ارزیابی لرزهای قاب خمشی بتن مسلح کوتاه مرتبه طراحی شده با سطوح مختلف شکل پذیری از منظر قابلیت اطمینان

نسرين سلطاني'، حامد تجمليان'* ، بهروز احمدي ندوشن "

۱- کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد <u>nasrin soltanil 1@gmail.com</u>

h.tajammolian@yazd.ac.ir (نویسنده مسئول) عمران، دانشگاه یزد (نویسنده مسئول)

<u>behrooz.ahmadi@yazd.ac.ir</u> عضو هیات علمی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد <u>behrooz.ahmadi@yazd.ac.ir</u>

چکیدہ

هدف از انجام این پژوهش، ارزیابی لرزهای قابهای خمشی بتن مسلح کوتاه مرتبه، طراحی شده با سطوح مختلف شکل پذیری در یک سازه متداول بتن آرمه از منظر قابلیت اطمینان میباشد. این مطالعه به بررسی احتمالاتی روشهای طراحی سطوح مختلف شکل پذیری در آیین نامه فعلی ایران، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، در قالب قابلیت اطمینان می پردازد. در این مطالعه یک سازه سه طبقه قاب خمشی بتنی با سطوح شکل پذیری مختلف ، یعنی شکل پذیری کم، متوسط و ویژه مورد بررسی قرار گرفته است. با استفاده از عدم قطعیتهای موردنظر در بارگذاری و پارامترهای ابعادی قاب ، آنالیز قابلیت اطمینان روی توابع عملکرد سازه از ویژه مورد بررسی قرار گرفته است. با استفاده از عدم قطعیتهای موردنظر در بارگذاری و پارامترهای ابعادی قاب ، آنالیز قابلیت اطمینان روی توابع عملکرد سازه از جمله دریفت و شتاب طبقات انجام گرفته و قابلیت اطمینان کل سازه به دست آمده است. برای در نظر گرفتن عدم قطعیت رکوردهای زلزله نیز از مؤلفههای افقی زمین لرزههای حوزه دور آیین نامه 2095 FEMA استفاده شده است. با مقایسه شاخص قابلیت اطمینان و احتمال خرابی مربوط به یکنواختی احتمال شکست مورد ارزیابی قرار می گیرد. بعنوان یک معیار کمی می توان بیان نمود که حداکثر احتمال خرابی مربوط به هر یک از توابع عملکرد، میزان با شکل پذیری کم، متوسط و زیاد حدوداً ۹، ۵ و ۲ درصد بوده است.

كلمات كليدى: قابليت اطمينان، ارزيابي لرزهاي، قاب خمشي، بتن مسلح، شكل پذيري

۱– مقدمه

با وجود استفاده زیاد از قابهای بتنی در ساخت و ساز، این نوع سازهها در برخی وقایع لرزهای اخیر در سراسر جهان آسیب قابل توجهی را متحمل شدهاند که با خسارات جانی و مالی فراوانی همراه بوده است (به طور مثال زلزله سرپل ذهاب در سال ۱۳۹۶). از این رو اخیراً محققین زیادی سعی کردهاند که رفتار لرزهای سازههای بتن آرمه را از طریق رویکردهای متنوع مورد بررسی قرار دهند (جالایر و همکارانش در سال ۲۰۱۰) , (لینچ و همکارانش ۲۰۱۱) , (کلیک و الینگورد ۲۰۱۰)). اما بهترین رویکرد برای ارزیابی کفایت یک سیستم سازهای مقاوم در برابر زلزله، از طریق آنالیز قابلیت اطمینان می باشد؛ زیرا چنین رویکردی عدم قطعیتهای موجود در بارهای لرزهای و ظرفیت سازه را پوشش می دهد. آنالیز قابلیت اطمینان به عنوان یک راهکار در ارزیابی موضوعات متنوع مهندسی سازه مورد استفاده قرار گرفته است، به طور مثال بررسی قابلیت اطمینان به عنوان یک راهکار در ارزیابی موضوعات متنوع مهندسی سازه مورد استفاده قرار گرفته است، به طور مثال:

لو⁷ و همکاران در سال ۱۹۹۴ ارزیابی قابلیت اطمینان تیر بتن آرمه طراحی شده طبق آیین نامه ACI را انجام داده و طیف گستردهای از از تیرها در موقعیت مختلف را در نظر گرفته و به مقایسه شاخص قابلیت اطمینان برای حالتهای مختلف پرداخته اند. آنها نتیجه گرفتند که شاخص قابلیت اطمینان نسبت به بار زنده و مقاومت مصالح حساسیت بیشتری دارد [1]، دای میتیز و همکارانش^۴ در سال ۱۹۹۹ قابلیت اطمینان قابهای بتن آرمه را با فرض عدم قطعیت در سختی و ظرفیت سازه بررسی کردند. مشخصه بارز روش پیشنهادی آنها برای ارزیابی احتمالی پاسخ سازه، توانایی به حساب آوردن شکست محلی در اعضا و شکست کلی سازه می باشد. آنها برای پاسخ بحرانی سازه، از نتایج به دست آمده از آزمایشهای میز لرزه روی مدلهای کوچکمقیاس قابهای بتن آرمه، استفاده کردند [7]. آراف⁶ در سال ۲۰۰۰ به بررسی عوامل تأثیرگذار بر قابلیت اطمینان تیر بتنی پرداخت. در این پژوهش این عوامل عبارتاند از مقاومت بتن، ابعاد مقطع، تنش ایجاد شده در تیر و مقاومت برشی. این عوامل باید در طول طراحی سازه در نظر گرفته شود [۳].دای میتیز و همکارانش در سال ۲۰۰۲ به شده در تیر و مقاومت برشی. این عوامل باید در طول طراحی سازه در نظر گرفته شود [۳].دای میتیز و همکارانش در سال ۲۰۰۲ در مقاله شده در تیر و مقاومت برشی. این عوامل باید در طول طراحی سازه در نظر گرفته شود [۳].دای میتیز و همکارانش در سال ۲۰۰۲ در مقاله شده در تیر و مقاومت برشی. این عوامل باید در طول طراحی سازه در نظر گرفته شود [۳].دای میتیز و همکارانش در سال ۲۰۰۲ در مقاله (۲۰۰۰ در تیر و مقاومت برشی این عوامل باید در طول طراحی سازه در نظر گرفته شود [۳].دای میتیز و همکارانش در سال ۲۰۰۲ در مقاله

بیانچینی و همکارانش در سال ۲۰۰۹ در تحقیقی دیگر با استفاده از مدلهای متنوع، پیشبینی اثرات وقوع حرکات زمین را روی روش پیشنهادی دستورالعمل FEMA 356 مورد بررسی قرار دادند. آنها نشان دادند که استفاده از مدلهای متفاوت خطر لرزهای، تأثیر اندکی بر نتایج قابلیت اطمینان حاصل خواهد داشت [۵].

ابدلوفی⁶ و همکارانش در سال ۲۰۱۵ از یک سازه بتنی چهارطبقه برای مقایسه نتایج قابلیت اطمینان روش مرتبه اول قابلیت اطمینان^{^۷ (FORM) و روش مونت کارلو استفاده کردند [۶]. نتایج مقایسه این تحقیق در جدول ۱ آورده شده است.}

- ¹ Lambert et al.
- ² Pagnini
- ³ Lu

⁶ Abdelouafi et al.

