



ارزیابی رفتار عملکردی قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با مهاربندهای فولادی هم‌محور

غلامرضا قدرتی امیری^۱، ابوالفضل غلام‌رضاتبار^۲، سید علی رضویان امرئی^۳

چکیده

یکی از روش‌های بهسازی لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح استفاده از مهاربندهای فولادی می‌باشد. در این مقاله چند نمونه قاب خمشی بتن مسلح موجود با شکل‌پذیری متوسط که برای بارهای لرزه‌ای برآورد شده بر اساس «استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش دوم» طراحی گردیده‌اند مدل‌سازی شدند. به منظور ارزیابی قاب‌ها تحت بارهای لرزه‌ای اصلاح شده، مدل‌ها بر اساس «استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش سوم» مجدداً بارگذاری لرزه‌ای گردیدند. تحلیل مجدد قاب‌ها حاکی از آن است که نسبت تنش‌ها در اکثر ستون‌ها از یک تجاوز کرده است. قاب‌های بتن مسلح به کمک مهاربندهای فولادی شورون (CBF) بهسازی لرزه‌ای شدند. قاب‌های مقاوم‌سازی شده با انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی منطبق بر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای مورد ارزیابی قرار گرفته و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد تامین شده توسط اعضاء ارزیابی شده است. مفاصل پلاستیک تغییرمکانی و سطوح عملکرد بر اساس ضوابط مدل‌سازی غیرخطی اعضاء، مندرج در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود تعریف شده است. نتایج تحقیق نشان می‌دهد روش بکار گرفته شده امکان بهسازی لرزه‌ای قاب‌ها را تا سطح عملکرد آستانه فروریزش برای سطح خطر ۱۰ درصد در ۵۰ سال عمر مفید سازه فراهم می‌آورد. نحوه تشکیل و توزیع مفاصل پلاستیک حاکی از مصون ماندن اکثر ستون‌ها در قاب‌های بلندتر از سه طبقه در این شیوه می‌باشد.

کلمات کلیدی:

ارزیابی لرزه‌ای، قاب بتن مسلح متوسط، مهاربندهای فولادی، سطوح عملکرد

Evaluation of Performance of Reinforced Concrete Frame Retrofitted Using Concentric Steel Bracing

G. Ghodrati Amiri, A. Gholamrezatabar, M.S.A. Razavian Amrei

ABSTRACT

One of seismic retrofitting approach of reinforced concrete (RC) frames is using structural steel brace elements. In current paper some existing moment resisting RC frames with intermediate ductility was designed to withstand seismic loads which were predicted by second edition of Standard No. 2800. In other to evaluate rehabilitated RC frames, models were loaded according to third edition of Standard No. 2800. Analyses of frames show stress ratio in most of columns were exceeded allowable value. Selected RC frames were rehabilitated using concentric inverted V-brace elements. Retrofitted frames were evaluated based on Seismic Rehabilitation Code for Existing Building in Iran. Also formation of plastic hinges and provided performance levels were investigated. Displacement control plastic hinges and performance levels of nonlinear modeling criteria were extracted from Seismic Rehabilitation Code. Results present formed plastic hinges with their performance levels and discuss about used seismic retrofitting approach efficiency for hazard level of 10% earthquake probability of acceptance in 50 years.

Key words:

Seismic Evaluation, RC Frame, Performance Level, Concentric Steel Braces

۱. استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران ghodrati@iust.ac.ir

۲. کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشگاه شمال - آمل ab_gholamrezatabar@yahoo.com

۳. دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران ali_razavian@iust.ac.ir

