

بررسی روابط تحلیلی اثر محصورشدگی در طراحی ستون‌های بتن مسلح

دریافت مقاله: ۱۳۹۷-۰۸-۲۳

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۴-۱۰

احسان دهقانی*

استادیار، عضو هیأت علمی گروه عمران دانشگاه قم، ایران

Dehghani@qom.ac.ir

محمدحسین تقوی پارسا

دانشجوی دکتری رشته مهندسی عمران گرایش سازه، دانشگاه قم، ایران

mh.taghavi@stu.qom.ac.ir

چکیده:

توانایی هسته بتن یک ستون بتن مسلح جهت مقاومت در برابر کرنش‌های فشاری با فشار ناشی از محصورشدگی افزایش می‌یابد. به منظور تضمین ظرفیت تغییر شکل جانبی مناسب ستون‌های بتن آرمه بایستی میلگردهای محصورکننده را با توجه به بار محوری افزایش داد. از طرفی مقاومت و انعطاف‌پذیری هر ستون بتن مسلح از طریق بهبود محصورشدگی مناطق لولای پلاستیک ارتقاء می‌یابد. این بهبود تضمین پایداری لرزه‌ای سازه در طول یک زلزله است. یکی از مهمترین ویژگی‌های سازه‌های بتنی در مقابل نیروهای ناشی از زلزله رفتار شکل‌پذیر آنها است. یافتن مقادیری برای معیار شکل‌پذیری به دلیل پیچیدگی‌های رفتار سازه‌ها و مشخص نبودن صریح همه عوامل موثر بر آن، با مشکلات زیادی همراه است. آئین‌نامه‌های مختلف نیز معیارهای متفاوتی برای شکل‌پذیری بیان می‌کنند. هدف از پژوهش حاضر ارائه یک معیار محصورشدگی بر مبنای نیاز شکل‌پذیری است. در این مقاله ضمن بررسی آئین‌نامه‌های مختلف، روابطی برای طراحی آرماتورهای عرضی محصورکننده دو نوع ستون با مقطع دایره‌ای و مستطیلی در حالت شکل‌پذیری زیاد و متوسط استخراج شده است. جهت صحت‌سنجی روابط، مقادیر آرماتور طراحی ستون‌های بتن آرمه با مقادیر به دست آمده از روابط مقررات ملی مورد ارزیابی قرار گرفتند. نتایج استفاده از روابط پیشنهادی نشان می‌دهد که مقادیر آرماتورهای طراحی مقاطع مورد بررسی در هر دو حالت، شکل‌پذیری کاهش یافته را در بر دارد.

کلمات کلیدی: طراحی میلگردهای محصور کننده عرضی، ستون بتن مسلح، سطوح شکل‌پذیری، طول مفصل پلاستیک، ضریب شکل‌پذیری انحنایی، محمدحسین

یکی از مهمترین ویژگی‌های سازه‌های بتنی در مقابل نیروهای ناشی از زلزله رفتار شکل‌پذیر آنها است. به عبارت دیگر هر سازه پایدار و مقاوم در برابر زلزله علاوه بر آنکه باید به صورت یک مجموعه کامل دارای خاصیت شکل‌پذیری باشد؛ کلیه اعضای آن نیز بایستی به تفکیک شکل‌پذیر باشند. شکل‌پذیری سازه‌ها بر دو اساس بیان می‌گردد. نخست آنکه سازه تحمل تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی نسبتاً زیاد و در عین حال بدون کاهش چشمگیر مقاومت سازه را داشته باشد؛ دوم، سازه قادر باشد که مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را از طریق رفتار هیستریزس (چرخه‌های رفتاری پایدار) جذب و مستهلک نماید. یافتن مقادیری برای معیار شکل‌پذیری اعضا به دلیل پیچیدگی‌های رفتار سازه‌ها و مشخص نبودن صریح همه عوامل موثر بر آن، با مشکلات زیادی همراه است. مدل‌های تحلیلی معمولاً بر مبنای یک مجموعه از داده‌های آزمایشگاهی هستند. در این مدل‌ها، اگرچه پیش‌بینی‌های خوبی ارائه می‌گردد، اما در بسیاری موارد از لحاظ آرایش شکل مقطع و تقویت محدودیت دارند؛ به همین دلیل اثر محصور نمودن تقویت جانبی حلقه‌های اطراف و خاموت‌های میانی، آشکار نیست. لازم به ذکر است که در این تحقیق محصورشدگی میانی مورد بررسی قرار گرفته است.

آئین‌نامه‌های مختلف تدوین شده در سراسر دنیا برای این مبحث مهم با در نظر گرفتن معیارهای متفاوتی برای شکل‌پذیری روابطی ارائه نموده‌اند. در آئین‌نامه (ACI318) برای اطمینان از شکل‌پذیری کافی ستون‌های بتن آرمه تحت بار لرزه‌ای شدید، مقدار آرماتورهای عرضی جهت طراحی ستون‌ها، با استفاده از روابطی که در بخش‌های بعدی اشاره می‌گردد، به صراحت بیان شده است [۱]. در این پژوهش مقررات کشور نیوزیلند نیز مورد کنکاش قرار گرفته است. این آئین‌نامه با عنوان (NZS 3101) برای طراحی آرماتورهای عرضی محصورکننده ستون‌ها ضوابطی ارائه نموده است [۲]. البته بعدها محققان طی تحقیقاتی که در ادامه به آنها اشاره می‌گردد، ضمن بررسی این آئین‌نامه مشخص نمودند که این دستورالعمل برای بتن‌های با مقاومت بالا ۱ کارایی ندارد و دامنه کاربرد آن برای بتن با مقاومت فشاری بین ۲۰ تا ۴۰ مگاپاسکال و تنش تسلیم کمتر از ۴۰۰ مگاپاسکال است. در ایران نیز مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۳] و نیز دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) [۴] به این موضوع پرداخته و برای سطوح مختلف شکل‌پذیری، ضوابط و معیارهایی را تعیین نموده‌اند.

