بررسی عملکرد لرزه‌ای دیوار برشی کوتاه شکاف‌دار

مسعود فرزام*[۱]، محمد غنی‌زاده[۲] و عبدالرضا سروقد مقدم[۳]

[۱] استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز
[۲] مدرس دانشگاه، دانشگاه پیام نور تبریز
[۳] دانشیار پژوهشکده بین‌المللی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

(دریافت: ۹۴/۱۱/۱۷، پذیرش: ۹۵/۷/۲۵، نشر آنلاین: ۹۵/۷/۲۶)

چکیده

همان طور که نیاز به طراحی لرزه‌ای سازه‌های مقاوم در برابر زلزله روز به روز افزایش می‌یابد، مطالعات آزمایشگاهی و عددی فراوانی نیز برای تخمین وبر آورد پاسخ غیرخطی این نوع سازه‌ها انجام می‌پذیرد. دیوارهای برشی بتنی با توجه به نسبت ارتفاع به عرض به دو دسته دیوارهای برشی بلند و کوتاه تقسیم می‌شوند. دیوارهای برشی بلند با نسبت ابعادی بزرگ‌تر از ۲، رفتار عمدتاً خمشی و دیوارهای برشی کوتاه با نسبت ابعادی کوچک‌تر از ۲، رفتار عمدتاً برشی دارند. در این مقاله رفتار دیوارهای برشی کوتاه بتن آرمه، به کمک برنامه المان محدود غیرخطی ATENA 3D مورد بررسی قرار گرفته و ضمن ارزیابی نوع گسیختگی و مقاومت برشی نهایی و پسماند، تأثیر پارامتر شکاف در دیوار، بر روی رفتار دیوارهای برشی کوتاه مطالعه می‌شود. نشان داده می‌شود با نزدیکی شکاف به سمت گوشه دیوار، شکل‌پذیری مدل به مقدار قابل توجهی افزایش پیدا می‌کند.

کلیدواژه‌ها: دیوار برشی کوتاه، المان محدود، دیوار شکاف‌دار، مقاومت برشی.

۱- مقدمه

دیوارهای برشی عموماً جهت مقابله با نیروی جانبی ناشی از زلزله در مناطق زلزله‌خیز و یا پایداری در مقابل نیروی باد در سایر مناطق به کار برده می‌شوند. این دیوارها علاوه بر مقاومت در برابر نیروهای جانبی مقداری از نیروی قایم ناشی از بار حاصل از اجزا ساختمان و بارهای وارده ثقلی را نیز تحمل می‌نمایند. به طور کلی نقش اصلی دیوارهای برشی افزایش صلبیت ساختمان‌های بتنی در مقابل نیروهای وارده می‌باشد، که در صورت آنالیز و طراحی مناسب به عنوان کم‌هزینه‌ترین روش افزایش استحکام ساختمان‌های بتنی به شمار می‌رود و همچنین وجود دیوارها موجب کاهش تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و جلوگیری از ایجاد خرابی در اعضای غیر سازه‌ای ساختمان می‌گردد. در مناطق با شدت زلزله‌خیزی زیاد دیوار وارد ناحیه رفتار پلاستیک خود شده و شکل‌پذیری سازه را افزایش می‌دهد. یکی از پارامترهای مؤثر در رفتار دیوارهای برشی نسبت تغییر شکل‌های جانبی خمشی به برشی می‌باشد که عمدتاً با نسبت ارتفاع به طول دیوار متناسب می‌باشد. دیوارهای برشی با نسبت ابعادی ارتفاع به طول بزرگ به صورت خمشی عمل نموده و دیوارهای برشی خمشی نامیده می‌شوند و دیوارهای با نسبت ابعادی کم رفتار عمدتاً برشی داشته و دیوارهای کوتاه نامیده می‌شوند. مد شکست دیوارهای کوتاه، گسیختگی برشی می‌باشد که به صورت ترد و در مقادیر تغییر شکل‌های جانبی کم رخ می‌دهد. افزایش شکل‌پذیری دیوار با ثابت نگه‌داشتن ظرفیت برشی آن به عملکرد بهتر سازه کمک خواهد نمود، علاوه بر آن می‌توان با اصلاح ضرایب رفتار سازه، مقدار نیروی جانبی کم‌تری را در طراحی آن منظور نمود.

مطالعات متعدد تجربی، تحلیلی به منظور بررسی رفتار دیوارهای برشی کوتاه تحت اثر بارهای افزایشی یکنوا و یا بارهای چرخه‌ای به وسیله محققانی چون Synge (۱۹۸۰)؛ Wood (۱۹۹۰)؛ Palermo و Hirose (۲۰۰۲)؛ Hsu (۱۹۹۸)؛ Hwang و Lee (۲۰۰۱)؛ Sanada و همکاران (۲۰۰۸)؛ Werasak و Mange (۲۰۰۹)، انجام و گزارش شده است.

عملکرد دیوارهای برشی شکاف‌دار بلند توسط Jiang و همکاران (۲۰۰۳)؛ Hwang و همکاران (۱۹۹۳)؛ Lu و Wu (۱۹۹۶)؛ Hwang و همکاران (۱۹۹۹)، به صورت تجربی و تحلیلی مورد مطالعه قرار گرفت. ضیایی‌فر و همکاران (۱۳۹۰)،

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۹۱۴۳۱۱۰۶۶۴

آدرس ایمیل: mafarzam@tabrizu.ac.ir (م. فرزام)، ghanizadeh.md@gmail.com (م. غنی‌زاده)، moghadam@iiees.ac.ir (ع. سرقد مقدم).

عملکرد دیوارهای برشی شکاف‌دار، سوراخ‌دار و میان خالی را به روش تحلیلی بررسی نمودند.

Ueda و همکاران (۱۹۹۷)، رفتار دینامیکی یک دیوار برشی مسلح بتنی را به صورت عددی و با استفاده از مدلی که شامل المان‌های دوبعدی پوسته‌ای و سه‌بعدی بود، شبیه‌سازی نموده و قابل اعتماد بودن این مدل‌ها را با مقایسه با نتایج آزمایش‌های تجربی تحقیق کردند. نشان داده شد که اینرسی دال‌های فوقانی بر رفتار دیوار قابل ملاحظه می‌باشد. همچنین مقایسه نتایج تحلیل عددی با نتایج آزمایش‌های تجربی شامل بارگذاری تاریخچه زمانی، صحت مدل‌های به کار رفته برای مصالح در شبیه‌سازی لرزه‌ای دیوار را تائید نمود.

Lestuzzi و همکاران (۲۰۰۵)، مقاومت و ظرفیت تغییر شکل دیوارهای برشی بتنی کوتاه که برای بارگذاری لرزه‌ای طراحی نشده‌اند را بررسی کردند. رفتار لرزه‌ای این‌گونه دیوارها در قالب ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های موجود در کشور سوئیس مورد بررسی قرار گرفت. نتایج چند سری از آزمایش‌ها با بارگذاری چرخه‌ای استاتیکی، با داده‌های به دست آمده از تئوری‌ها مقایسه گردید. آزمایش‌ها شامل چهار دیوار برشی کم فولاد با نسبت ابعادی ۳: ۱ بود که در آن‌ها، مقدار میلگردهای افقی، نسبت نیروی محوری و مقاومت فشاری بتن متفاوت بودند. گرچه گسیختگی برشی ترد برای نمونه‌ها پیش‌بینی می‌شد، مشاهده شد که دیوارهای برشی کم فولاد می‌توانند ظرفیت تغییرشکل قابل ملاحظه‌ای داشته باشند که به نسبت و میزان آرماتور گذاری افقی وابسته نیست.

