دانشگاه اراک

دانشکده فنی و مهندسی

پایان‌نامه دوره کارشناسی ارشد مهندسی عمران

بررسی حاشیه اطمینان در طراحی لرزه‌ای شالوده‌ها بر اساس دستورالعمل ASCE/SEI 41-06

پژوهشگر

آنا آنالوئی

استاد راهنما

دکتر علیرضا آذربخت

استاد مشاور

مهندس الهام رجبی

زمستان ۱۳۹۱

بسم الله الرحمن الرحیم

بررسی حاشیه اطمینان در طراحی لرزه‌ای شالوده‌ها بر اساس دستورالعمل ASCE/SEI41-06

توسط

آنا آنالوئی

پایان‌نامه

ارائه شده به مدیریت تحصیلات تکمیلی به عنوان بخشی از فعالیت‌های تحصیلی لازم برای اخذ درجه کارشناسی ارشد

در رشته مهندسی عمران- خاک و پی

از دانشگاه اراک

اراک-ایران

ارزیابی و تصویب شده توسط کمیته پایان نامه با درجه : عالی .

دکتر علیرضا آذربخت (استاد راهنما).....(استادیار دانشگاه اراک)

مهندس الهام رجبی (استاد مشاور).....(دانشجوی دکتری دانشگاه علم و صنعت)

دکتر سیدحمید هاشمی (داور داخلی).....(استادیار دانشگاه اراک)

دکتر سیدمهدی موسوی (داور خارجی).....(استادیار دانشگاه اراک)

زمستان ۱۳۹۱

تقدیم به آنان که حضورشان تنها افتخار زندگی‌ام است:

پدر عزیزتر از جانم...

که در لحظه‌های فراز صدای او اعتبارم می‌بخشد و در لحظه‌های نشیب اعتمادش بزرگترین پشتوانه‌ام است

مادر مهربان و نازنینم...

هر آنچه من اکنون بدست آورده‌ام از سپیدی سجاده اوست که هر صبحگاه سعادت مرا از دریای بیکران رحمت ایزد منان تمنا می‌کند

سپاسگزاری:

حمد و سپاس بیکران پروردگار یکتا را که هستی‌ام بخشید و به هم نشینی رهروان علم و دانش مفتخرم نمود.

قلم در دستانم انتظار می‌کشد و زیباترین واژگان قاصرند از بیان احساس من. با تمام وجود از کلمات می‌خواهم در هم ادغام شوند و جمله‌ای بسازند در خور سپاس و تقدیری شایسته.

اگر چه در کلام نمی‌گنجد اما ژرف‌ترین سپاس خود را نثار استاد فرهیخته و گرانقدرم آقای دکتر آذربخت می‌نمایم، چرا که نگارش رساله پیش رو ناممکن بود اگر در این مدت حضور، دانش و صبر ایشان همراه من نبود. هم چنین بر خود لازم می‌دانم از زحمات بی دریغ استاد گرانقدر خانم مهندس رجبی که بزرگوارانه و صبورانه در این مسیر یاری ام نمودند، تشکر و قدردانی نمایم.

چکیده:

طراحی مطلوب و بهـینه یک سازه مستـلزم رعایت حداقـل حاشیـه ایمنی است. ظرفیت‌های سازه شامل تغییـرشکل و مقاومت، باید از مقادیری که در هنگام وقوع زلزله به سازه اعمال می شوند، بیشتـر باشند. روش مورد استفاده در اکثر آییـن‌نامه‌ها، روش مبتنی بر مقاومت و شکل‌پذیری است. طیف پاسخ غیـرارتجـاعی در این روش از طیـف کاهش‌یافتـه پاسخ الاستیـک سازه توسط ضـرایب کاهنـده بدست می‌آید. از اینـرو، ضرایب کاهنـده که در آییـن‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای با عناوین مختلف ضریب کاهش نیرو، ضریب کاهش مقاومت، ضریب رفتار یا ضریب اصلاح پاسخ معرفی شده‌اند، نقش بسیـار مهمی را به عهده دارند. این ضریب در واقع اعمال‌کننده فلسفه طراحی لرزه‌ای می‌باشد. تغییر کوچکی در مقدار ضرایب کاهنده، منجر به تفاوت چشم‌گیری در مقادیر برش پایه محاسبه شده بر اساس طیف خطی و تخمین غیرواقع‌گرایانه‌ای از ضریب زلزله و نیروهای طراحی می‌شود و این امر می‌تواند یک طراحی نادرست غیراقتصادی و یا محافظه‌کارانه را در پی داشته باشد. در آیین‌نامه‌های کنونی این ضریب بر اساس قضاوت مهندسی، تحلیل و مشاهده عملکرد ساختمان‌هایی با مشخصات متفاوت و تحریک شده توسط زلزله‌های مختلف تعییـن شده است و لزوم تبیین دقیـق‌تر این ضریب احسـاس می‌شود. علاوه بر آن، مقدار متفـاوت این ضریب در آییـن‌نامه‌ها و دستـورالعمـل‌های مختلف سراسر دنیا، باعث ایجاد عدم اطمینان به نتایج در بین طراحان شده است. از این رو محاسبه دقیق این ضریب و بررسی پارامترهای تأثیرگذار آن، مسأله‌ای است که توجه بسیاری از پژوهشگران و محققین را در سال‌های اخیر به خود جلب نموده است.