علاوه بر مقررات و ضوابط کشورها برخی از محققین با استفاده از نتایج آزمایشگاهی به توسعه این مبحث پرداخته‌اند. از جمله آقای لی و همکارانش طی دو تحقیق جداگانه [۵] و [۶] با انجام آزمایش‌هایی بر روی ۵ ستون مستطیلی ساخته شده از بتن با مقاومت بالا امکان استفاده از این ستون‌ها در نواحی با خطر لرزه‌ای زیاد را مورد تحقیق و بررسی قرار دادند. در آزمایشات آنها هر نمونه دارای ابعاد 350×350 میلی‌متر و دهانه برشی ۱۱ میلی‌متر تحت بارگذاری ترکیبی خمشی و بار ثابت محوری از $0.3f_c' A_g$ تا $0.6f_c' A_g$ قرار گرفت. همچنین مقاومت فشاری بتن‌ها از ۹۳ تا ۹۸ مگاپاسکال متغیر بوده و از آرماتورهایی با تنش تسلیم متفاوت بهره گرفته شد. آنها بر اساس نتایج آزمایش‌ها استنتاج کردند که ستون‌های ساخته شده با بتن HSC که بر اساس آئین‌نامه نیوزیلند (NZS 3101-82) طراحی می‌شوند مناسب نیستند و مقدار بیشتری آرماتور عرضی محصورکننده نیاز دارند. این نتیجه‌گیری هنگامی که تراز بار محوری نسبتاً بالا بود، تشدید گردید. همچنین آنان دریافتند که بر اساس مقررات لرزه‌ای آئین‌نامه امریکا (ACI 318-89) در تراز بار محوری بالا، نیاز به آرماتور عرضی محصورکننده کمتری نسبت به آئین‌نامه نیوزیلند (NZS 3101-82) وجود دارد. همچنین مشخص شد، مقدار آرماتور عرضی ستون‌های تحت تراز بار محوری بالا که طبق مقررات لرزه‌ای آئین‌نامه امریکا (ACI 318-89) تعیین می‌شود، ناکافی است.

عزیزی نمینی و همکارانش [۷] طی آزمایش خود روی ۷ نمونه ستون مستطیلی، مقاومت و شکل‌پذیری ستون‌ها را بر اساس مقررات آئین‌نامه امریکا بررسی نمودند. هر نمونه دارای ابعاد 305×305 میلی‌متر و دهانه برشی ۸

¹ High Strength Concrete (HSC)

میلی متر تحت بار ترکیبی خمشی و بار محوری ثابت در $0.2f'_cA_g$ با تنش‌های تسلیم و متشکل از آرماتورهای عرضی متفاوت بود. مقاومت فشاری بتن‌ها نیز از ۵۴ تا ۱۰۴ مگاپاسکال متغیر بوده است. آنها طی آزمایش‌های خود دریافتند که ستون‌های طراحی شده بر اساس این آئین‌نامه دارای مقاومت محافظه‌کارانه و شکل‌پذیری کافی هستند. همچنین برای بار محوری ترازهای پایین‌تر، استفاده از آرماتورهایی با تنش تسلیم بالاتر، منتج به فواصل بزرگتری از آنچه که در آئین‌نامه پیشنهاد شده، می‌گردد. این موضوع باعث کماتش سریعتر آرماتورهای طولی خواهد شد.

شیخ و خوری [۸] نیز روی ۴ نمونه ستون مربع مستطیل با ابعاد 30.5×30.5 میلی‌متر و دهانه برشی $8/4$ میلی‌متر تحت بار خمشی و بار محوری از $0.62f'_cA_g$ تا $0.65f'_cA_g$ با تنش‌های تسلیم متفاوت از ۵۴ تا ۶۰ مگاپاسکال آزمایش انجام دادند. نتایج این تحقیق نیز با مقررات لرزه‌ای آیین‌نامه آمریکا مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتیجه بدست آمده از بررسی انجام شده نشان می‌دهد که فولاد محصورکننده طراحی شده بر اساس این مقررات در بعضی موقعیت‌ها رفتار ستون را ارضاء می‌کند اما در مواردی نیز طراحی به صورت غیر ضروری محافظه‌کارانه و غیر مطمئن است. همچنین آنها نشان دادند که مقدار آرماتورهای عرضی محصورکننده مورد نیاز با مقاومت فشاری بتن متناسب است.

