

ارزیابی محاسباتی شکست ستون کوتاه در هنگام زلزله

محمدرضا تابش پور، دانشجوی دکتری / علی بخشی، استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

۱- چکیده

کاربرد و مهم می باشد. طراحی قابهای مرکب، نسبتاً پیچیده می باشد. اگرچه وجود میانقاب باعث افزایش سختی کل سازه می شود، اما این اثر همواره جنبه مثبت ندارد. این تغییر در سختی سازه باعث تغییرات قابل ملاحظه ای در رفتار آن می شود. یک حالت نامناسب، وجود دیوارهای کوتاهی است که تا قسمتی از ارتفاع طبقه ادامه یافته اند. در این صورت، قسمتی از ستون که مجاور دیوار است، تقریباً به طور یکپارچه با دیوار عمل نموده، ارتفاع ستون کاهش و سختی آن بسیار افزایش می یابد. به تناسب این افزایش سختی، ستون متحمل نیروهای شدیدتری می شود. تجربه نشان داده است که یکی از دلایل مهم خرابی سازه های دارای میانقاب، پدیده ستون کوتاه می باشد. با توجه به ابعاد سطح مقطع ستون و بر حسب ارتفاع بخش ستون کوتاه، مکانیزم های گوناگونی برای شکست آن، ممکن می باشد. اگر ارتفاع ستون کوتاه، بسیار کم باشد (قابل مقایسه با ابعاد مقطع ستون)، شکست برشی رخ خواهد داد که به ترکهای قطری و یا خردشدگی شدید بتن منجر می گردد (تصویر ۱)؛ اما، در صورتی که ستون، باریک باشد و یا ارتفاع دیوار زیاد نباشد، شکست ایجاد شده در ستون به صورت خمشی خواهد بود (تصویر ۲). خردشدگی بتن بر اثر نیروهای شدید برشی در حضور نیروی فشاری

در ساختمانها قابهای باربر توسط دیوارهایی با مصالح بنایی پر می شوند. این امر باعث افزایش سختی قاب شده و اگر توزیع سختی به صورت متقارن باشد، به بهبود رفتار سازه منجر می گردد؛ اما در عین حال در برخی از دهانه ها بویژه در قسمت های بیرونی ساختمان، به علت وجود بازشوها، دیوارهای کوتاه اجرا می شوند. این مسأله باعث کوتاه شدن طول مؤثر ستون و افزایش سختی آن می گردد. در نتیجه در ستون کوتاه تنش های بزرگی ایجاد و به خرابی آن منجر می گردد. در مقاله حاضر تأثیر وجود میانقاب کامل و پدیده ستون کوتاه به صورت عددی مورد بررسی قرار گرفته است. **کلید واژه ها:** میانقاب آجری، ستون کوتاه، تحلیل خرابی، شاخص خرابی

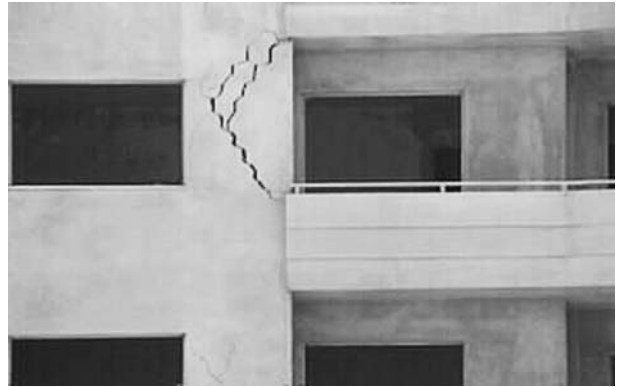
۲- مقدمه

برای جدا کردن فضای ساختمان و بیرون آن، از دیوارهای با مصالح بنایی استفاده می شود که در داخل قاب قرار می گیرند. یکی از مسائل مهم در مهندسی زلزله، بررسی تأثیر میانقابهای آجری بر رفتار لرزه ای سازه می باشد. به علت استفاده زیاد از میانقابها در ساختمانهای متداول، مطالعه اثر میانقاب بر رفتار سازه در هنگام زلزله یک موضوع

زیاد در تصویر (۳) نشان داده شده است. نیروی فشاری به همراه نیروی برشی باعث بیرون زدگی میلگردهای طولی شده است.



