تحلیل قابلیت اعتماد لرزه‌ای قاب‌های صلب فولادی

پیمان همامی[1] و علی‌اکبر آقاکوچک[2]

۱- دانشجوی دکترای سازه، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران، *Email: Homamip@modares.ac.ir*

۲- استاد بخش عمران، دانشکده فنی و مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران

چکیده: *در این مقاله تأثیر متغیرهای تصادفی ظرفیت و نیاز لرزه‌ای بر سطح عملکرد مورد انتظار قاب‌های صلب فولادی طرح شده بر مبنای آخرین ویرایش آیین‌نامه‌های مقررات ملی ساختمانی و استاندارد ۲۸۰۰ بررسی می‌شود. به این منظور، با استفاده از تحلیل احتمالاتی روی مدل اجزای محدود اتصال صلب، دامنه تغییرات رفتار این نوع اتصالات با وجود عدم قطعیت‌های مصالح و هندسه اتصالات، با دقت لازم تعیین شده، سپس با انجام تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی روی ۸۴ قاب ۸ تا ۱۵ طبقه دارای ۴ و ۵ دهانه در مقابل هفت زلزله مختلف نیاز لرزه‌ای قاب‌ها تعیین و با عملکرد مورد انتظار آیین‌نامه‌ای و ظرفیت آنها مقایسه می‌شود. پس از آن با برازش توابع توزیع احتمال مناسب به این داده‌ها، ارزیابی قابلیت اعتماد انجام می‌پذیرد.*

کلید واژه‌ها: قابلیت اعتماد، طراحی بر اساس عملکرد، قاب‌های صلب فولادی، طرح لرزه‌ای

Seismic Reliability Analysis of Moment Resisting Steel Frames

Abstract: *In this paper, the effects of random variables of seismic demand and capacity on expected level of performance of moment resisting steel frames designed according to Iranian codes, are investigated. Initially a finite element model of a rigid connection has been developed and the range of variations in strength and stiffness of the connection caused by randomness of material and geometry of the connection has been determined. The data has subsequently been used for nonlinear dynamic analysis of 84 frames with 8 to 15 stories and 4 or 5 spans subjected to seven scaled earthquake records. The induced seismic demands have been compared with frames capacities and the performance levels of these structures are compared with those expected by design code. Finally by fitting a suitable probability density function to these data, a reliability assessment has been carried out.*

۱- مقدمه

آیین‌نامه‌های طراحی مهندسی با کمک روش تحلیل قابلیت اعتماد، درصدد تأمین حاشیه ایمنی مناسب در طرح‌های مهندسی هستند. به طور خاص، می‌توان به ضرایب جزیی ایمنی در آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های فولادی و بتنی اشاره نمود که از تحلیل‌های قابلیت اعتماد سازه‌ها استخراج شده‌اند. کاربرد صریح تحلیل قابلیت اعتماد در روش آیین‌نامه‌های طراحی بر اساس عملکرد همچون دستورالعمل *FEMA* 350 [۱] و *FEMA* 351 [۲] مبین اهمیت و توسعه این تئوری در تأمین اهداف طراحی است. طبق تعریف، قابلیت اعتماد، احتمال کارکرد مطلوب و عدم خرابی تحت شرایط تعریف شده در مدت زمان مشخص است، بنابراین آگاهی از انواع حالت‌های خرابی و تعریف صریح مرز خرابی برای تمایز رفتار قابل قبول و غیرقابل-قبول اولین موضوعی است که در روش تحلیل احتمالاتی قابلیت اعتماد باید مورد توجه قرار گیرد.

به منظور بیشتر روشن شدن این موضوع، ابتدا به یادآوری روش قابلیت اعتماد احتمالاتی متعارف اشاره می‌شود، سپس مسائل مربوط به مدلسازی و طراحی قاب‌های صلب فولادی تشریح خواهد شد و نهایتاً با توجه به متغیرهای تصادفی موجود در تعیین نیاز و ظرفیت لرزه‌ای این قاب‌ها، با کمک تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی، احتمال خرابی و قابلیت اعتماد لرزه‌ای آنها بررسی می‌شود.

۲- معرفی کلی روش قابلیت اعتماد

همانطور که اشاره شد، معیار سنجش قابلیت اعتماد، محاسبه احتمال عدم خرابی است ولی محاسبه دقیق این احتمال در بسیاری از اوقات وقت‌گیر و پیچیده است. از این رو با پذیرش

چند فرض ساده کننده به‌جای محاسبه دقیق احتمال خرابی از پارامتر دیگری بنام شاخص قابلیت اعتماد استفاده می‌شود تا حجم محاسبات و زمان مورد نیاز کاهش یابد. شاخص قابلیت اعتماد در ساده‌ترین شکل خود در یک تابع از چند متغیر تصادفی که دارای توزیع احتمال نرمال (گوسی) هستند، به‌صورت نسبت میانگین به انحراف معیار آن تابع تصادفی تعریف می‌شود. حال اگر این تابع از تفاضل ظرفیت و نیاز تشکیل شده باشد احتمال خرابی برابر است با احتمال منفی شدن این تابع که نشان داده می‌شود این احتمال نیز برابر است با احتمال متناظر با مقدار شاخص تعریف شده در یک توزیع احتمال استاندارد نرمال. راکوویتز و فیسلر [۳] در سال ۱۹۷۸ با ارائه ایده متغیرهای نرمال معادل به ازاء هر متغیر غیرنرمال محدودیت توزیع‌های آماری متغیرها در مسأله را نیز برطرف نمودند.

تابع حاصل از تفاضل ظرفیت و نیاز را تابع عملکرد می‌نامند و اگر بتوان با تقریب خوب این تابع را با خط راست تقریب زد، روش محاسبه شاخص قابلیت اعتماد را روش ممان دوم مرتبه اول می‌نامند؛ زیرا به ممان‌های آماری تا ممان دوم نیاز است و تقریب تابع نیز از درجه اول است و اگر از تقریب تابع درجه دو استفاده شود آن را روش مرتبه دو می‌خوانند.

چنانچه فرم بسته تابع عملکرد قابل ارائه نباشد و یا فقط با استفاده از فرض‌های ساده‌کننده‌ای قابل ارائه با روابط ریاضی باشد که بیش از حد دقت مسأله را کاهش بدهند، از روش‌های شبیه‌سازی مانند الگوریتم مونت کارلو [۴] می‌توان استفاده کرد و خصوصیات آماری تابع پیچیده تصادفی را به دست آورد. روش مونت کارلو روش نسبتاً دقیق اما وقت‌گیری است و یک کاربرد آن کنترل پاسخ روش‌های با حل بسته نیز می‌باشد. با این روش همه پارامترهای مهم مسأله قابل لحاظ کردن هستند و خصوصیات احتمالاتی پاسخ به‌طور کامل قابل استخراج است، اما وقتی زمان محاسبه هر مرحله از شبیه‌سازی و تعداد تحلیل‌ها نسبتاً زیاد باشد، این روش غیرعملی یا بسیار پر هزینه است. در این شرایط، روش دیگری بنام روش سطح پاسخ برای تحلیل قابلیت اعتماد مناسب می‌باشد. در این روش با تعداد محدودی شبیه‌سازی و برازش خط یا منحنی بر نتایج آنها، تخمینی از تابع عملکرد به دست می‌آید [۴] و سپس با یکی از روشهای مرتبه اول یا مرتبه دوم، شاخص قابلیت اعتماد را به دست می‌آورند. این روش نیاز به تعداد تحلیل‌های پیچیده را کمتر می‌کند؛ لذا کاربردی‌تر از روش مونت‌کارلو است. در این مطالعه، روش اخیر مورد استفاده قرار گرفته است؛ زیرا برای بررسی‌های مورد نیاز از مدل‌های پیچیده و تحلیل‌های غیرخطی و دینامیکی استفاده شده است که بسیار وقت‌گیر هستند و عملاً انجام تعداد معدودی تحلیل و شبیه‌سازی مقدور بوده است.

