

بررسی شکست برشی ستون‌های قاب بتنی به دلیل اندرکنش با دیوار پرکننده آجری

محمدرضا تابش‌پور*

استادیار، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران

کمیل کرمی

کارشناس ارشد، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

افسانه سادات موسوی

کارشناس ارشد عمران- سازه، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تفرش، تفرش، ایران

tabeshpour@yahoo.com

تاریخ دریافت: ۹۶/۰۱/۱۹ تاریخ پذیرش نهایی: ۹۶/۰۹/۱۰

چکیده:

مدل واقعی سازه دارای تفاوت‌هایی با مدل محاسباتی می‌باشد که از آن جمله می‌توان به نقص در وجود دیوارهای پرکننده اشاره کرد، که در تحلیل و طراحی سازه از اثر آنها اغلب صرف‌نظر می‌شود. اگرچه دیوارهای پرکننده اساساً باعث افزایش سختی و مقاومت قاب می‌شوند، اما اثرات مثبت و منفی آنها در عملکرد سازه به دلیل کمبود اطلاعات لازم در زمینه رفتار قاب و دیوار پرکننده، نادیده گرفته می‌شود. یکی از اثرات منفی ایجاد ستون‌های کوتاه در سازه‌های بتنی می‌باشد که به دلیل ترد بودن و شکل‌پذیری کم در این نواحی شکست برشی رخ می‌دهد. پژوهش حاضر به بررسی اندرکنش بین قاب بتنی و دیوار پرکننده آجری در یک قاب ۱ دهانه، ۱ طبقه جهت بررسی اثر منفی دیوار پرکننده می‌پردازد. در این تحقیق به کمک نرم‌افزار SAP و OpenSees این قاب با قاب بدون دیوار پرکننده مقایسه می‌شود که جهت مدل‌سازی دیوارهای پرکننده از روش دو دستکی بهره گرفته می‌شود. اصول استخراج شده در قالب نمودارهایی با استفاده از دو نرم‌افزار ذکر شده به عنوان نتیجه پژوهش ارائه شده است. نتایج بیان‌گر این است که خاموت برشی موجود در ستون‌های بتنی متصل با دیوار پرکننده آجری جواب‌گوی برش ایجاد شده در بالا و پایین ستون نمی‌باشد و باعث شکست برشی و تشکیل مفصل برشی در این نواحی از ستون می‌شود. این پژوهش می‌تواند به عنوان راهکاری در اختیار مهندسين سازه قرار گیرد تا با در نظر گرفتن اثرات منفی دیوار و مدلسازی دقیق این المان از گسیختگی سازه پیشگیری کنند.

کلید واژگان: دیوارهای پرکننده آجری، اندرکنش بین قاب بتنی و دیوار، تحلیل غیرخطی

۱- مقدمه

زلزله به عنوان یک پدیده مخرب در اغلب مناطق دنیا ایمنی سازه‌ها و زندگی ساکنان آن را در معرض تهدید قرار داده است، بطوری که کاهش خسارات جبران‌ناپذیر پدیده زلزله همواره هدف نهایی محققین و دانشمندان علم مهندسی زلزله بوده است و عامل زلزله موجب اهمیت طراحی سازه‌ها در کشورهای لرزه‌خیز می‌باشد. ایران نیز به دلیل قرارگیری بر روی کمربند زلزله آلپ - هیمالیا جزو کشورهای لرزه‌خیز محسوب می‌شود و هر چند سال یکبار شاهد زلزله‌ای ویرانگر در نقاط مختلف کشور هستیم. [۱]

در دهه‌های گذشته محققین و مهندسين زیادی روی اثرات دیوارهای آجری پرکننده‌ی درون قاب‌های ساختمانی، تحقیق و پژوهش نموده‌اند و همواره اثراتی که دیوارهای آجری پرکننده می‌توانند بر روی رفتار سازه داشته باشند یکی از دغدغه‌های مهندسين بوده است.

از آن‌جا که مصالح مورد استفاده و در نتیجه مقاومت و سختی این دیوارها تا حد بسیار زیادی به محل ساخت و مصالح در دسترس وابسته است، اکثر کشورها با توجه به شرایط اقلیمی موجود خود ضوابطی را برای در نظر گرفتن اثرات دیوارهای آجری پرکننده، در طراحی‌ها و آیین‌نامه‌های خود وارد کرده‌اند. کشور ما ایران هم از این قاعده مستثنی نبوده است و در طی سال‌های گذشته شاهد بودیم که در بعضی از بندهای آیین‌نامه اثر وجود دیوار پرکننده آجری در رفتار ساختمان لحاظ شده است [۲]

برای تحلیل یک سازه معمولاً شکل ایده‌آلی از سازه به عنوان مدل محاسباتی در نظر گرفته می‌شود، که بدون شک با مدل واقعی آن تفاوت‌هایی دارد. مدل واقعی سازه دارای تفاوت‌هایی با مدل محاسباتی می‌باشد که از آن جمله می‌توان به نقص در وجود دیوارهای پرکننده اشاره کرد، که در تحلیل و طراحی سازه از اثر آنها صرف‌نظر می‌شود. توزیع این عناصر و همچنین میزان تأثیر آنها بر سختی و مقاومت جانبی ساختمان‌ها عموماً در طول فرآیند طراحی نادیده گرفته می‌شود. [۳]

اگرچه دیوارهای پرکننده اساساً باعث افزایش سختی و مقاومت قاب می‌شوند، اما اثرات مثبت و منفی آنها در عملکرد سازه به دلیل کمبود اطلاعات لازم در زمینه رفتار قاب و دیوار پرکننده، نادیده گرفته می‌شود. در این مقاله جهت مدل‌سازی دیوارهای پرکننده روش دو دستگی بکار گرفته شده است که مبانی این روش نیز بر پایه نظریه دستک معادل استوار است. مطالعات اخیر نشان داده است که وجود دیوار پرکننده می‌تواند تأثیر قابل توجهی در رفتار سازه‌ها و پارامترهای پاسخ آنها داشته باشد. در این مقاله یک ساختمان یک طبقه یک دهانه بتنی برای بررسی اندرکنش بین قاب و دیوار پرکننده آجری در نظر گرفته شده است [۴]

۲- اندرکنش بین قاب و دیوار پرکننده آجری

در شکل ۱ نمونه‌هایی از اندرکنش بین دیوار پرکننده و ستون بتنی نشان داده شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۱- الف و ب شکست برشی ستون به علت تقابل با دیوار پرکننده آجری غیر ضخم

چنان‌که ملاحظه می‌شود به علت عدم یکپارچگی بین بتن ستون و تیر و همچنین عدم کفایت مقاومت برشی ستون در قسمت فوقانی چنین شکستی رخ داده است. مطابق شکل سمت راست مشاهده می‌شود که حتی در صورت وجود دیوار پرکننده غیر ضخم نیز در ستون شکست برشی شدید ایجاد می‌شود. شکل ۲ نمونه‌ای دیگر از شکست برشی تیر به علت تقابل با دیوار پرکننده آجری غیر ضخم را نشان می‌دهد.