تصویر (۳): خردشدگی بتن و ترکهای قطری



تصویر (۱): شکست برشی (قطری) ستون کوتاه



تصویر (۴): نمایی از ساختمان قبل از زلزله

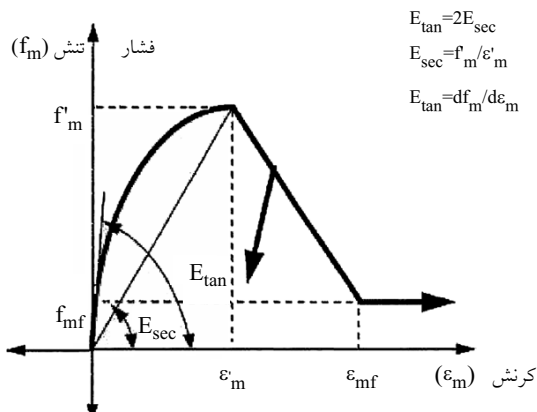


تصویر (۲): شکست خمشی ستون کوتاه

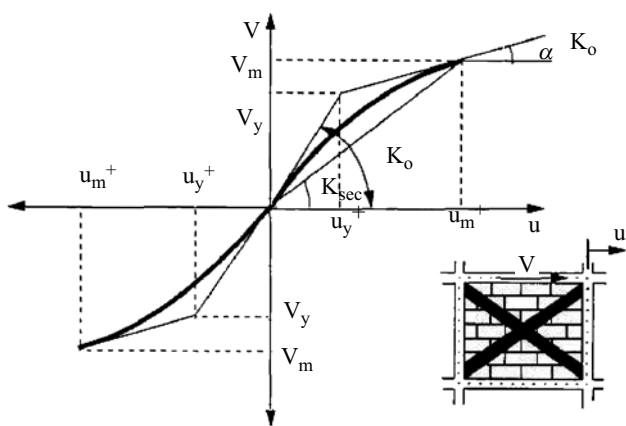


تصویر (۵): تخریب کامل طبقه اول در هنگام زلزله به علت پدیده ستون کوتاه در نظر گرفتن عضو قطری معادل می باشد. ایده میله معادل به جای میانقاب آجری برای اولین بار در سال ۱۹۶۷ توسط پولیاکف مطرح شد [۱]. پس از وی هولمز [۲ و ۳]، استافورد اسمیت [۴، ۵ و ۶] و مینستون [۷ و ۸] روشهایی برای ارائه خصوصیات میله معادل میانقاب پیشنهاد دادند. در سال ۱۹۷۶ کلینگنر و برترو [۹] بر اساس نتایج آزمایشگاهی دریافتند که

در تصویرهای (۴) و (۵) نمای یک ساختمان قبل و بعد از زلزله نشان داده شده است. ملاحظه می شود طبقه اول که ستونهای کوتاه داشته، به طور کامل تخریب شده است. در سازه مورد بررسی تأثیر ارتفاع دیوار بر خرابی سازه به طور کمی ارائه شده است. روش متداول برای مدلسازی میانقاب

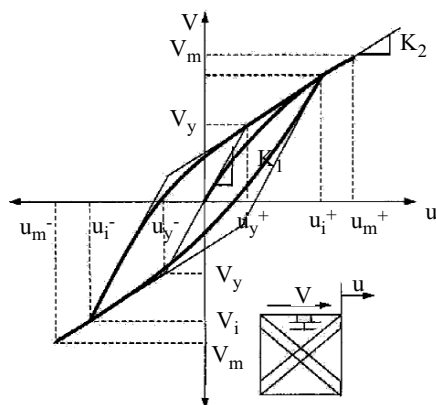


شکل (۱): رابطه تنش- کرنش برای مصالح آجری [۱۴]



شکل (۲): پوش مقاومت برای پانل آجری [۱۴]

رابطه نیرو- تغییر مکان چرخه‌ای برای سیستم میله‌های فشاری در شکل (۳) نشان داده شده است. فرمول‌بندی تحلیلی پوش مربوطه بر اساس تحقیق انجام شده، در مرجع [۱۶] ارائه گردیده است.



