



قابلیت اعتماد لرزه‌ای سازه‌های مهاربندی شده همگرا

امیر حسین سلمان پور^۱، فریدون اربابی^۲

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

a.salmanpour@iiees.ac.ir

خلاصه

این مقاله به مطالعه عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه می‌پردازد. با توجه به عدم قطعیت‌های موجود در نیاز و ظرفیت لرزه‌ای، در این مطالعه از ساختاری احتمالاتی مبتنی بر قابلیت اعتماد لرزه‌ای به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سیستم مهاربندی همگرای ویژه استفاده شده است. هدف این مقاله ارزیابی احتمال گذر قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه از سطح عملکرد آستانه فروریزش در ۵۰ سال می‌باشد. در این مقاله به منظور ارزیابی ظرفیت لرزه‌ای از تحلیل دینامیکی فزاینده استفاده شده است. نتایج مطالعه موردی بر روی یک ساختمان مسکونی ۶ طبقه نشان می‌دهد عملکرد لرزه‌ای سیستم مهاربندی همگرای ویژه به دلیل تمرکز خسارت در یک طبقه و گسیختگی مهاربندهای آن طبقه بر اثر خستگی سیکل کم با عملکرد مطلوب فاصله بسیار زیادی دارد. در این مطالعه احتمال گذر از سطح عملکرد آستانه فروریزش برای سازه مورد مطالعه بیش از ۳۱ درصد در ۵۰ سال برآورد شده است.

کلمات کلیدی: قابلیت اعتماد لرزه‌ای، قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه، تحلیل دینامیکی فزاینده

مقدمه

امروزه سیستم مهاربندی همگرا، متداول‌ترین سیستم سازه‌ای برای مقابله با بارهای لرزه‌ای در ساخت و سازه‌های فولادی می‌باشد و استفاده از آن به دلیل صرفه اقتصادی، طرح و اجرای آسان روز به روز رواج بیشتری می‌یابد. تمایل مهندسی‌ها به استفاده از این سیستم پس از زمین‌لرزه Northridge(1994) و خسارت‌های غیر منتظره‌ای که در جریان آن به قاب‌های خمشی فولادی وارد آمد، به طور چشمگیری در سراسر دنیا افزایش یافته است. ضوابط طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده همگرا، در دهه گذشته تغییرات زیادی یافته است. آیین‌نامه‌های ساختمانی پیش از UBC(1994)، با قاب‌های مهاربندی شده همگرا مانند خرپاهای الاستیک رفتار می‌کردند. در این آیین‌نامه‌ها، سعی می‌گردید تا با محدود نمودن لاغری و کاهش مقاومت فشاری مهاربند از کمانش آن جلوگیری شود، در نتیجه سازه‌هایی که با استفاده از این آیین‌نامه‌ها طرح می‌گشتند، از شکل پذیری محدودی برخوردار بودند [۱]. خسارت‌های غیر منتظره‌ای که در بسیاری از زمین لرزه‌های اخیر مانند زمین لرزه‌های Mexico(1985)، Loma Prieta(1989)، Northridge(1994)، Kobe(1995) و ... به این سازه‌ها وارد آمد، نگرانی‌های زیادی را در مورد عملکرد لرزه‌ای این سیستم ایجاد نمود. گسیختگی مهاربندها و اتصالات آنها، مهمترین دلیل عملکرد نامطلوب این سازه‌ها بود.

آیین‌نامه UBC(1994)، سیستم مهاربندی همگرای ویژه را بر پایه مطالعاتی که در دانشگاه میشیگان انجام شده بود، وارد آیین‌نامه‌های ساختمانی نمود. این مطالعات نشان داده بود که سیستم مهاربندی همگرا در صورت طرح مناسب اعضا، اتصالات و جزئیات اجرایی می‌تواند رفتار شکل پذیری داشته باشد. در سیستم مهاربندی همگرای ویژه بر خلاف سیستم مهاربندی همگرای معمولی به مهاربند اجازه کمانش داده می‌شود. از آنجا که در این سیستم، از کمانش مهاربندها جلوگیری نمی‌شود، بنابراین جزئیات اجرایی ویژه‌ای نیز برای مهاربندها و اتصالات آنها مورد نیاز می‌باشد. انتظار می‌رود مهاربندهایی که بر اساس آیین‌نامه UBC(1994) و آیین‌نامه‌های پس از آن طرح شده‌اند، بتوانند چندین چرخه بزرگ کمانش و جاری شدن را تحمل کرده و از این طریق انرژی زمین لرزه را مستهلک نمایند. تاکنون سازه‌هایی که با استفاده از سیستم مهاربندی همگرای ویژه طرح گشته‌اند، به طور گسترده در معرض زمین‌لرزه‌های بزرگ قرار نگرفته‌اند، اما نتایج آزمایش‌ها و مطالعاتی که در سال‌های اخیر بر روی سیستم مهاربندی همگرای ویژه انجام شده، نشان داده است که این سیستم بر خلاف انتظار، عملکرد لرزه‌ای مطلوبی ندارد. به دلیل رفتار چرخه‌ای پیچیده مهاربندها، توزیع واقعی نیروهای داخلی و تغییر شکل‌ها در قاب‌های مهاربندی شده، با آنچه به وسیله روش‌های متداول طراحی پیش بینی می‌شود، بسیار متفاوت است. از سوی دیگر، ملاحظات اجرایی اغلب منجر به طرح‌هایی می‌شود که در آن، ظرفیت مهاربندهایی که برای برخی طبقات انتخاب شده‌اند، بسیار بیشتر از نیاز

