



ارزیابی شاخص آسیب‌پذیری قاب‌های خمشی فولادی قبل و بعد از بهسازی لرزه‌ای با مهاربندهای فولادی و دیوار برشی

محمود نادری^۱، علیرضا رضائیان^۲، مریم تنورساز^۳
(دریافت: ۸۹/۶/۲۴، پذیرش: ۸۹/۱۲/۲۵)

چکیده

برای بررسی عملکرد سازه مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی توصیه می‌شود. علاوه بر آن برای ارزیابی دقیق‌تر سازه و مشخص کردن مقدار خرابی برای انتخاب گزینه مناسب برای تصمیم‌گیری، استفاده از شاخص‌های خرابی که طی چند دهه اخیر بسیار به آن‌ها پرداخته شده است می‌تواند راهکار مناسبی باشد. مزیت کاربرد شاخص‌های خرابی این است که علاوه بر مقدار خرابی، وضعیت سازه را نیز معلوم می‌کنند. در این مقاله یک سازه فولادی مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰) مورد بررسی قرار گرفت و با استفاده از دو شاخص خرابی قبارا و کراوینکلر و زهرای که به ترتیب بر اساس سختی و تغییرشکل تجمعی است، میزان خرابی سازه و وضعیت آن ارزیابی شدند، سپس با استفاده از مهاربندهای همگرا، واگرا و دیوار برشی بتنی، سازه بهسازی گردید و دوباره وضعیت و شاخص خرابی برای مشخص کردن تأثیر روش‌های بهسازی بر عملکرد سازه، تعیین شد. نتایج نشان می‌دهند که مهاربندهای واگرا، عملکرد لرزه‌ای بهتری داشته‌اند.

کلمات کلیدی

قاب خمشی فولادی، مهاربندهای فولادی، دیواربرشی، بهسازی لرزه‌ای، شاخص آسیب‌پذیری

Evaluation of Damage Index of Steel Moment Resistance frames Before and After Seismic Rehabilitation by Steel Braces and Shear Wall

M. Naderi, A. Rezaeian, M. Tanoorsaz

ABSTRACT

For investigating of structure, performance according to Instruction of seismic rehabilitation is suggested using of linear and nonlinear static and dynamic analysis. Moreover, for accurate evaluation of structure and to specify damage quantity, using of damage indexes that practiced them in some recent decades can be suitable approach. Advance of application of damage indexes is this that in addition to damage quantity specifies state of structure. In this paper, A steel structure investigated according to Instruction of seismic rehabilitation of existing buildings (publication No.360) and with using of two damage indexes of «Ghobara» and «Krawinkler and Zohrei» that are respectively based on stiffness and cumulative deformation were determined, the damage and state of structure then with using of concentric and eccentric braces and shear wall, the structure was rehabilitated and for specifying effect of approach rehabilitation on structure performance determined state and damage index again. Results shown that the eccentric braces had better seismic performance.

Keywords

Steel Moment Frame, Steel Braces, Shear Wall, Seismic Rehabilitation, Damage Index

۱. دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی قزوین، Naderi-m@ikiu.ac.ir (نویسنده مسئول)
۲. استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرج، Alireza.rezaeian@kiaou.ac.ir
۳. کارشناس ارشد سازه، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی قزوین، maryamtanoorsaz@yahoo.com



توجه به هدف بهسازی انتخاب شده، مقایسه‌ای نیز از نظر میزان تأثیر آنها بر بهبود عملکرد لرزه‌ای و کارایی آنها بر اساس شاخص خرابی به عمل آمده است.

۳. بررسی شاخص‌های خرابی

شاخص‌های خرابی به دو گروه عمده براساس بازتاب و مقاومت طبقه‌بندی می‌شوند. شاخص‌های خرابی براساس مقاومت، به مشخصات المان‌های سازه‌ای نظیر مساحت تیر، ستون و دیوار و خواص عمومی مصالح بستگی دارند. این شاخص‌ها اولین بار توسط Shiga et al. [۲]

در سال ۱۹۶۸ و بعدها توسط Y. Yang and L. Yang [۳] به کار گرفته شدند. اما شاخص‌های خرابی بر اساس بازتاب، نیاز به تحلیل داشته و از دقت بالاتری برخوردارند. این شاخص‌ها به پارامترهای زیادی مانند تغییرشکل پلاستیک، انرژی هیستریزیس، سختی، تعداد چرخه‌های با دامنه پلاستیک معین و... بستگی دارند [۴].

از جمله این شاخص‌ها می‌تواند به شاخص Park Ang [۵] که یک شاخص تجمعی است و اثر انرژی و تغییرشکل را توأم در نظر می‌گیرد، شاخص Krawinkler & Zohrei [۶] که بر اساس تغییرشکل تجمعی است، شاخص Ghobarah [۷] که اثرات سختی سازه را قبل و بعد از اعمال زلزله در نظر می‌گیرد، اشاره گردد. اما تعداد زیادی از شاخص‌های ارائه شده جزء شاخص‌های موضعی محسوب می‌شوند و تنها مقدار خرابی المان‌های سازه را مشخص می‌کنند. بنابراین باید این شاخص‌ها با استفاده از شاخص‌های دیگری که به شاخص‌های کلی موسومند، برای کل سازه تعدیل گردند تا خرابی کلی سازه مشخص شود. از جمله این موارد می‌تواند به شاخص Bracci et al. [۸] و شاخص Park Ang [۹] که در آن‌ها شاخص‌های موضعی با استفاده از انرژی جذب شده نرمالیزه می‌شوند، اشاره گردد.

عملکرد لرزه‌ای یک ساختمان در طول زلزله بستگی به پارامترهای متعددی مانند پیکربندی سازه، مصالح و سیستم سازه‌ای و... دارد، بنابراین پیش بینی عملکرد لرزه‌ای برای ساختمان یا طراحی و ارزیابی باید صریحاً تمام این پارامترها را دربرگیرد [۱].

پیشگویی عملکرد ساختمان در هنگام وقوع زلزله به علت تعداد زیاد پارامترهای تأثیرگذار بر عملکرد سازه و عدم دقت در مدل سازی دقیق رفتار سازه، پیچیده می‌باشد. اما تعیین عملکرد سازه با استفاده از روش‌های متفاوت تحلیلی که در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های ارزیابی لرزه‌ای به آن‌ها اشاره شده است، امکان‌پذیر است. علاوه بر کنترل عملکرد سازه، تشخیص مقدار خرابی در اثر زمین‌لرزه می‌تواند در تصمیم سازی در ارتباط با آن سازه تأثیرگذار باشد. بدینصورت که می‌تواند که در انتخاب گزینه‌های مورد قبول دستورالعمل‌های بهسازی به عنوان گزینه برتر، در کنار عواملی مانند قابلیت اجرا و هزینه، نقش اساسی داشته باشد.

۲. هدف

هدف اصلی این مقاله ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی قبل و بعد از بهسازی لرزه‌ای و بررسی تأثیر بهسازی بر عملکرد لرزه‌ای این سازه‌ها بر اساس شاخص‌های خرابی می‌باشد. برای این منظور یک سازه طراحی شده بر اساس اولین ویرایش استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان انتخاب گردید. از آنجاییکه سازه موردنظر جوابگوی مفاد آیین‌نامه‌ای لرزه‌ای جدید نمی‌باشد، و نمی‌تواند معیارهای پذیرش نشریه ۳۶۰ را تأمین نماید با استفاده از سه روش بهسازی، شامل مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش، مهاربندهای واگرا با پیوند افقی و دیواربرشی بتنی، بهسازی شده است. در این مقاله ضمن بررسی روش‌های بهسازی ذکر شده برای دستیابی به شرایط پذیرش نشریه ۳۶۰ با

در این مقاله دو شاخص قبارا و کراوینکلر و زهره‌ای مورد بررسی قرار گرفته است که در ادامه به تفصیل به آن‌ها پرداخته شده است.

