

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قابهای خمشی بتن مسلح با استفاده از اندیس خسارت سختی

علیرضا حبیبی

دانشجوی دکتری سازه - دانشکده فنی و مهندسی - دانشگاه تربیت مدرس

حمید محرمی*

استادیار بخش عمران - دانشکده فنی و مهندسی - دانشگاه تربیت مدرس

عباسعلی تسنیمی

دانشیار بخش عمران - دانشکده فنی و مهندسی - دانشگاه تربیت مدرس

(تاریخ دریافت ۸۴/۹/۱۲، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۵/۵/۷، تاریخ تصویب ۸۵/۷/۸)

چکیده

توانایی سازه ای که زلزله ای را تجربه کرده، برای تحمل زلزله بعدی از روی اندیس خسارت تعیین می شود. توابع خسارت زیادی برای کمی کردن میزان خسارت وارده توسط محققین مختلف تعریف شده‌اند که عمدتاً بر اساس پاسخ دینامیکی سازه و رفتار چرخه‌ای اعضای سازه بیان می‌شوند. به دلیل پیچیدگیها و نیاز به صرف وقت زیاد در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی و تعیین اندیس خسارت در این روش، در این مقاله با استفاده از روش استاتیکی غیرخطی و بکارگیری اندیس خسارت سختی، زوال سختی در سطوح عملکردی مختلف ارزیابی می‌شود و نتایج بدست آمده با تعاریف کیفی استاندارد FEMA از خسارت سازه‌ای، مقایسه می‌گردد. به این منظور یک برنامه رایانه‌ای آماده شده است که با داشتن اطلاعات مربوط به زلزله و خصوصیات سازه، بطور خودکار توانایی ارزیابی خسارت قابهای خمشی بتن مسلح را در سطوح عملکردی مختلف دارد. هشت نمونه قاب خمشی بتن مسلح طراحی شده طبق استاندارد FEMA بر اساس چهار سطح عملکرد، ارزیابی خسارت شده و بحث و بررسی بر روی آنها صورت گرفته است. نتایج حاصل از ارزیابی خسارت نمونه‌ها نشان داد که اندیس خسارت بکار رفته در این مقاله می‌تواند معیار مناسبی برای سنجش عملکرد لرزه ای قابهای بتن مسلح باشد. با توجه به نتایج حاصله، به نظر می‌رسد که معیار تغییرشکل نسبی ارائه شده در استاندارد FEMA و ATC بتنهایی نمی‌تواند شاخص صحیح و کاملی از عملکرد و خرابی سازه‌ها باشد.

واژه های کلیدی: عملکرد لرزه ای - اندیس خسارت - قابهای خمشی بتن مسلح - تحلیل استاتیکی غیرخطی

مقدمه

طیف ظرفیت و ضرایب تغییرمکان در مراجع معتبری مانند FEMA-273 [۲]، FEMA-356 [۳] و ATC-40 [۴] آمده است. در این مقاله از تعاریف مندرج در FEMA-273 برای سطوح عملکردی چهارگانه شامل سطح قابل استفاده^۱ OP، سطح قابلیت استفاده بی وقفه^۲ IO، سطح ایمنی جانی^۳ LS و سرانجام سطح جلوگیری از فروریزش^۴ CP بهره گرفته شده است. بطور خلاصه سطح عملکرد OP، عملکردی است که در آن ساختمان هیچ صدمه‌ای نمی‌بیند؛ در سطح عملکرد IO، خسارت جزئی به اعضای سازه‌ای وارد می‌شود؛ در سطح عملکرد LS، ساختمان ممکن است خسارت زیادی را در اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای تجربه کند و سطح عملکرد CP هنگامی رخ

تجربه زلزله‌های اخیر دنیا نشان داده است که ساختمانهای طراحی شده با آئین نامه هائی که روش تحلیل و طراحی آنها مبتنی بر مقاومت می باشد، از نظر محدود نمودن خسارت وارد بر سازه رفتار مناسبی در سطوح مختلف عملکردی از خود نشان نمی دهند. از اینرو طراحی بر مبنای عملکرد به عنوان روشی که مبتنی بر پذیرش تغییرمکان و شکل پذیری مورد نظر (و هماهنگ با سطح عملکرد مورد انتظار) باشد، مورد توجه و انتظار قرار گرفت. روشهای تحلیل غیرخطی یکی از راههای دستیابی به این مهم تلقی می شود، که از آن میان می توان به روشهای N2 [۱]، ضرایب تغییرمکان، طیف ظرفیت و روشهای مبتنی بر انرژی اشاره کرد. روشهای

چهار سطح را برای خسارت سازه بر اساس جابجایی نسبی پلاستیک معرفی نمودند. استانداردهای ATC-40، FEMA-273 نیز بر این روش در تعریف کیفی سطوح عملکرد تاکید نموده‌اند [۲ و ۳].

اخیرا شاخص آسیب‌پذیری دیگری توسط تعدادی از محققین ارائه شده است که از سختی قبل و بعد از زلزله برای تعیین اندیس خسارت استفاده می‌کند. اوتانی (Otani) و سوزن (Sozen) از آزمایش قابهای چند طبقه مشاهده کردند که اگر یک سازه بتن مسلح که تحت تاثیر یک زلزله قوی وارد مرحله تسلیم می‌شود، برای بار دوم با یک زلزله مشابه آزمایش شود، حداکثر تغییرشکل جانبی حاصل از آزمایش اول و دوم یکسان است ولی سختی سازه در شروع آزمایش دوم کمتر از سختی اولیه سازه است [۱۳]. از این مشاهده سوزن نتیجه گرفت که حداکثر تغییرشکل نسبی تابعی از خصوصیات اولیه سازه است و ربطی به سختی سازه در شروع آزمایش دوم ندارد؛ به همین دلیل تغییرشکل نسبی بتنهایی نمی‌تواند ارزیابی صحیحی از خسارت باشد. ایده اولیه اندیس خسارت سختی که توسط قبارا (Ghobarah) و همکارانش در سال ۱۹۹۹ ارائه گردید [۱۴]، بر اساس کاهش سختی سازه بوده و بصورت زیر فرموله می‌شود.

$$DI = 1 - \left(k_{final} / k_{initial} \right) \quad (1)$$

که در آن، DI اندیس خسارت سختی، $k_{initial}$ شیب اولیه منحنی برش پایه-تغییرمکان بام قبل از تاثیر زمین لرزه و k_{final} شیب همان منحنی بعد از تاثیر زمین لرزه می‌باشد. مقدار DI از صفر تا یک متغیر است که صفر بیانگر عدم خسارت و یک بیانگر فروپاشی سازه می‌باشد.

از آنجا که در استانداردهای مبتنی بر طراحی بر اساس عملکرد، از تغییرشکل جانبی بعنوان معیار عملکردی استفاده شده است، در تحقیق قبلی نویسندگان مقاله در مورد عملکرد قابهای بتنی، عدم سازگاری در معیار مذکور با اهداف عملکردی مورد انتظار استانداردها مشاهده شد [۱۵]. در این مقاله با ارائه مثالهای متعدد نشان داده شده که قبول این معیار برای تعیین میزان خسارت بعنوان تنها معیار، جای تامل دارد و به جای آن استفاده از روش معیار سختی که برای ارزیابی خسارت سازه‌ای و عملکرد قابهای خمشی بتن مسلح بطور عملی

می‌دهد که یک ساختمان به آستانه ناپایداری کلی یا موضعی رسیده باشد.