NUPEC (انجمن مهندسی نیروگاه‌های اتمی ژاپن) (۱۹۹۶)، به منظور مطالعه پاسخ دیوارهای ضخیم بال‌دار تحت بارگذاری دینامیکی، نمونه‌های آزمایشگاهی متعددی را با استفاده از یک شبیه‌ساز زلزله تا وقوع شکست تحت بارگذاری قرار داد. شبیه‌سازی عددی این دیوارها توسط گروه تحقیقاتی SSWISP، Seismic Shear Wall International Standard Problem که به وسیله NUPEC سازمان‌دهی شده بود انجام شد. ۴۷ تحلیل عددی بر روی مدل‌های شبیه‌سازی شده صورت گرفت. این تحلیل‌ها شامل ۳۱ نمونه تحلیل المان محدود غیرخطی، ۱۰ تحلیل با مدل‌های ساده شده و ۶ تحلیل با مدل‌های جرم متمرکز بودند. مدل بتن مورد استفاده در تحلیل اغلب مدل‌ها، از نوع ترک پخش‌شده بود. جزئیات تحلیل‌های انجام شده در OECD/NEA/CSNI (۱۹۹۱) گزارش شده است. نتایج تحلیل المان محدود موجود در گزارش OECD نشان می‌دهد که:

۱) تأثیر تغییر در مدل‌های سخت‌شوندگی کششی بتن، در پاسخ، نسبتاً کم است.

۲) اغلب مقادیر تخمین زده شده برای سختی الاستیک حدود ۱۵ درصد با مقادیر آزمایشگاهی تفاوت داشتند.

۳) مدل‌های دو بعدی که عرض مؤثر بال در آن‌ها برابر ۱۰۰۰ میلی‌متر تخمین زده شده بود نسبت به مدل دو بعدی با لحاظ کردن تمام عرض بال (۲۹۸۰ میلی‌متر)، برآورد بهتری از سختی جانبی ارائه نمود.

۴) سختی جانبی تخمین زده شده در شبیه سازی‌هایی که فونداسیون دیوار را مدل نکردند، مشابه سختی جانبی تخمین زده شده شبیه‌سازی‌هایی بود که در آن‌ها فونداسیون دیوار مدل شده بود.

۵) مقاومت برشی حداکثر تخمین زده شده به وسیله تحلیل المان محدود بین ۰/۶۵تا ۱/۱۵ برابر مقادیر اندازه‌گیری شده تجربی به دست آمد.

۶) میزان تغییر مکان در مقاومت برشی حداکثر حاصل از تحلیل بین ۰/۲۵تا ۱/۸۵ برابر مقادیر تغییر مکان در مقاومت برشی به دست آمد.

۷) مدل‌های ترک ثابت و یا ترک دورانی تفاوت عمده‌ای در جواب‌ها نداشتند.

به دلیل پیچیده بودن مکانیسم انتقال برش در سازه‌های بتن آرمه، تحلیل دیوارهای کوتاه مشکل‌تر از تحلیل دیوارهای لاغر است، همچنین تحت بارگذاری لرزه‌ای حالات شکست متنوعی از خود نشان می‌دهند. در دیوارهای برشی کوتاه برش و خمش به صورت تنگاتنگ به یکدیگر مربوط می‌باشند. وجود نیروهای برشی ممکن است باعث تخریب کششی مورب و یا تخریب فشاری مورب گردد. همچنین در بعضی موارد ترک‌های متوالی در پای دیوار که در اثر تغییر شکل الاستیک ایجاد می‌گردد، موجب شکست برشی لغزشی می‌گردد. برش لغزشی مانع افزایش بیشتر ظرفیت دیوار می‌گردد. بنابر این در تحلیل غیرخطی این دیوارها، به منظور پیش‌بینی رفتار لرزه‌ای آن‌ها، طراح با چالش‌های بیشتری مواجه خواهد بود. از این روی، با توجه به نیازی که به بررسی بیشتر در برخی جنبه‌های تحلیلی و رفتاری دیوارهای برشی کوتاه احساس می‌شود، با هدف دستیابی به ابزاری مناسب برای تحلیل بر اساس عملکرد این‌گونه دیوارها و همچنین بررسی اثر شکاف در دیوار بر عملکرد لرزه‌ای دیوار برشی کوتاه، به مدل‌سازی و تحلیل نمونه آزمایشگاهی پرداخته شده است.

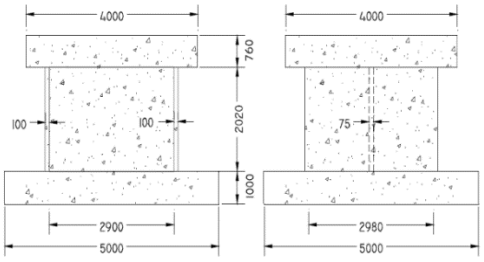
۲- صحت‌سنجی تحلیل عددی

برای تحلیل، از نرم‌افزار تحلیل غیرخطی المان محدود ATENA 3D (۱۹۷۰)، استفاده شده است. این نرم‌افزار مختص تحلیل غیرخطی سازه‌های بتن‌آرمه می‌باشد.

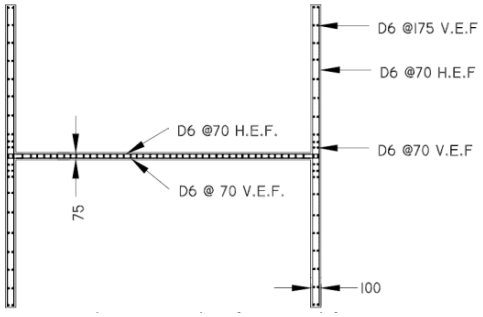
دیوار نمونه آزمایشگاهی NUPEC، برای تحلیل عددی، متشکل از پنج پانل (دو پانل دال، دو دیوار بال و یک دیوار جان) و دو صفحه اعمال بار، می‌باشد. همان‌طور که در شکل (۱) مشاهده می‌شود، دال بالایی ۴ متر طول، ۴ متر عرض و ۷۶۰

میلی‌متر ضخامت، دال پایینی ۵ متر طول، ۵ متر عرض و ۱۰۰۰ میلی‌متر ضخامت، دیوار جان ۲۹۰۰ میلی‌متر طول، ۲۰۲۰ میلی-متر ارتفاع و ۷۵ میلی‌متر ضخامت، دیوارهای بال ۲۹۸۰ میلی‌متر طول، ۲۰۲۰ میلی‌متر ارتفاع و ۱۰۰ میلی‌متر ضخامت داشتند. میلگردهای دال پایین، شبکه‌ای از میلگرد D29 (قطر ۲۹ میلی-متر)، در بالا و پایین آن، میلگردهای دال بالایی شبکه‌ای از میلگرد D25 (قطر ۲۵ میلی‌متر) و دیوارهای جان و بال از میلگردهای D6، طبق شکل (۲) می‌باشد. مشخصات مصالح نمونه آزمایشگاهی NUPEC، برای تحلیل عددی، در جدول (۱) نشان داده شده است.

مدل مصالح "3D Nonlinear Cementitious 2" برای بتن استفاده می‌شود. این مدل، یک مدل شکافت- خمیری می‌باشد. یعنی ترکیبی از مدل‌های مشخصه شکافت (fracture) در کشش و خمیری (plastic) در فشار می‌باشد. در این مدل، ناحیه نرم-شدگی کششی با تعیین انرژی شکافت و عرض ترک حداکثر تعریف می‌شود و ناحیه فشاری پسا اوج نیز با تعیین کرنش نهایی مشخص می‌شود. المان‌های هشت گرهی ایزو پارامتریک Brick برای بتن و المان‌های میله‌ای برای میلگرد به‌کاربرده شده است. منحنی تنش- کرنش تک‌محوری در شکل (۳) نشان داده شده است و روابط آن به صورت زیر می‌باشند:



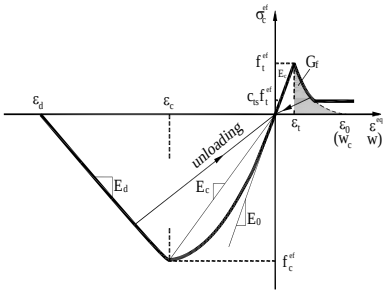
شکل ۱- ابعاد دیوار



شکل ۲- شمای آرماتورگذاری

جدول ۱- مشخصات مصالح

مشخصات میلگرد (kg/mm^2)			مشخصات بتن (kg/mm^2)			
f_u	E	f_y	f_t	ν	E	f'_c
۴۹/۵	18.8×10^3	۳۹/۱	۰/۲۳	۰/۱۵۵	۲۳۴	۲/۹۲



شکل۳- تنش- کرنش تک‌محوری بتن ATENA 3D (۱۹۷۰)

بخش صعودی فشاری:

$$\sigma_c^{ef} = f_c^{ef} \frac{(E_0/E_c)(\varepsilon/\varepsilon_c)-(\varepsilon/\varepsilon_c)^2}{1+[(E_0/E_c)-2)](\varepsilon/\varepsilon_c)} \quad (۱)$$
$$E_c = f_c^{ef} / \varepsilon_c$$

که در آن، σ_c^{ef} تنش فشاری مؤثر بتن، f_c^{ef} مقاومت فشاری مؤثر بتن، E_0 مدول ارتجاعی اولیه بتن فشاری، E_c مدول سکانتی بتن در تنش اوج، ε_c کرنش در تنش فشاری اوج، می‌باشد.

