ارزیابی عملکرد سازه‌های قاب خمشی فولادی با دستورالعمل FEMA 351

بهرخ حسینی هاشمی، استادیار پژوهشکده مهندسی سازه پژوهشگاه/ فرهاد بهنام‌فر، استادیار دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی اصفهان/ سیدامیر غریب‌زاده، فارغ‌التحصیل کارشناسی‌ارشد مهندسی زلزله پژوهشگاه

۱- چکیده

روش ارزیابی عملکرد در FEMA351، روش ساده‌ای برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های قاب خمشی فولادی موجود می‌باشد و برای ساختمانهای منظم کاربرد دارد.

در این تحقیق، ابتدا سازه‌های سه، شش، نه و دوازده طبقه با روش استاتیکی خطی استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شدند. سپس با دستورالعمل FEMA 351 برای دو سطح خطر یک و دو با دو روش استاتیکی غیرخطی و دینامیکی خطی، برای هر طبقه از سازه‌ها، سطح اطمینانی با توجه به دو پارامتر جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی و نیروی محوری ستونها به‌دست آمده‌است.

در بررسی عملکرد سازه‌ها با پارامتر جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی، در روش استاتیکی غیرخطی در FEMA 351 مقادیر سطح اطمینان پایینی حاصل می‌شود؛ ولی از روش دینامیکی خطی برای سازه‌های نه و دوازده طبقه نتایج قابل قبولی به‌دست می‌آید.

در بررسی عملکرد سازه‌ها با پارامتر نیروی محوری ستونها، روش استاتیکی غیرخطی مقادیر سطح اطمینان بیشتری نسبت به ظرفیت سازه برآورد می‌شود؛ اما روش دینامیکی خطی مقادیر قابل قبولی ارائه‌می‌دهد. در نتیجه، استفاده از دستورالعمل FEMA 351 با روش دینامیکی خطی برای کلیهٔ سازه‌های فولادی قاب خمشی نتایج قابل قبولی دارد و از این روش می‌توان به سادگی برای ارزیابی عملکرد سازه‌های قاب خمشی فولادی استفاده‌کرد.

کلید واژه‌ها: سازه فولادی قاب خمشی، استاندارد ۲۸۰۰، FEMA351، تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی خطی

۲- مقدمه

آسیبهای وارده بر اثر زلزله نورت ریج در سال ۱۹۹۴ و زلزله کوبه در سال ۱۹۹۵ ضعف روشهای طراحی و ساخت را آشکار و بر نیاز به یک روش طراحی جدید بر اساس عملکرد سازه تأکید کرد. این زلزله‌ها باعث شد روشهای طراحی استاتیکی و طراحی بر اساس قابلیت اعتماد که تا آن زمان مورد استفاده قرار می‌گرفت، مجدداً بررسی گردد و چندین مورد بحرانی که مستقیماً به هدف پروژهٔ SAC مربوط می‌شوند، در گزارش "موارد بحرانی در توسعهٔ یک اساس آماری برای ارزیابی و طراحی" مورد بحث قرار گیرند[۱].

بر اساس این ارزیابی یک روش آماری متکی بر قابلیت اطمینان با هدف مقایسه و ارزیابی مدل‌های مورد استفاده برای ارزیابی عملکرد سازه‌ها توسط هامبورگر در سال ۱۹۹۶، کرنل و

جلایر در سال ۱۹۹۸ و جلایر و کرنل در سال ۲۰۰۰ توسعه داده‌شد [۱].

بر این اساس روند ضرایب تقاضا و مقاومت در پروژهٔ SAC مورد استفاده قرارگرفت و در معیارهای پیشنهادی طراحی منتشرشده توسط FEMA آورده‌شد. جزئیات و اساس این روشها توسط کرنل و همکاران در سال ۱۹۹۸ [۲]، هامبورگر، فوچ و کرنل در سال ۲۰۰۰ [۳] و کرنل، جلایر، هامبورگر و فوچ در سال ۲۰۰۲ منتشر شده است [۴].

روش ارزیابی عملکرد FEMA 351، روش ساده‌ای برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای احتمالی سازه‌های قاب خمشی فولادی (اتصالات جوشی) موجود می‌باشد و این روش برای ساختمانهای منظم کاربرد دارد [۱].

روش ارزیابی عملکرد، تخمینی از سطح اطمینان سازه به دست می‌دهد، که تحت سطح خطر مورد نظر سازه قادر خواهدبود عملکرد مورد انتظار را داشته‌باشد. برای مثال، در سازه‌ای، هدف طرح بهسازی لرزه‌ای این است که سطح اطمینان ۹۵٪ داشته‌باشد تا آن سازه برای سطح خطر ۲٪ در پنجاه سال، به آستانه فرو ریزش (CP) برسد [۱].

در این روش با استفاده از نسبتهای ضریبدار تقاضا به ظرفیت، مقدار سطح اطمینان از جداولی به‌دست می‌آیند. این مقادیر جدولی، از ارزیابی عملکرد مجموعه‌ای از ساختمانهای منظم حاصل شده‌اند. از آنجا که این مجموعه ساختمانها به صورت کامل نمایندهٔ همه ساختمانهای موجود نیستند، استفاده از مقادیر جدولی باعث ایجاد عدم قطعیت در محاسبهٔ عملکرد سازه می‌گردد و بنابراین سطوح اطمینان پایین‌تری در پیش‌بینی عملکرد به‌دست می‌آید. برای سازه‌های نامنظم و خاص باید از روشهای پیوست A در FEMA 351 استفاده کرد که اساس روشهای ساده جدولی FEMA 351 می‌باشند و این روشها باعث به‌دست آوردن سطح اطمینان بالاتری در رابطه با پیش‌بینی عملکرد برای یک سازهٔ خاص می‌گردند [۵]. به‌عنوان مثال، با استفاده از روشهای ساده‌شده ممکن است برای یک سازهٔ خاص سطح اطمینان ۵۰٪ به‌دست آید؛ در حالی که با استفاده از روشهای دقیق پیوست A سطح اطمینانی حدود ۹۵٪ وجوددارد تا بتوان همان عملکرد را به‌دست آورد [۱].

در این مقاله به ارزیابی سازه‌های فولادی قاب خمشی با دستورالعمل FEMA 351 پرداخته شده‌است. در بخش سوم، روش ارزیابی عملکرد FEMA 351 و در بخش چهارم، مدلسازی و تحلیل سازه‌ها انجام شده‌است. در این راستا، ابتدا سازه‌های سه، شش، نه و دوازده طبقه با استاندارد ۲۸۰۰ به روش استاتیکی خطی طراحی شدند و سپس با روش ارزیابی عملکرد FEMA351، برای سازه‌های مذکور با دو روش استاتیکی غیرخطی و دینامیکی خطی در دو سطح خطر یک و دو سطوح اطمینانی به‌دست آورده‌شد [۶].

