

بررسی تاثیر آرماتور قطری تیر همبند بر شکل پذیری دیوار برشی همبسته

مرتضی بلوکی^۱، سید محمدعلی هاشمی^۲

m.blouki123@sadjad.ac.ir

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی سجاد

m_hashemi@sadjad.ac.ir

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی سجاد مشهد

چکیده

یکی از روش‌های مرسوم مقابله با بارهای جانبی (باد و زلزله) در ساختمان‌های بتن مسلح، استفاده از دیوارهای برشی می‌باشد که به طور گسترده مورد استفاده قرار می‌گیرد. با افزایش ارتفاع ساختمان کارایی دیوارها کاهش یافته و به تعداد بیشتری دیوار نیاز خواهد بود. یک راه حل رایج برای حل این مشکل استفاده از دیوارهای برشی همبسته می‌باشد. دیوارهای برشی همبسته تغییر شکل جانبی ساختمان و نیز میزان لنگرهای خمشی طراحی در دیوار را کاهش می‌دهند. معمولاً دو دیوار برشی مجاور و مجزا تغییر شکل خمشی از خود نشان می‌دهند در حالی که تیرهای همبند با انتقال برش و لنگر خمشی بین دو دیوار، رفتار دیوارهای برشی همبسته را به رفتار قاب خمشی نزدیک کرده و تغییر شکل جانبی را نیز به تغییر شکل برشی نزدیک می‌نمایند. از این رو تیر همبند تاثیر بسزایی بر عملکرد سیستم دیوار برشی همبسته دارد.

هدف از انجام این پژوهش، بررسی تاثیر آرماتور قطری تیرهای همبند بر شکل پذیری دیوار برشی همبسته با توجه به متغیرهایی از جمله مقاومت فشاری بتن و ارتفاع دیوار می‌باشد. به این منظور از دانش اجزای محدود و نرم افزار آباکوس، بهره جویی شده است. دیوارهای طراحی شده ۴ و ۷ طبقه با شکل پذیری ویژه، بر اساس آئین نامه بتن آمریکا (ACI 318-14)، طراحی و سپس در نرم افزار شبیه سازی شده‌اند. نمودارهای برش پایه-تغییر مکان هر کدام از نمونه ها استخراج و تحلیل پارامتری تاثیر آرماتور قطری بر شکل پذیری مجموعه دیوار بر اساس مقاومت بتن صورت گرفته است.

پس از تحلیل مشخص گردید که طراحی تیر همبند بدون آرماتور قطری باعث کاهش ۴ تا ۱۶ درصدی شکل پذیری مجموعه کل دیوار برشی همبسته می‌شود، که با افزایش مقاومت بتن، میزان مشارکت آرماتور قطری بر شکل پذیری دیوار کاهش می‌یابد. همچنین مشاهده گردید که با افزایش مقاومت بتن، شکل پذیری مجموعه دیوار بین ۱۲ تا ۲۸ درصد افزایش می‌یابد که این افزایش شکل پذیری در بتن‌های مقاومت پایین بیشتر است.

کلمات کلیدی: آرماتور قطری، تیر همبند، دیوار برشی همبسته، شکل پذیری

۱- مقدمه

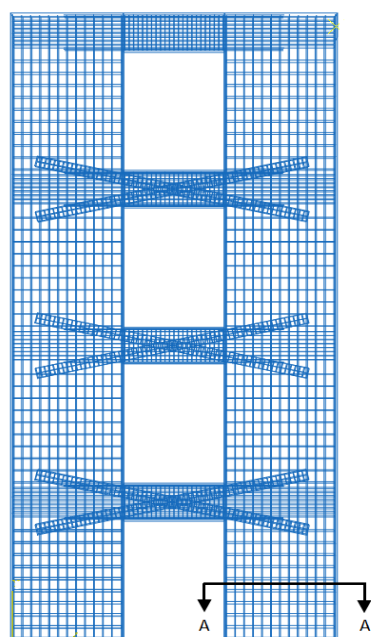
سازه‌های دیوار برشی همبسته، که از اتصال دو دیوار برشی مجزا به یکدیگر پدید می‌آیند، سیستم‌های باربر جانبی موثری هستند که در صورت قرارگیری بازشوهای دیوار به طور منظم در ارتفاع ساختمان و طراحی مناسب تیرهای همبند، سختی و مقاومت جانبی زیادی خواهند داشت [۱]. بدون متصل نمودن دیوارهای مجزا، لنگر واژگونی کل توسط خمش در دیوارها تحمل می‌شود و انرژی ناشی از زلزله توسط تغییرشکل‌های خمشی دیوار تلف می‌گردد. وقتی دیوارها با تیر همبند متصل می‌شوند، نیروی محوری کششی و فشاری ایجاد شده در دیوارها به دلیل سختی تیر همبند با تشکیل کوپلی، موجب تحمل درصد زیادی از لنگر واژگونی کل، نسبت به حالتی که تنها دیوارها (بدون اتصال) وجود دارند، می‌شود. در نتیجه سیستم مقاوم سخت‌تری به دست می‌آید. این نیروهای محوری از طریق برش ایجاد شده در تیر همبند منتقل می‌شوند. در سیستم‌های دارای دیوار برشی، برای رسیدن به رفتار مطلوب باید تیرهای همبند به اندازه کافی سخت باشند و قبل از دیوارهای اطراف تسلیم گردند تا شکل پذیر رفتار کرده و خصوصیات جذب انرژی قابل توجهی نشان دهند. تیرهای همبند به علت توانایی زیادشان در کاهش قابل ملاحظه لنگر خمشی در پایین دیوارهای برشی و همچنین ظرفیت بالای اتلاف انرژی، المان‌های سازه‌ای ضروری در یک طرح لرزه‌ای هستند. بنابراین مشخصه‌های هیستریزس تیرهای همبند اساساً روی پاسخ کلی یک سیستم دیوار همبسته، اثر می‌گذارد. به منظور بهبود مقاومت و شکل‌پذیری تیرهای همبند، طراحی‌های متفاوتی به وسیله بسیاری از محققین، برای جایگزینی تیرهای همبند معمولی انجام شد. یکی از کارآمدترین این پیشنهادها، تیرهای همبند بتن‌آرمه بامیلگرد مورب بود که در سال ۱۹۷۴ توسط پائولی و ییننی [۲] مطرح گردید. اگرچه این پیشنهادها برای حل بعضی از مسائل همراه شده با تیرهای همبند به کار می‌رود، ولی به نوبه خودشان محدودیت‌هایی نیز دارند. به وضوح دریافت می‌شود که آزمایش‌ها بسیار پرهزینه و زمان‌بر هستند، و در برخی موارد حتی به دلیل محدودیت‌های ابزار آزمایشگاه مثل اندازه و ظرفیت بارگذاری قاب‌ها غیر عملی هستند. به همین دلیل استفاده از شبیه‌سازی اجزا محدود می‌تواند به عنوان یک ابزار جایگزین به کار برده شود. هدف اصلی این پژوهش یافتن یک دلیل منطقی بر مبنای روند تغییر شکل‌پذیری نمونه‌های دارای آرماتور قطری می‌باشد که بتوان سخت بودن شرایط اجرایی آرماتورهای قطری را با توجه به مزیت بالای آن‌ها در جذب انرژی و افزایش شکل‌پذیری توجیه کرد که در راستای این هدف پارامترهایی از قبیل استفاده یا عدم استفاده آرماتور قطری و تغییر در مقاومت بتن، مولفه‌های اصلی در نظر گرفته شده‌اند.