زلزله یکی از پدیده‌های مخرب طبیعی است که تنها طی نیمه قرن اخیر خسارات جانی و مالی زیادی را به جا گذاشته است. کشور ایران به عنوان یکی از کشورهای لرزه خیز جهان، طی این دوره دچار خسارات ناشی از این پدیده و عواقب ناشی از آن گردیده است. امکان وقوع زلزله‌های شدید به دلیل شرایط طبیعی زمین ساختاری ایران از یک طرف و همچنین طراحی و ساخت ساختمان های بتنی زیادی که ضوابط بارگذاری لرزه‌ای در آنها رعایت نشده است یا به دلیل تغییر این ضوابط، بارهای لرزه‌ای آنها دست پایین برآورد شده از طرف دیگر، ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها موجود و نیز بهسازی آنها را ضروری می‌سازد. امروزه یکی از سیستم‌های متداول طراحی ساختمان‌ها در کشور استفاده از سیستم قاب خمشی بتن مسلح می‌باشد. این سیستم به دلیل در دسترس بودن مصالح مورد نیاز و نیز اجراء ساده‌تر به یکی از سیستم‌های متداول و مورد نظر در ایران تبدیل شده است. لذا بسیاری از ساختمان‌های ساخته شده در ایران سیستم قاب خمشی بتنی می‌باشد. ارزیابی لرزه‌ای قابهای موجود نشان می‌دهد که به دلیل عدم رعایت ضوابط بارگذاری لرزه‌ای و نیز به خاطر تغییر آیین‌نامه‌ها، ساختمان‌های طرح شده موجود در برابر بارهای لرزه‌ای اصلاح شده مقاوم نمی‌باشند. لذا مقاوم‌سازی این ساختمان‌ها در برابر زلزله‌های آینده امری اجتناب ناپذیر می‌باشد. محققین روشهای مختلفی را برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای قاب‌ها پیشنهاد کردند که هر کدام از آنها دارای مزایا و معایبی می‌باشد. یکی از این روشها افزودن اعضا سازه‌ای جدید مانند دیوار برشی یا مهاربندهای فولادی به ساختمان می‌باشد. استفاده از مهاربندهای فولادی می‌تواند مورد توجه قرار گیرد؛ چرا که این روش حداقل اضافه وزن را به سازه اعمال می‌کند و ضمناً اجراء آن نسبت به سایر روش‌ها ساده‌تر می‌باشد. همچنین به کارگیری روش مقاوم‌سازی مذکور در مهاربندی‌های نوع ۷ و ۷- معکوس باز و بسته حداقل ممانعت معماری را سبب شده

و امکان ایجاد بازشوها را فراهم می‌آوردند. Badoux و Jirsa [۱] در سال ۱۹۹۰ یک تست بارگذاری سیکلی را روی قاب‌های مقاوم‌سازی شده با مهاربندهای داخل قابی انجام دادند. برخی دیگر از محققین [۲-۵] تاثیر بکارگیری اعضا خرابایی را برای مقاوم‌سازی قاب بتن مسلح بررسی نمودند. ناطقی الهی [۶] مهاربندهای فولادی داخلی را برای بهبود ظرفیت باربری ساختمان هشت طبقه در ایران به کار برد. Ghobarah و همکارانش [۷] ساختمان‌های بتن مسلح غیرشکل پذیر موجود را به کمک مهاربندهای فولادی ۷- معکوس هم‌محور و برون محور مقاوم‌سازی نمودند. ماهری و کوهساری [۸] یک تست آزمایشگاهی پوش‌آور را روی قاب‌های بتن مسلح مهاربندی شده با اعضا فولادی انجام دادند. در این مطالعه به منظور دستیابی اهداف ابتدا قابهای بتن مسلح برای مقاوم‌سازی، بر اساس ویرایش دوم " آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله" [۹] بارگذاری لرزه‌ای گردیده و طراحی شدند. سپس بارهای لرزه‌ای افزایش یافته که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش سوم [۱۰] محاسبه شده به قابها اعمال گردیدند. آنگاه مهاربندهای فولادی هم‌محور شورون (۷- معکوس) به قابهای بتنی اضافه شدند. سطح مقطع بادبندها چنان تعیین گردید که نسبت تنشها در ستونها و بادبندها کوچکتر از یک گردد. مقاله حاضر به ارزیابی لرزه‌ای قاب بتنی مقاوم‌سازی شده بر اساس مفاهیم و ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانها موجود" [۱۱ و ۱۲] پرداخته و سطوح عملکرد تامین شده توسط اعضا را در محل تشکیل مفاصل پلاستیک (Local Performance Level) مورد بررسی قرار می‌دهد.

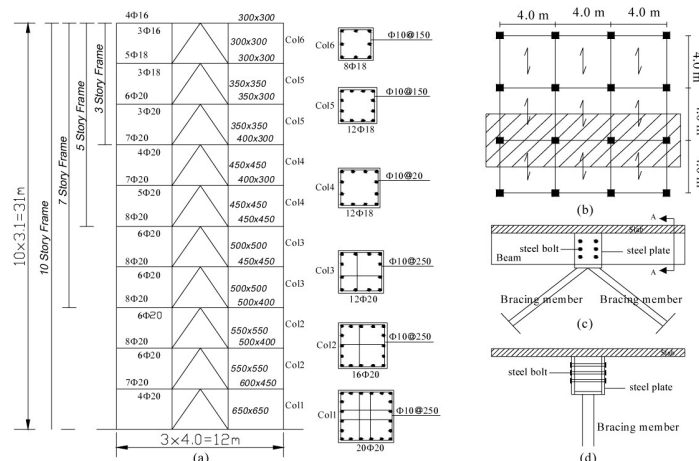
۲- مدل‌سازی

به منظور بررسی اهداف مذکور، قاب‌های بتنی سه، پنج، هفت و ده طبقه با شکل پذیری متوسط در نرم‌افزار ETABS [۱۳] مدل‌سازی شدند. چنان که در شکل (۱) نشان داده شده است ساختمان شامل سه دهانه ۴ متری برابر ۱۲×۱۲ متر در پلان می‌باشد. ارتفاع همه طبقات