۱.۳. شاخص قبارا (Ghobara)

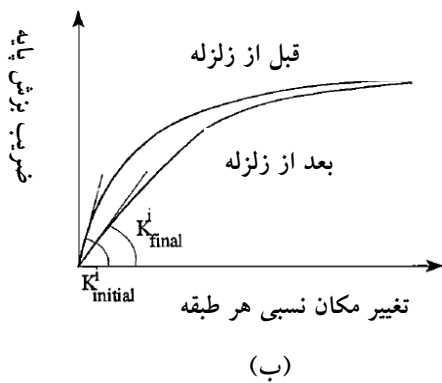
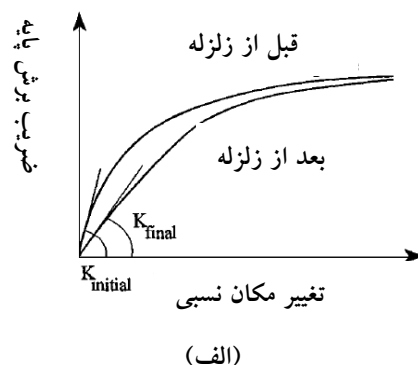
این شاخص بر اساس پارامتر سختی تنظیم و با انجام دو تحلیل پوش‌آور محاسبه می‌شود. آنالیز پوش‌آور اول قبل از اعمال زلزله و آنالیز دوم بعد از اعمال زلزله به سازه انجام می‌شود. قبل از انجام دومین تحلیل پوش‌آور سازه به حالت استاتیکی بدون بار برگردانده می‌شود. این شاخص براساس سختی سازه قبل و بعد از اعمال زلزله با استفاده از رابطه (۱) محاسبه می‌گردد [۷].

$$(DI)_k = 1 - (K_{final} / K_{initial}) \quad (1)$$

در این رابطه، $K_{initial}$ شیب اولیه منحنی ظرفیت بدست آمده از تحلیل پوش‌آور قاب قبل از اعمال زلزله و K_{final} شیب اولیه همان منحنی، بعد از اعمال زلزله می‌باشد. شاخص هر طبقه نیز از رابطه (۲) محاسبه می‌شود.

$$(DI)_k^i = 1 - (K_{final}^i / K_{initial}^i) \quad (2)$$

نمودار تغییر سختی در کل سازه و در هر طبقه در شکل (۱) دیده می‌شود.



شکل (۱): تغییر سختی بعد از آنالیزهای پوش‌آور قبل و

بعد از زلزله: (الف) - کل سازه؛ (ب) - یک طبقه [۷]

در این رابطه، $K_{initial}$ و K_{final} به ترتیب شیب‌های اولیه منحنی ضریب برش پایه - تغییر مکان نسبی هر طبقه بدست آمده از تحلیل پوش‌آور قاب قبل و بعد از اعمال زلزله می‌باشند. مقدار این شاخص بسته به مقدار خرابی بین ۰ و ۱ است. ضمناً این شاخص به توزیع بار اعمالی در تحلیل پوش‌آور حساس نیست و اثر پیچش و بی-نظمی نیز بوسیله تحلیل پوش‌آور سه بعدی لحاظ می‌شود. همچنین این شاخص اثرات افت سختی و مقاومت واقعی هر طبقه و کل ساختمان را ارائه می‌کند و از آنجائیکه این شاخص قادر است مقدار خرابی کل سازه را بدون نیاز به استفاده از روش‌های میانگین‌گیری وزنی بیان کند، درصد خطای آن کم است [۱۰]. از جمله محدودیت‌های این شاخص این است که محاسبه این شاخص نیاز به تحلیل‌های بیشتری نسبت به سایر شاخص‌ها دارد و بعلاوه کارایی و واقعیت این شاخص با محدودیت‌های تکنیک تحلیل پوش‌آور متأثر می‌شود [۷].

طبق طبقه‌بندی قبارا، حالت‌های خرابی بر اساس شاخص محاسبه شده، طبق جدول (۱) می‌باشند.

جدول (۱): وضعیت خرابی براساس شاخص قبارا [۷]

مقدار شاخص	حالت خرابی
۰.۰-۰.۱۵	جزئی
۰.۱۵-۰.۳	متوسط
۰.۳-۰.۸	شدید
>۰.۸	فروریختن

- برای لحاظ کردن اثر تجمعی زلزله از رابطه Miner [۱۳] استفاده شده است که در آن خرابی‌های عضو مطابق رابطه (۵) بصورت خطی با یکدیگر جمع می‌شوند.

$$D = \sum_{i=1}^n (I/N_{fi}) \quad (5)$$

- از تغییر شکل‌های کوچک صرف نظر شده است، زیرا وارد شدن تغییرشکل‌های کوچک از طریق تئوری خستگی پرچرخه ممکن است با توجه به چرخه‌های نسبتاً کم زلزله تأثیر ناچیزی داشته باشند.

در این شاخص دو حالت کمانش و انتشار ترک در عضوهای سازه‌های فولادی بررسی شده است که برای این منظور تعداد زیادی آزمایش بر روی دو گروه اصلی که در هر گروه ۱۰ نمونه وجود داشت، صورت گرفت. این نمونه‌ها تحت بارگذاری یکنواخت و بارگذاری چرخه‌ای با خیز ثابت و بارگذاری چرخه‌ای با خیز متغیر قرار گرفتند.

دسته اول نمونه‌ها به منظور مطالعه افت در پروفیل‌های I شکل بدون اثر کمانش موضعی بررسی گردیده‌اند و دسته دوم نمونه‌ها تنها به منظور مطالعه تأثیر کمانش موضعی در افت پروفیل‌های I شکل است.

همانطور که مشخص است رابطه اصلی شاخص کراوینکلر و زهره‌ای بصورت رابطه (۶) می‌باشد و تأثیر نوع افت اعم از مقاومت، سختی و یا انرژی و همچنین مد خرابی تنها در ضریب‌های رابطه نشان داده شده است.

$$\Delta d = A(\Delta\delta_p)^a \quad (6)$$

در این رابطه A و a پارامترهایی هستند که بستگی به خواص سازه‌ای دارند. این شاخص افت را با دقت خوبی تا ۱۰ درصد مشخص می‌کند، اما در افت‌های بیشتر، میزان خطا بسیار زیاد می‌شود [۶].

۲.۳. شاخص کراوینکلر و زهره‌ای (Krawinkler and Zohrei)

این شاخص بیشترین میزان استفاده را در سازه‌های فولادی دارد [۶]، زیرا تمام آزمایش‌های انجام شده برای کالیبره کردن رابطه آن بر روی پروفیل‌های فولادی I شکل بوده است. براساس این شاخص برای ارزیابی سازه‌ها تحت اثر زلزله، لازم است تا میزان خرابی سازه تحت اثر افت مقاومت، سختی و انرژی محاسبه گردد. برای این منظور در این شاخص از مفهوم خستگی کم چرخه استفاده شده است که بطور ساده احتمال تخریب عضو را بصورت رابطه (۳) بیان می‌کند.

$$P_f = \{D > \gamma\} = P\{C \sum_{i=1}^n (\Delta\delta_{pi})^c > \gamma\} \quad (3)$$

در این رابطه γ مقدار حدی قابل پذیرش خرابی، n تعداد سیکل‌های خرابی و C پارامترهای خرابی سازه‌ای و $\Delta\delta_{pi}$ تغییر شکل پلاستیک در i امین سیکل خرابی می‌باشند. در محاسبه این شاخص فرض‌های زیر صورت گرفته است:

- رابطه بین تعداد چرخه‌های تا مرحله خرابی یک عضو با یک دامنه نوسان پلاستیک معین براساس تحقیقات Monson Coffin [۱۱ و ۱۲] طبق رابطه (۴) محاسبه می‌گردد.

$$N_f = C^{-1}(\Delta\delta_p)^a \quad (4)$$



۵. روش‌های تحلیل و مدل‌سازی

در نشریه ۳۶۰، برای ارزیابی عملکرد سازه (تعیین نیروهای داخلی و تغییرشکل‌ها در اجزای سازه در سطح خطر انتخابی) با توجه به خصوصیات سازه، استفاده از روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی توصیه شده است. در این تحقیق، سازه انتخابی با روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، که در ادامه به اختصار به آن‌ها پرداخته شده، ارزیابی شده است.