۲- معرفی نمونه‌ها

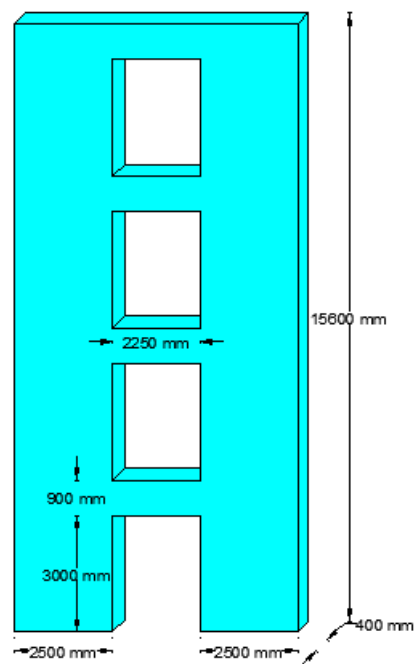
در این بخش، هندسه، مشخصات مصالح، نحوه بارگذاری و آرماتورگذاری، شرایط مرزی و نرم‌افزاری مدل‌ها مورد بررسی جداگانه قرار گرفته است. در این پژوهش، دو نمونه مدل اصلی A و B در نظر گرفته شده است که هر کدام در بخش‌های بعدی به زیر مدل‌هایی، جهت بررسی‌های بیشتر تفکیک می‌شوند.

۲-۱ هندسه

اندازه و ابعاد نمونه‌های A و B مشابه یکدیگر و تنها تفاوت آن‌ها از نظر هندسه، در اندازه ارتفاع دیوار است که این اندازه برای نمونه‌های A، مقدار ۱۵۶۰۰ میلی‌متر و برای نمونه‌های B، مقدار ۲۷۳۰۰ میلی‌متر می‌باشد. هندسه مربوط به نمونه‌های A در شکل ۱ نشان داده شده است. نحوه نام‌گذاری کامل نمونه‌ها و مشخصات مربوط به هر نمونه نیز در جدول ۱ آورده شده است.



شکل ۲- آرماتورگذاری نمونه‌های ۴ طبقه



شکل ۱- هندسه دیوار ۴ طبقه

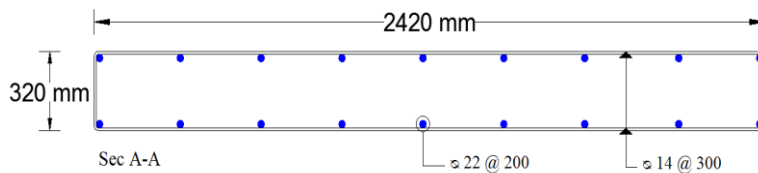
جدول ۱- نام‌گذاری نمونه‌ها

مدل	رده بتن	آرماتور قطری تیر همبند	تعداد طبقات
A - 1	C30	دارد	۴ طبقه
A - 2	C40	دارد	۴ طبقه
A - 3	C50	دارد	۴ طبقه
A - 4	C30	ندارد	۴ طبقه
A - 5	C40	ندارد	۴ طبقه
A - 6	C50	ندارد	۴ طبقه
B - 1	C30	دارد	۷ طبقه
B - 2	C40	دارد	۷ طبقه
B - 3	C50	دارد	۷ طبقه
B - 4	C30	ندارد	۷ طبقه
B - 5	C40	ندارد	۷ طبقه
B - 6	C50	ندارد	۷ طبقه

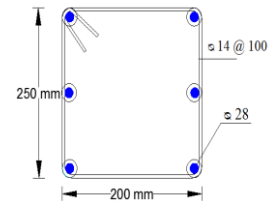
۲-۲ آرماتورگذاری

آرماتورهای تیر همبند و دیوار (Pier) و همچنین خاموت‌های محصورکننده آن‌ها، با ضوابط آئین نامه بتن آمریکا (ACI 318-14) [۳]، برای دیوارهای برشی همبسته با شکل پذیری زیاد، به کمک نرم افزار ETABS طراحی شده است.

شکل ۲، نحوه قرارگیری آرماتورها و خاموت‌های محصورکننده آن‌ها را، برای نمونه‌های ۴ طبقه نشان می‌دهد. جزئیات مربوط به آرماتورهای قطری و خاموت‌های آن‌ها در شکل ۳ و جزئیات مربوط به آرماتورهای دیوار در شکل ۴ نشان داده شده است. قابل ذکر است که آرماتورگذاری نمونه‌های ۷ طبقه نیز مشابه نمونه‌های ۴ طبقه می‌باشد که در نمونه‌های ۷ طبقه، در طبقه هفتم از آرماتور قطری استفاده نشده است.