است، لذا ظرفیت تیرها در آنها قابل ملاحظه می‌باشد، بنابراین اقدام به نصب مهاربندها به صورت ۷- معکوس گردید تا علاوه بر فراهم آوردن امکان تعبیه بازشوها از ظرفیت قابل توجه تیرها نیز استفاده گردد. ضمناً تاکید می‌گردد که نصب این گونه مهاربندهای با سه اتصال به اعضاء قاب بتن مسلح انجام می‌گردد که خود از مزیت روش مهاربندی به کار گرفته شده در مقایسه با روش مهاربندی ضربدری می‌باشد. جزئیات اتصال مهاربندها به تیر در شکل ۱c و ۱d نشان داده شده است. بعد از مدل سازی قاب بتن مسلح در حالت مهاربندی شده و انجام تحلیل سطح مقاطع بادبندها به دست آمده است. بر این اساس ابتدا ابعاد اولیه مهاربندها برای ۱/۵ برابر نیروی زلزله به دست آمده آنگاه طی تحلیل‌های غیرخطی برای رسیدن به توزیع بهتر مفاصل پلاستیک و سطح عملکرد بالاتر آنها، ابعاد اندکی اصلاح گردید.

۳- ارزیابی لرزه‌ای قاب های موجود و مهاربندی شده
 بعد از مدل سازی قاب ها و قبل از انجام تحلیل‌های غیرخطی باید بارهای جانبی بر اساس دستورالعمل محاسبه و به سازه اعمال گردد. همچنین پارامترهای مدل سازی غیرخطی و نیز معیارهای پذیرش بر اساس ضوابط "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود" [۱۱] تعریف گردیده است.

برابر و مساوی ۳/۱ متر می‌باشد. بارهای مرده طبقات برابر 650 kg/m^2 و بارهای زنده آنها برابر 200 kg/m^2 در نظر گرفته شده است. همچنین مقادیر بارهای مرده و زنده سقف به ترتیب برابر 550 kg/m^2 و 150 kg/m^2 می‌باشد. مقاومت فشاری بتن 28 Mpa و مقاومت جاری شدن فولاد 350 Mpa لحاظ گردید. ابعاد تیرها و ستون ها و نیز سطح مقطع میلگردهای اعضاء بتن مسلح برای قاب طرح شده در برابر بارهای لرزه‌ای برآوردی استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش دوم می‌باشد. در طرح این قاب ها ابعاد و مقاطع میلگردها چنان به دست آورده شده تا نسبت تنش ها در برخی ستون ها کمی بیشتر از یک گردد تا اثر گذشت زمان بر کاهش مقاومت بتن لحاظ شود. ابعاد تیرها، ستون ها و مقادیر میلگردهای محاسبه شده در شکل (۱) نشان داده شده است. ضرایب بارهای لرزه‌ای بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ محاسبه شده، آنگاه بارهای لرزه‌ای جدید بر قاب بتن مسلح طرح شده موجود اعمال گردید. تحلیل‌های انجام گرفته حاکی از آن است که ستون ها در وضعیت جدید پاسخ‌گوی بارهای لرزه‌ای نمی‌باشند و نسبت تنش در اکثر آنها از یک تجاوز می‌کند. لذا مهاربندهای فولادی به نحوی که در شکل (۱) نشان داده شده است به قاب اضافه گردید. از آنجا که قاب های مورد بررسی قاب خمشی بتن مسلح در نظر گرفته شده



شکل (۱): (a) ابعاد و سطح مقطع تیرها و ستونها در قاب های بتن مسلح مقاوم سازی شده (b) پلان و قاب مورد بررسی (c) جزئیات اتصال مهاربندها به تیر (d) برش A-A اتصال

۳-۱- بارگذاری لرزه‌ای قاب‌ها

به منظور ارزیابی لرزه‌ای قاب‌ها و روش بهسازی به کار گرفته شده، قاب‌های مهاربندی شده بر اساس دستورالعمل بارگذاری لرزه‌ای گردیدند. بر این اساس باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی بر سازه اعمال گردد:

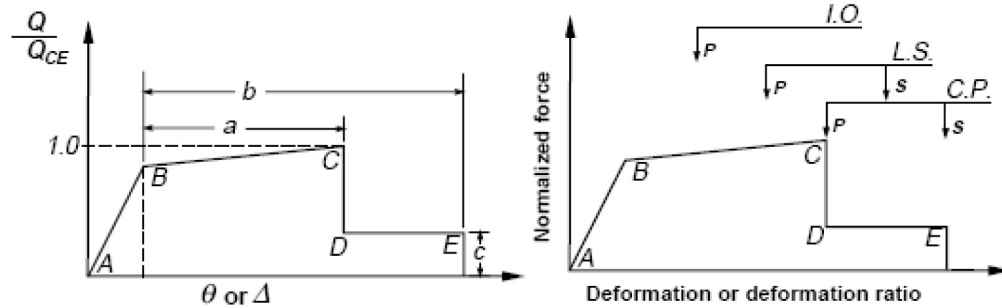
الف- توزیع متناسب با بار جانبی در روش استاتیکی خطی برای قاب‌ها با پریود زیر یک ثانیه و توزیع متناسب با تحلیل دینامیکی خطی طیفی برای قاب‌های با پریود بالای یک ثانیه.

ب- توزیع یکنواخت متناسب با وزن طبقه.

۳-۲- تعریف مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد

مفاصل پلاستیک تغییر مکانی قبل از انجام تحلیل‌های غیرخطی تعریف می‌گردد. این مفاصل برای مدل‌سازی غیرخطی اعضا به کار می‌رود. چنانکه در شکل (۲) نشان

داده شده است نمودار نیرو در برابر تغییر مکان، امکان مدل‌سازی غیرخطی بتن محصور نشده در محل تشکیل مفاصل پلاستیک را فراهم آورده است. این مفاصل به صورت الاستوپلاستیک کامل در نظر گرفته شده و لنگر حد جاری شدن مقطع به عنوان لنگر نهایی مقطع به کار گرفته شده است. برای تعریف مفاصل پلاستیک ستون نمودار نیروی محوری- لنگرخمشی برای هر ستون تهیه شده و به هریک از ستون‌ها اختصاص یافته است. سایر پارامترهای مورد نیاز برای تعریف مفاصل پلاستیک ستون با توجه به نیروی محوری، برش طراحی و نیز خصوصیات هندسی و مکانیکی مصالح تعریف گردید. از آنجا که سطح مقطع میلگردها برای تیرها طبقات متفاوت می‌باشد، لذا ظرفیت لنگر مثبت و منفی برای هر تیر محاسبه شده و به اعضا تیری اختصاص یافته است.



شکل (۲): نمودار نیرو- تغییر مکان تعمیم یافته و سطوح عملکرد متناظر [۱۱]

مهاربندها از فصل پنجم و در تیرها و ستون‌ها بتنی از فصل ششم این دستورالعمل [۱۱] استخراج گردید. مقادیر در جداول (۱) تا (۳) خلاصه شده است.

در جداول (۱) تا (۳) ρ , ρ' و ρ_{bal} به ترتیب درصد فولادهای کششی، فشاری و تعادل مقطع می‌باشد. V برش طراحی عضو، b_w عرض مقطع، d ارتفاع مقطع و f_c تنش فشاری بتن می‌باشد. P و A_g به ترتیب نیروی فشاری و سطح مقطع ناخالص ستون می‌باشد. مقادیر پارامترهای مدل‌سازی را می‌توان به طور مستقیم و یا در صورت لزوم با درونیابی خطی از جداول (۱) تا (۳) استخراج نمود. با

تعریف سطوح عملکرد مفاصل پلاستیک نیز بر اساس دستورالعمل انجام گرفته است. این سطوح شامل سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، سطح عملکرد آستانه فرو ریزش (CP) و سطح عملکرد ایمنی جانی (LS)، متناظر با دورانها و تغییر مکانهای پلاستیک اعضا می‌باشد. این سطوح نیز به برش طراحی عضو، نیروی محوری، خصوصیات هندسی و نیز خصوصیات مکانیکی بتن و درصد میلگردهای طولی وابسته است. پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای کمی پذیرش در روشهای غیرخطی برای تعریف مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد آنها در

توجه به حجم زیاد عملیات محاسباتی برای کنترل نسبت ارائه شده برای درصد میلگردها و نسبت برش در همه المانها تحت بارگذاری های مختلف، برنامه کامپیوتری در نرم افزار Excel [۱۴] تهیه شد تا کنترلهای مورد نیاز را انجام داده و مقادیر پارامترها را برای تیرها، ستون ها و مهاربندها به طور مستقیم و یا با درون یابی از جداول (۱) تا (۳) استخراج نماید.

