

تحلیل حساسیت طول ناحیه‌ی مفصل خمیری در دیوارهای برشی بتن آرمه‌ی بالدار

فرزاد قادری بافتی (دکتری)

علیرضا مرتضایی* (دانشیار)

علی خیرالدین (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۰
دوره ۲ - ۳۷، شماره ۴/۲، ص. ۳-۹۳، ۱۰۳-۹۳ (پژوهشی)

زلزله‌های پیشین نشان داده‌اند که ساختمان‌های طراحی شده با دیوار برشی، عملکرد بسیار مناسبی در برابر زلزله دارند؛ به طوری که بخش قابل توجهی از جذب انرژی غیرکشسان، که در این اجزا صورت می‌گیرد، در ناحیه‌ی مفصل خمیری است که از طریق تغییر شکل‌های غیرکشسان سبب کاهش انرژی ورودی و رودی لرزه‌یی می‌شود. گسترش مفصل خمیری در دیوار برشی بتنی در مناطقی صورت می‌گیرد که رفتار خمیری، وابسته به شکل‌پذیری و جزئیات دیوار برشی است. یکی از پرکاربردترین شکل‌های دیوارهای ساختمانی، دیوارهای برشی بتنی بالدار است؛ زیرا بال‌ها در آن‌ها، سختی بسیار زیادی در داخل و خارج صفحه دارند و قادر به تحمل تنش‌های برشی بالایی هستند. در نوشتار حاضر، پارامترهایی که در طول ناحیه‌ی مفصل خمیری دیوارهای برشی بتن آرمه‌ی بالدار تأثیر می‌گذارند، بررسی و حساسیت آن‌ها بر روی طول ناحیه‌ی مفصل خمیری ارزیابی شده است. آنالیز حساسیت توسط پارامترهای متغیر مستقل با یک انحراف استاندارد و میانگین آن‌ها انجام شده است. برای این منظور، از روش شبیه‌سازی مونت کارلو، تحلیل نمودار تورنادو و روش مرتبه‌ی اول لنگر دوم برای تعیین عدم قطعیت‌های مرتبط با پارامترهای تحلیل استفاده شده است. نتایج نشان داده است که در میان متغیرهای طراحی در نظر گرفته شده، نسبت ارتفاع به طول جان، طول بال به طول جان، و سطح بار محوری از مهم‌ترین پارامترهای طراحی در ناحیه‌ی مفصل خمیری بوده‌اند، در صورتی که مقاومت تسلیم میلگردهای عرضی، کمترین اثر را در تعیین ناحیه‌ی مفصل خمیری داشته است.

واژگان کلیدی: آنالیز حساسیت، دیوار برشی بالدار، مفصل خمیری، نمودار تورنادو.

۱. مقدمه

بالدار بتن مسلح در طراحی سازه‌های متوسط و بلندمرتبه به طور گسترده شناخته شده است. هنگامی که دیوارهای سازه‌یی در موقعیت‌های مناسبی قرار می‌گیرند، می‌توانند مقاومت جانبی مؤثری در برابر حرکت‌های قوی زمین داشته باشند. سختی بالقوه و مقاومت دیوارهای برشی بالدار، آن‌ها را قادر می‌سازد تا بارهای جانبی بزرگ را تحمل کنند. شکل‌پذیری دیوارهای برشی بالدار قابل توجه است، این بدین معنی است که دیوارهای برشی یک سیستم بالقوه با شکل‌پذیری بالا و یک درجه نامعینی مطلوب فراهم می‌سازند. از سوی دیگر، طراحان معمولاً تمایل به تمرکز دیوارهای سازه‌یی در اطراف راه‌پله و هسته‌ی آسانسور دارند تا با این روش تقابل عناصر سازه‌یی با طرح پلان طبقه را به کمینه رسانده و بیشینه استفاده از فضای قابل دسترس ساختمان حاصل شود. بر این اساس، دیوارهای سازه‌یی خطی در شکل مستطیلی به طور نامنظم ادغام می‌شوند و شکل‌های T, C, I, L را می‌سازند.

همان‌طور که توسط دستورالعمل ACI 318-19 مشخص شده است،^[۱] در سازه‌های با سیستم‌های دوگانه، دیوارهای برشی اولین و مهم‌ترین اجزاء لرزه‌یی در

زلزله‌های پیشین در مناطق مختلف زلزله‌خیز، مانند: ایران، ژاپن، آمریکا، و نیوزیلند نشان داده‌اند که سازه‌های بتن مسلح در کشورهای با لرزه‌خیزی بالا ممکن است به نسبت متوسط تا شدید آسیب‌پذیر باشند. از این رو انتخاب یک سیستم درست سازه‌یی برای عملکرد مناسب تحت بار لرزه‌یی بسیار ضروری است. سیستم دیوار برشی بتنی به عنوان یک سیستم باربر جانبی مؤثر پذیرفته شده است که سبب بهبود عملکرد و یکپارچگی ساختمان‌های بتن مسلح تحت بارهای دینامیکی مانند زمین‌لرزه می‌شود. همان‌طور که در شکل ۱ مشاهده می‌شود، دیوارهای برشی معمولاً مقطع مستطیل شکل دارند و هنگامی که ستون‌های بتنی مسلح در هر دو انتهای دیوار قرار می‌گیرند، به عنوان اجزاء مرزی نامیده می‌شوند که منتج به شکل هالتری می‌شود و مقاطع دیوار بالدار از تقاطع دیوارها به وجود می‌آید. مفید بودن دیوارهای سازه‌یی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۸/۲/۱۴۰۰، اصلاحیه ۱۹/۴/۱۴۰۰، پذیرش ۲۶/۴/۱۴۰۰.

DOI:10.24200/J30.2021.57830.2937

farzadghaderibafti@gmail.com
a.mortezaei@semnaniau.ac.ir
kheyroddin@semnan.ac.ir

ناحیه مفصل خمیری ارتباط تنگاتنگی با رفتار لرزه‌بی مؤلفه‌های بتن دارد که برای جلوگیری از شکست در زمان وقوع زلزله باید به دقت بررسی شوند.^[۳]

ناحیه مفصل خمیری شامل، ناحیه میلگردهای تسلیم شده، ناحیه بتن خورد شده و افزایش انحناست. هنگامی که تمام مقطع عرضی تسلیم شده باشد، به آن ناحیه خمیری گفته می‌شود. سطوح مفصل خمیری معمولاً در نواحی لنگر بیشینه ایجاد می‌شوند. روش‌های متعددی برای تعیین طول ناحیه مفصل خمیری در عضو بتنی وجود دارد که به دو دسته کلی تقسیم می‌شوند: روش‌های تحلیلی و آزمایشی. از آنجایی که ارزیابی نوشتار حاضر بر مبنای روش تحلیلی است؛ لذا در بخش حاضر، به بررسی روش تحلیلی پرداخته شده است.

۱.۱.۲. روش تحلیلی

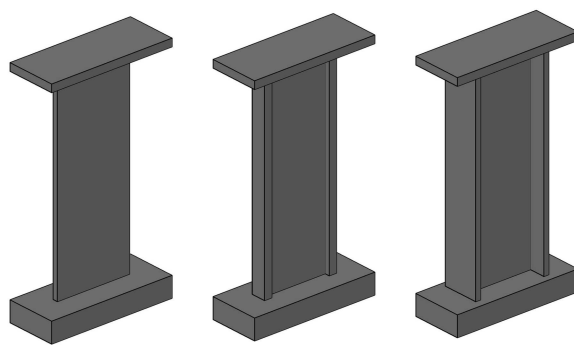
برای تعیین و ارزیابی مشخصات سطح مفصل خمیری در اعضاء بتن مسلح، روش تحلیلی بر مبنای آنالیز لنگر - انحناست که روشی دقیق برای تعیین رفتار تغییرشکل بار در یک سطح مقطع بتنی با استفاده از خواص مصالح غیرخطی است. با تأکید بر آیین‌نامه‌های موجود،^[۴-۶] روش‌های غیرخطی باید جهت تعیین ظرفیت دیوارهای برشی سازه‌بی تحت بارهای لرزه‌بی استفاده شود. برای به دست آوردن یک شبیه‌سازی دقیق‌تر با توجه به رفتار واقعی سازه‌ها، طراحان نیاز به اطلاعات تکمیلی شامل منحنی لنگر - انحنای دارند.^[۷] منحنی‌های رابطه لنگر - انحنای معمولاً توسط سه ویژگی مشخص می‌شود، که سه حالت ساختاری متفاوت را توصیف می‌کنند. اولین مشخصه به دست آوردن مقاومت کششی در دورترین تارهای کششی مقطع بتنی است ($M = M_{cr}$). هنگامی که بتن به مقاومت کششی خود می‌رسد، یک ترک در مقطع ظاهر می‌شود (M_{cr}, ϕ_{cr})؛ ترک با افزایش نیروی کششی گسترش می‌یابد که منجر به کاهش ممان اینرسی مقطع می‌شود. در مرحله بعد، مود تسلیم در میلگردهای کششی رخ می‌دهد ($M = M_y$) و همزمان با جاری شدن فولاد کششی، کاور بتنی شروع به خرد شدن می‌کند و مود شکست با تشکیل مفصل خمیری در پایه دیوار سازه‌بی شروع می‌شود. نقطه سوم، نقطه‌ی تخریب است که به وسیله خورد شدن هسته بتن، کماتش میلگردهای طولی و شکست میلگردهای عرضی رخ می‌دهد. این مرحله می‌تواند به وسیله تخریب میلگردهای کششی یا شکست بتن فشاری پایان یابد.