۳- بررسی قاب‌های صلب فولادی

برای بررسی قابلیت اعتماد قاب‌های صلب فولادی که بر مبنای آیین‌نامه زلزله ایران (ویرایش سوم)[۵]، مبحث ششم [۶] و دهم [۷] مقررات ملی ایران بارگذاری و طراحی شده‌اند، ابتدا مجموعه‌ای از قاب‌های ۸ تا ۱۵ طبقه کاملاً متقارن در نظر گرفته شده‌اند. پیکربندی این قاب‌ها با توجه به ابعاد نسبتاً متداول در این نوع ساختمان‌ها مرکب از چهار حالت شامل ۴ و ۵ دهانه و طول دهانه‌ها، ۴ و ۵ متر و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر در نظر گرفته شده است. طبق توضیحات بخش بعد پس از طراحی قاب‌ها عدم قطعیت‌های موجود در مسأله معرفی شده و چگونگی بررسی اثر متغیرها در پاسخ قاب‌ها توضیح داده شده است. نهایتاً ضمن مقایسه ظرفیت و نیاز این قاب‌ها و تحلیل قابلیت اعتماد آنها برخی معیارهای طراحی آیین‌نامه ارزیابی شده‌اند.

۳-۱- طرح سازه

با توجه به تیپ‌بندی متعارف در طراحی اجزای سازه، تغییر مقطع برای ستون‌ها هر دو یا سه طبقه در نظر گرفته شده است و در هر طبقه در همه دهانه‌ها، از یک مقطع تیر استفاده شده است. با توجه به این فرض که قاب‌های مورد بررسی متعلق به یک سازه متقارن هستند، ستون‌های این قاب‌ها با مقطع قوطی مربع شکل طراحی شده‌اند. برای تیرها نیز مقطع I شکل از نوع IPE در نظر گرفته شده است. در این مطالعه، اتصالات صلب از نوع متداول، با ورق‌های فوقانی و تحتانی و ورق جان در نظر گرفته شده و در طرح آنها از فرض شکل‌پذیری ویژه استفاده شده است.

۳-۲- نیاز به مدلسازی دقیق و تحلیل‌های غیرخطی

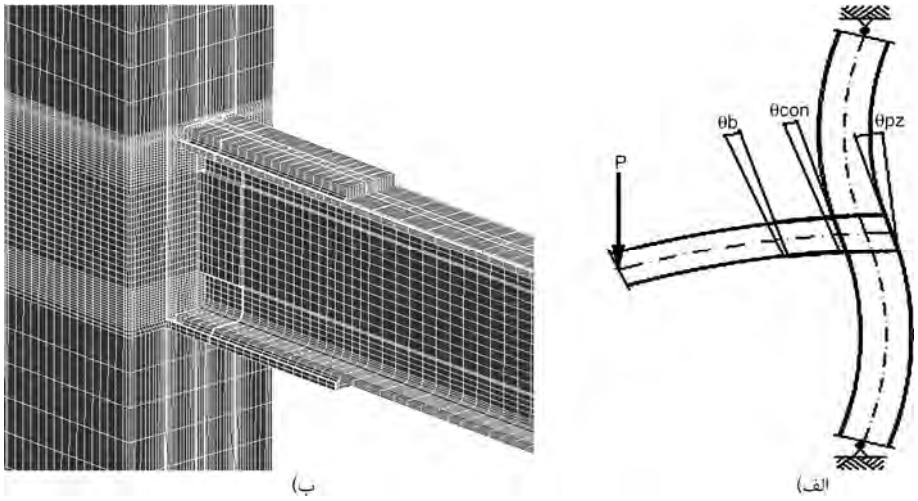
به‌طور قطع استفاده از دقیق‌ترین روش‌های تحلیل و مدلسازی، برای ارزیابی بهتر نتایج و بررسی قابلیت اعتماد سازه در مقابل زلزله، ترجیح دارد، بنابراین پس از طرح سازه با تحلیل‌های خطی، برای بررسی قابلیت اعتماد قاب‌ها از تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی با کمک نرم‌افزار *Ramperfom Ver. 1.25* [۸] استفاده شده است. آنچه در مدلسازی و تحلیل غیرخطی و ارزیابی نتایج نهایی حائز اهمیت است، دو موضوع می‌باشد که عبارتند از مدلسازی رفتار بار- تغییرشکل در اجزای سازه و معیار مقایسه نیاز و ظرفیت در هر جزء.

به منظور تدقیق رفتار قاب صلب فولادی ابتدا به کمک نرم‌افزار *Ansys* [۹] نمونه اتصالات با جزئیات کامل شامل ورق‌های اتصال بال و جان، کلیه جوشهای شیاری و گوشه به همراه تیر، ستون، ورق‌های سخت‌کننده ستون مدل شده و با انجام تحلیل‌های لازم، رفتار این اتصال در محدوده خطی و غیرخطی استخراج شده است. سپس این نتایج در نرم افزار *Ramperform* معرفی شده و تحلیل سازه انجام پذیرفته است. طبق پیشنهاد [۱۰] برای استخراج رابطه لنگر- دوران یک اتصال صلب، از مدل تیر طره‌ای در آزمایشگاه استفاده شده است. در اینجا نیز برای استخراج رابطه لنگر- دوران از مدل تیر طره‌ای استفاده شده است و به دلیل منظم بودن قاب فولادی (با دهانه‌ها و ارتفاع طبقات یکسان)، فرض شد رفتار قاب از مدل پرتال تبعیت می‌کند، بنابراین نقطه عطف منحنی تغییرشکل اجزاء قاب در مقابل بارهای جانبی در وسط عضو رخ می‌دهد و می‌توان با جدا کردن اعضاء از نقاط عطفشان، زیر سازه‌ای را در نظر گرفت که به طور مجزا قابل مطالعه است و با تأمین شرایط مرزی مناسب، از این زیر سازه همان رفتاری انتظار می‌رود که در داخل قاب بروز خواهد داد. بدین ترتیب زیرسازه‌ای مشابه شکل (۱)، متشکل از یک تیر (با طولی معادل نصف دهانه‌اش در قاب) و یک ستون (با ارتفاعی مجموعاً معادل نصف ارتفاع طبقات بالا و پایین آن در قاب) که به صورت صلب به هم متصل هستند مدلسازی شده است.