^۱ کارشناس ارشد مهندسی زلزله

^۲ استاد پژوهشکده سازه

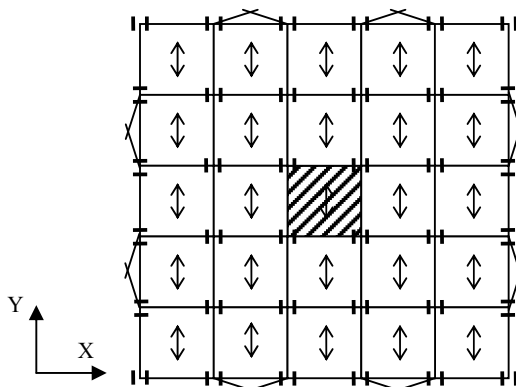


لرزه‌ای آنها می‌باشد؛ در حالی که در طبقات دیگر مهاربندها ظرفیتی بسیار نزدیک به نیاز لرزه‌ای دارند. دو عامل فوق به همراه کاهش شدید مقاومت مهاربندها در مرحله پس کمانشی، باعث تمرکز خسارت در برخی از طبقات می‌شود. تمرکز خسارت، موجب افزایش نیاز لرزه‌ای مهاربندها و اتصالات آنها می‌گردد؛ این نیاز لرزه‌ای در طراحی سازه پیش بینی نشده است و در اکثر موارد بیشتر از ظرفیت لرزه‌ای مهاربندها و اتصالات آنها می‌باشد. در حال حاضر، مهمترین نگرانی در مورد سیستم مهاربندی همگرای ویژه، گسیختگی مهاربندها به دلیل خستگی سیکل کم می‌باشد. گسیختگی مهاربندها در اثر خستگی در بسیاری از مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی دیده شده است [۲].

از سوی دیگر در سال‌های اخیر «مهندسی زلزله بر اساس عملکرد» توسعه زیادی یافته و پیشرفت‌های بزرگی در تحلیل خطر لرزه‌ای، شبیه‌سازی رفتار لرزه‌ای و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها ایجاد شده است. بنابراین با توجه به کاربرد گسترده سیستم مهاربندی همگرا در ساخت و سازه‌ها و نگرانی‌های زیادی که درباره عملکرد این سیستم وجود دارد؛ ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سیستم مهاربندی همگرا با استفاده از روش‌های نوین، ضروری به نظر می‌آید. هدف این مقاله، ارزیابی احتمال گذر قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه در طول عمر خود از سطح عملکرد آستانه فروریزش می‌باشد. با توجه به عدم قطعیت‌های بزرگ در نیاز و ظرفیت لرزه‌ای این ارزیابی باید با استفاده از ساختارهای احتمالاتی مبتنی بر قابلیت اعتماد لرزه‌ای و با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های موجود صورت پذیرد.