در تعیین ظرفیت دورانی اعضاء بتنی، انحناء مقطع و نیز توزیع انحنای تمام طول عضو در نظر گرفته شده است. براساس اصول مکانیک مواد، مقدار چرخش بین دو نقطه‌ی (p, q) برابر سطح زیر منحنی چرخش بین دو نقطه‌ی (p, q) (رابطه ۱):

$$\theta_{pq} = \int_p^q \phi dx \quad (1)$$

قبل از جاری شدن میلگردهای فولادی، انحنای به صورت خطی روی دیوار سازه‌بی توزیع می‌شود. در پی جاری شدن میلگردهای کششی، مقدار انحنای در مناطق زیرین دیوار برشی به سرعت افزایش می‌یابد و انحنای خمیری در نواحی خاص از دیوار متمرکز می‌شود. یک نقطه مرزی وجود دارد (ϕ_y) که مقدار آن بعد از جاری شدن، از محل افزایش ناگهانی انحنای دیوار به سمت پایه دیوار است. در حالی که خارج از ناحیه مذکور از نقطه مرزی تا بالای دیوار، مقدار انحنای تقریباً بدون تغییر می‌ماند. ناحیه اشاره شده از پایه دیوار تا نقطه مرزی، طول تسلیم نامیده می‌شود (L_y). با توجه به معادله ۲، می‌توان چرخش خمیری (θ_p) را تعیین کرد:

$$\theta_p = \int_0^{(L_y)} |\phi(x) - \phi_y| dx \quad (2)$$



شکل ۱. انواع مقاطع دیوارهای برشی.

برابر زلزله هستند. آن‌ها براساس اصول طراحی ظرفیت طراحی می‌شوند، در حالی که قاب خمشی به عنوان بخش ثانویه لرزه‌بی در نظر گرفته می‌شود، به همین علت بخش مهمی از طراحی لرزه‌بی دیوارهای بتنی سازه‌بی، اطمینان حاصل کردن از این موضوع است که ظرفیت جابه‌جایی خمشی دیوارها باید بیشتر از نیازهای جابه‌جایی خمشی باشد.

مدل مفصل خمیری در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌بی برای ارزیابی ظرفیت تغییرشکل دیوارهای سازه‌بی بتن مسلح به‌طور گسترده‌بی استفاده شده است. ارزیابی دقیق طول مفصل خمیری، نقش مهمی در مرتبط کردن شکل‌پذیری جابه‌جایی دیوارهای برشی بتنی به انحناء مقطع دارد. مدل‌ها و روش‌های مختلفی در گذشته برای امتحان رفتار غیرخطی ناحیه مذکور برای تخمین دقیق شکل‌پذیری دیوار برشی بتن مسلح بررسی شده است. به‌عنوان مثال، بر مبنای آزمایش‌های انجام شده، در یک دیوار سازه‌بی بتنی فرض می‌شود که طول ناحیه مفصل خمیری، از 0.5 تا 1 برابر طول دیوار (L_w) متغیر است.^[۸] از این رو، برای تخمین مناسب انحنای و ظرفیت جابه‌جایی، $0.5/L_w$ به عنوان حد پایینی تخمین مفصل خمیری در نظر گرفته می‌شود. برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی دیوارها، اکثراً نیاز به بررسی آزمایش‌های گسترده‌بی در دیوارهای برشی و تخمین برخی از پارامترهای اساسی از قبیل طول مفصل خمیری است. طول ناحیه مفصل خمیری در دیوارهای برشی بتن‌آرمه بالدار، خیلی کم مطالعه و بررسی شده است و در این زمینه مطالعات خیلی کمی وجود دارد. در این راستا، مطالعه حاضر با هدف بررسی پارامترهای مؤثر در ناحیه مفصل خمیری دیوارهای برشی بتن‌آرمه بالدار و در نهایت ارزیابی میزان تأثیر آن‌ها در طول ناحیه مفصل خمیری انجام شده است.

۲. مبانی نظری پژوهش

۱.۱.۲. ناحیه مفصل خمیری

وقوع عمل غیرکشیان در تعداد زیادی از دیوارهای برشی بتن مسلح در اثر حرکات قوی زمین قابل مشاهده است. مطالعات گسترده‌بی جهت ارزیابی رفتار دیوارهای بتن مسلح مستطیلی به‌خصوص برای طول ناحیه مفصل خمیری تحت بارهای یکنواخت و چرخه‌بی صورت گرفته و نتایج آن‌ها در مقررات آیین‌نامه‌های طراحی ساختمان استفاده شده است. مفاصل خمیری را می‌توان توسعه‌ی توری طراحی شکل‌پذیر در سازه‌های مقاوم در برابر زمین‌لرزه دانست. انرژی لرزه‌بی از طریق تغییرشکل خمیری ناحیه مشخصی در انتهای عضو، بدون هیچ تخریبی در مابقی سازه جذب می‌شود. طول ناحیه مفصل خمیری، نقش مهمی در بازسازی لرزه‌بی ساختمان‌های قدیمی و همچنین طراحی لرزه‌بی سازه‌های جدید دارد. مشخصات

تامسون والاس^۴ (۲۰۰۴)، آزمایش‌هایی بر روی چهار دیوار بتن مسلح لاغر با سطح مقطع مستطیلی و T شکل با مقادیر کافی میلگردهای عرضی در اجزاء مرزی انجام دادند. نمونه‌های دیوار تحت تغییرمکان‌های چرخه‌یی و یک بار محوری فشاری ثابت قرار گرفتند.^[۱۱] همچنین ایشان نشان دادند که طول مفصل خمیری به طور قابل توجهی متأثر از کرنش مقطع است. با توجه به سنجش، طول مفصل خمیری $0.67L_w$ / $0.5L_w$ / $0.33L_w$ تعیین شد.

پرتی و گیورانی^۵ (۲۰۱۱)، در آزمایشگاه یک دیوار برشی بتنی ۵ طبقه را در مقیاس واقعی بررسی کردند. بارگذاری دیوار برشی، به صورت چرخه‌یی با افزایش دامنه تحت کنترل تغییرمکان اعمال شده بود. نتایج نشان داد که گسترش ناحیه‌ی خمیری با افزایش مقدار رانش افزایش می‌یابد. در دریافت ۲/۵٪، مقدار آن حدود ۱۱٪ طول مقطع دیوار بود.^[۱۲]

$$L_p = 1/1 L_w \quad (۸)$$

هالت^۶ و همکاران (۲۰۲۰)، طول ناحیه‌ی مفصل خمیری دیوارهای برشی C شکل بتن مسلح سبک را با استفاده از برنامه‌ی VecTor۳ مطالعه کردند و در انتها، رابطه‌ی ۹ را برای محاسبه‌ی L_p پیشنهاد دادند:^[۱۳]

$$L_p = (0.5L_w - 0.15H_e)(1 - 3ALR)(1/6e^{-1/v}) \leq L_w \quad (۹)$$

که در آن، L_w طول دیوار، H_e ارتفاع مؤثر دیوار، ALR سطح بار محوری و v پارامتر تنش برشی نرمال شده هستند.

مهمود^۷ و همکاران (۲۰۱۵)، یک برنامه‌ی آزمایشی شامل نمونه‌ی دیوار برشی بتنی با مقیاس بزرگ با نسبت ۲ برابر را ارائه کردند. دیوارها تحت بار نیمه‌استاتیکی چرخه‌یی معکوس آزمایش شده بودند.^[۱۴] نتایج نشان داد که اجزاء مرزی با آرماتورهای محدودکننده‌ی کم، سبب کماتش آرماتورهای طولی می‌شود. علاوه بر این، یک اثر توامان شدید در پاسخ‌های خمش و برش مشاهده شد که در طول ناحیه‌ی مفصل خمیری مؤثر بوده است. مطالعه‌ی دیگری بر روی رفتار غیرخطی دیوار برشی توسط راثو^۸ و همکاران (۲۰۱۶)، از طریق آزمایش‌های بارگذاری یکنواخت و چرخه‌یی بر روی سه نمونه دیوار برشی یکسان با مقیاس متوسط انجام شد. نتایج نشان داد که نسبت بین شکل‌پذیری اصلی و شکل‌پذیری موضعی (شکل‌پذیری انحناء) یک پارامتر اساسی است که عملکرد تسلیم را در هر سازه‌ی کنترل می‌کند. در مورد دیوارهای برشی مستطیلی و دیوارهای با مقیاس متوسط، جایی که L_p/L از ۰/۲ تا ۰/۳ تغییر می‌کند، نسبت (μ_p/μ_{Δ}) (شکل‌پذیری انحناء/شکل‌پذیری جابه‌جایی)، بین ۱/۲ تا ۱/۷ تغییر می‌کند.^[۱۵]

والاس و موهل^۹ (۱۹۹۲)، یک فرایند تحلیلی برای تعیین نیاز به اجزاء مرزی محدود شده در دیوارهای برشی بتنی که تحت بارگذاری زلزله قرار دارند، ارائه کردند و اظهار داشتند که طول مفصل خمیری معمولاً بین $0.5L_w$ و L_w قرار دارد.^[۱۶] با تکیه بر نتایج آنالیز غیرخطی اجزاء محدود، بهل و آدبار^{۱۰} (۲۰۱۱)، یک عبارت برای طول مفصل خمیری دیوار برشی بتن مسلح براساس تابعی از طول دیوار، نسبت برش - خمش و نیروی محوری مطرح کردند.^[۱۷] ایشان از برنامه‌ی VecTor ۲ برای آنالیز غیرخطی استفاده و یک روش برای تأثیر تنش برشی اعمال شده در L_p ارائه کرده‌اند. با توجه به نتایج ۲۲ آنالیز دیوارهای جدا شده، رابطه‌ی ۱۰ که برآوردی از طول مفصل خمیری را تخمین می‌زند، پیشنهاد شده است.

$$L_p = (0.2L_w + 0.05z)(1 - 1/5P/f_c'Ag) \leq 0.8L_w \quad (۱۰)$$

چرخش خمیری (θ_p) را می‌توان با محاسبه‌ی سطح زیر منطقه‌ی هاشورخورده در شکل ۲ مطابق رابطه‌ی ۳ به دست آورد:

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)l_p = \int_0^{l_y} |\phi(x) - \phi_y| dx \quad (۳)$$

که در آن، (ϕ_u) و (ϕ_y) مقدار انحناء در بار نهایی و تسلیم هستند، L_q طول معادل ناحیه‌ی مفصل خمیری است که بعد از آن قرار است انحناء خمیری ثابت باشد.

$$L_p = \frac{\theta_p}{(\phi_u - \phi_y)} = \frac{\theta_p}{\phi_p} \quad (۴)$$

بنابراین، طول معادل ناحیه‌ی مفصل خمیری با ضرب طول تسلیم در ضریب بدون بعد (α) که ضریب شکل یا ضریب توزیع انحناء نامیده می‌شود ($\alpha \leq 1$) به دست می‌آید:

$$L_p = \alpha L_y \quad (۵)$$

عوامل متعددی در منحنی دوران اثر دارد: نحوه‌ی بارگذاری، انحنای نهایی و انحنای تسلیم، خصوصیات مصالح، نسبت آرماتورهای فشاری و کششی، آرماتورهای عرضی، منحنی تنش کرنش بتن و فولاد در کشش و فشار، اثر نیروی محوری و شرایط تکیه‌گاهی، از پارامترهایی هستند که در چرخش مفصل خمیری تأثیرگذارند.