کمی کردن خسارت وارد بر سازه‌ها پس از وقوع زلزله از موضوعات مهم و جذابی است که سالهاست مورد توجه محققین بوده است. یکی از روشهای کمی کردن خسارت وارد به سازه تعریف درجه خسارت بصورت تابعی از پاسخ دینامیکی سازه می‌باشد که در تحقیقات پارک (Park) و انگ (Ang) در سال ۱۹۸۵ [۵]، کوزنزا (Cosenza) و همکارانش در سال ۱۹۹۳ [۶]، رودریگز (Rodrigues) در سال ۱۹۹۴ [۷]، یوسامی (Usami) و کومار (Kumar) در سال ۱۹۹۸ [۸] و کولومبو (Colombo) و نگرو (Negro) در سال ۲۰۰۵ [۹] دیده می‌شود. پارک و انگ یک تابع خطی از تغییرشکل حداکثر و اثرات بارگذاری تکرار شونده برای ارزیابی خسارت سازه‌ای سازه‌های بتن مسلح پیشنهاد دادند [۵]. نرم افزار IDARC از این مدل برای ارزیابی خسارت قابهای بتن مسلح استفاده می‌کند [۱۰]. کوزنزا و همکارانش توابع خسارت مبتنی بر حداکثر شکل پذیری و قابلیت جذب انرژی پلاستیک را برای تعریف خرابی سازه تحت بارگذاری تکرار شونده مقایسه کردند [۶]. رودریگز یک پارامتر که تابعی از انرژی جذب شده توسط سازه در تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی و جابجایی نسبی می‌باشد، برای ارزیابی خسارت لرزه‌ای پیشنهاد کرد [۷]. یوسامی و کومار یک مدل خسارت با قابلیت منظور نمودن تغییرشکل‌های بزرگ، خستگی در سیکل‌های کم و بارهای تکراری برای پلهای فولادی ارائه کردند [۸] و کولومبو و نگرو یک اندیس خسارت کلی بر مبنای زوال مقاومت پیشنهاد نمودند [۹]. در روشهای مبتنی بر پاسخ دینامیکی، ارزیابی خسارت مستلزم محاسبه مشخصه‌های هیستریزس دینامیکی است که حجم محاسباتی بالایی را می‌طلبد، همچنین شاخص خسارت بدلیل اینکه برای یک المان سازه‌ای تعریف می‌شود، بیان مناسبی برای وضعیت کل سازه نیست.

روش دیگر برای کمی کردن خسارت، استفاده از اندیسهای خسارت توسعه داده شده بر مبنای تغییرشکل‌های جانبی حداکثر سازه است که در این مورد می‌توان به تحقیقات توسی (Toussi)، استفنز (Stephens) و یاو (Yao) در سالهای ۱۹۸۲ و ۱۹۸۷ [۱۱ و ۱۲] اشاره نمود، آنها یک طبقه‌بندی کیفی از خسارت ارائه کردند و

مثال های متعدد نشان داد که اندیس خسارت سختی می تواند، یک ارزیابی خسارت متناسب با تعاریف کیفی استانداردها از سطوح عملکرد ارائه کند در صورتیکه معیار تغییرشکل جانبی پیشنهادی استانداردها تعریف مناسبی از سطوح عملکرد به نظر نمی رسد. همچنین نشان داده می شود که این روش یک روش ساده و کارآ برای ارزیابی خسارت لرزه ای است که ضمن ارائه نتایج معتبر در پیش بینی خسارت، پیچیدگیهای محاسباتی اندیسهای خسارت مبتنی بر پاسخ دینامیکی سازه را ندارد و در آن، نیازی به انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی نیست. در ارزیابی اندیس خسارت لرزه ای مورد نظر از نتایج تحلیل بار افزون استفاده می شود که در بخش بعد، یک روش موثر و نسبتاً دقیق برای آن ارائه خواهد شد.

تحلیل بار افزون

در تحلیل بار افزون نیروهای جانبی بصورت یک الگوی بارگذاری مشخص بطور گام به گام افزایش می یابد تا اعضای سازه ای به تدریج وارد مرحله تسلیم شوند. معادله افزایشی نیرو- تغییرشکل را در هر گام بارگذاری می توان مطابق زیر نوشت:

$$K_T \Delta U = \Delta F + \Delta R \quad (3)$$

که در آن، K_T ماتریس سختی مماسی سازه، ΔU بردار تغییرشکلهای سازه، ΔF بردار نیروهای جانبی و ΔR بردار نیروهای نامتعادل در هر گام بارگذاری است. پس از محاسبه تغییرشکلها در هر گام، نیروهای داخلی المانها بدست می آیند. در این تحقیق از روش تکرار نیوتن رافسون برای کنترل همگرایی جوابها استفاده شده است.

در تحلیل غیرخطی سازه های بتنی، باید رفتار بتن مسلح در حالت ترک خورده و ترک نخورده به نحو مطلوبی مدل شود. در حالت ترک نخورده، مقطع عضو بتنی را می توان بطور ۱۰۰ درصد، در برابر بارهای وارده موثر فرض نمود و نرمی خمشی در طول عضو ثابت است. در حالت ترک خورده، قسمتی از عضو در نواحی ترک خورده کارآیی خود را از دست داده و نمی توان آن را بطور ۱۰۰ درصد موثر در برابر بارهای اعمالی فرض نمود، در این حالت نرمی خمشی نواحی ترک خورده افزایش یافته و نمودار نرمی خمشی در نواحی مختلف عضو یکسان نیست. با توجه به خاصیت اعضای قابهای خمشی در برابر

در همه قابها قابل استفاده است، پیشنهاد شده است. به این منظور ابتدا اندیس خسارت سختی برای بکارگیری در طراحی بر اساس عملکرد اصلاح شده است، سپس با در نظر گرفتن رفتار بتن ترک خورده در حالت غیر ارتجاعی، یک برنامه رایانه ای برای تحلیل خسارت قابهای خمشی بتن مسلح آماده شده است که با در اختیار داشتن اطلاعات سطوح خطر مربوط به زلزله های مختلف که از تحلیل خطر بدست آمده اند و مشخصات سازه، قادر به تعیین خسارت در هر سطح عملکردی می باشد.

اندیس خسارت سختی در طراحی بر اساس عملکرد

در این بخش به اصلاح رابطه اندیس خسارت سختی (۱) که توسط قبارا و همکارانش ارائه شد، می پردازیم طوری که قابل کاربرد برای ارزیابی عملکرد سازه در سطوح عملکردی مختلف باشد. با توجه به این واقعیت که سازه ای که دارای سطح عملکرد قابل استفاده باشد، بصورت ارتجاعی رفتار کرده و سازه ای سالم تلقی می شود، بنابراین آن را می توان بدون خسارت تلقی نمود؛ بر این اساس و با توجه به اینکه در تحلیل بار افزون سختی محاسبه شده در شروع بارگذاری معیار متیقنی از سختی سازه نیست، بهتر است که خسارت سایر سطوح عملکرد نسبت به سطح قابل استفاده تعیین شود. با این تعریف مقدار خسارت سطوح عملکرد دیگر نسبت به این سطح عملکرد که عملکرد بدون خسارت شناخته می شود، بدست می آید و مطابق رابطه زیر قابل بیان است:

$$(DI)_j = 1 - (k_j / k_{OP}) \quad j = OP, IO, LS, CP \quad (2)$$

که در آن، $(DI)_j$ اندیس خسارت و k_j شیب منحنی برش پایه-تغییرمکان بام مربوط به سطح عملکرد j و k_{OP} شیب منحنی برش پایه-تغییرمکان بام مربوط به سطح عملکرد OP می باشد. مطابق رابطه فوق، مقدار خسارت در سطوح عملکرد مختلف بین صفر (برای سطح قابل استفاده) و یک (برای سطح فروریزش) متغیر خواهد بود.