۳-۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی (Pushover)

بر اساس تعریف تغییر مکان هدف (Target Displacement) حداکثر تغییر مکان نسبی است که ممکن است ساختمان

طی یک زلزله تجربه کند. تغییر مکان هدف برای ارزیابی لرزه ای ساختمان های مقاوم سازی شده به کار می رود. این تغییر مکان بسته به نوع بارگذاری و نیز سطح عملکرد مورد نظر به کمک رابطه پیشنهادی دستورالعمل محاسبه می گردد. بر این اساس بارهای جانبی به طور تدریجی افزایش داده شده تا ساختمان به تغییر مکان مورد نظر برسد. این تغییر مکان به صورت فرمول شماره (۱) قابل محاسبه می باشد [۱۱]:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

جدول (۱): پارامترهای مدل سازی و معیارهای کمی پذیرش برای روشهای غیرخطی - تیرهای بتن مسلح [۱۱]

تیرهایی که با خمش کنترل می شوند			a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	آرماتور عرضی	$3.77 \frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$						
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005

جدول (۲): پارامترهای مدل سازی و معیارهای کمی پذیرش برای روشهای غیرخطی - ستون های بتن مسلح [۱۱]

ستونهایی که با خمش کنترل می شوند			a	b	c	IO	LS	CP
$\frac{P}{A_g f_c}$	آرماتور عرضی	$3.77 \frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$						
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002

جدول (۳): ابعاد مهاربندهای فولادی به کار رفته، پارامترهای مدل سازی و معیارهای کمی پذیرش برای روشهای غیرخطی [۱۱]

پارامترهای مدلسازی غیرخطی		فشاری						کششی					
مقطع (BOX)	d/t	a	b	c	IO	LS	CP	a	b	c	IO	LS	CP
80×80×5	16	0.5	7	0.4	0.25	3.00	4.00	11	14	0.8	0.25	7	9
90×90×5	18	0.5	6.37	0.36	0.25	3.68	3.61	11	14	0.8	0.25	7	9
100×100×8	12.5	0.5	7	0.4	0.25	3.00	3.61	11	14	0.8	0.25	7	9
120×120×8	15	0.5	7	0.4	0.25	3.00	3.61	11	14	0.8	0.25	7	9
140×140×10	14	0.5	7	0.4	0.25	3.00	3.61	11	14	0.8	0.25	7	9
160×160×10	16	0.5	7	0.4	0.25	3.00	3.61	11	14	0.8	0.25	7	9
160×160×16	11.25	0.5	7	0.4	0.25	3.00	3.61	11	14	0.8	0.25	7	9
200×200×17.5	11.43	0.5	7	0.4	0.25	3.00	3.61	11	14	0.8	0.25	7	9

که در آن C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی، C_1 ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکانهای غیرارتجاعی سیستم، C_2 ضریب اصلاح برای اعمال اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضاء سازه‌ای بر پاسخ تغییرمکانهای حداکثر به دلیل رفتار چرخشی آنها، C_3 ضریب اصلاح برای اعمال اثرات $P-\Delta$ با رفتارهای غیرارتجاعی مصالح، S_a شتاب طیفی و T_e زمان تناوب موثر اصلی ساختمان در جهت مورد بررسی می‌باشد.

به منظور محاسبه تغییرمکان هدف یک تحلیل استاتیکی غیرخطی اولیه انجام گرفته، آنگاه بر اساس نمودار برش پایه در مقابل تغییرمکان، پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه تغییرمکان هدف تعیین می‌گردد. بر این اساس پارامترهای C_0 تا C_3 از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای استخراج شده و مقادیر تغییرمکان هدف برای انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی محاسبه شده و در جدول (۴) آورده شده است. ترکیبات بارگذاری ثقلی و جانبی در تحلیل‌های انجام گرفته منطبق بر ضوابط "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود" بوده که حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی، Q_G ، در دستورالعمل به صورت زیر داده شده است:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L)$$

$$Q_G = 0.9Q_D$$

که در آن Q_D بار مرده و Q_L بار زنده موثر بر اساس استاندارد ۵۱۹ می‌باشد.

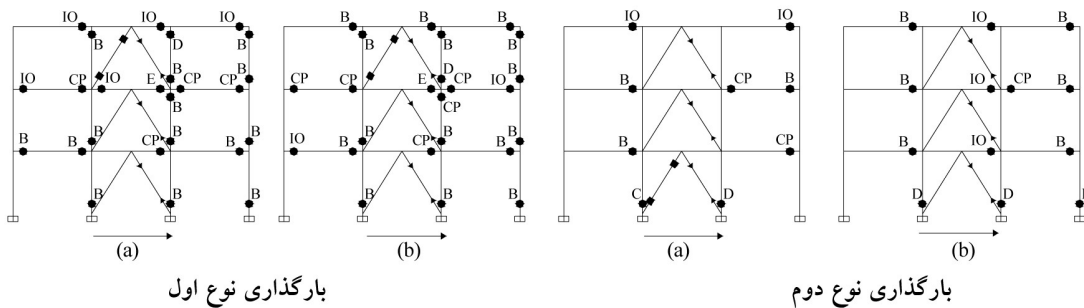
بدین ترتیب برای ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده برای هر نوع بارگذاری دو نوع تحلیل پوش‌آور انجام گرفته است که بارجانبی به دنبال هریک از پوش‌های بار ثقلی فوق اعمال می‌گردد.