[۵-۷]



(ب)

شکل ۳- گسیختگی محوری و برشی ستون، زلزله کوکالی (۱۹۹۹) و ایتالیا ۲۰۰۹

۴- فرضیات مدل سازی المانها

۴-۱ مدل سازی دیوار پرکننده

از نقطه نظر تکنیک‌های شبیه‌سازی مدل‌ها را می‌توان به دو دسته‌ی زیر تقسیم کرد: [۱۳]

- مدل‌های پایه‌ای (میکرو)
- مدل‌های ساده (ماکرو)

دسته‌ی اول بر اساس ارائه‌ی المان محدودی پانل دیوار پرکننده است و در آن از روش‌های متداول در تئوری الاستیسیته و پلاستیسیته استفاده می‌شود. در این روش به علت وجود پارامترهای متعدد نظیر: مشخصات آجر، خصوصیات ملات، تقابل بین آجر و ملات، تقابل بین دیوار و نیز به علت وجود عدم قطعیت‌های زیاد در مورد این پارامترها، می‌توان گفت که کار بسیار پیچیده و در عین حال غیر قابل اطمینان است [۱۴-۱۵]. دانشمندان بسیار زیادی از قبیل مالیک و سورن (Mallick and Severn, 1967) [۱۶]، گودمن و همکاران (Goodman et al, 1968) [۱۷]، مالیک و گارگ (Malik and Garg, 1971) [۱۸]، کاست و همکاران (Koset et al, 1974) [۱۹]، کینگ و پاندی (King and Pandey, 1978) [۲۰]، لیا و کوان (Liau and Kwan, 1984) [۲۱]، ریور و والکر (Rivero and Walker, 1984) [۲۲] و شینگ و همکاران (Shing et al, 1992) [۲۳] از این روش برای مدل‌سازی استفاده کرده‌اند.

۳- رفتار غیر خطی ستون‌ها

این نوع گسیختگی رایج‌ترین دلیل فروریزش ساختمان در طی زلزله است. شکل ۳ مثالی از زلزله کوکالی^{۱۱} در سال ۱۹۹۹ را نشان می‌دهد. در این مثال آشکار است گسیختگی برشی قسمت نسبتاً کوتاه که بین دو کف مجاور قرار دارد، منجر به خردشدن ستون و افت ظرفیت باربری در جهت قائم می‌شود. گسیختگی ستون‌ها به دلیل چند نقیصه رخ می‌دهد. [۸] اگر مقاومت برشی کمتر از ظرفیت نیاز^{۱۲} ستون در زلزله باشد گسیختگی برشی رخ خواهد داد و منجر به افت ظرفیت باربری در جهت قائم می‌شود. گسیختگی فشاری - خمشی برای ستون‌های با فواصل زیاد تسلیح عرضی ممکن است رخ دهد. به ویژه برای ستون‌های خارجی و گوشه‌ای که اثرات معکوس شدن زلزله منجر به فشار محوری بزرگی می‌شود. گسیختگی پیوستگی که به دلیل نیازمندی‌های پیوستگی خمشی یا طول گیرایی ناکافی اتصالات آرماتورهای طولی نیز مشاهده شده است. [۹-۱۲]



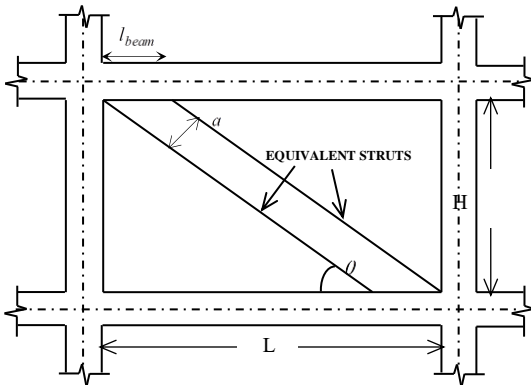
شکل ۲- شکست برشی تیر به علت تقابل با دیوار پرکننده آجری غیر ضخیم



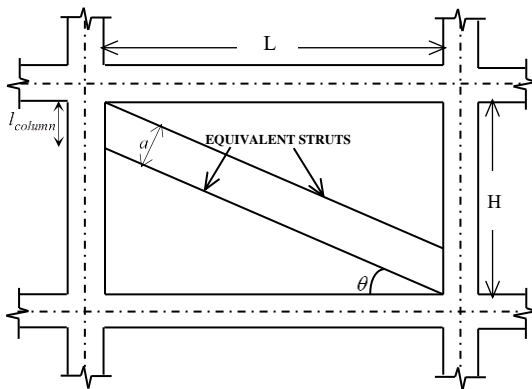
(الف)

¹² Demend

¹¹ Kokaeli



شکل ۶- مدل تیر به تیر برای بادبند معادل



شکل ۷- مدل ستون به ستون برای بادبند معادل

$$\alpha = 0.175 (\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (1)$$

$$\lambda_1 = \left(\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right)^{0.25} \quad (2)$$