۱.۵. تحلیل استاتیکی غیرخطی (Push over)

تحلیل پوش‌آور معمولاً با اعمال دو نوع توزیع نیرو و جابجایی در سازه انجام می‌شود. در روش توزیع نیرو، سازه تحت یک سری نیروهای جانبی کشیده می‌شود. با افزایش جابجایی جانبی، نیروهای موجود در اعضای سازه نیز افزایش می‌یابند تا حدی که در بعضی از نقاط سازه نیروهای موجود از مقدار نیروهای حد تسلیم فراتر می‌روند و مفاصل پلاستیک در سازه ایجاد می‌شوند. اما در روش توزیع جابجایی، سازه در معرض یک توزیع جابجایی قرار می‌گیرد و نیروهای جانبی که در نتیجه این تغییرشکل اعمالی بوجود می‌آیند، محاسبه می‌شوند. اما از آنجاییکه نحوه توزیع جابجایی کاملاً مشخص نیست، این روش کمتر مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۲.۵. تحلیل دینامیکی غیرخطی

تحلیل دینامیکی غیرخطی، بازتاب سازه را دقیق‌تر از تحلیل استاتیکی غیرخطی بیان می‌کند. در این روش پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرخطی هندسی سازه محاسبه می‌شود و فرض بر آن است که ماتریس سختی و میرایی در طول تحلیل که به صورت گام به گام انجام می‌شود، می‌تواند تغییر کنند. اما این ماتریس‌ها در طول هر گام زمانی ثابت است و

برای تبدیل شاخص موضعی کراونکلر و زهره‌ای به شاخص خرابی کلی طبقه و سازه از شاخص کلی پارک و آنگ که در آن میزان اهمیت هر عضو همان میزان انرژی جذب شده توسط عضو است، استفاده شده است [۹]. به این ترتیب رابطه‌های (۷) و (۸) ارائه شده‌اند.

$$(DI)_{storey} = \sum(D_i E_i) / \sum E_i \quad (7)$$

$$(DI)_{structure} = \sum(D_{storey} E_{storey}) / \sum E_{storey} \quad (8)$$

که در این رابطه‌ها، E_i انرژی هیستریزس المان و D_i مقدار خرابی المان محاسبه شده از رابطه (۶) است.

۴. سطوح عملکرد و ارتباط آن‌ها با شاخص‌های خرابی

سطح عملکرد یک سازه با محاسبه دو متغیر خرابی تغییر مکان نسبی و تغییرشکل‌های پلاستیک ارزیابی می‌شود که در طبقه‌بندی ارائه شده در جدول (۱) فقط اثرات تغییرشکل‌های پلاستیک در نظر گرفته شده است. برای مقایسه کردن سطوح عملکرد با شاخص‌های خرابی، هر سطح عملکرد بطور تجربی با یک مقدار عددی بین صفر و یک، مشخص می‌شود که این مقادیر در جدول (۲) آمده است [۱۴].

جدول (۲): ارتباط سطوح عملکرد با شاخص‌های خرابی [۱۴]

سطوح عملکرد	A-B	IO	DC	LS	LSR	CP	C
شاخص خرابی	۰.۰	۰.۱۷	۰.۳۳	۰.۵	۰.۶۷	۰.۸۳	۱.۰۰

در این جدول A-B محدوده خطی، IO قابلیت استفاده بی‌وقفه، DC خرابی محدود، LS ایمنی جانی، LSR ایمنی جانی محدود، CP آستانه فروریزش و C فروپاشی را نشان می‌دهد.

پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش‌های عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می‌شود.

در این مطالعه برای تحلیل دینامیکی غیرخطی از میرایی رایلی با میرایی ویسکوز ۵٪ و در گام‌های زمانی ۰.۰۲ ثانیه استفاده شده است [۱۵]. زلزله‌های مورد بررسی نیز زلزله‌های سن‌فرناندو (San Fernando)، ال‌سنترو (El Centro)، منجیل، نورث‌ریج (Northridge) و طبس می‌باشند [۱۶].

برای تحلیل سازه از نرم‌افزار، PERFORM-3D [۱۵] استفاده شده است. این نرم‌افزار با هدف تعیین عملکرد سازه‌ها براساس ضوابط و دستورالعمل‌های ATC-40 و FEMA-356 ایجاد شده است.

۶. مدل‌سازی المان‌های سازه‌ای در قاب خمشی

۱.۶. تیرها

برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی تیرها از مدل مفصل پلاستیک با طول صفر استفاده شده است که در آن رفتار غیرالاستیک بوسیله قرارگیری مفصل در محل‌های مشخصی از تیر که قابلیت تشکیل مفصل در آنجا محتمل است، محدود می‌گردد.

۲.۶. ستون‌ها

برای مدل‌سازی ستون‌ها، از المان FEMA Column، استفاده شده است. این المان منطبق بر محدودیت‌ها و شرایط بیان شده در FEMA-356 (که تطابق مناسبی با دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای دارد) است. در این نوع المان، نیازی به معرفی مفاصل پلاستیک نیست و نرم‌افزار به صورت خودکار رفتار غیرخطی را در ستون گسترش می‌دهد.

۷. روش‌های بهسازی استفاده شده

بصورت کلی دو روش برای رسیدن به ظرفیت لرزه‌ای مورد نیاز سازه وجود دارد. اولین روش، مقاوم‌سازی کل سازه می‌باشد. این روش، تغییر یا بهبود سیستم مقاوم جانبی مانند اضافه کردن دیوارهای سازه‌ای، مهاربندهای فولادی و یا جداکننده‌های لرزه‌ای مد نظر می‌باشند. دومین روش، مقاوم‌سازی در سطح عضو است. در این شیوه، شکل‌پذیری یا مقاومت عضوها با روش‌های مناسب افزایش داده می‌شود تا معیارهای مشخص شده، تأمین شود. مقاوم‌سازی در سطح عضو، شامل روش‌هایی نظیر اضافه کردن بتن، فولاد یا پلیمرهای مسلح شده با الیاف به اجزای سازه‌ای می‌باشد [۱۷ و ۱۸].

در این مقاله سه روش بهسازی کلی، شامل مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش، مهاربندهای واگرا و دیوارهای برشی بتنی استفاده شده است. در ادامه به اختصار نحوه مدل‌سازی هر کدام عضو مهارتی مقاوم در برابر کمانش (BRB)^۲ از روش‌های بهسازی به کار گرفته شده توضیح داده شده است.

۱.۷. مهاربند مقاوم در برابر کمانش

در این نرم‌افزار، برای مدل‌سازی عضو مهارتی مقاوم در برابر کمانش (BRB)، یک المان با همین نام پیش‌بینی شده است. المان BRB از سه قسمت، بخش تسلیم شونده، بخش الاستیک و ناحیه صلب انتهایی تشکیل شده است. رفتار بخش تسلیم شونده به صورت دو خطی و بدون افت مقاومت می‌باشد. بخش الاستیک و ناحیه صلب توسط Elastic Bar مدل می‌شود. سطح مقطع ناحیه صلب انتهایی چند برابر بخش الاستیک معرفی می‌گردد. این ناحیه‌ها برای لحاظ صفحه اتصال و در نظر گرفته می‌شوند.