۲.۱.۲. تاریخچه‌ی پژوهش

از آنجا که تعیین طول ناحیه‌ی خمیری، یک گام اساسی در تخمین تغییرشکل‌های پسماند و پاسخ بار - تغییرمکان اجزاء بتن است، بسیاری از پژوهشگران آن را بررسی و در مورد آن انتقاد کرده‌اند. در مقایسه با اجزاء سازه‌یی، مانند تیرها و ستون‌ها، مطالعات کمتری بر روی ویژگی‌های ناحیه‌ی مفصل خمیری در دیوارهای برشی، به خصوص دیوارهای برشی بالدار انجام شده است. در بخش حاضر، برخی از معادلات پیشنهادی شناخته شده برای دیوارهای برشی معرفی شده است: اوسترل^۱ و همکارانش (۱۹۸۴)، آزمایش‌هایی بر روی دیوارهای سازه‌یی بتن مسلح جداسازی شده که تحت بارهای برگشتی غیرکشسان قرار داشتند، انجام دادند و طول مفصل خمیری را معادل طول افقی مقطع دیوار به دست آوردند.^[۸]

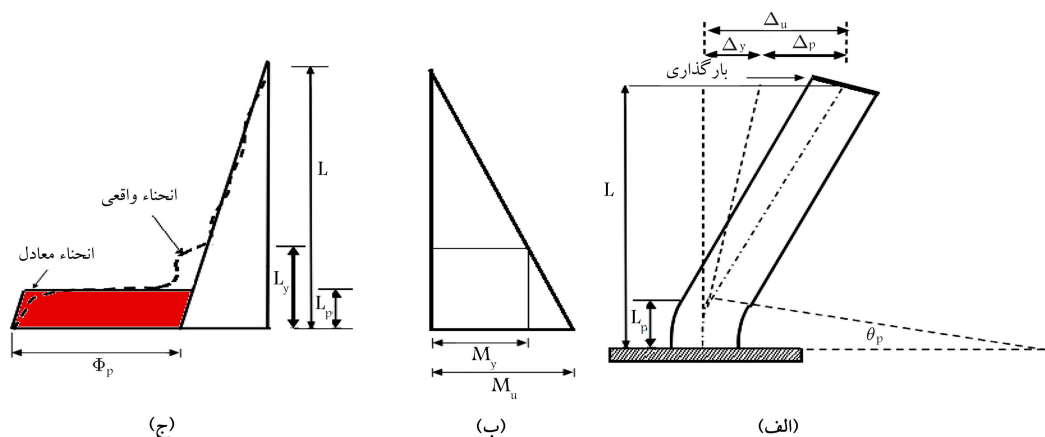
پاولی و پرستی^۲ (۱۹۹۳)، گزارشی از آزمایش‌های انجام شده روی دیوارهای بتنی شکل‌پذیر با مقطع مستطیلی که تحت بارهای لرزه‌یی قرار داشتند، با مطالعه‌ی کماتش خارج صفحه انجام دادند و برای بیان طول ناحیه‌ی مفصل خمیری از رابطه‌ی ۶ استفاده کردند.^[۹]

$$L_p = 0.2l_w + 0.44H_w \quad (۶)$$

که در آن، H_w ارتفاع کلی دیوار و L_w طول افقی دیوار است. پاناگیوتاکوس و فردیس^۳ (۲۰۰۱)، نتایجی از آزمایش روی نمونه‌ی دیوار مستطیلی و دیوار دمبلی ارائه دادند. دیوارها با اجزاء مرزی محدود شده و فاقد اجزاء مرزی آزمایش شدند و نمونه‌ها تحت بارهای چرخه‌یی و یکنواخت قرار گرفتند.^[۱۰] ایشان برای تعیین طول ناحیه‌ی مفصل خمیری روابط ۷ را ارائه دادند:

$$\frac{L_{p,cy} = 0.12L_w + 0.14a_{sl}d_b f_y}{L_{p,mon} = 1/5L_{p,cy} = 0.18L_w + 0.21a_{sl}d_b f_y} \quad (۷)$$

که در آن، $L_{p,cy}$ طول مفصل خمیری برای بارهای چرخه‌یی، $L_{p,mon}$ طول مفصل خمیری برای بارهای یکنواخت، f_y تنش تسلیم میلگردهای کششی، a_{sl} مقدار متغیر ۱۰- براساس لغزش آرماتورهای طولی هستند.



شکل ۲. توزیع انحنا و تغییرشکل جانبی مقطع یک دیوار سازه‌یی.

دقت و روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای تحلیل حساسیت سازه‌ها قابل استفاده است.

در نوشتار حاضر، سه روش مختلف آنالیز نمودار تورنادو (TDA)، روش مرتبه‌ی اول لنگر دوم (FOSM) و روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو (MCS)، به منظور شناسایی پارامترهای مهم در تعیین مشخصات و طول ناحیه‌ی مفصل خمیری دیوارهای برشی بتن‌آرمه‌ی بالدار استفاده شده است. از طریق آنالیز حساسیت، عدم قطعیت مربوط به خصوصیات مصالح، هندسه و بارگذاری برای تعیین پارامترهای مؤثر در خصوصیات ناحیه‌ی مفصل خمیری در نظر گرفته شده است.

۱.۲.۲. شبیه‌سازی مونت‌کارلو (MCS)

شبیه‌سازی مونت‌کارلو (MCS)، یکی از پرکاربردترین روش‌ها برای تحلیل مسائل تصادفی است که بر اساس تکرار تصادفی نمونه‌برداری در محاسبه‌ی نتیجه‌ها استوار است. الگوریتم روش MCS، شامل این مراحل است: ۱. تعریف دامنه‌ی ورودی، ۲. تولید نمونه‌های تصادفی از دامنه و اجرای عملیات قطعی بر روی آن‌ها، ۳. جمع‌بندی نتیجه‌ی حاصل از تک‌تک محاسبات در نتیجه‌ی نهایی. در انتها، برای بررسی دقت نتیجه‌ی شبیه‌سازی، آزمون همگرایی صورت می‌گیرد. به دلیل دقت و قدرت روش MCS، از روش MCS غالباً برای ارزیابی سایر روش‌های آنالیز احتمالی استفاده می‌شود.^[۲۳]

۲.۲.۲. آنالیز تورنادو

نمودارهای تورنادو (TDA)، یک روش آنالیز حساسیت احتمالی است که در آنالیز تصمیم‌گیری برای ارزیابی تأثیر متغیرهای تصادفی مختلف در پارامترهای پاسخ استفاده می‌شود و شامل یک سری میله‌ی افقی^{۱۵} است، که هر کدام از آن‌ها برای یک متغیر تصادفی استفاده می‌شود و بیانگر تغییر در تابع خروجی به علت تغییرات در متغیرهای تصادفی وابسته است. بنابراین متغیری که بیشترین تأثیر را نسبت به متغیرهای دیگر در پاسخ بگذارد، بیشترین طول را دارد.^[۳۴] نمودارهای تورنادو، نتایج آنالیز حساسیت متغیرهای مستقل را تجسم می‌کنند (شکل ۳). نمودارهای تورنادو در سال‌های اخیر در مسائل سازه‌یی نیز استفاده شده‌اند.^[۲۳-۲۵]

در آنالیز تورنادو، هر پارامتر مقادیر مختلفی را می‌پذیرد. برای ارزیابی حساسیت، برای هر متغیر تصادفی دو مقدار بالا و پایین از توزیع احتمالاتی متغیر وابسته انتخاب می‌شوند، در حالی که سایر متغیرها در میانگین مقدارشان ثابت در نظر گرفته می‌شوند. سپس برای هر متغیر تصادفی، تابع خروجی با در نظر گرفتن دو مقدار

که در آن، $Z = M/V$ و L_w طول دیوار و P نیروی فشاری محوری است که با علامت مثبت در نظر گرفته می‌شود.

مطالعات دیگری،^[۱۸-۲۱] درباره‌ی طول ناحیه‌ی مفصل خمیری در دیوارهای برشی بتن مسلح انجام شده است. با توجه به بررسی ادبیات پیشین، تاکنون طول مفصل خمیری دیوارهای برشی بالدار کمتر مطالعه شده است. علاوه بر این، ارزیابی روابط پیشنهادی برای L_p نشان می‌دهد که تعداد پارامترهای اندکی از دیوار برشی در معادلات وارد شده است.