۳- انتخاب روش تحلیل سازه

به‌منظور ارزیابی عملکرد سازه‌های قاب خمشی فولادی، لازم است سازه مدلسازی شود تا مقاومت، رفتار و جابه‌جایی آن تحت زلزله و پارامترهای تحلیل سازه به‌دست آید. روشهای مجاز تحلیل سازه با توجه به سطح عملکرد انتخابی، زمان تناوب، منظم یا نامنظم بودن و نسبت مقاومت ستون به تیر درجدول (۱) آورده شده‌است. پس از تحلیل سازه باید دو پارامتر جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی و بار محوری ستون به‌دست آید. این دو پارامتر باید برای دو سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه و آستانه فروریزش محاسبه شوند. این مقادیر به‌عنوان تقاضای محاسبه شده برای سازه با نام D نامگذاری می‌شود. مقدار D با دو عامل γ و γ_a ضریبدار می‌شود و مقدار

تقاضا به‌دست می‌آید. مقدار ظرفیت سازه نیز برای هر دو پارامتر جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی و نیروی فشاری ستون به‌دست می‌آید و از حاصل تقسیم تقاضا به ظرفیت مقدار λ با رابطه (۱) به‌دست می‌آید.

$$\lambda=\frac{\gamma\gamma_a D}{\varphi C} \qquad (۱)$$

در رابطه(۱)، γ عامل متغیر بودن تقاضاست که متغیر بودن مقدار تقاضای پیش‌بینی شده را لحاظ می‌کند. متغیر بودن تخمین تقاضا به علت فرضیاتی است که در هنگام مدلسازی و برای محاسبه مشخصات زلزله مورد نظر اعمال شده‌است. γ_a عامل عدم قطعیت محاسباتی است که عدم قطعیت موجود در روشهای تحلیلی به‌کار برده‌شده برای تخمین تقاضای مورد انتظار به عنوان تابعی از شدت زلزله را لحاظ می‌کند. D تقاضای محاسبه‌شده برای سازه (به‌دست آمده از تحلیلهای سازه) است. φ ضریب مقاومت است که اثرهای عدم قطعیت و متغیر بودن ظرفیت سازه‌ای محاسبه‌شده را به عنوان تابعی از میزان شدت زلزله لحاظ می‌کند و C ظرفیت سازه می‌باشد. λ پارامتر شاخص اطمینان است که بوسیله آن یک سطح اطمینان به‌دست می‌آید. عامل λ باید با استفاده از رابطه (۱) برای هر یک از پارامترهای جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی و بار محوری ستون محاسبه شود. با داشتن λ و β_{UT} (عامل عدم قطعیت)، سطح اطمینان از جدول (۲) به‌دست می‌آید. در بخش ۳-۱ و ۳-۲ این مقاله نحوهٔ به‌دست آوردن ظرفیت سازه و ضرایب γ و γ_a بیان شده است [۶].

برای پایداری کلی، رفتار فشاری ستونها، برای دو سطح عملکرد خدمت رسانی بی‌وقفه و آستانه فروریزش، حداقل سطح اطمینان را مشخص می‌کند. در جدول (۳) حداقل سطح اطمینان توصیه‌شده برای هر یک از پارامترهای کنترل آمده‌است.

جدول (۱): انتخاب روش تحلیل سازه [۱]

خصوصیات سازه				روش تحلیل			
سطح عملکرد	زمان تناوب اصلی (T)	منظم بودن سازه	نسبت مقاومت تیر به ستون	استاتیکی خطی	دینامیکی خطی	استاتیکی غیرخطی	دینامیکی غیرخطی
قابلیت استفاده بی وقفه	$T\le3.5T_o$	منظم یا نامنظم	هر شرایطی	مجاز	مجاز	مجاز	مجاز
	$T>3.5T_o$	منظم یا نامنظم	هر شرایطی	غیرمجاز	مجاز	غیرمجاز	مجاز
آستانه فروریزش	$T\le3.5T_o$	منظم	ستون قوی	مجاز	مجاز	مجاز	مجاز
			ستون ضعیف	غیرمجاز	غیرمجاز	مجاز	مجاز
		نامنظم	هر شرایطی	غیرمجاز	غیرمجاز	مجاز	مجاز
	$T>3.5T_o$	منظم	ستون قوی	غیرمجاز	مجاز	غیرمجاز	مجاز
			ستون ضعیف	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز	مجاز
		نامنظم	هر شرایطی	غیرمجاز	غیرمجاز	غیرمجاز	مجاز

جدول (۲): محاسبه سطح اطمینان [۱]

	سطح اطمینان										
β_{UT}	٪۱۰	٪۲۰	٪۳۰	٪۴۰	٪۵۰	٪۶۰	٪۷۰	٪۸۰	٪۹۰	٪۹۵	٪۹۹
۰/۲	۱/۳۷	۱/۲۶	۱/۱۸	۱/۱۲	۱/۰۶	۱/۰۱	۰/۹۶	۰/۹۰	۰/۸۲	۰/۷۶	۰/۶۷
۰/۳	۱/۶۸	۱/۴۸	۱/۳۴	۱/۲۳	۱/۱۴	۱/۰۶	۰/۹۸	۰/۸۹	۰/۷۸	۰/۷۰	۰/۵۷
۰/۴	۲/۱۲	۱/۷۹	۱/۵۷	۱/۴۰	۱/۲۷	۱/۱۵	۱/۰۳	۰/۰	۰/۷۶	۰/۶۶	۰/۵۱
۰/۵	۲/۷۶	۲/۲۳	۱/۹۰	۱/۶۵	۱/۴۵	۱/۲۸	۱/۱۲	۰/۹۵	۰/۷۷	۰/۶۴	۰/۴۶
۰/۶	۳/۷۰	۲/۸۶	۲/۳۶	۲/۳۶	۱/۷۲	۱/۴۸	۱/۲۵	۱/۰۳	۰/۸۰	۰/۶۴	۰/۴۳

جدول (۳): حداقل سطح اطمینان برای هر یک از پارامترها [۱]

رفتار	تراز عملکرد	
	خدمت رسانی بی‌وقفه (درصد)	آستانه فروریزش (درصد)
رفتار کلی سازه کنترل شده توسط جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی	۵۰	۹۰
رفتار فشاری ستونها	۵۰	۹۰

۳-۱- محاسبه سطح اطمینان با پارامتر جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی

از حاصل تقسیم تقاضای جابه‌جایی نسبی طبقاتی به ظرفیت جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی مقدار سطح اطمینان هر طبقه به‌دست می‌آید.