هدف از رساله حاضر بررسی مقدار پیشنهاد شده برای ضریب کاهش نیرو در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ASCE/SEI41-06 می‌باشد. بدین منظور با استفاده از روش‌های تحلیل استاتیکی خطی و دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی، مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی بتنی همراه با دیوار برشی، متفاوت در تعداد طبقات و مستقر بر خاک‌های با مشخصات مختلف در دو حالت پایه صلب و انعطاف‌پذیر، مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. نتایج نشان‌دهنده این است که ترکیبات بارگذاری ارائه شده در دستورالعمل برای اجزای کنترل‌شونده توسط نیرو، منجر به تخمین غیرواقع‌گرایانه‌ای از تقاضای لرزه‌ای می‌گردد. مقایسه نتایج حاصل از دو تحلیل، مقادیر متفاوتی از ضریب کاهش نیرو را به منظور استفاده در روند طراحی پیشنهاد می‌دهد.

۱ مقدمه و کلیات ۱
۱-۱ اهمیت ضریب کاهش نیرو ۲
۱-۲ دیدگاه‌های موجود در زمینه ضریب کاهش نیرو ۲
۱-۳ نیاز به محاسبه دقیق ضریب کاهش نیرو ۴
۱-۴ رویکردی در مطالعه حاضر ۴
۲ مروری بر پژوهش‌های پیشین ۷
۲-۱ مقدمه ۸
۲-۲ تأثیر ضریب رفتار در طراحی سازه‌ها ۸
۲-۳ مروری بر مطالعات انجام شده در زمینه سازه‌های ساختمانی ۸
۲-۱ جمع بندی ۴۰
۳ مدل‌سازی قاب خمشی و دیوار برشی و سیستم خاک-پی ۴۲
۳-۱ مقدمه ۴۳
۳-۲ طراحی قاب‌های خمشی ۴۳
۳-۲-۱ مدل‌سازی تیرها ۴۶
۳-۲-۱-۱ مدل رفتار سه‌خطی مقاطع مستطیل شکل بتنی ۴۷
۳-۲-۱-۲ معادلات موجود جهت محاسبه پارامترها ۵۱
۳-۲-۱-۳ معرفی مصالح مناسب در محیط نرم‌افزاری Opensees جهت تعریف مدل رفتاری سه‌خطی مقاطع بتنی ۵۴
۳-۲-۱-۴ اختصاص مصالح Clough به ناحیه مفصل پلاستیک تیرها ۵۵
۳-۲-۲ مدل‌سازی ستون‌ها ۵۶
۳-۲-۳ قاب‌های دیوار برشی ۵۶
۳-۲-۳-۱ مدل‌سازی دیوار برشی ۵۷

۳-۲-۳-۲ پیوستگی المان دیوار برشی و قاب خمشی متصل به آن ۶۰
۳-۲-۴ اصلاحات انجام شده روی مدل..... ۶۱
۳-۲-۴-۱ اصلاحات انجام شده بر روی تیرها..... ۶۱
۳-۲-۴-۲ اصلاحات انجام شده روی ستون‌ها ۶۲
۳-۲-۴-۳ اصلاحات انجام شده روی دیوار برشی ۶۳
۳-۲-۵ مقایسه میان مدل اولیه و مدل اصلاح شده..... ۶۴
۳-۳ سیستم خاک و پی..... ۶۵
۳-۳-۱ تعیین مشخصات خاک..... ۶۵
۳-۳-۲ روش‌های مدل‌سازی اندرکنش خاک-سازه ۶۸
۳-۳-۳ روش وینکلر ۶۹
۳-۳-۴ تعیین ظرفیت باربری پی‌ها..... ۷۰
۳-۳-۵ تعیین سختی فنرهای وینکلر ۷۲
۳-۳-۶ مدل‌سازی المان‌ها پی در Opensees..... ۷۹
۳-۳-۷ مدل‌سازی فنرهای غیرخطی وینکلر در Opensees..... ۸۰
جمع بندی ۸۳
۴ نتایج تحلیل استاتیکی خطی و دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی قاب‌ها..... ۸۴
۴-۱ مقدمه..... ۸۵
۴-۲ روش تحلیل استاتیکی خطی..... ۸۵
۴-۲-۱ ترکیبات بارگذاری ۸۵
۴-۲-۲ محاسبه برش پایه..... ۸۷
۴-۲-۳ توزیع نیروی جانبی در ارتفاع و نیروی دیافراگم ۹۰
۴-۲-۴ محاسبه ضریب اطمینان در برابر واژگونی..... ۹۳