در این مقاله، میزان خسارت سازه ای با استفاده از رابطه (۲) در چهار سطح عملکردی مطابق FEMA-273 و ATC-40 ارزیابی شده است. نتایج حاصل از آن برای

که در آن، M_A و M_B لنگر ابتدا و انتها، θ_A و θ_B چرخش ابتدا و انتهای عضو و k_{aa} ، k_{ab} و k_{bb} درایه‌های ماتریس سختی خمشی المان هستند. درایه‌های ماتریس سختی خمشی المان با استفاده از فرضیات انجام شده و مدل پیشنهادی برای رفتار غیرخطی المان بتنی مطابق شکل (۱)، بصورت زیر قابل استخراج می‌باشند. برای جزئیات بیشتر در این مورد به مرجع [۱۶] مراجعه شود.

$$k_{aa} = 12EI_A EI_B L f_{bb} / D_e$$

$$k_{ab} = k_{aa} f_{ab} / f_{bb}; \quad k_{bb} = k_{aa} f_{aa} / f_{bb}$$

(۵)

در معادله ۵، مقادیر f_{aa} ، f_{ab} ، f_{bb} و D_e با تعریف $S_A = (EI_A - EI_B)EI_B$ و $S_B = (EI_B - EI_A)EI_A$ از روابط ۶ حاصل می‌شوند.

$$f_{aa} = 4EI_A EI_B + S_A(\epsilon a - \epsilon a^\top + a^\top) + S_B b^\top$$

$$f_{ab} = -2EI_A EI_B - S_A(\epsilon a^\top - a^\top) - S_B(\epsilon b^\top - b^\top)$$

$$f_{bb} = 4EI_A EI_B + S_A a^\top + S_B(\epsilon b - \epsilon b^\top + b^\top)$$

$$D_e = (f_{aa} f_{bb} - f_{ab}^2) L^2$$

(۶)

ماتریس سختی خمشی کل المان که رابط برش و لنگر با جابجایی قائم و چرخش ابتدا و انتهای المان است، طبق معادله ۷ تعیین می‌شود [۱۶] که در آن K_B ماتریس سختی خمشی کل است.

$$K_B = R_E K_S R_E^T$$

(۷)

در حالیکه:

$$R_E^T = \begin{bmatrix} -1/L & 1 & 1/L \\ -1/L & 1/L & 1 \end{bmatrix}$$

(۸)

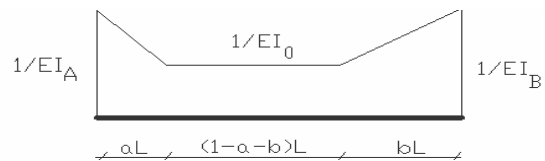
اثرات نیروی محوری را نیز با استفاده از ماتریس سختی محوری که رابط بین نیروی محوری و جابجایی محوری ابتدا و انتهای عضو می‌باشد، می‌توان اعمال نمود که از معادله ۹ تعیین می‌شود.

$$K_A = \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \frac{EA}{L}$$

(۹)

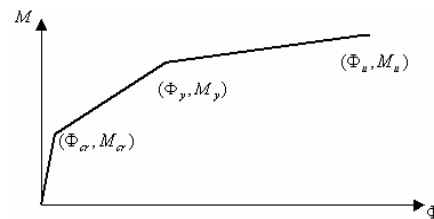
به این ترتیب ماتریس سختی کل المان با رویهم گذاری مناسب ماتریس سختی خمشی و محوری در یک

بار زلزله فرض می‌شود که مقدار لنگر خمشی در دو انتهای عضو همواره بیشتر از مقدار لنگر خمشی در وسط عضو می‌باشد، در این تحقیق با بهره‌گیری از این خاصیت و با استفاده از مدل پلاستیسیته گسترده، نمودار نرمی خمشی بصورت شکل (۱) فرض می‌گردد که در آن، $1/EI_A$ نرمی خمشی مقطع ترک‌خورده، $1/EI_B$ نرمی خمشی ابتدای عضو، $1/EI_0$ نرمی خمشی انتهای عضو، aL طول ترک‌خورده در ابتدای عضو و bL طول ترک‌خورده در انتهای عضو می‌باشد.



شکل ۱: نمودار نرمی خمشی عضو بتنی در حالت غیرخطی.

رابطه لنگر-انحنای هر المان سازه ای بتن مسلح، اثر معینی بر رفتار غیر خطی سازه دارد. در این تحقیق، به منظور بالا بردن دقت تحلیل غیرخطی، از یک مدل سه خطی مطابق شکل (۲) برای منحنی لنگر-انحنا استفاده می‌شود که در آن، M_{cr} لنگر ترک‌خوردگی، M_y لنگر تسلیم، M_u لنگر نهایی، Φ_y انحنای تسلیم، Φ_u انحنای نهایی و EI_0 سختی خمشی مقطع ترک‌خورده عضو بتن مسلح می‌باشند.



شکل ۲: منحنی لنگر-انحنای سه خطی.

برای حل معادله (۳) لازم است که ابتدا ماتریس سختی مماسی استخراج گردد. ماتریس سختی خمشی المان بتنی که رابط لنگرها و چرخشهای ابتدا و انتهای المان می‌باشد، با این فرض که دو انتهای تیر نسبت به خط میانتر جابجایی ندارند؛ مطابق معادله زیر قابل تعریف است:

$$M = K_S \theta \quad \text{or} \quad \begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{aa} & k_{ab} \\ k_{ab} & k_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \end{Bmatrix}$$

(۴)

[۱۹]. برای جزئیات بیشتر تحلیل خطر می توان به مرجع [۱۶] مراجعه نمود.

برنامه رایانه ای

با استفاده از مدل رفتاری تشریح شده در بخش قبلی، یک برنامه رایانه ای تهیه شده است که پس از محاسبه ماتریس سختی مماسی و بارگذاری سازه، تغییرشکلهای افزایشی سازه را در هر مرحله بارگذاری مطابق بخش تحلیل بار افزون محاسبه نموده و آنالیز خسارت را مطابق بخش اندیس خسارت سختی، انجام می دهد. به این منظور ابتدا منحنیهای لنگر- انحنای اعضای سازه، تنها با داشتن مشخصات مقطع بطور خودکار توسط برنامه محاسبه می شوند و در هر چرخه با توجه به اثرات نیروی محوری، اصلاح می گردند. جزئیات محاسبه منحنی لنگر-انحنا در مراجع [۲۰، ۵] آمده است. بنا بر انتخاب کاربر، اثرات طول اتصالات نیز می تواند در آنالیز لحاظ شود. بارگذاری تا جایی ادامه می یابد تا امکان محاسبه پاسخهای مربوط به همه سطوح عملکردی فراهم آید، علاوه بر این، در برنامه بنا بر انتخاب کاربر امکان دنبال کردن منحنی نیرو-تغییرمکان تا مرحله شکست سازه نیز وجود دارد. پس از حل معادلات حرکت، پاسخهای سازه شامل تعداد و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضا، طولهای ترک خوردگی، جابجایی نسبی طبقات سازه، نیروهای داخلی اعضا، چرخشهای پلاستیک و اندیس خسارت ارائه شده در این مقاله، در هر سطح عملکرد، با استفاده از روش ضرایب، محاسبه می شوند. در دو بخش بعدی، برای نشان دادن کارایی برنامه رایانه ای تهیه شده در ارزیابی خسارت سازه ای قابهای خمشی بتن مسلح، چندین نمونه ارائه می گردد.