شکل (۳): مدل ون-بوک برای پاسخ چرخه‌ای پانل آجری [۱۴]

روش مینستون دارای دقت بیشتری می باشد. محققین متعددی نیز بر روی مدلسازی میانقاب با استفاده از اجزای محدود فعالیت نموده‌اند [۱۰، ۱۱، ۱۲ و ۱۳]. از مدلسازی اجزای محدود غیرخطی معمولاً برای استخراج خصوصیات مربوط به میله معادل برای مدلسازی ارتجاعی میانقاب بر اساس یک جابه جایی هدف استفاده می شود.

در این مقاله یک ساختمان یک طبقه و یک دهانه مورد بررسی قرار گرفته است. به منظور تحلیل خرابی از نرم افزار IDARC استفاده شده است. در این نرم افزار میانقاب را می توان با دقت مطلوبی با میله معادل مدلسازی نمود. یک روش مناسب برای بررسی اثرهای میانقاب بر سازه‌ها در هنگام زلزله، انجام تحلیل خرابی سازه می باشد. در این روش با تعریف شاخص خرابی، نسبت به تعیین آن تحت زلزله‌های گوناگون و توزیع آن در قسمتهای گوناگون سازه اقدام می شود. با توجه به آنکه شاخص خرابی پارک-انگ به صورت گسترده‌ای در کارهای تحقیقاتی استفاده شده است، در این تحقیق نیز از این شاخص خرابی استفاده شده است [۱۴ و ۱۵].

۳- دیوارهای پرکننده آجری

معادله تنش- کرنش مصالح بنایی در فشار، معمولاً به صورت تابع سهمی تا تنش بیشینه (f'_m) در نظر گرفته می شود (شکل ۱). سپس با افزایش کرنش، مقدار تنش به صورت خطی کاهش می یابد و بعد از آن ثابت می ماند.

یک روش بسیار مناسب برای مدلسازی میانقاب آجری استفاده از میله معادل می باشد. مدل فرضی برای میله‌های معادل مصالح بنایی در شکل (۲) نشان داده شده است. فرض بر آن است که این میله‌ها فقط در فشار عمل می نمایند.

$$f_a = f_c \left[1 - \left(\frac{1}{40t} \right)^{eff} \right] \quad f_c = 0.6\delta f'_m \quad \delta = 0.65 \quad (5)$$

تنش های حد بالا یا تنش های تماسی یکنواخت نرمال به هنگام شکست در محل تماس ستون با میانقاب (σ_c) و تیر با میانقاب (σ_b)، با توجه به معیار تسلیم شش وجهی ترسکا به دست می آید [۱۴]:

$$\delta_{c0} = \frac{f_c}{\sqrt{1 + 3i_f^2 r^4}} \quad \delta_{b0} = \frac{f_c}{\sqrt{1 + 3i_f^2}} \quad (6)$$

در رابطه (۶)، نسبت ارتفاع میانقاب به طول آن ($r=h/1$) و μ_f ضریب اصطکاک سطح پانل با قاب می باشد. طول تماس بین ستون با پانل ($\alpha_c h$) و تیر با پانل ($\alpha_b h$) از روابط (۷ و ۸) به دست می آید:

$$\alpha_c h = \sqrt{\frac{2M_{pj} + 2\hat{a}_0 M_{pc}}{\delta_{c0} t}} \leq 0.4h' \quad (7)$$

$$\alpha_b h = \sqrt{\frac{2M_{pj} + 2\hat{a}_0 M_{pb}}{\delta_{b0} t}} \leq 0.4l' \quad (8)$$

در روابط مذکور، $\beta_0 = 0.2$ می باشد.