⁴ Dymiotis et al.

⁵ Arafah

⁷ First Order Reliability Method

جدول ١: نتايج آناليز قابليت اطمينان [8].

Table 1. Reliability analysis results

-	روش	شاخص قابليت اطمينان	احتمال شكست
	مونت كارلو^	2/81242	•/۴۴۵۵۵۵
	Form	۲/۵۱۳۱	•/۵٩٨٣٨۵

چن^۹ در سال ۲۰۱۵ به بررسی تأثیر آنالیز قابلیت اطمینان به عنوان روش مفید جهت بررسی طول عمر سازه موجود بتنی پرداخت و ترک بتن به عنوان یک عامل در آنالیز قابلیت اطمینان را در نظر گرفت. نتایج آنالیز قابلیت اطمینان برای بررسی یک پل بتنی نشان می دهد که این رویکرد می تواند عملکرد سازه بتنی را در آینده به خوبی پیش بینی کند و در صورت لزوم اقدامات نگهداری و تعمیر برای افزایش ایمنی ساختمان و به حداقل رساندن هزینه عملیاتی صورت گیرد [۲]. توماس ۱^۰ و همکارانش در سال ۲۰۱۸ آنالیز قابلیت اطمینان بر روی ستونهای دایرهای بتنی پلها انجام دادند و به این نتیجه رسیدند که آنالیز قابلیت اطمینان به قطر ستون، مقاومت بتن، سرعت وسایل نقلیه بسیار حساس است [۸].

تحلیل و طراحی سازهها بر مبنای نظریه قابلیت اطمینان اخیراً به طور جدی مورد توجه قرار گرفته است و تاکنون تحقیقات زیادی بر روی قابلیت اطمینان سازه ها انجام شده است که هر کدام به نوبه خود نتایج قابل توجهی در برداشته است. ولی تاکنون تحقیقات کمی بر روی بررسی احتمالاتی آیین نامههای فعلی در قالب تئوریهای قابلیت اطمینان در سازه بتنی صورت گرفته است. بدین منظور در این پژوهش با در نظر گرفتن عدم قطعیت پارامترهای ذکر شده و طراحی سازه براساس آییننامه فعلی ، میزان قابلیت اطمینان قابهای بتنی خمشی مختلف طراحی شده بر مبنای آییننامه مورد بررسی قرار می گیرد و از این طریق تأثیر عدم قطعیتها به صورت مستقیم در تأمین ضوابط آییننامه مطالعه می شود.

۲– مهندسی سازه بر اساس عملکرد

در صورت طراحی بر اساس عملکرد سازه، میتوان به درک بهتری از رفتار سازه رسید که به طراحی منطقی ساختمانها منجر خواهد شد. با آگاهی کامل از میزان ریسک ساختمان، آسیبهای ناشی از زلزله به کمترین میزان خود خواهد رسید. برخلاف روشهای طراحی بر اساس آییننامههای موجود که سیستمها طوری طراحی میشوند که بدون در نظر گرفتن عملکرد ساختمانها، فقط معیارهای موجود در آییننامه برآورده میشود، در روش طراحی بر اساس عملکرد مستقیماً عملکرد ساختمان در طول مراحل طراحی در نظر گرفته میشود. درروش طراحی بر اساس عملکرد، ابتدا مطابق با نظر کارفرمایان و مهندسان مشخصات عملکردی مطلوب و اهداف ساختمان تعیین میشود

⁸ Monte Carlo

⁹ Chen

¹⁰ Thomas

۲-۱ مقادیر حدی شتاب و دریفت

در این پژوهش چهار سطح خرابی ^{۱۱} (DS) متفاوت، بر اساس دستورالعمل فنی HAZUS [۹]. تعریف شده است. این چهار سطح خرابی شامل سطح خرابی خفیف، متوسط، گسترده و فروریزش میباشد. در این مطالعه برای اجزا غیر سازهای صرفاً پارامتر شتاب و برای اجزا سازهای دریفت بین طبقات به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی ^{۱۲} (EDP) در نظر گرفته شده است. مقادیر حدی این پارامتر در جدول ۲ مطابق آیین امه کرونت بین طبقات به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی ^{۱۲} (EDP) در نظر گرفته شده است. مقادیر حدی این پارامتر در جدول ۲ مطابق آیین امه کرونت بین طبقات به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی ^{۱۲} (EDP) در نظر گرفته شده است. مقادیر حدی این پارامتر در جدول ۲ مطابق آیین امه HAZUS [۹] آمده است. در ارزیابی احتمال خرابی سازه در سطح فروریزش مطابق آیین ماه 695-FEMA P تنها پارامتر مؤثر دریفت بین طبقات سازه است. در اکثر دستورالعمل و آیین امه موجود در بررسی عملکرد لرزهای سازه ها عموماً دو پارامتر شتاب دریفت بین طبقات را به عنوان معیار جهت بررسی وقوع سطح عملکردی متفاوت مدنظر قرار داده اند. به عنوان نمونه آیین نامه FEMA P و و دریفت طبقات را به عنوان معیار جهت بررسی وقوع سطح عملکردی متفاوت مدنظر قرار داده د. به عنوان نمونه آیین نامه FEMA و و دریفت طبقات را به عنوان معیار جهت بررسی وقوع سطح عملکردی متفاوت مدنظر قرار داده د. به عنوان نمونه آیین نامه FIMA و استاب [۱] و بعد از آن AISC [۱] در بحث بهسازی لرزهای موجود، معیار زاویه چرخش پلاستیک طبقه را به عنوان کمیت مورد استفاده در تعیین سطوح عملکرد سازه بکار می برد که خود تابعی از دریفت طبقه است.

جدول ۲: مقادیر حدی شتاب و دریفت برای سطوح خرابی مختلف در سازه قاب خمشی بتنی [۹].

Table 2. Boundary values of acceleration and drift for different failure levels in concrete moment frame structure

سطح خرابی ۴	سطح خرابی ۳	سطح خرابی ۲	سطح خرابی ۱	سطح خرابی
۲/۴	١/٢	•18	٠/٣	حداکثر شتاب طبقه (بر حسب
				شتاب ثقل)
•/• A	•/•٣	•/•)	۰/۰۰۵	حداکثر تغییرمکان نسبی بین
				طبقهای

با کمک مقادیر موجود در جدول ۲ توابع عملکردی تعریف میشود، که به عنوان مثال تابع عملکرد متغیر تصادفی شتاب در سطح خرابی خفیف به صورت Z=0.3g-A_{CCMax} تعریف شده است که در این رابطه A_{CCMax} حداکثر شتاب طبقات سازه است. تشکیل تابع چگالی احتمال متغیرهای تصادفی بسیار دشوار و در اکثر موارد غیرممکن است. روش معمول در این محاسبات استفاده از روشهای تقریبی و ساده می باشد. در این پژوهش از روش مونت کارلو استفاده شده است. در صورت غیر وابسته و نرمال بودن متغیرهای تصادفی روش هاسوفر –لیند^{۱۲} برای حل عددی احتمال شکست بکار می رود. این روش بر پایه تبدیل متغیرها از فضای نرمال به فضای نرمال استاندارد با میانگین صفر و انحراف معیار یک صورت می گیرد [۱۲]. راکویتز و فیسلر^{۱۴} این روش را در صورت وجود متغیرهایی با توزیع غیر نرمال توسعه دادهاند و مبنای این روش بر اساس استفاده از توزیع نرمال معادل به جای توزیع احتمال اصلی بوده است [۱۳].