ارزیابی خسارت سازه های طراحی شده بر

اساس استاندارد ۲۸۰۰ و آیین نامه آبا

در این قسمت به منظور کاربردی نمودن اندیس خسارت ارائه شده در این تحقیق، در ارزیابی خسارت قابهای خمشی بتن مسلح که بر اساس استانداردهای موجود کشورمان طراحی و اجرا می شوند، چندین نمونه مورد توجه قرار گرفته است. به این منظور تعداد هشت قاب بتن مسلح دو بعدی بگونه ای انتخاب شده اند که

ماتریس 6×6 بدست می آید و ماتریس سختی سازه با رویهم گذاری مناسب ماتریس سختی المانها حاصل می شود.

مرحله بعدی در تحلیل بار افزون، تعیین بردار بارگذاری است. مدل‌های مختلفی در تحقیقات مربوط به تحلیل بار افزون برای توزیع نیروی جانبی در تراز طبقات، دیده می شود. یکی از بهترین مدلها، مدلی است که استاندارد FEMA273 توصیه می کند و در آن اثرات مدهای ارتعاشی بالاتر تا حدودی منظور می گردد. در تحقیق حاضر از این مدل توزیع که طبق معادله ۱۰ بیان می شود، استفاده شده است و در آن، W_i وزن هر طبقه، H_i ارتفاع هر طبقه از تراز پی ساختمان، n_s تعداد طبقات سازه و μ پارامتری است که بستگی به دوره تناوب اصلی سازه، مقدار آن از ۱ تا ۲ متغیر است.

$$F_i = \frac{W_i H_i^\mu}{\sum_{i=1}^{n_s} W_i H_i^\mu} \quad (10)$$

پس از تشکیل ماتریس سختی مماسی و بردار بار خارجی مطابق توضیحات قبلی، می توان جابجاییها را در هر گام بارگذاری از معادله ۱ محاسبه نمود و به این ترتیب منحنی ظرفیت سازه را تعیین نمود. حال با داشتن سطوح خطر می توان به سطوح عملکرد سازه دست یافت. در این تحقیق، از ضوابط FEMA273 [۲] و دستورالعمل بهسازی [۱۷] برای تعیین سطوح خطر استفاده می شود. برای تعیین سطوح عملکرد نیز از روش که در این دو مرجع آمده است، استفاده می گردد. در دو مرجع فوق الذکر، دو سطح خطر اصلی با احتمال رویداد ۱۰٪ در ۵۰ سال و ۲٪ در ۵۰ سال وجود دارد. برای سطوح خطر دیگر باید تحلیل خطر صورت گیرد. در این تحقیق، از روش احتمالاتی برای تعیین شتاب طیفی سطوح خطر استفاده شده است. در این روش، با استفاده از ترکیب احتمالاتی پارامترهای مربوط به چشمه های لرزه ای، لرزه خیزی و رابطه کاهندگی، پارامتر طراحی (شتاب مبنا و شتاب طیفی، طیف طرح) برای هر یک از سطوح خطر بر حسب احتمال وقوع سالیانه یا دوره بازگشت، محاسبه می شود. در تحقیق حاضر، از مدل کاهندگی دنووان (برای اطلاعات بیشتر در مورد این مدل به مرجع [۱۸] مراجعه شود) که با شرایط ایران تطابق بیشتری دارد استفاده شده است

شامل محدوده قابل توجهی از تعداد طبقات مختلف باشند که با استفاده از روش استاتیکی معادل استاندارد ۲۸۰۰ [۲۱] قابل تحلیل و طراحی هستند. جزئیات طراحی و اطلاعات دقیق این قابها در مرجع [۲۲] آمده است. اطلاعات کلی این قابها ذیلا ارائه می شود.

تعداد طبقات قابهای مورد مطالعه ۵، ۸، ۱۲ و ۱۵ طبقه در نظر گرفته شده اند. کلیه قابها در بستر سنگی قرار دارند و برای دو نوع منطقه با خطرپذیری خیلی زیاد (قاب خمشی بتنی ویژه) و خطرپذیری متوسط (قاب خمشی بتنی متوسط) طبق استاندارد ۲۸۰۰ بارگذاری و طبق آئین نامه آبا طراحی شده اند. تمامی قابها دارای ۴ دهانه با طول ۴ متر و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر می باشند. کلیه قابها دارای عرض برابر ۴ متر و در تمام طبقات سازه دارای بار مرده ۷۶۰ و بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع هستند. اهمیت قابها از نوع معمولی طبق استاندارد ۲۸۰۰ فرض شده است. در فرآیند تحلیل و طراحی این قابها، مقاومت مشخصه بتن برابر ۳۰ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته بتن برابر ۲۷۳۸۶ مگاپاسکال، کرنش متناظر با حداکثر مقاومت بتن برابر ۰/۰۰۲، کرنش نهایی بتن برابر ۰/۰۰۳، مقاومت جاری شدن فولاد برابر ۳۰۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته فولاد برابر ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال فرض شده اند. مشخصات کلی قابهای مورد مطالعه در جدول (۱) خلاصه شده است و شکل (۳) نمای کلی آنها را نشان می دهد.

در نامگذاری هر قاب از دو حرف و یک عدد استفاده شده است که حرف اول مبین نوع قاب (H برای قابهای با شکل پذیری بالا و M برای قابهای با شکل پذیری متوسط)، حرف دوم، R، معرف بستر سنگی و عدد، نشانگر تعداد طبقات قاب می باشد. برای مشخصات ابعاد و آرماتورهای تیرها و ستونهای سازه به مرجع [۲۲] مراجعه شود. در این قابها، سه سطح خطر شامل ۵۰ درصد احتمال رویداد (سطح ۱، سطح خطر انتخابی متناظر با سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه مطابق مرجع ۱۶)، ۱۰ درصد احتمال رویداد (سطح ۲، متناظر با سطح خطر ۱ مطابق دستورالعمل بهسازی) و ۲ درصد احتمال رویداد (سطح ۳، متناظر با سطح خطر ۲ مطابق دستورالعمل بهسازی) در نظر گرفته شده و برای آنها تحلیل خطر طبق آنچه که در بخش تحلیل بار افزون ذکر شد، انجام شده است. با استفاده از اطلاعات مربوط به قابهای طراحی

شده، کلیه سازه ها در محیط برنامه رایانه ای مدل شدند و آنالیز خسارت با استفاده از مدل خسارت ارائه شده در بخش اندیس خسارت سختی، بر روی آنها انجام شد که نتایج حاصل از آن در شکل (۴) خلاصه شده است. در تعیین نقاط عملکردی این سازه ها (تغییرمکانهای هدف) از روش ضرایب دستورالعمل بهسازی مطابق رابطه ۳-۱۴ این دستورالعمل استفاده شده است [۱۷] و نتایج حاصل بر روی منحنیهای ظرفیت و خسارت نشان داده شده است. نکات قابل توجه از منحنیهای شکل (۴) را می توان در موارد زیر خلاصه نمود:

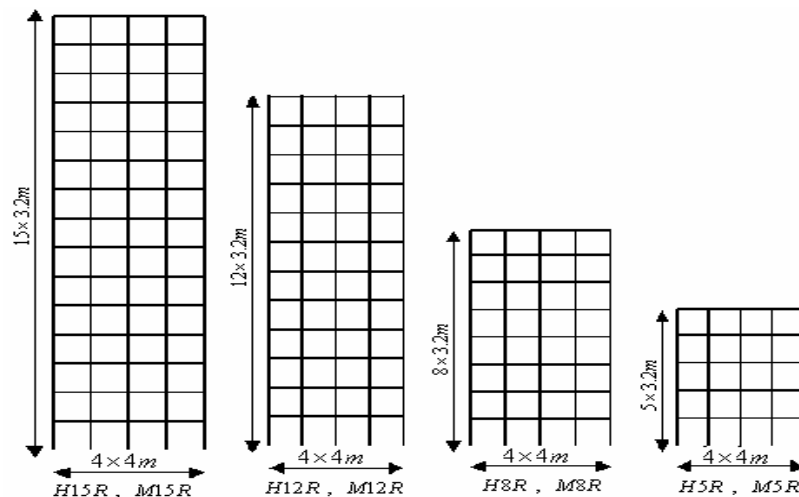
- ۱- با توجه به منحنیهای ظرفیت، ظرفیت نهایی همه قابها چندین برابر ظرفیت طراحی آنهاست.
- ۲- ظرفیت همه قابهای با شکل پذیری بالا بیشتر از ظرفیت قابهای با شکل پذیری متوسط است و نحوه توزیع تغییرشکلهای نسبی در تراز طبقات در این دو نوع قاب با هم متفاوت است. علت این تفاوت را می توان در افزایش سختی طبقات قابهای با شکل پذیری بالا نسبت به قابهای با شکل پذیری متوسط و تفاوت در توزیع سختی در طبقات این دو نوع قاب، تشریح نمود.
- ۳- منحنیهای خسارت قابهای با شکل پذیری بالا و متوسط بجز در قاب ۵ طبقه، تقریبا بر هم منطبقند در حالیکه دارای منحنیهای ظرفیت غیر یکسان هستند؛ با توجه به این موضوع می توان بیان داشت که بدلیل اینکه جزئیات ارائه شده توسط آبا در این دو سطح شکل پذیری چندان تفاوت ندارد، این نتیجه را می توان گرفت که قابهای با شکل پذیری بالا در آبا بجای آنکه شکل پذیرتر باشند، مقاومت بالاتری دارند.
- ۴- همانطوری که در منحنیهای خسارت شکل (۴) نشان داده شده است، همه قابها در تغییرشکل نسبی متوسط حدود ۱ درصد وارد محدوده بحرانی شده اند که در این محدوده خسارت بالایی را تجربه می کنند. مقدار خسارت در این محدوده، برای قابهای ۵ و ۸ طبقه با شکل پذیری بالا و متوسط بیش از ۹۷ درصد و برای قابهای ۱۲ و ۱۵ طبقه با شکل پذیری بالا و متوسط بیش از ۹۵ درصد می باشد.
- ۵- با دقت در شکل (۴) ملاحظه می شود که در معیارهای پیشنهادی استاندارد FEMA و ATC برای قابهای خمشی بتن مسلح در سطوح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه، ایمنی جانی و جلوگیری از فروریزش

دارای عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه و در سطح خطر ۳ (طبق تعریف در این مقاله) دارای عملکرد ایمنی جانی می باشند.

۷- مطابق معیار ارائه شده در این تحقیق، عمده قایبهای مورد مطالعه، در سطح خطر ۱ خسارت متوسط (کمتر از ۵۰٪)، در سطح خطر ۲ خسارت زیاد (بیشتر از ۵۰٪ و کمتر از ۹۵٪) و در سطح خطر ۳ خسارت خیلی زیاد (بیشتر از ۹۵٪ ولی قبل از خرابی کامل) را تجربه می کنند؛ عبارت دیگر مطابق این معیار، قایبها در سطح خطر ۱ دارای عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه، در سطح خطر ۲ دارای عملکرد ایمنی جانی و در سطح خطر ۳ دارای عملکرد جلوگیری از فروریزش می باشند و انتظارات عملکردی را برآورده می سازند. بنابر این می توان با معرفی اندیس خسارت بکار رفته در این مقاله حدود مناسبی از زوال سختی را بعنوان شاخص مکملی برای تعیین سطوح عملکردی مورد تقاضا در طراحی (با در نظر گرفتن گستره وسیعتری از سازه های بتنی) تعیین نمود. البته تعیین این حدود نیاز به کار تحقیقاتی گسترده ای دارد که در قالب کار این مقاله نمی گنجد.

(تغییرشکل‌های نسبی ۱، ۲ و ۴ یا $33V/P$ درصد)، محدوده تغییرات خسارت بسیار کم است. میزان این تغییرات در جدول (۲) آمده است. کم بودن میزان تغییرات خسارت در معیارهای پیشنهادی این استاندارد را می توان به این ترتیب توجیه نمود که همه قایبها در این معیارها وارد ناحیه بحرانی منحنی خسارت شده و خسارت بالایی را تجربه می کنند. این محدوده خسارت برای سطح عملکرد جلوگیری از فروریزش توجیه پذیر است؛ برای سطح عملکرد ایمنی جانی نیز می تواند توجیه پذیر باشد؛ ولی برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه با توجه به انتظارات طراحان یا ساکنین از این سطح عملکرد، به هیچ وجه توجیه پذیر نیست زیرا مطابق نتایج حاصله زوال سختی در این سطح عملکرد برای کلیه سازه ها بیش از ۹۵ درصد بوده است که ضریب اطمینان بهره برداری از این سازه ها را به شدت کاهش می دهد.

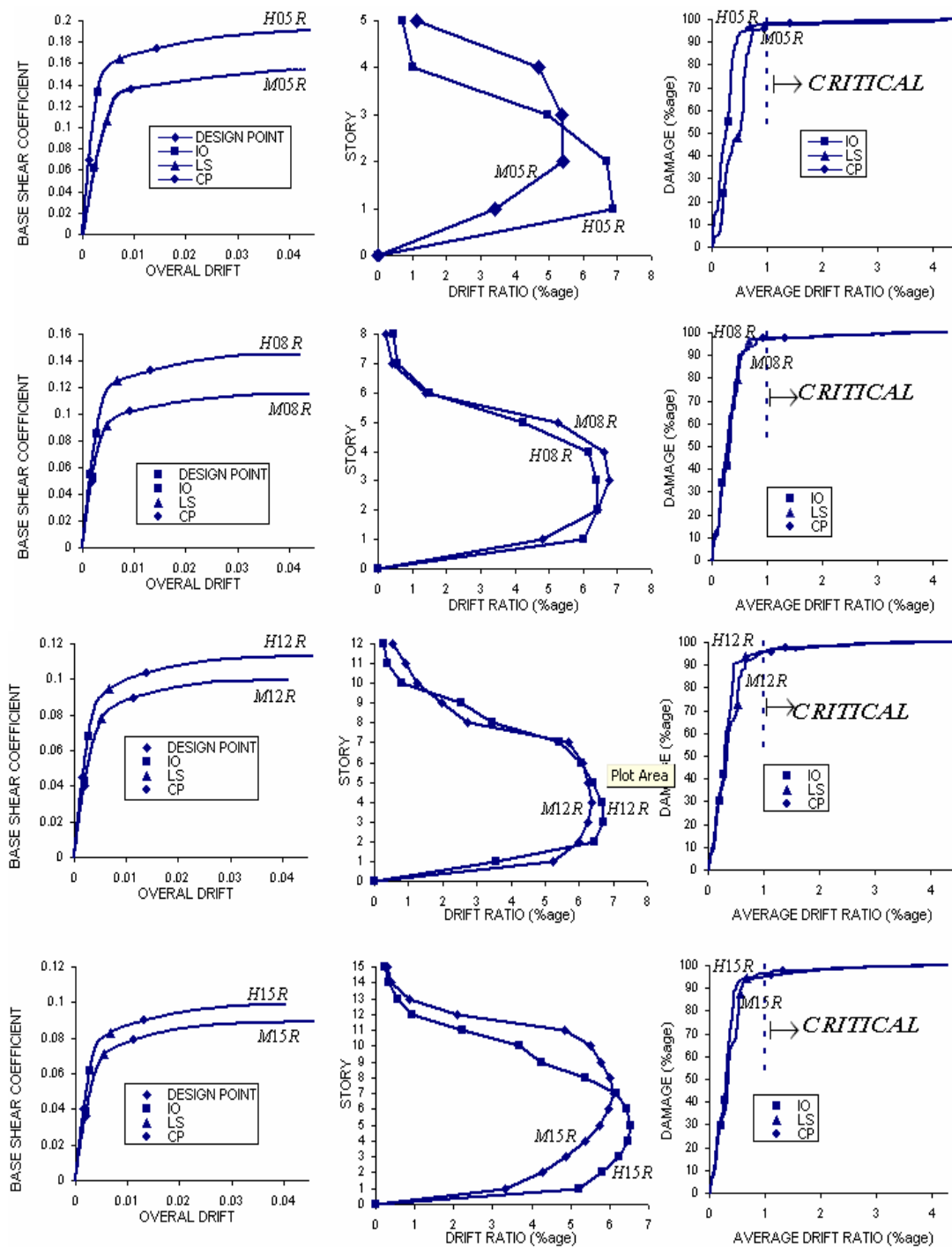
۶- اگر بر اساس معیارهای کمی FEMA273 و ATC40 برای سطوح عملکرد کلی سازه (تغییر شکل نسبی ۱٪، ۲٪ و ...) قضاوت شود، ملاحظه می شود که بطور کلی همه قایبهای طراحی شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، در سطح خطر ۱ و ۲ (طبق تعریف در این مقاله)