معرفی ساختمان مورد مطالعه

به منظور مطالعه عملکرد لرزه‌ای سیستم مهاربندی همگرای ویژه، یک ساختمان مسکونی ۶ طبقه با استفاده از این سیستم طرح گشت. ساختمان مذکور در هر دو راستا دارای ۵ دهانه ۶ متری می‌باشد. ارتفاع طبقات اول تا ششم ۳/۴ متر و ارتفاع خرپشته که در مرکز ساختمان قرار دارد ۲/۴ متر می‌باشد. سقف ساختمان سقف مرکب با ضخامت دال ۷ سانتی‌متر و تیرچه‌های CPE180 با فاصله یک متر می‌باشد. ستون‌ها در سه طبقه اول و همچنین در سه طبقه دوم ممتد بوده و وصله آنها در فاصله ۱۲۵ سانتی‌متری از تراز سقف طبقه سوم صورت گرفته است. سیستم باربر جانبی سازه در هر دو راستا، قاب مهاربندی شده همگرای ویژه می‌باشد و در هر راستا از ۴ دهانه مهاربندی شده، استفاده شده است. آرایش مهاربندها از نوع هشتی می‌باشد. استفاده از این آرایش به دلیل تداخل کمتر با معماری سازه، رواج زیادی دارد. سیستم پی سازه پی منفرد است و برای مقابله با نیروی برکنش هر کجا لازم بوده از شمع استفاده شده است. ساختمان در پلان و ارتفاع کاملاً منظم می‌باشد. پلان ساختمان در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل ۱- پلان ساختمان مورد مطالعه

از آنجا که آیین‌نامه‌های ایران تنها ضوابط طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی (OCBF) را بیان می‌کنند و ضوابط طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه (SCBF) در آنها وجود ندارد؛ برای طراحی این سازه از آیین‌نامه‌ها و ضوابط پیشنهادی زیر استفاده گردید:

1. ANSI/AISC 360-05, Specification for Structural Steel Buildings, 2005 Edition [۳]
2. ANSI/AISC 341-05, ANSI/AISC 341s1-05, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Including Supplement No. 1, 2005 Edition [۴]
3. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, 2003 Edition (FEMA 450) [۵]

پارامترهای لرزه‌ای ساختمان و سیستم مهاربندی همگرای ویژه که از FEMA 450 برداشت شده، در جدول (۱) آورده شده است.



جدول ۱- پارامترهای لرزه‌ای ساختمان و سیستم مهاربندی همگرای ویژه

Parameter	Value
Seismic Use Group	I
Occupancy Importance Factor, I	1.0
Seismic Design Category	D
R	6.0
Ω_0	2.0
C_d	5.0

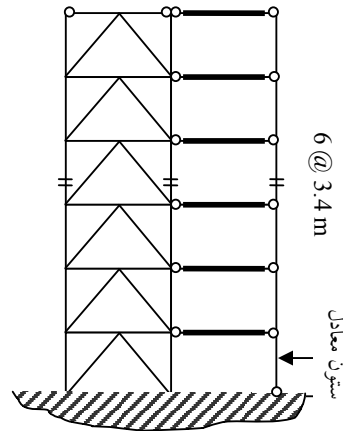
سازه برای سایتی در Van Nuys کالیفرنیا با خاک نوع D (مطابق با FEMA450) و خطر لرزه‌ای بسیار زیاد طراحی شد. این خاک با زمین نوع ۳ در ویرایش سوم آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران معادل است. سازه با استفاده از روش استاتیکی معادل طراحی گردید. همچنین برای محاسبه زمان تناوب اصلی آن از روش تقریبی استفاده شد. ضریب برش پایه (C_S) برای این زمان تناوب (۰/۴۷ ثانیه) با توجه به طیف طرح سایت $C_S = \frac{S_D(T = 0.47 \text{ sec})}{R/I} = \frac{1.30}{T.(R/I)} = 0.216$ می‌باشد. در طرح تیرها و ستون‌ها از مقاطع w و فولاد ASTM A992 استفاده گشت. این فولاد دارای حداقل تنش تسلیم $F_y = 50 \text{ ksi}$ می‌باشد. مقاطع مهاربندها از میان مقاطع HSS با فولاد ASTM A500 Grade B انتخاب گشت. این فولاد دارای حداقل تنش تسلیم $F_y = 46 \text{ ksi}$ می‌باشد. علت انتخاب سایت فوق، همچنین استفاده از فولاد و مقاطع آمریکایی در طراحی سازه، انطباق کامل طرح با آیین‌نامه‌های مورد استفاده، می‌باشد. اندازه اجزای سازه در دهانه‌های مهاربندی شده در جدول (۲) آمده است.