۴-۲-۵ محاسبه ضریب اطمینان در برابر لغزش ۹۶
۴-۳ روش دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی ۹۷
۴-۳-۱ بارگذاری ثقلی ۹۸
۴-۳-۲ انتخاب شتاب‌نگاشت ۹۸
۴-۳-۳ انتخاب معیار شدت لرزه‌ای ۱۰۱
۴-۳-۴ روش نیوتن رافسون ۱۰۵
۴-۳-۵ ضریب J ۱۰۶
۴-۳-۶ ضریب پیشنهادی J ۱۲۴
۴-۳-۷ کنترل مقادیر پیشنهادی ضریب J ۱۲۹
۴-۳-۸ ضریب کاهش نیرو در دو حالت پایه صلب و انعطاف‌پذیر ۱۳۳
۴-۳-۹ مقایسه ترکیبات بارگذاری ثقلی مورد استفاده ۱۳۹
۵ نتیجه‌گیری و ارائه پیشنهادات ۱۴۲
۵-۱ نتایج حاصل از پژوهش ۱۴۳
۵-۲ پیشنهادات برای تحقیقات آتی ۱۴۷
۶ فهرست مراجع ۱۴۹

شکل ۲-۱ : ضریب کاهش مقاومت پیشنهاد شده توسط Newmark و Hall در سال ۱۹۷۳. ۱۰
شکل ۲-۲ : ضریب کاهش مقاومت پیشنهاد شده توسط Newmark و Riddell در سال ۱۹۷۹. ۱۰
شکل ۲-۳ : ضریب کاهش مقاومت پیشنهاد شده توسط Biggs و Lai در سال ۱۹۸۰..... ۱۲
شکل ۲-۴ : ضریب کاهش مقاومت پیشنهاد شده توسط Elghadamsi و Mohraz در سال ۱۹۸۷. ۱۳
شکل ۲-۵ : ضریب کاهش مقاومت پیشنهاد شده توسط Riddell، Hidalgo و Cruz در سال ۱۹۸۹. ۱۴
شکل ۲-۶ : ضریب کاهش مقاومت پیشنهاد شده توسط Arias و Hidalgo در سال ۱۹۹۰.. ۱۵
شکل ۲-۷ : ضریب کاهش مقاومت پیشنهاد شده توسط Nassar و Krawinkler در سال ۱۹۹۱. ۱۶
شکل ۲-۸ : پاسخ عمومی سازه در مطالعه (1992) C .M . Uang ۱۷
شکل ۲-۹ : ضریب کاهش مقاومت پیشنهاد شده توسط Vidic، Fajfar و Fischinger در سال ۱۹۹۲. ۲۰
شکل ۲-۱۰ : ضریب کاهش مقاومت پیشنهاد شده توسط Miranda در سال ۱۹۹۳..... ۲۱
شکل ۲-۱۱ : تفاوت در مقدار تغییرشکل انعطاف‌پذیر با تغییر میزان مقاومت جانبی سیستم در مطالعه Miranda و Bertero. ۲۲
شکل ۲-۱۲ : طیف پاسخ خطی و غیرخطی انعطاف‌پذیری ثابت در مطالعه Miranda و Bertero. ۲۳
شکل ۲-۱۳ : مقایسه ضریب کاهش مقاومت در مطالعه Miranda و پژوهش‌های پیشین در مطالعه Miranda و Bertero ۲۵
شکل ۲-۱۴ : تأثیر پارامترهای a) انعطاف‌پذیری، b) بزرگا، c) فاصله و d) شرایط ساختگاه بر روی ضریب رفتار محاسبه شده بر اساس مدل EPP در مطالعه Borzi و Elnashai. ۲۷
شکل ۲-۱۵ : منحنی‌های سه‌خطی ساده شده برای تعیین ضریب اصلاح پاسخ در مطالعه Borzi و Elnashai. ۲۸
شکل ۲-۱۶ : نسبت بین ضریب کاهش نیرو و پارامترهای Ω_d و R_μ و μ در مطالعه Mwafy و Elnashai (۲۰۰۲). ۳۰
شکل ۲-۱۷ : محاسبه ضریب کاهش نیرو برای ساختمان ۱۲ طبقه منظم با استفاده از