۳-۱-۱- تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی

تقاضای جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی با رابطه(۱) محاسبه

می‌شودکه D، بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی در هر طبقه (محاسبه شده از تحلیل سازه)، γ و γ_a نیز از جدول (۴) و (۵) به‌دست می آید.

جدول (۴، الف): محاسبه ضریب λ برای اتصالات نوع اوّل[۱]

ارتفاع سازه	قابلیت استفاده بی وقفه (IO)	آستانه فروریزش (CP)
کمتر از سه طبقه	۱/۵	۱/۳
چهار تا دوازده طبقه	۱/۴	۱/۲
بیشتر از دوازده طبقه	۱/۴	۱/۵

جدول (۴، ب): محاسبه ضریب λ برای اتصالات نوع دوم[۱]

ارتفاع سازه	قابلیت استفاده بی وقفه (IO)	آستانه فروریزش (CP)
کمتر از سه طبقه	۱/۴	۱/۴
چهار تا دوازده طبقه	۱/۳	۱/۵
بیشتر از دوازده طبقه	۱/۶	۱/۸

جدول (۵، الف): ضریب عدم‌قطعیت تحلیل در جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی γ_a برای اتصالات نوع اوّل[۱]

روش تحلیل	LSP		LDP		NSP		NDP	
خصوصیات سازه	IO	CP	IO	CP	IO	CP	IO	CP
کمتر از سه طبقه	۰/۹۴	۰/۷۰	۱/۰۳	۰/۸۳	۱/۱۳	۰/۸۹	۱/۰۲	۱/۰۳
چهار تا دوازده طبقه	۱/۱۵	۰/۹۷	۱/۱۴	۱/۲۵	۱/۴۵	۰/۹۹	۱/۰۲	۱/۰۶
بیشتر از دوازده طبقه	۱/۱۲	۱/۲۱	۱/۲۱	۱/۱۴	۱/۳۶	۰/۹۵	۱/۰۴	۱/۱۰

جدول (۵، ب): ضریب عدم‌قطعیت تحلیل در جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی γ_a برای اتصالات نوع دوم[۱]

روش تحلیل	LSP		LDP		NSP		NDP	
خصوصیات سازه	IO	CP	IO	CP	IO	CP	IO	CP
کمتر از سه طبقه	۰/۷۹	۰/۹۸	۱/۰۴	۱/۳۲	۰/۹۵	۱/۳۱	۱/۰۲	۱/۰۳
چهار تا دوازده طبقه	۰/۸۵	۱/۱۴	۱/۱۰	۱/۵۳	۱/۱۱	۱/۴۲	۱/۰۲	۱/۰۶
بیشتر از دوازده طبقه	۰/۸۰	۰/۸۵	۱/۳۹	۱/۳۸	۱/۳۶	۱/۵۳	۱/۰۴	۱/۱۰

۳-۱-۲- ظرفیت جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی کلی سازه‌های منظم[۶]

ظرفیت کلی جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی سازه که شامل ظرفیت (C) و مقاومت (φ) می‌باشد برای اتصال نوع یک و دو در جدول (۶) آورده شده‌است.

اتصالات نوع یک اتصالاتی هستندکه قادرند تقاضای جابه‌جایی نسبی زاویه‌ای متوسط تا ۰/۰۴ رادیان را بدون شکست یا کاهش مقاومت تحمل کنند.

اتصالات نوع دو اتصالاتی هستندکه قادرند تقاضای جابه‌جایی نسبی زاویه‌ای متوسط تا ۰/۰۱ رادیان را بدون شکست یا کاهش مقاومت تحمل کنند.

جدول (۶، الف): مقادیر ظرفیت و مقاومت در اتصالات نوع اوّل[۱]

ارتفاع سازه	سطح عملکرد			
	قابلیت استفاده بی‌وقفه		آستانه فروریزش	
	ظرفیت جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی (C)	ضریب مقاومت (φ)	ظرفیت جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی (C)	ضریب مقاومت (φ)
کمتر از سه طبقه	۰/۰۲	۱/۰	۰/۱۰	۰/۹۰
چهار تا دوازده طبقه	۰/۰۲	۱/۰	۰/۱۰	۰/۸۵
بیشتر از دوازده طبقه	۰/۰۲	۱/۰	۰/۰۸۵	۰/۷۵

جدول (۶، ب): مقادیر ظرفیت و عامل مقاومت در اتصالات نوع دوم[۱]

ارتفاع سازه	سطح عملکرد			
	قابلیت استفاده بی‌وقفه		آستانه فروریزش	
	ظرفیت جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی (C)	ضریب مقاومت (φ)	ظرفیت جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی (C)	ضریب مقاومت (φ)
کمتر از سه طبقه	۰/۰۱	۱/۰	۰/۱۰	۰/۸۵
چهار تا دوازده طبقه	۰/۰۱	۰/۹	۰/۰۸	۰/۷۰
بیشتر از دوازده طبقه	۰/۰۱	۰/۸۵	۰/۰۶	۰/۶۰

در جدول (۷) مقادیر β_{UT} که برای محاسبه جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی کلی کاربرد دارد داده شده‌است.

جدول (۷، الف): مقدار ضریب عدم قطعیت β_{UT} برای پارامتر جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی کلی سازه در اتصالات نوع یک

ارتفاع سازه	قابلیت استفاده بی وقفه (IO)	آستانه فروریزش (CP)
کمتر از سه طبقه	۰/۲۰	۰/۳
چهار تا دوازده طبقه	۰/۲۰	۰/۴
بیشتر از دوازده طبقه	۰/۲۰	۰/۵

جدول (۷، ب): مقدار ضریب عدم قطعیت β_{UT} برای پارامتر جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی کلی سازه در اتصالات نوع دوم

ارتفاع سازه	قابلیت استفاده بی وقفه (IO)	آستانه فروریزش (CP)
کمتر از سه طبقه	۰/۲۰	۰/۳۵
چهار تا دوازده طبقه	۰/۲۰	۰/۴۵
بیشتر از دوازده طبقه	۰/۲۰	۰/۵۵

۳-۲- محاسبه سطح اطمینان با پارامتر نیروی فشاری ستونها

از حاصل تقسیم تقاضای فشاری ستونها به ظرفیت فشاری ستون مقدار سطح اطمینان برای هر ستون در هر طبقه به‌دست می‌آید.