جدول ۲- اندازه اجزای سازه مورد مطالعه در دهانه‌های مهاربندی شده

Story	Brace	Beam	Column
6	HSS 5X5X3/8	W27X94	W12X96
5	HSS 5X5X3/8	W27X94	W12X96
4	HSS 6X6X3/8	W30X108	W12X96
3	HSS 6X6X3/8	W30X108	W14X211
2	HSS 6X6X1/2	W30X132	W14X211
1	HSS 6X6X1/2	W30X132	W14X211

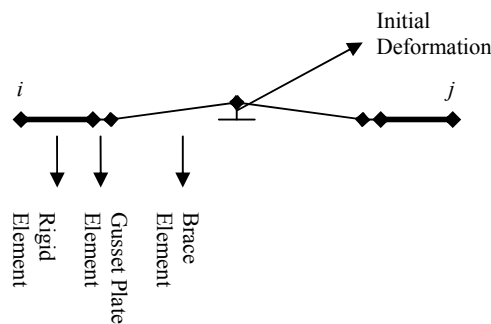
شبیه سازی رفتار سازه مورد مطالعه

تنها یک دهانه مهاربندی شده از راستای X، که بار ثقلی بیشتری را حمل می‌کند، مدل گردید. برای در نظر گرفتن اثر قاب‌های ثقلی بر رفتار سازه از یک ستون معادل استفاده شد. این ستون به دهانه مهاربندی شده به گونه‌ای بسته شد که تغییر مکان جانبی یکسان باشد. هرچند در طراحی سازه تمامی اتصالات، ساده فرض شده بودند اما در مدل تحلیلی، اتصالات تیر به ستون و ستون به صفحه‌ستون در دهانه مهاربندی شده، به دلیل وجود صفحه اتصال مهاربند به قاب، به صورت گیردار مدل شدند. مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی نیز نشان داده‌اند که این اتصالات سختی خمشی قابل توجهی دارند [۲]. برای جلوگیری از پیچیده شدن مدل، پی سازه به صورت صلب مدل گردید و اجازه بلند شدن به فونداسیون‌های سازه داده نشد. مقدار میانه ضریب میرایی سازه بر پایه گزارش (Goel, Chopra (1997). ۴/۱ درصد در نظر گرفته شد [۶]. مدلی که از آن برای شبیه سازی رفتار سازه مورد مطالعه استفاده گردید در شکل (۲) نشان داده شده است. جرم مدل در هر تراز از تقسیم جرم سازه در آن تراز بر ۴ (تعداد دهانه‌های مهاربندی شده در راستای X) به دست آمد. این جرم مبنای محاسبه نیروی P-Δ نیز قرار گرفت. آن قسمت از جرم (و بار ثقلی متناظر با آن) که مستقیماً توسط دهانه مهاربندی شده حمل نمی‌گردید بر روی ستون معادل وارد آمد. برای شبیه سازی رفتار سازه مورد مطالعه از ساختار OpenSees استفاده گردید. OpenSees یک ساختار نرم‌افزاری کد-باز برای شبیه‌سازی رفتار سیستم‌های سازه‌ای و ژئوتکنیکی در زمین لرزه می‌باشد [۷]. تیرها و ستون‌ها در دهانه مهاربندی شده با استفاده از فولاد steel02، مقاطع Fiber و المان nonlinearBeamColumn مدل گردیدند. این المان پلاستیسیته را در کل طول عضو در نظر می‌گیرد. ستون معادل با استفاده از المان elasticBeamColumn مدل گردید. مساحت و ممان اینرسی مقطع این ستون از تقسیم بر ۴ مجموع مساحت و ممان اینرسی ستون‌های ثقلی و ستون‌های دهانه‌های مهاربندی شده راستای Y (تعداد دهانه‌های مهاربندی شده در راستای X) بدست آمد.



شکل ۲- مدل تحلیلی سازه مورد مطالعه

برای شبیه‌سازی رفتار چرخه‌های مهاربندها از روش پیشنهادی Uriz استفاده گشت [۲]. شکل (۳) مدلی را که از آن برای شبیه‌سازی رفتار چرخه‌ای مهاربندها استفاده شد، نشان می‌دهد. طول المان صفحه اتصال مطابق با ضوابط طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه، دو برابر ضخامت صفحه اتصال و تغییرشکل اولیه $\frac{1}{500}$ طول المان در نظر گرفته شد [۲]. خستگی سیکل کم در مهاربندها با استفاده از مدل Fatigue Material شبیه‌سازی گشت. این مدل توسط Uriz برای استفاده در مدل‌های مبتنی بر مقاطع رشته‌ای در ساختار OpenSees توسعه یافته است [۲، ۸]. مدل فوق از رابطه Coffin-Manson، الگوریتم counting modified rainflow cycle و قانون Miner برای محاسبه شاخص خسارت خستگی استفاده می‌کند و هنگامی که شاخص خسارت در یک رشته به یک برسد؛ مدل، تنش در رشته را به صفر می‌رساند و آن رشته را حذف می‌کند.