شکل ۴ - جزئیات مربوط به آرماتورگذاری دیوارها



شکل ۳ - آرماتورهای قطری و خاموت‌ها

۲-۳ مشخصات مصالح

در مدل‌های دیواربرشی از بتن‌های رده C30، C40 و C50 استفاده شده است و برای آرماتورهای مصرفی، از آرماتور رده S400 بهره گرفته شده است. برای وارد کردن مشخصات بتن در نرم‌افزار ABAQUS؛ سه نوع مدل رفتاری برای بتن پیش‌بینی شده است:

۱- **مدل ترک پخشی^۱**: که تنها با حل گر (ABAQUS/Standard) می‌توان آن را به کار گرفت. (ABAQUS/Standard) حل‌گری است که در آن برای محاسبه جابجایی‌ها می‌بایست که ماتریس سختی جهانی^۲ محاسبه گردد. در این حلگر معادلات موقعیت، سرعت و شتاب گره‌ها به صورت همزمان و با استفاده از روش حل تکرار نیوتن - رافسون محاسبه می‌شوند. که با توجه به ترد و شدیداً غیر خطی بودن بتن، نقص بزرگی برای این مدل است. همچنین این مدل رفتاری، در شبیه‌سازی رفتار چرخه‌ای بتن ضعف دارد.

۲- **مدل ترک تود^۳**: در این مدل هم تنها از حل گر (ABAQUS/Standard) می‌توان استفاده کرد. این مدل رفتاری نیز در شبیه‌سازی رفتار چرخه‌ای بتن ضعف دارد. یکی از مهمترین ضعف‌های این مدل، عدم در نظرگیری خسارت فشاری یا همان خردشدگی در مصالح است به طوری که بهتر است تنها برای مصالحی که مطمئن هستیم در فشار دچار ضعف نمی‌شود (مانند سنگ‌ها) از آن استفاده نمود.

۳. **مدل بتن آسیب دیده خمیری^۴**: یکی از مزیت‌های این مدل در نرم‌افزار ABAQUS این است که برای محل‌هایی که بتن تحت بارگذاری رفت و برگشتی قرار دارد هم می‌تواند مورد بررسی قرار گیرد. مبنای این مدل رفتاری، فرض ضریب خسارت همسان‌گرد می‌باشد. در تحقیق حاضر از این خصوصیات رفتاری برای مصالح بتن استفاده شده است. در مدل رفتاری بتن آسیب دیده خمیری با استفاده از مفاهیم الاستیک آسیب دیده ایزوتروپیک و پلاستیک کششی و فشاری، رفتار غیر خطی بتن بیان می‌شود. این مدل قابلیت استفاده در محاسبات استاتیکی و دینامیکی را داراست و همچنین شامل قابلیت‌هایی نظیر، کاربرد در بتن مسلح و غیر مسلح، مدل‌سازی بتن در انواع المان‌های سازه‌ای مانند المان تیر و المان خرپایی می‌باشد.

- ۱- Concrete Smeared Cracking
- ۲- Global Stiffness Matrix
- ۳- Brittle Cracking
- ۴- Concrete Damage Plasticity

در این مدل فرض بر این است که ترک کششی و خردشدگی فشاری دو جنبه اصلی مکانیسم گسیختگی بتن می‌باشد و برای مدل‌سازی شکست مصالح ترد تحت بارگذاری چرخه ای طراحی شده است، به طوری که امکان بازیابی سختی در طی بارهای رفت و برگشتی وجود دارد [۴].
در مدل خسارت پلاستیک به دلیل عدم وجود ضوابط گسیختگی، امکان حذف المان‌ها یا ایجاد ترک در طول تحلیل وجود ندارد ولی این مدل توانایی پیشگویی محل و جهت تشکیل ترک‌ها را دارا می‌باشد. به منظور اجتناب از خرابی‌های زیاد در المان‌ها، بهتر است مش بندی المان‌ها در مدل خسارت پلاستیک بتن به کمک تکنیک مش بندی تطبیقی انجام شود [۵].

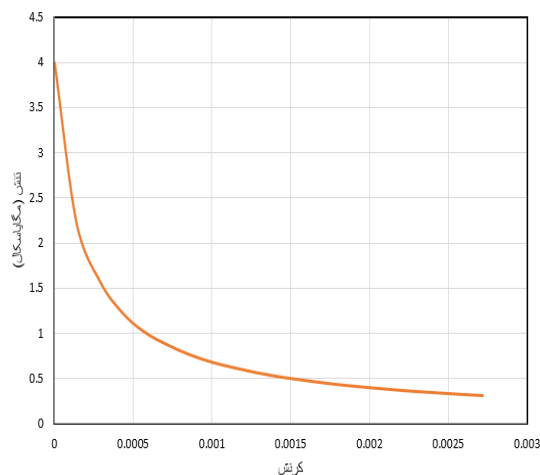
۲-۳-۱ المان‌های انتخابی

در این پژوهش برای بتن، به دلیل رفتار سه بعدی آن، از المان SOLID از نوع C3D8R (المان پیوسته، سه بعدی ۸ نقطه ای با انتگرال کاهش یافته) استفاده شده است که یک المان ۸ گرهی با ۳ درجه آزادی انتقالی در هر گره می‌باشد. المان فوق قابلیت ترک خوردن در کشش و فشار را دارد. می‌توان در این المان، خصوصیات سه نوع مختلف آرماتور را تعریف کرد. برای فولادهای کششی و خاموت‌ها از المان WIRE از نوع T3D2 (المان خرابایی، سه بعدی دو نقطه ای) که یک المان دو گرهی با یک درجه آزادی است و قابلیت انتقال نیرو در یک جهت را دارد، بهره گرفته شده است.