بایراک [۹] یک برنامه تحقیقاتی گسترده با توجه به مقدار آرماتورهای عرضی روی ۲۴ نمونه از ستون‌های مستطیلی انجام داده است. هر نمونه از ابعاد 30.5×30.5 میلی‌متر با دهانه برش $8/4$ میلی‌متر که تحت بار ترکیبی خمشی و محوری ثابت از $0.31f'_cA_g$ تا $0.53f'_cA_g$ با آرماتورهای عرضی با تنش تسلیم متفاوت تشکیل شده است. مقاومت فشاری بتن‌ها نیز از ۵۶ تا ۱۰۲ مگاپاسکال متغیر است. نتایج تحقیقات نشان می‌دهد که ستون‌های متشکل از بتن با مقاومت بالا می‌توانند رفتاری شکل‌پذیر تحت تراز بار محوری بالا از خود نشان دهند. البته در صورتی که آرماتورهای عرضی به میزان کافی، در یک پیکربندی موثر و کارآمد و در آرایش عرضی مناسب استفاده شوند. همچنین مشاهده شد که با افزایش بار محوری شکل‌پذیری ستون کاهش و درجه سختی آن افزایش یافت. بر اساس این تحقیق، در طراحی آرماتورهای عرضی بر مبنای آیین‌نامه آمریکا، پیکربندی آرماتورهای عرضی ستون‌ها و تراز بار محوری باید مد نظر قرار گیرد.

باینگو [۱۰] جهت بررسی مقاومت و شکل‌پذیری ستون‌های دایره‌ای شکل گزارش یک سری آزمایش را بر روی ۹ نمونه که تحت بار محوری متغیر قرار داشتند، ارائه نمود. نمونه‌های آزمایشگاهی با قطر ۲۵۰ میلی‌متر با دهانه برش $5/5$ میلی‌متر تحت بارگذاری خمشی و محوری از $0.31f'_cA_g$ تا $0.53f'_cA_g$ با آرماتورهای عرضی دارای تنش‌های تسلیم متفاوت بودند. مقاومت فشاری بتن نیز از ۶۹ تا ۹۰ مگاپاسکال متغیر در نظر گرفته شد. گزارش‌ها نشان می‌داد که ستون‌هایی محصور شده تحت بار لرزه‌ای با آرماتورهای با تنش تسلیم بالا، در مقایسه با ستون‌های محصور شده مشابه با آرماتورهای با تنش تسلیم معمولی، شکل‌پذیر طراحی می‌شوند. همچنین نسبت حجمی آرماتورهای عرضی برای ستون‌های با مقاومت بالا، بسیار بیشتر از مقدار معمول آن برای ستون‌های تشکیل شده از بتن با مقاومت معمولی بوده است.

پالتر و لگرون در سال ۲۰۰۱ [۱۱] بر روی تاثیر مقاومت بتن و تقویت عرضی بر رفتار ستون‌های بتنی تقویت‌شده پرداختند. آنها همچنین در سال ۲۰۰۸ روی شکل‌پذیری ستون‌های بتنی محصور شده تحقیقات خود را ادامه دادند [۱۲]. آنها در تحقیق خود معادله جدیدی برای تعیین میزان آرماتورهای محصورکننده ستون‌های بتنی دایره‌ای و مستطیلی که قابلیت کاربرد در بتن تا مقاومت ۱۲۰ مگاپاسکال و فولاد تا مقاومت ۱۴۰۰ مگاپاسکال ارائه نمودند. این کار با ساده‌سازی معادلات آیین‌نامه بتن کانادا انجام پذیرفت. برای صحت‌سنجی نیز نتایج با ۹۳ نمونه آزمایشگاهی ستون‌های بتنی مسلح دایره‌ای و مستطیلی با رده‌های متفاوت توسط پژوهشگران مختلف مورد مقایسه

واقع شد. در نهایت نیز معادلاتی با تحقیق بر روی پارامترهایی که بیشترین تاثیر را در شکل پذیری مقاطع دارند، بدست آمده است.

در سال‌های اخیر نیز تحقیقات بر روی این موضوع گسترش یافته است. از آن جمله می‌توان به مطالعه آقای ناجدانویج و همکارش [۱۳] بر روی مقاومت و شکل‌پذیری ستون‌های دایره‌ای که با استفاده از نتایج پالترو [۱۲] تحقیقات خود را توسعه دادند، اشاره نمود. آنها ضمن تمرکز بر روی نمودار تنش کرنش و تجزیه و تحلیل ارائه شده نشان دادند که محاسبه شکل‌پذیری انحنایی در مقطع، به فاصله بین خاموت‌ها بستگی دارد. آنها همچنین نمودارهایی برای تعیین ابعاد ستون دایره‌ای انعطاف‌پذیر ارائه نمودند.

اخیراً نیز سزر و همکارش [۱۴] طی یک بررسی تجربی خمش تیرهای بتن آرمه با الیاف پلی پروپیلن را مورد آزمایش قرار دادند. آنها در تحقیق خود شکل‌پذیری ستون بتنی معمولی را با ستون‌های بتن آرمه با الیاف پلی پروپیلن مقایسه نمودند. نتیجه مقایسه آنها نشان می‌دهد که ستون با بتن الیافی رفتار شکل‌پذیرتری در برابر زلزله از خود نشان می‌دهد.