۴- ارزیابی نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطوح

عملکرد آنها در قاب‌های مقاوم‌سازی شده

چنانکه در شکل (۳) نشان داده شده بعد از مقاوم‌سازی قاب‌ها به کمک مهاربندهای فولادی مفاصل پلاستیک در تیرهای تمام طبقات در تغییرمکان هدف تشکیل شده است. در بارگذاری نوع اول بیشترین خسارات بعد از مقاوم‌سازی قاب‌ها متوجه تیرها بوده و عموماً ستون‌ها تحت این بارگذاری از خسارات مصون ماندند. در اکثر موارد اعضاء توانسته‌اند سطح عملکرد CP را تامین نمایند. حداکثر خسارات در تیرهای دهانه مهاربندی شده مشاهده شده است که حداقل سطح عملکرد را نشان می‌دهند. مهاربندهای فشاری در تمام طبقات دچار کماتش شده‌اند. مشاهده بارگذاری گام به گام حاکی از آن است که با کماتش مهاربندها، مفاصل پلاستیک در تیرهای دهانه مهاربندی شده ایجاد می‌گردد و با افزایش تدریجی بار دورانه‌های پلاستیک تیرهای دهانه میانی افزایش یافته و با تداوم بارگذاری جانبی مفاصل پلاستیک به تیرهای مجاور گسترش می‌یابد. مهاربندهای کششی طبقه سوم در پوش نوع اول در تغییرمکان هدف جاری شدند.

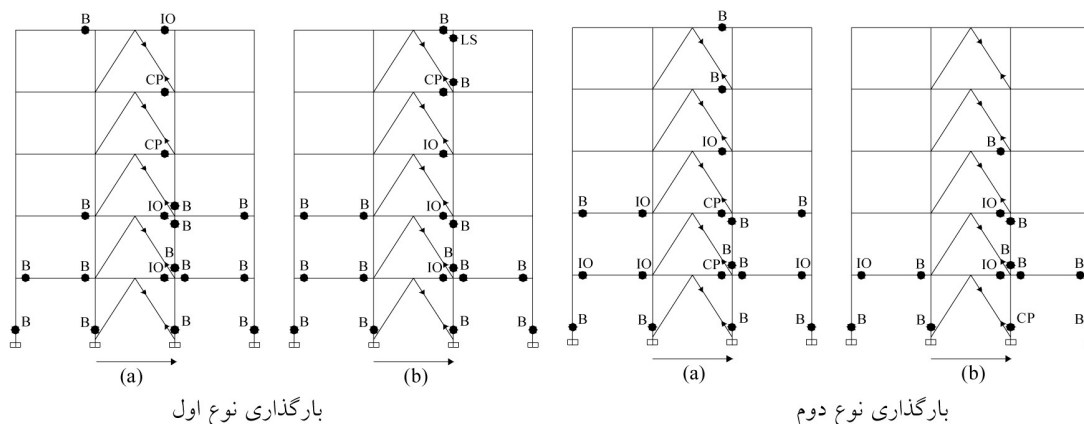
در بارگذاری نوع دوم یا بارگذاری متناسب با وزن طبقات شکل (۳)، حداکثر خسارات متوجه پای ستون‌های طبقه اول می‌باشد. سطح عملکرد تامین شده در محل تشکیل مفاصل پلاستیک حاکی از آن است که این ستون‌ها خسارات قابل توجهی خواهند دید. در این نوع بارگذاری و در پوش نوع اول مهاربند کششی طبقه اول جاری شده است. قاب پنج طبقه مهاربندی شده طی مراحل مشابه با قاب سه طبقه ارزیابی لرزه‌ای گردید. نتایج نشان می‌دهد شکل (۴) که همچنان بیشترین خسارات در تیرهای دهانه مهاربندی شده ایجاد می‌گردد. البته توزیع مفاصل پلاستیک و سطح عملکرد آنها خسارات را در حد قابل قبول و کنترل شده ارزیابی می‌کند. حداقل سطح عملکرد تامین شده توسط اعضاء CP می‌باشد.