۲.۲. آنالیز حساسیت

هدف از آنالیز حساسیت در چهارچوب مهندسی سازه، بررسی تغییرات عملکرد یک سازه یا یک المان سازه‌یی با تغییرات پارامترهای عدم قطعیتی است. برای برآورد ظرفیت یک عضو سازه، آنالیزهای سازه‌یی شامل بسیاری از مفروضات مربوط به پارامترهای منجر به یک درجه بزرگی از نامعینی است. عدم قطعیت ناشی از تغییر در متغیرهای مستقل است، که ممکن است با مشخصات مصالح و خواص هندسی وابسته باشد که به عنوان عدم قطعیت مسلم^{۱۱} شناخته می‌شود. بنابراین برای بررسی تغییرات عدم قطعیت‌های مرتبط با متغیرهای تصادفی جهت ارزیابی پاسخ سازه‌ی یک ساختار احتمالی لازم است که ارزیابی احتمالی ذکر شده به وسیله‌ی آنالیز حساسیت حاصل می‌شود که به عنوان یک گام متوسط در آنالیز عدم قطعیت در نظر گرفته می‌شود. این کار با هدف شناسایی متغیرهای ورودی با بیشترین تأثیر در پاسخ‌های سازه انجام می‌شود.^[۲۲]

عدم قطعیت‌های پارامترهای ورودی بر روی حساسیت پارامترهای پاسخ در قاب‌های فولادی توسط برخی پژوهشگران،^[۲۳-۲۷] نیز بررسی شده است. همچنین پژوهشگران دیگری،^[۲۸،۲۹] از روش آنالیز نمودار تورنادو (TDA) برای آنالیز حساسیت لرزه‌یی در تخمین خسارت سازه‌های بتن مسلح استفاده کردند. سوولینزل^{۱۲} (۲۰۱۳) هم با استفاده از آنالیز نمودار تورنادو، حساسیت پاسخ یک پل فولادی قوسی را به پارامترهای مختلف مطالعه کردند.^[۳۰] بیکر و کرنل^{۱۳} (۲۰۰۸)، برای پیش‌بینی آسیب وارده به سازه‌ها در آنالیز حساسیت از روش مرتبه‌ی اول لنگر دوم (FOSM) استفاده کردند.^[۳۱] لی و موسالام^{۱۴} (۲۰۰۵)، حساسیت نیاز لرزه‌یی در دیوار برشی بتن مسلح را با استفاده از روش مرتبه‌ی اول لنگر دوم بررسی و از روش‌های مختلف تحلیل حساسیت برای تخمین پارامترهای طراحی پاسخ لرزه‌یی ساختمان‌ها استفاده کردند.^[۳۱] نتایج ایشان نشان داده است که روش مرتبه‌ی اول لنگر دوم با همان

با استفاده از لنگر دوم y بیان شده در معادله ۱۴ و با ساده‌سازی، واریانس تابع مطابق روابط ۱۵ و ۱۶ استخراج می‌شوند:

$$\sigma_y^2 = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N COV(x_i, x_j) \frac{\delta g(x_1, \dots, x_N)}{\delta x_i} \frac{\delta g(x_1, \dots, x_N)}{\delta x_j} \quad (15)$$

$$COV(x_i, x_j) = \rho_{x_i x_j} \sigma_{x_i} \sigma_{x_j} \quad (16)$$

که در آن، $\rho_{x_i x_j}$ ضرایب همبستگی را برای مقادیر تصادفی x_i, x_j نشان می‌دهد.

۳. هدف و نحوه انجام پژوهش

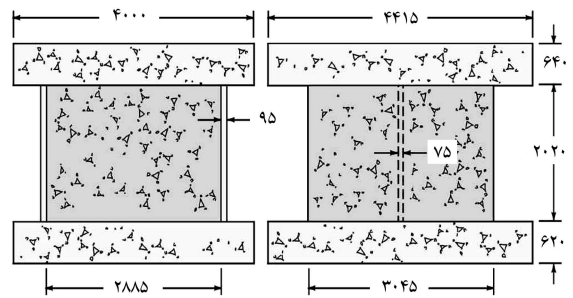
برای ارزیابی طول ناحیه مفصل خمیری دیوارهای برشی بتنی بالدار ضروری است که با تحلیل حساسیت بر روی پارامترهای مختلف دیوار برشی بتن‌آرمه‌ی بالدار، پارامترها با تأثیرگذاری بیشتر در طول L_p مشخص شود. در مطالعه‌ی حاضر، ۱۸ پارامتر که با تکیه بر ادبیات پژوهش ممکن است در طول ناحیه مفصل خمیری در دیوارهای برشی بتن‌آرمه‌ی بالدار تأثیر بگذارد، با سه روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، نمودار تورنادو، و روش مرتبه‌ی اول لنگر دوم بررسی شده‌اند. پارامترهای مذکور (که در جدول ۱ ارائه شده‌اند)، عبارت‌اند از: ۱. سطح بارمحموری (P/P_0) ، ۲. نسبت ارتفاع به طول جان (H/L_w) ، ۳. نسبت طول بال به طول جان (L_f/L_w) ، ۴. مقاومت فشاری بتن (f_c) ، ۵. بیشینه کرنش فشاری بتن (ϵ_c) ، ۶. بیشینه کرنش کششی بتن (ϵ_t) ، ۷. مقاومت کششی بتن (f_t) ، ۸. مدول کشسانی بتن (E_c) ، ۹. مقاومت تسلیم میلگردهای طولی (f_{yl}) ، ۱۰. مقاومت تسلیم میلگردهای عرضی (f_{ys}) ، ۱۱. درصد آرماتور طولی (ρ_{sl}) ، ۱۲. درصد آرماتور عرضی (ρ_{sh}) ، ۱۳. کرنش نهایی میلگردهای طولی (ϵ_{ul}) ، ۱۴. مقاومت نهایی میلگردهای طولی (f_{ul}) ، ۱۵. مدول کشسانی فولاد (E_s) ، ۱۶. کرنش نهایی میلگردهای عرضی (ϵ_{uh}) ، ۱۷. قطر میلگردهای طولی (d_{sl}) ، ۱۸. قطر میلگردهای عرضی (d_{sh}) .

۴. تأیید مدل‌های تحلیلی

به منظور کارایی و دقت روش مدل‌سازی، از برنامه‌ی اجزاء محدود آباکوس ۱۶ استفاده و مدل‌های تحلیلی در تعیین پاسخ غیرخطی دیوارهای برشی بالدار بتن مسلح به‌وسیله‌ی مقایسه‌ی عددی و مقادیر اندازه‌گیری شده‌ی نمونه‌های آزمایشگاهی تأیید شده است. از میان آزمایش‌های صورت گرفته برای این منظور، نمونه‌های دیوار برشی آزمایشگاهی وکیو و پالرمو ۱۷ (۲۰۰۲)^[۲۹] و برخی دیگر از کارهای پژوهشی - آزمایشگاهی کامبسکور و سولوگوب ۱۸ (۲۰۱۱)^[۴۰]، تامسون، فرنچ و اسریتاران ۱۹ (۲۰۱۷)^[۴۱] که با نسبت‌های مختلف ارتفاع به طول، شبکه‌های میلگردهای فولادی، و شرایط بارگذاری انتخاب شده‌اند؛ در اینجا به‌طور اجمالی، مقایسه‌ی مدل‌سازی تحلیلی با کار آزمایشگاهی وکیو و پالرمو ۱۷ (۲۰۰۲) که در دانشگاه تورنتو انجام شده است، ارائه شده است.

۱.۴. مدل‌سازی هندسی

وکیو و پالرمو ۱۷ (۲۰۰۲)، پاسخ دو دیوار برشی بالدار با مقیاس واقعی را تحت بارگذاری چرخه‌ی آزمایش کرده‌اند. نمونه‌ها، یک دیوار برشی بالدار یک طبقه‌ی H شکل با نسبت $h_w/l_w = 0.67$ بوده است. نمونه‌های آزمایش شده با دو دال تقریباً صلب



اندازه دانه‌ها به mm

شکل ۳. نمایش شماتیک نمودارهای تورنادو.

حدی متغیر ورودی سنجیده می‌شود. مراحل اخیر برای تمام متغیرها تکرار می‌شود. در انتها، برای هر متغیر دو مقدار حدی خروجی حاصل می‌شود. فاصله‌ی دو مقدار حدی ذکر شده، طول میله‌ها را تشکیل می‌دهند. میله‌ها به صورت نزولی مرتب و نموداری شبیه به گردباد تولید می‌شود. علاوه بر این، توزیع احتمالی برای هر متغیر با ۲٪ انتخاب در نظر گرفته می‌شود، که برای کرانه‌های حدی بالا، صدک ۹۰ام و برای کرانه‌ی حدی پایین، صدک ۱۰ام (برای دستیابی به یک نمونه‌ی بزرگ‌تر)، یا شانزدهمین و هشتمین (تقریباً $\mu + \sigma$ و $\mu - \sigma$ از توزیع گوسی) پیشنهاد شده است که هر دو در نوشتار حاضر استفاده شده است. در نوشتار حاضر، از نمودارهای تورنادو، برای شناسایی اهمیت نسبی پارامترهای مدل عدم قطعیت در تخمین مشخصات ناحیه مفصل خمیری دیوارهای برشی بتن‌آرمه‌ی بالدار استفاده شده است.

۳.۲.۲. آنالیز مرتبه‌ی اول لنگر دوم (FOSM)

روش مرتبه‌ی اول لنگر دوم (FOSM)، یک روش تقریبی است که در تئوری احتمال برای یافتن میانگین و انحراف استاندارد متغیر خروجی با استفاده از اطلاعات متغیر ورودی (میانگین، انحراف معیار و ضرایب همبستگی) استفاده می‌شود.^[۲۸] به عبارت دیگر، مسئله‌ی که باید حل شود، به شرح رابطه‌ی ۱۱ است:

$$y = g(x_1, x_2, \dots, x_N) = g(x) \quad (11)$$

که در آن، y تابعی از متغیرهای تصادفی مختلف x_i است. با تعیین مقادیر μ_x و $VC[x]$ که به ترتیب ماتریس‌های میانگین و واریانس - کوواریانس مقادیر ورودی تابع y است، μ_y و σ_y میانگین و انحراف استاندارد تابع y را باید پیدا کرد. تخمین آنالیز مرتبه‌ی اول لنگر دوم (FOSM)، توابع توزیع متغیرهای ورودی را در نظر نمی‌گیرد. این برآورد براساس بسط تابع تیلاور پاسخ y در محدوده‌ی متوسط مقادیر است، در واقع به شرطی که انحرافات $g(x)$ نسبت به x در دسترس باشد، بسط سری تیلاور به شرح رابطه‌ی ۱۲ است:

$$y = g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_N}) + \dots \quad (12)$$

با در نظر گرفتن فقط جملات مرتبه‌ی اول از معادله‌ی ۱۲ یعنی نادیده گرفتن جملات مرتبه‌های بالاتر، تابع به شرح رابطه‌ی ۱۳ تخمین زده می‌شود:

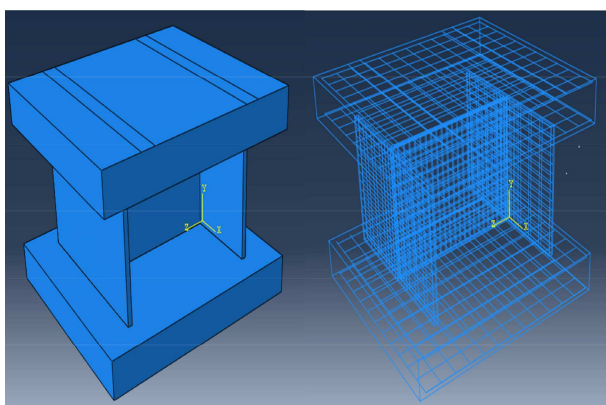
$$y \approx g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) + \dots \quad (13)$$

با در نظر گرفتن مقادیر موردانتظار هر دو طرف، میانگین تابع y به صورت رابطه‌ی ۱۴ بیان می‌شود:

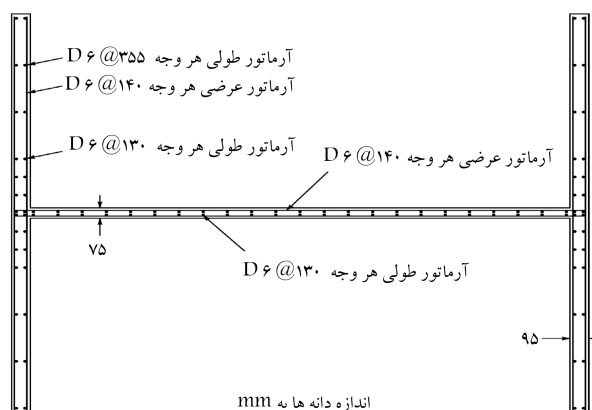
$$\mu_y \approx g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) \quad (14)$$

جدول ۱. مشخصات آماری متغیرهای انتخاب شده.

ردیف	پارامترهای عدم قطعیت	نماد	میانگین	واحد	کوواریانس	توزیع	مرجع [۴۳ و ۴۴]
۱	سطح بار محوری	(p/p_0)	$0/4$	-	$0/1$	لوگ نرمال	الینگوود و همکاران
۲	نسبت ارتفاع به طول جان	(H/L_w)	۴	-	$1/5$	لوگ نرمال	لی و مسالم
۳	نسبت طول بال به طول جان	(L_f/L_w)	$0/5$	-	$0/1$	لوگ نرمال	لی و مسالم
۴	مقاومت فشاری بتن	(f_c)	۲۵	MPa	$0/18$	نرمال	الینگوود و همکاران
۵	بیشینه‌ی کرنش فشاری بتن	(ϵ_c)	$0/002$	-	$0/285$	نرمال	الینگوود و همکاران
۶	بیشینه‌ی کرنش فشاری بتن	(ϵ_t)	$0/00015$	-	$0/285$	نرمال	الینگوود و همکاران
۷	مقاومت کششی بتن	(f_t)	$2/5$	MPa	$0/18$	نرمال	میرزا و مکرگیگور
۸	مدول کشسانی بتن	(E_c)	۲۴۲۷۴	MPa	$0/77$	نرمال	میرزا و مکرگیگور
۹	مقاومت تسلیم میلگردهای طولی	(f_{yl})	۴۵۰	MPa	$0/93$	بتا	میرزا و مکرگیگور
۱۰	مقاومت تسلیم میلگردهای عرضی	(f_{ys})	۳۵۰	MPa	$0/93$	بتا	میرزا و مکرگیگور
۱۱	درصد آرماتور طولی	(ρ_{sl})	$0/03$	-	$0/04$	لوگ نرمال	میرزا و مکرگیگور
۱۲	درصد آرماتور عرضی	(ρ_{sh})	$0/02$	-	$0/04$	لوگ نرمال	میرزا و مکرگیگور
۱۳	کرنش نهایی میلگردهای طولی	(ϵ_{ul})	$0/01$	-	$0/173$	نرمال	میرزا و مکرگیگور
۱۴	مقاومت نهایی میلگردهای طولی	(f_{ul})	۶۵۰	MPa	$0/08$	بتا	میرزا و مکرگیگور
۱۵	مدول کشسانی فولاد	(E_S)	۲۰۰۰۰۰	MPa	$0/33$	نرمال	میرزا و مکرگیگور
۱۶	کرنش نهایی میلگردهای عرضی	(ϵ_{uh})	$0/015$	-	$0/173$	نرمال	میرزا و مکرگیگور
۱۷	قطر میلگردهای طولی	(d_{sl})	۲۰	mm	$0/145$	نرمال	لی و مسالم
۱۸	قطر میلگردهای عرضی	(d_{sh})	۱۰	mm	$0/145$	نرمال	لی و مسالم



شکل ۵. پلان آرایش میلگردها (وکیو (۲۰۰۲)).



شکل ۴. نمونه‌ی آزمایشگاهی (وکیو (۲۰۰۲)).

داده شده است. مشخصات مصالح فولاد و بتن نیز در جدول ۲ ارائه شده است.

دیوار برشی بالدار بتن مسلح نشان داده شده در شکل‌های ۴ و ۵، مدل اجزاء محدود شده است که در شکل ۶ مشاهده می‌شود. مش بندی کلاسیک المان محدود برای تقسیم بندی دیوارهای برشی انتخاب شده است. اندازه‌ی مش استفاده شده در آنالیز اجزاء محدود باید به اندازه‌ی کافی خوب باشد تا رفتار دقیق بتن را حاصل کند.^[۴۲] مش بندی المان‌های محدود ارائه شده در مدل اجزاء محدود با اندازه‌ی المان (150×150) میلی‌متر شامل 54×6 المان solid و 31171 گره بوده است.

۲.۴. تأیید نتایج

منحنی هیستریزیس بارگذاری چرخه‌ی مدل تحلیلی با مقادیر اندازه‌گیری شده مقایسه

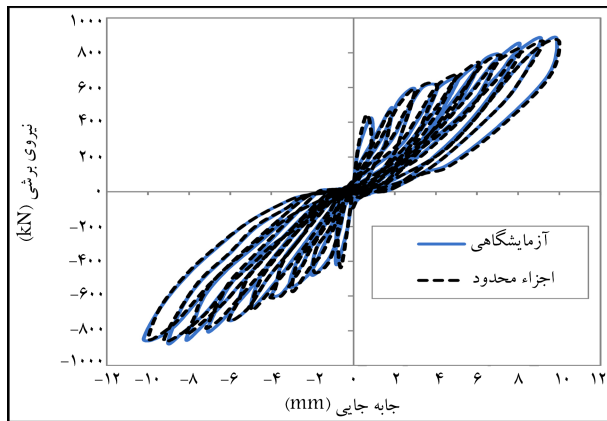
در بالا و پایین ساخته شده بودند. دال بالایی $(4415 \times 4000 \times 640 \text{ mm})$ برای توزیع بارهای چرخه‌ی بار محوری به دیوار برشی استفاده شد. دال پایینی $(4415 \times 4000 \times 620 \text{ mm})$ متصل به کف صلب آزمایشگاه به عنوان فونداسیون صلب عمل می‌کرد. آرماتورهای فولادی از قطر d_6 ، که در فاصله‌ی 140 میلی‌متر به صورت افقی و 130 میلی‌متر به صورت عمودی در دو لایه‌ی موازی قرار داشتند، در جان دیوار استفاده شده بودند. بال‌های دیوار برشی نزدیک جان دیوار نیز با همین آرایش مسلح شده بودند، اما نزدیک نوک بال‌ها، فاصله‌ی مذکور به 355 میلی‌متر افزایش یافته بود. در دیوار برشی مدل‌سازی شده، رفتار تنش - کرنش فولاد در فشار و کشش یکسان در نظر گرفته شده است. رفتار تنش - کرنش بتن هسته و بتن پوششی (کاور) یکسان فرض شده است. اندازه‌ها و ابعاد دیوار برشی و نحوه‌ی آرماتورگذاری در شکل‌های ۴ و ۵ به ترتیب نمایش

جدول ۲. مشخصات مصالح فولاد و بتن (وکیو (۲۰۰۲)).

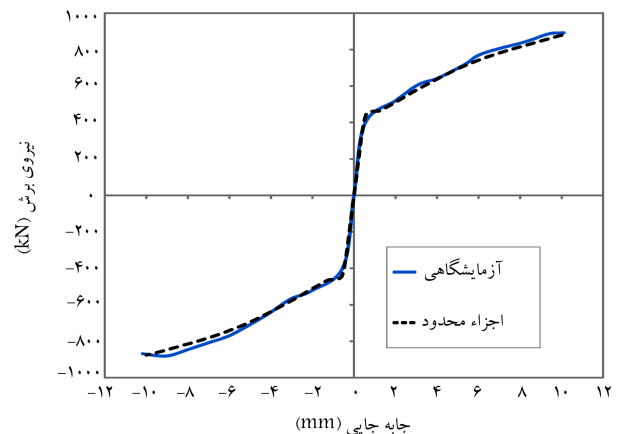
ناحیه	نوع آرماتور	$\varepsilon_{sy} (\times 10^{-3})$	$f_{sy} (MPa)$	$f_{su} (MPa)$	$f'_c (MPa)$	$\varepsilon_C (\times 10^{-3})$
جان دیوار	D6	۳/۱۸	۶۰۵	۶۵۲	۱۸/۸	۲/۱۲
بال دیوار	D6	۳/۱۸	۶۰۵	۶۵۲	۱۸/۸	۲/۱۲
دال فوقانی	No.۳۰	۲/۵۱	۵۵۰	۶۹۶	۳۸/۰	۱/۹۶
دال تحتانی	No.۳۰	۲/۵۱	۵۵۰	۶۹۶	۳۴/۷	۱/۶۶

جدول ۳. مقایسه‌ی اندازه‌گیری عددی و نمونه‌ی آزمایشگاهی.