بخش نزولی فشاری، خطی:

(پیش‌فرض):

$$\varepsilon_d = \varepsilon_c + \frac{w_d}{L'_d},\ w_d = 0.5mm \quad (۲)$$

که در آن، ε_d کرنش مرتبط به w_d، w_d تغییر مکان خمیری در انتهای منحنی نرم شدگی فشاری، L'_d طول باند گسیختگی در فشار، می‌باشد.

بخش صعودی کششی، خطی:

$$E_c = f_t^{ef} / \varepsilon_t \quad (۳)$$

که در آن، f_t^{ef} مقاومت کششی مؤثر بتن، ε_t کرنش در تنش کششی اوج، می‌باشد.

بخش نزولی کششی:

$$w_c = 5.14 \frac{G_f}{f_t^{ef}} \quad (۴)$$

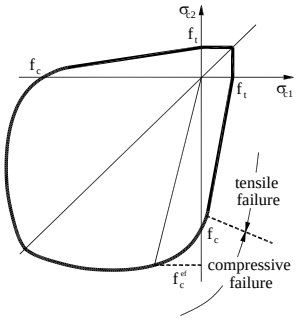
که در آن، w_c عرض ترک به هنگام آزاد شدن کامل تنش کششی، G_f انرژی شکافت بتن (Nmm/mm2)، می‌باشد.

ضریب سخت‌شدگی کششی:

(پیش فرض):

$$c_{ts} = 0.4 \quad (۵)$$

که در آن، c_{ts} ضریب سخت‌شدگی کششی، می‌باشد.



شکل ۴- تابع گسیختگی دو محوری بتن

منحنی تابع گسیختگی دو محوری بتن در شکل (۴) نشان داده شده است و روابط آن به صورت زیر می‌باشد:

گسیختگی فشاری (فشار- فشار):

$$f_c^{ef} = \frac{1+3.65(\sigma_{c1}/\sigma_{c2})}{[1+(\sigma_{c1}/\sigma_{c2})]^2} f_c \qquad (۶)$$

که در آن، σ_{c1} تنش اصلی در جهت 1، σ_{c2} تنش اصلی در جهت 2، f_c مقاومت فشاری متوسط سیلندر بتن، می‌باشد.

کشش- فشار:

$$f_c^{ef} = f_c r_{ec} \qquad (۷)$$
$$r_{ec} = (1+5.3278\frac{\sigma_{c1}}{f_c}) \quad 1.0 \geq r_{ec} \geq 0.9$$

که در آن، r_{et} ضریب کاهش مقاومت کششی، می‌باشد.

گسیختگی کششی (کشش- فشار):

$$f_t^{ef} = f_t r_{et}, \; r_{et} = 1-0.8\frac{\sigma_{c2}}{f_c} \qquad (۸)$$

کشش- کشش:

$$f_t^{ef} = f_t \qquad (۹)$$

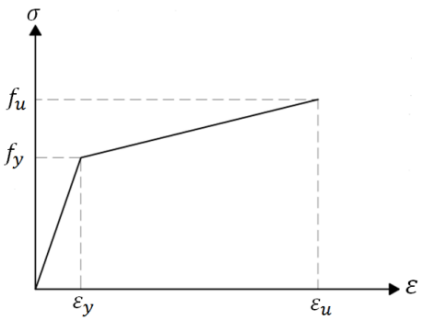
که در آن، f_t مقاومت کششی تک‌محوری بتن، می‌باشد. مقاومت فشاری و کششی بتن و مدول ارتجاعی آن از آزمایش به دست می‌آیند. انرژی شکافت بتن، G_f، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$G_f = 0.025(f_c/10)^{0.7} \qquad (۱۰)$$

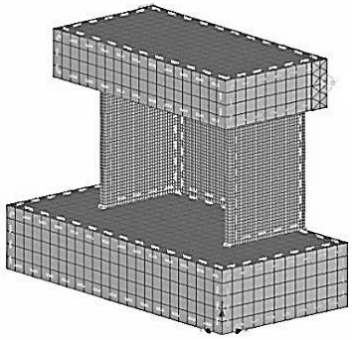
ATENA 3D از مدل ترک پخشی (smeared) با دو گزینه مختلف، مدل ترک ثابت و مدل ترک دورانی استفاده می‌کند. در هر دو مدل وقتی تنش اصلی از مقاومت کششی تجاوز می‌کند ترک به وجود می‌آید. فرض می‌شود ترک‌ها در داخل حجم مصالح به صورت یکنواخت توزیع می‌شود. این واقعیت با تعریف ارتوتروپی در مدل مشخصه ظاهر می‌شود. در مدل ترک ثابت، جهت ترک با جهت تنش اصلی در لحظه آغاز ترک مشخص می‌شود. با ادامه بارگذاری این جهت ثابت بوده و محور ارتوتروپی مصالح را نشان می‌دهد. به دلیل فرض ایزوتوپی بتن، جهات تنش‌ها و کرنش‌های اصلی در بتن ترک نخورده بر هم منطبق است. در مدل ترک دورانی، جهت تنش‌های اصلی بر جهت کرنش‌های اصلی منطبق است. هم‌زمان با دوران محور کرنش‌های اصلی جهت ترک‌ها نیز دوران می‌کند. کاربر می‌تواند در حین تحلیل با تعریف نسبتی از مقاومت کششی، ترک پخشی را از مدل ترک دورانی به مدل ترک ثابت تغییر دهد. تحلیل‌های متعدد با مقادیر متفاوت ضریب ترک ثابت (نسبت تنش کششی به مقاومت کششی در لحظه تغییر از ترک پخشی به ترک ثابت) نشان داد که مدل ترک کاملاً ثابت، نتایج بهتری به دست می‌دهد. برای میلگردها از مدل دوخطی ارتجاعی- خمیری کامل استفاده می‌شود. مدل چسبندگی- لغزش CEB-FIP Model code 90 برای چسبندگی میلگرد به بتن در نظر گرفته می‌شود.

منحنی تنش- کرنش فولاد در شکل (۵) نشان داده شده است. برای میلگردها از مدل دوخطی سخت شونده استفاده شده است. شیب خط ثانویه یک پنجاه‌ام شیب اولیه در نظر گرفته شده است. با توجه به وجود قلاب‌ها، لغزش صفر برای دو انتهای میلگردها در نظر گرفته شده است. مش‌بندی مدل تحلیلی در شکل (۶) نشان داده شده است.

در قدم اول بارگذاری، وزن قطعات اعمال شد. سپس نیروی محوری اضافی به صورت مونوتونیک افزاینده بر سطح بالایی دال فوقانی اعمال گردید.



شکل ۵- منحنی تنش- کرنش فولاد



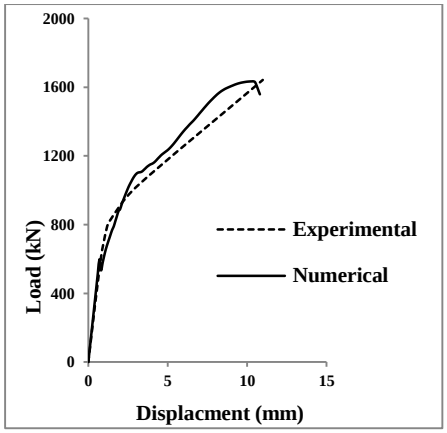
شکل ۶- مش‌بندی مدل تحلیلی، محل اعمال بار و اندازه‌گیری تغییر مکان جانبی

مجموع بار محوری اعمالی و دال فوقانی، برابر ۱۲۲۰kN می‌باشد که در قدم‌های بعدی اعمال بار، ثابت نگه داشته شد. بار جانبی به صورت کنترل تغییر مکان افزاینده در مرکز دال فوقانی، به سازه اعمال گردید.