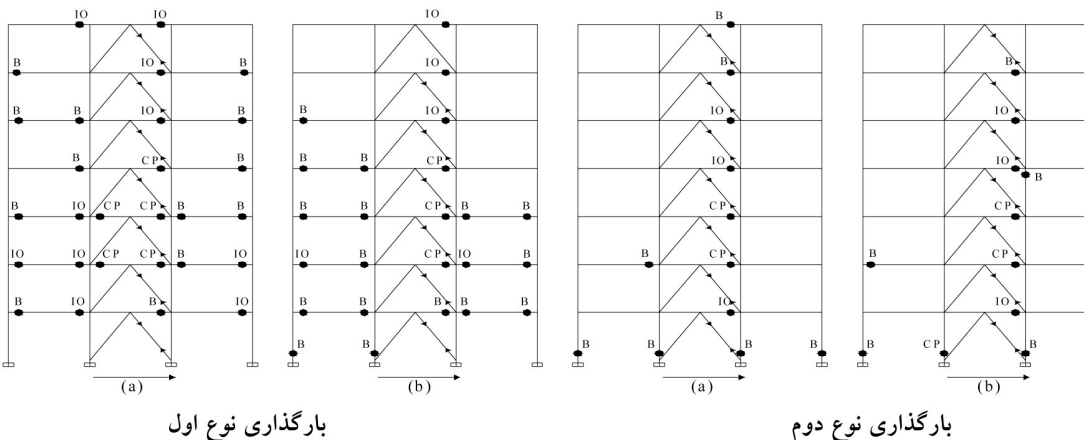
شکل (۳): نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطح عملکرد اعضاء (a) پوشش نوع اول (b) پوشش نوع دوم - قاب سه طبقه

شکل (۴). پایین ترین سطح عملکرد تامین شده در محل تشکیل مفاصل پلاستیک، سطح عملکرد CP می باشد. در هیچ یک از بارگذاری ها مهاربندهای کششی جاری نشدند. برای درک بهتر عملکرد روش مقاوم سازی به کار گرفته شده قابهای هفت و ده طبقه نیز ارزیابی لرزه ای شده است ، اشکال (۵) و (۶).

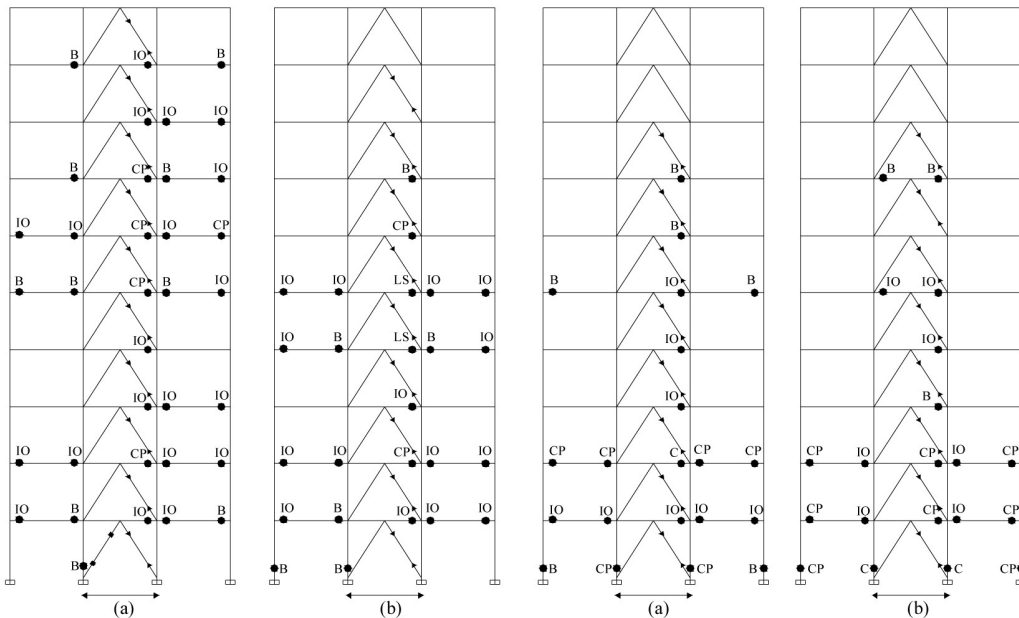
مفاصل پلاستیک در تیرهای طبقات میانی سطح عملکرد پایین تری را نشان می دهند بدین معنی که در این طبقات میزان دوران ها و تغییر مکان های پلاستیک بیشتر بوده است. کماتش مهاربندها در تمام طبقات دیده می شود. به مانند قاب سه طبقه در بارگذاری متناسب با وزن طبقات خسارات در پای ستون های طبقه اول دیده می شود



شکل (۴): نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطح عملکرد اعضاء (a) پوشش نوع اول (b) پوشش نوع دوم - قاب پنج طبقه



شکل (۵): نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطح عملکرد اعضاء (a) پوشش نوع اول (b) پوشش نوع دوم - قاب هفت طبقه



بارگذاری نوع اول

بارگذاری نوع دوم

شکل (۶): نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطح عملکرد اعضا (a) پوش نوع اول (b) پوش نوع دوم - قاب ده طبقه

۵- نتایج

نتایج حاکی از آن است که:

- ۱- افزودن مهاربندهای فولادی به قابهای بتنی، بارهای خمشی وارده بر ستونها را محوری نموده لذا نسبت تنشها را در آنها به کمتر از یک تقلیل می دهد.
- ۲- محوری شدن بارهای لرزه‌ای علاوه بر کاهش نسبت تنش ها در ستونها به تنش مجاز، سبب انتقال مفاصل پلاستیک از ستونها به تیرها شده است. لذا بیش از ۸۰٪ ستونها در قابهای بلندتر از سه طبقه در این شیوه مقاوم سازی از خسارات شدید مصون ماندند.
- ۳- بدلیل کماتش و جاری مهاربندها در قاب سه طبقه بیش از ۶۰٪ ستونها صدمه دیده اند.
- ۴- در بارگذاری نوع اول بیشترین خسارات در تیرهای دهانه مهاربندی شده مشاهده گردید، به طوری که در ۱۰۰٪ این تیرها مفاصل پلاستیک با سطح عملکرد CP یا بالاتر تشکیل گردید.
- ۵- در بارگذاری نوع دوم خسارات در پای ستون های طبقه اول ایجاد می گردد. البته مفاصل پلاستیک تشکیل

نتایج ارزیابی لرزه‌ای قاب هفت و ده طبقه حاکی از آن است که بیشترین خسارات در تیرهای طبقات میانی و در دهانه‌های مهاربندی شده ایجاد گردیده است، اشکال (۵) و (۶). مفاصل پلاستیک تشکیل شده در این تیرها در سطح عملکرد CP باقی ماندند. البته با افزایش بار تا رسیدن به تغییر مکان هدف مفاصل پلاستیک به تیرهای مجاور نیز گسترش می یابند. مشاهده گام به گام توزیع خسارات نشان می دهد که مفاصل پلاستیک بعد از تیرهای دهانه مهاربندی، در تیرهای طبقاتی که تغییر مکان نسبی آنها بیشتر است ایجاد می گردد. مهاربند طبقه آخر در قاب ده طبقه دچار کماتش نشده است که حاکی از اضافه مقاومت طبقه آخر در این قاب ها می باشد. ضمناً حذف این مهاربندها سبب تشکیل مفاصل پلاستیک با سطح عملکرد IO در تیرهای طبقه آخر می گردد. بارگذاری نوع دوم سبب ایجاد مفاصل پلاستیک در پای ستون های طبقه اول با سطح عملکرد CP و گاه پایین تر شده است.

شده در ۹۵٪ موارد سطح عملکرد CP را تامین می‌کنند. قاب سه طبقه از این قاعده مستثنی می‌باشد.
۶- کماتش مهاربندها در اکثر طبقات قبل از رسیدن قاب

مراجع:

به تغییر مکان هدف اتفاق می‌افتد (بین ۷۰٪ تا ۷۵٪ تغییر مکان هدف)، اما مهاربندهای کششی بندرت جاری شدند.

۹- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، «آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)- ویرایش دوم»، ۱۳۷۸.

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

۱۱- سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، دفتر امور فنی و تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، «دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود (نشریه شماره ۳۶»، ۱۳۸۵.

۱۲- پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، «تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود»، ۱۳۸۱.

13- Computer & Structure Inc, ETABS Structural Program, 2000, Berkeley, California.

14- Microsoft Office Software Corporation, EXCEL, 2007.

1- Badoux M, Jirsa JO. Steel bracing of RC frames for seismic retrofitting. J Structural Engineering ASCE 1990; 116(1): 55-74.

2- Higashi Y, Endo T, Shimizu Y. Experimental studies on retrofitting of reinforced concrete structural members. In: Proceedings of the second seminar on repair and retrofit of structures. Ann Arbor (MI): National Science Foundation; 1981. p.p. 126-155.

3- Rodriguez M, Park R. Repair and strengthening of reinforced concrete buildings for seismic resistance. Earthquake Spectra 1991; 7(3): 439-459.

4- Masri AC, Goel SC. Seismic design and testing of an RC slab-column frame strengthened by steel bracing. Earthquake Spectra 1996; 12(4): 645-666.

5- Ohishi H, Takahashi M, Yamazaki Y. A seismic strengthening design and practice of an existing reinforced concrete school building in Shizuoka city. In: Proceedings of the ninth world conference on earthquake engineering. Vol. VII. 1988. p.p. 415-420.

6- Nateghi-Alahi F. Seismic strengthening of eight-storey RC apartment building using steel braces. Engineering Structure 1995; 17(6): 455-461.

7- Ghobarah A., Abou Elfath H. Rehabilitation of a reinforced concrete frame using eccentric steel bracing. Engineering Structure 2001; 23:745-755

8- Maheri MR, Kousari R, Razazan M. Pushover tests on steel X-braced and knee-braced RC frames. Engineering Structure 2003; 25(13): 1697-1705.