۳-۲-۱- تقاضا فشاری ستونها

تقاضای فشاری ستونها باید برای هر ستون توسط رابطه ($\lambda\lambda_a D$) محاسبه شود. در این رابطه:

γ، عامل متغیر بودن تقاضاست که برابر عدد ۱/۰۵ قرار داده می‌شود. γ_a، ضریب عدم قطعیت تحلیل است که از جدول (۸) به‌دست می‌آید. D، بار محوری فشاری ستون و حاصل ترکیب بار مرده، ۲۵٪ بار زنده و بار زلزله است که بار زلزله توسط یکی از چهار روش تحلیل به سازه وارد می‌شود. البته در روش استاتیکی غیرخطی باید برای به‌دست آوردن D در تقاضای فشاری ستون، نیروی محوری ستون را در تغییر مکان هدف به‌دست آورد. ضریب عدم قطعیت (β_{UT}) نیز از جدول (۸) بر اساس روش محاسباتی برای به‌دست آوردن تقاضای فشاری ستون به‌دست می‌آید.

جدول (۸): ضریب γ_a و β_{UT} برای پارامتر ظرفیت فشاری ستون [۱]

روش تحلیل	ضریب عدم قطعیت تحلیل	ضریب عدم قطعیت
تحلیل استاتیکی یا دینامیکی خطی	۱/۱۵	۰/۳۵
تحلیل استاتیکی غیرخطی	۱/۰۵	۰/۲

۳-۲-۲- ظرفیت فشاری ستون

عامل ظرفیت فشاری (φC) برای هر ستون که در تحمل بار فشاری می‌باشد، باید بر طبق مشخصات طراحی به روش AISC-LRFD به‌دست آید. برای این هدف باید ضریب طول مؤثر (k) برابر ۱ و φ نیز برابر 0.95 اختیار شود [۷].

۴- ارزیابی عملکرد سازه‌های قاب خمشی فولادی (طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰) با دستورالعمل FEMA 351

سازه‌های قاب خمشی فولادی سه، شش، نه و دوازده طبقه با استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شدند و سپس با دستورالعمل FEMA 351، با دو روش استاتیکی غیرخطی و دینامیکی خطی برای هر سازه، برای دو سطح خطر یک و دو، سطوح اطمینان به‌دست آمد.

۴-۱- نکات مشترک در طراحی ساختمانهای سه، شش، نه و دوازده طبقه با استاندارد ۲۸۰۰

نکاتی که باید در تحلیل و طراحی ساختمانهای سه، شش، نه و دوازده طبقه با استاندارد ۲۸۰۰ به روش استاتیکی خطی، مدّنظر قرار داد عبارتند از:

۱- ضریب اهمیت (I) برابر ۱/۲، شتاب مبنای طرح (A) برابر ۰/۳۵، T_0 برابر ۰/۵ (خاک نوع II) و با توجه به اینکه سیستم باربر جانبی، قاب خمشی ویژه می‌باشد، R=10 است.

۲- در طراحی بیمارستانها باید کنترل تغییر مکان انجام شود و جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی در همهٔ طبقات از $0.96_{cm} = \frac{0.03h}{R}$ کمتر باشد (ارتفاع هر طبقه ۳/۲ متر می‌باشد). علاوه بر آن، در طراحی، پیچش تصادفی لحاظ شده است.

۳- مدلسازی، تحلیل و طراحی بیمارستانها با نرم‌افزار SAP 2000 [۸] و طراحی با روش تنش مجاز و با آیین‌نامه AISC-ASD انجام شده است.

۴- برای طراحی کلیه سازه‌ها از ستون قوطی شکل که با ورق به هم جوش شده است و در طراحی تیرها از مقطع پلیت استفاده شده است.

در طراحی قاب خمشی ویژه باید نکات زیر را رعایت کرد:

۱ـ در تیرها باید ضوابط پایداری موضعی مربوط به مقطع فشرده رعایت شود، علاوه‌برآن:

$$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{435}{\sqrt{F_y}} = 8.9 \qquad (۲)$$

$(F_y=2400)$

۲ـ در هر گره، مجموع مقاومت خمشی ستونها از تیرها و چشمه اتصال کمتر نباشد:

$$\sum Z_c\left(F_{yc} - f_a\right) \ge \sum Z_b f_{yb} \qquad (۳)$$

$$\sum Z_c\left(F_{yc} - f_a\right) \ge 1.25 M_{pz}$$

در رابطه مزبور، Z_c اساس خمیری تیر، F_{yc} تنش تسلیم ستون، f_a قدر مطلق بیشترین تنش محوری ایجاد شده در ستون در هنگام زلزله، Z_b اساس خمیری ستون، F_{yb} تنش تسلیم تیر و M_{pz} لنگر نظیر تسلیم برش چشمه اتصال است.

با توجه به‌اینکه سازه، بیمارستان است، درصدی از بار زنده که در محاسبهٔ نیروی زلزله درنظرگرفته‌می‌شود، ۰/۴ می‌باشد.

۴ - ۲ ـ نکات مهم در ارزیابی سازه‌های سه، شش، نه و دوازده طبقه با دستورالعمل FEMA 351

۱ـ باید مقدار سطح اطمینان برای سازه‌ها، برای دو سطح عملکرد IO و LS به‌دست آید. بدین‌صورت‌که در سطح خطر ۱۰٪ در پنجاه سال (سطح خطر یک)، عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) داشته‌باشد و در سطح خطر ۲٪ در پنجاه سال (سطح خطر دو) به عملکرد آستانه فروریزش (CP) برسد[۵].

۲ـ به منظور ارزیابی رفتار سازه‌های قاب خمشی فولادی لازم است سازه مدلسازی شود. روش مورد استفاده در این تحقیق، برای سازه‌های سه، شش و نه طبقه، روش استاتیکی غیرخطی می‌باشد؛ ولی با توجه به جدول (۱) نمی‌توان از این روش برای سازهٔ دوازده طبقه استفاده‌کرد؛ لذا برای این سازه از روش دینامیکی خطی استفاده شد[۶].