بخش دیگر نرم‌افزار ATENA 3D روش ساده‌تر حل معادلات غیرخطی به واسطه روش المان محدود و معیار بارگذاری افزایشی آن می‌باشد. روش‌های مختلفی در این نرم‌افزار برای حل معادلات غیرخطی وجود دارد. برای حل سیستم معادلات غیرخطی، از روش نیوتن- رافسون در ترکیب با روش جستجوی خطی همراه با به روز کردن ماتریس سختی در هر گام استفاده می‌شود. خطاهای پسماند و پسماند مطلق به ترتیب برابر ۰/۰۲و ۰/۰۵ در نظر گرفته می‌شوند. در هر گام، حداکثر چهل تکرار در نظر گرفته می‌شود.

پوش منحنی‌های چرخه‌ای در شکل (۷) نشان داده شده است. (برای مقایسه راحت‌تر، واحدها به واحدهای ارائه شده در نتایج آزمایش تبدیل شده‌اند).

سیکل دریفت‌های اعمالی دقیقاً مشابه نمونه آزمایشگاهی می‌باشد. طبق جدول (۲)، مقاومت برشی بیشینه دیوار ناشی از تحلیل، ۱۶۳۹kN، در جابه‌جایی ۱۰/۴۲ میلی‌متر نتیجه گردید. با مقایسه منحنی‌های به دست آمده و نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی، مشاهده سختی اولیه تحلیل عددی و آزمایش تجربی تفاوت جزئی باهم دارند، با این حال در ناحیه بعد جاری شدن، تفاوت دو منحنی قدری بیشتر است ولی مقدار بار حداکثر و تغییر مکان در آن نقطه بسیار نزدیک به هم هستند.

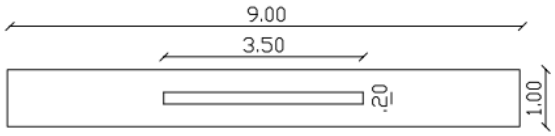


شکل ۷- نمونه NUPEC

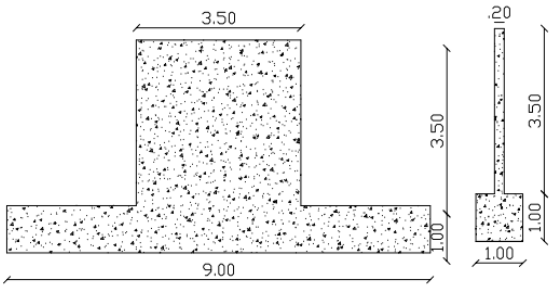
۳- دیوارهای کوتاه متداول در مقاوم‌سازی

با هدف تدوین رویکردهای متنوع در برخورد با انواع ساختمان در سطوح خطر مختلف، دستورالعمل کاربردی بهسازی لرزه‌ای، توسط پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله (۱۳۹۰) تدوین گردیده است. برای مقاوم‌سازی ساختمان‌های کوتاه، مدلی از دیوار برشی مستطیلی پیشنهاد شده است که بر روی پی نواری قرار می‌گیرد. به منظور بررسی پارامترهای مؤثر بر رفتار این‌گونه دیوارها و همچنین بهبود عملکرد آن‌ها، با استفاده از یافته‌های مذکور در بخش ۲، این دیوارها مدل‌سازی عددی شده و تحت بارگذاری جانبی افزاینده (تحلیل استاتیکی غیرخطی) قرار می‌گیرند. ابعاد پلان دیوار پیشنهادی در شکل (۸) و نمای جانبی و مقطع آن در شکل (۹) نشان داده شده است. مشخصات مصالح مصرفی و میلگردگذاری دیوار در جداول (۳) و (۴) نشان داده شده است.

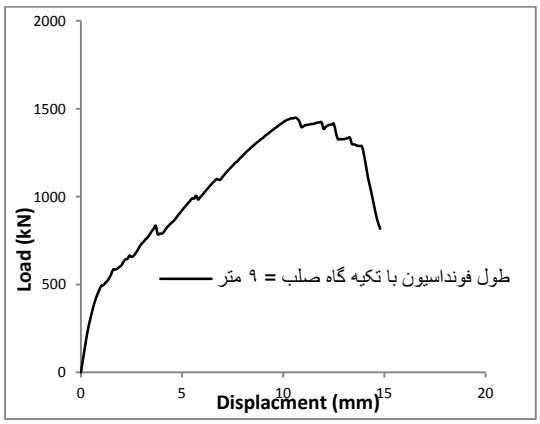
مدل‌های بتن و فولاد همانند شکل‌های (۳)، (۴) و (۵)، در نظر گرفته شد و پس از مدل‌سازی و مش‌بندی آن، بار جانبی به صورت کنترل تغییر مکان و با آهنگ یکنواخت افزایشی بدان اعمال شد. نتیجه حاصل از تحلیل به شکل دیاگرام نیرو- جابجایی در شکل (۱۰) نشان داده شده است. با توجه به نمودار، حداکثر مقاومت برشی ۱۴۴۴kN در جابجایی ۱۰/۴ میلی‌متر به دست آمده است.



شکل ۸- پلان دیوار (m)



شکل ۹- نمای جانبی و مقطع دیوار (m)



شکل ۱۰- نمودار بار جابجایی مدل تحلیلی

جدول ۲- بررسی تغییر مکان و مقاومت برشی در نقطه پیک

نمونه	(kN) $V_{U\ Num.}$	(kN) $V_{U\ Exp.}$	(kN) $\frac{V_{U\ Num.}}{V_{U\ Exp.}}$	جابجایی نمونه تحلیلی (mm)	جابجایی نمونه آزمایشگاهی (mm)	(mm) $\frac{\text{جابجایی نمونه تحلیلی}}{\text{جابجایی نمونه آزمایشگاهی}}$
NUPEC	۱۶۳۹	۱۶۴۲	۰/۹۹۸	۱۰/۴۳	۱۰/۹۸	۰/۹۵

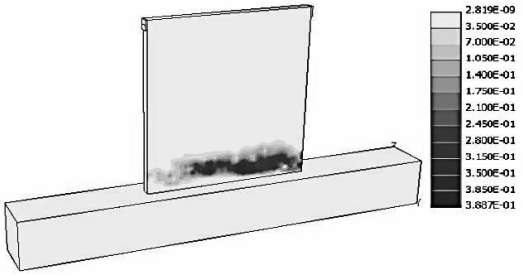
جدول ۳- مشخصات مصالح و دیوار

نوع میلگرد	F_y (kg/cm²)	F'_c (kg/cm²)	E (kg/mm²)	f_t (kg/mm²)	ν (kg/mm²)	$t_{W(cm)}$ دیوار	$H_{W(m)}$ دیوار	$L_{W(m)}$ دیوار
A III	۴۰۰۰	۲۱۰	۳۶۹	۰/۳۸	۰/۲	۲۰	۳/۵	۳/۵

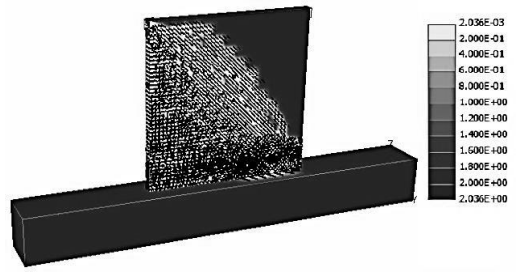
جدول ۴- مشخصات آرماتورگذاری و فونداسیون

آرماتور عرضی فونداسیون	آرماتورطولی فونداسیون	طول فونداسیون (m)	مقطع فونداسیون (m)	آرماتورگذاری افقی دیوار	آرماتورگذاری قائم دیوار
Ø20@20	7 Ø25	9	1×1	Ø16@25	Ø20@25