شکل ۳: نمای کلی قایبهای مورد مطالعه.

جدول ۱: مشخصات کلی قایبهای مورد مطالعه.

شماره قاب	H15R	H12R	H8R	H5R	M15R	M12R	M8R	M5R
ارتفاع کل (متر)	۴۸	۳۸/۴	۲۵/۶	۱۶	۴۸	۳۸/۴	۲۵/۶	۱۶
برش پایه طراحی (کیلو نیوتن)	۲۷۶/۸	۲۴۷/۶	۲۰۲/۱	۱۵۹/۸	۳۱۰	۲۷۷/۳	۲۲۶/۴	۱۷۹
تعداد تپ ستونها	۱۲	۸	۷	۳	۹	۸	۷	۶
تعداد تپ تیرها	۲۵	۲۲	۱۲	۱۲	۳۵	۲۵	۱۲	۱۲



شکل ۴: منحنیهای خسارت، تغییرشکل نسبی به ازای تغییرشکل نسبی متوسط ۴ درصد و ظرفیت (بترتیب از راست به چپ) برای قابهای ۵، ۸، ۱۲ و ۱۵ طبقه (بترتیب از بالا به پایین) طراحی شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و آئین نامه آبا.

جدول ۲: تغییرات خسارت در معیارهای پیشنهادی استاندارد FEMA و ATC.

متوسط				بالا				نوع شکل پذیری
۱۵	۱۲	۸	۵	۱۵	۱۲	۸	۵	تعداد طبقات سازه
۹۵/۴	۹۵/۷	۹۷/۶	۹۷/۴	۹۶/۶	۹۵/۴	۹۷/۱	۹۸/۱	حداقل خسارت (درصد)
۹۹/۷	۹۹/۸	۹۹/۸	۹۹	۹۹/۸	۹۹/۷	۹۹/۸	۹۹/۶	حداکثر خسارت (درصد)

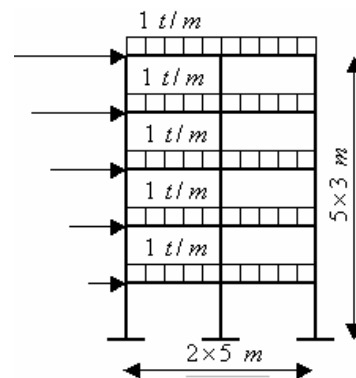
پلاستیک انتهایی ستونها و از مقادیر مجاز $0/01$ ، $0/02$ و $0/25$ برای کنترل چرخشهای پلاستیک انتهایی تیرها بترتیب در سطوح عملکرد IO، LS و CP استفاده گردید. به این ترتیب مقاطع نهایی برای تیرها و ستونها بترتیب زیر بدست آمدند:

تیرها با ابعاد 30×40 سانتیمتر و آرماتورهای بالا و پائین بترتیب $7/55$ و 16 سانتیمتر مربع ستونهای سه طبقه اول با ابعاد 500×500 سانتیمتر و آرماتورهای بالا و پائین 43 ، 25 و 15 سانتیمتر مربع بترتیب برای طبقات اول، دوم و سوم ستونهای دو طبقه آخر با ابعاد 400×400 سانتیمتر و آرماتورهای بال و پائین 18 و 10 سانتیمتر مربع بترتیب برای طبقات چهارم و پنجم

پس از طراحی سازه بر اساس عملکرد، سازه به طریق بار افزون غیرخطی تحلیل شد و بر اساس معیار خسارت ارائه شده در این مقاله در سطوح عملکردی مختلف مانند مثالهای پیشین مورد ارزیابی و مقایسه با انتظارات عملکردی و معیارهای خسارت استانداردهای FEMA-273 و ATC-40 قرار گرفت. منحنیهای نهایی لنگر-انحنای تیرها و ستونها که توسط برنامه تعیین شده اند، مطابق شکل (۶) می باشد. منحنیهای تغییرات ضریب برش پایه در برابر نسبت تغییرمکان بام به ارتفاع (تغییرمکان نسبی متوسط)، تغییرمکان نسبی طبقات در برابر شماره طبقات و اندیس خسارت در برابر تغییرمکان نسبی متوسط طبقات در شکل (۷) آمده اند. همانطور که منحنی تغییرمکان نسبی نشان می دهد، حداکثر تغییرمکانهای نسبی طبقات در کلیه سطوح عملکردی بسیار کمتر از حدود مجاز تعریف شده توسط FEMA273 و ATC40 هستند؛ بعبارت دیگر ارضای محدودیت چرخشهای پلاستیک المانهای سازه سبب شده است که تغییرمکانهای نسبی طبقات از تغییرمکانهای نسبی مجاز به مقدار زیادی فاصله گیرند که این موضوع نوعی ناسازگاری را در ارائه حدود مجاز طراحی توسط این دستورالعملها، نشان می دهد. نتایج مربوط به قابهای مورد مطالعه در بخش قبلی نیز این موضوع را تایید می نمایند. مقادیر پاسخهای قاب مورد مطالعه در جدول (۳) خلاصه شده است. مطابق مقادیر خسارت این جدول، ملاحظه می شود مقادیر خسارت حاصل از این تحقیق می توانند بخوبی بیانگر تعاریف کیفی استانداردها از سطوح عملکرد

ارزیابی خسارت یک قاب طراحی شده بر اساس عملکرد طبق استاندارد FEMA

بعنوان مثال آخر به منظور بررسی این نکته که آیا تفاوت رفتار سازه های طراحی شده قبلی با انتظارات عملکردی بخاطر طراحی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ بوده است و آیا با طراحی بر اساس عملکرد طبق FEMA273 این نقیصه بر طرف خواهد شد یا نه یک قاب خمشی ۲ دهانه و پنج طبقه بتن مسلح که مشخصات کلی آن در شکل (۵) آمده است مورد توجه قرار گرفته است. مدول الاستیسیته فولاد برابر 200000 مگاپاسکال، مقاومت تسلیم فولاد برابر 276 مگاپاسکال، مقاومت فشاری بتن برابر $20/7$ مگاپاسکال، پوشش بتن روی میلگرد برابر 50 میلیمتر و مقاطع تیرها و ستونها بصورت مستطیلی فرض می شوند. برای این قاب چهار سطح عملکردی IO، OP، LS و CP و متناظر با آنها چهار سطح خطر زلزله با احتمال وقوع 50 ، 20 ، 10 و 2 درصد در 50 سال، برای طراحی سازه در نظر گرفته شده اند. مقدار میرایی سازه برابر 5 درصد و خاک زیر پی، تیپ ۴ فرض می شوند. شتابهای طیفی در حالت پریود کوتاه برای زلزله با احتمال وقوع 10 ٪ و 2 ٪، در حالت پریود کوتاه بترتیب برابر $0/29$ و $0/5$ و در حالت پریود یک ثانیه برابر $0/14$ و $0/23$ فرض گردیده اند. برای تحلیل خطر این قاب از ضوابط FEMA273 استفاده شده است.

