیستریزیسی تیر بتنی با درصد خاموت بالا..... ۱۶
- شکل (۷-۱): چرخه های هیستریزیسی تیر بتنی با خاموت مورب..... ۱۶
- شکل (۸-۱): دو تیر کوتاه با عملکرد غالب (الف) خمشی (ب) برشی..... ۱۷
- شکل (۹-۱): نتایج اثرات خاموتها و بارگذاری نوسانی بر روی ستونها..... ۱۹
- شکل (۱۰-۱): چرخه های هیستریزیسی ستونهای مختلف..... ۲۰
- شکل (۱۱-۱): نیروهای مقاوم در برابر و برش و ساز کار فرض شده اتصال..... ۲۲
- شکل (۱۲-۱): خاموتهای مورب در نواحی مفصل پلاستیک..... ۲۴
- شکل (۱۳-۱): شبکه آرماتورهای طولی برشی میانی..... ۲۴
- شکل (۱۴-۱): روشهای دور کردن مفصل پلاستیک تیر از ستون الف) آرماتوربندی خمشی تکمیلی (ب) ماهیچه ج) جزییات ویژه آرماتوربندی..... ۲۴
- شکل (۱۵-۱): تیر کننده بیرونی برای مهار آرماتورهای تیر..... ۲۵
- شکل (۱۶-۱): منحنی های هیستریزیسی در مفاصل میانی..... ۲۶

- شکل (۱-۱۷): انواع حالات حاکم بر دیوار برشی..... ۲۷
- شکل (۱-۱۸): منحنی هیستریزیسی دیوار با رفتار خمشی..... ۲۸
- شکل (۱-۱۹): چرخه های هیستریزیسی دیوار با رفتار خمشی..... ۲۸
- شکل (۱-۲۰): چرخه های هیستریزیسی دیوار با رفتار خمشی..... ۲۹
- شکل (۱-۲۱): نتایج آزمایش بر روی دیوار T شکل..... ۲۹
- شکل (۱-۲۲): مقایسه اثر نیروی محوری فشاری بر شکل پذیری دیوار..... ۳۰
- شکل (۱-۲۳): چرخه های هیستریزیسی دیوار با رفتار برشی..... ۳۱
- شکل (۱-۲۴): چرخه های هیستریزیسی دیوار با رفتار لغزشی..... ۳۱
- شکل (۱-۲۵): مقایسه مدل ماکرو و میکرو در یک تیر..... ۳۲
- شکل (۱-۲۶): مدل رشته ای برای تیر-ستونهای بتنی (DRAIN-2DX)..... ۳۳
- شکل (۱-۲۷): مدل دومؤلفه ای..... ۳۵
- شکل (۱-۲۸): مؤلفه های متداول زوال..... ۳۶
- شکل (۱-۲۹): مدل تک مؤلفه ای..... ۳۶
- شکل (۱-۳۰): مدل چند مؤلفه ای آئوما و سوگانو..... ۳۷
- شکل (۱-۳۱): مدل فتر پیچشی غیر الاستیک..... ۳۸
- شکل (۱-۳۲): مدل توزیع نرمی..... ۴۹
- شکل (۱-۳۳): مدل عضو چند تکه الف) مدل سختی غیر کشسان متمرکز ؛ ب) مدل سختی غیر کشسان توزیع شده..... ۴۰
- شکل (۲-۱): اساس تحلیل استاتیکی غیر خطی..... ۴۲
- شکل (۲-۲): چند الگوی ساده بارگذاری..... ۴۶
- شکل (۲-۳): منحنی نیرو تغییر مکان اید هال شده الف) با سختی پس از تسلیم مثبت ب) با سختی پس از تسلیم منفی..... ۴۹