E_{fe} : ضریب ارتجاعی مورد انتظار دیوار پرکننده

E_{me} : ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح دیوار پرکننده

I_{col} : لنگر اینرسی ستون

h_{col} : ارتفاع مرکز ستون تا مرکز ستون

r_{inf} : طول قطری پانل دیوار پرکننده

t_{inf} : ضخامت پانل دیوار پرکننده و دستک فشاری معادل

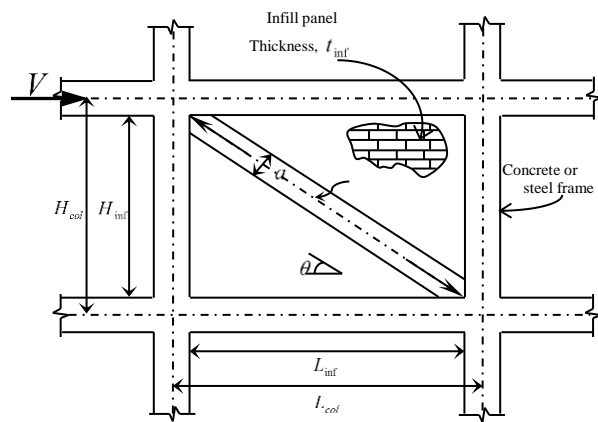
θ : زاویه ای که تانژانت آن برابر ضریب تناسب پانل (نسبت ارتفاع به طول) می‌باشد.

λ_1 : ضریبی که برای محاسبه‌ی عرض معادل دستک فشاری پانل به کار می‌رود.

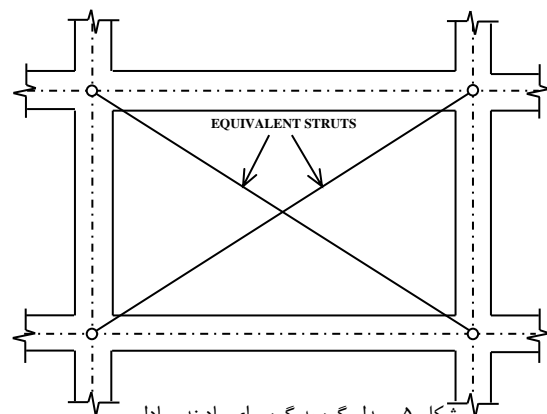
در دسته‌ی دوم درک فیزیکی از رفتار کل دیوار پرکننده مورد نظر است، در این حالت برای مدل‌سازی دیوار پرکننده می‌توان از یک یا چند عضو سازه‌ای استفاده کرد. دانشمندان بسیار زیادی از قبیل هولمز (۱۹۶۱)، استافورد اسمیت (Stafford, 1966, 1968, Smith)، ماینستن (Mainstone, 1971)، کادیر (Kadir, 1971)، کلینگر و برترو (Klinger and Bertero, 1976) و کریسوستومو (Chrysostomou, 1991) [۲۴-۲۹] از روش دستک معادل برای مدل‌سازی دیوار استفاده کرده‌اند اما ایده المان معادل به جای دیوار پرکننده آجری برای اولین بار در سال ۱۹۶۷ توسط پولیاکف [۳۰] مطرح شد.

شکل ۴ نمایانگر دستک قطری جایگزین جهت مدل‌سازی دیوار پرکننده می‌باشد.

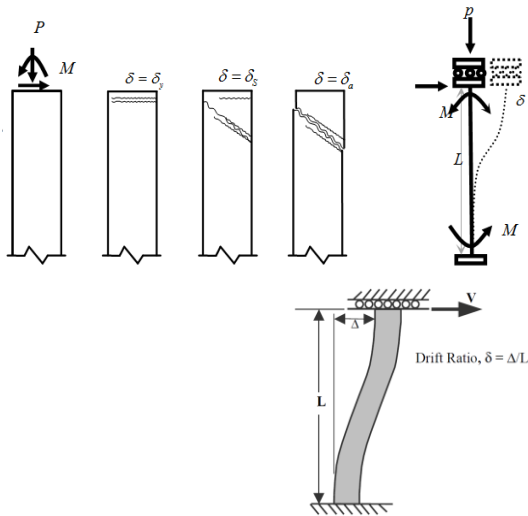
ممکن است بادبند معادل دیوار پرکننده آجری به صورت گره به گره شکل ۵، تیر به تیر شکل ۶ یا ستون به ستون شکل ۷ مدل شود. در این پژوهش برای مدل‌سازی دیوارهای پرکننده به روش دستک قطری روابط ارائه شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۳۱] مورد استفاده قرار گرفته است. در روش ارائه شده توسط دستورالعمل، عرض دستک قطری بر حسب سانتیمتر از رابطه زیر حاصل می‌شود [۳۲-۳۳].



شکل ۴- استفاده از دستک معادل قطری برای مدل‌سازی دیوارهای پرکننده

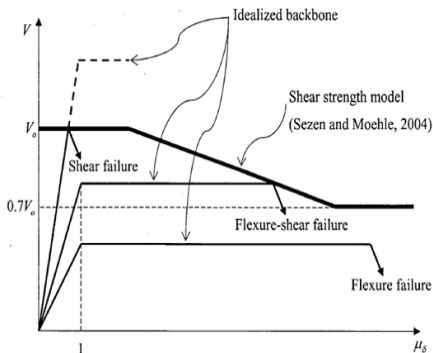


شکل ۵- مدل گره به گره برای بادبند معادل



شکل ۸- تغییر شکل مضاعف ستون‌ها

فرض می‌شود شروع گسیختگی ستون با افت ۲۰ درصدی مقاومت جانبی آغاز شود و سپس سه مد گسیختگی ستون مورد بررسی قرار می‌گیرد (گسیختگی برشی، خمشی، برشی - خمشی). تعریف سه مد گسیختگی به صورت نموداری در شکل ۹ شرح داده شده است.



شکل ۹- تعریف تصویری از مدهای گسیختگی ستون

۴-۲-۱ مد گسیختگی خمشی

تنزل ظرفیت بار جانبی بعد از تسلیم تسلیم طولی به دلیل خرابی که با تغییر مکان خمشی ارتباط دارد رخ می‌دهد که از نشانه‌های آن پوسته‌شدن بتن، کماتورها و خردشدن بتن می‌باشد. در این نوع گسیختگی، نیروی جانبی بیشینه از مقاومت برشی کمتر است. همانطور که در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود، تنزل مقاومت برشی، همیشه بزرگتر از مقاومت خمشی V_m است، ستون با سختی k به مقاومت خمشی خود می‌رسد و تسلیم طولی ستون (اصلی) تسلیم می‌شود. با فرض عدم سخت‌شدگی کرنشی، مقاومت جانبی تا تغییر مکان جانبی بسیار بزرگ، ثابت می‌ماند تا هسته بتن خرد شود یا تسلیحات اصلی بشکنند. این ستون هرگز ظرفیت محوی خودش را از دست نمی‌دهد.

برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی و معیارهای پذیرش دستک قطری از مقادیر ارائه شده در فصل چهارم دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای استفاده می‌شود. لازم به ذکر است که ضخامت دستک قطری معادل در این روش برابر ضخامت دیوار پرکننده در نظر گرفته می‌شود. به علاوه از آنجا که در انتقال نیروها از اعضای قاب به دیوار پرکننده، مهمترین عامل طول تماس قاب و دیوار پرکننده است و این عامل خود بر سختی و فرم تغییر شکل قاب وابسته است، استفاده از روش دو دستکی، بررسی اندرکنش بین ستون قاب و دیوار پرکننده و استفاده از روش سه دستکی، بررسی اندرکنش بین ستون و تیر قاب و دیوار پرکننده را در ساختمان ممکن می‌سازد.

۴-۲ مدل‌سازی ستون‌ها

تغییر شکل تیرها یا ستون‌ها در قاب‌های سازه‌ای، توسط انحنا مضاعف تغییر شکل ستون‌ها در شکل ۸ محاسبه می‌شود. بر طبق تحقیقات الوود و میلی (2005a و 2005b)، در ستون‌های بتنی مسلح با انحنا مضاعف که تسلیحات عرضی کمی دارند و تحت بار محوری P و نیروهای جانبی V قرار گرفته‌اند، وقتی جابجایی جانبی δ به δ_y می‌رسد، تسلیحات اصلی ستون‌ها تسلیم می‌شوند، هنگامی که جابجایی جانبی δ به جابجایی گسیختگی برشی - خمشی δ_s می‌رسد، ترک‌های برشی بزرگ در نواحی مفاصل پلاستیک مشاهده خواهند شد و مقاومت جانبی تنزل خواهد یافت و بالاخره هنگامی که جابجایی جانبی δ به جابجایی گسیختگی محوری δ_a می‌رسد، ستون‌ها ظرفیت محوری خود را از دست خواهند داد و فروریزش رخ می‌دهد. عده‌ای از محققین نشان داده‌اند که مقاومت برشی ستون‌ها با افزایش جابجایی جانبی نیاز کاهش می‌یابد. بنابراین منحنی نزولی مقاومت برشی، افزایش مقاومت جانبی ستون‌ها را محدود می‌کند. بر اساس تفاوت بین مقاومت خمشی و برشی، مدهای گسیختگی به سه دسته تقسیم‌بندی می‌شوند:

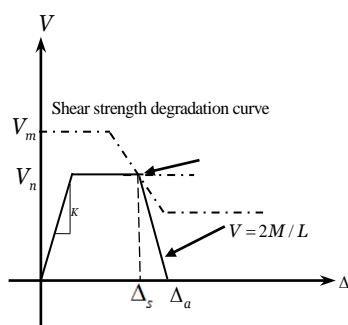
(۱) گسیختگی برشی - خمشی

(۲) گسیختگی برشی

(۳) گسیختگی خمشی

جانبی تا رسیدن به جابه‌جایی جانبی δ_s ثابت می‌ماند، نیروی جانبی به مقاومت برشی تنزل یافته می‌رسد، و گسیختگی خمشی - برشی رخ می‌دهد. بعد از اینکه مقاومت جانبی تا جابه‌جایی δ_a تنزل می‌کند، مقاومت جانبی به صفر می‌رسد، ستون ظرفیت محوری خود را از دست می‌دهد و گسیختگی محوری رخ می‌دهد. سختی جانبی ستون با انحنا مضاعف:

$$k = 12 \frac{(EI)_c}{L^3} \quad ۱-۲$$



شکل ۱۲ روابط نیرو-جابه‌جایی مد گسیختگی برش

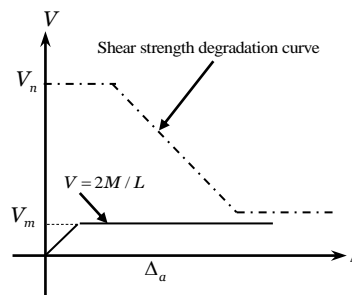
۵-مدل ظرفیت جابه‌جایی نسبی

به منظور مدل‌سازی دقیق تر سازه مورد بررسی منطبق با رفتار واقعی آن، لازم است تا جابه‌جایی نسبی آن تعریف شود. هنگام وقوع زلزله ستون های بتن آرمه‌ای که آرمتور برشی کافی ندارد در برابر گسیختگی برشی آسیب‌پذیر خواهد بود. در این مدل تاثیر پارامترهای مختلف از جمله نسبت آرمتور برشی، تنش برشی نیاز و نسبت بار محوری در نظر گرفته شده است. رابطه زیر بر اساس مطالعات آزمایشگاهی به منظور تعیین جابه‌جایی نسبی در گسیختگی برشی به کار گرفته شده است:

$$\frac{\Delta_s}{L} = \frac{1}{30} + 5\rho'' - \frac{4}{1000} \frac{v}{\sqrt{f'_c}} \geq \frac{1}{100} \quad (۳)$$

همچنین تاثیر بار محوری در جابه‌جایی نسبی گسیختگی برشی با توجه به اطلاعات آزمایشگاهی عبارت است از:

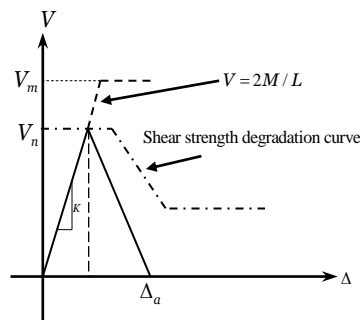
$$\frac{\Delta_s}{L} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{500} \frac{v}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (۴)$$