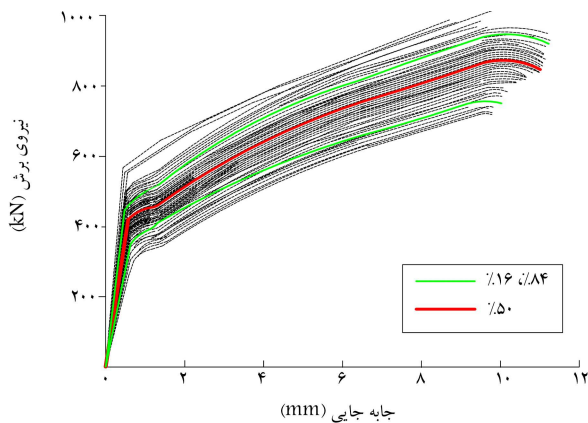
نوع آنالیز	بار ترک‌خوردگی (kN)	بار حد (kN)		نوع آنالیز
		تسلیم	نهایی	
آنالیز اجزاء محدود	۲۵۸	۴۳۸	۸۸۹	۰/۹۹۴
نتایج آزمایشگاهی	۲۵۶	۴۳۰	۸۹۲	...



شکل ۷. نمودار هیستریزیس بار- تغییر مکان دیوار در نمونه‌ی آزمایشگاهی (وکیو، (۲۰۰۲)) و نرم‌افزار اجزاء محدود آباکوس.



شکل ۶. مدل اجزاء محدود دیوار برشی بالدار در نرم‌افزار آباکوس.



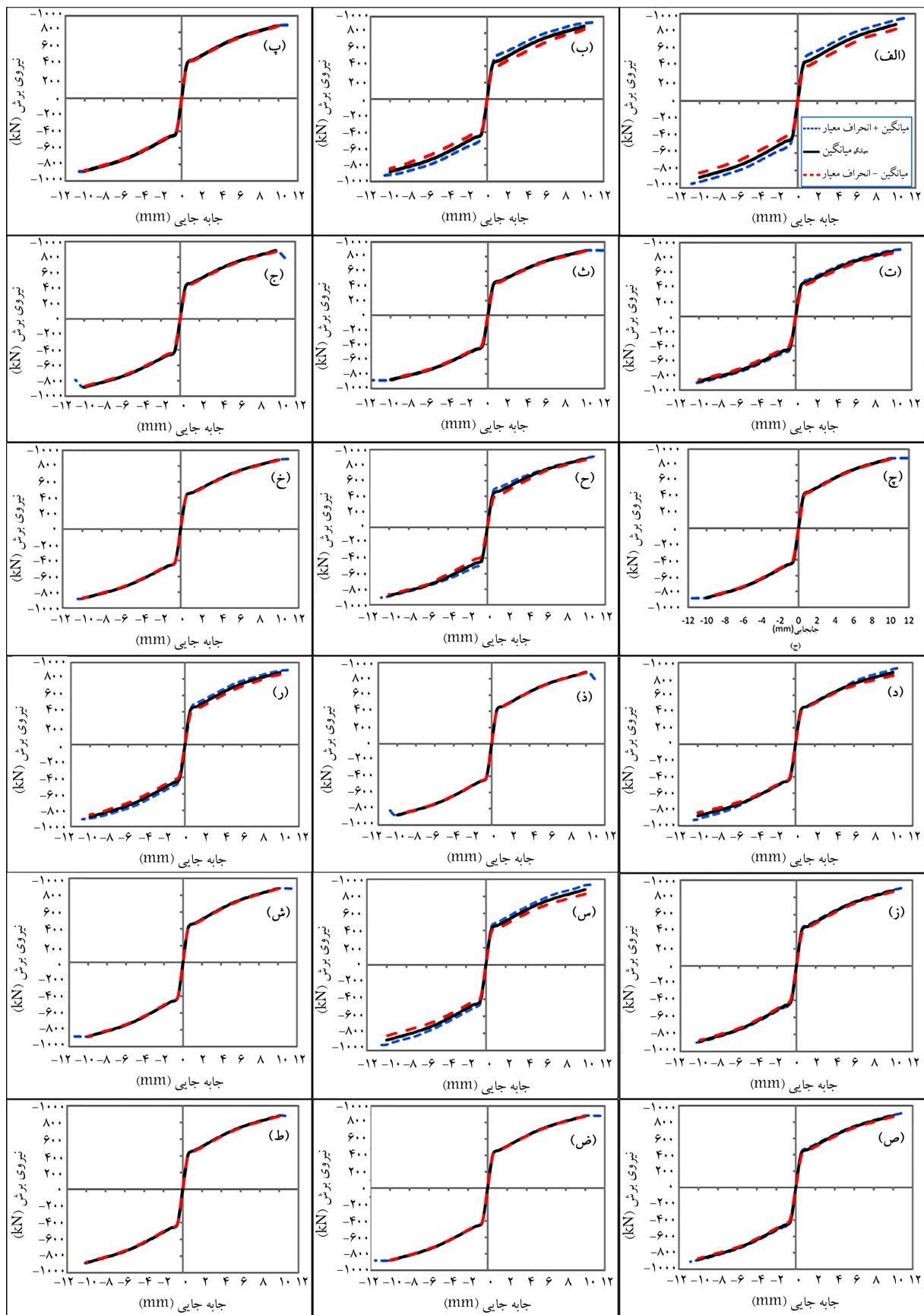
شکل ۸. حساسیت منحنی پوش تحلیلی به پارامترهای عدم قطعیت.

برای هر مدل سازه‌ی همان‌طور که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، ایجاد می‌شود. نتایج آنالیزهای پوش‌آور برای طیف گسترده‌ی متغیرها انجام گرفت، که تفاوت قابل توجهی در ظرفیت اتلاف انرژی و نیروی برشی پایه را نشان می‌دهد. مطابق شکل ۸، بیشینه‌ی مقادیر نیروهای برش پایه در بازه‌ی ۸۹۰-۴۴۰ کیلو نیوتن متفاوت بوده است. ارزیابی‌های مذکور آثار قابل توجه عدم قطعیت‌های سازه‌ی در ظرفیت تحمل و اتلاف انرژی را مشخص می‌کند. بنابراین، بررسی ماهیت تصادفی و سهم

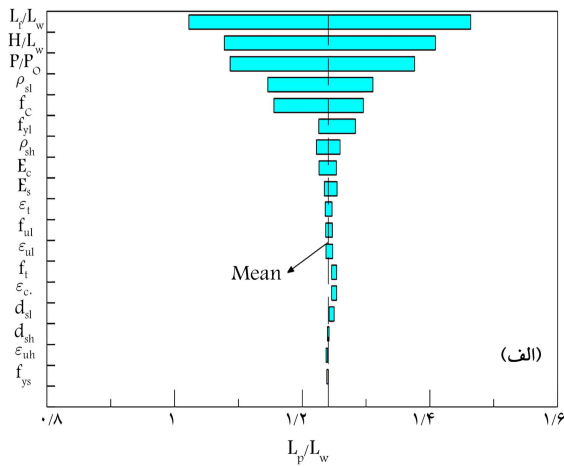
شده است که در شکل ۷ مشاهده می‌شود. مقایسه‌ی عددی و مقادیر آزمایشگاهی در جدول ۳ نشان می‌دهد که برنامه‌ی اجزاء محدود، نتایج منطقی ارائه می‌کند و به همین ترتیب می‌تواند در تخمین رفتار غیرخطی دیوارهای برشی بتنی تحت بارهای دینامیکی استفاده شود. در آخرین مرحله‌ی بارگذاری، زاویه‌ی شیب کرنش فشاری اصلی تقریباً ۴۵ درجه است. تحت افزایش نیروهای برشی، هر دو کرنش فشاری و کششی اصلی افزایش یافته و برابر شده‌اند. کرنش خمیری و الگوی ترک‌خوردگی در جان دیوار با نتایج آزمایشگاهی کاملاً همخوانی داشته است. خلاصه، در بخش حاضر، با مدل‌سازی اجزاء محدود دیوار برشی بالدار بتنی آزمایش شده توسط پالمو و وکیو (۲۰۰۲) و مقایسه‌ی نتایج از قبیل ترک‌خوردگی، بارهای حد نهایی و تسلیم، الگوی ترک‌خوردگی و همچنین میزان انرژی مستهلک شده در هر چرخه مشخص شده و انحراف نتایج تحلیلی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی بسیار کم بوده است کمتر از ۱٪ خطا با در نظر گرفتن بسیاری از متغیرهای ورودی ناشناخته بوده است. با این حال، این سطح از دقت در نظر گرفته شده قابل قبول است.

۵. نتایج و بحث‌ها

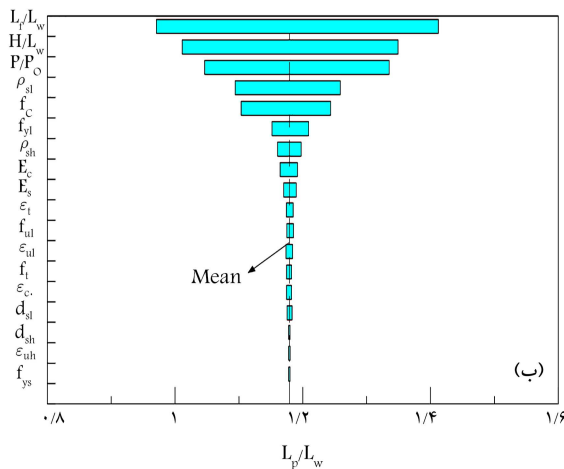
معرفی و انتشار عدم قطعیت‌ها به وسیله‌ی آنالیز عدم قطعیت نمونه‌های انتخاب شده بررسی شده است. بنابراین، منحنی‌های پوش تصادفی با انجام آنالیز عملکردی



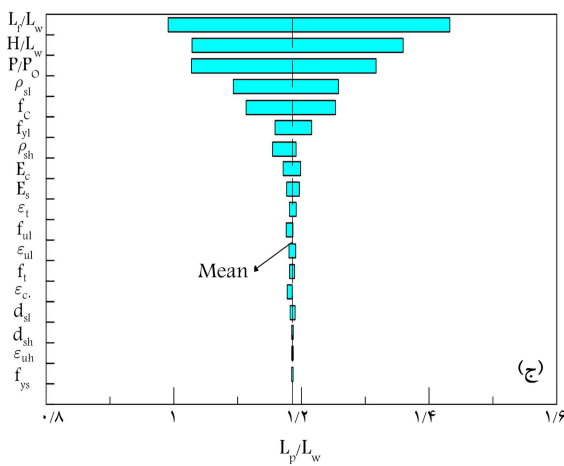
شکل ۹. حساسیت منحنی‌های به پارامترها عدم قطعیت انتخاب شده.