فرض می‌شود که در المان BRB فقط نیروی محوری وجود دارد و سختی خمشی و پیچشی آن برابر صفر است [۱۵].

2-Buckling Resistant Braced Frame

1 Zero length Plastic Hing



۲.۷. مهاربند واگرا

برای مدلسازی پیوند، طبق ضابطه‌های نشریه ۳۶۰، از دو مفصل خمشی که در دو انتهای آن قرار می‌گیرند، استفاده شده است. عضوهای مهاربندی نیز به صورت الاستیک و با استفاده از المان تیر مدلسازی شدند.

۳.۷. دیوار برشی بتنی

برای المان دیوار برشی، خصوصیات برشی و خمشی جداگانه به دیوار اختصاص داده می‌شوند که هر کدام از این موارد می‌توانند، خطی یا غیرخطی باشند. همچنین مصالح بتنی و فولادی و رفتار آن‌ها جداگانه باید برای برنامه تعریف گردد. در صورتی که مقطع به صورت غیرخطی در نظر گرفته شود، اثرات ترک‌خوردگی در دیوار و تغییر محل تار خنثی بواسطه آن در رفتار دیوار منظور می‌گردد.

خصوصیات این المان به این ترتیب است که هر المان دارای ۴ گره و ۲۴ درجه آزادی می‌باشد. رفتار داخل صفحه طولی، برای این المان، مهمترین رفتار است. در این راستا، اصولاً المان یک تیر عمیق است که می‌تواند در خمش و یا برش غیرخطی باشد. سایر رفتارهای داخل صفحه و خارج از صفحه رفتارهای ثانویه و بصورت الاستیک فرض می‌گردند. کرنش محوری، کرنش برشی و انحناء در طول المان ثابت فرض می‌گردند.

نکته دیگری که در مورد دیوار برشی وجود دارد، طول مفصل پلاستیک در انتهای دیوار می‌باشد. کرنش محاسبه شده در المان به این طول حساس می‌باشد. بنابراین انتخاب مناسب طول مفصل خمیری دیوار در آنالیز غیرخطی اهمیت دارد.

Paulay و Priestly [۱۹] پیشنهاد می‌کنند که طول مفصل خمیری طبق رابطه (۹) برای دیوار بتنی محاسبه گردد:

$$L_p = 0.2D_w + 0.044h_e \quad (9)$$

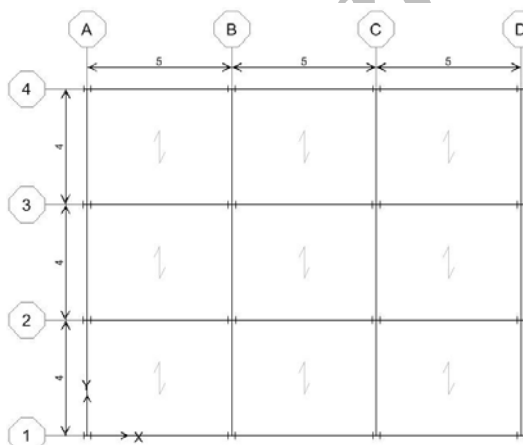
در این رابطه L_p طول مفصل خمیری، D_w عمق مقطع

دیوار و h_e برابر ارتفاع مؤثر مقطع است که به صورت ارتفاع دیوار طره‌ای تعریف می‌شود که دارای یک بار متمرکز در بالای خود می‌باشد و خمش و برش برابری در مفصل خمیری یا دیوار واقعی دارد.

ATC-40 و FEMA-356 نیز برای سادگی طول دیوار را به صورت حداقل هر یک از دو مقدار نصف عمق مقطع دیوار و نصف ارتفاع دیوار تعریف می‌کند. همچنین این طول نباید از ارتفاع طبقه تجاوز کند [۱۵].

۸. مطالعه انجام شده

مطالعه انجام شده بر روی یک ساختمان با قاب خمشی فولادی نه طبقه با پلانی به ابعاد 12×15 طبق شکل (۲) می‌باشد. برای طراحی، بار مرده تمام طبقه‌ها 700 kg/m^2 و بار زنده طبقه‌ها و با م به ترتیب 300 kg/m^2 و 150 kg/m^2 در نظر گرفته شده است. بار دیوارهای پیرامونی در طبقه‌ها معادل 700 kg/m و در بام 400 kg/m می‌باشد که بر تیرهای پیرامونی وارد می‌شود. مقاطع تیرها و ستون‌ها در قاب‌های ۱و ۴، ۲و ۳، A, B و C, D یکسان می‌باشند، بنابراین از هر کدام از قاب‌ها، مقاطع یکی معرفی می‌گردد. این مقاطع طبق جدول‌های (۳) و (۴) می‌باشند.



شکل (۲): پلان مورد بررسی

جدول (۳): مقاطع تیرها

طبقه	1A-1B 1B-1C 1C-1D	2A-2B 2B-2C 2C-2D	A1-A2 A2-A3 A3-A4	B1-B2 B2-B3 B3-B4
۱	IPE330	IPE360	IPE360	IPE270
۲	IPE330	IPE360	IPE360	IPE270
۳	IPE330	IPE360	IPE360	IPE270
۴	IPE300	IPE360	IPE360	IPE270
۵	IPE300	IPE360	IPE360	IPE240
۶	IPE300	IPE360	IPE360	IPE240
۷	IPE300	IPE300	IPE300	IPE200
۸	IPE300	IPE300	IPE270	IPE180
۹	IPE270	IPE300	IPE240	IPE160

جدول (۴): مقاطع ستون‌ها

طبقه	A1,B1,C1,D1	A2,B2,C2,D2
۱	HE700	HE800
۲	HE300	HE800
۳	HE280	HE700
۴	HE280	HE600
۵	HE240	HE300
۶	HE240	HE300
۷	HE240	HE300
۸	HE200	HE240
۹	HE200	HE240

برای ارزیابی خرابی از پنج شتابنگاشت طبق جدول (۵) استفاده شده است.

جدول (۵): شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده

شتاب نگاشت	San Fernando	El Centro	Manjil	Northridge	Tabas
PGA	۰.۱۴۴۵	۰.۳۴۹	۰.۵۱۴۶	۰.۷۴۹۱	۰.۹۳۲۷

برای ارزیابی عملکرد سازه از توزیع یکنواخت بار استفاده شده است. در توزیع یکنواخت، بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه طبق رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود.

$$F_i = (W_i / \sum_{j=1}^n W_j) V \quad (10)$$

در این رابطه F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه i و W_i وزن طبقه i و V نیروی برش پایه است.

از آنجاییکه هدف بهسازی ویژه برای این سازه در نظر گرفته شده، بنابراین انتظار می‌رود که این سازه نسبت به بهسازی مطلوب عملکرد بالاتری را نشان دهد. برای این منظور تأمین ایمنی جانی در سطح خطر ۲ در نظر گرفته شده است.

تحلیل پوش‌آور در دو راستای متعامد x و y انجام می‌شود. مقادیر تغییر مکان‌های هدف بر حسب سانتی‌متر در دو راستا طبق جدول (۶) می‌باشد، که برای محاسبه آن از رابطه (۱۱) استفاده شده است.