۳ـ جداول روش FEMA 351 برای اتصال نوع یک و دو ارائه‌شده‌است. اتصالات نوع یک اتصالاتی هستند که قادرند تقاضای جابه‌جایی نسبی زاویه‌ای متوسط تا ۰/۰۴ رادیان را بدون شکست یا کاهش مقاومت و اتصالات نوع دو اتصالاتی هستند که قادرند تقاضای زاویه‌ای متوسط تا ۰/۰۱ رادیان را بدون شکست یا کاهش مقاومت تحمل کنند [۵]. با توجه به اینکه سازه‌های مورد ارزیابی در این مقاله دارای اتصالات کاملاً گیردار می‌باشند، اتصالات سازه‌های سه، شش، نه و دوازده طبقه، نوع یک فرض شده‌اند.

۴ـ نتایج و ضرایبی که در جداول روش ارزیابی عملکرد در فصل سوم FEMA 351 برای به‌دست آوردن سطح اطمینان سازه، وجود دارد، برای سطح خطر K=3 محاسبه شده است و با توجه به اینکه با استفاده از رابطه (۴)، برای تهران نیز مقدار K تقریباً برابر با سه به‌دست آمد، می‌توان از این روش برای به‌دست آوردن سطح اطمینان سازه‌های قاب خمشی فولادی واقع در تهران استفاده‌کرد[۶].

$$K = \frac{1.65}{\ln\left(\frac{S_1(2.50)}{S_1(10.50)}\right)} = \frac{1.65}{\ln\left(\frac{1.05}{0.58}\right)} = 2.8 \approx 3 \qquad (۴)$$

در رابطه (۴)، $S_1(2.50)$ دامنه شتاب طیفی در سطح خطر ۲٪ در پنجاه سال، $S_1(10.50)$ دامنه شتاب طیفی در سطح خطر ۱۰٪ در پنجاه سال می‌باشد.

۵ـ در تحلیل سازه‌های سه، شش، نه و دوازده طبقه برای روش FEMA 351 پیچش تصادفی درنظر گرفته

نمی‌شود؛ زیرا دستورالعمل FEMA 351 لحاظ نمودن پیچش تصادفی را ضروری نمی‌داند.

۴-۳- محاسبه سطح اطمینان سازهٔ سه طبقه با جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی با عملکرد IO

برای به‌دست آوردن سطح اطمینان با عملکرد IO، ابتدا باید تحلیل سازه با سطح خطر یک انجام شود و بیشینه تغییر مکان هر طبقه تحت حالات مختلف اعمال بار جانبی و در دو جهت x و y به‌دست آید. سپس مقدار بیشینه جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی بین حالات بارگذاری جانبی، برای هر دو جهت x و y مقدار سطح اطمینان $\gamma=1.5$ مطابق جدول (۴)، $\gamma_a=1.13$ مطابق جدول (۵)، $\phi=1$ و $C=0.02$ مطابق جدول (۶) و $\lambda=\frac{\gamma\gamma_a D}{\phi C}=84.75D$ و $\beta_{UT}=۰/۲$ مطابق جدول (۷) به‌دست آید.

با توجه به جدول (۳) در رفتار کلی سازه توسط جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی در تراز عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، مقادیری از سطح اطمینان که بیشتر از ۵۰٪ باشند، مورد قبول است. مشاهده می‌شود که در رفتار کلی سازه سه طبقه توسط جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی در تراز عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، مقادیر سطح اطمینان به‌دست آمده در طبقه دوم در هر دو روش مقدار کمی می‌باشد و از ۵۰٪ کمتر است؛ ولی نتایج روش دینامیکی خطی بهتر از روش استاتیکی غیرخطی می‌باشد (جدولهای ۹ و ۱۰).

جدول (۹): روش استاتیکی غیرخطی

طبقه	Push 6		λ_x	سطح اطمینان
	بیشترین جابه‌جایی	بیشترین جابه‌جایی نسبی	جابه‌جایی نسبی زاویه ای	بیشترین جابه‌جایی نسبی زاویه ای بین طبقاتی		
۳	۱۲/۰۲	۴/۰۱	۰/۰۱۲۵	۰/۰۱۲۵	۱/۰۵۹	٪۵۰
۲	۸/۰۱	۵/۰۸	۰/۰۱۵۸	۰/۰۱۵۸	۱/۳۴	٪۱۴
۱	۳/۳۶	۳/۳۶	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۸۵	٪۸۶

جدول (۱۰): روش دینامیکی خطی

طبقه	سطح اطمینان
۳	٪۶۵
۲	٪۲۴
۱	٪۹۳

۴-۴- محاسبهٔ سطح اطمینان سازهٔ سه طبقه با جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی با عملکرد CP

برای به‌دست آوردن سطح اطمینان با عملکرد CP، باید تحلیل سازه درسطح خطر دو انجام شود. در رفتار کلی سازه توسط جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی در تراز عملکرد آستانه فروریزش، مقادیری از سطح اطمینان که بیشتر از ۹۰٪ باشند، مورد قبول است. مقادیر به‌دست آمده برای سطح اطمینان سازهٔ سه طبقه در تراز عملکرد آستانه فروریزش همگی ۱۰۰٪ می‌باشند. به‌عبارت دیگر، احتمال اینکه در این سازه تحت زلزله ۲٪ در پنجاه سال، گسیختگی رخ دهد، صفر است (جدولهای ۱۱ و ۱۲).

جدول (۱۱): روش استاتیکی غیرخطی

طبقه	Push6			λ_x	سطح اطمینان
	بیشترین جابه‌جایی	بیشترین جابه‌جایی نسبی	جابه‌جایی نسبی زاویه‌ای	بیشترین جابه‌جایی نسبی زاویه‌ای بین طبقاتی		
۳	۱۲	۴	۰/۰۱۲	۰/۰۱۲	۰/۱۵	٪۱۰۰
۲	۸	۵/۰۷	۰/۰۱۵۸	۰/۰۱۵۸	۰/۲	٪۱۰۰
۱	۳/۳۶	۳/۳۶	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۱۲۸	٪۱۰۰

جدول (۱۲): روش دینامیکی خطی

طبقه	سطح اطمینان
۳	٪۱۰۰
۲	٪۱۰۰
۱	٪۱۰۰

۴-۵- محاسبهٔ سطح اطمینان سازهٔ سه طبقه با عملکرد IO با پارامتر ظرفیت فشاری ستونها

با توجه به جدولهای (۱۳) و (۱۴) برای سازه سه طبقه با عملکرد IO با پارامتر ظرفیت فشاری ستونها برای هر دو روش استاتیکی غیرخطی و دینامیکی خطی مقدار سطح اطمینان

برابر ۱۰۰٪ به‌دست می آید.