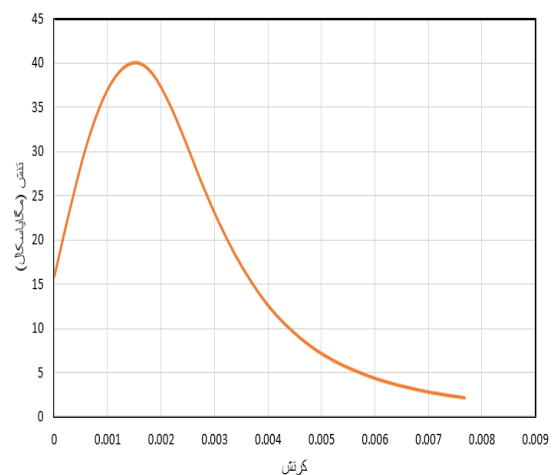
۲-۳-۲ آسیب بتن

تحلیل غیرخطی سازه‌های بتن مسلح و اجزای آن‌ها می‌تواند با استفاده از مدل رفتاری برای آرماتور و بتن، به علاوه مدل رفتاری پیوند بین بتن و آرماتور انجام شود ولی استفاده از این مدل رفتاری منجر به افزایش درجات آزادی و هزینه محاسباتی بالا می‌شود لذا استفاده از روش‌های ترک پخشی و خسارت خمیری که قبلاً راجع به آن‌ها بحث کردیم در سالیان اخیر بسیار مورد توجه قرار گرفته است. در این روش‌ها، المان تماسی به صورت صریح مدل نمی‌شود و چسبندگی با استفاده از مدل‌های رفتاری متداول برای بتن و آرماتور، به صورت غیرمستقیم وارد محاسبات می‌شود. در روش خسارت خمیری، بتن ترک خورده به عنوان یک ماده همگن و پیوسته در نظر گرفته شده و به جای مدل‌سازی ترک‌ها، آسیب دیدگی نمونه بتنی به کمک کاهش سختی آن در نظر گرفته می‌شود [۶].

با توجه به توضیحات بیان شده در پاراگراف قبل، برای مدل‌سازی رفتار بتن از مدل ارائه شده توسط کوانگ و دومینو [۷] استفاده شده است. پس از مشخص شدن پارامترهای مربوط به تابع تسلیم، لازم است تا نمودار تنش-کرنش بتن در فشار و کشش در نرم افزار ABAQUS معرفی شود. نمودارهای ۱ و ۲ که در ادامه آورده می‌شود، رفتار بتن رده C40 را در فشار و کشش نشان می‌دهند.



نمودار ۲ - نمودار تنش-کرنش کششی بتن رده C40



نمودار ۱ - نمودار تنش-کرنش فشاری بتن رده C40

۲-۳-۳ فولاد

وقتی می‌خواهیم ناحیه‌ی پلاستیک فولاد را به نرم افزار آباکوس معرفی نماییم، می‌بایست از مقادیر تنش-کرنش واقعی استفاده نماییم. نرم افزار این مقدار تنش-کرنش را به مقادیر صحیح تبدیل می‌کند. داده‌های مربوط به مصالح فولاد مورد استفاده در آزمایش‌ها، اغلب موارد اسمی میزان مقاومت فولاد می‌باشد. برای تبدیل کردن این مقادیر به تنش-کرنش واقعی از روابط زیر استفاده می‌شود:

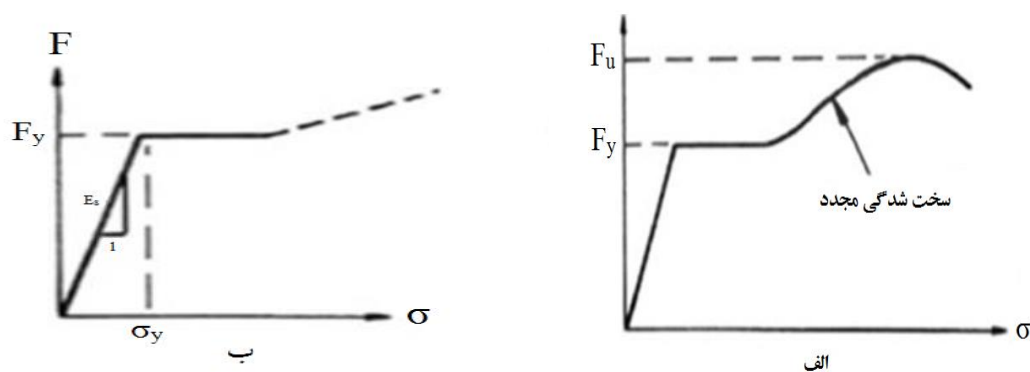
$$\varepsilon = \ln(1 + \varepsilon_{\text{nominal}}) \quad (1)$$

$$\sigma = \sigma_{\text{nominal}} (1 + \varepsilon_{\text{nominal}}) \quad (2)$$

برای تعیین کرنش در ناحیه‌ی پلاستیک می‌بایست مقادیر کرنش الاستیک را از آن کسر نمود

$$\varepsilon^{\text{pl}} = \varepsilon^{\text{t}} - \varepsilon^{\text{el}} = \varepsilon^{\text{t}} - \sigma/E \quad (3)$$

که در این روابط $\varepsilon_{\text{nominal}}$ و σ_{nominal} به ترتیب کرنش و تنش اسمی و ε و σ ، مقادیر واقعی آن هستند. همچنین اختلاف بین مقادیر اسمی و واقعی با افزایش کرنش و تنش، افزایش می‌یابد و عدم در نظرگیری این نکته می‌تواند منجر به ایجاد خطاهای قابل توجه در نتایج گردد. برای بسیاری از مقاصد طراحی و تحقیقاتی در بتن مسلح رفتار فولاد را ایده‌آل سازی می‌کنند و همچنین رفتار کششی و فشاری این ماده را یکسان فرض می‌نمایند، بدون این‌که تاثیر خاصی در دقت جواب‌ها حاصل گردد. در پژوهش حاضر نیز برای جلوگیری از مشکلات عدم همگرایی مدل‌های الاستوپلاستیک کامل، از منحنی ایده‌آل (شکل ۵ ب)، برای مدل‌سازی استفاده شده است [۸].