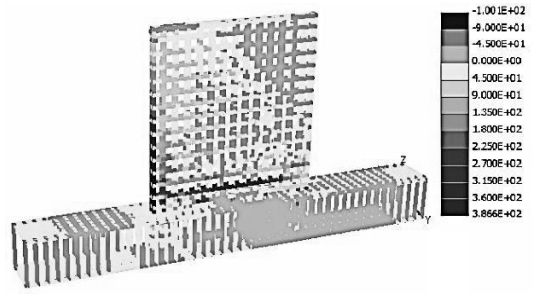
همان‌گونه که در شکل (۱۰) مشاهده می‌شود مد خرابی عضو عمدتاً برشی با افت ناگهانی بعد از نقطه اوج بوده و مقاومت پسماند تقریباً ۱۴ درصد حداکثر مقاومت می‌باشد. شکل (۱۱) توزیع کرنش‌های اصلی نهائی و شکل (۱۲) مقاومت کششی باقی‌مانده با مشخص نمودن جهت و زاویه ترک‌ها را نشان می‌دهند. همان‌گونه که در شکل (۱۰) ملاحظه می‌شود، نمونه با رسیدن به نقطه اوج، با کاهش سریع در مقاومت که ناشی از شکست برش لغزشی دیوار است مواجه می‌شود در شکل (۱۲) مشاهده می‌شود ترک بحرانی تقریباً افقی و نزدیک به پای دیوار قرار دارد. در شکل (۱۳) تنش کششی میلگردها نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می‌شود میلگردهای قائم وجه کششی و اولین لایه میلگرد عرضی به هنگام خرابی دیوار، جاری شده‌اند.



شکل ۱۱- توزیع کرنش اصلی نهایی



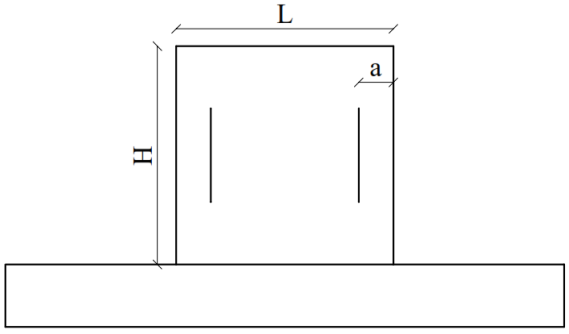
شکل ۱۲- توزیع مقاومت کششی و ترک نهایی



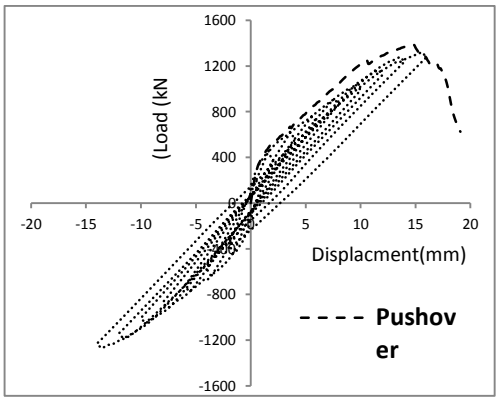
شکل ۱۳- توزیع تنش نهایی در میلگرد

۴- تأثیر ایجاد شکاف‌های قائم بر رفتار دیوار

به نظر می‌رسد که با ایجاد شکاف‌های قائم در دیوار می‌توان ضمن ثابت نگه‌داشتن ظرفیت باربری جانبی، شکل‌پذیری آن را افزایش داد. بدین منظور و برای بررسی تأثیر نقش شکاف بر توزیع تنش‌های داخلی، طبق شکل (۱۴)، شکافی به اندازه (عمق) 0.2m × (ارتفاع) 1.5m × (عرض) 0.02m در دو گوشه مدل ایجاد می‌گردد. محل نسبی شکاف با پارامتر $\frac{a}{L}$ نشان داده می‌شود. مقدار $\frac{a}{L}$ برای ۶ نمونه تحلیلی، به ترتیب برابر ۰/۱۵، ۰/۲۵، ۰/۳۰، ۰/۳۵، ۰/۴۵ و ۰/۵۰، در نظر گرفته می‌شود. لازم به ذکر است، در نمونه با فاصله شکاف نسبی ۰/۵۰، فقط یک شکاف در وسط وجود دارد.

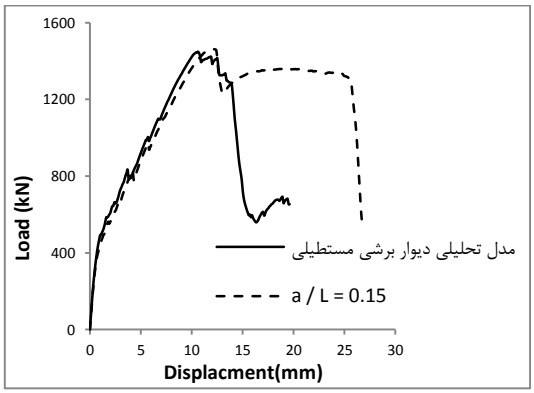


شکل ۱۴- ابعاد دیوار شکاف‌دار

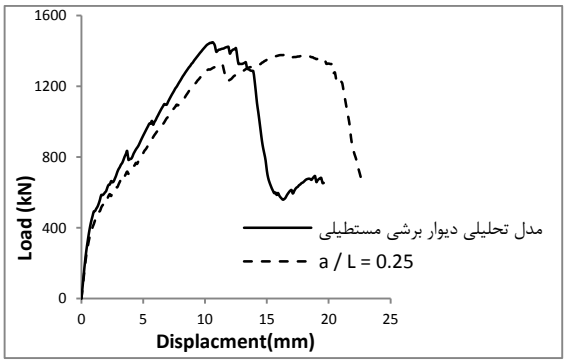


شکل ۱۵- مقایسه رفتار دیوار شکاف‌دار با a/L=0.35 در بارگذاری چرخه‌ای و فزاینده یکنواخت

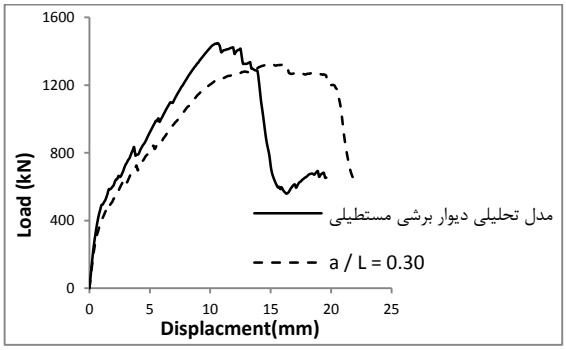
به منظور بررسی کاهش مقاومت و سختی دیوار به ازای بارهای چرخه‌ای و مقایسه آن با حالت بارگذاری افزاینده یکنواخت، دیوار شکاف دار با نسبت a/L=0.35 با این دو نوع شرایط بارگذاری تحلیل گردید که نتایج در شکل (۱۵) نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل (۱۵) مشاهده می‌شود پوش منحنی‌های چرخه‌ای اختلاف ناچیزی با پوش بارگذاری افزاینده یکنواخت دارد (بار حداکثر کم‌تر از پنج درصد اختلاف نشان می‌دهد). لذا برای ادامه کار و مقایسه نتایج رفتاری دیوارهای با موقعیت‌های مختلف شکاف‌ها، فقط از تحلیل‌های با بارگذاری افزاینده استفاده شد. نمودارهای بار- جابجایی دیوارها در شکل‌های (۱۶) تا (۲۱) نشان داده شده و با مدل بدون شکاف مقایسه شده‌اند. همان‌گونه که در این شکل‌ها نشان داده شده است، در محدوده عملی مورد مطالعه a/L=0.15 با نزدیک‌تر شدن شکاف‌ها به لبه‌های انتهائی دیوار، با تقریباً ثابت ماندن ظرفیت باربری جانبی، شکل‌پذیری دیوار به نحو چشمگیری افزایش می‌یابد. مدل با تک شکاف در وسط دیوار ضمن نشان دادن جزئی کاهش در مقاومت حداکثر، رفتار تردتری از خود به نمایش می‌گذارد.