۲- محصور کردن بتن

در طرح لرزه‌ای یک سازه بتن مسلح باید عضوهای سازه‌ای به حدی شکل‌پذیر باشند که بخش زیادی از انرژی زلزله را جذب و مستهلک نمایند. در برگرفتن هسته مرکزی یک عضو سازه بتن مسلح توسط عواملی نظیر آرماتورهای عرضی در داخل بتن، الیاف کربن دور پیچ خارجی (FRP) و پوسته‌های ورق فولادی می‌تواند موجب محصورشدگی بتن شود. محصور کردن هسته بتن در یک عضو سازه‌ای یکی از روش‌های افزایش شکل‌پذیری آنها است. این اثر برای عضوهایی که تحت اثر بارهای محوری زیاد قرار می‌گیرند، اهمیت بیشتری دارد. محصور کردن بتن از چند دهه اخیر آغاز گشته ولی با پیشرفت‌های صنعت ساخت و ساز و احداث ساختمان‌های مرتفع از یک سو و استفاده از مصالح با مقاومت بالا از سوی دیگر موجب شده، شکل‌پذیر شدن مقاطعی که در آنها لولای خمیری تشکیل می‌شود از راه محصور کردن بتن به وسیله خاموت‌های با مقاومت بالا تامین گردد. به این ترتیب این مقاطع از مقاومت، ظرفیت جذب و استهلاک انرژی تا در حد قابل توجهی برخوردار هستند. بنابراین استفاده از خواص محصور کردن بتن در طرح لرزه‌ای یک سازه بتن مسلح ضرورتی انکارناپذیر است. از این رو بررسی بتن محصورشده در طرح لرزه-ای سازه‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. البته باید توجه داشت که محصورشدگی به دلیل در نظر گرفتن آرماتور کششی و افزایش اندازه مقطع موجب طراحی غیر اقتصادی نگردد.

۲-۱- مزایای محصورشدگی

محصور کردن بتن دارای دو مزیت اساسی است که بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح اثر قابل توجهی دارد.

۱- افزایش مقاومت بتن: چنانچه محصورشدگی در اعضای سازه‌ای به ویژه ستون‌های بتن مسلح به نحو مناسبی انجام گیرد، باعث افزایش مقاومت آنها خواهد شد. این اثر که موجب تاخیر یا جلوگیری از تشکیل زود هنگام لولای خمیری می‌شود، بهبود رفتار کلی سازه را به دنبال خواهد داشت.

۲- محصور شدن بتن باعث می‌شود تا قسمت دوم منحنی تنش-کرنش آن از شیب کمتری برخوردار شود و در نتیجه کرنش نهایی افزایش و سطح زیر منحنی که مبین استهلاک انرژی است؛ در حد قابل توجهی افزایش یابد. بنابراین نحوه بکارگیری و استفاده از تنگ‌ها یا خاموت‌ها بحث مربوط به دستاوردهای جدید طراحی لرزه‌ای را به خود اختصاص داده است.

۳- شکل‌پذیری

از آنجایی که در سطح تنش‌های پائین آرماتورهای عرضی به سختی تحت تنش قرار می‌گیرند، در چنین وضعیتی تاثیر چندان در رفتار بتن نخواهد داشت. در تنش‌های نزدیک به مقاومت محوری بتن، کرنش‌های عرضی به علت گسترش ترک‌های داخلی سریعاً بزرگ شده و بتن در جهت مخالف فولادهای عرضی مایل به انبساط است. فشار

محدود کننده که بوسیله آرماتورها ایجاد می شود نیز، خصوصیات رفتاری متحنی تنش- کرنش بتن را در کرنش های بالا تغییر می دهد. از این رو کرنش نهایی بتن یعنی کرنش نظیر گسیختگی بسیار افزایش می یابد. به این ترتیب نسبت کرنش نهایی به کرنش اولین جاری شدن که همان ضریب شکل پذیری است، افزایش می یابد.

۱-۳- شکل پذیری انحنایی در مقاطع بتنی محصور شده

یکی از معیارهای طراحی اکثر آیین نامه ها مبحث شکل پذیری ۱ است. از مهمترین متغیرهای مطالعه جابجایی غیرارتنجعی سازه ها نیز شکل پذیری انحنایی است که خود وابسته به دوران است. انحناء عبارتست از دوران مقطع در واحد طول. بدیهی است که در اینجا دوران در محل لولای خمیری مدنظر است. ضریب شکل پذیری با نسبت انحنای ایجاد شده در لحظه شکست به انحناء نقطه تسلیم بیان می شود. شکل پذیری انحنایی μ_ϕ از رابطه زیر محاسبه می گردد [۱۵]:

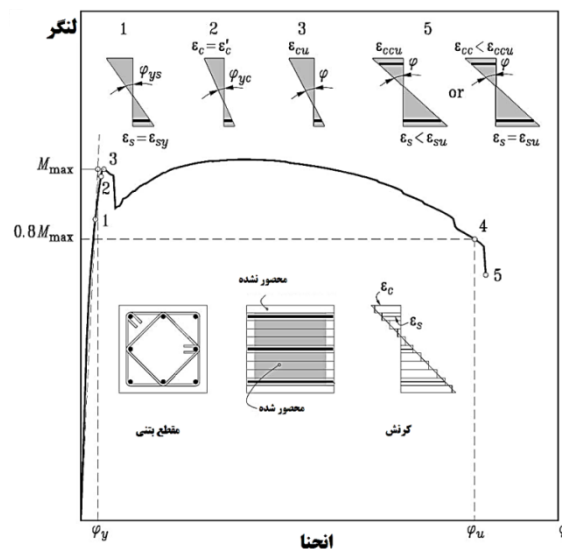
$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (1)$$

در رابطه فوق ϕ_y و ϕ_u به ترتیب انحناء جاری شدن و حداکثر انحناء هستند. شکل ۱ نمودار لنگر-انحناء مقاطع بتنی را نشان می دهد. باید توجه نمود که ضرورتی ندارد ϕ_y انحناء جاری شدن منطبق با ϕ_y' نخستین جاری شدن فولادهای کششی باشد، بلکه با تقریب خوبی میان این دو می توان رابطه ای بدست آورد [۱۵]. مطابق رابطه ۲ با توجه به نسبت لنگر ماکزیمم M_i به ظرفیت لنگر لحظه جاری شدن M_i' خواهیم داشت:

$$\phi_y = \frac{M_i}{M_i'} \phi_y' \quad (2)$$

جهت ساده سازی رابطه فوق می توان مطابق شکل ۱ با تقریب قابل قبولی $M_i' = 0.8 M_i$ فرض نمود که در نتیجه آن به رابطه ۳ دست خواهیم یافت:

$$\phi_y = 1.25 \phi_y' \quad (3)$$



شکل ۱: نمودار لنگر-انحناء یک مقطع بتنی محصور شده [۱۲]