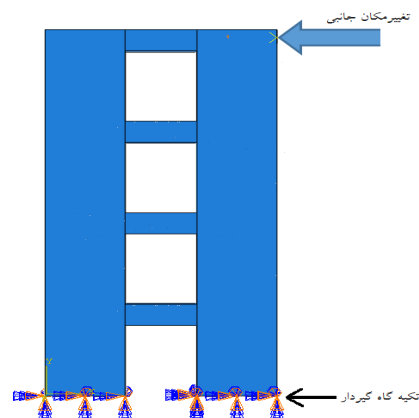
شکل ۵ - منحنی تنش-کرنش فولاد (الف) نمودار تنش-کرنش واقعی (ب) نمودار تنش-کرنش ایده‌آل

۲-۴ اندرکنش بین بتن و فولاد

هرگاه در المان از فولاد مسلح کننده استفاده گردد، این فولادها، محبوس شده در بتن فرض می‌شوند. به عبارتی دیگر چسبندگی کامل بین میلگرد و بتن وجود دارد که در پژوهش حاضر، جهت مدفون سازی آرماتورها در بتن از قید Embedded Region استفاده شده است که این قید، تماس بین بتن و میلگرد را همانند شرایط اجرایی در نظر می‌گیرد.

۲-۵ بارگذاری و شرایط مرزی

برای بارگذاری در این مدل سازی، از روش تغییر مکان کنترل^۵ استفاده می شود و بار اعمالی به صورت تغییر مکان به بالاترین تراز ارتفاعی دیوار اعمال می گردد. به منظور اعمال تغییر مکان از یک پوسته صلب به ابعاد ۴۰۰ در ۶۰۰ میلی متر (Discrete Rigid) که دارای یک نقطه مرجع می باشد، استفاده شده است که بتوان بار را مشابه شرایط آزمایشگاهی به دیوار وارد نمود (شکل ۶). در مدل های A و B، بار به صورت یک طرفه و گام به گام به دیوار اعمال می شود و در هر مرحله نرم افزار تجزیه و تحلیل های مربوط به خرابی ها و کاهش سختی و مقاومت را برداشت می کند تا لحظه ای که بارگذاری به انتها می رسد. سپس بر حسب زمان نیروهای تکیه گاهی و تغییر مکان محل اعمال بار محاسبه می شوند. در نهایت با حذف پارامتر زمان از دو نمودار، نمودار تغییر مکان بر حسب نیروی تکیه گاهی ترسیم می شود. به تمامی نمونه ها تغییر مکانی اعمال شده است که به صورت تدریجی از صفر تا ۵۰۰ میلی متر افزایش داده می شود و مطابق شکل ۶ در تمامی مدل ها، تمام درجات آزادی کف دیوار (Pier) بسته شده و کف دیوار گیردار لحاظ گردیده است.



شکل ۶ - نحوه اعمال بار به سازه و شرایط مرزی تکیه گاهی دیوار چهار طبقه

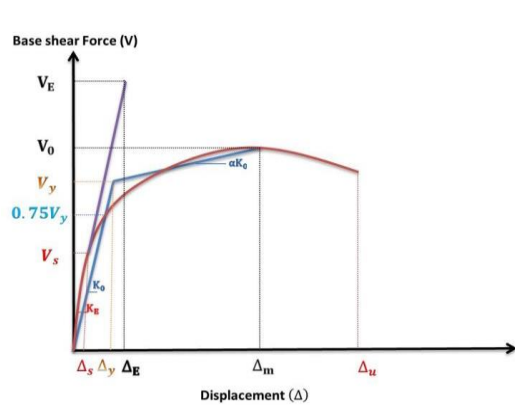
۳- ضریب شکل پذیری

تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور یک نوع تحلیل افزایشی است که در آن، نیرو به صورت گام به گام زیاد می شود. این افزایش بارگذاری تا جایی ادامه می یابد که اولین مفصل پلاستیک در سازه تشکیل شود. پس از تشکیل اولین مفصل پلاستیک، سختی سازه کاهش پیدا می کند ولی سازه همچنان مقاوم است و می توان بارگذاری را تا جایی افزایش داد که سازه دچار فرو ریزش شود.

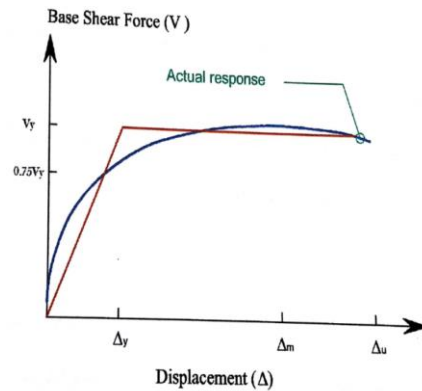
پارامترهای مربوط به ظرفیت تغییر مکان و شکل پذیری ارتباط نزدیکی با یکدیگر دارند، اما گاهی گیج کننده به نظر می رسند. مثلاً یک سازه با ظرفیت تحمل تغییر شکل های بزرگ، ممکن است شکل پذیری و نسبت شکل پذیری کوچکی داشته باشد و یک سازه با ظرفیت تغییر مکان کم، شکل پذیری کوچک اما نسبت شکل پذیری بزرگ داشته باشد. روابط مختلفی برای محاسبه R_{II} ارائه شده اند که یکی از مهم ترین آنها در سال ۲۰۰۳ توسط چوپرا [۹] ارائه شده است و مبنای محاسبه ضرایب شکل پذیری قرار گرفته است که در ادامه به آن می پردازیم.

لازمه محاسبه ضریب شکل پذیری این است که ابتدا نمودار برش پایه - تغییر مکان خروجی از نرم افزار را به صورت دو خطی تبدیل کنیم که در این پژوهش از روش پرستلی و پائولی [۱۰] استفاده شده است.