بر اساس روش هاسوفر-لیند پارامتر β (شاخص قابلیت اطمینان) به صورت فاصله بین مبدأ و نقطه شکست در فضای نرمال استاندارد بر روی تخمین خطی تابع چگالی احتمال تعریف میشود. در صورتی که معادله سطح شکست Z=R-S<0 به صورت Z=R-S<0 بازنویسی گردد

¹¹ Damage state

¹² Engineering Damage Parameters

¹³ Hasofer-Lind

¹⁴ Rackwitz and Fiessler

که در آن R نشاندهنده ظرفیت سیستم و S بیانگر تقاضای سازه (حداکثر دریفت و شتاب) باشد. مقدار شاخص قابلیت اطمینان β به صورت معادله ۱ تعریف خواهد شد [۱۴].

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \tag{1}$$

۲-۲ قابلیت اطمینان سیستم سری

توصیهنامه HAZUS برای رخداد هرکدام از سطوح خرابی خفیف، متوسط، گسترده و فروریزش وقوع یکی از حالات حدی برای حداکثر دریفت یا حداکثر شتاب طبقات را کافی میداند. بنابراین میتوان احتمال وقوع هر سه سطح خرابی را به عنوان احتمال وقوع یکی از دو پیشامد رسیدن حداکثر دریفت یا شتاب طبقه به حالت حدی خود تعریف نمود. به بیان دیگر لازم است تا احتمال وقوع سیستم سری متشکل از دو پیشامد ذکر شده را محاسبه نماییم. این احتمال طبق رابطه ۲ محاسبه می گردد [۱۴].

$$P(E_1 \cup E_2) = P(E_1) + P(E_2) - P(E_1 E_2)$$
⁽⁷⁾

در این رابطه $(E_1) P(E_2) e$ و $(E_2) P(E_1) e$ به ترتیب احتمال وقوع پیشامدهای $E_1 e_2 e_2 e_3 e_1 e_2 e_2 e_3$ احتمال وقوع توأم آنها است. در حالت کلی محاسبات مربوط به احتمال توأم معمولاً پیچیده و نیازمند اطلاعات جامعتری درباره نحوه وقوع دو پیشامداست. ولی در مورد دو متغیر تصادفی با توزیع احتمال نرمال میتوان از روش ارائه شده توسط مدسن^{۱۰} [۱۵] آن را به صورت تقریبی محاسبه کرد. در این مطالعه از روش کرنل [۱۶] مطابق بازه رابطه ۳ به عنوان محدوده احتمال وقوع سیستم سری استفاده شده است.

$$MAX \left[P(E_1) \cdot P(E_2) \right] \le P(E_1 \cup E_2) \le MIN \left[P(E_1) + P(E_2) \cdot 1 \right]$$
(7)

این محدوده مستقل از احتمال وقوع توأم دو پیشامد است. هرچند بازه یاد شده تا حدی وسیع است ولی برای اهداف مقایسهای این مطالعه میتوان بدان استناد نمود.

۲-۳ معرفی نرم افزار RT

محصولی و هوکاس نرمافزار RT^{۲۲} [۱۷] را برای ارزیابی ریسک و قابلیت اطمینان سیستمهای مختلف ارائه نمودهاند که در این پژوهش از تحلیل قابلیت اطمینان آن استفاده شده است. این نرمافزار با داشتن مدلها و توزیعهای مختلف احتمالاتی، قابلیت اضافه نمودن مدلهای

¹⁵ Madsen

¹⁶ Risk Tools

جدید و همچنین اتصال با سایر نرمافزارهای تحلیل المان محدود از جمله اپنسیس^{۱۷} را دارا میباشد [۱۸].این برنامه ترکیبهای ریاضی مختلف از یک سری ورودی را میتواند مورد بررسی قرار دهد و در نهایت مشخص کند که خروجی با چه عبارتهایی رابطه خطی دارد. انجام شبیهسازی مونت کارلو، آنالیز FORM، آنالیز FOSM^{۱۰} و... از قابلیتهای این برنامه است.

۴-۲ معرفی رکورد های زلزله

در این مطالعه به علت بسیار زمانبر بودن آنالیزها در نرمافزار RT از ۷ رکورد حوزه دور آیین امه PGA [۱۹] استفاده شده است. نحوه انتخاب رکوردها به گونهای بوده است که محدوده مختلف PGA را شامل شود. PGA را رودها مطابق رکوردهای انتخابی بین بازه ۲/۳۴g تا ۲/۸۲۶و بزرگای آن بین بازه ۶/۵ تا ۲/۴ بوده است. در جدول ۳ نام و مشخصات این رکوردها مطابق آیین نامه FEMA P-695 [۱۹] آورده شده است.

جدول ۳: مشخصات زلزلههای حوزه دور مطابق آیین نامه FEMA P-695 [۱۹]. Table 3. Characteristics of far-field earthquakes according to FEMA P-695 regulations

PGV (cm/s)	PGA (g)	М	نام ایستگاه	سال	نام زلزله	رديف
47	۰/۳۸	۶/۵	EL Centro Array#11	١٩٧٩	Imprial Valley	١
۵۴	•/۵١	٧/۴	Abbar	۱۹۹۰	Manjil,Iran	۲
۶۳	•/۵۲	۶/۷	Beverly Hills-Mulhor	1994	Northridge	٣
47	•/٣۴	٧/ ١	Hector	١٩٩٩	Hector Mine	۴
٣٧	• /۵ ١	۶/۹	Nishi-Akashi	1990	Kobe,Japan	۵
47	•/42	V/\tilde{r}	Coolwater	1995	landers	۶
۶۲	٠/٨٢	٧/ ١	Bolu	१९९९	Duzce, Turkey	٧

۳- طراحی و مدلسازی قابها

در این پژوهش ابتدا مدل ها در نرم افزار Etabs به صورت سه بعدی تحلیل و طراحی شده است و سپس، یک قاب دوبعدی از هر سازه به صورت دو بعدی در نرم افزار اپنسیس^{۱۱} [۲۰] مدلسازی می شوند و بعد از اتمام مدلسازی آنالیز استاتیکی و تاریخچه زمانی انجام میشود و در آخر برای انجام آنالیز قابلیت اطمینان، نرم افزار اپنسیس به نرم افزار RT لینک میشود .