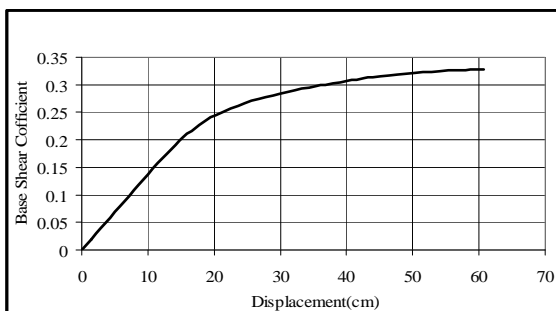
$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a (T_e^2 / 4\pi^2) g \quad (11)$$

به صورت کلی، در این رابطه C_0 ، C_1 ، C_2 و C_3 ضرایبی هستند که توسط جدول‌های دستورالعمل بهسازی و یا از نرم‌افزار بدست آورده می‌شوند. T_e ، زمان تناوب اصلی مؤثر و S_a ، شتاب طیفی است. در این تحقیق تمامی پارامترها با استفاده از دستورالعمل بهسازی بدست آمده‌اند. مقادیر این پارامترها برای سازه اولیه در جدول (۶) آمده است.

جدول (۶): ضرایب و مقدار تغییر مکان هدف در دو راستا

ضرایب	C_0	C_1	C_2	C_3	S_a	T_e	δ_i
x	۱.۲	۱	۱.۱	۱	۰.۶۳	۱.۵۰	۴۶.۵
y	۱.۲	۱	۱.۱	۱	۰.۵۸	۱.۶۸	۵۳.۸

منحنی پوش‌آور سازه در دو راستا به صورت شکل‌های (۳) و (۴) است.

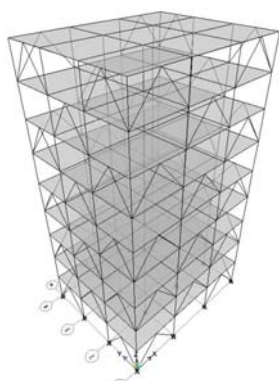


شکل (۳): منحنی پوش‌آور سازه در راستای x

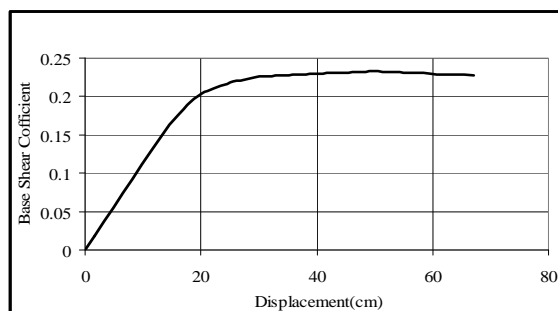


۱.۸. بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کمانش

برای بهسازی با مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش از پیکربندی شورون V-معکوس استفاده شده که برای طراحی آنها، آیین نامه AISC-2005 [۲۰] بکارگرفته شده است. عضوهای مهاری از نوع Unbonded Brace™ محصول شرکت Nippon Steel ژاپن انتخاب شده و فولادی که در هسته این مهاربندها بکار رفته از نوع JIS G3136 SN400B مطابق با استاندارد ژاپن بوده و دارای حد تسلیم 2672 kg/cm^2 می باشد. در طراحی سازه مورد تحقیق، فرض شده است که نتایج آزمایش، تنش تسلیم فولاد هسته (F_{ysc}) را 2911 kg/cm^2 نشان داده است. بر اساس طراحی انجام شده، سطح مقطع مهاربند در قاب های اول، در پنج طبقه اول ۵۰ و در چهار طبقه آخر ۳۰ سانتی مترمربع و در قاب های A,D، در پنج طبقه اول ۷۰ و در چهار طبقه آخر ۳۰ سانتی مترمربع در نظر گرفته شده است و سطح مقطع قسمت الاستیک سه برابر قسمت تسلیم شونده در نظر گرفته شده، طول قسمت جاری-شونده نیز نصف طول کلی مهاربند است. تصویر این نوع بهسازی در شکل (۷) نشان داده شده است. همچنین منحنی پوش آور سازه بعد از بهسازی با مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش طبق شکل های (۸) و (۹) می باشد. در این حالت مقادیر تغییر مکان هدف در دو راستای x و y، طبق جدول (۷) می باشد.

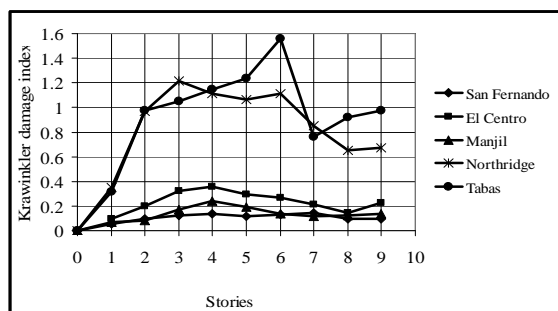


شکل (۷): نحوه بهسازی سازه با مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش

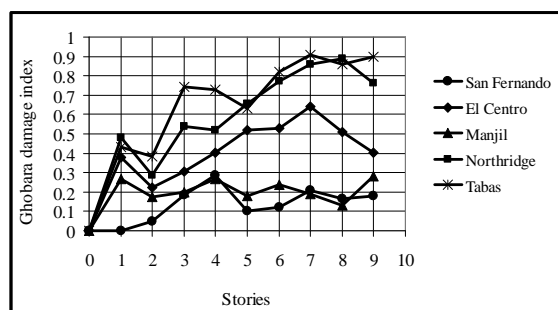


شکل (۴): منحنی پوش آور سازه در راستای y

مقدار خرابی با استفاده از شاخص های خرابی قبارا و کراوینکلر طبق شکل های (۵) و (۶) می باشد.



شکل (۵): مقدار خرابی طبقه ها بر اساس شاخص کراوینکلر و زهره ای



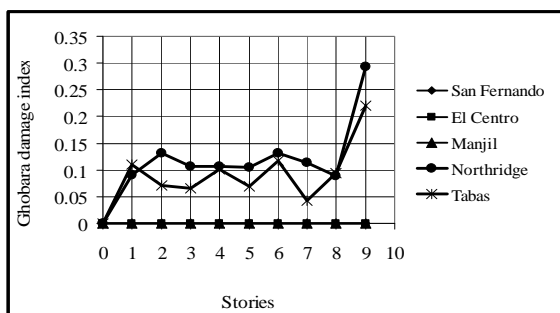
شکل (۶): مقدار خرابی طبقه ها بر اساس شاخص قبارا

منحنی های پوش آور بیانگر این مطلب هستند که تعدادی از تیرها و ستون های سازه پاسخگوی سطح عملکرد مورد نظر نیستند و این مطلب با مقادیر خرابی که از طریق شاخص های خرابی محاسبه شده، کاملاً هماهنگ است.

جدول (۷): ضرایب و مقدار تغییر مکان هدف در دو

راستا

ضرایب	C_0	C_1	C_2	C_3	S_a	T_e	δ_t
x	۱.۲	۱	۱.۱	۱	۱.۲۱	۰.۵۶	۱۲.۴۴
y	۱.۲	۱	۱.۱	۱	۱.۱۷	۰.۵۹	۱۳.۳۶



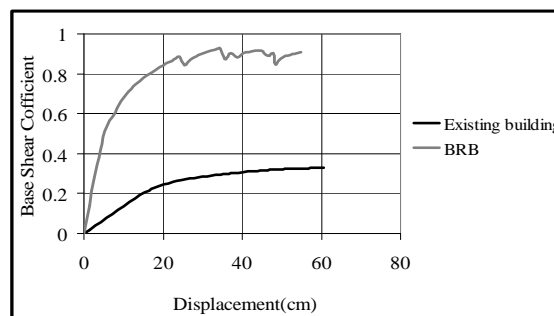
شکل (۱۱): مقدار خرابی طبقه‌ها با استفاده از شاخص قبارا بعد از بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کماتش

در شکل‌های (۷) و (۸) تأثیر مثبت بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کماتش در سازه با تحلیل پوش‌آور دیده می‌شود. همچنین کاهش مقادیر خرابی بعد از این نوع بهسازی نیز نشان دهنده بهبود وضعیت سازه است.