در این روش یک مقدار برای V_y (مقاومت تسلیم سازه) فرض شده، سپس از مبدأ به نقطه $0.75V_y$ روی منحنی تغییر مکان- نیروی برش پایه وصل نموده و تا خط V_y ادامه داده می‌شود. از محل تقاطع این دو خط منحنی مذکور افقی فرض می‌شود (نمودار ۳).



نمودار ۴ - محاسبه ضریب شکل پذیری به روش چوپرا



نمودار ۳ - نحوه دو خطی کردن به روش پریستلی-پائولی

پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور نمودار برش پایه- تغییر مکان آن را استخراج می‌کنیم سپس با استفاده از روش پرایستلی و پائولی نمودار پوش آور را دو خطی کرده و با روش چوپرا ضریب شکل پذیری آن را بدست می‌آوریم. چوپرا برای سیستم‌های یک درجه آزادی که نمودار برش پایه- تغییر مکان آن‌ها دو خطی ایده آل سازی شده (نمودار ۴) باشد، روابط و نمودارهایی برای ارتباط نسبت شکل پذیری و ضریب رفتار ناشی از شکل پذیری ارائه نمود [۱۱].

$$R_\mu = \frac{V_E}{V_y} = \frac{\Delta_E}{\Delta_y} \quad (۴)$$

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (۵)$$

در رابطه (۴)، V_E نیروی برش پایه هنگامی که سازه فقط رفتار الاستیک داشته باشد، V_y نیروی برش پایه الاستیک منحنی دو خطی، Δ_E تغییر مکان متناظر با V_E و Δ_y تغییر مکان متناظر با V_y ، R_μ ضریب ناشی از شکل پذیری می‌باشد. در رابطه (۵)، Δ_m تغییر مکان متناظر با برش ماکزیمم و μ بیانگر نسبت شکل پذیری می‌باشد.

۴- مقایسه شکل پذیری نمونه‌ها

با توجه به روابط و توضیحات ارائه شده در بخش قبل، در این بخش مقادیر ضریب شکل پذیری نمونه‌ها با توجه به منحنی برش پایه - تغییر مکان استخراج شده از ABAQUS در جدول ۲ آورده شده است.

برای بررسی شکل پذیری از هر دو پارامتر μ و R_μ که در بخش قبل توضیح داده شد، استفاده شده و مقایسه‌های مربوط به شکل پذیری از بررسی نسبت‌های مربوط به این دو پارامتر حاصل گردیده است.

جدول ۲ - اطلاعات مربوط به ضریب شکل پذیری نمونه‌ها

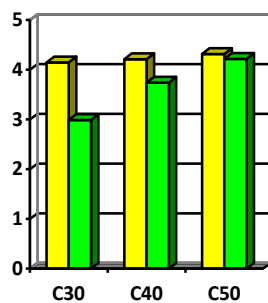
مدل	V_0	Δ_m	Δ_Y	Δ_E	$\mu = \Delta_m / \Delta_Y$	$R\mu = \Delta_E / \Delta_Y$
A - 1	۱۸۰۰۷۱۰	۲۳۹/۶۲۱	۵۷/۷۴	۸۹/۷۶	۴/۱۵	۱/۵۵
A - 2	۲۰۴۷۶۴۰	۱۵۳/۸۷۵	۳۶/۵۵	۷۲/۴۹	۴/۲۱	۱/۹۸
A - 3	۲۰۰۹۷۴۰	۱۱۸/۸۵۳	۲۷/۵۳	۶۱/۱۷	۴/۳۲	۲/۲۲
A - 4	۱۶۸۱۴۷۰	۱۵۹/۷۸۸	۵۳/۳۸	۶۹/۳۲	۲/۹۹	۱/۳۰
A - 5	۱۹۱۴۳۳۰	۱۴۳/۱۴۶	۳۸/۲۲	۶۸/۴۱	۳/۷۴	۱/۷۹
A - 6	۲۰۵۹۷۵۰	۱۲۸/۹۸۹	۳۰/۵۷	۶۵/۴۱	۴/۲۲	۲/۱۴
B - 1	۱۲۰۱۸۱۰	۳۱۹/۷۰۷	۱۱۶/۴۷	۱۳۹/۴۴	۲/۷۴	۱/۲۰
B - 2	۱۲۵۴۴۹۰	۲۹۷/۵۱۹	۷۱/۳۵	۱۳۵/۹۸	۴/۱۷	۱/۹۰
B - 3	۱۲۴۸۴۲۰	۲۹۰/۴۴۴	۴۴/۴۰	۱۳۲/۱۵	۶/۵۴	۲/۹۸
B - 4	۱۱۸۲۲۹۰	۳۲۶/۶۶۹	۱۲۷/۹۶	۱۴۰/۳۱	۲/۵۵	۱/۱۰
B - 5	۱۲۳۱۹۴۰	۳۰۷/۰۱۴	۷۷/۴۰	۱۳۷/۹۵	۳/۹۷	۱/۷۸
B - 6	۱۲۲۰۳۲۰	۲۹۴/۸۱۸	۴۸/۴۰	۱۳۲/۶۲	۶/۰۹	۲/۷۴

۴-۱ تاثیر آرماتور قطری بر شکل پذیری

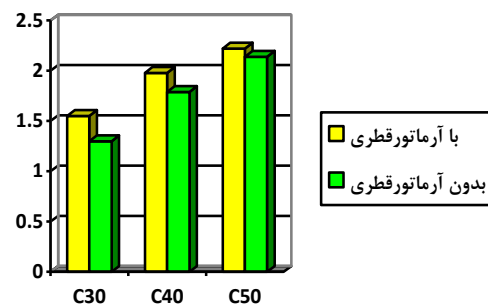
برای درک بهتر تاثیر آرماتور قطری بر میزان شکل پذیری به دست آمده از روابط مربوطه، اعداد مربوط به ضرایب شکل پذیری مندرج در جدول ۲، به صورت نموداری با یکدیگر مقایسه شده‌اند که نتایج آن در نمودارهای ۳ تا ۶ قابل مشاهده می‌باشد.