- شکل (۲-۴): رابطه بین ضریب C_1 و کاهش مقاومت R ۵۳
- شکل (۲-۵): تغییرات مقدار C_2 بر پایه آیین نامه بهسازی..... ۵۴
- شکل (۲-۶): روابط عمومی نیرو-جابجایی برای سازه های بتنی..... ۵۶
- شکل (۲-۷): رفتار حاکم بر دیوارهای برشی الف) تغییر مکان نسبی با رفتار حاکم برشی ب) چرخش مفصل خمیری با رفتار خمشی..... ۵۹
- شکل (۲-۸): تصحیح نیروی نامتعادل..... ۶۳
- شکل (۲-۹): مقایسه طیف پاسخ شتاب نگاشتهای مقیاس شده با PGA با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰..... ۶۸
- شکل (۲-۱۰): انواع مدل‌های هیسترتیک پیشنهادی..... ۷۲
- شکل (۲-۱۱): مقایسه C_1 بین دو گزینه پیشنهادی و رابطه حاضر..... ۷۹
- شکل (۲-۱۲): مقایسه میانگین خطاهای ضریب C_1 در خاک نوع..... ۷۹
- شکل (۲-۱۳): مقایسه C_2 بین دو گزینه پیشنهادی و نتایج تحلیلی..... ۸۱
- شکل (۲-۱۴): مقایسه C_2 با روابط حاضر..... ۸۲
- شکل (۲-۱۵): مقایسه ضریب C_2 آیین نامه FEMA356 با نسبت جابجایی میانگین سازه با کاهش سختی بر سازه الاستوپلاستیک کامل (بدون کاهندگی)..... ۸۲
- شکل (۲-۱۶): مقایسه ضریب C_3 پیشنهادی با رابطه حاضر..... ۸۳
- شکل (۲-۱۷): ضرایب اصلاح تغییر مکان ناشی از سختی منفی پس از تسلیم..... ۸۴
- شکل (۲-۱۸): تفاوت کاهش مقاومت بین چرخه ها و در چرخه های هیستریزیسی..... ۸۴
- شکل (۳-۱): سه قاب بتنی با دیوار برشی استفاده شده در تحلیل..... ۸۷
- شکل (۳-۲): ساختار برنامه IDARC..... ۹۴
- شکل (۳-۳): مدلسازی سازه ای در برنامه IDARC..... ۹۵
- شکل (۳-۴): المان ستون با درجات آزادی در برنامه IDARC..... ۹۵

- شکل (۳-۵): المان تیر با درجات آزادی در برنامه IDARC..... ۹۶
- شکل (۳-۶): المان دیوار با درجات آزادی در برنامه IDARC..... ۹۶
- شکل (۳-۷): المان سازه ای با نواحی صلب..... ۹۹
- شکل (۳-۸): پارامترهای تغییر شکل تیر در برنامه IDARC..... ۱۰۰
- شکل (۳-۹): لغزش پیوستگی در مهار..... ۱۰۲
- شکل (۳-۱۰): رفتار ترک خوردگی در تیر برشی..... ۱۰۲
- شکل (۳-۱۱): مدل رشته ای دیوار برشی..... ۱۰۵
- شکل (۳-۱۲): ستونهای لبه با درجات آزادی در برنامه IDARC..... ۱۰۷
- شکل (۳-۱۳): تیر عرضی با درجات آزادی در برنامه IDARC..... ۱۰۸
- شکل (۳-۱۴): نمودار طیف طرح شتاب نگاشتهای مقیاس شده..... ۱۱۳
- شکل (۴-۱): نمودار تاریخچه زمانی جابجایی بام قابها تحت شتاب نگاشت Abbar..... ۱۱۶
- شکل (۴-۲): نمودار تاریخچه زمانی جابجایی بام قابها تحت شتاب نگاشت Bam..... ۱۱۷
- شکل (۴-۳): نمودار تاریخچه زمانی جابجایی بام قابها تحت شتاب نگاشت EL centro..... ۱۱۸
- شکل (۴-۴): نمودار تاریخچه زمانی جابجایی بام قابها تحت شتاب نگاشت Kobe..... ۱۱۹
- شکل (۴-۵): نمودار تاریخچه زمانی جابجایی بام قابها تحت شتاب نگاشت Tabas..... ۱۲۰
- شکل (۴-۶): نمودار تاریخچه زمانی جابجایی بام قابها تحت شتاب نگاشت Taft..... ۱۲۱
- شکل (۴-۷): نمودار تاریخچه زمانی جابجایی بام قابها تحت شتاب نگاشت Tarzana..... ۱۲۲
- شکل (۴-۸): منحنی ظرفیت قاب با دیوار برشی ۱۰ طبقه..... ۱۲۳
- شکل (۴-۹): منحنی ظرفیت قاب با دیوار برشی ۱۵ طبقه..... ۱۲۳
- شکل (۴-۱۰): منحنی ظرفیت قاب با دیوار برشی ۲۰ طبقه..... ۱۲۴
- شکل (۴-۱۱): مقایسه ضرایب C2 بدست آمده با FEMA356..... ۱۲۷
- شکل (۴-۱۲): مقایسه ضرایب C2 بدست آمده با FEMA440..... ۱۲۷