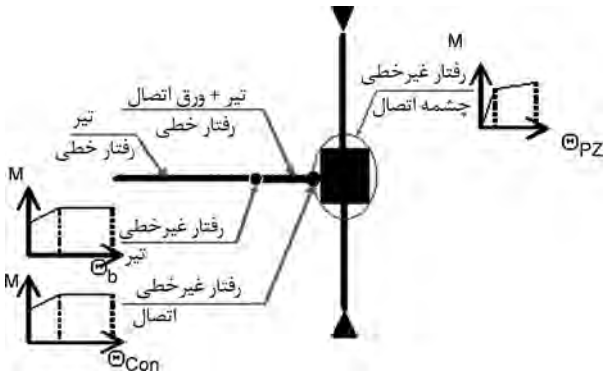
در شکل (۱- الف)، به طور شماتیک، مدل تحلیلی برای استخراج رفتار بار- تغییرشکل در اجزاء اتصال نمایش داده شده است و در شکل (۱- ب) بخشی از مدل اجزای محدود اتصال نمایش داده شده است. در شکل (۱- الف) θ_{PZ}، θ_{con} و θ_b به ترتیب، مقدار چرخش نسبی در چشمه اتصال، چرخش نسبی ورق‌های اتصال در وجه ستون و چرخش در مقطع خالص تیر در نظر گرفته شده‌اند. با مدلسازی اجزای محدود مشاهده شد که در این اتصالات هم مقطع ابتدای ورق‌های اتصال در وجه ستون و هم بخشی از تیر بعد از ختم ورق‌های اتصال، وارد مرحله غیرخطی می‌شوند و تقدم و تأخر تشکیل مفصل خمیری در این دو قسمت به ابعاد تیر، ورق‌های اتصال و دهانه بستگی دارد.

از این نتیجه در مدلسازی کامل قاب‌ها برای تحلیل دینامیکی استفاده شده است و برای هر تیر و اتصال صلب در قاب، یک مدل ترکیبی در نظر گرفته شده است به طوری‌که امکان بروز رفتار خمیری در هر دو نقطه مورد نظر ممکن باشد، درست همانند آنچه در مدل اجزای محدود مشاهده شده است. برای تعریف رفتار اجزای مدل ترکیبی مقایسه‌ای بین روابط *FEMA* [۱۱] با نتایج مدل‌های اجزای محدود نیز انجام شد که نشان داد رابطه (θ_{con} - لنگر) در وجه ستون تطابق بسیار خوبی با مدل اتصال صلب- خمیری در *FEMA* دارد. همچنین رابطه (θ_b - لنگر) در محل تشکیل مفصل خمیری در تیر، با حذف رفتار خطی تیر، منطبق با رابطه تیر قاب صلب *FEMA* است. بنابراین برای مدلسازی از همان روابط، ولی با رعایت توضیحات فوق استفاده شده است. در چشمه اتصال نیز سختی مرحله خطی مقدار کمی بیشتر از روابط *FEMA* [۱۱] مشاهده شده است و رابطه کراوینکلر [۸] که تطابق بهتری با آن دارد برای تعیین سختی اولیه چشمه اتصال مورد استفاده قرار گرفته است. برای ستون‌ها نیز از همان روابط *FEMA* [۱۱] استفاده شده است زیرا در مدل‌های اجزای محدود، این بخش از مدل در مرحله خطی باقی مانده است.

در شکل (۲) به طور شماتیک، مدل تحلیلی رفتار بار- تغییرشکل همراه با رفتار اجزای اتصال نمایش داده شده است. برای کلیه قاب‌ها از این جزئیات برای مدلسازی اتصالات صلب در نرم‌افزار *Ramperform* استفاده شده است.



شکل ۱. مدل اجزای محدود اتصال صلب و تغییرشکل‌های مورد بررسی در اجزای زیر سازه و اتصال صلب.



شکل ۲. مدل مورد استفاده در نرم‌افزار تحلیل غیرخطی.

۳-۳- مرور عدم قطعیت‌های طراحی

در جدول (۱)، ابهامات و عدم قطعیت‌های موجود در تعیین نیاز و ظرفیت سازه از یکدیگر تفکیک شده‌اند. ملاحظه می‌شود، برخی از متغیرها به طور غیرمستقیم یا ضمنی در هر دو ستون جدول قابل درج هستند، مثلاً ابعاد مقطع که در جدول، جزو متغیرهای تعیین ظرفیت قلمداد شده است، بطور ضمنی سختی سازه را هم تحت تأثیر قرار می‌دهد و می‌تواند در تعیین مقدار نیاز سازه نقش بازی کند. همچنین برخی از متغیرها به هم مرتبط هستند و دارای همبستگی آماری خواهند بود، مثلاً پریود ارتعاش سازه، متأثر از جرم و سختی سازه است. با این توضیح، می‌توان جدول فوق را قدری فشرده کرد اما علت ذکر این متغیرها این است که بر حسب تعریف تابع عملکرد و نحوه مدلسازی می‌توان هر یک از آنها را به عنوان متغیر در مسأله در نظر گرفت. برای انتخاب مشخصات توابع احتمالاتی این متغیرها می‌توان به مطالعات انجام شده در مراجع [۳] و [۱۲-۲۱] رجوع نمود و توصیه‌های آنها را به کار بست. در این بررسی، فقط تعدادی از عوامل که در جدول (۱) با ستاره مشخص هستند، مورد توجه قرار داده شده‌اند و اثر تغییرات تصادفی آنها مطالعه شده است و برای جلوگیری از پیچیدگی بیش از حد مسأله از وجود بقیه صرف‌نظر شده است. برای ملحوظ نمودن این عوامل متغیرهای مندرج در جدول (۲) مورد توجه قرار گرفته‌اند. ضمناً با مدلسازی دقیق رفتار اتصال صلب و انجام تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی، بی‌دقتی در تحلیل‌ها کاهش داده شده‌اند. اثر عدم قطعیت در بار لرزه‌ای نیز به طور جداگانه در نظر گرفته شده است. در جدول (۲) مشخصات پیشنهادی متغیرها با استخراج از مراجع در دسترس ذکر شده‌اند [۳] و [۱۲-۲۱].

همان طور که در جدول (۲) ملاحظه می‌شود، در مورد مشخصات متغیرها، اتفاق نظر کامل وجود ندارد حتی در مورد هیچ یک از آنها، بیش از دو مرجع، مشخصات مشابهی را توصیه نمی‌کنند. این موضوع در مورد تمام متغیرهای ذکر شده در جدول (۱) نیز صادق است و این خود بر ابهامات تحلیل احتمالاتی می‌افزاید که در مطالعه مستقل دیگری می‌توان با برخورد غیراحتمالاتی این متغیرها را بررسی نمود.

برای ادامه بررسی، مشخصات متغیرهای تصادفی مورد نظر

جدول ۱. عدم قطعیت‌های موجود در تعیین ظرفیت و نیاز لرزه‌ای.

عدم قطعیت‌های موجود در محاسبه ظرفیت سازه	عدم قطعیت‌های موجود در محاسبه نیاز سازه
- مشخصات مصالح*	- بار مرده
- مشخصات هندسی	- بارهای زنده
مقاطع*	- تاریخچه بار زلزله (دامنه حرکات- محتوای
- کیفیت اجرا	فرکانسی)*
- کیفیت نگهداری سازه	- امتداد قرارگیری سازه نسبت به گسل
- مدل رفتاری سازه*	مسبب زلزله
- اثر اجزاء غیرسازه‌ای	- میرایی سازه
	- سختی سازه*
	- پریود مودهای ارتعاشی سازه*
	- توزیع جرم گسترده سازه
	- وجود اجزاء غیر سازه‌ای
	- چگونگی تأثیردادن لنگر پیچشی سازه
	- اندرکنش خاک و سازه
	- مدل رفتاری سازه*
	- مراحل تحلیل سازه (اثرات پایداری و ...)*
	- نوع تحلیل سازه*

جدول ۲. متغیرهای تصادفی انتخابی به همراه مشخصات پیشنهادی موجود در مراجع.