منحنی نیرو-تغییر مکان یک جهته به طور کامل با نیروی بیشینه (v_m)، جا به جایی مربوطه (u_m)، سختی اولیه (K_0) و نسبت سختی فرا تسلیم به سختی اولیه (α) تعریف می شود. سختی اولیه (K_0) را می توان با استفاده از رابطه (۹) تخمین زد:

$$K_0 = \frac{V_y}{u_y} \quad (9)$$

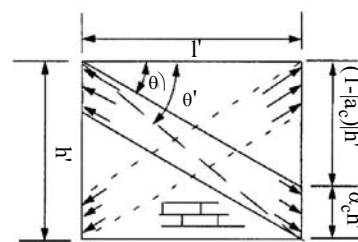
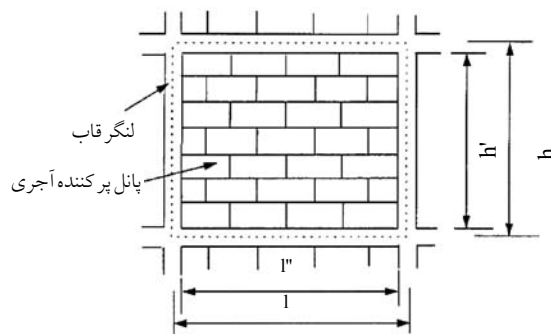
نیروی جانبی تسلیم و تغییر مکان متناظر آن در میانقاب از روابط (۱۰ و ۱۱) به دست می آیند:

$$V_y = \frac{V_m - \hat{a} K_0 u_m}{1 - \hat{a}} \quad (10)$$

$$u_y = \frac{V_m - \hat{a} K_0 u_m}{K_0 (1 - \hat{a})} \quad (11)$$

مقدار ۰/۱ برای ضریب α پیشنهاد می شود [۱۴].

با در نظر گرفتن قاب میان پر در شکل (۴) نیروی جانبی بیشینه (v_m) و جا به جایی مربوطه (u_m) مطابق روابط (۱ و ۲) می باشد [۱۶]:



شکل (۴): پانل آجری و میله فشاری معادل [۱۴]

$$V_m \leq A_d f'_m \cos \epsilon \leq \frac{vtl'}{(1 - 0.45 \tan \epsilon) \cos \epsilon} \leq \frac{0.83(\text{MPa})tl'}{\cos \epsilon} \quad (1)$$

$$u_m = \frac{\hat{a}'_m L_d}{\cos \epsilon} \quad (2)$$

در روابط مذکور، A_d سطح مقطع، f'_m مقاومت منشور مصالح بنایی، V مقاومت برشی پایه یا چسبندگی مصالح بنایی، t ضخامت پانل میانقاب، ϵ'_m کرنش مربوطه و L_d طول معادل میله قطری معادل می باشند. سطح مقطع و طول معادل میله قطری معادل برابر است با:

$$A_d = (1 - \hat{a}_c) \hat{a}_c t h' \frac{\delta_c}{f_c} + \hat{a}_b t l' \frac{\delta_b}{f_c} \leq \frac{0.5 t h' \frac{f_a}{f_c}}{\cos \epsilon} \quad (3)$$

$$L_d = \sqrt{(1 - \hat{a}_c)^2 h'^2 + l'^2} \quad (4)$$

کمیت های σ_c ، σ_b ، δ_c ، δ_b ، f_c و f_a به هندسه و خواص مواد قاب و میانقاب بستگی دارند. تنش مجاز (f_a) برای میله از رابطه (۵) به دست می آید:

۴- مدل چرخه‌ای هموار

برای مدلسازی رفتار چرخه‌ای میانقاب باید از مدل چرخه‌ای هموار استفاده نمود [۱۴]. این مدل شامل اثرهای کاهش سختی، زوال مقاومت و لقی یا لغزش و بر اساس مدل ون-بوک است [۱۷ و ۱۸]. رابطه نیرو-تغییر مکان برای مدل چرخه‌ای هموار به صورت رابطه (۱۲) می‌باشد (شکل ۱):

$$V_i = V_y [\alpha i + (1 - \alpha) Z_i] \quad (12)$$

در رابطه (۱۲)، V_i نیروی لحظه‌ای، V_y نیروی تسلیم و μ_i جابه‌جایی همسان شده می‌باشد:

$$\dot{i}_i = \frac{u_i}{\dot{i}_y} \quad (13)$$

زیر نویس i مقادیر لحظه‌ای، μ_y جابه‌جایی نظیر تسلیم، α نسبت سختی فراتسلیم به سختی اولیه و Z_i مؤلفه چرخه‌ای می‌باشد. به منظور بیان کمی میزان خرابی، از یک شاخص خرابی مناسب برای میانقاب استفاده شده است. معادله (۱۴) مبین رابطه ضریب کاهش (S_β) با شاخص خرابی است:

$$S_\beta = 1 - DI \quad (14)$$

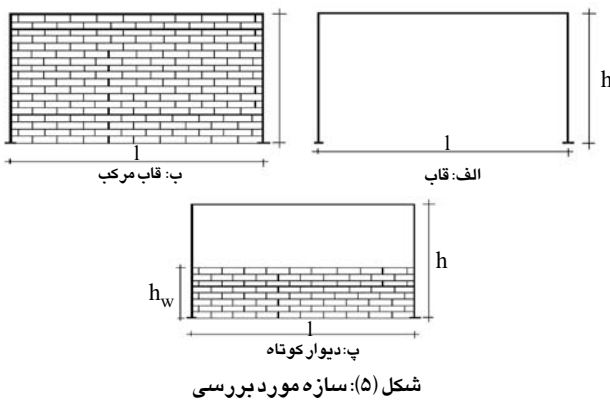
شاخص خرابی مورد استفاده، شاخصی بر پایه خستگی و تابعی از شکل پذیری حاصله و انرژی تلف شده چرخه‌ای می‌باشد [۱۴]:

$$DI = \frac{i_{\max}^p - 1}{i_c^p - 1} \frac{1}{(1 - 0.25 S_{p1}) \int \left(\frac{V}{V_y} \right) \frac{di}{(i_c - 1)} S_{p2}} \quad (15)$$

در رابطه (۱۵)، i_{\max} بیشینه شکل پذیری حاصله در تاریخچه پاسخ، μ_c ظرفیت شکل پذیری تیغه میانقاب و S_{p1} و S_{p2} پارامترهای کنترل کننده میزان زوال مقاومت می‌باشد.

۵- سازه مورد بررسی

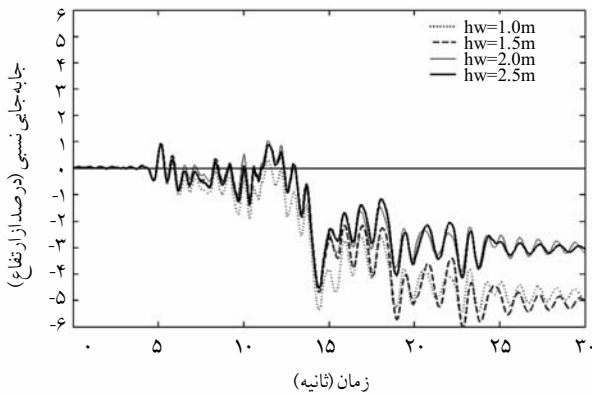
یک ساختمان یک طبقه و یک دهانه مطابق شکل (۵) مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفت. ارتفاع سازه مورد نظر سه متر و طول دهانه برابر پنج متر می‌باشد. این سازه برای بارهای ثقلی طراحی شده است. در ادامه، تأثیر وجود میانقاب و پدیده ستون کوتاه مورد بررسی قرار گرفته است. نگاشت مورد استفاده، مربوط به زلزله طبرس با شتاب بیشینه $0.35g$ می‌باشد.