شکل (۴-۱۳): مقادیر جابجایی نسبی قاب با دیوار برشی ۱۰ طبقه بدون کاهندگی (مدل کلاف). ۱۲۹

شکل (۴-۱۴): مقادیر جابجایی نسبی قاب با دیوار برشی ۱۰ طبقه با کاهندگی (مدل تاکدا-مبدأگرا)

..... ۱۲۹

شکل (۴-۱۵): مقادیر جابجایی نسبی قاب با دیوار برشی ۱۰ طبقه با شدیدترین کاهندگی ۱۳۰

شکل (۴-۱۶): مقادیر جابجایی نسبی قاب با دیوار برشی ۱۵ طبقه بدون کاهندگی (مدل کلاف). ۱۳۰

شکل (۴-۱۷): مقادیر جابجایی نسبی قاب با دیوار برشی ۱۵ طبقه با کاهندگی (مدل تاکدا-مبدأگرا)..... ۱۳۱

..... ۱۳۱

شکل (۴-۱۸): مقادیر جابجایی نسبی قاب با دیوار برشی ۱۵ طبقه با شدیدترین کاهندگی ۱۳۱

شکل (۴-۱۹): مقادیر جابجایی نسبی قاب با دیوار برشی ۲۰ طبقه بدون کاهندگی (مدل کلاف). ۱۳۲

شکل (۴-۲۰): مقادیر جابجایی نسبی قاب با دیوار برشی ۲۰ طبقه با کاهندگی (مدل تاکدا-مبدأگرا)..... ۱۳۲

..... ۱۳۲

شکل (۴-۲۱): مقادیر جابجایی نسبی قاب با دیوار برشی ۲۰ طبقه با شدیدترین کاهندگی ۱۳۳

شکل (۴-۲۲): مقایسه مقادیر جابجایی نسبی با تغییرات کاهندگی در قاب با دیوار برشی ۱۰ طبقه

..... ۱۳۳

شکل (۴-۲۳): مقایسه مقادیر جابجایی نسبی با تغییرات کاهندگی در قاب با دیوار برشی ۱۵ طبقه

..... ۱۳۴

شکل (۴-۲۴): مقایسه مقادیر جابجایی نسبی با تغییرات کاهندگی در قاب با دیوار برشی ۲۰ طبقه

..... ۱۳۴

شکل (۴-۲۵): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت Abbar بر قاب ۱۰ طبقه با دیوار برش ۱۳۶

شکل (۴-۲۶): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت Bam بر قاب ۱۰ طبقه با دیوار برشی ۱۳۷

شکل (۴-۲۷): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت EL centro بر قاب ۱۰ طبقه با دیوار برشی. ۱۳۸

شکل (۴-۲۸): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت Kobe بر قاب ۱۰ طبقه با دیوار برشی ۱۳۹