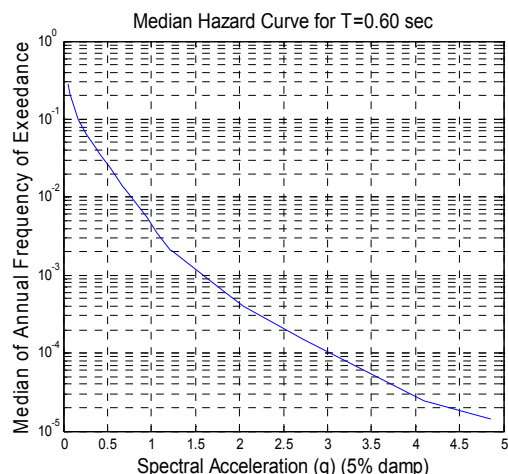
شکل ۳- نحوه شبیه‌سازی رفتار چرخه‌ای مهاربندها

خطر لرزه‌ای در سایت

Shome, Cornell (1998) نشان دادند که شتاب طیفی الاستیک در پیروی برابر با پیروی اصلی سازه و میرایی ۵ درصد ($S_a(T_1, 5\%)$) برای سازه‌هایی با زمان تناوب کوتاه و یا متوسط، معیار شدت مناسبی می‌باشد. آنها همچنین نشان دادند که در صورت استفاده از این معیار، معمولاً تعداد ۱۰ تا ۲۰ رکورد برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای کافی می‌باشد و استفاده از رکوردهای مقیاس شده از اعتبار نتایج نمی‌کاهد [۹]. بنابراین، در این مطالعه از شتاب طیفی الاستیک در پیروی اصلی سازه ($T_1 = 0.60 \text{ sec}$) و میرایی ۵ درصد، به عنوان معیار شدت زمین‌لرزه استفاده گردید. شکل (۴) منحنی میانه خطر لرزه‌ای در سایت مورد نظر را نشان می‌دهد. منحنی خطر، نرخ سالیانه^۱ فراگذشت شدت زمین‌لرزه‌های آینده از مقادیر مختلف را نشان می‌دهد. اگر منحنی خطر برای $S_a(T_1, 5\%)$ را با $H_{S_a}(x)$ نشان دهیم، داریم:

$$H_{S_a}(x) = H[S_a \geq x] \quad (1)$$

^۱ - Annual Frequency

شکل ۴- منحنی خطر میانه برای پریود اصلی سازه ($T_1 = 0.60 \text{ sec}$)

در این پژوهش، به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه مورد مطالعه، از ۱۰ رکورد استفاده شد که مشخصات آنها در جدول (۳) مشاهده می‌شود. این رکوردها با دقت از پایگاه داده‌های PEER انتخاب شده و با روش یکسانی پردازش گردیده‌اند. رکوردهای فوق همگی در جریان زمین لرزه‌هایی که در سایت مورد نظر رخ داده، ثبت گردیده‌اند و فاقد اثر حوزه نزدیک می‌باشند. سعی شده است تا رکوردهای انتخابی مقادیر متنوعی از بزرگی، فاصله و دوام را در بر گیرند.

جدول ۳- مشخصات رکوردهای انتخاب شده به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه مورد مطالعه

Record ID	Event	Year	Magnitude	Station	R	PGA (g)
G1	Imperial Valley	1979	6.5	El Centro Array #12	18.2	0.116
G2	Morgan Hill	1984	6.2	Gilroy Array #7	14	0.113
G3	Whittier Narrows	1987	6	Compton-Castlegate St.	16.9	0.332
G4	Loma Prieta	1989	6.9	Gilroy Array #4	16.1	0.212
G5	Northridge	1994	6.7	LA-Fletcher Dr.	29.5	0.24
G6	San Fernando	1971	6.6	LA-Hollywood Stor Lot	21.2	0.174
G7	Superstition Hills	1987	6.7	Westmoreland Fire Station	13.3	0.172
G8	Loma Prieta	1989	6.9	Palo Alto-SLAC Lab.	36.3	0.194
G9	North Palm Springs	1986	6	Palm Springs Airport	9.6	0.694
G10	livermore	1980	5.8	San Roman-Eastman Kodak	17.6	0.076

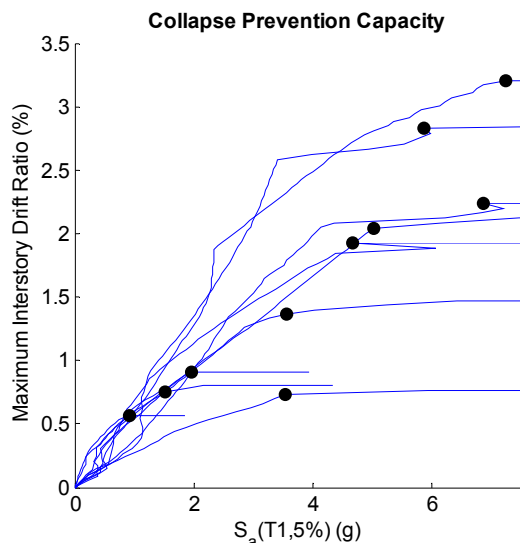
ظرفیت لرزه‌ای سازه مورد مطالعه در سطح عملکرد آستانه فروریزش