از طرفی مقدار انحناء متناظر با نخستین جاری شدن از طریق رابطه ۴ بیان می‌گردد:

$$\varphi'_y = \frac{\varepsilon_c}{x} \quad (4)$$

با توجه به آئین‌نامه بتن ایران [۱۶] کرنش نهایی بتن محصورشده ε_c برابر با ۰/۰۰۳ در نظر گرفته می‌شود. همچنین به عنوان فرض ساده‌کننده برای دستیابی به شکل‌پذیری مناسب ستون‌ها و دیوارهای برشی، ارتفاع بلوک فشاری x طبق توصیه این آئین‌نامه $x = x_b$ مطابق رابطه ۵ محاسبه می‌گردد:

$$x_b = \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_y} d_n \quad (5)$$

با فرض اینکه اکثر فولادهایی که در ایران استفاده می‌شود دارای تنش حد جاری شدن $f_y = 400$ مگاپاسکال بوده و برای این نوع فولادها کرنش حد جاری شدن نیز $\varepsilon_y = 0.002$ است. با قرار دادن مقادیر آنها در رابطه ۵ مقدار عمق بلوک فشاری برابر $x_b = \frac{3}{5} d_n$ خواهد شد و رابطه ۴ به صورت زیر بازنویسی می‌گردد:

$$\varphi_y = \frac{1}{160d_n} \quad (6)$$

لازم به ذکر است، در روابط فوق d_n عمق موثر ستون است که بر طبق نشریه ۳۶۰ [۴] در مواردی که نتوان مقدار آن را تعیین نمود، بدون توجه به نوع مقطع $d_n = 0.8h$ در نظر گرفته خواهد شد. به این ترتیب رابطه نهایی φ_y به صورت زیر بیان خواهد شد:

$$\varphi_y = \frac{1}{128h} \quad (7)$$

در رابطه بالا h ارتفاع مقطع بر حسب میلی‌متر است.

۴- مفصل پلاستیک

هنگامی که ستون‌های بتن آرمه تحت اثر بارهای دینامیکی جانبی نظیر زلزله قرار گیرند، خسارات شدیدی در نواحی گشتاور حداکثر این اعضا مشاهده می‌گردد. این نواحی که مفاصل پلاستیک نامیده شده‌اند، انحنای غیرالاستیک بزرگی را تجربه می‌کنند. اساساً هر مفصل پلاستیک، عاملی برای اتلاف انرژی ناشی از زلزله از طریق دوران پلاستیک اتصالات صلب بتنی و سبب باز توزیع گشتاور است. لذا دوران و طول مفصل پلاستیک یک عضو بتن آرمه پارامتری مهم در ارزیابی پاسخ و خسارت سازه تحت زلزله محسوب می‌گردد.

طول مفصل پلاستیک به پارامترهای متعددی از جمله مقاومت بتن و میزان محصورشدگی آن، خصوصیات مکانیکی آرماتورهای طولی و نیز عرضی، سطح بار محوری، سطح تنش برشی و گرادیان گشتاور بستگی دارد. از این جهت تعیین این طول کار بسیار مشکل و پیچیده‌ای است.

روابط تجربی بسیاری برای تعیین طول مفاصل پلاستیک ارائه شده است که در ادامه به برخی از روابط اشاره می‌شود. کورلی طی بررسی خود بر روی ۷۷ تیر با تکیه‌گاه ساده ضمن مطالعه اثر عمق و عرض تیر و نیز شاخص فولاد و محصورشدگی توسط خاموت‌های بسته، طول مفصل پلاستیک l_p را بر حسب عمق موثر d در طولی برابر با z مطابق با رابطه ۸ تعیین کرده است [۱۷].

$$l_p = 0.5d + 0.2\sqrt{d} \left(\frac{z}{d} \right) \quad (8)$$

پس از آنها تحقیقات توسط محققان ادامه یافت و متوک با ساده سازی معادله ۹ را ارائه نمود [۱۸].

$$l_p = 0.5d + 0.05z \quad (9)$$

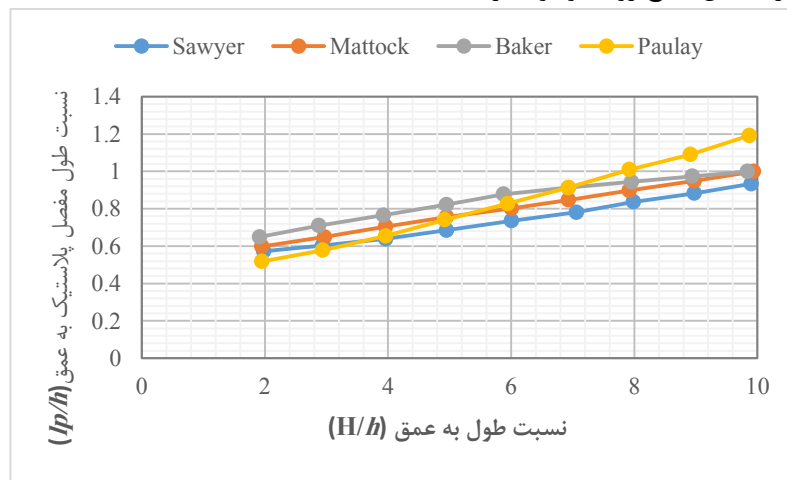
سویر نیز رابطه خود را با فرض اینکه ناحیه تسلیم به فاصله $\frac{d}{4}$ از مقطعی که در آن گشتاور به حد تسلیم خواهد رسید، تداوم یابد پیشنهاد داد. بررسی‌های آزمایشگاهی سویر حاکی از آن بود که طول مفاصل پلاستیک تیر بین $0.4d$ تا $2/4d$ متغیر است [۱۹].