برای انجا طراحی لرزهای سازه، پهنه لرزهخیزی خیلی زیاد و خاک نوع ۳ طبق آییننامه ۲۸۰۰ [۲۱] انتخاب شده و شتاب مبنای زلزله در آن ۳٫۳۵ میباشد. برای مقایسهی نتایج آییننامه در مورد شکلپذیریهای در نظر گرفته شده برای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتنی سـه قـاب از نوع معمولی، متوسط و ویژه در ۳ طبقه در نظر گرفته شده است. برای تمامی ساختمانها کاربرد یکسان مسکونی و جزئیات بارگذاری ثقلی یکسان فرض گردید. در مجموع ۳ تیپ ساختمان با شرایط هندسی و بارگذاری یکسان در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفتند. بار ثقلی مرده و زنده طبقات

¹⁷ OpenSees

¹⁸ First Order Second Method

¹⁹ Opensees

کیلوگرم بر مترمربع بوده است. مقاطع تیر و ستونهای هر طبقه از ساختمان سهطبقه در سه سطح شکل پذیری معمولی، متوسط و ویژه به ترتیب در اشکال ۲، ۳، ۴ و پلان مدل در شکل ۱ آمده است. هر سه سازه دارای قابهای مشابه در دو جهت بـا سه دهانه به طول ۵/۵ متر میباشند و ارتفاع هر طبقه۳/۲ متر بوده است. همچنین در جداول ۴، ۵ و ۶ جزئیات آرماتور گذاری هر سه مدل ارائه شده است.



Figure 2. Sections of beams and columns and reinforcement of columns in the low-ductility frame



شکل۳: مقاطع تیر و ستون ها و آرماتورگذاری ستون ها در قاب متوسط

Figure 3. Sections of beams and columns and reinforcement of columns in the medium-ductility frame



Figure 4. Sections of beams and columns and reinforcement of columns in the special-ductility frame

	Table 4. Low-du			
	تير		ستون	شماره طبقه
۵۵۲۰	آرماتور طولى فوقانى	18070	_	
۵۵۲۰	آرماتور طولى تحتانى		آرماتور طولى	1 I
۴ Φ ۱۰@۱۵۰	آرماتور عرضى	۴ Φ ۱۲@۲۰۰	آرماتور عرضى	
		٨		

جدول۴: آرماتور گذاری قاب معمولی Low-ductility frame reinfor

1	۴ Φ۲۰	آرماتور طولى فوقانى	\ ሩ		
· (۴Φ۲۰	آرماتور طولى تحتانى	1/41.	آرماتور طولی	٢
	۳Φ۱۰@١٣٠	آرماتور عرضى	۳Φ۱۲@۲۰۰	آرماتور عرضي	
	۲Φ۲۰	آرماتور طولي فوقاني	\ የውዮ •	آ باته	
	٢Φ٢٠	آرماتور طولی تحتانی	1191.	ارمانور طونی	٣
	٢Φ١٠@١۵٠	آرماتور عرضى	۳Φ۱۲@۲۰۰	آرماتور عرضى	
	· /				

جدول۵: آرماتور گذاری قاب متوسط Table 5. Medium-ductility frame reinforcement

	تير			شماره		
				طبقه		
۳Φ۲۰	آرماتور طولی فوقانی		١٢Φ٢٠	آرماتور طولى		
۳Φ۲۰	لولى تحتانى	آرماتور ط			١	
$T\Phi \cap @ \cdots$	بحراني	آيات	$T\Phi \cdots @10$	بحراني	آبات مذ	
۳Φ۱·@۱۵·	غيربحراني	ارمانور عرضی	$ au \Phi \iota \cdot ilde a$ r $\cdot \cdot$	غيربحراني	ارمانور عرصی	
۳Φ۲۰	آرماتور طولى فوقانى		λΦ۲.	ور طولی	•	
۲Φ۲۰	لولی تحتانی	آرماتور ط			۱ ۱	
۲Φ۱۰@۱۰۰	بحراني	· - "I Ĩ	$r\Phi \cdot a \cdot a$	بحراني	Ĩ	
۳Φ۱·@۱۵·	غيربحراني	ارمانور عرصی	٢Φ١٠@٢٠٠	غيربحراني	ارمانور عرصی	
۲Φ۲۰	لولى فوقانى	آرماتور م	٨٣٠٨			
۲Φ۲۰	ولى تحتاني	آرماتور ط		ور طولی	ارماد	٣
۲Φλ@۱۰۰	بحراني	آباتي	$r\Phi i \cdot a$ if.	بحراني	آ بات م	1
٢Φ١٠@١۵٠	غيربحراني	ارمانور عرصی	rΦιr@r··	غيربحراني	ارمانور عرصی	

جدول ۶: آرماتور گذاری قاب ویژه Table 6. Special-ductility frame reinforcement

	تير			ستون	شماره طبقه	
۲Φ۲۰	آرماتور طولی فوقانی		λΥΦ\λ			
۳Φ٢٠	آرماتور طولي تحتاني			ر طولی	ارمانو	
$T\Phi \cap @ \cdots$	بحراني	· Ĩ	γΦι٢@١٢٠	بحراني	·	
۳Φ١٠@١۵٠	غيربحراني	ارمانور عرصی	٢Φ١٠@١۵٠	غيربحراني	▼ ارمانور عرصی	
۲Φ۲۰	ارماتور طولى فوقانى		۸Φ۱۸	آرماتور طولی		
			٩			

۲Φ۲۰	آرماتور طولي تحتاني					٢
$r\Phi i \cdot @i \cdot \cdot$	بحراني	آياتيمنا	۶Ф17@1···	بحراني	آيات	
٢Φ١٠@١۵٠	غيربحراني	ارمانور عرضی	٢Φ١٠@١۵٠	غيربحراني	ارمانور عرصی	
٢Φ١٨	آرماتور طولي فوقاني		ለመኑል	1.1-		
۲Φ۱۸	لولى تحتانى	آرماتور ص	ΛΦΙΛ	ور طولی	ارماد	٣
$T\Phi \cap @ \cdots$	بحراني	· 1	vΦ17@1··	بحراني	· Ĩ	۱.
٢Φ١٠@١۵٠	غيربحراني	ارمانور عرصی	$r\Phi i \cdot a$ ia \cdot	غيربحراني	ارمانور عرصی	