	متغیر	توزیع احتمال	ضریب پیش قضاوت	ضریب تغییرات
۱	ابعاد مقاطع فولادی گرم نورد شده	-	-	۰/۰۳
		-	-	۰/۰۱
۲	ابعاد مقاطع فولادی ساخته شده جوشی	-	-	۰/۱۵
۳	مقاومت تسلیم مصالح فولادی	-	-	۰/۰۷۵
		N-LN	۱/۰۹۵	۰/۱۰۲
	تنش تسلیم در خمش	-	-	۰/۱-۰/۰۸
		LN	-	۰/۱
		LN	-	۰/۱۲
	تنش تسلیم در برش	*U*	-	۰/۰۹
۴	مدول یانگ	*U*	-	۰/۰۶
		LN	-	۰/۱
		LN	-	۰/۰۶

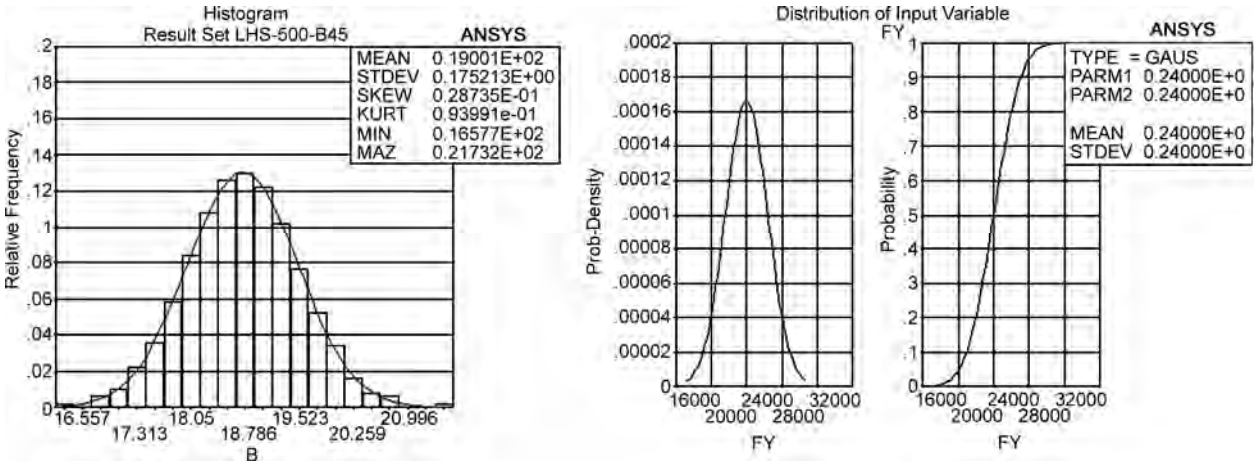
N= نرمال ، *LN*= لگنرمال ، *U*= یکنواخت

طبق جدول (۳) انتخاب شده‌اند. لازم به ذکر است که وقتی نوع تابع احتمالاتی نامعلوم یا مشکوک است، استفاده از توابع نرمال و لگنرمال متداول‌تر است.

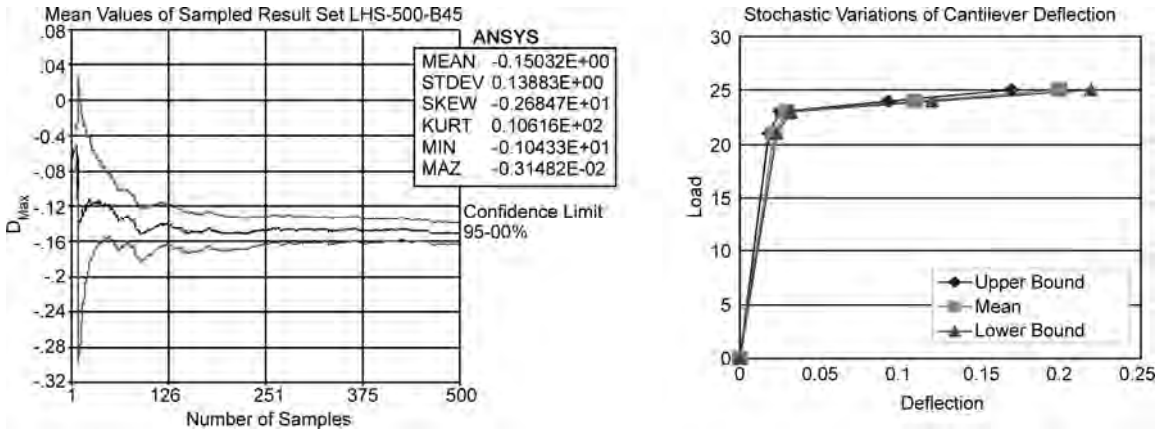
جدول ۳. مشخصات متغیرهای انتخابی در این مطالعه.

	متغیر	توزیع احتمال	ضریب تغییرات
۱	ابعاد مقاطع فولادی گرم نورد شده	N	۰/۰۳
۲	ابعاد مقاطع فولادی ساخته شده جوشی	N	۰/۱۵
۳	مقاومت تسلیم مصالح فولادی	N	۰/۱۰۲
۴	مدول یانگ	LN	۰/۱

پس از انتخاب مشخصات متغیرهای مسأله، با توابع و مشخصات احتمالاتی که در بخش قبل برای این متغیرها در نظر گرفته شدند، اقدام به تحلیل‌های تکراری شده است تا چگونگی تأثیر این متغیرها روشن شوند. در مرجع [۲۲] نشان داده شده است که تأثیر متغیرهای تصادفی بر پاسخ‌های یک قاب صلب، بسیار کم اهمیت‌تر از تأثیر تغییرات تاریخچه بار لرزه‌ای و مشخصات زلزله است. بنابراین انجام تحلیل‌های متعدد با مقادیر مختلف این متغیرها برای بالا بردن دقت مطالعه چندان مؤثر نیست و به عبارتی حساسیت پاسخ سازه در مقابل این متغیرها کمتر از حساسیت آن در مقابل بار زلزله است. به این علت برای کم کردن تعداد تحلیل‌ها و کاهش حجم محاسبات، ابتدا بازه تغییرات رفتار اتصال صلب ناشی از اثر همه متغیرهای مذکور در جدول (۳) تعیین شده است، سپس با مدلسازی رفتار اتصال صلب با مشخصات و مدل رفتاری در سه حالت میانگین و حد بالا و حد پایین مشابه آنچه در شکل (۴) نشان داده شده است، برای قاب‌های ۸ الی ۱۵ طبقه‌ای که طبق دستورات آیین‌نامه‌های جاری طراحی شده‌اند، سه مدل رفتاری اتصالات در نظرگرفته شد و با بررسی این قاب‌ها در مقابل زلزله‌های مشابه، تأثیر متغیرهای مندرج در جدول (۳) در پاسخ قاب‌ها ارزیابی شده‌اند. برای تعیین بازه تغییرات رفتار اتصالات صلب با شرحی که بیان شد، از قابلیت تحلیل‌های احتمالاتی نرم‌افزار *Ansys* [۹] استفاده شده است. نمونه اطلاعات ورودی در شکل (۳) و نمودار خروجی تحلیل احتمالاتی انجام شده در



شکل ۳. نمونه توابع توزیع احتمال و تقسیم فضای نمونه.



الف) تعیین میانگین و بازه تغییرات پاسخ با اطمینان ۹۵٪ ب) اثر تغییرات تصادفی متغیرهای مفروض بر روی رابطه بار- تغییرمکان

شکل ۴. اثر تغییرات تصادفی متغیرهای مفروض بر روی رابطه بار- تغییرمکان در سازه نشان داده شده در شکل (۱).