رکوردهای مصنوعی سازگار شده با طیف آیین‌نامه. a : محاسبه $R_{c,dy}$ و b: محاسبه $R_{c,ay}$ در مطالعه Mwafy و Elnashai (۲۰۰۲)..... ۳۲
شکل ۲-۱۸ : مقایسه بین ضریب کاهش نرمی (Rμ) و ضریب (Rc,ay) در مطالعه Mwafy و Elnashai (۲۰۰۲)..... ۳۳
شکل ۲-۱۹ : ضریب کاهش نیرو اولیه بر حسب طراحی در مطالعه Mwafy و Elnashai (۲۰۰۲)..... ۳۵
شکل ۲-۲۰ : وابستگی ضریب کاهش نیرو به نسبت میرایی بر اساس مطالعه Watanabe و Kawashima..... ۳۶
شکل ۲-۲۱ : میانگین و میانگین +/- انحراف معیار پارامتر R-Factor بر اساس مطالعه Watanabe و Kawashima..... ۳۹
شکل ۲-۲۲ : ضریب کاهش نیرو بر اساس مطالعه Watanabe و Kawashima..... ۴۰
شکل ۳-۱ : نمایی از قاب‌های خمشی مورد استفاده در مطالعه (Marzban et al., 2012)..... ۴۴
شکل ۳-۲ : طیف‌های پاسخ بر اساس آیین‌نامه FEMA450 و آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای خاک‌های B و C و D..... ۴۵
شکل ۳-۳ : رفتار مونوتونیک و چرخ‌های مدل پیشنهادی Ibarra (Haselton et al., 2007). ۴۸
شکل ۳-۴ : مودهای زوال در مدل پیشنهادی Ibarra a) زوال مقاومت اولیه b) زوال مقاومت پس از اوج c) زوال سختی باربرداری d) زوال سختی بارگذاری مجدد شتاب‌دار (Ibarra et al., 2005)..... ۵۱
شکل ۳-۵ : شکل حاصل از آزمایش مونوتونیک روی المان بتن مسلح و نمایش سختی‌های مؤثر..... ۵۲
شکل ۳-۶ : پوش رفتار مصالح Clough (اصلاح شده از Ibarra et al.,2005)..... ۵۵
شکل ۳-۷ : جداسازی مدهای تغییر شکل در مدل دیوار برشی (Orakcal et al., 2006)..... ۵۸
شکل ۳-۸ : مدل دیوار برشی با قابلیت بروز رفتار خمشی و برشی با در نظر گرفتن اندرکنش آن‌ها..... ۵۸
شکل ۳-۹ : مدل دیوار برشی با قابلیت لحاظ نمودن اندرکنش خمش و برش (Orakcal et al., 2006)..... ۵۹
شکل ۳-۱۰ : تغییرمکان‌ها و چرخش‌ها در مدل دیوار برشی (Orakcal et al., 2006). ۵۹
شکل ۳-۱۱ : مدل‌سازی دیوار برشی به کمک چندین المان خطی و فنر برشی (Orakcal et

al., 2006) ۶۰
شکل ۳-۱۲ : اضافه شدن برش به خمش و نیروی محوری توسط دستور ۶۳
شکل ۳-۱۳ : مقطع دیوار برشی (Opensees Manual) ۶۴
شکل ۳-۱۴ : نمای شماتیک از مدل وینکلر (Allotey and EI Naggar, 2003) ۶۹
شکل ۳-۱۵ : مدل پی مستقر بر خاک وینکلر (Dutta and Roy, 2002) ۷۰
شکل ۳-۱۶ : ابعاد پی جهت استفاده در روابط سختی الاستیک Gazetas (Harden et al., 2005) ۷۵
شکل ۳-۱۷ : مدل‌سازی اندرکنش خاک-سازه به روش فنرهای متمرکز (FEMA273) ۷۶
شکل ۳-۱۸ : مدل شماتیک پی مستقر بر خاک وینکلر (Marzban et al., 2012) ۷۷
شکل ۳-۱۹ : نمایی از چگونگی تغییرات سختی در نواحی انتهایی و میانی پی به منظور اعمال وابستگی سختی‌های کل قائم و چرخشی (ATC-40) ۷۸
شکل ۳-۲۰ : پاسخ چرخ‌های المان تک محوری ZeroLength با مصالح Qzsimple1 Gajan (et al., 2007) ۸۱
شکل ۳-۲۱ : نمایی کلی از مصالح Qzsimple1 در قالب یک المان تک محوری ZeroLength (Gajan et al., 2007) ۸۱
شکل ۳-۲۲ : منحنی پوش رفتار غیرخطی مصالح Qzsimpel1 (Gajan et al., 2007) ۸۲
شکل ۳-۲۳ : نمایی از به کارگیری فنرهای وینکلر زیر پی به کمک المان‌های محوری و مصالح Qzsimpel1 ..... ۸۳
شکل ۴-۱ : محاسبه Sa و $Sa_{original}$ در تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی ۱۰۲
شکل ۴-۲ : طیف رکوردهای انتخابی در تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌های دیوار برشی سه طبقه ۱۰۴
شکل ۴-۳ : طیف رکوردهای انتخابی در تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌های دیوار برشی شش طبقه ۱۰۴
شکل ۴-۴ : طیف رکوردهای انتخابی در تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌های دیوار برشی ده طبقه ۱۰۴
شکل ۴-۵ : طیف رکوردهای انتخابی در تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌های دیوار برشی پانزده طبقه ۱۰۴
شکل ۴-۶ : نمایی از الگوریتم نیوتن با قابلیت تغییر شیب در هر مرحله (Opensees Manual.,