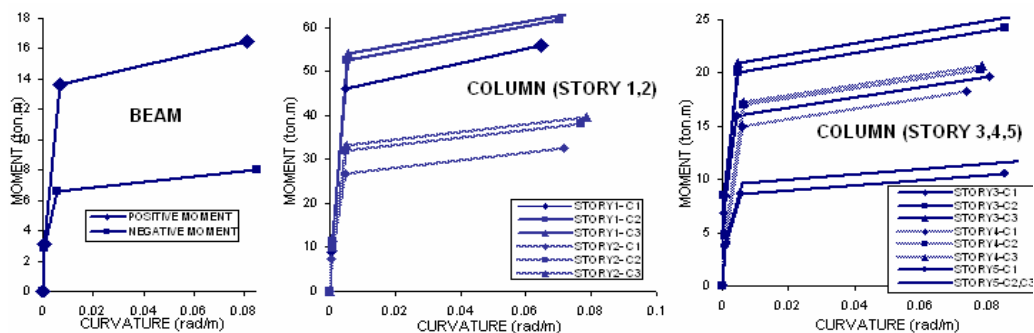


شکل ۵: مشخصات قاب بتن مسلح مورد مطالعه طبق استاندارد FEMA.

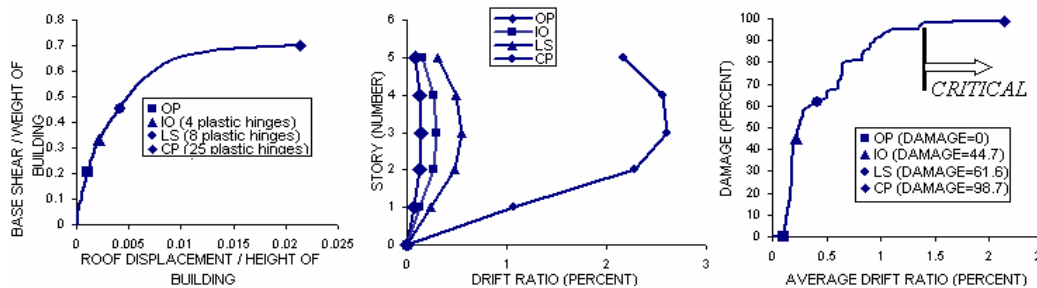
در این تحقیق، ابتدا سعی گردید قاب مورد نظر طی چندین عملیات سعی و خطا طوری طراحی شود که تقریباً اقتصادی باشد و ظرفیت اعضای آن بیش از نیاز نباشد. به این منظور مطابق استاندارد FEMA از مقادیر مجاز $0/05$ ، $0/15$ و $0/2$ برای کنترل چرخشهای

فرض شود)، خسارتی به میزان ۹۱/۵ درصد را تجربه می کند و به مرز ناپایداری سازه نزدیک می شود که این رفتار متناقض با تعریف عملکرد سازه در این سطح می باشد. حال سوال اساسی اینست که آیا سازه ای با سختی کاهش یافته ۸/۵ درصد سختی اولیه می تواند برای سطح عملکردی که طبق استاندارد با خسارت کم یا ناچیز معرفی می شود، مناسب باشد. همچنین با تعریف اندیس خسارت این مقاله میزان خسارت متناظر با معیار پیشنهادی دو استاندارد فوق الذکر که برای سطح LS، جابجایی نسبی ۲ درصد را توصیه می کنند، برابر ۹۸/۷ درصد یعنی ۹۸/۷ درصد کاهش در سختی اولیه سازه است که باز هم متناقض با اهداف عملکردی سازه در این سطح مطابق استاندارد می باشد. در معیار پیشنهادی دو استاندارد برای سطح CP، یعنی جابجایی نسبی ۴ درصد و $33V/P$ درصد، سازه ناپایدار شده و ملاحظات طراحی را برآورده نمی سازد.

مختلف (خسارت صفر در سطح OP، خسارت کم در سطح IO، خسارت زیاد در سطح LS و خسارت شدید در سطح CP) باشند. همچنین اطلاعات سودمندی از محدوده بحرانی منحنی خسارت که در شکل (۷) نشان داده شده است، می توان بدست آورد و نشان می دهد که در این محدوده (بعد از تغییرمکان نسبی ۱/۴ درصد)، میزان خسارت تقریباً ثابت و بیش از ۹۸ درصد است؛ ثابت بودن خسارت در این محدوده را می توان به خرابی سازه تعبیر نمود. به این ترتیب آستانه واقعی خرابی سازه از روی منحنی خسارت به آسانی قابل تعیین است در حالیکه منحنی ضریب برش پایه نمی تواند این محدوده را بصورت واضح نشان دهد. از سوی دیگر چنانچه معیارهای پیشنهادی استاندارد FEMA-273 و ATC-40 برای سطوح مختلف عملکرد مورد توجه قرار گیرد، ملاحظه می شود که چنانچه برای سطح IO، جابجایی نسبی ۱ درصد در نظر گرفته شود، سازه وارد محدوده غیر ارتجاعی شده و) چنانچه مقدار خسارت معادل با زوال سختی سازه



شکل ۴: منحنیهای لنگر-انحنای نهایی تیرها و ستونها.



شکل ۵: منحنیهای خسارت، تغییرمکان نسبی و ظرفیت (بترتیب از راست به چپ) برای قاب طراحی شده بر اساس FEMA.

جدول ۳: پاسخهای قاب طراحی شده بر اساس عملکرد.

CP	LS	IO	OP	سطح عملکرد
۳۵	۲/۷۴	۱۶/۷۰	۱۰/۱۶	برش پایه (تن)
۳۲/۰۴	۶/۱۹	۳/۳۶	۱/۶۴	تغییرمکان بام (سانتیمتر)
۲/۶۱	۰/۵۴	۰/۳۰	۰/۱۴	تغییرمکان نسبی حداکثر (درصد)
۹۸/۷	۶۱/۶	۴۴/۷	۰	خسارت (درصد)

خلاصه و نتیجه گیری

در این مقاله به کاربرد اندیس خسارت سختی در ارزیابی عملکرد قابهای خمشی بتن مسلح در طراحی بر اساس عملکرد با استفاده از تحلیل بار افزون پرداخته شد و نتایج حاصل از آن با معیارهای سنجش عملکرد استانداردهای موجود مقایسه گردید. به این منظور رابطه اندیس خسارت در حالت طراحی بر اساس عملکرد اصلاح شد و یک روش موثر برای تحلیل بار افزون قابهای بتن مسلح ارائه گردید. بر این اساس یک برنامه رایانه‌ای تهیه گردید که فقط با داشتن اطلاعات مربوط به سطوح خطر زلزله و مشخصات قاب قادر به پیشگویی خسارت سازه‌ای در سطوح مختلف عملکردی سازه می‌باشد. با استفاده از برنامه رایانه‌ای، آنالیز خسارت بر روی نمونه‌های متعددی از قابهای بتنی طراحی شده طبق استانداردهای مختلف انجام شد. نتایج حاصل از آن کارایی و موثر بودن برنامه را در ارزیابی خسارت لرزه‌ای قابهای خمشی بتن مسلح نشان می‌دهد. نتایج حاصل از آنالیز خسارت قابهای مورد مطالعه را می‌توان در موارد زیر خلاصه نمود:

- ۱- در معیار پیشنهادی استاندارد FEMA273 و ATC-40 برای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه کلیه قابهای مورد مطالعه وارد ناحیه بحرانی منحنی خسارت شده و خسارت بالایی را تجربه می‌کنند که این رفتار متناقض با عملکرد مورد انتظار از این سازه‌ها در سطح عملکرد مورد نظر می‌باشد
- ۲- با توجه به اینکه در مورد کلیه سازه‌های مورد مطالعه اعم از قابهای طراحی شده طبق استاندارد FEMA273 و ۲۸۰۰ قاب طراحی شده بر اساس FEMA، معیار تغییر مکان نسبی دستورالعملهای FEMA273 و ATC40 متناقض با اهداف عملکردی تعریف شده در این دستورالعملها می‌باشد می‌توان نتیجه گرفت که این تناقض ناشی از کامل نبودن معیار سنجش عملکرد دستورالعملها می‌باشد و مربوط به ضعف استاندارد ۲۸۰۰ نیست.

مراجع

- 1 - Fajfar, P. and Gaspersic, P. (1996). "The N2 Method for The Seismic Damage Analysis of RC Buildings." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 25, No. 1, PP. 31-46.
- 2 - Federal Emergency Management Agency, FEMA273 (1997). *NEHRP Guideline for The Seismic Rehabilitation of Buildings*. Building Seismic Safety Council, Washington DC.

۳- از منحنی خسارت ارائه شده در این تحقیق، می‌توان تغییر شکل نسبی متوسط ۱ درصد را بعنوان مرز محدوده بحرانی خسارت (آستانه خرابی) برای قابهای طراحی شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و آبا پیشنهاد نمود.

۴- با توجه به یکسان بودن میزان خسارت قابهای با شکل پذیری بالا و متوسط طبق استاندارد آبا، بجز در قاب ۵ طبقه و با دقت در منحنی ظرفیت قابها، به نظر می‌رسد که قابهای با شکل پذیری بالا در آبا بجای آنکه شکل پذیرتر باشند، مقاومت بالاتری دارند.

۵- در طراحی بر اساس عملکرد با استفاده از ضوابط موجود دستورالعملها، تغییر مکان نسبی طبقات که اغلب استانداردها بعنوان معیاری برای شناسایی سطوح عملکرد پیشنهاد می‌کنند، ممکن است همزمان با ارضای شرایط چرخشهای پلاستیک به مقادیر حدی خود نرسند که در این مورد اصلاح ضوابط دستورالعملها در ایجاد سازگاری بین دو معیار فوق الذکر و یا توسعه یک الگوریتم موثر جهت ارضاء نمودن دو شرط مذکور بطور همزمان ضروری به نظر می‌رسد.

۶- مطابق معیار ارائه شده در این مقاله، قابهای طراحی شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ در سطوح خطر ۱ و ۲ (طبق تعریف دستورالعمل بهسازی) بترتیب دچار خسارتهای زیاد (بیش از ۵۰٪) و خیلی زیاد (بیش از ۹۵٪) می‌شوند که با عملکردهای مورد انتظار تطابق دارد و می‌تواند بعنوان یک معیار متناسب با تعریف دستورالعملها از سطوح عملکرد، بکار رود.

۷- با توجه به اینکه تعاریف ارائه شده برای سطوح مختلف عملکردی سازه شامل IO، OP، LS و CP در اغلب آیین نامه‌ها بصورت کیفی هستند در حالیکه علی القاعده باید دارای تعاریف کمی متناظری باشند، لزوم طراحی بر اساس عملکرد مبتنی بر BENCH MARKهای مشخص احساس می‌شود که تعیین آنها تحقیقات دیگر و مطالعات بیشتری را می‌طلبد.

- 3 - Federal Emergency Management Agency, FEMA356 (1997). *Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings*. Building Seismic Safety Council, Washington DC.
- 4 - Applied Technology Council, ATC40 (1997). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California Seismic Safety Commission.
- 5 - Park, Y. J. and Ang, A. H. S. (1985). "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete." *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 111, No. 4, PP. 722-739.
- 6 - Cosenza, E., Manfredi, G. and Ramasco, R. (1993). "The Use of Damage Functionals in Earthquake Engineering: A Comparison Between Different Methods." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 22, PP. 855-868.
- 7 - Rodriguez, M. (1994). "A Measure of The Capacity of Earthquake Ground Motions to Damage Structures." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 23, PP. 627-643.
- 8 - Usami, T. and Kumar, S. (1998). "Inelastic seismic design verification method for steel bridge piers using a damage index based hysteretic model." *Engineering Structures*, Vol. 20, PP. 472-480.
- 9 - Colombo, A. and Negro, P. (2005). "A damage index of generalised applicability." *Engineering Structures*, Vol. 27, PP. 1164-1174.
- 10 - Park, Y. J., Reinhorn, A. M. and Kunnath, S. K. (1987). *IDARC: Inelastic Damage Analysis of Frame Shear-Wall Structures*. Technical Report NCEER-87-0008, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- 11 - Toussi, S. and Yao, J. T. P. (1982). "Hysteresis Identification of Existing Structures." *J. Engng. Mech. ASCE*, Vol. 109, No. 5, PP. 1189-1203.
- 12 - Stephens, J. E. and Yao, J. T. P. (1987). "Damage Assessment Using Response Measurements." *J. Struct. Engng. ASCE*, Vol. 113, No. 4, PP. 787-801.
- 13 - Otani, S. and Sozen, M. A. (1972) *Behavior of Multi-Storey Reinforced Concrete Frames During Earthquakes*. Structural Research Series No. 392, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana, IL.
- 14 - Ghobarah, A., Abou-Elfath, H. and Biddah, A. (1999). "Response-Based Damage Assessment of Structures." *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, Vol. 28, PP. 79-104.
- ۱۵ - حبیبی، ع. ل، محرمی، ح. و تسنیمی، ع. ع. "ارزیابی خسارت لرزه‌ای قابهای بتن مسلح در طراحی بر اساس عملکرد با استفاده از تحلیل بار افزون." مجموعه مقالات هفتمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۸۵).
- ۱۶ - حبیبی، ع. ل. "متدلوژی بهینه‌سازی و طراحی خودکار لرزه‌ای قابهای بتن مسلح دو بعدی بر اساس عملکرد." گزارشهای سمینار اول و دوم رساله دکتری، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۸۵).
- ۱۷ - پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله. "دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود." (۱۳۸۱).
- ۱۸ - دانشجو، ف. "مبانی مهندسی زلزله و آنالیز ریسک." انتشارات دانش فردا، تهران، (۱۳۷۸).
- ۱۹ - نماینده نیاسر، ع. "ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه های فولادی طراحی شده بر اساس آئین نامه ۲۸۰۰." پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۸۲).
- 20- Park, R. and Paulay, T. (1974). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley and Sons, Inc., New York.
- ۲۱ - مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن. "آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله." استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۷۸).
- ۲۲ - سلیمی، م. "تحلیل غیرخطی قابهای خمشی بتن مسلح با تاکید بر اثر محصورشدگی بتن بر ضریب رفتار." پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، (۱۳۸۳).

واژه های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

1 - Operational
4 - Collapse Prevention

2 - Immediately Occupancy

3 - Life Safety