ساختار کلی همه فایل های ایجاد شده در نرمافزار اپنسیس مشابه است و همه آنها الگوی یکسانی برای نام گفاری اجزا و گرهها استفاده شده است. از المان NonLinearBeamColumn برای تعریف تیر و ستون استفاده شده است. بار گذاری ثقلی نیز به صورت خطی بر تیرها وارد می شود. باید در انتخاب بارهای ثقلی مؤثر در اثر $\Delta - P$ دقت لازم را اعمال نمود. چون در سیستم پیرامونی قلبهای پیرامونی کل نیروی زلزله را تحمل می نمایند، اثر $\Delta - P$ در این قاب تأثیرگذار است و کل اثر $\Delta - P$ سازه باید به این در قاب اعمال گردد. در صورتی که بار ثقلی این قاب به نسبت عرض چشمه باربرشان می باشد ولی در محاسبات اثر $\Delta - P$ باید نصف بار ثقلی در کل ساختمان را به عنوان عامل شدید کننده اثر $\Delta - P$ نسبت عرض چشمه باربرشان می باشد ولی در محاسبات اثر $\Delta - P$ باید نصف بار ثقلی در کل ساختمان را به عنوان عامل شدید کننده اثر $\Delta - P$ نسبت مرض چشمه باربرشان می باشد ولی در محاسبات اثر $\Delta - P$ باید نصف بار ثقلی در کل ساختمان را به عنوان عامل شدید کننده اثر $\Delta - P$ نسبت مرض چشمه باربرشان می باشد ولی در محاسبات اثر $\Delta - P$ باید نصف بار ثقلی در کل ساختمان را به عنوان عامل شدید کننده اثر $\Delta - P$ نسبت مرض چشمه باربرشان می باشد ولی در محاسبات اثر $\Delta - P$ باید نصف بار ثقلی در کل ساختمان را به عنوان عامل شدید کننده اثر $\Delta - P$ نسبت مرض چشمه باربرشان می باشد ولی در محاسبات اثر خود را می شود در مدل ها از یک ستون مجازی به نام ستون محکی ^{۲۰} برای لحاظ نمودن اثر $\Delta - P$ سیستم از اجرای خریایی که نباید بار ثقلی اضافی به قابها اعمال شود در مدل ها از یک ستون مجازی به نام ستون متکی ^{۲۰} برای لمایش داده شده است. این سیستم از اجرای خریایی محربایی صابی تناوب قاب ۳ بعدی و ۲ بعدی استفاده می شود. نمونهای از این ستون مجازی در شکل ۵ نمایش داده شده است. این سیستم از اجرای خریایی که باید در محاسبات اثر $\Delta - P$ در نظر گرفته شوند، *بر* روی این ستون به صورت بار ثقلی که بیه صورت مستویم به خریا هیچ گونه عضو موربی ندارند، وقتی تحت بار جانبی قرار می گیرد خودش به تنهایی نهایینه است. در نتیجه به سازه اصلی تکیه خواهـد زد و سهم بار خریا هیچ گونه عضو موربی ندارند، وقتی تحت بار جانبی قرار می گیرد خودش به تنهایی نهایی باید. در نتیجه به سازه اصلی تکیه خواهـد زد و سهم بار شری حسرتم موردی زدان دران اثر کر -P مورت نقطهای بر



در این پژوهش تعریف محصورشدگی بتن در مدلسازی نرمافزار اپنسیس اهمیت ویژهای دارد زیرا تمایز بین مدل معمولی، متوسط و ویژه در محصورشدگی بتن مدلها میباشد. از مدل چنگ و مندر^{۲۱} (Concrete07) برای تعریف پارامترهای بتن محصور شده مطابق آرماتور گذاری جداول ۴ تا ۶ استفاده شده است. این پارامترها به وسیله فاصله بین آرماتورهای طولی، سطح مقطع موردنظر، فاصله بین آرماتور عرضی، سطح مقطع میلگردها و… با فرمولهای مربوطه به دست میآید. شکل ۶ بعضی از پارامترهای موردنظر را در مقاطع دایره و مستطیلی نشان میدهد. هرچه محصورشدگی بتن افزایش یابد مقاومت و شکل پذیری آن بیشتر میشود.

²⁰ Leaning Column

²¹ Chang and Mander



شکل ۶: محصورشدگی مقاطع دایره و مستطیل [۲۴]. Figure 6. Circular and rectangular sections confinement

در این مطالعه عدم قطعیت در ۷ متغیر تصادفی در نظر گرفته شده است. این عدم قطعیتها شامل عدم قطعیتهای بار گذاری که شامل بار مرده و بار زنده میباشد، همچنین ابعاد هندسی سازه شامل طول و عرض تیر و ستون و همچنین خصوصیات رفتاری بتن و فولاد شامل مقاومت فشاری بتن و تنش تسلیم فولاد و جرم واحد حجم بتن میباشد. چون هدف این مطالعه بررسی میزان توانایی آیین نامههای تعینی در رسیدن به اهداف موردنظرشان بوده است، بنابراین حتی با در نظر گرفتن تعداد کمتری از این عدام قطعیتها می توان این مقایسه را انجام در رسیدن به اهداف موردنظرشان بوده است، بنابراین حتی با در نظر گرفتن تعداد کمتری از این عدم قطعیتها میتوان این مقایسه را انجام داد. بنابراین فضای احتمالاتی بردار متغیر تصادفی هفت مؤلفه ای خواهد بود. برای آنالیز قابلیت اطمینان و به دست آوردن ضریب β باید در مورد عدم قطعیتها مشخصات مربوط به تابع توزیع احتمالاتی و لنگرهای مرتبه اول و دوم که همان میانگین و انحراف معیار است مشخص شود. در این مطالعه میتوان این مقایسه را انجام قطعیتها مشخصات مربوط به تابع توزیع احتمالاتی و لنگرهای مرتبه اول و دوم که همان میانگین و انحراف معیار است مشخص شود. در این مطالعه میتوان این مقایسه را انجام معیتها مشامل عدم قطعیتها میتوان این مقایسه را انجام داد. بنابراین فضای احتمالاتی بردار متغیر تصادفی هفت مؤلفه ای خواهد بود. برای آنالیز قابلیت اطمینان و به دست آوردن ضریب β باید در مورد عدم قطعیتها مشخصات مربوط به تابع توزیع احتمالاتی و لنگرهای مرتبه اول و دوم که همان میانگین و انحراف معیار است مشخص شود. در این مطالعه مقدار انحراف معیار استاندارد δ با توجه به توصیه های آیین مامه کریا و توصیه احتمالاتی مربوط به آیین مطابق جدول ۷ در نظر گرفته شده است.

ضریب پراکندگی	میانگین	واحد	نوع توزيع	متغير تصادفي
•/\	۶	Kg/m ²	Lognormal	بارمرده
• /٣	۲۰۰	Kg/m ²	Lognormal	بار زنده
•/•٣	۲۴/۵	MPa	Lognormal	مقاومت بتن
•/• ۵	۲۳۵/۴	MPa	Lognormal	تنش تسليم فولاد
• / • • Y	• / ۵	m	Normal	طول مقطع تير و ستون
•/• 14	• / ۵	m	Normal	عرض مقطع تير و ستون
•/• 4	220.	Kg/m ³	Normal	جرم واحد حجم بتن

جدول ۷: مشخصات متغیرهای تصادفی Table 7. Characteristics of random variables

۴– تصدیق مدلسازی عددی

برای بررسی صحت مدل سازی در برنامه اپنسیس از مدل بررسی شده توسط وچیو و بسیل امارا^{۲۲} [۲۶] با مشخصات نشان داده شده در شکل۷ استفاده شده است. مدل مورد بررسی یک سازه دو طبقه بتنی تست شده در آزمایشگاه دانشگاه تورنتو^{۲۲} بوده که ارتفاع هر طبقه ۲ متر با یک دهانه ۳/۵ متری که مشخصات مقاطع آن در شکل ۷ نشان داده شده است.

²² Vecchio and Basil Emara

²³ Toronto



شکل۷: مشخصات مدل وچيو [۲۶]. Figure 7. Vecchio model characteristic

به هر یک از ستونها طبقه دوم نیروی ۲۰۰ کیلو نیوتن بصورت قائم وارد شده است. و نیروی جانبی به سازه وارد می شود تا جایی که به ظرفیت نهایی خودش برسد [۲۶]. نمودار نیرو- جابهجایی طبقه آخر حاصل از داده های آزمایشگاهی و مدلسازی در نرم افراز اپنسیس مطابق شکل ۸ می باشد. همانطور که در شکل ۸ قابل مشاهده است، اختلاف این دو نمودار در مقادیر نیرو حدود ۲٪ می باشد که برای این صحت سنجی قابل قبول است.