با بررسی نمودارهای زیر می‌توان مشاهده کرد که طراحی تیر همبند بدون آرماتور قطری باعث کاهش شکل پذیری مجموعه کل دیواربرشی همبسته می‌شود، که با افزایش مقاومت بتن، میزان مشارکت آرماتور قطری بر شکل پذیری دیوار کاهش می‌یابد و این که می‌توان در بتن‌های با مقاومت پایین برای جبران شکل پذیری دیوار از آرماتور قطری در داخل تیرهای همبند بهره جست.

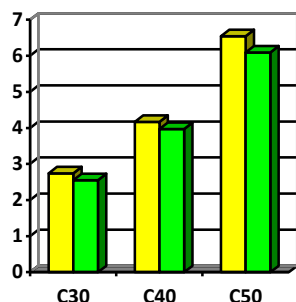
نرخ کاهش شکل پذیری در نمونه‌های ۴ طبقه برای بتن رده C30، مقدار ۱۶ درصد، برای بتن رده C40، ۱۰ درصد و برای بتن رده C50 این مقدار به ۴ درصد کاهش پیدا می‌کند ولی با بررسی نمونه‌های ۷ طبقه می‌توان دریافت که نرخ کاهش شکل پذیری برای تمامی رده‌های بتن، تقریباً ۸ درصد می‌باشد.



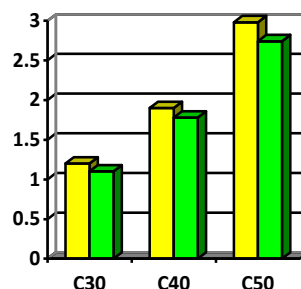
نمودار ۳ - تاثیر آرماتور قطری بر شکل پذیری بر حسب رده بتن (ضریب $R\mu$)
نمونه‌های ۴ طبقه



نمودار ۴ - تاثیر آرماتور قطری بر شکل پذیری بر حسب رده بتن (ضریب μ)
نمونه‌های ۴ طبقه



با آرماتور قطری
بدون آرماتور قطری



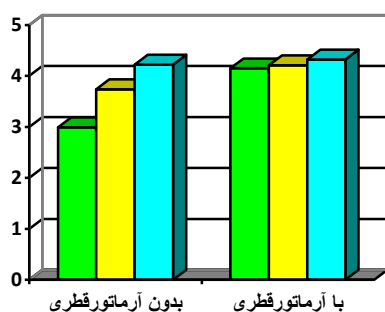
با آرماتور قطری
بدون آرماتور قطری

نمودار ۶- تاثیر آرماتور قطری بر شکل پذیری بر حسب رده بتن (ضریب μ)
نمونه های ۷ طبقه

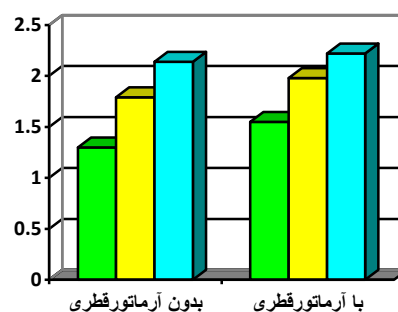
نمودار ۵- تاثیر آرماتور قطری بر شکل پذیری بر حسب رده بتن (ضریب $R\mu$)
نمونه های ۷ طبقه

۲-۴ تاثیر مقاومت بتن بر شکل پذیری

در این بخش تاثیر مستقیم میزان مقاومت بتن بر شکل پذیری بررسی شده است که نتایج در نمودارهای ۷ تا ۱۰ قابل مشاهده است.



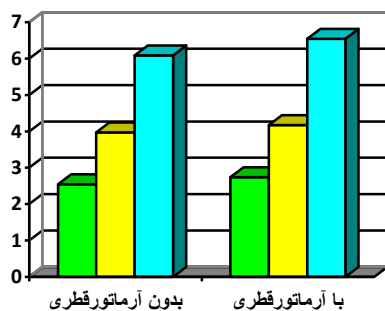
C30
C40
C50



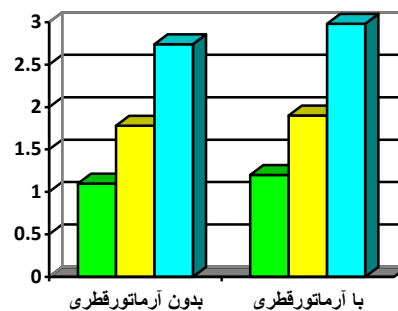
C30
C40
C50

نمودار ۸- تاثیر مقاومت بتن بر شکل پذیری بر حسب آرماتور قطری (ضریب μ)
نمونه های ۴ طبقه

نمودار ۷- تاثیر مقاومت بتن بر شکل پذیری بر حسب آرماتور قطری (ضریب $R\mu$)
نمونه های ۴ طبقه



C30
C40
C50



C30
C40
C50

نمودار ۱۰- تاثیر مقاومت بتن بر شکل پذیری بر حسب آرماتور قطری (ضریب μ)
نمونه های ۷ طبقه

نمودار ۹- تاثیر مقاومت بتن بر شکل پذیری بر حسب آرماتور قطری (ضریب $R\mu$)
نمونه های ۷ طبقه

می توان چنین نتیجه گیری کرد که با افزایش مقاومت بتن، شکل پذیری مجموعه دیوار افزایش می یابد که این افزایش شکل پذیری در بتن های مقاومت پایین بیشتر است و هر چه بتن مقاومت بالاتری داشته باشد نرخ افزایش شکل پذیری کندتر می شود. با بررسی نمونه های ۴ طبقه دارای آرماتور قطری، مشاهده می شود که با تغییر بتن از رده C30 به C40، شکل پذیری با نرخ ۲۸ درصد و از رده C40 به C50، با نرخ ۱۲ درصد افزایش می یابد. در نمونه های ۷ طبقه دارای آرماتور قطری، با تغییر بتن از رده C30 به C40 و تغییر از رده C40 به C50، شاهد افزایش نرخ شکل پذیری به میزان ۵۸ درصد هستیم.