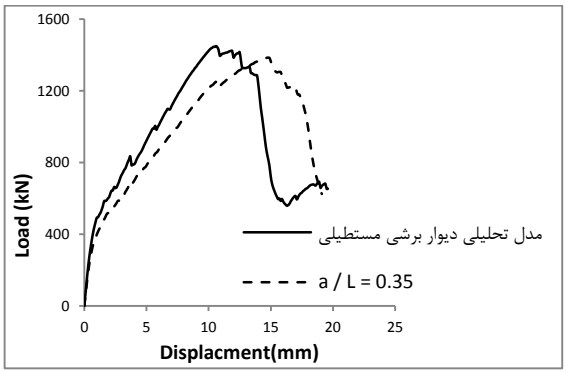
شکل ۱۶- نمودار بار جابه‌جایی دیوار شکاف‌دار، a/L=0.15



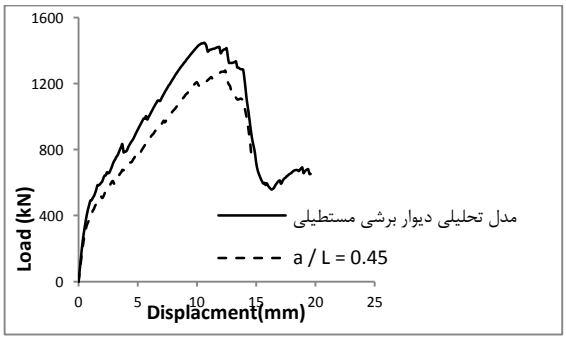
شکل ۱۷- نمودار بار جابه‌جایی دیوار شکاف‌دار، a/L=0.25



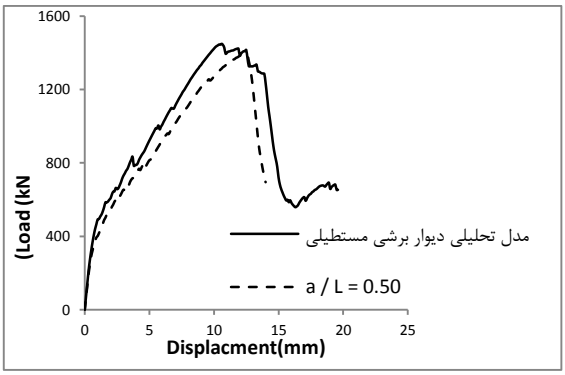
شکل ۱۸- نمودار بار جابه‌جایی دیوار شکاف‌دار، a/L=0.30



شکل ۱۹- نمودار بار جابه‌جایی دیوار شکاف‌دار، a/L=0.35

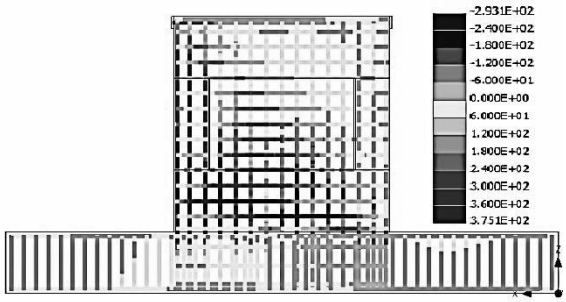


شکل ۲۰- نمودار بار جابه‌جایی دیوار شکاف‌دار، a/L=0.45

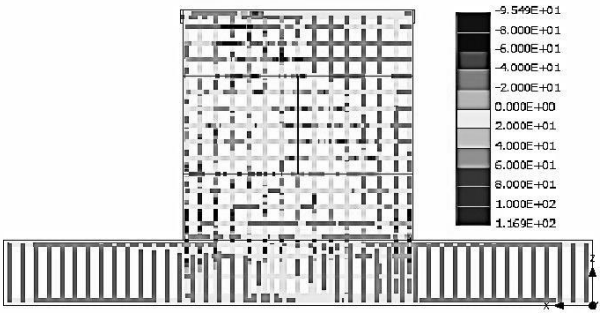


شکل ۲۱- نمودار بار جابجایی دیوار شکاف‌دار، a/L=0.50

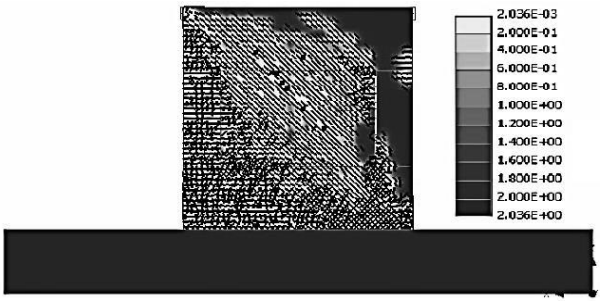
شکل‌های (۲۲) و (۲۳)، تنش کششی میلگردها را در دو مدل با فاصله نسبی شکاف ۰/۱۵ و ۰/۵۰ نشان می‌دهد. همان طور که دیده می‌شود، ایجاد شکاف باعث شده که تعداد میلگردهای قائم و افقی بیشتری به حد جاری شدن برسند. در نمونه با فاصله شکاف نسبی ۰/۵۰، میلگردهای قائم میانی که نزدیک به شکاف قرار دارند جاری شده‌اند، بنابراین رفتار دیوار در خمش تقریباً شبیه رفتار خمشی دو تکه دیوار می‌باشد. جاری شدن میلگردهای افقی بیشتر نیز نشانگر بهره‌گیری بهتر از آن‌ها در رسیدن به ظرفیت برشی نهائی عضو می‌باشد.



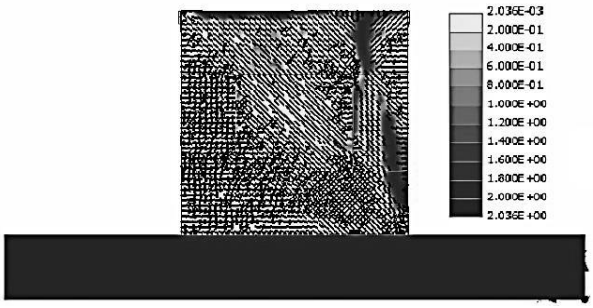
شکل ۲۲- تنش کششی میلگردها در دیوار شکاف‌دار، a/L=0.15



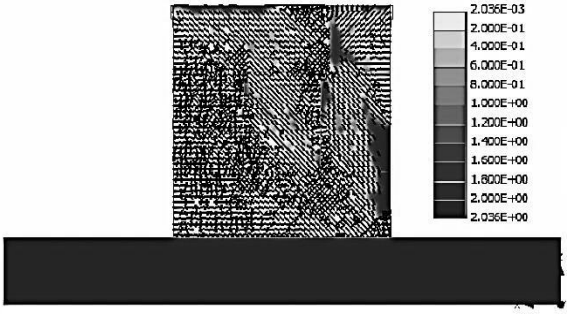
شکل ۲۳- تنش کششی میلگردها در دیوار شکاف‌دار، a/L=0.50



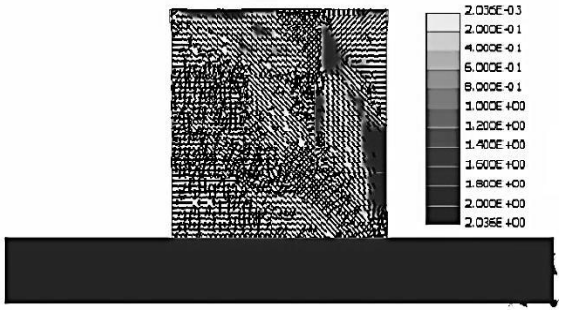
شکل ۲۴- مقاومت کششی و ترک نهایی دیوار شکاف‌دار، a/L=0.15



شکل ۲۵- مقاومت کششی و ترک نهایی دیوار شکاف‌دار، a/L=0.25



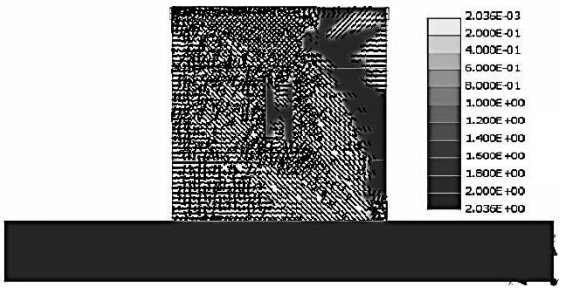
شکل ۲۶- مقاومت کششی و ترک نهایی دیوار شکاف‌دار، a/L=0.30