الف) TDA



ب) FOSM



ج) MCS

شکل ۱۰. نمودار تورنادو برای نمونه‌های بررسی شده بر اساس:

L_p/L_w و H/L_w و P/P_0 و f_c و f_{yt} و ρ_{sl} تقریباً بیشینه‌ی تأثیر در طول ناحیه‌ی مفصل خمیری دارند، در حالی که تأثیر سایر پارامترها کم است. مطابق شکل ۱۰، سطح بار محوری و نسبت ابعاد، تأثیر زیادی در طول ناحیه‌ی خمیری داشته است. در پژوهش حاضر می‌توان یک مقایسه بین نتایج نمودارهای تورنادو و روش

پارامترهای مؤثر در مطالعات مفصل خمیری بسیار مهم است. می‌توان مشاهده کرد که اختلاف منحنی‌های پوش در ابتدا بسیار کوچک بوده است، در حالی که با افزایش جابه‌جایی جانبی، به سرعت اختلاف مذکور افزایش یافته است. در جابه‌جایی‌های جانبی بزرگ، تغییرات بسیار زیاد است. سطح بالای تغییرات ذکر شده نشان می‌دهد که در نظر نگرفتن اثر عدم قطعیت‌های سازه‌ی در آنالیز مفصل خمیری بسیار غیرمنطقی و پر ریسک است؛ زیرا که می‌تواند موجب تخمین نادرستی از طول مفصل خمیری در شرایط تغییر شکل‌های بزرگ شود. از آنجا که هدف از آنالیز حساسیت، بررسی عملکرد تغییرات دیوار برشی بتن‌آرمه‌ی بالدار تحت پارامترهای عدم قطعیت است، متغیرهای تصادفی با سه سطح مشخص می‌شوند که به ترتیب شامل مقدار پایه و حد بالا و پایین مربوط به میانگین و یک انحراف معیار بالاتر و پایین‌تر از میانگین‌هاست. این بدان معنی است که آنالیزهای حساسیت با آزمایش هر پارامتر غیرقطعی تا انحراف معیار بالاتر یا پایین‌تر از میانگین آن مستقلاً انجام می‌شود. سپس حساسیت آنالیزهای چرخه‌ی با منحنی‌های (backbone) مطابق شکل ۹ ارزیابی می‌شود. در این شکل، منحنی با پارامترهای میانگین به عنوان یک خط سیاه ظاهر شده است، در حالی که منحنی‌های مربوط به حدهای بالا و پایین در اطراف آن پراکنده شده‌اند. این فرایند برای منحنی‌های مختلف از جمله لنگر-انحناء منحنی بار-تغییر مکان جانبی، منحنی‌های backbone و منحنی چرخه‌ی اتلاف انرژی و چرخه‌ی طول سطح تسلیم انجام شده است. به دلیل محدودیت صفحات نوشتار، فقط نتایج منحنی‌های backbone ارائه شده است. همان‌طور که در شکل ۹ مشاهده می‌شود، پارامترهای L_f/L_w و H/L_w و P/P_0 و f_c و ρ_{sl} و f_{yt} آثار بسیار زیادی دارند، در حالی که بقیه‌ی پارامترها، آثار بسیار کمی را نشان می‌دهند، زیرا سه منحنی مذکور تقریباً قابل تشخیص نیستند. نتایج نشان می‌دهد که نسبت ارتفاع به طول دیوار و طول بال به طول جان، آثار چشم‌گیری در نتایج آنالیز چرخه‌ی دارد که در شکل ۹ (الف و ب) مشاهده می‌شود. در مقایسه با نسبت ابعاد، سطح بار محوری، تأثیر کمتری نشان می‌دهد. آنچه مشخص است که f_{yt} در ابتدا آثار زیادی می‌گذارد، با این حال آثار آن با افزایش جابه‌جایی تا مقدار بیشینه‌ی نیروی جانبی که در آن پاسخ توسط مقاومت نهایی آرماتور (f_{ul}) کنترل می‌شود، کاهش می‌یابد. همان‌طور که در شکل (د۹) مشاهده می‌شود، آثار f_{ul} پاسخ اخیر را بیشتر تأیید می‌کند. به علاوه آرماتورهای عرضی (ρ_{sh}) و مدول کشسانی بتن و فولاد نیز آثار خوبی دارند. برخی از پارامترهای باقیمانده، آثار واضحی در ظرفیت تغییر شکل نهایی دیوار برشی بتن‌آرمه‌ی بالدار نشان می‌دهند. به عنوان مثال، افزایش پارامترهای مربوط به کرنش ϵ_t و ϵ_{ul} در اولین انحراف معیار بالای میانگین می‌توانند تغییر مکان جانبی نهایی دیوار برشی بتن‌آرمه‌ی بالدار را به صورت معناداری افزایش دهند.

حساسیت هر پارامتر نامشخص بر روی طول مفصل خمیری توسط نمودارهای تورنادو بررسی شده است. در نمودارهای تورنادو، نوسان‌های ناشی از متغیرهای تصادفی مختلف به ترتیب نزولی و براساس اندازه‌ی نوسان، از بالا به پایین مرتب می‌شوند. نوسان با عرض بیشتر به معنی تأثیر بیشتر متغیر تصادفی مرتبط با طول ناحیه‌ی خمیری است. به منظور مقایسه‌ی حساسیت براساس سه روش مختلف، نتایج روش‌های MCS و FOSM نیز به صورت نمودارهای تورنادو نشان داده شده است. براین اساس حساسیت هر پارامتر غیرقطعی به طول ناحیه‌ی خمیری از طریق نمودار تورنادو بررسی و نتایج آن در شکل ۱۰ نشان داده شده است که مطابق آن، سطح بار محوری (P/P_0) و نسبت ارتفاع به طول دیوار (H/L_w) و طول بال به طول جان دیوار (L_f/L_w) پارامترهایی هستند که اهمیت آن‌ها در طول ناحیه‌ی مفصل خمیری کاملاً مشهود است. همچنین تأثیر پارامترهای f_c و ρ_{sl} نیز قابل توجه است. شکل ۱۰ نشان می‌دهد که متغیرهای

۶. نتیجه‌گیری

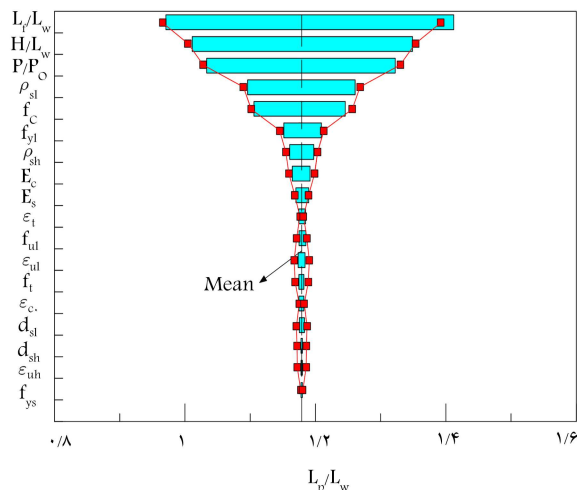
در نوشتار حاضر، با توجه به اهمیت طول ناحیه‌ی مفصل خمیری در رفتار لرزه‌ی دیوار برشی بتن مسلح بالدار، اثر و اهمیت ماهیت تصادفی متغیرهای بارگذاری، هندسه، و خصوصیات مصالح بتن و فولاد از طریق عدم قطعیت و آنالیز حساسیت بررسی شده است. سه روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، نمودار تورنادو و روش مرتبه‌ی اول لنگر دوم، در مطالعه‌ی حاضر استفاده شده است. ۱۸ پارامتر غیرقطععی به عنوان متغیرهای تصادفی در ۴ گروه، شامل: خصوصیات مصالح بتن، خصوصیات مصالح فولاد، بارگذاری و هندسه‌ی دیوار برشی بالدار انتخاب شدند. در انتها، این نتایج به دست آمده است:

۱. نتایج درجه‌بندی اهمیت پارامترها در هر ۳ روش به کار گرفته شده، تقریباً یکسان بودند.

۲. اختلاف منحنی‌های پوش در تحلیل حساسیت پارامترهای مؤثر، در ابتدا بسیار ناچیز بود و با افزایش جابه‌جایی جانبی به سرعت اختلاف اخیر افزایش یافته است. این تغییرات نشان می‌دهد منطقی نیست که از تأثیر عدم قطعیت‌های سازه‌ی در آنالیز مفصل خمیری غافل شد.

۳. مشخص شد که عدم قطعیت مربوط به بارگذاری، هندسه و خصوصیات مصالح بیشترین ارتباط را دارد. به طور خاص، ابعاد دیوار برشی بتن‌آرمه‌ی بالدار که شامل نسبت ارتفاع به طول دیوار (H/LW)، طول بال به طول جان دیوار (L_f/LW)، و سطح بار محوری (P/P_0)، مقاومت فشاری بتن (f_c) و درصد فولاد طولی (ρ_{sl}) و مقاومت تسلیم آرماتورهای طولی (f_{yt})، در طول ناحیه‌ی مفصل خمیری نقش مهمی دارد.

۴. مقاومت تسلیم آرماتورهای طولی در ابتدا آثار بیشتری داشت، با این حال آثار آن با افزایش جابه‌جایی تا بیشینه‌ی نیروی جانبی، که در آن پاسخ به وسیله‌ی مقاومت نهایی میلگردهای طولی کنترل می‌شود، کاهش می‌یابد.



شکل ۱۱. نمودار تورنادو طول ناحیه‌ی مفصل خمیری همراه با نمودار نوسانی برگرفته از آنالیز FOSM.