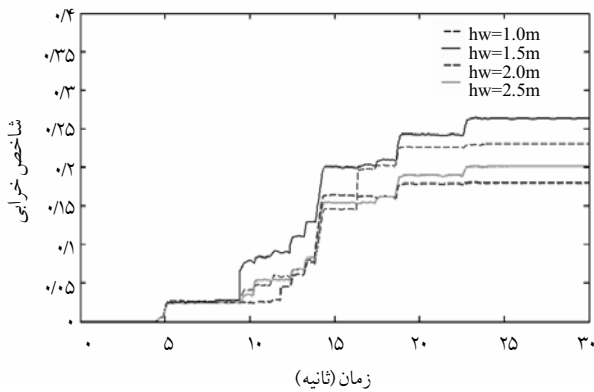
۶- نتایج عددی

در شکل (۶) تاریخچه زمانی جابه‌جایی برای قاب، مرکب و حالتی که ارتفاع دیوار نصف ارتفاع طبقه باشد، داده شده است. ملاحظه می‌شود که رفتار سازه در حالت وجود میانقاب کامل، با دو حالت دیگر به طور واضح متفاوت است. به منظور مطالعه کمی خرابی ناشی از پدیده ستون کوتاه، تحلیل خرابی انجام و نتایج آن در شکل (۷) آورده شده است. اگرچه جابه‌جایی طبقه برای هر دو حالت قاب بدون دیوار و قاب با دیوار کوتاه، تقریباً یکسان می‌باشد، اما باید توجه نمود که مقدار تغییر مکان نسبی در حالت اول (ستون سه متری) نصف حالت دوم (ستون ۱/۵ متری) می‌باشد. در نتیجه،

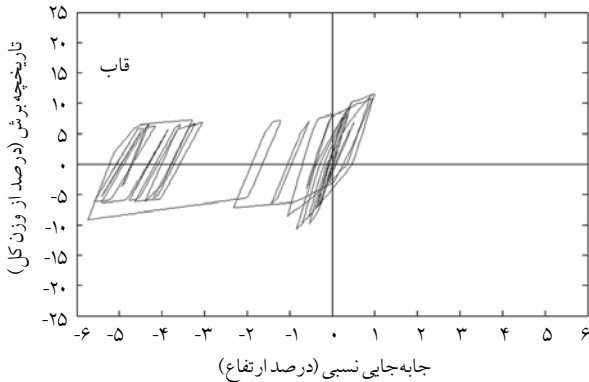
دوره رفت و برگشت، تغییر شکل بزرگ و ماندگار در سازه رخ داده و پس از آن حول نقطه ای جدید چند رفت و برگشت دیگر انجام شده است.



شکل (۸): تاریخچه جابه‌جایی نسبی طبقه برای ارتفاعهای مختلف دیوار



شکل (۹): تاریخچه شاخص خرابی طبقه برای ارتفاعهای مختلف دیوار

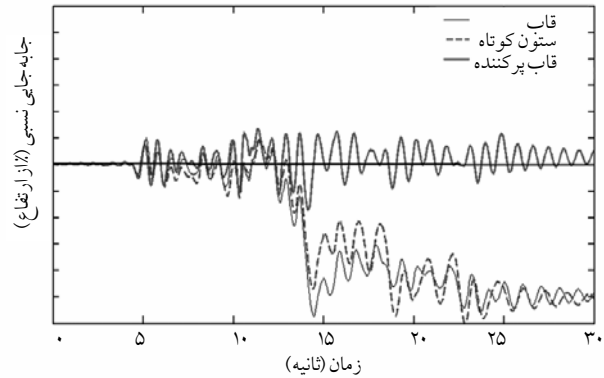


شکل (۱۰): رفتار چرخه‌ای قاب (بدون وجود میانقاب)

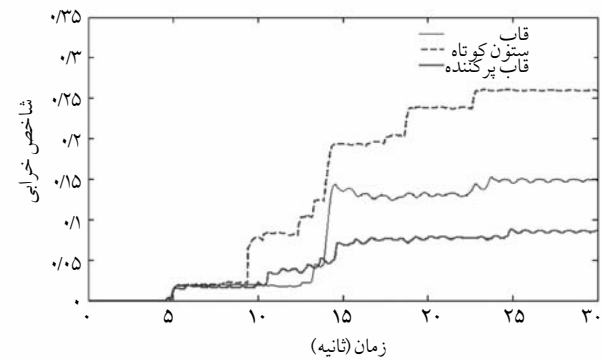
برای حالت دیوار کوتاه نیز رفتار مشابهی دیده می‌شود (شکل ۱۱). مقایسه این دو شکل مبین آن است که در حالت

انتظار می‌رود که در این سازه میزان خرابی در حالت وجود دیوار کوتاه، بیشتر باشد. علاوه بر آن، ملاحظه می‌شود خرابی سازه‌ای در حالت میانقاب کامل، کمتر از دو حالت دیگر می‌باشد که نشان دهنده اهمیت پدیده ستون کوتاه در خرابی سازه‌های دارای قاب مرکب است.