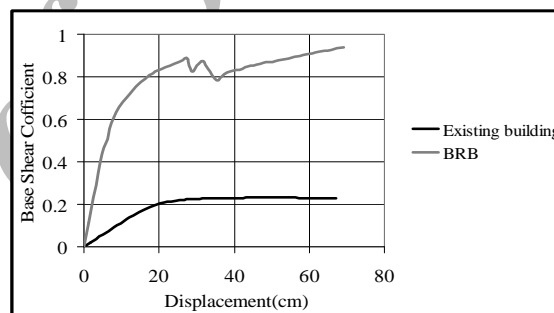
۲.۸. بهسازی با مهاربند واگرا

روش دوم بهسازی اتخاذ شده در این تحقیق، مهاربند واگرا می‌باشد. در این نوع مهاربند طول پیوند افقی در راستای قاب‌های ۱ و ۲، ۷۵ cm و در راستای قاب‌های A, D، ۴۰ cm می‌باشد. برای مهاربندها در ۴ طبقه اول قاب‌های ۱ و ۲ از مقطع قوطی شکل $HSS8 \times 8 \times 0.500$ و در طبقه‌های ۳ و ۴ از $HSS6 \times 6 \times 0.500$ و در دو طبقه آخر A, D در دو طبقه اول $HSS5 \times 5 \times 0.500$ استفاده شده، همچنین در قاب‌های سوم و چهارم $HSS8 \times 8 \times 0.500$ ، در طبقه‌های پنجم و ششم $HSS6 \times 6 \times 0.500$ و در سه طبقه آخر $HSS5 \times 5 \times 0.500$ به کار برده شده است. در شکل (۱۲) نحوه قرارگیری مهاربندها دیده می‌شود.

منحنی‌های پوش‌آور در دو راستا در شکل‌های (۱۳) و (۱۴) دیده می‌شود. تغییر مکان‌های هدف در دو راستای x و y در جدول (۸) آورده شده است.

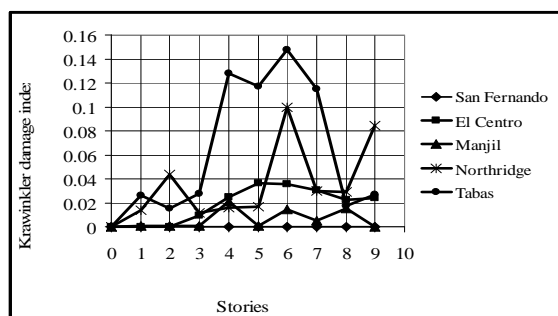


شکل (۸): منحنی‌های پوش‌آور سازه در راستای x قبل و بعد از بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کماتش



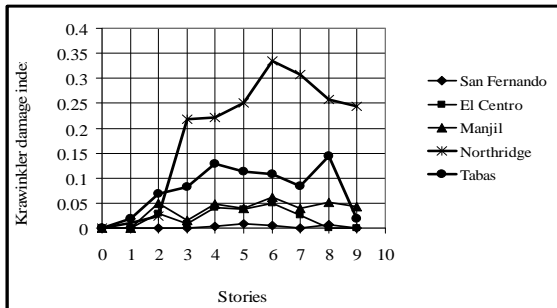
شکل (۹): منحنی‌های پوش‌آور سازه در راستای y قبل و بعد از بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کماتش

مقدار خرابی طبقه‌ها بعد از بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کماتش طبق شکل‌های (۱۰) و (۱۱) می‌باشند.

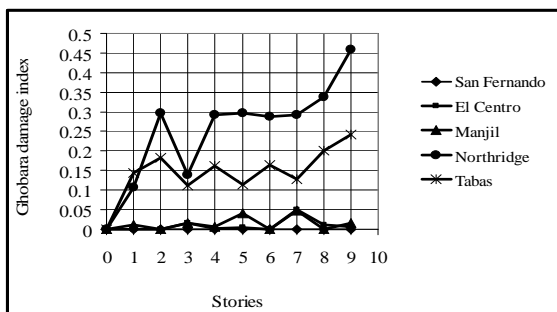


شکل (۱۰): مقدار خرابی طبقه‌ها با استفاده از شاخص کراونکلر بعد از بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کماتش

مقدار خرابی با استفاده از دو شاخص مورد بررسی در این تحقیق برای طبقه‌ها طبق شکل‌های (۱۵) و (۱۶) می‌باشد.



شکل (۱۵): مقدار خرابی با استفاده از شاخص کراوینکلر و زهره‌ای بعد از بهسازی با مهاربند واگرا

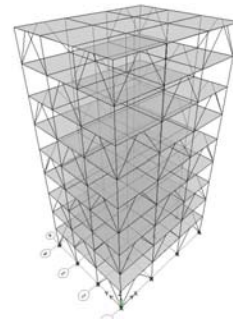


شکل (۱۶): مقدار خرابی طبقه‌ها با استفاده از شاخص قبارا بعد از بهسازی با مهاربند واگرا

چنانچه از منحنی‌های پوش‌آور مشاهده می‌شود بعد از بهسازی با مهاربند واگرا، عملکرد سازه بهبود یافته و مقادیر خرابی نیز کاهش یافته است.

۳.۸. بهسازی با دیوار برشی بتنی

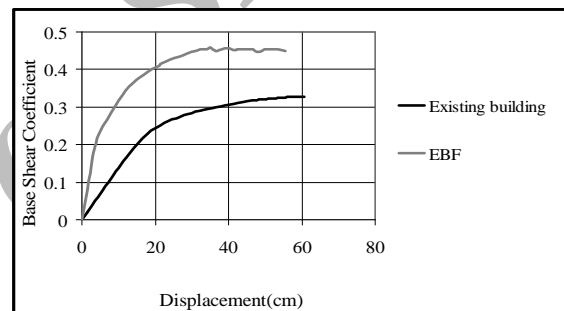
آخرین روش بهسازی استفاده شده در این مقاله دیوار برشی بتنی می‌باشد. برای دیوار برشی از میلگردهای به قطر ۲۰ میلی‌متر و در فاصله‌های ۲۰ سانتیمتر استفاده شده و ضخامت دیوار نیز ۲۵ سانتیمتر است. در این روش، بهسازی سازه طبق شکل (۱۷) صورت گرفته است. منحنی پوش‌آور سازه بعد از بهسازی با دیوار برشی طبق شکل‌های (۱۸) و (۱۹) می‌باشد. در این حالت مقدار تغییر مکان هدف در دو راستا طبق جدول (۹) می‌باشد.



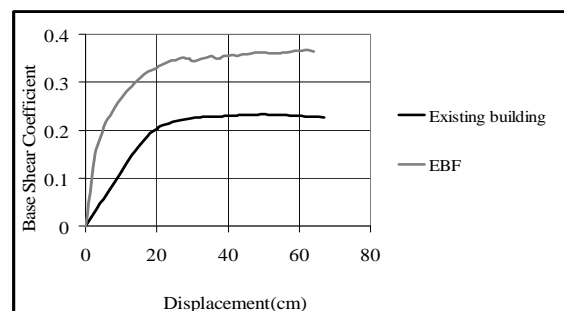
شکل (۱۲): نحوه بهسازی سازه با مهاربند واگرا

جدول (۸): ضرایب و مقدار تغییر مکان هدف در دو راستا

ضرایب	C_0	C_1	C_2	C_3	S_a	T_e	δ_t
x	۱.۲	۱	۱.۱	۱	۱	۰.۷۵۱	۱۸.۵
y	۱.۲	۱	۱.۱	۱	۱.۰۲	۰.۷۳۰۴	۱۷.۸۴