شكل ٨: مقايسه نمودار نيرو جابهجايى طبقه دوم Figure 8. Comparison of the force-deflection diagram of the second floor

۵- بحث و بررسی نتایج

همانطور که قبلاً نیز اشاره شد در این پژوهش ابتدا ۳ مدل قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه در نرمافزار اپنسیس مدل شده است و سپس برای انجام آنالیز قابلیت اطمینان به نرمافزار RT لینک شده و آنالیز قابلیت اطمینان مونت کارلو روی توابع عملکرد سازه از جمله دریفت و شتاب طبقات در ۳ مدل قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه انجام شده است. این آنالیز برای هر ۷ زلزله جدول ۳۰۰۰ بار تکرار شده است که در مجموع۶۳۰۰ آنالیز انجام شده است و معیار همگرایی آنها ضریب پراکندگی ۲۰۰ بوده است. در ادامه نتایج استخراج شده از نرمافزار RT ارائه شده است.

بعد از اینکه آنالیز مونت کارلو در توابع عملکرد مدلها همگرا شود مقدار احتمال شکست و مقدار شاخص قابلیت اطمینان برای ۳ مدل قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه از نرمافزار RT به دست میآید. شکل ۹ نمونهای از نتایج یک زلزله در قاب خمشی ویژه در محیط نرمافزار RT را نشان میدهد. همانطور که در این شکل مشخص است محور قائم ضریب پراکندگی و محور افقی گام آنالیز را نشان میدهد. معیار همگرایی ضریب پراکندگی۰/۲ بوده است.



RT شكل٩: نتايج تحليل در نرمافزار Figure 9. Analysis result in RT Software

۱-۵ مقادیر شاخص قابلیت اطمینان در تابع عملکردی دریفت و شتاب

در جداول ۸، ۹ و ۱۰ به ترتیب ضریب قابلیت اطمینان (β) به دست آمده از زلزله در مدلهای قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه برای سطوح خرابی DS1 تا DS4 آورده شده است. در این جداول هر دو تابع عملکردی دریفت حداکثر و شتاب حداکثر مورد نظر بوده است. در میان تحلیلهای انجام شده هیچ موردی به خرابی منجر نشده و احتمال وقوع سطح خرابی صفر بوده است.

	سطح خطر ۱		نطر ۲	سطح خطر ۲		سطح خطر۳		سطح
زمین لرزه	شتاب	دريفت	شتاب	دريفت	شتاب	دريفت	شتاب	دريفت
منجيل	-۲,۳۲	-7,87	-7,87	-۲,۳۲	۰,۸۲	۲,۳۵	۰,۷۳	بينهايت
ايمپريا	-7,19	-7,19	-7,19	بينهايت	بينهايت	بينهايت	بينهايت	بينهايت
نرسريدج	-7,19	-7,19	-7,19	-7,19	۲,۰۲	بينهايت	۲,۲	بينهايت
كوبه	-7,19	-۲,۲۸	-۲,۲۸	-۲,۲۸	۰,۳۷	۰,۹۸	•,٩٩	1,1
لندرز	-7,19	-7,19	-7,19	-۲,۱	۲,۵۷	بينهايت	بينهايت	بينهايت
دازس	-7,19	-7,19	-7,19	-7,19	١,٣٣	بينهايت	۱,۸۳	بينهايت

جدول ۸: مقادیر شاخص قابلیت اطمینان در قاب معمولی برای توابع دریفت و شتاب Table 8. Reliability index values in low-ductility frame for drift and acceleration functions

Table 9. Reliability index values in medium-ductility frame for drift and acceleration functio									
	سطح خطر ۱		بطر ۲	سطح خطر ۲		سطح	سطح خطر۴		
رمین لرزه	شتاب	دريفت	شتاب	دريفت	شتاب	دريفت	شتاب	دريفت	
منجيل	-7,19	-7,19	-7,19	-7,19	-•,۲٩	۲,۶۹	١,٠٩	بينهايت	
ايمپريا	-7,78	-7,19	-7,78	بينهايت	بينهايت	بينهايت	بينهايت	بينهايت	
نرسريدج	-7,77	−۱,۹۸	-١,۵٩	−۱,۹۸	۲,۰۹	بينهايت	2,87	بينهايت	
كوبه	-7,78	-7,78	-7,78	-7,78	۸۵, ۰	١,١١	١,٢١	1,87	
لندرز	-۲,•۸	-۲,•۸	-۲,•۸	-۲,∙۸	بينهايت	بينهايت	بينهايت	بينهايت	
دازس	-7,19	-7,19	-7,19	-7,19	1,81	بينهايت	7,89	بينهايت	

جدول ۹: مقادیر شاخص قابلیت اطمینان در قاب متوسط برای توابع دریفت و شتاب Table 9. Reliability index values in medium-ductility frame for drift and acceleration functions

جدول ۱۰: مقادیر شاخص قابلیت اطمینان در قاب ویژه برای توابع دریفت و شتاب Table 10. Reliability index values in special-ductility frame for drift and acceleration functions

	سطح خطر ا		تطر ۲	سطح خطر ۲		سطح خطر ۳		سطح خطر ۴	
رمیں ترزہ	شتاب	دريفت	شتاب	دريفت	شتاب	دريفت	شتاب	دريفت	
منجيل	-7,19	-7,19	-7,19	-7,19	۲۹, ۰۰	بينهايت	بينهايت	بينهايت	
ايمپريا	-7,78	-1,98	-7,79	بينهايت	بينهايت	بينهايت	بينهايت	بينهايت	
نرسريدج	-1,80	-1,80	-1,01	-1,80	۲,۶۸	بينهايت	2,87	بينهايت	
كوبه	-7,79	-7,78	-7,79	-7,70	۰,۸۲	۱,۳۱	1,40	1,89	
لندرز	-1,9۴	-1,94	-1,9۴	-1,94	بينهايت	بينهايت	بينهايت	بينهايت	
دازس	-7,19	-7,19	-7,19	-7,19	بينهايت	بينهايت	بينهايت	بينهايت	

مقادیر موجود در جداول ذکر شده نشان می دهد مطابق انتظار مقادیر β از سطح خطر ۱ (خفیف) تا سطح خطر ۴ (فروریزش) افزایش می اید، در نتیجه احتمال وقوع خرابی کاهش پیدا می کند. به عنوان مثال حداکثر شاخص قابلیت اطمینان در تابع عملکردی شتاب در بین ۲ رکورد زلزله برای قاب ویژه به ترتیب کاهش پیدا می کند. به عنوان مثال حداکثر شاخص قابلیت اطمینان در تابع عملکردی شتاب در بین ۲ رکورد زلزله برای قاب ویژه به ترتیب کاهش پیدا می کند. به عنوان مثال حداکثر شاخص قابلیت اطمینان در تابع عملکردی شتاب در بین ۲ رکورد زلزله برای قاب ویژه به ترتیب کاهش پیدا می کند. به عنوان مثال حداکثر شاخص قابلیت اطمینان در تابع عملکردی شتاب در بین ۲ رکورد زلزله برای قاب ویژه به ترتیب کاهش پیدا می این و بینهایت و بینهایت در سطوح ۱ تا ۴ بوده است. همین شاخص در سطوح مختلف برای تابع دریفت برای قاب ویژه ۱/۶۵ - ، بینهایت، بینهایت و بینهایت به دست آمده است. واضح است که با تغییر مدل و خصوصیات رکورد زلزله، خرابی در سطوح پایینتر به خاطر مقادیر حدی کمتر شتاب و دریفت در توابع عملکردی زودتر اتفاق می فتد؛ بنابراین سطوح پایین تر خرابی از قابلیت اطمینان کمتر و احتمال وقوع بیشتر برخوردار است. به بیان دیگر در سطوح خرابی بالاتر سازهای، امکان رسیدن سازه به خرابی از قابلیت اطمینان کمتر و احتمال وقوع بیشتر برخوردار است. به بیان دیگر در سطوح خرابی بالاتر سازهای، امکان رسیدن سازه به مقادیر دریفت و شتاب حدی کمتر و بنابراین احتمال خرابی کمتر است. همچنین با مقایسه مقادیر سه قاب معمولی، متوسط و ویژه در هر زلزله مشاهده می شود که بیشترین مقادیر β مربوط به قاب ویژه می باشد که به دلیل شکل پذیری بیشتر این قاب است. بنابراین قاب خمشی با شکل پذیری زیاد دارای احتمال شکست پایین تری می باشد.