شکل ۱۰-روابط نیرو-جابه‌جایی مد گسیختگی خمشی

۴-۲-۲-۴ مد گسیختگی برشی

تنزل ظرفیت بار جانبی قبل از تسلیم تسلیح طولی به دلیل ضعف برشی ستون رخ می‌دهد. در این نوع گسیختگی جابه‌جایی جانبی ستون کمتر از جابه‌جایی تسلیم ستون است. این نوع گسیختگی ترد و اجتناب‌ناپذیر است. این نوع شکست با ترک‌های قطری در بتن مشخص می‌شود. در این هنگام بتن کاملاً خرد می‌شود. شکست برشی هنگامی که تقویت برشی کافی نباشد رخ می‌دهد. این شکست در ستون‌های کوتاه هم تکرار می‌شود. همانطور که در شکل ۱۱ نشان داده شده است، مقاومت برشی V_n از مقاومت خمشی V_m کوچکتر است، ستون با سختی k تغییر شکل می‌دهد تا به مقاومت برشی V_n برسد و گسیختگی برشی رخ می‌دهد. بعد از آن مقاومت جانبی تا رسیدن به جابه‌جایی جانبی δ_a افت می‌کند، مقاومت جانبی به صفر می‌رسد و گسیختگی محوری رخ می‌دهد. منحنی ظرفیت ناشی از تحلیل غیرخطی استاتیکی، پایه روش محاسبات لرزه‌ای پیشنهادی در این مقاله می‌باشد. پاسخ غیرخطی یک سازه با اختصاص مفاصل پلاستیک به المان‌ها در نظر گرفته می‌شود. با توجه به شکل ۱۱ پارامترهای مکانیکی مفصل غیرخطی، با توجه به منحنی بار - تغییرشکل اعضای سازه تعریف می‌شود [۳۴-۳۵].



شکل ۱۱-روابط نیرو-جابه‌جایی مد گسیختگی برشی

۴-۲-۳-۴ مد گسیختگی خمشی - خمشی

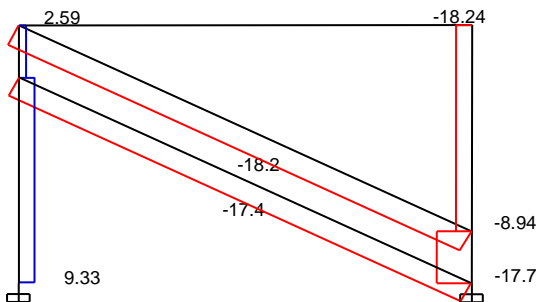
تنزل ظرفیت بار جانبی بعد از تسلیح طولی به دلیل ضعف برشی ستون رخ می‌دهد. گسیختگی خمشی - برشی ستون‌ها سطح مشخص شکل پذیری را قبل از گسیختگی نهایی خواهند داشت. همانطور که در شکل ۱۲ نشان داده شده است، با فرض عدم سخت‌شدگی کرنشی، مقاومت

جدول ۲- مشخصات هندسی مقاطع قاب بتنی ۳ طبقه

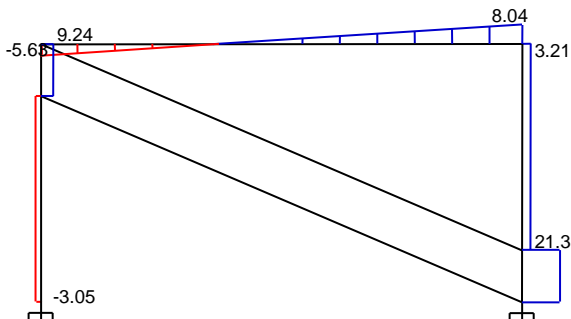
طبقه	ستون		تیر	
	ابعاد (cm)	آرماتور (mm)	ابعاد (cm)	آرماتور (mm)
۱	35 × 35	8 ϕ 22	35 × 35	3 ϕ 20

۷- تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی

در این روش تحلیل، با تعیین تغییر مکان هدف برای سازه، نیروهای جانبی به طور فزاینده به مدل سازه اعمال می‌شود تا تغییر مکان نقطه کنترل به تغییر مکان هدف برسد. نقطه کنترل در مدل در تراز بام در نظر گرفته شده است. در تحلیل غیرخطی به دلیل عدم صحت جمع آثار قوا لازم است تا ابتدا بارهای ثقلی بر سازه اعمال شود سپس بارهای جانبی به مرور اعمال شود تا در نهایت با رسیدن به تغییر مکان هدف در نقطه کنترل تحلیل به پایان برسد. دیاگرام نیروی محوری، برش و ممان خمشی قاب مورد بررسی در شکل‌های ۱۳، ۱۴ و ۱۵ آورده شده است.



شکل ۱۳- دیاگرام نیروهای محوری قبل از شکست ستون کوتاه



شکل ۱۴- دیاگرام نیروهای برشی قبل از شکست ستون کوتاه

از دو مدل فوق در نرم‌افزار بهره گرفته شده است. [۲۰-۲۳].

Δ_s : جابجایی برشی

ρ'' : آرماتور برشی

ν : ضریب پواسون

f'_c : مقاومت فشاری بتن

A_g : سطح مقطع کلی ستون

۶- سازه مورد بررسی

قاب خمشی بتنی که مورد مطالعه قرار گرفته است بر اساس آئین‌نامه‌های مبحث ۹ [۳۶] و ۲۸۰۰ [۳۷] ایران بارگذاری و تحلیل و مطابق آئین نامه FEMA [۳۸] طراحی شده است.

سازه مورد بررسی یکی از متداول‌ترین سازه‌های موجود در ایران است. با توجه به اینکه در این پژوهش سعی شده به تحلیل قاب و دیوار پرکننده متعارف مورد استفاده در سازه‌های موجود کشور پرداخته شود، قاب مورد تحلیل در یک طبقه و ضخامت دیوار پرکننده ۱۷ سانتی متر در نظر گرفته شده است. قاب دارای ارتفاع ۳/۲ متر و دارای دهانه ۵/۵ متری می‌باشد. مشخصات مصالح به کار رفته در قاب بتنی در جدول ۱ آورده شده است.

برای قاب بارهای مرده و زنده وارد بر کف بصورت ذیل می‌باشد.

$$DL = 600 \text{ Kg/m}^2$$

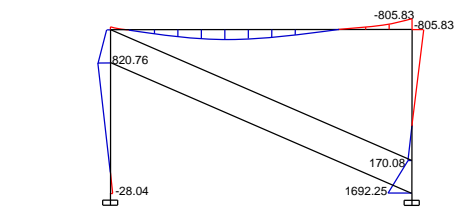
$$LL = 200 \text{ Kg/m}^2$$

مشخصات مقاطع قاب بتنی در جدول ۲ آورده شده است.