$$l_p = 0.25d + 0.075z \quad (10)$$

آقایان پاولی و پرستلی با مد نظر قرار دادن رده‌های مختلف آرماتورهای خمشی رابطه زیر را پیشنهاد دادند [۲۰]:

$$l_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \quad (11)$$

آنها نهایتاً رابطه $l_p = 0.5h$ را که تقریب مناسب و مورد قبول آئین‌نامه‌ها است، ارائه نمودند. شکل ۲ نشان‌دهنده مقایسه صورت گرفته میان نتایج معادلات ارائه شده توسط محققان مختلف است. همانطور که از نمودار مشاهده می‌گردد، پراکندگی بسیاری میان نتایج روابط وجود دارد.



شکل ۲: نمودار مقایسه نتایج روابط پیشنهادی برای محاسبه طول مفصل پلاستیک

۵- دوران پلاستیک مجاز برای سطوح شکل‌پذیری مختلف

شکل‌پذیری سازه بر اساس سطح عملکرد اجزاء سازه‌ای و غیرسازه‌ای بیان می‌گردد و این سطوح عملکرد مبنای طراحی‌ها است. طبق نشریه ۳۶۰ چهار نوع سطح عملکرد خدمات رسانی بی وقفه (OP)، قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) برای سازه‌های مختلف تعریف شده است [۴]. مطابق توصیه نشریه ۳۶۰ دوران‌های مربوط به سطوح شکل‌پذیری مختلف محاسبه شده و نتیجه در جدول ۱ بیان شده است. لازم به ذکر است، در پژوهش حاضر مسئله برای ستون‌های با آرماتور عرضی محصور کننده با خم ۱۳۵ درجه و حالت نیروی برشی کم (i) در نظر گرفته شده است. ($\frac{p}{A_g f_c} \leq 0.3$) همچنین فرض بر این است که ستون شکست نرم داشته باشد.

جدول ۱: دوران‌های مربوط به شکل‌پذیری‌های مختلف

دوران حد مجاز θ_{cr}			سطح شکل‌پذیری
۳	۲	۱	
۰/۰۰۵	۰/۰۰۳	۰/۰۰۵	IO
۰/۰۰۲	۰/۰۰۸	۰/۰۲۶	LS
۰/۰۲۷	۰/۰۰۹	۰/۰۳۵	CP

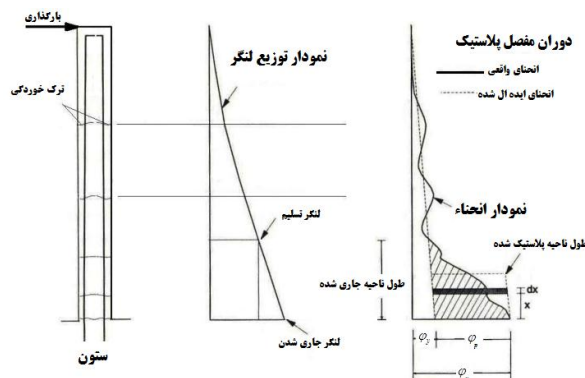
در جدول فوق θ_{cr} بیشترین دوران مجازی است که مقطع می‌تواند داشته باشد. تفاوت بین حالات ۱ تا ۳ به ازاء بار محوری وارده و میزان خاموت برشی (غیر محصورکننده) متفاوت ستون است.

۶- تبدیل دوران‌ها به شکل‌پذیری انحنایی

مرتضایی ارتباط بین دوران پلاستیک θ_p و طول مفصل پلاستیک l_p را به صورت رابطه‌ای برحسب انحناء در فاصله x از مقطع بحرانی در مرحله بار نهایی $\varphi(x)$ و انحناء متناظر با حالت جاری شدن φ_y بیان می‌کند [۲۱].

$$\theta_p = \int_0^{l_p} [\varphi(x) - \varphi_y] dx \quad (12)$$

در این رابطه l_p طول ناحیه تسلیم، مربوط به زمان تجاوز لنگر از حد گشتاور تسلیم و یا به عبارت دیگر فاصله بین مقطع بحرانی و موقعیتی که اولین آرماتورهای کششی به حالت جاری شدن می‌رسند، است. شکل ۳ نمایشی از توزیع لنگر و گشتاور یک ستون تحت بار نهایی است. با توجه به شکل دوران پلاستیک به صورت هاشورخورده نشان داده شده است.