۲–۵ نمودار احتمال شکست در تابع عملکردی حداکثر شتاب و دریفت برای ملموس تر بودن تفاوت میزان خرابی بر اثر شتاب و دریفت، احتمال شکست متوسط همه مدلها در دو نمودار میله ای شکل ۱۰ نشان داده شده است. مقایسه احتمال شکست خرابی براثر شتاب و دریفت نشان میدهد که خرابی ناشی از دریفت احتمال کمتری نسبت به شتاب دارد. به عبارت دیگر عموماً خرابی غیرسازهای تعیین کننده وقوع یا عدم وقوع شرایط خرابی مشخص شده توسط آییننامهها هستند چون شتاب با توان دوم فرکانس زلزله ارتباط داشته بنابراین حساسیت بالاتری نسبت به تغییر مکان دارد.



شکل۱۰: میانگین احتمال شکست متوسط در سطوح مختلف خطر بنا بر تابع حداکثر شتاب

Figure 10. The average failure probability at different risk levels according to the maximum acceleration performance function



شکل۱۱: میانگین احتمال شکست در سطوح مختلف خطر بنا بر تابع حداکثر دریفت

Figure 11. The average probability of failure at different risk levels according to the maximum drift performance function

۳-۵ نتایج قابلیت اطمینان سری

همانطور که در قسمت ۲-۲ اشاره شد بدون دانستن احتمال وقوع توأم شرایط خرابی براثر دریفت یا شتاب در سطوح مختلف، می توان با روش کرنل حدود پایین و بالای احتمال شکست براثر هرکدام از توابع عملکردی را محاسبه کرد. به عبارت دیگر در این بخش به بیان احتمال وقوع هرکدام از سطوح خرابی ذکر شده توسط دستورالعمل HAZUS پرداخته شده است. مطابق این دستورالعمل برای وقوع هر سطح خرابی رخ دادن یکی از مقادیر حدی شتاب و یا دریفت کافی است. حدود بالا و پایین احتمال خرابی در ۷ زلزله حوزه دور محاسبه شده است و مقادیر میانگین برای قاب معمولی، متوسط و ویژه در جدول ۱۱ تا ۱۳ نشان داده شده است. محاسبات احتمال وقوع کرانه بالا و پایین احتمال یعنی حداقل و حداکثر مقدار ممکن برای احتمال شکست بر اساس رابطه (۳) در سه قاب معمولی، متوسط و ویژه به دست آمده است.

جدول ۱۱: احتمال شکست (P_f) توأم شتاب و دریفت در قاب معمولی

Table 11. Combined probability of failure (P_f) with acceleration and drift in the low-ductility frame

سطح خرابی ۴	سطح خرابی ۳	سطح خرابی ۲	سطح خرابی ۱	مرز
•/• ٧٣	۰/۲۱۱	٠/٩٨٧	۰/٩٨٧	مرز پايينيمرز بالا
•/• AY	•/٢٣٩	١	١	مرز بالاييمرز پايين

جدول۱۲: احتمال شکست $(\mathbf{P}_{\mathrm{f}})$ توأم شتاب و دریفت در قاب متوسط

Table 12. Combined probability of failure (Pf) combined with acceleration and drift in the medium-ductility

	Irame							
	سطح خرابی ۴	سطح خرابی ۳	سطح خرابی ۲	سطح خرابی ۱	مرز			
	•/• 4٣	•/181	۰/۹۷۸	٠/٩٨۶	مرز پايينيمرز بالا			
	•/•,•۵١•۵١	•/١٨٢		١	مرز بالاييمرز پايين			
-								

جدول ١٣: احتمال شکست (Pr) توأم شتاب و دریفت در قاب ویژه

Table 13. Combined probability of failure (Pf) combined with acceleration and drift in the special-ductility frame

_	سطح خرابی ۴	سطح خرابی ۳	سطح خرابی ۲	سطح خرابی ۱	مرز
	•/• ١٣	•/١•٣	٠/٩٧٨	۰/۹۷۸	مرز پايينيمرز بالا
	•/• ٢•	•/\\X	١	1	مرز بالاييمرز پايين

در جداول بالا نشان داده شده که با افزایش سطح خرابی احتمال وقوع شکست کاهش یافته است. برای مثال در سطح خرابی ۳ در قاب متوسط میانگین احتمال شکست بین حدود ۱/۱۶۱ و. ۱/۱۸۲ قرار دارد و در همین قاب در سطح خرابی ۴ میانگین احتمال خرابی به بازه بین حدود ۲/۱۴۳ و ۱/۰۵۱ کاهش یافته است. از آنجا که احتمال شکست سری بر مبنای رخداد هر کدام از مقادیر حدی شکست شتاب دریفت اتفاق میافتد، قطعاً احتمال وقوع سری شکست از احتمال هر کدام از توابع عملکردی بیشتر است. همچنین کاملاً مشخص است که با تغییر از شکل پذیری کم به شکل پذیری زیاد میزان احتمال خرابی کاهش می یابد. بعنوان یک معیار کمی می توان بیان نمود که حد بالای احتمال خرابی در سطح خرابی فروریزش، برای قابهای با شکل پذیری کم، متوسط و زیاد حدوداً ۹، ۵ و ۲ درصد بوده است.