مرتبه‌ی اول لنگر دوم (FOSM) انجام داد. این کار را می‌توان با فرض یک توزیع لوگ نرمال از طول ناحیه‌ی خمیری با مقدار میانگین و انحراف معیار به دست آمده از نتایج روش FOSM انجام داد. از این رو درصدهای ۱۰ و ۹۰ را می‌توان تأیید کرد. مقادیر به دست آمده، نقاطی هستند که در شکل ۱۱ و در میله‌های نمودار تورنادو مشاهده می‌شوند. سازگاری کافی بین دو روش حاصل شده است. با این حال باید یادآوری شود که گوشه‌های هر محور نوسانی در نمودارهای تورنادو، لزوماً درصدهای بین ۱۰ و ۹۰ نیستند، مگر اینکه رابطه بین طول ناحیه‌ی خمیری و متغیر تصادفی یکنواخت باشد. این حالت یکنواخت برای روش مرتبه‌ی اول لنگر دوم صادق است. شایان ذکر است که ترتیب اهمیت متغیرها، در دو روش مختلف متفاوت هستند، که مرتبط به ویژگی‌های متغیرهای مرتبط است، و تأثیر کمی در طول ناحیه‌ی خمیری دارد.

19. Brueggen, French & Sritharan

پانویس‌ها

- Oesterle
- Paulay & Priestley
- Panagiotakos & Fardis
- Thomsen & Wallace
- Preti & Giuriani
- Hoult
- Mehmood
- Rao
- Wallace & Moehle
- Bohl & Adebar
- Epistemic Uncertainty
- Seo & Linzell
- Baker & Cornell
- Lee & Mosalam
- Swing
- Abaqus
- Palermo & Vecchio
- Combesure & Sollogoub

منابع (References)

- ACI Committee 318, "Building code requirements for structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)", American concrete institute, Farmington Hills, Michigan, USA (2019).
- Paulay, T. "The design of ductile reinforced concrete structural walls for earthquake resistance", *Earthq. Spectr*, **2**(4), pp. 783-823 (1986).
- Ghaderi Bafti, F., Mortezaei, A. and Kheyroddin, A. "The length of plastic hinge area in the flanged reinforced concrete shear walls subjected to earthquake ground motions", *Struct. Eng. Mech*, **69**(6), pp. 651-665 (2019).

4. ASCE/SEI 7-16, "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures", *American Society of Civil Engineers*, Reston, Virginia, USA (2017).
5. ASCE/SEI 41-17, "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings", *American Society of Civil Engineers*, Reston, Virginia, USA (2017).
6. CSA A23.3-14, "Design of concrete structures-A national standard of Canada", *Canadian Standards Association (CSA)* (2014).
7. Mortezaei, A. and Ronagh, H.R. "Plastic hinge length of reinforced concrete columns subjected to both far-fault and near-fault ground motions having forward directivity", *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, **22**(12), pp. 903-926 (2012).
8. Oesterle, R.G., Aristizabal-Ochoa, J.D., Shiu, K.N. and et al. "Web crushing of reinforced concrete structural walls", *ACI J*, **81**(3), pp. 231-241 (1984).
9. Paulay, T. and Priestley, M.J.N. "Stability of ductile structural walls", *ACI Struct. J.*, **90**(4), pp. 385-392 (1993).
10. Panagiotakos, T.B. and Fardis, M.N. "Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate", *ACI Struct. J.*, **98**(2), pp. 135-148 (2001).
11. Thomsen, J. and Wallace, J. "Displacement-based design of slender reinforced concrete structural walls-experimental verification", *J. Struct. Eng.*, **130**(4), pp. 618-630 (2004).
12. Preti, M. and Giuriani, E. "Ductility of a structural wall with spread rebars tested in full scale", *J. Earthq. Eng.*, **15**(8), pp. 1238-1259 (2011).
13. Hoult, R.D., Goldsworthy, H.M. and Lumantarna, E. "Plastic hinge length for lightly reinforced C-shaped concrete walls", *Journal of Earthquake Engineering*, **24**(7), pp. 1083-1114 (2020).
14. Mehmood, T., Hussain, K. and Warnitchai, P. "Seismic evaluation of flexure-shear dominated RC walls in moderate seismic regions", *Mag. Concrete Res*, **67**(18), pp. 1003-1016 (2015).
15. Rao, G.V.R., Gopalakrishnan, N., Jaya, K.P. and et al. "Studies on nonlinear behavior of shear walls of medium aspect ratio under monotonic and cyclic loading", *J. Perform. Constr. Facilit.*, **30**(1), pp. 04014201 (2016).
16. Wallace, J. and Moehle, J. "Ductility and detailing requirements of bearing wall buildings", *J. Struct. Eng.*, **118**(6), pp. 1625-1644 (1992).
17. Bohl, A. and Adebar, P. "Plastic hinge lengths in high-rise concrete shear walls", *ACI Struct. J.*, **108**(2), pp. 148-157 (2011).
18. Kazaz, I. "Analytical study on plastic hinge length of structural walls", *J. Struct. Eng.*, **139**(11), pp. 1938-1950 (2013).
19. Mun, J.H. and Yang, K.H. "Plastic hinge length of reinforced concrete slender shear walls", *Mag. Concrete Res*, **67**(8), pp. 414-429 (2015).
20. Kara, I.; Ashour, A. and Dundar, C. "Analysis of R/C frames considering cracking effect and plastic hinge formation", *Struct. Eng. Mech.*, **63**(5), pp. 669-681 (2017).
21. Beiraghi, H. and Kheyroddin, A. "Effect of plastic zone levels on the responses of concrete shear walls subjected to strong ground motions", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, , pp. 1-28 (2020).
22. Celarec, D. and Dolsek, M. "The impact of modelling uncertainties on the seismic performance assessment of reinforced concrete frame buildings", *Eng. Struct.*, **52**, pp. 340-354 (2013).
23. Zona, A., Ragni, L. and Dall'Asta, A. "Sensitivity-based study of the influence of brace over-strength distributions on the seismic response of steel frames with BRBs", *Eng. Struct.*, **37**, pp. 179-192 (2012).
24. Vamvatsikos, D. and Fragiadakis, M. "Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty", *Earthq. Eng. Struct. Dynam.*, **39**(2), pp. 141-163 (2010).
25. Rota, M., Penna, A. and Magenes, G. "A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses", *Eng. Struct.*, **32**(5), pp. 1312-1323 (2010).
26. Padgett, J.E. and DesRoches, R. "Sensitivity of seismic response and fragility to parameter uncertainty", *J. Struct. Eng.*, **133**(12), pp. 1710-1718 (2007).
27. Eldin, M.N. and Kim, J. "Sensitivity analysis on seismic life-cycle cost of a fixed-steel offshore platform structure", *Ocean Eng.*, **121**, pp. 323-340 (2016).
28. Porter, K.A., Beck, J.L. and Shaikhutdinov, R.V. "Investigation of sensitivity of building loss estimates to major uncertain variables for the Van Nuys test bed", *Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA* (2002).
29. Celik, O.C. and Ellingwood, B.R. "Seismic fragilities for nonductile reinforced concrete frames -Role of aleatoric and epistemic uncertainties", *Struct. Safety*, **32**(1), pp. 1-12 (2010).
30. Seo, J. and Linzell, D.G. "Nonlinear seismic response and parametric examination of horizontally curved steel bridges using 3D computational models", *J. Bridge Eng.*, **18**(3), pp. 220-231 (2013).
31. Baker, J.W. and Cornell, C.A. "Uncertainty propagation in probabilistic seismic loss estimation", *Struct. Safety*, **30**(3), pp. 236-252, (2008).
32. Lee, T.H. and Mosalam, K.M. "Seismic demand sensitivity of reinforced concrete shear-wall building using FOSM method", *Earthq. Eng. Struct. Dynam.*, **34**(14), pp. 1719-1736 (2005).
33. Lee, T.H. and Mosalam, K.M. "Probabilistic Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Structural Components and Systems", *University of California, Berkeley, CA, USA* (2006).
34. Clemen, R.T., *Making a Hard Decisions: an Introductory to Decision Analysis (2nd ed)*, Belmont, CA: Duxbury, pp. 50-84 (1996).
35. Baynes, L.C., "An evaluation of free field liquefaction analysis using OpenSees", *M.Sc. Dissertation, University of Washington, Seattle, USA* (2005).

36. Crozet, V., Politopoulos, I., Yang, M. and et al. "Sensitivity analysis of pounding between adjacent structures", *Earthq. Eng. Struct. Dynam*, **47**(1), pp. 219-235 (2018).
37. Na, U.J., Chaudhuri, S.R. and Shinozuka, M. "Probabilistic assessment for seismic performance of port structures", *Soil Dynam. Earthq. Eng*, **28**(2), pp. 147-158 (2008).
38. Lee, T.H. and Mosalam, K.M. "Probabilistic fiber element modeling of reinforced concrete structures", *Comput. Struct*, **82**, pp. 2285-2299 (2004).
39. Palermo, D. and Vecchio, F.J. "Behavior of three-dimensional reinforced concrete shear walls", *ACI Struct. J*, **99**(1), pp. 81-89 (2002).
40. Combescure, D. and Sollogoub, P. "IAEA CRP-NFE CAMUS benchmark experimental results and specifications to the participants annex III", *International Atomic Energy Agency (IAEA)*, , pp. 19-76 (2011).
41. Brueggen, B.L., French, C.E. and Sritharan, S. "T-shaped RC structural walls subjected to multidirectional loading: Test results and design recommendations", *J. Struct. Eng*, **143**(7), pp. 04017040 (2017).
42. Mortezaei, A. and Kheyroddin, A. "Size effects in reinforced concrete flanged shear walls", *Int. J. Civil Eng*, **7**(1), pp. 27-40 (2009).
43. Ellingwood, B., Galambos, T.V., MacGregor, J.G. and et al. "Development of a probability based load criterion for american national standard A58-building code requirement for minimum design loads in buildings and other structures", National Bureau of Standards, Dept. of Commerce, Washington, D.C., USA (1980).
44. Mirza, S.A. and MacGregor, J.G. "Variability in dimensions of reinforced concrete members", *J. Struct. Division*, **105**(ST4), pp. 751-766 (1979).