جدول (۱۳): روش استاتیکی غیرخطی

طبقه	ϕ_C	β_{UT}	D_{max} (نیروی محوری بیشینه) (ton)	$\lambda=\frac{\gamma\gamma_a D}{\phi C}=84.75D$	سطح اطمینان
۳	۲۵۵۰۱۹/۶	۰/۲	۱۸/۲	۰/۰۷۹	٪۱۰۰
۲	۳۷۵۴۷۲	۰/۲	۳۶	۰/۱۱	٪۱۰۰
۱	۳۷۵۴۷۲	۰/۲	۵۴	۰/۱۶	٪۱۰۰

جدول (۱۴): روش دینامیکی خطی

طبقه	سطح اطمینان
۳	٪۱۰۰
۲	٪۱۰۰
۱	٪۱۰۰

۴ - ۶ - محاسبهٔ سطح اطمینان سازهٔ شش طبقه با عملکرد IO با پارامتر جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی

با توجه به نتایجی که از جداول مذکور در رفتار کلی سازه شش طبقه توسط جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی در تراز عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه به‌دست آمده است، مشاهده می‌شود که مقادیر سطح اطمینان به‌دست‌آمده در طبقات دوم تا پنجم، خیلی کم است و استفاده از روش استاتیکی غیرخطی در ارزیابی سازه‌ها با FEMA 351 برای سازه‌های کوتاه توصیه نمی‌شود؛ ولی روش دینامیکی خطی مقادیر بهتری را نشان می‌دهد. باید توجه کرد که معیار جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی مقدار سطح اطمینان در طبقه همکف را عدد زیادتری نسبت به آنچه که سازه تحمل دارد، برآورد می‌کند (جدولهای ۱۵ و ۱۶).

جدول (۱۵): روش دینامیکی خطی

طبقه	سطح اطمینان
۶	٪۹۲
۵	٪۴۸
۴	٪۳۵
۳	٪۲۵
۲	٪۴۳
۱	٪۹۹

جدول (۱۶): روش استاتیکی غیر خطی

طبقه	سطح اطمینان
۶	٪۱۰۰
۵	٪۴۲
۴	٪۴
۳	٪۴
۲	٪۸
۱	٪۷۸

۴ - ۷ - محاسبهٔ سطح اطمینان سازهٔ شش طبقه با عملکرد CP با پارامتر ظرفیت فشاری ستونها

نتایج جدولهای (۱۳)، (۱۴)، (۱۷) و (۱۸) بیانگر آن است که در بررسی عملکرد سازه‌ها با استفاده از پارامتر نیروی محوری ستونها، روش دینامیکی خطی نتایج قابل‌قبولی ارائه می‌دهد.

جدول (۱۷): روش دینامیکی خطی

طبقه	سطح اطمینان
۶	٪۱۰۰
۵	٪۱۰۰
۴	٪۱۰۰
۳	٪۱۰۰
۲	٪۱۰۰
۱	٪۹۶

جدول (۱۸): روش استاتیکی غیر خطی

طبقه	سطح اطمینان
۶	٪۱۰۰
۵	٪۱۰۰
۴	٪۱۰۰
۳	٪۱۰۰
۲	٪۱۰۰
۱	٪۱۰۰

۴ - ۸ - محاسبهٔ سطح اطمینان سازهٔ نه طبقه با پارامتر جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی با عملکرد IO

از نتایجی که در رفتار کلی سازه توسط جابه‌جایی نسبی بین‌طبقاتی در عملکرد IO برای سطح خطر یک به‌دست آمده - است مشاهده می‌شود که مقادیر سطح اطمینان در طبقات دو، سه، چهار و پنج عددهای کمی می‌باشند و باز هم نتایج مذکور مطابق انتظاری که از سازه متصور است، نمی‌باشد و روش استاتیکی غیر خطی با FEMA 351 توصیه نمی‌شود.

با روش دینامیکی خطی، مقادیر سطح اطمینان معقولی به - دست می‌آید و روش دینامیکی خطی با FEMA 351 نشان می‌دهد که سازه طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ سطح اطمینان زیادی در طبقات دو، سه و چهار ندارد (جدولهای ۱۹ و ۲۰).

جدول (۱۹): روش دینامیکی خطی

طبقه	سطح اطمینان
۹	٪۷۰
۸	٪۷۰
۷	٪۵۷
۶	٪۸۳
۵	٪۷۰
۴	٪۵۴
۳	٪۷۰
۲	٪۸۹
۱	٪۹۹

جدول (۲۰): روش استاتیکی غیر خطی

طبقه	سطح اطمینان
۹	٪۹۷
۸	٪۴۸
۷	٪۶۰
۶	٪۷۸
۵	٪۶۰
۴	٪۲۶
۳	٪۴
۲	٪۴
۱	٪۷۸

باید توجه کرد که معیار جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی مقدار سطح اطمینان در طبقه همکف را عدد بیشتری نسبت به آنچه که سازه تحمل دارد، برآورد می‌کند.

۴ - ۹ - محاسبهٔ سطح اطمینان سازهٔ نه طبقه با عملکرد CP با پارامتر ظرفیت فشاری ستونها

مقادیر به‌دست آمده سطح اطمینان از ظرفیت فشاری ستونها با عملکرد CP برای سازه نه طبقه مبیّن آن است که روش دینامیکی خطی، روش خوبی برای ارزیابی عملکرد سازه‌ها با FEMA 351 می‌باشد و سازه طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ در طبقات پایین از نظر ظرفیت فشاری ستونها سطح اطمینانی برابر ٪۷۰ در طبقه اول و ٪۸۳ در طبقه دوم دارد (جدولهای ۲۱ و ۲۲).