شکل ۳: نمودار گشتاور خمشی و انحناء در راستای یک ستون در مرحله بار نهایی

تسنیمی با ساده‌سازی رابطه فوق، مساحت ناحیه هاشورخورده که همان دوران مفصل پلاستیک است را با تبدیل به یک مستطیل معادل و بر حسب طول مفصل پلاستیک از طریق معادله ۱۲ بدست آورد [۱۵]:

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y) l_p \quad (13)$$

چنانچه با فرض $l_p = 0.5h$ رابطه فوق بازنویسی گردد، معادله ۱۴ حاصل خواهد شد:

$$\frac{\theta_p}{0.5h} = (\varphi_u - \varphi_y) \quad (14)$$

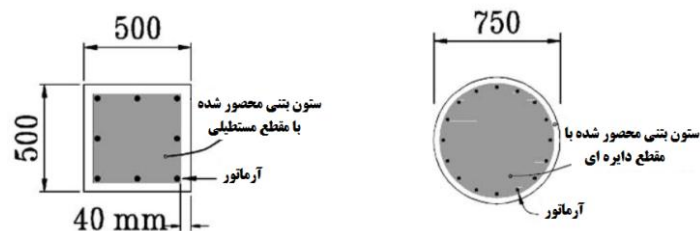
در نهایت با توجه به رابطه ۷ و ۱۴ به رابطه زیر دست خواهیم یافت:

$$\varphi_u = \frac{\theta_p}{0.5h} + \frac{1}{128h} = \frac{1 + 256\theta_p}{128h} \quad (15)$$

در رابطه فوق حداکثر انحناء φ_u بر حسب دوران مفصل پلاستیک θ_p و h ارتفاع مقطع بر حسب میلی‌متر تعیین شده است.

۷- بررسی شکل‌پذیری انحنایی ستون‌های بتن آرمه محصور شده

در این بخش از مقاله ضمن در نظر گرفتن فرضیاتی به بررسی شکل‌پذیری مقاطع مختلف ستون‌های بتن آرمه محصور شده با آرماتور محصورکننده پرداخته می‌شود. جزئیات دو مقطع مستطیلی و دایره‌ای مورد بررسی در شکل ۴ نشان داده شده است. ستون‌های مستطیلی با ابعاد 500×500 میلی‌متر و 1000×1000 میلی‌متر و ستون دایره‌ای به قطر ۷۵۰ میلی‌متر فرض شده است.



شکل ۴: جزئیات مقاطع ستون‌های بتن آرمه محصور شده

۷-۱- ضرایب شکل پذیری مقاطع مختلف

مقادیر μ_ϕ ضریب شکل پذیری انحنایی، حداکثر انحناء ϕ_u (با توجه به رابطه ۱۵)، انحناء جاری شدن (با توجه به رابطه ۷) و دوران حد مجاز θ_{cr} با توجه به سطوح شکل پذیری مختلف متناظر با سطوح مختلف عملکردی تعریف شده در نشریه ۳۶۰ [۴] برای ستون‌های مستطیلی با فرض $f_y = 400$ مگاپاسکال و $f'_c = 45$ مگاپاسکال محاسبه و نتایج در جدول ۲ نشان داده شده است. برای یک ستون دایره‌ای نیز با فرض $\varepsilon_y = 0.002$ محاسبات مشابهی انجام گرفته و نتایج در جدول ۳ آمده است.

جدول ۲: شکل پذیری ستون‌های مستطیلی

ابعاد ستون (میلی‌متر)	سطح شکل پذیری	θ_{cr}	ϕ_y (rad/m)	ϕ_u (rad/m)	$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$
۵۰۰×۵۰۰	CP	۰/۰۳۵	۰/۰۱۰۴	۰/۱۵۵	۱۰
	LS	۰/۰۲۶	۰/۰۱۰۴	۰/۱۱۹	۷/۶۶
	IO	۰/۰۰۵	۰/۰۱۰۴	۰/۰۳۵۶	۲/۳
۱۰۰۰×۱۰۰۰	CP	۰/۰۰۹	۰/۰۰۷۸	۰/۰۲۶	۳/۷۲
	LS	۰/۰۰۸	۰/۰۰۷۸	۰/۰۲۳	۲/۸۷
	IO	۰/۰۰۳	۰/۰۰۷۸	۰/۰۱۳۸	۱/۸

همانطور که از جدول مشخص است با افزایش ابعاد در هر سطح عملکرد میزان حداکثر دوران مجاز و پارامترهای موثر در ضریب شکل پذیری انحنایی با کاهش روبروست.

جدول ۳: شکل پذیری ستون دایره‌ای

قطر ستون (میلی‌متر)	سطح شکل پذیری	θ_{cr}	ϕ_y (rad/m)	ϕ_u (rad/m)	$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$
۷۵۰	CP	۰/۰۲۷	۰/۰۱۰۴	۰/۰۸۳	۷/۹
	LS	۰/۰۲	۰/۰۱۰۴	۰/۰۶۴	۶/۱۲
	IO	۰/۰۰۵	۰/۰۱۰۴	۰/۰۲۴	۲/۲۸

۷-۲- محاسبه شکل پذیری‌های انحنایی

با توجه به نتایج حاصل از جداول ۲ و ۳ و همچنین مقایسه با نشریه ۳۶۰ [۴] که مطابق با آن در صورتی که ستون‌ها از خم ۱۳۵ درجه استفاده شود، روابط صادق هستند؛ سه حالت شکل‌پذیری مطابق جدول ۴ بدست خواهد آمد. در این جدول با توجه به نتایج جداول ۲ و ۳ یک بازه قابل قبول از شکل‌پذیری‌های انحنایی در نظر گرفته شده، بیان شده است.