۵- نتیجه گیری

- ۱- طراحی تیر همبند بدون آرماتور قطری باعث کاهش شکل پذیری مجموعه کل دیواربرشی همبسته می شود، نرخ کاهش شکل پذیری برای دیوارهای ۴ و ۷ طبقه به صورت زیر است:
(الف) دیوار ۴ طبقه: برای بتن رده C30، مقدار ۱۶ درصد، برای بتن رده C40، ۱۰ درصد و برای بتن رده C50 این مقدار به ۴ درصد می رسد.
(ب) دیوار ۷ طبقه: برای تمامی رده های بتن نرخ کاهش، تقریباً ۸ درصد می باشد.
- ۲- با افزایش مقاومت بتن، شکل پذیری مجموعه دیوار افزایش می یابد که این افزایش شکل پذیری در بتن های مقاومت پایین بیشتر است و هر چه بتن مقاومت بالاتری داشته باشد نرخ افزایش شکل پذیری کندتر می شود و در نمونه های ۴ و ۷ طبقه نتایج زیر به دست آمد:
(الف) دیوار ۴ طبقه: با تغییر بتن از رده C30 به C40، شکل پذیری با نرخ ۲۸ درصد و از رده C40 به C50، با نرخ ۱۲ درصد افزایش می یابد.
(ب) دیوار ۷ طبقه: با تغییر بتن از رده C30 به C40 و تغییر از رده C40 به C50، شکل پذیری به میزان ۵۸ درصد افزایش می یابد.
- ۳- در بتن های با مقاومت پایین برای جبران شکل پذیری دیوار، یکی از راه حل های قطعی، استفاده از آرماتور قطری در داخل تیرهای همبند می باشد.

۶- مراجع

- [۱] آندرسون، ج.، آرنولد، ک.، و دیگران. (۱۳۸۰). "طراحی سازه های ضد زلزله". ترجمه شریفی، ع.، میرقادری، ر. مرکز نشر دانشگاهی، چاپ اول، صفحات ۳۳۳ و ۳۳۴.
- [2] Paulay, T. and Binney, J.R. (1974). "Diagonally reinforced coupling beams of shear walls". ACI Special Publication, SP-42, pp.579-598.
- [3] ACI Committee 318, (2014) "Building Code requirement for Structural Concrete and Commentar" ACI 318-14, USA.
- [4] Wahalathantri, B.L., Thambiratnam, D.P., Chan, THT., & Fawzia, S (2011); "A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using ABAQUS", In Proceedings of the First International Conference on Engineering, Designing and Developing the Build Environment for Sustainable Wellbeing, Brisbane, Qld, pp. 230-232.
- [5] Oliver Martin. (2010). European Commission Joint Research Center Institute for Energy JRC-IE; "Comparison of different Constitutive Models for Concrete in ABAQUS/Explicit for Missile Impact Analyses", Netherlands.
- [۶] طاحونی، ش.، رومیانی، م.، آزادی فر، ع. (۱۳۹۵). "ارزیابی عملکرد رفتاری مصالح بتن مسلح در نرم افزار اجزاء محدود"، هشتمین کنفرانس ملی سالیانه بتن ایران. تهران.
- [7] Domingo J. Carreira and Kuang-Han Chu. (1985). "Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression", ACI Journal.
- [8] Taqieddin ZN. (2008). "Elasto-Plastic and Damage Modeling of Reinforced Concrete". Ph.D. dissertation. Dept. Civil & Environmental Engineering. Louisiana State Univ. Baton Rouge. LA.

[9] Chopra, A. k. chintanapakdee, ch. (2003). "Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures (single degree freedom bilinear systems)", Report no. EERC 2003-09 AT Earthquake Engineering Research , University of Berkeley.

[10] Paulay, T., Priestley. (1995). "Structural Response modification factor", Applied Technology Council NO. 19

[۱۱] حسینی بای، س.م.، غلام زاده، م. "دو خطی کردن منحنی پوش آور و تعیین ضریب رفتار به روش چوپرا"، سومین کنفرانس سالانه پژوهش‌های معماری، شهرسازی و مدیریت شهری.

Investigating the effect of the diagonal rebar of spandrel beam on coupled shear wall's ductility

Abstract

The erection of shear walls in concrete structures in one of the common method in order to resist under lateral loads which include wind's load and seismic loads. The shear walls efficiency decrease in inverse relationship with increasing height of buildings and it causes more requirement of shear walls. Using coupled shear walls is the common strategy owing to avoidance of increasing the number of shear walls in buildings. Coupled shear walls decreases both lateral deformation and flexural moment in the structure. Two seprate and adjacent shear walls have flexural deformation. Spandrel beams close coupled shear walls behavior and lateral deformation to resist moment frame and shear deformation with transferring shear and flexural moment between two walls. It is shown that spandrel beam has a magnificent effect on coupled shear wall's system.

The purpose of this research is investigating the effect of spandrel beams' diagonal rebar on ductility of coupled shear wall, considering compression strength of concrete and shear wall's height. Abacus software and finite element analysis have been used in order to obtain suitable results. The shear walls with high ductility in height of 4 and 7 stories were designed by American Concrete Institute guideline (ACI 318-14) and simulated in Abacus software. Diagrams of base shear-displacement for each model were obtained and parametrical analysis of diagonal rebar effect on shear walls' ductility by considering strength of concrete has been done.

Analytical results indicate that designed spandrel beam without diagonal rebar reduces 4 to 16 percent of the series of coupled shear wall. Increasing concrete's strength reduces relationship between diagonal rebar and ductility of shear wall. Another result which is observed is increasing the strength of concrete rises 12 to 28 percent of ductility of the series of coupled shear wall and this growth in observed more in the concrete with low strength.