همانطور که اشاره شد، این مقاله به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه مورد مطالعه در سطح عملکرد آستانه فروریزش می‌پردازد. به منظور ارزیابی ظرفیت سازه در این سطح عملکرد از تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) استفاده شد. در تحلیل دینامیکی فزاینده، سازه برای تعدادی شتابنگاشت مناسب تحلیل می‌شود و هر شتابنگاشت به سطوح مختلف معیار شدت زمین لرزه مقیاس می‌شود به گونه‌ای که سازه از ناحیه الاستیک خطی وارد ناحیه غیرالاستیک و غیرخطی گشته و در نهایت ناپایدار گردد. منحنی‌های IDA که از درون‌یابی نتایج این تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بدست می‌آیند، ابزاری توانا برای ارزیابی ظرفیت لرزه‌ای می‌باشند [۱۰]. در این مطالعه، سه حالت حدی برای سطح عملکرد آستانه فروریزش در نظر گرفته شده است: ۱- حالت حدی متناظر با نقطه‌ای بر روی منحنی IDA با پارامتر پاسخ بیشینه نسبت تغییرمکان طبقات که شیب منحنی در آن نقطه به ۲۰ درصد شیب منحنی در ناحیه الاستیک کاهش می‌یابد و پس از آن، سازه بدون سخت شدن و یا احیا شدن به سوی ناپایداری دینامیکی حرکت می‌کند. علت استفاده از این حالت حدی برای سطح عملکرد آستانه فروریزش این است که در این حالت حدی، اندکی افزایش در شدت زمین لرزه موجب می‌شود تا بیشینه تغییرمکان نسبی طبقات به شدت افزایش یابد و سازه دچار ناپایداری دینامیکی گردد. حد ۲۰٪ در دستورالعمل‌های SAC/FEMA برای قاب‌های خمشی، پیشنهاد شده است و ما نیز در این مطالعه از این حد استفاده کرده‌ایم [۱۱]. ۲- حالت حدی متناظر با آخرین نقطه‌ای که در آن بیشینه نسبت تغییرمکان طبقات به ۱۰٪ می‌رسد. علت در نظر گرفتن این حالت حدی ناتوانی مدل‌های غیرخطی در شبیه سازی قابل اعتماد رفتار سازه در تغییرمکان‌های بزرگ می‌باشد. تعیین حدی برای بیشینه نسبت تغییرمکان طبقات، به دقت مدلی که از آن برای شبیه‌سازی رفتار سازه استفاده می‌شود،



بستگی دارد. ما در این مطالعه از حد ۱۰٪ که در دستورالعمل‌های SAC/FEMA توصیه شده است، استفاده کرده‌ایم [۱۱]. ۳- از آنجا که مدل ما قادر به شبیه سازی کمانش جانبی ستون‌ها نمی‌باشد، آخرین نقطه‌ای که DCR فشاری ستون در آن به ۱ برسد نیز به عنوان حالت حدی سطح عملکرد آستانه فروریزش در نظر گرفته شده است. وقوع هر یک از این سه حالت حدی موجب می‌گردد تا سازه نتواند سطح عملکرد آستانه فروریزش را برآورده نماید.

منحنی‌های IDA به همراه نقاط ظرفیت سازه مورد مطالعه در سطح عملکرد آستانه فروریزش که با استفاده از بیش از ۵۰۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی بدست آمده‌اند؛ در شکل (۵) نشان داده شده‌اند. مطالعه پاسخ‌های سازه در نقاط ظرفیت نشان داد که تمرکز خسارت در طبقه اول و گسیختگی مهاربندهای این طبقه بر اثر خستگی سیکل کم، عامل اصلی قرارگیری سازه در آستانه فروریزش می‌باشد همچنین مطالعه نقاط ظرفیت برای سطح عملکرد آستانه فروریزش نشان می‌دهد که در تمام رکوردها، حالت حدی اول بر سایر حالت‌های حدی حاکم است.