شکل (۴) نمایش داده شده است.

مطابق شکل (۴) بازه‌ای با اطمینان ۹۵ درصد برای تغییرات تصادفی متغیرهای مورد مطالعه تعیین شده است. به طور کلی ملاحظه می‌شود که تغییرات سختی قابل توجه ولی تغییرات مقاومت ناچیز است. با این ترتیب اثر عدم قطعیت‌های مصالح و ابعاد اتصال در رفتار اجزای سازه تعیین گردیده است، اکنون می‌توان مدل‌های سازه کامل را با رفتارهای متغیر اتصالات آن تهیه نمود و با کمک تحلیل‌های تکراری عملکرد سازه را با اهداف طراحی مقایسه کرد. در هنگام تحلیل‌های تکراری، آخرین و مهمترین متغیر تصادفی، یعنی بار لرزه‌ای مورد توجه قرار گرفته است.

۳-٤- عدم قطعیت بار لرزه‌ای

برای تعیین تغییرات پاسخ سازه در مقابل زلزله، توافق مشخصی برای چگونگی اعمال عدم قطعیت‌های تاریخچه بار زلزله وجود ندارد و محققین بر حسب نظر و سلیقه خود این کار را انجام می‌دهند. اما متداول‌ترین روش، که در آیین‌نامه‌ها نیز پیشنهاد شده است، استفاده از تعداد مناسبی شتاب نگاشت معتبر است که ترجیحاً منطبق با خواص لرزه‌ای محل احداث سازه باشند.

در مرجع [۲۰] ذکر شده است که استفاده از زلزله‌های واقعی و مصنوعی تفاوت زیادی با یکدیگر نخواهد داشت. در مرجع [۱۹] نشان داده شده است که برای تعیین نیاز لرزه‌ای قاب‌های فولادی صلب، کاهش تعداد زلزله‌های مورد بررسی از ۳۰ عدد به ۱۰ عدد فقط ۵-۷ درصد خطا در نتایج به بار می‌آورد و لذا تعداد تحلیل‌های معقول و کاربردی برای سازه‌های منظم را ۱۰ الی ۱۲ عدد پیشنهاد می‌کنند. اما تعداد شتابنگاشت‌های مناسب و مطمئن که در زلزله‌های محلی کشور ثبت شده باشند، زیاد نیستند و لذا اغلب اوقات ترجیح داده می‌شود طبق توصیه آیین‌نامه برای در نظر گرفتن تغییرات بار زلزله از میانگین پاسخ‌های ۷ شتابنگاشت استفاده شود. در این بررسی نیز، تعداد هفت شتابنگاشت در تحلیل سازه به کار بسته شده است، تا احتمال رفتار مطلوب و غیرمطلوب تعیین گردد. شتابنگاشت‌های انتخابی از مراجع [۲۳-۲۴] استخراج شده‌اند و به جز شرط مربوط به یکسان بودن مکانیزم گسل‌های مسبب زلزله، سایر شرایط برای انتخاب نگاشت‌ها، طبق آیین‌نامه زلزله [۵] رعایت شده‌اند. عدم توجه به مکانیسم گسلش را باید جزو محدودیت‌های این مطالعه دانست. این نگاشت‌ها برای هر یک از قاب‌ها بطور جداگانه، طبق روش آیین‌نامه زلزله [۵] به مقیاس در آمده و برای تحلیل آنها مورد استفاده قرار گرفته‌اند.

۳-۵- تعیین معیار مقایسه نیاز و ظرفیت (معیار حدی) در سطح سازه و اجزای سازه و انتخاب تابع عملکرد

معیار حدی برای تعیین مرز خرابی یا عبور از سطح عملکرد مورد انتظار تعریف می‌شود بنابراین تعریف آن باید بر اساس شناخت کامل از حالت‌های خرابی انجام پذیرد. بعضی معیارهای خرابی در سطح رفتار کلی سازه تعریف می‌شوند و خرابی کلی را نشان می‌دهند و برخی در سطح اجزای سازه و برای مشخص نمودن خرابی‌های موضعی تعریف می‌شوند.

در بسیاری از کارهای تحقیقاتی، معیار جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای یا شکل دیگر آن یعنی زاویه جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای به‌عنوان معیار حدی تعریف شده است. این معیار در عین حالی‌که از نظر محاسباتی بسیار ساده است، به خوبی رفتار کلی سازه و اثرات پایداری را منعکس می‌کند. همچنین رفتار اجزای سازه و چرخش‌های اتصالات را نیز در بر می‌گیرد و خرابی‌های موضعی را نیز نشان می‌دهد. به این ترتیب می‌توان حد جابه‌جایی طبقه، متناظر با سطح عملکرد مورد نظر را هم در سطح کل سازه و هم در سطح اجزای سازه تعریف و تعیین نمود.

سطح عملکردی که از سازه‌های طرح شده بر اساس آیین-نامه زلزله کشور [۱۰] انتظار می‌رود، سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) است؛ زیرا به طور ضمنی هدف طراحی، رسیدن به این عملکرد ذکر شده است. اما در آیین‌نامه زلزله، برای اطمینان از تأمین این سطح عملکرد، فقط در سطح کل سازه، معیار محدودیت جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای تعریف شده و در سطح اجزای سازه معیاری برای مقایسه ارائه نشده است. معیار تعریف شده طبق آیین‌نامه بدین شرح است که در قاب‌هایی که پریود اصلی آنها بیش از ۰/۷ ثانیه است (مثل قاب‌های مورد توجه در این تحقیق)، حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقات در مقابل زلزله‌های واقعی باید به۰/۰۲ ارتفاع طبقه محدود شود. این معیار در هنگام طرح سازه با محاسبه تغییرشکل از روی تحلیل خطی سازه و با کمک ضریب اصلاح ۰/۷R برای پیش‌بینی رفتار غیر خطی بررسی می‌شود.

بررسی سطح عملکرد در مورد اجزای سازه مشکل‌تر است؛ زیرا برای مقایسه نیاز و ظرفیت در این اجزاء با توجه به رفتار واقعی آنها ابهاماتی وجود دارد. برای اتصالات صلب تیر به ستون در مراجع [۱] و [۱۰] جمعاً ۳۶ حالت خرابی ذکر شده است. شاید تنها نوع خرابی که به سادگی قابل معرفی به نرم‌افزار می‌باشد، گسیختگی یا شکست ساده در اثر رسیدن به کرنش‌های نهایی مصالح است. در مطالعات پروژه SAC [۲۵] نیز به دلیل همین ابهامات و نبود اطلاعات کافی و عدم اتفاق نظر در