- شکل (۴-۲۹): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت Tabas بر قاب ۱۰ طبقه با دیوار برشی..... ۱۴۰
- شکل (۴-۳۰): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت Taft بر قاب ۱۰ طبقه با دیوار برشی..... ۱۴۱
- شکل (۴-۳۱): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت Tarzana بر قاب ۱۰ طبقه با دیوار برشی..... ۱۴۲
- شکل (۴-۳۲): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت Abbar بر قاب ۱۵ طبقه با دیوار برشی ۱۴۳
- شکل (۴-۳۳): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت Bam بر قاب ۱۵ طبقه با دیوار برشی ۱۴۴
- شکل (۴-۳۴): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت EL centro بر قاب ۱۵ طبقه با دیوار برشی ۱۴۵
- شکل (۴-۳۵): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت Kobe بر قاب ۱۵ طبقه با دیوار برشی ۱۴۶
- شکل (۴-۳۶): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت Tabas بر قاب ۱۵ طبقه با دیوار برشی ۱۴۷
- شکل (۴-۳۷): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت Taft بر قاب ۱۵ طبقه با دیوار برشی ۱۴۸
- شکل (۴-۳۸): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت Tarzana بر قاب ۱۵ طبقه با دیوار برشی ۱۴۹
- شکل (۴-۳۹): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت Abbar بر قاب ۲۰ طبقه با دیوار برشی ۱۵۰
- شکل (۴-۴۰): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت Bam بر قاب ۲۰ طبقه با دیوار برشی ۱۵۱
- شکل (۴-۴۱): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت EL centro بر قاب ۲۰ طبقه با دیوار برشی..... ۱۵۲
- شکل (۴-۴۲): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت Kobe بر قاب ۲۰ طبقه با دیوار برشی ۱۵۳
- شکل (۴-۴۳): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت Tabas بر قاب ۲۰ طبقه با دیوار برشی ۱۵۴
- شکل (۴-۴۴): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت Taft بر قاب ۲۰ طبقه با دیوار برشی ۱۵۵
- شکل (۴-۴۵): ارزیابی خسارت ناشی از شتاب نگاشت Tarzana بر قاب ۲۰ طبقه با دیوار برشی..... ۱۵۶
- شکل (۴-۴۶): مقایسه اثر مدل کاهندگی بر خسارت وارد بر قاب با دیوار برشی ۱۰ طبقه ۱۵۷
- شکل (۴-۴۷): مقایسه اثر مدل کاهندگی بر خسارت وارد بر قاب با دیوار برشی ۱۵ طبقه ۱۵۷
- شکل (۴-۴۸): مقایسه اثر مدل کاهندگی بر خسارت وارد بر قاب با دیوار برشی ۲۰ طبقه ۱۵۷

فهرست جداول:

- جدول (۱-۲): مقدار ضریب C_0 ۵۱
- جدول (۲-۲): مقدار ضریب C_m ۵۲
- جدول (۳-۲): مقدار ضریب C_2 ۵۴
- جدول (۴-۲): مقادیر سختی های مؤثر ۵۷
- جدول (۵-۲): مقادیر پارامترهای مدل سه پارامتری در مدل‌های مختلف ۷۱
- جدول (۶-۲): تفسیر اندیس خسارت کلی ۷۵
- جدول (۷-۲): مقادیر ثابت های پیشنهاد ۱ ۷۸
- جدول (۸-۲): مقادیر ثابت های پیشنهاد ۲ ۷۸
- جدول (۹-۲): ضرایب اصلاح شده تغییر مکان هدف ۸۵
- جدول (۱-۳): مقادیر مدل سه پارامتری در IDARC برای تحلیلهای انجام شده ۱۱۲
- جدول (۱-۴): نتایج حداکثر جابجایی بام در تحلیلهای استاتیکی و دینامیکی غیر خطی و محاسبه ضریب C_2 در قاب با دیوار برشی ۱۰ طبقه ۱۲۵
- جدول (۲-۴): نتایج حداکثر جابجایی بام در تحلیلهای استاتیکی و دینامیکی غیر خطی و محاسبه ضریب C_2 در قاب با دیوار برشی ۱۵ طبقه ۱۲۶
- جدول (۳-۴): نتایج حداکثر جابجایی بام در تحلیلهای استاتیکی و دینامیکی غیر خطی و محاسبه ضریب C_2 در قاب با دیوار برشی ۲۰ طبقه ۱۲۶

فصل اول

کلیات

۱-۱- مقدمه

رویداد زلزله به عنوان یک پدیده طبیعی، حیرت انگیز و جذاب و در عین حال مخرب و خوف انگیز ذهن بشر را به خود مشغول کرده است. رویکرد امروزه بشر مبتنی به شناخت هر چه بیشتر این پدیده اسرار آمیز و قدرتمند است تا با قانونمند کردن آن بتواند از اثرات زیانبار و گهگاه هولناک آن جلوگیری کند.