شکل ۵- منحنی‌های IDA و نقاط ظرفیت سازه مورد مطالعه در سطح عملکرد آستانه فروریزش

همانطور که در شکل (۵) مشاهده می‌شود، ظرفیت سازه در رکوردهای مختلف، متفاوت است. به عبارت دیگر ظرفیت سازه در سطح عملکرد آستانه فروریزش، متغیری تصادفی می‌باشد. مطالعات گذشته نشان داده‌اند، توزیع احتمال ظرفیت سازه در سطح عملکرد آستانه فروریزش را می‌توان با دقت بسیار خوبی با توزیع احتمالی لگاریتمی نرمال مدل نمود [۱۲]. مدل کردن ظرفیت سازه با توزیع احتمال لگاریتمی نرمال، فرایند ارزیابی عملکرد سازه را تسهیل می‌نماید. جدول (۴) مقادیر ظرفیت سازه در رکوردهای مختلف همچنین پارامترهای توزیع احتمال لگاریتمی نرمال ظرفیت را بر حسب معیار شدت زمین‌لرزه و معیار خسارت (بیشینه نسبت تغییر مکان طبقات) نشان می‌دهد.

جدول ۴- ظرفیت سازه مورد مطالعه در سطح عملکرد آستانه فروریزش

Record	IM-Based Capacity (g)	DM-Based Capacity (%)
1	0.57	0.93
2	0.91	1.97
3	3.20	7.24
4	1.37	3.57
5	2.04	5.03
6	0.75	1.51
7	0.73	3.54
8	1.92	4.68
9	2.23	6.88
10	2.83	5.87
μ	0.3429	1.2388
ξ	0.6189	0.6883

**ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه مورد مطالعه در سطح عملکرد آستانه فروریزش**

همانطور که پیش از این گفته شد، در این مطالعه به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای، از ساختاری مبتنی بر قابلیت اعتماد لرزه‌ای استفاده شده است. ساختار استفاده شده بر پایه مقایسه دو پارامتر نیاز لرزه‌ای (خطر لرزه‌ای) و ظرفیت لرزه‌ای قرار دارد و هدف آن ارزیابی احتمال افزایش نیاز از ظرفیت لرزه‌ای در یک دوره زمانی مشخص (برای مثال ۵۰ سال) می‌باشد. نرخ سالیانه افزایش نیاز از ظرفیت لرزه‌ای را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد [۱۳]:

$$\lambda_{LS} = \int F_{LS}(x) \cdot |d\hat{H}_{S_a}(x)| \quad (2)$$

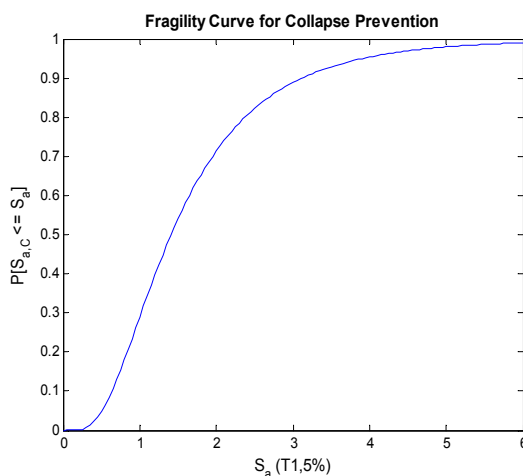
در رابطه فوق $\hat{H}_{S_a}(x)$ ، منحنی خطر میانه سایت و $F_{LS}(x)$ منحنی شکنندگی^۱ سازه در سطح عملکرد آستانه فروریزش می‌باشد. از آنجا که ظرفیت لرزه‌ای در سطح عملکرد آستانه فروریزش، دارای توزیع لگاریتمی نرمال می‌باشد؛ منحنی شکنندگی را می‌توان به راحتی از رابطه (۳) بدست آورد. $S_{a,C}$ در این رابطه متغیر تصادفی ظرفیت لرزه‌ای بر حسب معیار شدت زمین لرزه می‌باشد.

$$F_{LS}(x) = P[x \geq S_{a,C}] = \phi\left(\frac{\ln(x) - \ln(\lambda_{S_{a,C}})}{\zeta_{S_{a,C}}}\right) \quad (3)$$

با فرض فرایند پواسون، احتمال افزایش نیاز از ظرفیت لرزه‌ای در t سال را می‌توان از رابطه (۴) بدست آورد.