پاسخ دینامیکی و شاخص خرابی برای ارتفاعهای



شکل (۶): تاریخچه جابه‌جایی طبقه برای سه حالت قاب، قاب مرکب و دیوار کوتاه



شکل (۷): تاریخچه شاخص خرابی طبقه برای سه حالت قاب، قاب مرکب و دیوار کوتاه

گوناگون دیوار در شکل‌های (۸) و (۹) نشان داده شده است. با مقایسه نتایج شکل‌های مذکور مشاهده می‌شود که در تمام حالات، رفتار سازه در مقایسه با قاب تنها و قاب مرکب نامطلوب‌تر شده است.

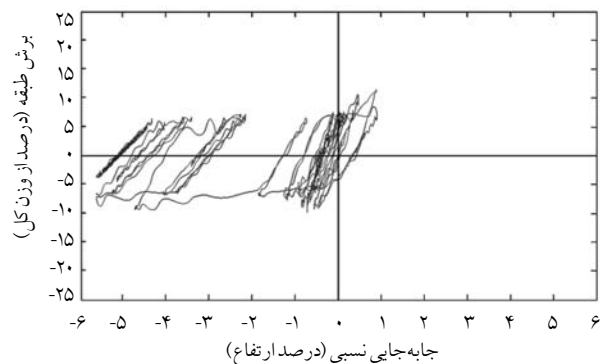
در شکل (۱۰) منحنی رفتار چرخه‌ای قاب (بدون وجود میانقاب) ترسیم شده است. مشاهده می‌شود پس از طی چند

کامل باعث بهبود رفتار لرزه‌ای سازه شده است. اگرچه این مطلب همواره صادق نیست، اما در اغلب موارد وجود میانقاب، رفتار ساختمان را در مقابل زلزله بهبود می‌بخشد. نتایج حاصل از تحلیلهای دینامیکی غیرخطی و نیز تحلیل خرابی نشان می‌دهد که وجود دیوار کوتاه بین دو ستون باعث شکست شدید و زود هنگام سازه می‌گردد.

۸- مراجع

1. Polyakov, S. V. (1960). *On the Interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the Wall* (Translations in Earthquake Engineering). Earthquake Engineering Research Institute. Oakland: California.
2. Holmes, M. (1961). Steel frames with brickwork and concrete infilling. *Proceedings of institution of civil engineers, 19*, 473 - 478. London.
3. Holmes, M. (1963). Combined loading on infilled frames. *Proceedings of institution of civil engineers, 25*, 31 - 38. London.
4. Stafford Smith, B. (1962). Lateral stiffness of infilled frames. *Journal of the Structural Engineering Division, 183* - 199.
5. Stafford Smith, B. (1966). Behavior of square infilled frames. *Journal of the Structural Engineering Division, 381* - 403.
6. Stafford Smith, B. (1968). Model test results of vertical and horizontal loading of infilled frames. *ACI Structural Journal, 618* - 624.
7. Mainstone, R. J. (1971). On the stiffnesses and strengths of infilled frames. *Current paper CP 2/72*, Building Research Station, Garston, United Kingdom, reprinted from *Proceedings of Institution of Civil Engineers, 1971 Supplement (iv)*, paper 7360 S, 57 - 90.

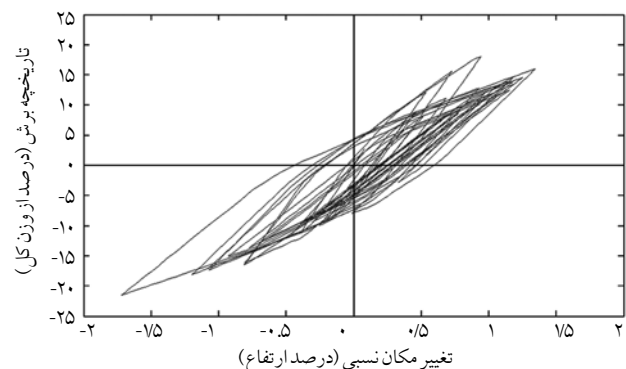
وجود دیوار کوتاه مقدار تغییر شکل، اندکی بیشتر شده است.