طی دهه های گذشته با پیشرفت مطالعات انجام گرفته بر روی ماهیت این پدیده و مطالعه بر روی اثرات آن، آیین نامه ها و دستورالعملهای بسیاری برای استفاده مهندسين به وجود آمده است. بررسی سازه های موجود در برابر زلزله همواره یکی از دغدغه های محققین بوده است. جهت حل این معضل آیین نامه هایی تنها برای ارزیابی رفتار این ساختمانها و نحوه بهسازیشان تدوین گشت. قطعاً اولین سازمانی که در رأس این چنین تحقیقاتی قرار دارد، مؤسسه مدیریت اضطراری فدرال ایالات متحده

FEMA است. اولین نشریه این سازمان جهت بررسی آسیب پذیری ساختمانهای موجود تحت عنوان FEMA 273 در سپتامبر سال ۱۹۹۶ با نام Seismic Rehabilitation Guidelines منتشر گردید. این مؤسسه بعدها نیز نشریاتی همچون FEMA 274، FEMA 356، FEMA 357 را منتشر نمود که پایه اکثر آیین نامه های بهسازی سراسر دنیا از جمله "دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود" می باشند.

در اکثریت آیین نامه های طراحی سعی بر آن بوده است که از تخریب سازه جلوگیری شود و ساختمان تاب مقاومت در برابر نیروهای لرزه ای را داشته باشد. بدین منظور تلاش می شد تا از کاهش و افت مقاومت سازه ها در هنگام زلزله مراقبت گردد. در این آیین نامه ها به محدود کردن میزان جابجایی ها و کاهش سطح خسارات توجهی نمی شد. در سال ۱۹۶۰ با وجود این حقیقت که روشهای طراحی در برابر زلزله که در آیین نامه به کار برده می شود، خالی از ارزیابی خدمت پذیری ویژه می باشد، انجمن مهندسين سازه آمریکا [SEAOC, 1968] مشخص کردند که ساختمانهایی که بر اساس آیین نامه طراحی شده اند، می بایستی قادر به بر آورده کردن سطوح عملکرد مورد نیاز باشند. این توسعه شامل بر آورده کردن، متحمل نشدن خسارت در زلزله های با سطح خطر حداقل و بدون خسارت سازه ای و یا خسارتهای غیر سازه ای در زلزله های با سطح خطر متوسط می باشد. در سال ۱۹۷۱ زلزله ای با شدت بالا Sylmal کالیفرنیا به بسیاری از ساختمانهایی که بر اساس آخرین ویرایش آیین نامه ها طراحی شده بودند، آسیب رساند. این حادثه سبب گردید تا آیین نامه های ساختمانی دستخوش تغییرات شوند. یکی از این تغییرات این بود که تا پیش از آن سازه ها را در برابر نیرویی به اندازه ۱۰٪ وزن سازه قرار می دادند تا در نبود درک صحیح و منطقی از رفتار واقعی سازه و نیروی زلزله بتوانند طراحی را به انجام برسانند. پس از این واقعه این نیرو به ۵۰٪ وزن سازه افزایش یافت. با این حال هنوز به اهمیت محدود کردن میزان جابجایی سازه ها پی برده نشده بود.

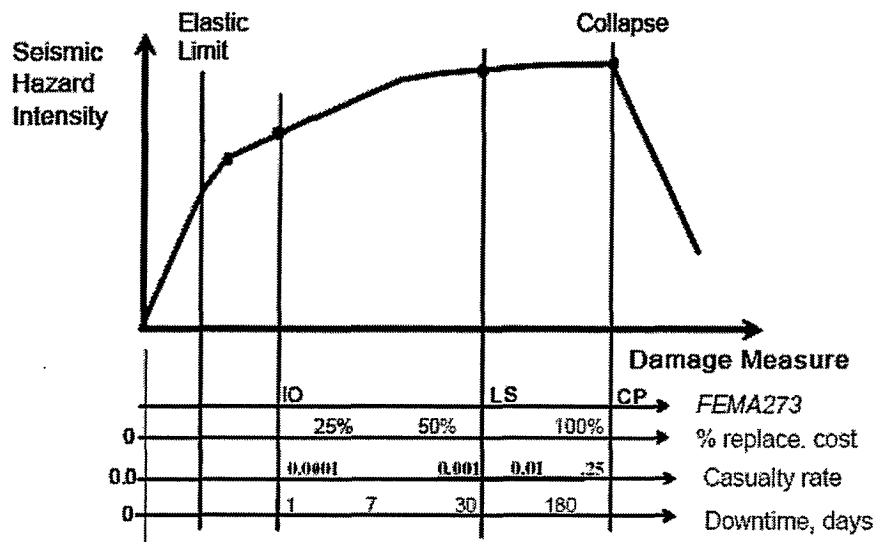
در سال ۱۹۸۹ زلزله Loma Prieta با بزرگای ۷/۱ در نزدیکی کالیفرنیا و در ۱۰۰ کیلومتری جنوب سانفرانسیسکو اتفاق افتاد. این زلزله سطح متوسطی از جنبش زمین لرزه را تولید کرد ولی باعث