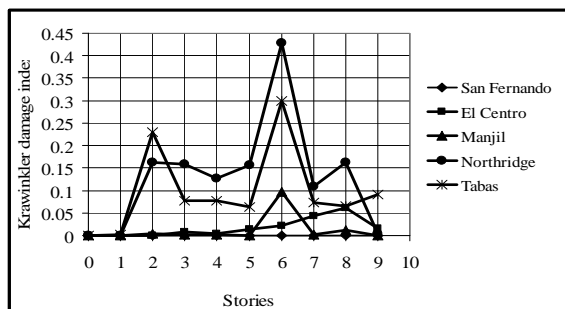


شکل (۱۳): منحنی‌های پوش‌آور در راستای X قبل و بعد از بهسازی با مهاربند واگرا

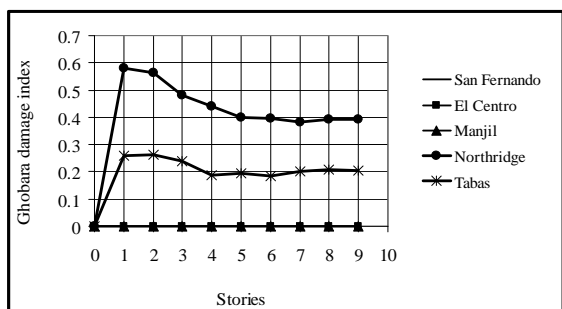


شکل (۱۴): منحنی‌های پوش‌آور در راستای Y قبل و بعد از بهسازی با مهاربند واگرا

شکل (۲۰) - مقدار خرابی طبقه‌ها با استفاده از شاخص



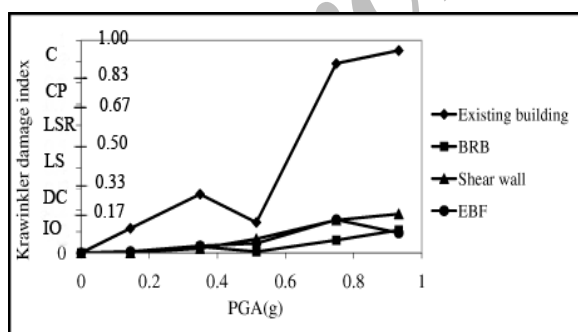
کراوینکلر و زهره‌ای بعد از بهسازی با دیوار برشی



شکل (۲۱) - مقدار خرابی طبقه‌ها با استفاده از شاخص قبارا

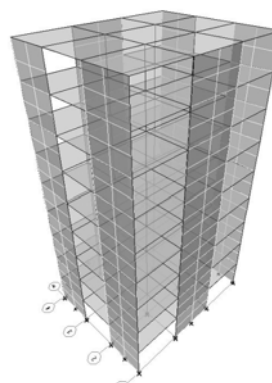
بعد از بهسازی با دیوار برشی

منحنی‌های پوش‌آور بعد از بهسازی با دیوار برشی، نشان می‌دهند که عملکرد سازه بهبود قابل ملاحظه‌ای داشته و مقادیر خرابی نیز گواهی این مطلب است. مقدار خرابی کلی طبقه‌ها در زلزله‌های مختلف قبل و بعد از بهسازی با مهاربندها و دیوارهای برشی طبق شکل‌های (۲۲) و (۲۳) می‌باشد.



شکل (۲۲) - مقدار خرابی کلی طبق شاخص کراوینکلر قبل

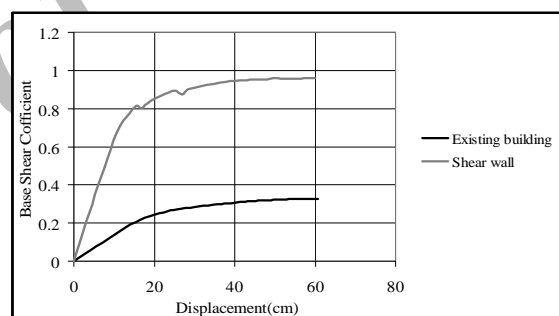
و بعد از بهسازی در زلزله‌های مختلف



شکل (۱۷) - نحوه بهسازی سازه با دیوار برشی

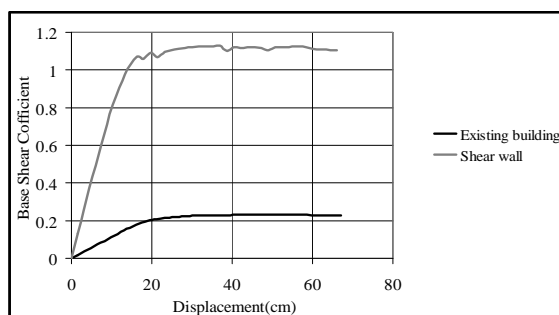
جدول (۹) - ضرایب و مقدار تغییر مکان هدف در دو راستا

ضرایب	C_0	C_1	C_2	C_3	S_a	T_e	δ_t
x	۱.۲	۱	۱.۱	۱	۱.۱۲	۰.۶۳۳	۱۴.۷
y	۱.۲	۱	۱.۱	۱	۰.۹۳	۰.۵۵۵	۹.۴



شکل (۱۸) - منحنی‌های پوش‌آور در راستای X قبل و بعد

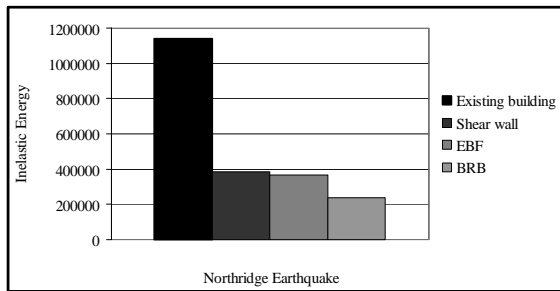
از بهسازی با دیوار برشی



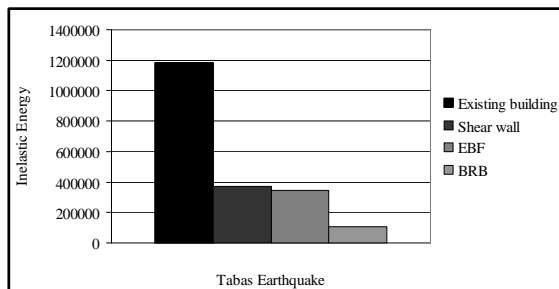
شکل (۱۹) - منحنی‌های پوش‌آور در راستای Y قبل و بعد

از بهسازی با دیوار برشی

مقدار خرابی با استفاده از دو شاخص خرابی طبق شکل‌های (۲۰) و (۲۱) می‌باشد.



(ت)



(ث)

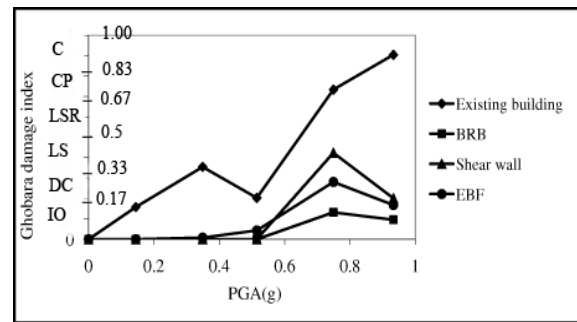
شکل (۲۴): مقدار انرژی غیرارتجاعی در روش‌های متفاوت بهسازی؛ الف) زلزله سن‌فرناندو، ب) زلزله السترو، پ) زلزله منجیل، ت) زلزله نورث‌ریج، ث) طبس

۹. نتایج

۱- اگر چه استفاده از تحلیل‌های پوش‌آور و دینامیکی غیرخطی راهکاری مناسب برای بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها است ولی با این روش‌ها امکان تشخیص مقدار خرابی و وضعیت سازه وجود ندارد، بنابراین استفاده از شاخص‌های خرابی روشی مناسب برای برآورد دقیق سازه‌ها می‌باشد.