جدول (۲۱): روش دینامیکی خطی

طبقه	سطح اطمینان
۹	٪۱۰۰
۸	٪۱۰۰
۷	٪۱۰۰
۶	٪۱۰۰
۵	٪۹۹
۴	٪۹۳
۳	٪۹۲
۲	٪۸۳
۱	٪۷۰

جدول (۲۲): روش استاتیکی غیر خطی

طبقه	سطح اطمینان
۹	٪۱۰۰
۸	٪۱۰۰
۷	٪۱۰۰
۶	٪۱۰۰
۵	٪۱۰۰
۴	٪۱۰۰
۳	٪۱۰۰
۲	٪۱۰۰
۱	٪۱۰۰

۴-۱۰- محاسبهٔ سطح اطمینان سازهٔ دوازده طبقه با عملکرد IO با پارامتر تغییرمکان نسبی بین طبقاتی به روش دینامیکی خطی

برای سازهٔ دوازده طبقه باید با روش تحلیل دینامیکی خطی مقادیر سطح اطمینان به‌دست آید. برای به‌دست آوردن سطح اطمینان با عملکرد IO به روش دینامیکی خطی باید تحلیل سازه در سطح خطر یک با روش دینامیکی خطی انجام شود و سپس نتایج بیشینه تغییرمکان در دو جهت x و y تحت ترکیب بارگذاری DL + 0.4LL +Spec به‌دست آید. مطابق جدول (۴)، γ=1.4، جدول (۵)، γ_a=1.14، ϕ=1 و C=0.02 مطابق جدول (۶)، β_{UT}=0.2 $\lambda=\frac{\gamma\gamma_a D}{\phi C}=79.8D$ و مطابق جدول (۷)، سطح اطمینان برای هر طبقه و در هر جهت به‌دست می آید.

جدول (۲۳): سطح اطمینان با روش دینامیکی خطی در جهت x

ترکیب بار DL+0.4LL+Spec x					
طبقه	بیشینه تغییر مکان	بیشینه تغییر مکان بین طبقات	جابه‌جایی نسبی زاویه‌ای	λ_x	سطح اطمینان
۱۲	۴۱/۶۸	۱/۹۱	۰/۰۰۶	۰/۴۸	٪۱۰۰
۱۱	۳۹/۷۷	۲/۸۹	۰/۰۰۹	۰/۷۲	٪۹۷
۱۰	۳۶/۸۸	۳/۶۸	۰/۰۱۱۵	۰/۹۲	٪۷۶
۹	۳۳/۲	۳/۵۸	۰/۰۱۱	۰/۸۸	٪۸۳
۸	۲۹/۶۲	۳/۴۱	۰/۰۱۱	۰/۸۸	٪۸۳
۷	۲۶/۲۱	۳/۷	۰/۰۱۱۵	۰/۹۲	٪۷۶
۶	۲۲/۵۱	۳/۸۵	۰/۰۱۲	۰/۹۵	٪۷۲
۵	۱۸/۶۶	۴/۱۳	۰/۰۱۲۹	۱/۰۲۹	٪۵۸
۴	۱۴/۵۳	۴/۳۴	۰/۰۱۳۶	۱/۰۸۵	٪۴۶
۳	۱۰/۱۹	۴/۴۴	۰/۰۱۲۹	۱/۰۲۹	٪۵۸
۲	۶/۰۵	۳/۸۲	۰/۰۱۲	۰/۹۶	٪۷۰
۱	۲/۲۳	۲/۲۳	۰/۰۰۷	۰/۵۶	٪۱۰۰

با توجه به نتایجی که از جداول (۲۳ و ۲۴) در رفتار کلی سازه دوازده طبقه توسط جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی در تراز عملکرد IO به‌دست آمده‌است، استفاده از روش دینامیکی خطی در ارزیابی سازه‌ها با FEMA 351 توصیه می‌شود. فقط باید توجه کرد که معیار جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی مقدار سطح اطمینان در طبقه همکف را عدد بیشتری نسبت به آنچه که سازه تحمل دارد، برآورد می‌کند.

جدول (۲۴): سطح اطمینان با روش دینامیکی خطی در جهت y

ترکیب بار DL+0.4LL+Spec y					
طبقه	بیشینه تغییر مکان	بیشینه تغییر مکان بین طبقات	جابه‌جایی نسبی زاویه‌ای	λ_y	سطح اطمینان
۱۲	۴۵	۲	۰/۰۰۶	۰/۴۸	٪۱۰۰
۱۱	۴۳	۳/۰۸	۰/۰۱	۰/۸	٪۹۲
۱۰	۳۹/۹۲	۳/۹۶	۰/۰۱۲	۰/۹۶	٪۷۰
۹	۳۵/۹۲	۳/۸۴	۰/۰۱۲	۰/۹۶	٪۷۰
۸	۳۲/۱۲	۳/۶۵	۰/۰۱۱	۰/۸۸	٪۸۳
۷	۲۸/۴۷	۳/۹۸	۰/۰۱۲	۰/۹۵	٪۷۲
۶	۲۴/۴۹	۴/۱۷	۰/۰۱۳	۱/۰۳۷	٪۵۵
۵	۲۰/۳۲	۴/۵۱	۰/۰۱۴	۱/۱۱	٪۴۲
۴	۱۵/۸۱	۴/۷۴	۰/۰۱۴۸	۱/۱۸	٪۳۰
۳	۱۱/۰۷	۴/۵۷	۰/۰۱۴	۱/۱۲	٪۴۰
۲	۶/۵	۴/۱۵	۰/۰۱۳	۱/۰۳۷	٪۵۵
۱	۲/۳۵	۲/۳۵	۰/۰۰۷	۰/۵۶	٪۱۰۰

۴-۱۱- محاسبهٔ سطح اطمینان سازهٔ دوازده طبقه با عملکرد CP با پارامتر تغییرمکان نسبی بین طبقاتی به روش دینامیکی خطی

برای به‌دست آوردن سطح اطمینان با عملکرد CP به روش دینامیکی خطی، باید تحلیل سازه در سطح خطر دو با روش

دینامیکـی خطی انجام‌شود و سپس نتایج بیشینه تغییرمکان، در دو جهت x و y تحت ترکیب بارگذاری DL+0.4LL+Spec به‌دست آید و مطابق جدول (۲۵) سطح اطمینان برای هر طبقه و در هر جهت به‌دست می‌آید. جدول مذکور نشان می‌دهد که مطابق انتظاری که از سازه متصور است، مقادیر سطح اطمینان برای سطح عملکرد آستانه فروریزش، همگی ۱۰۰٪ می‌باشد.