۶- نتیجه گیری

در این مطالعه ۳ قاب بتنی سه طبقه مسکونی مطابق با سطوح شکل پذیری کم، متوسط و زیاد مبحث نهم مقررات ملی ساختمان طراحی و مدل غیرخطی سازه با لحاظ کردن رفتار غیرخطی قطعات بتنی با در نظر گرفتن اثر محصور شدگی بتن توسط خاموتها مورد بررسی قرار گرفته است. سپس با در نظر گرفتن عدم قطعیت بار، هندسه و خصوصیات مصالح تحلیل قابلیت اطمینان در ۷ رکورد زلزله حوزه دور و برای سطوح خرابی خفیف، متوسط، شدید و فروریزش بررسی گردیده است. خلاصه نتایج بدست آمده در این تحقیق به شرح زیر است:

- با بررسی قابهای خمشی معمولی، متوسط و ویژه در نواحی با لرزه خیزی یکسان مشاهده می شود که متوسط شاخص احتمال خرابی قابها بر اثر دریفت در سطح خطر فروریزش به ترتیب ۱/۳، ۱/۹ و ۱/۰۸۷ درصد بوده است. واضح است که قابهای معمولی احتمال شکست بیشتری را نسبت به قابهای متوسط و ویژه ایجاد کرده و همچنین احتمال شکست قاب خمشی متوسط از قاب ویژه بیشتراست. این نتیجه به خاطر محصور شدگی بهتر قطعات بتنی و در نتیجه شکل پذیری بیشتر قاب ویژه نسبت به قاب متوسط و قاب متوسط نسبت به قاب معمولی می باشد.
- بررسی نتایج در سیستم سری یعنی احتمال توأم وقوع فروریزش بر اثر شتاب یا دریفت نشان میدهد که با افزایش سطح خرابی احتمال وقوع کاهش مییابد. به طور مثال حد بالای احتمال خرابی قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه در سطح خطر فروریزش به ترتیب برابر ۸/۶، ۱/ و ۲/۰ درصد بوده است. از آنجا که احتمال شکست سری بر مبنای رخداد هر کدام از مقادیر حدی شکست شتاب یا دریفت اتفاق میافتد بنابراین احتمال وقوع سری از احتمال هر کدام از توابع عملکردی بیشتر است.
- احتمال خرابی بر اثر شتاب در قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه در سطح خطر شدید (سطح ۳) به ترتیب برابر ۲۱، ۱۶ و ۱۰ درصد بوده است و احتمال خرابی بر اثر دریفت در قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه در همین سطح خطر به ترتیب ۲/۸، ۲/۸، درصد بوده است. مقایسه احتمال خرابی بر اثر شتاب و دریفت نشان میدهد که احتمال خرابی غیرسازهای یعنی اثر شتاب از احتمال خرابی سازهای در اثر دریفت بستر است.

لازم به یادآوری است نتایج یاد شده در مورد سازههای کوتاه مرتبه بوده و بدون مطالعات بیشتر قابل تعمیم به سایر سازهها نمیباشد.

مراجع

[1] R. Lu, Y. Luo, J.P. Conte, Reliability evaluation of reinforced concrete beams, Structural Safety, 14(4) (1994) 277-298.

[2] C. Dymiotis, A.J. Kappos, M.K. Chryssanthopoulos, Seismic reliability of RC frames with uncertain drift and member capacity, Journal of Structural Engineering, 125(9) (1999) 1038-1047.

[3] A. Arafah, Factors affecting the reliability of reinforced concrete beams, C.A Brebbia, ISBN 1-85312-830-9, WIT Transactions on Ecology and the Environment, 45 (2000).

[4] C. Dymiotis, B.M. Gutlederer, Allowing for uncertainties in the modelling of masonry compressive strength, Construction and building materials, 16(8) (2002) 443-452.

[5] M. Bianchini, P. Diotallevi, J. Baker, Prediction of inelastic structural response using an average of spectral accelerations, in: 10th international conference on structural safety and reliability (ICOSSAR09), 2009.

[6] K. Benaissa, K. Abdellatif, Reliability analysis of reinforced concrete buildings: comparison between FORM and ISM, Procedia Engineering, 114 (2015) 650-657.

[7] H.-P. Chen, Monitoring-based reliability analysis of aging concrete structures by bayesian updating, Journal of Aerospace Engineering, 30(2) (2017).

[8] R. Thomas, K. Steel, A.D. Sorensen, Reliability analysis of circular reinforced concrete columns subject to sequential vehicular impact and blast loading, Engineering Structures, 168 (2018) 838-851.

[9] M. HAZUS, MR4 Technical manual, Multihazard Loss Estimation Methodology, (2003).

[10] F. Prestandard, commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356), Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 7 (2000).

[11] A.S.o.C. Engineers, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13).:, in, American Society of Civil Engineers, 2014.

[12] A.M. Hasofer, N.C. Lind, Exact and invariant second-moment code format, Journal of the Engineering Mechanics division, 100(1) (1974) 111-121.

[13] R. Rackwitz, B. Fiessler, Note on discrete safety checking when using non-normal stochastic models for basic variables, Load Project Working Session, MIT, Cambridge , MA, USA, (1976).

[14] A. Haldar, S. Mahadevan, Probability, reliability, and statistical methods in engineering design, J. Wiley & Sons, Incorporated, 2000.

[15] H. Madsen, O., Krenk, S., and Lind, NC, Methods of Structural Safety, in, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ, 1986.

[16] C.A. Cornell, A probability-based structural code, in: Journal Proceedings, 1969, pp. 974-985.

[17] M. Mahsuli, T. Haukaas, Computer program for multimodel reliability and optimization analysis, Journal of Computing in Civil Engineering, 27(1) (2013) 87-98.

[18] H. Tajammolian, F. Khoshnoudian, Reliability of symmetric and asymmetric structures mounted on TCFP base isolators subjected to near-field earthquakes, Journal of Performance of Constructed Facilities, 32(4) (2018).
[19] A.T. Council, Quantification of building seismic performance factors, US Department of Homeland Security, FEMA, 2009.

[20] PEER, (2008). Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). development platform by the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER),, in, pp. <u>http://opensees.berkeley.edu</u>.

[21] Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. Standard No. 2800, Tehran: Buildnig and Housing Research Center, Edition 4.in Persian

[22] National Building Regulations, (1392). Part 6: Design Loads for Buildings. Tehran: IRI Ministry of Roads and Urban Development. . in Persian

[23] S. Fadavi, Reliability Based Evaluation of Seismic Design Methods for Steel Moment Frames, Amirkabir University of technology, 2013. in Persian

[24] G. Chang, J.B. Mander, Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: part 1–evaluation of seismic capacity, NCEER Technical Rep. No. NCEER-94, 6 (1994).

[25] T. Vrouwenvelder, The JCSS probabilistic model code, Structural Safety, 19(3) (1997) 245-251.

[26] F.J. Vecchio, M.B. Emara, Shear deformations in reinforced concrete frames, ACI Structural journal, 89(1) (1992) 46-56.

Reliability Based Evaluation of Low-rise Reinforced Concrete Moment Frames Designed for Different Levels of Ductility

Abstract

This study aims to evaluate the low-rise reinforced concrete moment frames designed based on different levels of ductility in a typical reinforced concrete structure from a reliability perspective. This article investigates the probabilistic methods of designing different levels of ductility in the current Iranian Code of concrete in terms of reliability. In this study, a three-story concrete moment frame structure with various ductility levels of Iranian code, namely low, medium and special ductility, is considered. Regarding the uncertainties in loading and dimensional parameters of the frame and the properties of the probability space, the reliability analysis is performed on the structural performance functions, including drift and acceleration of floors. The horizontal component of earthquakes introduced by the FEMA P-695 standard are used in order to investigate the uncertainty of earthquake records. The uniformity of the failure is evaluated by comparing the reliability index and the probability of failure of each of the performance functions. The results show that the maximum probability of failure in collapse damage state is nearly 9, 5 and 2 percent for low, medium and special ductility frames respectively.

Keywords: Reliability, Seismic Evaluation, Moment Frame, Reinforced Concrete, Ductility