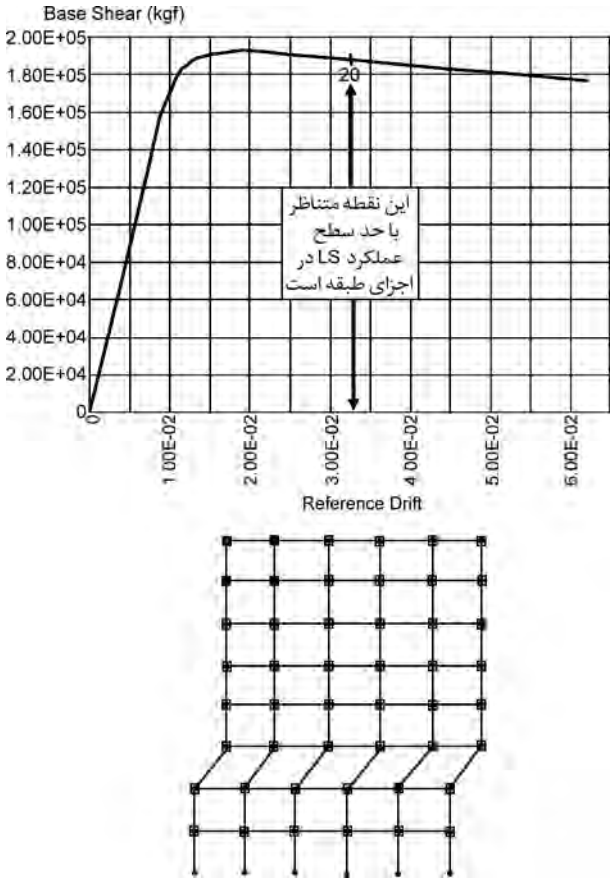
چگونگی آزمایش برای استخراج روابط و معیارهای خرابی، صرفاً به حداکثر ظرفیت چرخش خمیری قابل دستیابی در سطوح مختلف عملکرد پرداخته شده و هیچ حالت خرابی دیگری مورد توجه قرار نگرفته است. به این ترتیب، در سطح اجزای سازه، فقط معیارهای ارائه شده در مراجع [۱۱] و [۲۶] در اختیار هستند. بنابراین عملکرد اجزای قاب در سطح ایمنی جانی (LS) مورد انتظار آیین‌نامه زلزله، از مقایسه تغییرشکل اجزای قاب‌ها با معیارهای مذکور بررسی شده است.

با توجه به این توضیحات، به منظور مطالعه رفتار قاب‌های صلب و ارزیابی قابلیت اعتماد آنها، تابع عملکرد به صورت تفاضل ظرفیت و نیاز قاب‌ها ($G=C-D$) در نظر گرفته شده است. در این رابطه D نیاز یا حداکثر پاسخ لرزه‌ای قاب و C ظرفیت قاب تلقی می‌شود. بنابراین اگر G منفی شود به معنی بزرگتر بودن نیاز از ظرفیت است و خرابی محسوب می‌شود. در ادامه بررسی، با پیدا کردن احتمال این خرابی در قاب‌های مختلف و با تغییرات متغیرهای پیش گفته، قابلیت اعتماد قاب‌ها تعیین شده است.

در این تحقیق نیاز لرزه‌ای قاب‌ها، جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای در نظر گرفته شده است که با میانگین‌گیری از پاسخ در مقابل هفت زلزله استخراج شده است و نهایتاً بیشترین مقدار زاویه جابه‌جایی نسبی بین همه طبقات به‌عنوان حداکثر پاسخ قاب یا نیاز لرزه‌ای قاب در نظر گرفته شده است.

جابه‌جایی نسبی طبقه همراه است با چرخش در گره‌های دو سر تیرها و ستونها و اعوجاج چشمه اتصال. در این بخش برای به دست آوردن ظرفیت جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای آن مقدار از جابه‌جایی نسبی طبقه که منجر به تغییرشکل یکی از اجزای طبقه به مقداری بیش از حد LS شود به عنوان ظرفیت جابه‌جایی نسبی طبقه در سطح عملکرد LS در نظر گرفته شده است. با این دیدگاه، مشابه نمونه‌ای از نتایج تحلیل که در شکل (۵) نمایش داده شده است با کمک نرم‌افزار *RamPerform* ظرفیت جابه‌جایی نسبی در هر طبقه تعیین شده است.

نیاز لرزه‌ای قاب‌ها با معیار تغییرمکان ۰/۰۲ ارتفاع طبقه، طبق آیین‌نامه زلزله کشور هم مقایسه شده است.

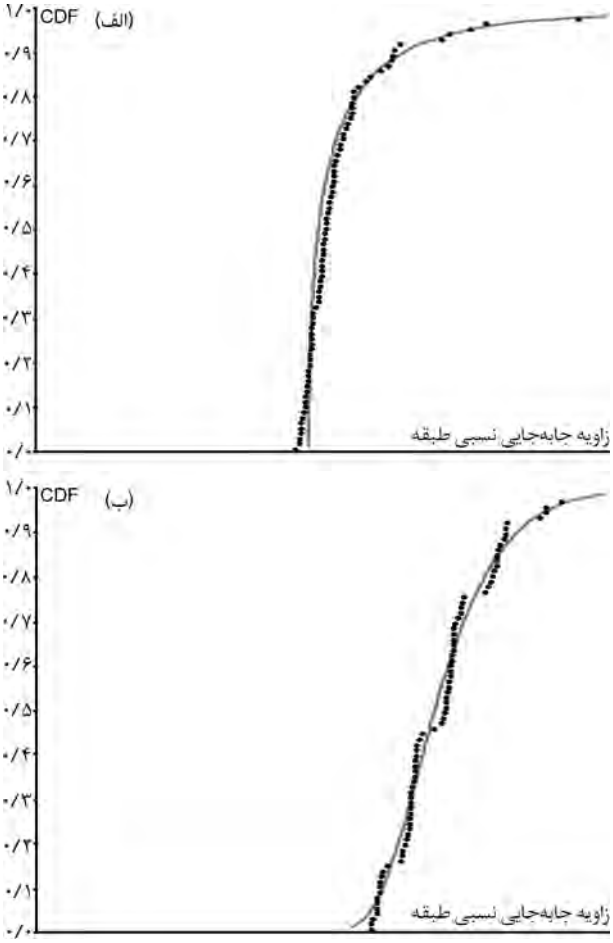


شکل ۵. ظرفیت زاویه جابه‌جایی نسبی در همان طبقه‌ای که حداکثر نیاز لرزه‌ای قاب در آن مشاهده شده است با کمک تحلیل بار افزون تعیین می‌شود.