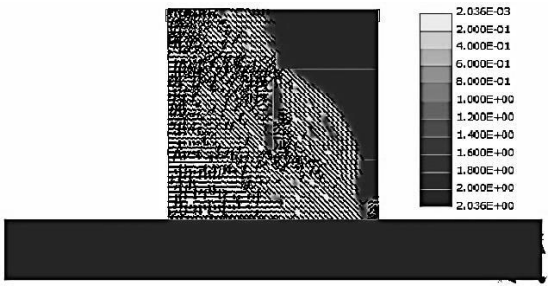
شکل ۲۷- مقاومت کششی و ترک نهایی دیوار شکاف‌دار، a/L=0.35

جدول ۵- مشخصات تحلیل مدل بر اساس تأثیر شکاف

مقاومت پسماند		جابه‌جایی (mm)	مقاومت برشی نهایی (kN)	
جابه‌جایی (mm)	مقاومت (kN)			
۱۵/۴	۶۲۲/۳	۱۰/۴	۱۴۴۴	مدل اولیه
۲۶/۷	۵۵۴/۹	۲۴/۸	۱۴۵۷	a/L=0.15
۲۲/۵	۵۵۴/۹	۱۷/۷	۱۳۷۱	a/L=0.25
۲۱/۹	۵۵۴/۹	۱۵/۹	۱۳۱۹	a/L=0.30
۱۹	۵۵۴/۹	۱۴/۴	۱۳۷۸	a/L=0.35
۱۴/۶	۵۵۴/۹	۱۲/۹	۱۲۷۴	a/L=0.45
۱۳/۹	۵۵۴/۹	۱۱/۹	۱۳۷۸	a/L=0.50
۱/۷۳	۰/۸۹	۲/۳۸	۱/۰۰۹	مدل اولیه / (a/L=0.15)
۱/۴۶	۰/۸۹	۱/۷۰	۰/۹۴	مدل اولیه / (a/L=0.25)
۱/۴۲	۰/۸۹	۱/۵۲	۰/۹۱	مدل اولیه / (a/L=0.30)
۱/۲۳	۰/۸۹	۱/۳۸	۰/۹۵	مدل اولیه / (a/L=0.35)
۰/۹۴	۰/۸۹	۱/۲۴	۰/۸۸	مدل اولیه / (a/L=0.45)
۰/۹	۰/۸۹	۱/۱۴	۰/۹۵	مدل اولیه / (a/L=0.50)



شکل ۲۸- مقاومت کششی و ترک نهایی دیوار شکاف‌دار، a/L=0.45



شکل ۲۹- مقاومت کششی و ترک نهایی دیوار شکاف‌دار، a/L=0.50

شکل‌های (۲۴) تا (۲۹) مقاومت کششی باقی‌مانده در مصالح، همراه با نحوه پخش ترک‌ها در دیوارهای شکاف‌دار تحلیل‌شده را نشان می‌دهد. همان‌گونه که دیده می‌شود، وجود شکاف نزدیک به لبه‌های انتهائی دیوار باعث شده است که تقریباً ترک در تمام ارتفاع و عرض عضو توزیع شوند، بدین ترتیب از مصالح استفاده مناسب‌تری به عمل آمده و از تمرکز ترک‌خوردگی در ناحیه محدودی از عضو جلوگیری می‌شود.

مقادیر ظرفیت باربری نهائی و جابجایی وابسته به آن در جدول (۵) نشان داده شده است.

۵- نتیجه‌گیری

در این تحقیق دیوار برشی کوتاه با مقطع مستطیلی با نسبت ابعادی ارتفاع به طول برابر یک، که به منظور مقاوم‌سازی سازه‌های کم ارتفاع توسط پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله مورد مطالعه قرار گرفته بود، مورد بررسی قرار گرفت. به منظور بهبود رفتار بار- جابجایی دیوار، شکاف‌های قائم در شش موقعیت مختلف پیشنهاد گردید و به صورت عددی مورد مطالعه قرار گرفت. مقایسه رفتار این دیوارها با رفتار دیوار بدون شکاف منجر به نتایج ذیل گردید:

۱- مدل‌های دارای دو شکاف قائم به صورت کلی افزایش در شکل‌پذیری دیوار را به دنبال داشت.

۲- وجود یک و یا دو شکاف تأثیر بسیار جزئی بر کاهش ظرفیت باربری جانبی دیوارهای کوتاه دارند.

۳- با نزدیک شدن شکاف به لبه‌های انتهائی دیوار، ظرفیت باربری جانبی تقریباً ثابت مانده، ولی شکل‌پذیری به صورت چشم‌گیر افزایش پیدا می‌کند.

۴- با ایجاد شکاف، نمونه به چند تکه باریک تبدیل شده و باعث توزیع مجدد تنش‌ها می‌شود و ترک‌ها، به جای تمرکز در یک ناحیه، در تمام دیوار پخش می‌شوند. بدین ترتیب از حداکثر ظرفیت کششی مصالح استفاده می‌شود.

۵- با استفاده از شکاف‌های قائم، مد گسیختگی دیوار از حالت غالب برشی، به حالت خمشی- برشی تبدیل می‌شود.

۶- با ایجاد شکاف‌ها در فاصله ۰/۱۵ برابر طول دیوار از لبه، جابجایی در بار حداکثر، تقریباً ۱۳۸٪ افزایش می‌یابد.

۶- مراجع

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، دستورالعمل کاربردی بهسازی لرزه‌ای، مشخصات فنی و جزئیات اجرایی به روش دیوار برشی، ۱۳۹۰، ۲۲۶۶.

ضیایی‌فر م، صبوری ج، عالمی‌فز، "مطالعه رفتار لرزهای دیوارهای برشـــی با رفتار دوگانه شـــکل‌پذیر"، ۱۳۹۰، مجله امیرکبیر، ۴۳ (۱).

Hsu TTC, "Behavior and analysis of 100m pa concrete membrane elements", Journal of Structural Engineering, ASC, 1998, 124 (1), 24-34.

Hwang SJ, Lee HJ, "Analytical model for predicting shear strengths of reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance", 2001, ACI Structures Journal, 97 (1), 35-44.

Jiang H, Lu X, Kwan AKH, Cheung YK, "Study on seismic slit shear wall with cyclic experiment and macro-model analysis", Structural Engineering and Mechanics, 2003, 16 (4), 371-390.

Kwan AKH, Dai H, Cheimg YK, "Non- linear seismic response of reinforced concrete slit Shear walls", Journal of Sound and Vibration, 1999, 226 (4), 701-718.

Kwan AKH, Lu XL, Cheung YK, "Elastic analysis of slit shear walls", International Journal of Structures, 1993, 13 (2), 75-92.

Lestuzzi P, Greifenhagen C, "Static cyclic tests on lightly reinforced concrete shear walls", Engineering Structures 27, 2005, 1703-1712.

Lu XL, Wu XH, "Shaking table test and analysis of a new type of shear wall with seismic control device", 11th World Conference on Earthquake Engineering, 1996, Paper No. 10.

Nuclear Power Engineering Corporation of Japan (NUPEC), "Comparison Report, Seismic Shear Wall ISP, NUPEC's Seismic Ultimate Dynamic Response Test", 1996, Report No. NU-SSWISP- D014, Organization for Economic Co-Operation and Development, Paris, 407.

OECD/NEA/CSNI, "Shear Wall ISP NUPEC's Seismic Ultimate Dynamic Response Test Comparison Report Issy Les Moulineaux", France, 1991, Report No. OCDE/GD (96) 188, Committee on the Safety of Nuclear Installations OECD Nuclear Energy Agency, 412.

Palermo D, Vecchio FJ, "Behavior and analysis of reinforced concrete walls subjected to reversed cyclic loading", PhD. Thesis, Toronto University, May 2002, 1-351.