$$P_{LS,t} = 1 - \exp(-\lambda_{LS} \cdot t) \quad (4)$$

شکل (۶) منحنی شکنندگی سازه مورد مطالعه در سطح عملکرد آستانه فروریزش را نشان می‌دهد. نتایج ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه مورد مطالعه نشان می‌دهد، احتمال گذر سازه از سطح عملکرد آستانه فروریزش ۳۱/۷ درصد در ۵۰ سال می‌باشد. توجه به این نکته ضروری است که نتیجه فوق تنها با در نظر گرفتن پیش‌بینی^۲ در نیاز و ظرفیت لرزه‌ای بدست آمده است. عدم قطعیت‌های موجود در نیاز و ظرفیت لرزه‌ای مانند عدم قطعیت در خطر لرزه‌ای، عدم قطعیت ناشی از تعداد رکوردها، خطاهای مدل سازی، عدم قطعیت در پارامترهای ورودی مدل (مانند مشخصات مصالح و ضریب میرایی سازه)، خطاهای عددی و ... از قابلیت اعتماد سازه می‌کاهند. بنابراین نتیجه بدست آمده تخمینی دست بالا از قابلیت اعتماد لرزه‌ای سازه مورد مطالعه می‌باشد.



شکل ۶- منحنی شکنندگی سازه مورد مطالعه در سطح عملکرد آستانه فروریزش

دستورالعمل‌های SAC/FEMA برای سازه‌هایی با ضریب اهمیت ۱، عملکرد مطلوب در سطح عملکرد آستانه فروریزش را به صورت ۲ درصد احتمال افزایش در ۵۰ سال بیان می‌کنند [۱۱]. در نتیجه می‌توان گفت سازه مورد مطالعه نتوانسته است عملکرد هدف را برای سطح عملکرد آستانه فروریزش برآورده نماید و با عملکرد مطلوب فاصله زیادی دارد.

نتایج

معمولاً برای سازه‌هایی با ضریب اهمیت ۱، عملکرد مطلوب در سطح عملکرد آستانه فروریزش به صورت ۲ درصد احتمال افزایش در ۵۰ سال بیان می‌شود؛ اما نتایج ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه مورد مطالعه نشان می‌دهد، احتمال گذر سازه از سطح عملکرد آستانه فروریزش ۳۱/۷ درصد در ۵۰ سال

^۱ - Fragility Curve

^۲ - Randomness



می‌باشد. در نتیجه می‌توان گفت سازه مورد مطالعه نتوانسته است عملکرد هدف را برای سطح عملکرد آستانه فروریزش برآورده نماید و با عملکرد مطلوب فاصله زیادی دارد. تمرکز خسارت در طبقه اول و گسیختگی مهاربندهای این طبقه بر اثر خستگی سیکل کم، عامل اصلی عملکرد لرزه‌ای نامطلوب سازه مورد مطالعه می‌باشد. نتایج این مطالعه لزوم بازنگری جدی در روش و ضوابط طراحی لرزه‌ای سیستم مهاربندی همگرا را نشان می‌دهد.

مراجع

1. International Conference of Building Officials (ICBO), (1994), *Uniform Building Code*, Whittier, California.
2. Uriz P., (2005), *Towards earthquake resistance design of concentrically braced frames*, Dissertation for PhD Degree in civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.
3. AISC (American Institute of Steel Construction), (2005), *Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago, AISC.
4. AISC (American Institute of Steel Construction), (2005), *Seismic provisions for structural steel buildings*, Chicago, AISC.
5. Federal Emergency Management Agency, (2003), *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures*, FEMA-450, Washington, D.C.
6. Goel R.K., and Chopra A.K., (1997), *Vibration Properties of Buildings Determined From Recorded Earthquake Motions*, UCB/EERC-97/14, University of California, Berkeley.
7. OpenSees Web Site, <http://opensees.berkeley.edu/>
8. Mazzoni S., McKenna F., Scott M.H., Fenves G.L., et al., (2006), *OpenSees Command Language Manual*, Available at <http://opensees.berkeley.edu/>.
9. Shome N., Cornell C.A., Bazzurro P., and Carballo J.E., (1998), *Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses*, Earthquake Spectra, Vol.14, No.3, pp.469-500.
10. Vamvatsikos D., (2002), *Seismic Performance, Capacity and Reliability of Structures As Seen Through Incremental Dynamic Analysis*, Dissertation for PhD Degree in Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, California.
11. Federal Emergency Management Agency, (2000), *State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Buildings*, FEMA-355F, Washington, D.C.
12. Miranda E., Aslani H., (2003), *Probabilistic Response Assessment for Building-Specific Loss Estimation*, Report 2003/03 to PEER Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, California.
13. Jalayer F., Cornell C.A., (2003), *A Technical Framework for Probability-Based Demand and Capacity Factor Design (DCFC) Seismic Formats*, Report 2003/08 to PEER Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, California.