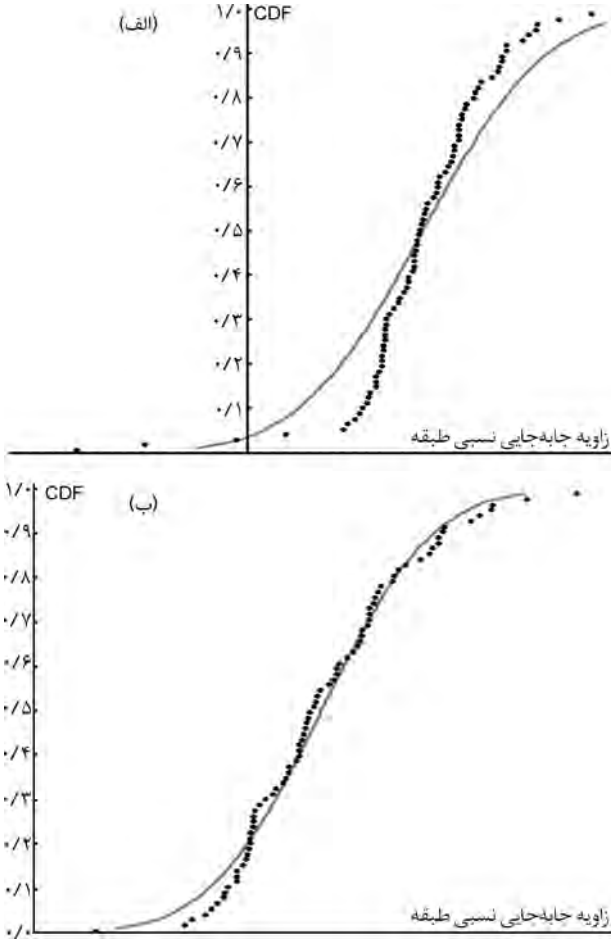
۳-۶- نتایج تحلیل قاب‌ها

با انتخاب تابع عملکرد و معیار حدی، تحلیل مدل‌های ۸۴ قاب که شامل سه دسته ۲۸ تایی بودند انجام شده است. در هر دسته، ۲۸ قاب شامل قاب‌های ۸ تا ۱۵ طبقه با ۴ و ۵ دهانه ۴ متری و ۵ متری در نظر گرفته شده است و برای همه قاب‌های موجود در هر دسته، یکی از مدل‌های رفتاری حد میانگین، حد بالا یا حد پایین رفتار اتصال صلب بکار رفته است و طبق توضیحات بخش قبل، نیاز و ظرفیت قاب‌ها تعیین شده‌اند. سپس توابع توزیع احتمال مناسب با برازش بهترین منحنی بر نمودار فراوانی تجمعی احتمال، تعیین شده‌اند. شکل (۶) نمودارهای توابع توزیع احتمال به دست آمده را نشان می‌دهد. در جدول (۴) نیز مشخصات توابع مورد نظر ارائه شده است.

منحنی به دست آمده برای توزیع احتمال تابع عملکرد (G) نیز با برازش بر مجموعه داده‌ها در شکل (۷- الف) نمایش داده شده است. همان طور که مشاهده می‌شود بدلیل وجود تعدادی از داده‌های نامتناسب با سایر داده‌ها در ابتدای منحنی، توزیع تجمعی شکل مطلوبی پیدا نکرده است. در مطالعات آماری معمولاً چنین داده‌هایی را کنار می‌گذارند و مجدداً منحنی را برازش می‌دهند. در اینجا نیز چنانچه سه عدد از داده‌ها حذف شوند، نتیجه مانند شکل (۷- ب) تغییر می‌کند. این سه داده مربوط به قاب‌های ۱۱ طبقه ۴ دهانه ۴ متری و ۵ دهانه ۵ متری هستند. هر چند نیاز لرزه‌ای از میانگین پاسخ در مقابل هفت زلزله تعیین شده است، اما به‌نظر می‌رسد این قاب‌ها دچار پدیده تشدید شده‌اند و میانگین‌گیری نیز پاسخ آنها را متعادل



شکل ۶. برازش منحنی توزیع تجمعی احتمال بر داده‌های نیاز و ظرفیت.



شکل ۷. توابع توزیع احتمال ظرفیت، نیاز لرزه‌ای و تابع عملکرد قاب‌ها.

جدول ۴: مشخصات توابع توزیع احتمال برازش داده شده به داده‌های به دست آمده از بررسی و تحلیل قاب‌ها.

مشخصات آماری	D		C		$G=C-D$	
	داده‌ها	توزیع وایبل	داده‌ها	توزیع گامبل	داده‌ها	توزیع نرمال
μ	۰/۰۲۱۵	۰/۰۲۱۶	۰/۰۲۸۹	۰/۰۲۸۹	۰/۰۱۴۶	۰/۰۱۵
σ	۰/۰۰۴۵	۰/۰۰۵۲	۰/۰۰۴	۰/۰۰۳۸۵	۰/۰۰۵۵	۰/۰۰۷۵
Err٪	۰/۰۴۱۴		۰/۰۴۵۵		۴/۹۲	

نساخته است. از روی تابع توزیع احتمال G مندرج در جدول (۴) می‌توان احتمال منفی شدن تابع عملکرد و یا احتمال خرابی و همچنین شاخص قابلیت اعتماد را تعیین نمود.

$$P(G \le 0) \approx 0/023 \qquad (۱)$$

$$\beta = 2 \qquad (۲)$$

این شاخص قابلیت اعتماد و احتمال خرابی در حد مطلوب نیست و معمولاً احتمال خرابی کمتر از ۰/۰۰۱ و شاخص قابلیت اعتماد در حدود ۳ مناسب قلمداد می‌شود. برای مشاهده تأثیر متغیرهای تصادفی مذکور در جدول (۳) بر روی شاخص قابلیت اعتماد فـوق، مجموعه مقادیر به‌دست آمده از تفاضل ظرفیت و نیاز فقط برای ۲۸ عدد از قاب‌های دارای رفتار میانگین در نظر گرفته‌شد و تابع توزیع احتمال مناسب به داده‌های مجموعه برازش داده شد. نتایج به دست آمده در جدول (۵) ارائه شده است. با اطلاعات جدول (۵) می‌توان احتمال خرابی و شاخص قابلیت اعتماد قاب‌های صلب را به ازای مقادیر میانگین متغیرها، مجدداً محاسبه نمود.

$$P(G_{mean} \le 0) \approx 0/01 \qquad (۳)$$

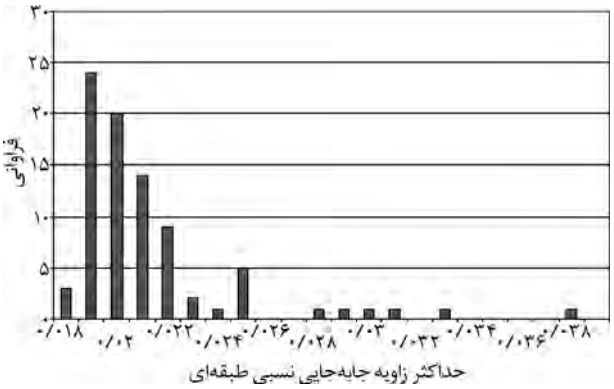
$$\beta_{mean} = 2/24 \qquad (۴)$$

ملاحظه می‌شود شاخص قابلیت اعتماد برای مقادیر میانگین متغیرها بالاتر است و تغییرات تصادفی متغیرهای مفروض منجر به کاهش شاخص قابلیت اعتماد و افزایش احتمال خرابی می‌شود.

جدول ۵: مشخصات تابع توزیع احتمال بـرازش داده شده به داده‌هـای به دست آمده از بررسی و تحلیل ۲۸ قاب با مدل.

مشخصات آماری	$\{G=C-D\}mean$	
	داده‌ها	توزیع نرمال
μ	۰/۰۱۵۵	۰/۰۱۴۸
σ	۰/۰۰۵۹	۰/۰۰۶۶
Err٪	۲/۲۸	

در ادامه، مقایسه‌ای بین نیاز لرزه‌ای قاب‌ها با معیار تغییر-مکان جانبی هدف آیین‌نامه زلزله کشور انجام پذیرفته است و در شکل (۸) منحنی فراوانی پاسخ حداکثر زاویه جابه‌جایی نسبی طبقه‌ای قاب‌ها و برای مقایسه با معیار ۰/۰۲ ترسیم شده‌اند.



شکل ۸. نمودار فراوانی پاسخ قاب‌ها برای مقایسه پاسخ لرزه‌ای آنها با معیار آیین‌نامه زلزله.

ملاحظه می‌شود از بین ۸۴ قاب مورد بررسی، تعداد ۴۷ عدد از قاب‌ها معیار آیین‌نامه را ارضا نموده‌اند و حداکثر پاسخ مورد انتظار در آنها در مقابل زلزله بین ۰/۰۱۸ تا ۰/۰۲ به‌دست آمده است. ۳۱ قاب هم پاسخی بیش از۰/۰۲ تا ۰/۰۲۵ داشته‌اند و ۶ قاب پاسخ‌های بزرگتر از ۰/۰۲۵ را نشان داده‌اند. به این ترتیب ۵۶٪ قاب‌ها حد آیین‌نامه را رعایت نموده‌اند اما میانگین محاسباتی پاسخ‌ها ۰/۰۲۱۵ است و همان‌طور که در شکل نشان داده شده است، پاسخ‌های بیش از ۰/۰۲ دارای مقادیر بزرگی هستند که میانگین را به بالای ۰/۰۲ رسانده‌اند.