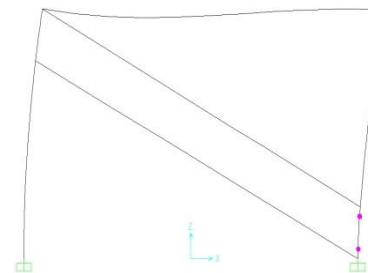
جدول ۱- پارامترهای مربوط به مصالح به کار رفته در قاب‌های بتنی

	بتن			فولاد مصرفی در بتن			
	f'_c Kg/cm ²	E Kg/cm ²	ν	F_y Kg/cm ²	F_u Kg/cm ²	E Kg/cm ²	ν
ستون	240	210000	0.2	4000	5000	2100000	0.3
تیر	240	210000	0.2	4000	5000	2100000	0.3

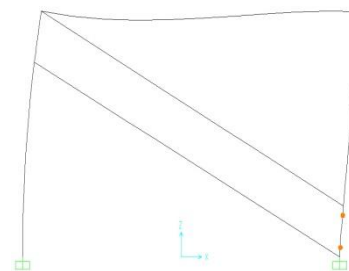
دیوار پرکننده مورد مطالعه در این پژوهش از نوع آجری و با مصالحی با کیفیت می‌باشد که طبق توصیه نشریه شماره ۳۷۶ سازمان برنامه بودجه (دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی غیر مسلح موجود) در نظر گرفته شده است.



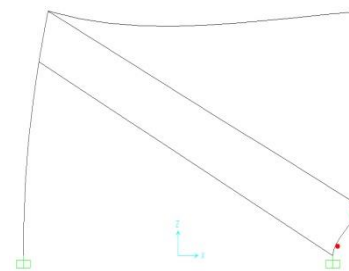
شکل ۱۵- دیاگرام ممان‌های خمشی قبل از شکست ستون کوتاه



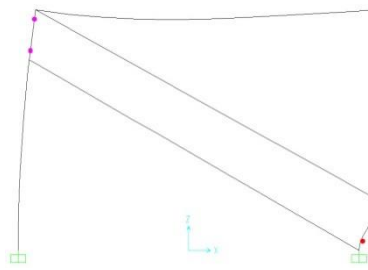
(الف)



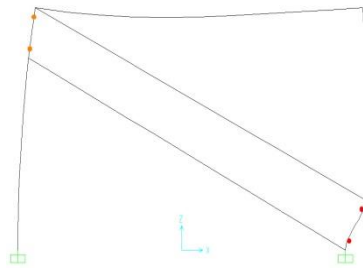
(ب)



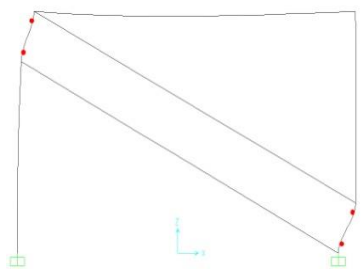
(پ)



(ج)



(چ)

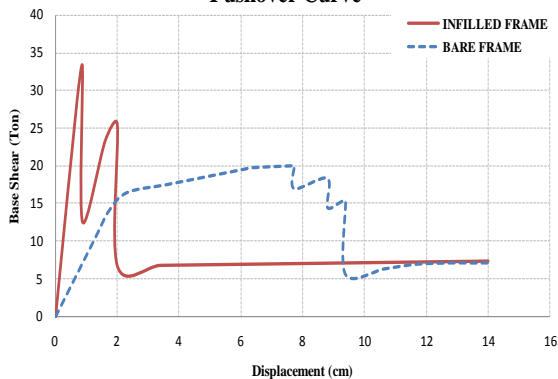


(خ)

شکل ۱۶- گام‌های پوش‌اور نرم‌افزار SAP2000

پس از شروع تحلیل پوش‌اور اعمال بار جانبی تا جایی ادامه پیدا می‌کند که تغییر مکان بام به مقدار از پیش تعیین شده برسد و یا اینکه قبل از رسیدن به این تغییر مکان سازه فرو بریزد. در شکل ۱۶ روند تشکیل مفاصل برشی در ستون نشان داده شده است. منحنی ظرفیت قاب مورد مطالعه حاصل از تحلیل پوش‌اور برای حالتی که سازه تحت بار ثقلی با ترکیب $Q_G = 1.1(Q_D + Q_L)$ و توزیع بار جانبی به صورت توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی می‌باشد، برای دیوار پرکننده ۱۷ سانتی‌متری برای نرم‌افزار SAP و OpenSees ارائه شده است. همانطور که در شکل ۱۶ مشاهده می‌شود به دلیل وجود دیوار پرکننده و مدلسازی آن در نرم‌افزار، دو ناحیه بحرانی در قاب تشکیل می‌شود. این نواحی به دلیل کاهش طول موثر ستون بخش قابل ملاحظه‌ای از نیروی جانبی را جذب می‌کنند و در نتیجه پس از تشکیل مفصل پلاستیک گسیخته می‌شوند.

Pushover Curve



شکل ۱۷- نمودار برش پایه-تغییر مکان قاب یک طبقه یک دهانه با دیوار پرکننده ۱۷ سانتی متری در نرم‌افزار SAP

برشی ستون، تشکیل مفصل برشی در این نواحی از ستون و در نتیجه افت مقاومت در نمودار برش پایه - تغییر مکان می‌شود. بررسی نتایج به دست آمده از تحلیل غیر خطی مدل‌های ارائه شده نشان می‌دهد که با در نظر گرفتن اثر دیوار پرکننده می‌توان رفتار واقعی دیوار را که ناشی از اثرات منفی دیوار می‌شود، مدل‌سازی کرد. با توجه به نتایج ارائه شده مشاهده می‌شود که با اعمال نیروی جانبی دیوار به صورت بادبند عمل کرده و در طول کوتاهی از ستون نیروی خود را اعمال می‌کند. به دلیل طول کم این ناحیه سختی بالایی در این قسمت ایجاد خواهد شد که سهم زیادی از نیروی برشی را به خود اختصاص می‌دهد تا اینکه با افزایش گام به گام نیروی جانبی در جابجایی نسبی پایین که تاییدی بر ترد بودن رفتار سازه می‌باشد، نیروی جانبی از ظرفیت برشی ستون موجود تجاوز می‌کند و در قسمت اندرکنش دیوار و ستون شکست رخ می‌دهد.