خسارتهای اقتصادی فراوانی گردید. در نتیجه مهندسين، آژانسهای حکومتی و شرکتهای خصوصی این پرسش را مطرح کردند که آیا روشهای طراحی برای کنترل خسارتهای در زلزله های با سطح خطر متوسط که در SEAOC بیان شده است، مطمئن هستند. پس از زلزله Loma Prieta بسیاری از مالکان ساختمانها و شرکتهای ساکن در ساختمانهای قدیمی از ایمنی ساختمان خود و حفاظت دارایی و اموالشان در برابر زلزله دچار تردید شدند.

سالها پس از زمین لرزه Loma Prieta، انجمن تکنولوژی کاربردی ATC و جامعه مهندسين آمریکا ASCE و انجمن ایمنی لرزه ای ساختمانها BSSC شروع به کار گردآوری راهنمای بهسازی لرزه ای کردند [FEMA 273, 1996]. این نشریه به طور ویژه برای طراحی بر اساس اصول عملکرد و روشهای ارتقای لرزه ای سازه های موجود گردآوری شده بود. در همان زمان راهنمای ATC40 نیز گردآوری گردید. هر دو نشریه شبیه به یکدیگر بودند و مفهوم عملکرد و روشهای ارزیابی آن را به یک شکل بیان می نمودند. این بحث تکامل بیشتری پیدا کرد تا اینکه در بعضی از آیین نامه های کشورهای مختلف نظیر آیین نامه کشور ژاپن وارد گردید و در ضمن گزارشهای FEMA و ATC به عنوان معیارهای ارزیابی عملکرد ساختمانها به طور رسمی معرفی شدند. هر دو نشریه سه سطح عملکرد جداگانه را معرفی نمودند (شکل (۱-۱)):

- ۱- قابلیت استفاده بی وقفه که در آن خسارت کم و یا آسیب غیر سازه ای اتفاق می افتد.
- ۲- سطح عملکرد آستانه فروریزش که در این سطح عملکرد خرابی کامل سازه اتفاق می افتد.
- ۳- سطح عملکرد ایمنی جانی که در آن خرابی سازه اتفاق می افتد و در این حالت ساختمان در مقابل فروریزش پایدار می ماند.

بدین ترتیب برای اولین بار مفهومی به غیر از تأمین مقاومت در طراحی حائز اهمیت شد. البته مقاومت همچنان به عنوان گزینه اصلی همچنان مطرح بود و سازه هایی که بر اساس آیین نامه های جدید ساخته می شدند، مقاومت را به عنوان گزینه اصلی طراحی مطرح می کردند. با این حال جهت بهسازی سازه های قدیمی و فرسوده، گزینه کنترل تغییر شکلها و سطوح عملکردی رواج یافت. آیین



شکل (۱-۱): سطوح عملکردی در نظر گرفته شده [۱۱]

نامه هایی چون FEMA 302 و FEMA 303 جهت کاهش خسارات وارد به اجزای غیر سازه ای نیز کنترل تغییر شکل‌های ساختمان را مد نظر قرار دادند. میزان تغییر مکان جانبی کلی سازه به وسیله جنبش زمین لرزه طراحی و به کمک تحلیل سازه تعیین می شود. اصولاً چهار نوع روش برای تحلیل سازه ها وجود دارد:

۱- تحلیل استاتیکی خطی^۱

این روش مشابه روش ارزیابی شده در آیین نامه ۲۸۰۰ ایران (تحلیل استاتیکی معادل) است.

۲- تحلیل دینامیکی خطی^۲

در این روش نیروی زلزله به صورت دینامیکی وارد می گردد و ماهیت ماده خطی در نظر گرفته شده است.

مشابه این روش با تغییراتی به اسم تحلیل شبه دینامیکی در آیین نامه ۲۸۰۰ اشاره گردیده است.

۳- تحلیل استاتیکی غیر خطی^۳

^۱-(Linear Static Procedure) LSP

^۲-(Linear Dynamic Procedure) LDP

^۳-(Nonlinear Static Procedure) NSP