در کنار مشاهدات فوق‌الذکر، نکات دیگری نیز از مجموعه تحلیل‌های انجام شده قابل استخراج هستند. به عنوان مثال، مشاهده می‌شود که در قاب‌های مدل شده با رفتار حد بالا (با سختی و مقاومت نسبی بیشتر) تفاوت نیاز لرزه‌ای و ظرفیت قاب کوچکتر است تا قاب‌های مدل شده با رفتار حد پایین. به عبارت دیگر به نظر می‌رسد که با سخت‌تر شدن و افزایش مقاومت قاب ناشی از متغیرهای تصادفی مفروض، حاشیه ایمنی آن کاهش می‌یابد.

٤- نتیجه‌گیری

با توجه به بررسی‌های انجام شده، می‌توان نتایج به دست آمده را به شرح ذیل ارائه نمود:

- استفاده از مدل‌های رفتاری قاب‌های صلب پیشنهاد شده در دستورالعمل‌های *FEMA* برای قاب‌های صلب با دهانه‌های بزرگتر از ۷/۵ متر توصیه شده است و در قاب‌های با دهانه‌های کوچکتر استفاده از مدل‌های رفتاری ترکیبی مشابه آنچه در این مقاله استفاده شده است، پیشنهاد می‌شود.
- نتیجه بررسی‌ها نشان‌دهنده این است که احتمال خرابی به معنای عدم تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی در این قاب‌ها، نسبتاً زیاد است. در سطح اجزای سازه احتمال گذشتن از عملکرد ایمنی جانی بین ۱ تا ۳ درصد برآورد شده است و در سطح کل سازه نیز بیش از ۴۰ درصد قاب‌ها از حد جابه‌جایی مورد انتظار (۰/۰۲ ارتفاع طبقه) فراتر رفته‌اند.
- با سخت‌تر شدن و افزایش مقاومت قاب‌های خمشی، اگرچه جابه‌جایی نسبی و نیاز لرزه‌ای آنها کاهش می‌یابد؛ اما ظرفیت قاب‌ها نیز کمتر می‌شود. بررسی نتایج نشان می‌دهد که در مجموع حاشیه ایمنی قاب‌ها کمتر خواهد شد. بنابراین به نظر می‌رسد کاهش سختی قاب‌ها و تعدیل محدودیت جابه‌جایی ۰/۰۲ ارتفاع طبقه در جهت بهبود عملکرد قاب‌ها مؤثر است، ضمن اینکه بررسی‌ها نشان داد که اثرات ثانویه $P\Delta$ در قاب‌های مورد مطالعه که نسبت ارتفاع به عرض آنها بین ۱ تا ۳ بودند حائز اهمیت نبوده و می‌توان اجازه داد که قاب‌ها جابه‌جایی بیشتری داشته باشند.
- ابهاماتی که در تعریف تابع عملکرد و مدلسازی رفتارهای سازه وجود دارد و همچنین اطلاعات محدودی که از بارهای زلزله در اختیار هستند، دقت در روش احتمالاتی تعیین قابلیت اعتماد را کاهش می‌دهد و به نظر می‌رسد استفاده از روش‌های غیراحتمالاتی مانند تحلیل فازی قابلیت اعتماد، که اثر ابهامات مورد نظر را در نتایج نشان می‌دهند مناسب خواهد بود.

مراجع

1. FEMA (2000a). “Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings”, Report No. FEMA-350, SAC, Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
2. FEMA (2000b). “Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria or Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings”, Report No. FEMA-351, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
3. Nowak, A.S. and Collins, K.R. (2000). “Realiability of Structures”, McGraw-Hill.
4. Madsen, H.O. (1986). “Methods of Structural

Safety", Printice-Hall, Inc.

۵. آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ (۱۳۸۴). مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ویرایش سوم.

۶. آیین‌نامه بارگذاری، مبحث ششم مقررات ملی ساختمانی ایران، وزارت مسکن و شهرسازی.

۷. آیین‌نامه طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، مبحث دهم مقررات ملی ساختمانی ایران (۱۳۸۴). وزارت مسکن و شهرسازی، ویرایش دوم.

8. RAM Internation, L.L.C (2000). "RAM PERFORM-3D, User Guide".

۹. جاهدمطلق، ح.ر.، نوبان، م.ر. و اشراقی، م.ا. (۱۳۸۳). "اجزاء محدود ANSYS"، انتشارات دانشگاه تهران، چاپ دوم.

۱۰. "آیین‌نامه طرح اتصالات در سازه‌های فولادی" (۱۳۸۲). نشریه شماره ۳۶۴، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور.

11. FEMA (2000). "State of Art Report on Connection Performance", Report No. FEMA-356, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.

۱۲. رانگاناتان، ر. (۱۳۷۹). "تحلیل قابلیت اعتماد و طراحی ساختمان‌ها"، ترجمه دکتر فریدون، ع.، انتشارات دانشگاه سمنان.

13. Foschi, R.O., Li, H., and Zhang, J. (2002). "Reliability and Performance-Based Design: A Computational Approach and Applications", Structural Safety, **24**, 205-218.

14. Bea, R. (1997). "Load Engineering", Course Text, University of California at Berkeley.

15. Zhao, Y.G. and Ono, T. (1999). "A General Procedure for First/Second-Order Reliability Method (FORM/SORM)", Structural Safety, **21**.

16. Huh, J. and Haldar, A. (2002). "Uncertainty in Seismic Analysis and Design", *Journal of Struct. Engineering*, **29**(1), 1-7.

17. Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R.O., and Foutch, D.A. (2001). "The Probabilistic Basis for the 2000 FEMA/SAC Steel Moment Frame Seismic Guidelines", *ASCE Journal of Structural Engineering*.

18. Chen, P. and Collins, K.R. (2001). "Some Observations on Performance-Based and Reliability-Based Seismic Design of Asymetric Building Structures", *Engng. Structures*, **23**, 1005-1010.

19. Yun, S.Y., Hamburger, R.O., Cornell, C.A., and Foutch, D.A. (2000). "Seismic Performance Evaluation for Steel Moment Frames", ASCE Report No. 008.

20. Song, J. and Ellingwood, B.R. (1999). "Seismic Reliability of Special Moment Steel Frames with Welded Connections: II", *Journal of Structural Engng.*, **125** (4), 372-384.

21. Sakurai, S., Ellingwood, B.R., and Kushyama, S. (2001). "Probabilistic Study of the Behavior of Steel Frames with Partially Restrained Connections", *Engng. Structures*, **23**, 1410-1417.

۲۲. همامی، پ.، آقا کوچک، ع.ا. (۱۳۸۵). "مبانی تحلیل فازی قابلیت اعتماد سازه‌ها"، مجموعه مقالات هفتمین کنفرانس بین‌المللی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس تهران.

23. http://peer.berkeley.edu.

24. http://isesd.cv.ic.ac.uk.

25. FEMA (2000). "State of Art Report on Connection Performance" Report No. FEMA-355D, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

26. FEMA (2000). "State of Art Report on Connection Performance", Report No. FEMA-273, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.