جدول (۲۵): محاسبهٔ سطح اطمینان با عملکرد CP

بیشترین تغییر مکان	بیشترین تغییر مکان بین طبقاتی	λ_y	سطح اطمینان
۷۷/۳	۳/۴۸	۰/۱۹	٪۱۰۰
۷۳/۸۲	۵/۳۲	۰/۲۹	٪۱۰۰
۶۸/۵	۶/۸	۰/۳۸	٪۱۰۰
۶۱/۷	۶/۶	۰/۳۶	٪۱۰۰
۵۵/۱	۶/۲۶	۰/۳۵	٪۱۰۰
۴۸/۸۴	۶/۸۴	۰/۳۱	٪۱۰۰
۴۲	۷/۱۴	۰/۳۹	٪۱۰۰
۳۴/۸۶	۷/۷۳	۰/۴۳	٪۱۰۰
۲۷/۱۳	۸/۱۴	۰/۴۵	٪۱۰۰
۱۸/۹۹	۸/۸۳	۰/۴۳	٪۱۰۰
۱۱/۱۶	۷/۱۶	۰/۳۹	٪۱۰۰
۴	۴	۰/۲۲	٪۱۰۰

۴-۱۲- محاسبهٔ سطح اطمینان سازهٔ دوازده طبقه با عملکرد IO و CP با پارامتر ظرفیت فشاری ستونها با روش دینامیکی خطی

با توجه به نتایجی که از جدولهای (۲۶ و ۲۷) در رفتار کلی سازه دوازده طبقه توسط نیروی محوری ستونها در تراز عملکرد IO به‌دست آمده‌است، مشخص است که ستونهای طبقات یک، دو و سه سازهٔ دوازده طبقهٔ طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ مقادیر سطح اطمینان کمی دارد.

جدول (۲۶): محاسبهٔ سطح اطمینان با عملکرد IO

روش دینامیکی خطی سطح خطر ۲			
D_{max}	β_{UT}	$\lambda=\frac{1.21D}{\phi C}$	سطح اطمینان
۲۰	۰/۳۵	۰/۰۷	٪۱۰۰
۳۸	۰/۳۵	۰/۱۳	٪۱۰۰
۶۳	۰/۳۵	۰/۲۲	٪۱۰۰
۹۱	۰/۳۵	۰/۲۶	٪۱۰۰
۱۳۰	۰/۳۵	۰/۳۸	٪۱۰۰
۱۶۸	۰/۳۵	۰/۴۹	٪۱۰۰
۲۱۰	۰/۳۵	۰/۴۹	٪۱۰۰
۲۵۵	۰/۳۵	۰/۵۹	٪۱۰۰
۳۰۲	۰/۳۵	۰/۷	٪۹۴
۳۵۰	۰/۳۵	۰/۷۲	٪۹۲
۴۰۰	۰/۳۵	۰/۸۲	٪۸۷
۴۴۲	۰/۳۵	۰/۹	٪۸۰

جدول (۲۷): محاسبهٔ سطح اطمینان با عملکرد CP

روش دینامیکی سطح اطمینان		
D_{max}	$\lambda=\frac{1.21D}{\phi C}$	سطح اطمینان
۲۲	۰/۰۸	٪۱۰۰
۴۸	۰/۱۸	٪۱۰۰
۸۳	۰/۲۹	٪۱۰۰
۱۲۰	۰/۳۵	٪۱۰۰
۱۷۶	۰/۵۱	٪۹۸
۲۳۳	۰/۶۷	٪۹۵
۲۹۵	۰/۶۹	٪۹۵
۳۶۰	۰/۸۴	٪۸۵
۴۳۰	۱	٪۷۰
۵۰۱	۱/۰۲	٪۷۰
۵۷۴	۱/۱۷۸	٪۵۳
۶۳۷	۱/۳	٪۴۰

۵- نتایج

اهم نتایج تحقیق عبارتند از:

- با مقایسه سطوح اطمینانی که برای سازه‌های سه، شش، نه و دوازده طبقه با روشهای استاتیکی غیرخطی و دینامیکی خطی برای دو سطح IO و CP به‌دست آمده است، چنین نتیجه می‌شود که در استفاده از دستورالعمل

FEMA 351 برای ارزیابی عملکرد سازه‌های فولادی قاب خمشی، روش دینامیکی خطی نتایج قابل‌قبولتری نسبت به روش استاتیکی غیرخطی ارائه‌می‌دهد و استفاده از دستورالعمل FEM 351 با روش استاتیکی غیرخطی توصیه نمی‌شود.

- در ارزیابی عملکرد با FEM 351، باید توجه کرد که معیار جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی، مقدار سطح اطمینان در طبقه همکف را عددبیشتری نسبت به آن مقداری که سازه تحمل دارد، برآورد می‌کند.
- در بررسی عملکرد سازه‌ها با استفاده از پارامتر جابه‌جایی نسبی بین طبقاتی در روش استاتیکی غیرخطی در FEMA 351 مقادیر سطح اطمینان پایینی حاصل می‌شود؛ ولی از روش دینامیکی خطی برای سازه‌های نه و دوازده طبقه نتایج قابل قبولی به‌دست می‌آید.
- در بررسی عملکرد سازه‌ها با استفاده از پارامتر نیروی محوری ستونها، روش استاتیکی غیرخطی مقادیر سطح اطمینان بالاتری نسبت به ظرفیت سازه برآورد می‌نماید؛ اما روش دینامیکی خطی مقادیر قابل قبولی ارائه‌می‌دهد.
- استفاده از دستورالعمل FEMA 351 با روش دینامیکی خطی برای سازه‌های با ارتفاع متوسط و بلند نتایج قابل‌قبولی ارائه‌می‌دهد و از این روش می‌توان به سادگی برای ارزیابی عملکرد سازه‌های قاب خمشی فولادی استفاده کرد.

۶- مراجع

1.Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment frame buildings. FEMA 351, SAC joint venture. (2000). Federal Emergency Management Agency. Washington DC.

2.Cornell, C.A, Vamvatiskos, D, Jalayer, F, Luco, N. (1998). *Seismic reliability of steel frames.* Stanford university.

3.Hamburger, R.O, Foutch, D.A, Cornell, C.A. (January 2000). Performance basis of guidelines for evaluation, upgrade and design of moment – resisting steel frames. Paper No. 254, *Proc. 12th WCEE.* New Zealand.

4.Cornell, C.A, Jalayer, F, Hamburger, R.O, Foutch, D.A. (2002). The probabilistic basis for the 2000 sac/Fema steel moment frame guidelines. ASCE *Joural of Structural Engineering,* p. 128.

۵- غریب‌زاده، سیدامیر. (۱۳۸۳). بررسی ضوابط طراحی بر اساس عملکرد در دستورالعملهای بهسازی. سمینار کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.

۶- غریب‌زاده، سیدامیر. (۱۳۸۳). بررسی عملکرد سازه‌های فولادی قاب خمشی با دستورالعملهای *FEMA 356* و *FEMA 351*. پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.

7.AISC. (1994). *Manual of steel construction, load & resistance factor design,* (2nd edition). *American institude of steel construction.*

8.SAP 2000 integrated finite element analysis and design of structures. ver. 7 , ANALYSIS REF.