2006) ۱۰۶
شکل ۴-۷ : مقایسه مقدار برش پایه در قاب سه طبقه به تفکیک نوع خاک و نوع پایه..... ۱۰۸
شکل ۴-۸ : مقایسه مقدار برش پایه در قاب شش طبقه به تفکیک نوع خاک و نوع پایه..... ۱۰۹
شکل ۴-۹ : مقایسه مقدار برش پایه در قاب ده طبقه به تفکیک نوع خاک و نوع پایه..... ۱۱۰
شکل ۴-۱۰ : مقایسه مقدار برش پایه در قاب پانزده طبقه به تفکیک نوع خاک و نوع پایه. ۱۱۱
شکل ۴-۱۱ : مقایسه مقدار لنگر پایه در قاب سه طبقه به تفکیک نوع خاک و نوع پایه..... ۱۱۲
شکل ۴-۱۲ : مقایسه مقدار لنگر پایه در قاب شش طبقه به تفکیک نوع خاک و نوع پایه..... ۱۱۳
شکل ۴-۱۳ : مقایسه مقدار لنگر پایه در قاب ده طبقه به تفکیک نوع خاک و نوع پایه..... ۱۱۴
شکل ۴-۱۴ : مقایسه مقدار لنگر پایه در قاب پانزده طبقه به تفکیک نوع خاک و نوع پایه.. ۱۱۵
شکل ۴-۱۵ : مقایسه مقدار ضریب اطمینان در مقابل واژگونی در قاب سه طبقه به تفکیک نوع خاک و نوع پایه..... ۱۱۶
شکل ۴-۱۶ : مقایسه مقدار ضریب اطمینان در مقابل واژگونی در قاب شش طبقه به تفکیک نوع خاک و نوع پایه..... ۱۱۷
شکل ۴-۱۷ : مقایسه مقدار ضریب اطمینان در مقابل واژگونی در قاب ده طبقه به تفکیک نوع خاک و نوع پایه..... ۱۱۸
شکل ۴-۱۸ : مقایسه مقدار ضریب اطمینان در مقابل واژگونی در قاب پانزده طبقه به تفکیک نوع خاک و نوع پایه..... ۱۱۹
شکل ۴-۱۹ : مقایسه مقدار ضریب اطمینان در مقابل لغزش در قاب سه طبقه به تفکیک نوع خاک و نوع پایه..... ۱۲۰
شکل ۴-۲۰ : مقایسه مقدار ضریب اطمینان در مقابل لغزش در قاب شش طبقه به تفکیک نوع خاک و نوع پایه..... ۱۲۱
شکل ۴-۲۱ : مقایسه مقدار ضریب اطمینان در مقابل لغزش در قاب ده طبقه به تفکیک نوع خاک و نوع پایه..... ۱۲۲
شکل ۴-۲۲ : مقایسه مقدار ضریب اطمینان در مقابل لغزش در قاب پانزده طبقه به تفکیک نوع خاک و نوع پایه..... ۱۲۳
شکل ۴-۲۳ : نمودارهای نیرو-تغییرشکل المان‌های سازه‌ای (ASCE/SEI41-06)..... ۱۲۵
شکل ۴-۲۴ : مقادیر اصلاح شده ضریب J با توجه به نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی..... ۱۳۱

شکل ۴-۲۵ : مقادیر اصلاح شده ضریب J با توجه به نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی..... ۱۳۲
شکل ۴-۲۶ : طیف پاسخ قاب ۱۰ طبقه مستقر بر خاک B با فرض پایه صلب..... ۱۳۵
شکل ۴-۲۷ : طیف پاسخ قاب ۱۵ طبقه مستقر بر خاک D با فرض پایه انعطاف‌پذیر..... ۱۳۶
شکل ۴-۲۸ : نمودار برش پایه–جابجایی بام قاب ۱۰ طبقه مستقر بر خاک B با فرض پایه صلب..... ۱۳۷
شکل ۴-۲۹ : نمودار برش پایه–جابجایی بام قاب ۱۵ طبقه مستقر بر خاک D با فرض پایه انعطاف‌پذیر..... ۱۳۸