شکل (۱۱): رفتار چرخه‌ای قاب در حالت دیوار کوتاه

در شکل (۱۲) منحنی رفتار چرخه‌ای قاب مرکب ترسیم شده است. ملاحظه می‌شود که رفتار چرخه‌ای به صورت هموار می‌باشد.

مقایسه شکل (۱۲) با شکل‌های (۱۰) و (۱۱) مبین کاهش قابل ملاحظه تغییر شکل نسبی و افزایش زیاد مقدار برش طبقه می‌باشد. علاوه بر آن، رفتار سازه در حالت دیوار کوتاه و میانقاب کامل با یکدیگر تفاوت زیادی پیدا کرده است.



شکل (۱۲): رفتار چرخه‌ای قاب مرکب

۷- نتیجه‌گیری

در این مقاله اثر وجود میانقاب و پدیده ستون کوتاه به طور عددی بررسی شد. مثال مورد بحث یک قاب یک طبقه نسبتاً ضعیف بوده که فقط برای بارهای ثقلی طراحی شده است. با توجه به نتایج عددی حاصله می‌توان گفت وجود میانقاب

15. Park, Y - J., Ang, A.H - S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE, 111*, No. ST, 722 - 739.
16. Saneinejad, A., Hobbs, B. (1995). Inelastic design of infilled frames. *Journal of Structural Eng.*, 121, 63 - 650.
17. Bouc, R. (1967). Forced vibration of mechanical systems with hysteresis. *Proceedings of 4th Conference on nonlinear oscillators*. Prague.
18. Baber, T. T., Noori, M. N. (1985). Random vibration of degrading pinching systems. *J. of Engineering Mechanics, 111*, No. 8, 1010 - 1026.
- ۱۹- تابش پور، محمدرضا؛ قناد، محمدعلی؛ بخشی، علی؛ گل افشانی، علی اکبر. (اردیبهشت ۱۳۸۳). اثر دیوار آجری بر رفتار لرزه‌ای قابهای بتنی. اولین کنگره ملی مهندسی عمران. تهران: دانشگاه صنعتی شریف. ►
8. Mainstone, R. J. (1974). Supplementary note on the stiffnesses and strengths of infilled frames *Current Paper CP 13/74*, Building Research Station, Garston : United Kingdom.
9. Klingner, R. E., Bertero, V. V. (1976). *Infilled frames in Earthquake resistant construction*, [Report No. EERC 76 - 32], Earthquake Eng. Research Center, University of California at Berkeley, California.
10. Lotfi, H. R., Shing, P. B. (1994). Interface model applied to fracture of masonry structures. *Jou. of the Structural Engineering Division*, 120, No. 1.
11. Durrani, A. J., Luo, Y. H. (1994). Seismic retrofit of flat - slab buildings with masonry infills. *Proc. of NCEER workshop on seismic response of masonry infills*. [Technical report NCEER - 94 - 0004]. San Francisco : California, National Center for Earthquake Engineering Research, State Univ. of New York at Buffalo, New York. *Paper CP 13/74*, Building Research Station, Garston : United Kingdom.
12. Mehrabi, A. B., Shing, P. B. (1994). Performance of masonry - infilled R/C frames under in - plan lateral loads : analytical modeling. *Proceedings of NCEER workshop on seismic response of masonry infills*. San Francisco. California, [Technical report NCEER - 94 - 0004]. National Center for Earthquake Engineering Research, state University of New York at Buffalo : New York.
13. Gergel, P., White, R. N., Mosalam, K. M. (1994). Evaluation and modeling of infilled frames. *Proceedings of NCEER workshop on seismic response of masonry infills*. [Technical report NCEER - 94 - 0004]. San Francisco : California, National Center for Earthquake Engineering Research, State university of New York at Buffalo, New York.
14. Reinhorn, A. M., Kunnath, S. K., Valles - Mattox, R. (1996). IDARC 2D Version 4.0 : users manual. Department of civil engineering, State University of New York at Buffalo.