Sanada Y, Hirose T, Yorkinov B, "Seismic testing of reinforced concrete shear for detecting a structural weak point", International Conference on Construction and Building Technology, ICCBT, 2008, C 20, 223-234.

Synge AJ, "Ductility of shear walls", Research Report 80-8, Department of Civil Engineering, University of Canter Bury, Christchurch New Zealand, 1980, 141.

Ueda M, Seya H, Ohmiya Y, Taniguchi H, Kambayashi A, "Nonlinear analysis on RC shear wall shaking table test", 14th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT14), Lyon, France, August 1997, 17-22, 433-440.

Werasak R, Mange J, "Analysis modeling of seismic behavior of lightweight concrete shear walls", Proceedings of the International Multi Conference of Engineers and Computer Scientists, 2009, Vol. II, IMECS, March 18-20, 978-988, 17012-7-5.

Wood SL, "Shear Strength of Low-Rise Reinforced Concrete Walls", ACI Structural, Jan-Feb., 1990, Journal, 87 (1), 99-107.

University of Tabriz

Journal of Civil and Environmental Engineering
Volume 49 (2019), Issue 2 (Summer), 107-116

EXTENDED ABSTRACT

Seismic Performance of Low-Rise Slotted RC Shear Walls

Masood Farzam [a,*], Mohammad Ghanizadeh [b], Abdolreza sarvghad mogadam [c]

[a] *Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, 5166616471*
[b] *University instructor, University of Payame Noor, Tabriz*
[c] *Structural Engineering Faculty, International Institute of Earthquake, Tehran*

Received: 06 February 2016; **Accepted:** 16 October 2016

Keywords:
Low-rise shear wall, Finite element method, Slotted shear wall, Shear strength.

1. Introduction

This study focuses on an approach to improve the behavior of low-rise shear walls with a rectangular cross-section and a height-to-length ratio of unity. The significance of this study lies within the need for a better understanding of the complex shear mechanism, not to mention the shear-flexure interaction in low-rise shear walls which results in different failure patterns under seismic loading. Shear forces may cause diagonal tensile or compressive failures. Moreover, cracks at the foot of the wall during elastic deformation could cause the shear slip failure which could limit the ductility of the wall. To this end, validation studies were conducted on a shear wall specimen chosen from the literature (i.e., the specimen tested by the nuclear power engineering corporation of Japan (NUPEC) (1996).

2. Methodology

2.1. Finite element modeling

Numerical analyses were initially carried out in a nonlinear finite element software specifically developed for concrete structures, namely ATENA. "3D nonlinear cementitious 2" material, a fracture-plastic model that combines models for fracture and plastic behavior was used. The classic orthotropic smeared crack formulation and crack band model are used in this model. In this model, the tensile softening branch is defined by two parameters, fracture energy, and the maximum crack width. Moreover, the post-peak branch of the compressive behavior is characterized by the ultimate strain. Bi-linear strain hardening stress-strain curve was used for reinforcements. Eight-node isoparametric brick elements and 2-node truss elements were used to define concrete and reinforcements, respectively. The "Newton-Raphson" solution method with an updated stiffness matrix in each iteration was used to solve the nonlinear system of equations.

In order to investigate the behavior of low-rise concrete shear walls, a short shear wall with dimensions of 0.2 m (thickness), 3.5 m (height), and 3.5 m (length) with a rectangular cross-section resting on a 9-m length strip foundation proposed by the International Institute of Earthquake Engineering and Seismology was used. To investigate the influential parameters governing the behavior of the wall, the so-called wall was numerically modeled and was subjected to lateral increasing loads; details of the wall were according to ref Iiees (2011).

* Corresponding Author
E-mail address: mafarzam@tabrizu.ac.ir (Masood Farzam), ghanizadeh.md@gmail.com (Mohammad Ghanizadeh), moghadam@iiees.ac.ir (Abdolreza sarvghad mogadam).

3. Results and discussion

3.1. Validation studies

Comparison of experimental and numerical results in terms of shear strength and displacement values showed that the values are in very good agreement with one another and therefore the methodology was verified.

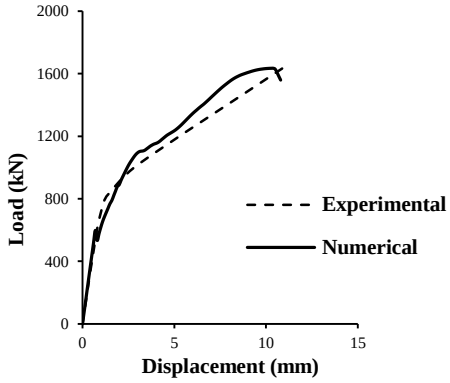


Fig. 1. Comparison of experimental and numerical results for the NUPEC (1996) specimen

3.2. Effect of slots

Results obtained from the analysis for the specimen (as shown in Fig. 2) shows that the failure pattern of the wall is mainly shear-dominant with a sudden decrease in shear strength value after the peak load.

As for the effect of openings, it can be observed in Fig. 3, when compared to the wall without slots, the post-peak ductility of the wall increases noticeably which could act as a warning prior to its failure. Moreover, according to Fig. 4, it can be seen that the tensile cracks have propagated throughout the height of the wall which helps to avoid stress concentration and make efficient use of the tensile capacity of the concrete.

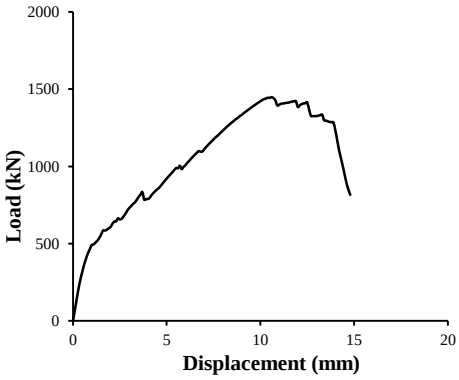


Fig. 2. Numerical result for the shear wall in ref. Iiees (2011) Note: length of the foundation with a rigid support is 9 m

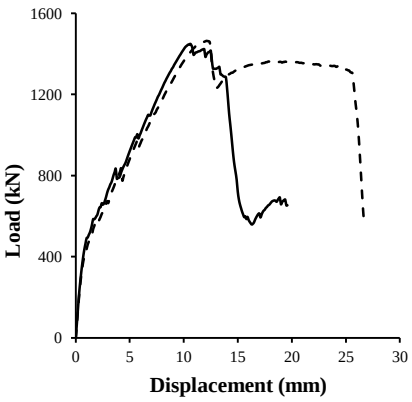


Fig. 3. Load-displacement curve for the shear wall in ref. Iiees (2011) with no slots vs. slot with a/L=0.15. Note: Solid curve shows the wall with no slots and the dashed curve shows the wall with slots

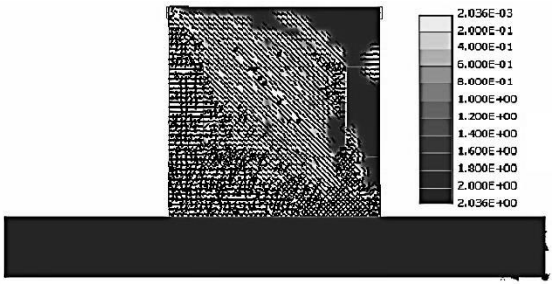


Fig. 4. Tensile cracks for the shear wall in ref. Iiees (2011) with slots

4. Conclusions

Results showed that walls with slots have an overall improved ductility in comparison to models without slot. Additionally, creating slot in the wall helps in the redistribution of internal forces, prevents stress concentration. Furthermore, the presence of slots changes the failure pattern of the wall from shear-dominant to shear-flexure dominant. Finally, for a wall with a slot ratio of 0.15, displacement corresponding to the peak load increases by 138% compared to its counterpart with no slots.

5. References

Nuclear Power Engineering Corporation of Japan (NUPEC), "Comparison Report, Seismic Shear Wall ISP, NUPEC's Seismic Ultimate Dynamic Response Test," Report No. NU-SSWISP- D014, Organization for Economic Co-Operation and Development, Paris, 1996, 407.

International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, practical manual of seismic rehabilitation, technical specifications and practical detailing for shear wall No. 2266- 10290/2. Spring, 2011.