جدول ۲-۱ : ضرایب تعیین ضریب کاهش مقاومت پیشنهاد شده توسط Lai and Biggs..... ۱۲
جدول ۲-۲ : مقادیر پارامترهای T^* و R^* در مطالعه Riddell، Hidalgo و Cruz..... ۱۴
جدول ۲-۳ : مقادیر پارامترهای α، a و b در مطالعه Nassar و Krawinkler..... ۱۵
جدول ۲-۴ : ضرایب FRF و DAF در آیین‌نامه‌های مختلف در مطالعه C .M . Uang (1992) ۱۷
جدول ۲-۵ : مقادیر ضریب FRF برای ساختمان قاب خمشی فلزی در مطالعه C .M . Uang (1992)..... ۱۷
جدول ۲-۶ : مشخصات ساختمان‌های مورد مطالعه در پژوهش Mwafy و Elnashai (۲۰۰۲) ۲۹
جدول ۲-۷ : میانگین ضریب کاهش نیرو بر اساس مطالعه Mwafy و Elnashai (۲۰۰۲)..... ۳۳
جدول ۲-۸ : مقادیر پارامترهای a و b بر اساس مطالعه Watanabe و Kawashima..... ۳۸
جدول ۳-۱ : بارگذاری ثقلی تیرهای قاب (Marzban et al., 2012)..... ۴۴
جدول ۳-۲: مقادیر C محاسبه شده برای قاب‌های دیوار برشی به تفکیک نوع خاک و تعداد طبقات ۴۶
جدول ۳-۳ : شرح متغیرهای مدل و مشخصات و رفتار فیزیکی متناظر هر یک (Haselton et al., 2007)..... ۴۹
جدول ۳-۴ : مقایسه میان زمان تناوب مدل اولیه و مدل اصلاح شده (حالت پایه صلب) ۶۴
جدول ۳-۵ : مقادیر پارامترهای طراحی شده برای سنگ‌ها در مراجع مختلف (Marzban et al., 2012)..... ۶۶
جدول ۳-۶ : مقادیر پارامترهای طراحی شده برای خاک‌های شنی در مراجع مختلف (Marzban et al., 2012)..... ۶۷
جدول ۳-۷ : مقادیر پارامترهای طراحی شده برای خاک‌های ماسه‌ای در مراجع مختلف (Marzban et al., 2012)..... ۶۷
جدول ۳-۸ : مشخصات انتخابی برای خاکهای B، C و D (Marzban et al., 2012)..... ۶۸
جدول ۳-۹ : روابط ارائه شده توسط محققین مختلف جهت محاسبه ظرفیت باربری پی (Bowles, 1997)..... ۷۱
جدول ۳-۱۰ : محدوده کاربرد هر یک از روابط مربوط به محاسبه ظرفیت باربری پی (Bowles, 1997)..... ۷۲

جدول ۳-۱۱ : ظرفیت باربری محاسبه شده برای پی قابهای دیوار برشی (Marzban et al., 2012) ۷۳
جدول ۳-۱۲ : روابط Gazetas برای تعیین سختی پیهای سطحی (Harden et al., 2005) ۷۴
جدول ۳-۱۳ : سختی الاستیک Gazetas محاسبه شده برای قاب دیوار برشی (Marzban et al., 2012) ۷۶
جدول ۳-۱۴ : طول نواحی انتهایی پی (Marzban et al., 2012) ۷۹
جدول ۴-۱ : بارگذاری ثقلی قاب سه طبقه ۸۶
جدول ۴-۲ : بارگذاری ثقلی قاب شش طبقه ۸۶
جدول ۴-۳ : بارگذاری ثقلی قاب ده طبقه ۸۷
جدول ۴-۴ : بارگذاری ثقلی قاب پانزده طبقه ۸۷
جدول ۴-۵ : مقادیر پارامتر a با توجه به طبقهبندی خاک ۸۸
جدول ۴-۶ : مقادیر پارامتر C_m با توجه به بند ۱-۳-۱-۳-۳ دستورالعمل بهسازی ASCE/SEI41-06 ..... ۸۹
جدول ۴-۷ : وزن قابهای مورد مطالعه ۸۹
جدول ۴-۸ : محاسبه برش پایه قابهای مورد مطالعه ۹۰
جدول ۴-۹ : مقدار ضریب k برای قابهای مورد مطالعه ۹۱
جدول ۴-۱۰ : توزیع نیروی جانبی و نیروی وارد بر طبقات در قاب سه طبقه ۹۱
جدول ۴-۱۱ : توزیع نیروی جانبی و نیروی وارد بر طبقات در قاب شش طبقه ۹۲
جدول ۴-۱۲ : توزیع نیروی جانبی و نیروی وارد بر طبقات در قاب ده طبقه ۹۲
جدول ۴-۱۳ : توزیع نیروی جانبی و نیروی وارد بر طبقات در قاب پانزده طبقه ۹۳
جدول ۴-۱۴ : مقادیر ضریب R_{OT} برای سطوح متفاوت عملکرد بر اساس دستورالعمل بهسازی ASCE/SEI41-06 ..... ۹۵
جدول ۴-۱۵ : ضرایب اطمینان محاسبه شده در برابر واژگونی در قابهای مورد مطالعه به تفکیک تعداد طبقات ۹۵
جدول ۴-۱۶ : مقادیر زاویه φ به تفکیک نوع خاک ۹۶
جدول ۴-۱۷ : ضرایب اطمینان محاسبه شده در برابر لغزش در قابهای دیوار برشی به تفکیک تعداد طبقات ۹۷
جدول ۴-۱۸ : بهینهترین حرکت قوی زمین برای محدودههای مختلف زمان تناوب (Ghafory-