۸- مراجع

۱- تابش پور، محمدرضا، (۱۳۹۵). تفسیر استاندارد ۲۸۰۰، ملاحظات دیوار پرکننده، انتشارات بنای دانش، تهران.

2. Noorifard A, Mehdizadeh Saradj F. & Tabeshpour M.R. (2017). Preventing undesirable seismic behavior of infill walls in design process, *Urbanism. Arhitectură. Construcții* • Vol. 8 • Nr. 1.

3. Bârnaure M., Ghiță A. M., Stoica D. N. (2016), Seismic performance of masonry-infilled RC frames, *Urbanism. Architecture. Constructions* 7(3): 1-10.

4. storey in a conventional residential building in Tehran-Iran, 7th International Conference on Seismology & Earthquake Engineering (SEE 7), Tehran, Iran. 2016

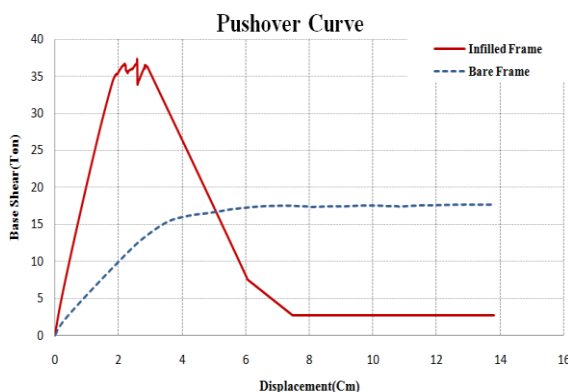
5. Basha S., Kaushik H. (2016), Behavior and failure mechanisms of masonry-infilled RC frames (in low-rise buildings) subject to lateral loading, *Engineering Structures* 111: 233-245.

6. Schwarz S., Hanaor A., Yankelevsky D.Z. (2015), Experimental Response of Reinforced Concrete Frames With AAC Masonry Infill Walls to In-plane Cyclic Loading, *Structures* 3: 306-319.

7. Shing P., Stavridis A. (2014), Analysis of seismic response of masonry-infilled RC frames through collapse, *ACI Structural Journal* 297: 1-20.

8. Fiore A., Netti A., Monaco P. (2012), The influence of masonry infill on the

همانطور که در شکل ۱۷ مشاهده می‌شود به دلیل وجود دیوار پرکننده در سازه مدلسازی شده، سختی و مقاومت سازه نسبت به قاب خالی افزایش قابل توجهی یافته است. [۳۰] با توجه به مدل دو دستگی در نرم‌افزار SAP2000، پس از افزایش نیروی و ایجاد نیروی متمرکز در قسمت‌های بحرانی ستون (مطابق با شکل‌های ۱۶) نمودار نیرو تغییر مکان دچار دو افت شدید شده (هریک به دلیل شکست ناحیه اندرکنش می‌باشد) و در نهایت در تغییر مکان کوچکی به مرحله گسیختگی رسیده است.



شکل ۱۸- نمودار برش پایه-تغییر مکان قاب یک طبقه یک دهانه با دیوار پرکننده ۱۷ سانتی‌متری در نرم‌افزار OpenSees

شکل ۱۸ نتایج نمودار نیرو-تغییر مکان سازه یک طبقه یک دهانه حاصل از نرم‌افزار OpenSees را نشان می‌دهد. با توجه به فرضیات مدلسازی این نرم‌افزار با فرض گسیخته نشدن دیوار پرکننده، گسیختگی برشی در ناحیه اندرکنش رخ می‌دهد و سازه دچار افت شدید در مقاومت می‌شود. [۳۹]

۷- نتیجه‌گیری

خرابی ساختمان‌های بتن مسلح قدیمی در زلزله بسیار رایج و عمومی است. مشاهدات زلزله‌ها بیانگر ضعف شدید ساختمان‌های بتن مسلح در زلزله می‌باشد، به همین دلیل بررسی رفتار سازه‌ای ساختمان‌های بتنی در زلزله امری مهم و قابل توجه می‌باشد. برای شناخت کافی از رفتار سازه در زلزله نی بایست رفتار تک تک اعضای باربر جانبی به صورت دقیق مورد بررسی قرار گیرد. با توجه به نمودار برش پایه - تغییر مکان ارائه شده موارد زیر استنباط می‌شود:

دیوار پرکننده بطور قابل توجهی باعث افزایش مقاومت و سختی قاب می‌شود که با توجه به متحنی‌های ظرفیت ارائه شده و شیب نمودارها این امر مشهود است. اما نکته قابل توجه این است که اتصال دیوار پرکننده آجری با قاب بتنی باعث بوجود آمدن نیروهای برشی متمرکز در بالای ستون سمت چپ و پایین ستون سمت راست می‌شود، و با توجه به نمودار برش پایه - تغییر مکان، مشاهده می‌شود که در یک جابجایی کم برش موجود از ظرفیت برشی ستون تجاوز کرده و باعث شکست