۲- در حالت بهسازی با دیوار برشی، سختی سازه از مهاربندهای مقاوم در برابر کماتش کمتر و از مهاربندی‌های واگرا بیشتر است. این حالت بهسازی با توجه به مقادیر خرابی بدست آمده از سایر روش‌های بهسازی خرابی بیشتری داشته است. در این روش بهسازی با توجه به منحنی‌های پوش‌آور ظرفیت تحمل بار نسبت به سایر حالت‌ها بیشتر است.

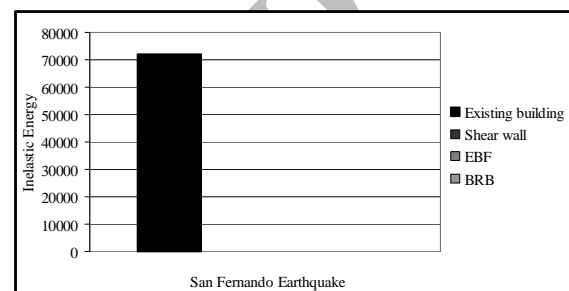
۳- با توجه به شکل‌های (۲۴) مقادیر انرژی غیر ارتجاعی بعد از بهسازی بخصوص در حالت استفاده از



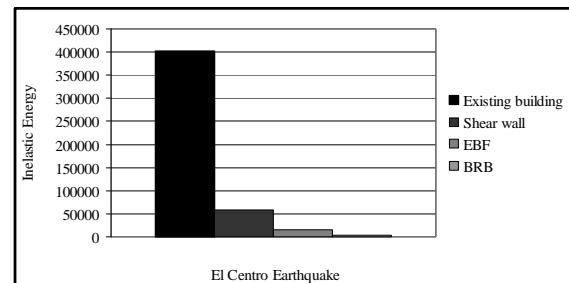
شکل (۲۳): مقدار خرابی کلی طبق شاخص قبارا قبل و

بعد از بهسازی در زلزله‌های مختلف

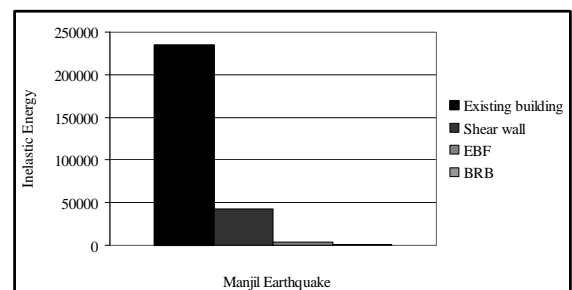
مقدار انرژی غیرارتجاعی در روش‌های متفاوت بهسازی، تحت زلزله‌های متفاوت طبق شکل (۲۴) می‌باشد.



(الف)



(ب)



(پ)

5. Park Y-J, Reinhorn A M, Kunnath S K. IDARC Inelastic Damage Analysis of RC frame-shear wall structures. Technical Report NCEER-87-0008, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo NY; 1987.
6. Krawinkler H., Zohrei M. Cumulative Damage in Steel Structures Subjected to Earthquake, Ground Motions. Computers and Structures, 1983. Vol. 16, pp. 531-541.
7. Ghobara, H. Abou-Elfath, H Shrif Biddah, Response-Based Damage Assessment Of Structures, Earthquake Engineering Structure Dynamics, 1999, vol 28, pp. 79-104.
8. Bracci J M, Reinhorn A M, Mander J B, Kunnath S K. Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation of RC Structures. Technical Report NCEER-89-0033, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo N Y; 1989.
9. Park Y-J, Ang A H-S. Seismic Damage Analysis of RC Buildings. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1985. Vol. 111, pp. 740-757.
10. Ghobara A. Seismic Rehabilitation of RC Frames Using Steel Brace Systems, Department of Civil Engineering, McMaster University, Hamilton, L8S 4L7 Canada, 2001.
11. Manson S S, Hirschberg M H. Fatigue Behavior in Strain Cycling in the Low and Intermediate Cycle Range. Fatigue: Fatigue: An Inter Disciplinary Approach; Proceeding of the 10th Sagmore Army Material Research Conference, j.j. Burke, et al., eds., Syracuse University Press, Sagamore, N. Y., 1964, pp. 133-178.
12. Coffin, L.F: A Note on Low Cycle Fatigue Laws, j .Mater., 1971, Vol. 6, pp. 388-402.
13. Miner, M., Cumulative Damage in Fatigue, j. Applied Mechanics, September 1945, Vol. 67, pp. A159-A164.
14. K. Arjomandi, H. Estekanchi and A. Vafai, Correlation Between Structural Performance Levels and Damage Indexes in Steel Frames Subjected to Earthquake; Scientia Iranica, 2009, Vol. 16, No. 2, pp. 147-155.

مهاربندهای مقاوم در برابر کماتش کاهش یافته و این نشان می‌دهد که المان‌های کمتری بعد از بهسازی وارد محدوده غیرارتجاعی می‌شوند.

۴- شاخص قبارا بر اساس سختی است و با توجه به مقادیر خرابی در شکل (۲۳) مشاهده می‌شود که کاهش سختی بعد از اعمال زلزله در مهاربند مقاوم در برابر کماتش نسبت به سایر روش‌های بهسازی کمتر می‌باشد. نتایج شاخص کراوینکلر و زهره‌ای که در شکل (۲۲) نشان داده شده اند، نیز نشان می‌دهند که مهاربند مقاوم در برابر کماتش عملکرد بهتری داشته است.

۵- شاخص کراوینکلر و زهره‌ای که بطور خاص برای سازه‌های فولادی به کار می‌رود، از آنجایی که جزء شاخص‌های موضعی است و برای تبدیل آن از شاخص کلی پارک و انگ استفاده شده، منجر به ایجاد خطا در مقادیر خرابی می‌شود، بطوریکه در بعضی از طبقات با اینکه المان‌ها خرابی بیشتری داشتند ولی خرابی کلی طبقه کمتر از سایر طبقات بدست آمد.

۱۰. مراجع

1. Seung-Yul Yun, M.ASCE; Ronald O. Hamburger, M.ASCE; C.Allin Cornell, M.ASCE and Douglas A.Foutch, M.ASCE, Seismic Performance Evaluation for Steel Moment Frames, Journal of Structural Engineering, April 2002, pp.534-545.
2. T.Shiga, A. Shibata and T. Takabashi, Earthquake Damage And Wall Index Of Reinforced Concrete Building, Proc. Tohoku Dirict Symp., Architectural Institute Of Japan, 1968, pp. 29-32.
3. Y.Yang, L.Yang, Empirical Relationship Between Damage To Multistory Brick Buildings And Strength Of Walls During The Tangshan Earthquake, Proc. 7th World Conf. On Earthquake Engineering, Vol. 6, Istanbul, 1980, pp 501-508.
4. Estekanchi H, Arjomandi K. Comparison of Damage Indexes in Nonlinear Time History Analysis of Steel Moment Frames. Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing), 2007. Vol. 8, No. 6, pp. 629-646.



15. Component And Element For Perform -3D And Perform –Collapse, Version 4, August 2006.
16. <http://Peer.berkeley.edu/nga/search.html>.
17. Ghobara A.and Abou-Elfath Rehabilitation of Reinforced Concrete Frame Using Eccentric Steel Bracing, Engineering Structures, 2001, Vol. 23, pp. 745-755.
18. Jong-Wha Bat, Seismic Retrofit Reinforced Concrete Building Structures, Mid-America Earthquake Center, August 2003.
19. Priestly and Paulay, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonary Building, Wiley 1992.
20. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Approved by the AISC Committee on specifications, 2005.

Archive of SID