Ashtiany et al., 2011) ۹۹
جدول ۴-۱۹ : مشخصات رکوردهای انتخاب شده در پژوهش غفوری آشتیانی و همکاران در سال ۲۰۱۱ ..... ۹۹
جدول ۴-۲۰ : رکوردهای انتخاب شده برای تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی به تفکیک تعداد طبقات (پایه صلب) ۱۰۰
جدول ۴-۲۱ : رکوردهای انتخاب شده برای تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی به تفکیک تعداد طبقات (پایه انعطاف‌پذیر) ۱۰۰
جدول ۴-۲۲ : مقایسه بین مقادیر ضریب J محاسبه شده برای قاب ۶ طبقه مستقر بر خاک D در حالت پایه انعطافپذیر بر اساس رکوردهای مربوط به قاب ۶ طبقه و همه رکوردها ۱۰۱
جدول ۴-۲۳ : مقدار پارامتر $Sa_{original}$ قاب‌های مورد مطالعه با فرض صلب بودن پایه به تفکیک تعداد طبقات ۱۰۲
جدول ۴-۲۴ : مقدار پارامتر $Sa_{original}$ برای قاب ۳ طبقه با فرض انعطاف‌پذیر بودن پایه ۱۰۳
جدول ۴-۲۵ : مقدار پارامتر $Sa_{original}$ برای قاب ۶ طبقه با فرض انعطاف‌پذیر بودن پایه ۱۰۳
جدول ۴-۲۶ : مقدار پارامتر $Sa_{original}$ برای قاب ۱۰ طبقه با فرض انعطاف‌پذیر بودن پایه ... ۱۰۳
جدول ۴-۲۷ : مقدار پارامتر $Sa_{original}$ برای قاب ۱۵ طبقه با فرض انعطاف‌پذیر بودن پایه ... ۱۰۴
جدول ۴-۲۸ : نمونه‌هایی از حالات کنترل‌شونده توسط نیرو و تغییرمکان در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ASCE/SEI41-06 ..... ۱۲۵
جدول ۴-۲۹: مقادیر پارامترهای α و β برای ضریب J پیشنهادی در حالت پایه صلب ۱۲۸
جدول ۴-۳۰: مقادیر پارامترهای α و β برای ضریب J پیشنهادی در حالت پایه انعطاف‌پذیر ۱۲۹
جدول ۴-۳۱ : مقادیر محاسبه شده J با توجه به رابطه پیشنهادی برای قاب ده طبقه مستقر بر خاک D در حالت پایه انعطاف‌پذیر ۱۳۰
جدول ۴-۳۲ : مقادیر ضریب J بر اساس تحلیل استاتیکی خطی ۱۳۰
جدول ۴-۳۳ : نسبت ضرایب کاهش نیرو در حالت صلب به حالت انعطاف‌پذیر ۱۳۴
جدول ۴-۳۴ : مقادیر ضریب J بر اساس ترکیب بارگذاری افزاینده به تفکیک تعداد طبقات، نوع خاک و حالت پایه ۱۴۰
جدول ۴-۳۵ : مقادیر ضریب J بر اساس ترکیب بارگذاری کاهنده به تفکیک تعداد طبقات، نوع خاک و حالت پایه ۱۴۱

۱ مقدمه و کلیات

۱-۱ اهمیت ضریب کاهش نیرو

مطابق با آیین‌نامه‌های طراحی جدید، چنانچه سازه و المان‌های تشکیل‌دهنده آن در اثر بارهای لرزه‌ای از حد الاستیک خارج شده و وارد محدوده غیرخطی شوند، مقدار زیادی انرژی در این راستا از بین خواهد رفت. لذا در این آیین‌نامه‌ها برای محاسبه بارهای وارد بر ساختمان جهت طراحی بر اساس مقاومت، طراح مجاز به کاهش تقاضای لرزه‌ای الاستیک به وسیله اعمال ضریب کاهش نیرو (J[1]) می‌شود. به این ترتیب با استفاده از این ضریب که به ضریب رفتار نیز موسوم است نیروهای الاستیک کاهش یافته هم سطح نیروهای طراحی می‌شوند. بر این اساس، چنانچه ضریب کاهش نیرو مقدار کمی را به خود اختصاص دهد، ساختمان در معرض بارگذاری لرزه‌ای شدیدی قرار خواهد گرفت که این امر منجر به یک طراحی غیراقتصادی می‌شود. در حالت دیگر، اگر مقدار ضریب کاهنده نیرو زیاد باشد، نیروهای لرزه‌ای کمتر از آنچه که در واقعیت وجود دارد به ساختمان اعمال می‌گردد و نتایج طراحی غیرمحافظه‌کارانه خواهد شد. این موضوع اهمیت و جایگاه ضرایب رفتار را در روند طراحی و نتایج آن نشان می‌دهد.