- 8th World Conf. on Earthq. Engng, San Francisco, 4, 623-630.
20. Rivero C.E. and Walker W.H. (1984), An Analytical Study of The Interaction of Frames and Infill Masonry Walls, Proc. 8th World Conf. on Earthq. Engng., San Francisco, 4, 591-598.
21. Shing, P. B. & Mehrabi, A. B. (2002). Behaviour and analysis of masonry-infilled frames, Progress in Structural Engineering and Materials, 4(3), 320-331.
22. Holmes M. (1963). "Combined Loading on Infilled Frames." Proceeding Of The Institution Of Civil Engineers, Volume 25.31-38.
23. Stafford-Smith B.S. (1962). " Lateral Stiffness of Infilled Frames." Journal of Structural Division, ASCE, Volume 88, No. 183-199.
24. Mainstone, R. J., 1971. On the stiffness and strengths of infilled frames, Proceedings, Institution of Civil Engineers, Supplement IV, 57-90.
25. Chrysostomou, C.Z. (1991). "Effect of Degrading Infill Walls on the Nonlinear Seismic Response of Two-Dimensional Steel Frames." PhD dissertation, Cornell University, Ithaca, N.Y.
26. Chrysostomou, C.Z. (1991). "Effect of Degrading Infill Walls on the Nonlinear Seismic Response of Two-Dimensional Steel Frames." PhD dissertation, Cornell University, Ithaca, N.Y.
27. Kadir M.R.A. (1974). The structural behavior of masonry infill panels framed structures. University of Edinburgh, PhD thesis.
28. Polyakov, S. V., "On the Interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall", Translations in Earthquake Engineering, Earthquake.
۲۹. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، نشریه شماره ۳۶۰ سازمان برنامه و بوجه کشور، ۱۳۸۵.
۳۰. تابش‌پور، محمدرضا، افسانه سادات موسوی، امیر آزاد، کمیل کریمی "پیشرفت‌هایی در قاب با دیوار پرکننده"، انتشارات فدک ایساتیس، تهران، ۱۳۹۱.
31. Tabeshpour, M. R. Kalatjari, V.R. & Karimi, K. (2011d), Investigation of lateral drift of concrete infilled frames, 1st National conference on earthquake and lifelines, Tehran, Iran.
32. S. Yavari, S.H. Lin, K.J. Elwood, C.L. Wu, S.J. Hwang, and J.P. Moehle. (2008), Study on collapse of flexure-shear-critical reinforced concrete frames, 14th world conference on earthquake engineering, Beijing, China.
33. Elwood, K. J., and Moehle, J. P. (2005a), "Drift Capacity of Reinforced Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement", Earthquake Spectra Vol. 21, No. 1, pp. 71-89.
- seismic behaviour of RC frame buildings, Engineering Structures 44: 133-145.
9. Pradhan P. M., Pradhan P. L., Maskey R. K. (2012), A review on partial infilled frames under lateral loads, Kathmandu University Journal of Science, Engineering and Technology 8(1): 142-152.
10. Tabeshpour M. R., Azad A., Golafshani A. A. (2012), Seismic behavior and retrofit of infilled frames, in: Moustafa, A. (Editor), Earthquake-Resistant Structures - Design, Assessment and Rehabilitation, Shanghai, China, pp. 279-306.
11. Pradhan P.M., Pradhan P.L., Maskey R.K.; A Review on Partial Infilled Frames under Lateral Loads. Kathmandu University Journal of Science, Engineering and Technology, Vol.8, No.1, 2012; p.142-152.
12. Rodrigues H., Humberto V., Aníbal C. (2010), Simplified macro-model for infill masonry panel, Journal of Earthquake Engineering 14: 390-416.
12. Mahdi T., Khorami Azar M., Khalili Jahromi K.; Partition Walls Types and Structural Design Issues; Research Report No R-569. Building and Housing Research Center, Tehran, 2010 (in Farsi)
13. تابش‌پور، محمدرضا، " رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی"، انتشارات فدک ایساتیس، تهران، ۱۳۹۰.
14. Mallick D.V. & Severn R.T. (1967). The Behavior of Infilled Frames under Static Loading, The Institution of Civil Engineers, Proceedings, 39, 639-656.
15. Goodman, R.E.; Taylor, R.L.; Brekke, T.L., (1968). A model for the mechanics of jointed rock. ASCE, Div.,94(3), pp. 637-659, USA.
16. Mallick, D. V. & Garg, R. P. (1971). Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames, Proceedings of the Institution of Civil Engineers 49, 193-209.
17. koset E.G. et al. (1974). Non-linear dynamic analysis of frames with filler panels, Am. Soc.Civ.Engrs, J.struct. Div.,100, 743-757.
18. King G.J.W. & Pandey P.C. (1978). The analysis of infilled frames using finite elements. Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, 65, 749-760.
19. Liauw T.C. & Kawn K.H. (1984). New Development in Research of Infilled Frames, Proc.

34. Elwood, K. J., and Moehle, J. P. (2005b), "Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns" *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 4, pp. 578-587

۳۵- کریمی، کمیل؛ « بررسی الزامات تعیین ضریب رفتار سازه های بتنی با دیوار پرکننده آجری » پایان نامه کارشناسی ارشد سازه ، دانشگاه صنعتی شاهرود، اساتید راهنما: تابش پور، محمدرضا، کلات جاری، وحیدرضا، ۱۳۸۹.

۳۶. مبحث نهم مقررات ملی ساختمانی ایران، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ۱۳۹۲.

۳۷. آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۹۳-۲۸۰۰)، ویرایش سوم، کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، مرکز تحقیقات وزارت مسکن، تهران، ایران، ۱۳۹۳.

38. Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2000). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Report No. FEMA 356, FEMA, Washington, D.C.

39. OpenSEES (2008). Open System for Earthquake Engineering Simulation. Pacific Earthquake Engineering Research Centre, University of California.

Shear Failure of Concrete Columns because of Interaction with Masonry Infill

Mohamad Reza Tabeshpour

Assistant Professor, Sharif University of Technology, Tehran, Iran

Komeil Karami

Master of Science in Civil Engineering, Shahroud University of Technology,
Shahroud, Iran

Afsaneh Sadat Mousavi

Master of Science in Structural Engineering, Islamic Azad University, Tafresh
Branch, Tafresh, Iran

Abstract:

Infill walls are one of the most important elements in the buildings that should be considered in design and construction stages. In architectural design masonry infills are used to separating spaces and areas, but these elements are effective in seismic behavior because of stiffness and strength of masonry infills adjacent to the structural frames. The interaction of masonry infill with concrete frame create short column. Shear failure is a critical kind of concrete column failure that occurs in short columns during earthquake because of low ductility and brittle behavior of these types of columns. It is important to investigate the behavior of short columns. In this paper interaction of masonry infill with concrete frame with 1 bay and 1 story is surveyed. SAP2000 and OpenSees are used for analysis and comparison. The results show that shear reinforcement of concrete columns in ordinary design is not sufficient so plastic hinges form and shear failure happen and increasing in the stiffness and strength of frame because of infill wall should be considered during both the design and construction stages.

Keywords: Masonry infill, interaction, shear failure, nonlinear analysis