۱-۲ دیدگاه‌های موجود در زمینه ضریب کاهش نیرو

از نخستین پژوهش‌های صورت گرفته در این عرصه می‌توان به مطالعه Newmark و Hall در سال ۱۹۷۳ اشاره نمود. در این پژوهش با فرض جابجایی مساوی و انرژی مساوی، تخمین واقع‌گرایانه‌ای از ضریب کاهش نیرو در زمان تناوب زیاد و کم بدست آمده است. این موضوع تأثیر مهمی را در ضوابط طراحی لرزه‌ای سراسر جهان در پی داشته است. پس از آن Riddell و Newmark در سال ۱۹۷۹ دریافتند که استفاده از طیف الاستیک-پلاستیک برای تحلیل‌های غیرخطی منجر به نتایج غیراقتصادی می‌شود. در سال ۱۹۸۷، Elghadamsi و Mohraz برای اولین بار بر روی تأثیر شرایط ساختگاه بر ضرایب کاهنده تحقیق نمودند. در نتیجه این پژوهش آن‌ها دریافتند که شرایط ساختگاه بر روی طیف پاسخ الاستیک تأثیرگذار است اما می‌توان از تأثیر آن بر روی ضرایب کاهنده صرف‌نظر نمود. Arias و Hidalgo در سال ۱۹۹۰ بر اساس مطالعه انجام شده توسط Riddell، Hidalgo و Cruz در سال ۱۹۸۹، بیان تازه‌ای از محاسبه ضریب کاهش مقاومت شامل یک نمودار غیرخطی قابل استفاده برای تمامی محدوده‌های زمان تناوب پیشنهاد دادند. پس از آن Nassar و Krawinkler در سال ۱۹۹۱ تأثیر پارامترهایی نظیر فاصله مرکز سطحی زمین‌لرزه، زمان تناوب طبیعی سازه، تراز تسلیم،

[1] Force Reduction Factor

نسبت کرنش سخت شونده و نوع رفتار مصالح غیرالاستیک را بر روند محاسبه ضریب کاهش نیرو مورد مطالعه قرار دادند. از نتایج بدست آمده از این مطالعه می‌توان تأثیر اندک تغییر در فاصله مرکز سطحی زلزله و تنزل سختی را بر روی مقدار ضریب کاهش مقاومت برشمرد. C. M. Uang در سال ۱۹۹۱ ضریب کاهش نیرو را در سه آیین‌نامه طراحی آمریکا، کانادا و اروپا با هم مقایسه نمود. بر این اساس، در آیین‌نامه آمریکا در مقایسه با دو آیین‌نامه دیگر، مقادیر نسبتاً زیادی به ضریب کاهش نیرو اختصاص داده شده و ضریب ارائه شده در آیین‌نامه اروپا نسبت به آیین‌نامه کانادا محافظه‌کارانه‌تر است. Anagnostopoulos و Nikolaou در سال ۱۹۹۲ در زمینه رابطه میان زمان تناوب واقعی سازه‌ها و ضریب کاهش پاسخ و تقاضای شکل‌پذیری به وجود آمده در سازه‌ها در اثر زلزله اعمال شده مطالعه نمودند. در این پژوهش مشخص شد که در محدوده زمان تناوب‌های کم سازه‌های یک درجه آزادی، وابستگی شدیدی میان ضریب رفتار و زمان تناوب سازه وجود دارد. این وابستگی برای قاب‌های سازه‌ای کاهش می‌یابد و برای محدوده زمان تناوب متوسط و زیاد به طور کامل از بین می‌رود. در سال ۱۹۹۴، Miranda و Bertero در زمینه برقراری ارتباط بین تعداد زیادی شتاب‌نگاشت و تأثیر تغییرپذیری مشخصات رکوردها با ضریب کاهش مقاومت تحقیق نمودند. آن‌ها دریافتند استفاده از ضرایب کاهش نیروی محاسبه شده بر اساس انعطاف‌پذیری، زمان تناوب و شرایط سایت به همراه تخمین اضافه مقاومت ساختمان و رابطه بین تقاضای انعطاف‌پذیری و تقاضای کلی، منجر به استفاده از رویکرد منطقی و شفاف‌تری در طراحی لرزه‌ای نسبت به روندهای توصیه شده در آیین‌نامه طراحی آمریکا می‌شود. Borzi و Elnashai در سال ۲۰۰۰ با استفاده از ۳۶۴ شتاب‌نگاشت، در زمینه تعیین ضرایب کاهش نیروی مورد نیاز جهت طراحی ساختمان در تراز مشخصی از انعطاف‌پذیری پژوهش نمودند. نتایج حاصل از تحلیل مدل الاستیک-پلاستیک کامل نشان‌دهنده تأثیر زیاد پارامترهای زلزله بر طیف شتاب غیرخطی است. این در حالیست که پس از تحلیل مدل هیسترتیک سخت شونده-نرم شونده می‌توان اینگونه نتیجه گرفت که تأثیر پارامترهای ورودی زلزله بر طیف غیرالاستیک مشابه طیف الاستیک می‌باشد. علاوه بر آن مدل هیسترتیک فرض شده، تأثیر بسیار کمی بر روی طیف شتاب غیر الاستیک دارد. از این رو سطح نیروهای تحمیل شده به ساختمان وابستگی چندانی به رفتار هیسترتیک کلی ندارد.