جدول ۴: نتایج شکل پذیری های انحنایی استخراج شده از نشریه ۳۶۰

حالت	شکل پذیر متوسط	شکل پذیری زیاد
I	$5 \leq \mu_\phi \leq 9$	$\mu_\phi \geq 9$
II	$2 \leq \mu_\phi \leq 3$	$\mu_\phi \geq 3$
III	$4 \leq \mu_\phi \leq 7$	$\mu_\phi \geq 7$

۸- طراحی آرماتورهای محصورکننده ستون‌های بتن آرمه

در این بخش جهت محاسبه میزان فولادهای محصورکننده ستون‌های بتن آرمه مستطیلی و دایره‌ای روابطی پیشنهاد می‌گردد که در بخش بعدی صحت آنها مورد ارزیابی خواهند گرفت. برای این منظور روابطی که توسط پالترو در سال ۲۰۰۸ ارائه شد به عنوان مبنای محاسبات در نظر گرفته شده است. سپس با توجه به آئین‌نامه‌های داخلی اصلاحاتی بر روی روابط انجام گرفته شده است.

پالترو با در نظر گرفتن $I'_e = \frac{f'_{le}}{f'_c}$ و فرض $f'_{le} = 0.5k_e \rho_s f'_h$ برای ستون دایره‌ای و $f'_{le} = k_e \frac{A_{sh}}{c_y s} f'_h$ برای ستون مستطیلی و همچنین از طرفی با توجه به اینکه در ستون‌های مستطیلی برای هر دو شکل پذیری بطور میانگین $f'_h = 0.85 f'_{yh}$ و در ستون‌های دایره‌ای $f'_h = f'_{yh}$ روابط ۱۶ و ۱۷ را به ترتیب برای ستون مستطیلی و دایره‌ای ارائه نموده است [۱۲]:

$$A_{sh} = \frac{I'_e \times f'_c \times c_y \times s}{0.85 f'_{yh} \times k_e} \quad (16)$$

$$\rho_s = \frac{2 \times I'_e \times f'_c}{f'_{yh} \times k_e} \quad (17)$$

در روابط بالا ضریب محصور شدگی موثر با I'_e نشان داده شده است. این ضریب وابسته به f'_c مقاومت بتن محصور نشده و f'_h پیک تنش موثر بتن محصور شده است. f'_{le} در ستون‌های دایره‌ای با توجه به k_e ضریب موثر مقطع محصور شده که عددی بین ۰ و ۱ است و ρ_s نسبت حجم تقویت مارپیچی به حجم کل مرکز به مرکز هسته مارپیچ و f'_h تنش فولادهای محصورکننده بیان می‌شود. برای ستون‌های مستطیلی نیز مقدار f'_{le} وابسته به مقادیر A_{sh} که برابر مجموع مساحت فولادهای عرضی در راستای y است و k_e ضریب موثر مقطع محصور شده، f'_h تنش فولادهای محصورکننده، c_y طول مقطع در جهت y و s فاصله میان مرکز به مرکز خاموت‌ها است. از طرفی تنش فولادهای محصورکننده f'_h بر مبنای f'_{hy} تنش جاری فولادهای محصور کننده بیان شده است. در روابط فوق دو پارامتر I'_e و k_e تنها مجهولات معادله‌ها هستند. پالترو جهت محاسبه ضریب محصور شدگی موثر از رابطه ۱۸ استفاده نمود [۱۲].

$$I'_e = (0.0111) k_p \mu_\phi \quad (18)$$

در این رابطه داریم:

$$\begin{cases} k_p = \frac{P}{P_0} \\ P_0 = 0.85(A_g - A_{st})f'_c + A_{st}f'_y \end{cases} \quad (19)$$

چنانچه با توجه به نتایج بخش قبل برای مقاطع شکل پذیر $\mu_\phi = 7$ (شکل پذیری زیاد) و مقاطع نیمه‌شکل پذیر $\mu_\phi = 4$ (شکل پذیری متوسط) در نظر گرفته شود، برای مقاطع شکل پذیر و نیمه شکل پذیر به ترتیب روابط ۲۰ و ۲۱ حاصل می‌شود:

$$I'_e = 0.077k_p \quad (20)$$

$$I'_e = 0.044k_p \quad (21)$$

در ادامه برای محاسبه k_e در ستون‌های مستطیلی با توجه به رابطه $k_e = k_v + k_h$ مقادیر باید در دو راستای افقی و عمودی محاسبه گردند. برای مقاطع مستطیلی در دو حالت شکل‌پذیر و نیمه‌شکل‌پذیر به ترتیب روابط ۲۲ و ۲۳ در راستای عمودی پیشنهاد شده است [۱۲]:

$$k_e = 1.05 \left(\frac{A_{ch}}{A_g} \right) \quad (22)$$

$$k_e = 0.95 \left(\frac{A_{ch}}{A_g} \right) \quad (23)$$

در روابط فوق A_{ch} مساحت قسمتی از مقطع که داخل میلگرد عرضی واقع شده است. A_g نیز سطح مقطع قطعه است. در راستای افقی نیز رابطه ۲۴ برقرار است.

$$k_h = 1 - \frac{2}{n_l} \quad (24)$$

در رابطه فوق n_l برابر است با مجموع تعداد آرماتورهای طولی که به خاموت‌های عرضی وصل شده‌اند. در مقاطع دایره‌ای برای حالت شکل‌پذیر و نیمه‌شکل‌پذیر $k_v = 0.9$ در نظر گرفته خواهد شد. به این ترتیب روابط نهایی طراحی آرماتورهای عرضی محصور کننده در ستون‌های مستطیلی و دایره‌ای در حالت شکل‌پذیری زیاد و متوسط از طریق روابط ۲۵ تا ۲۸ که در جدول ۵ آمده، بدست خواهد آمد:

جدول ۵: میزان آرماتورهای محصور کننده در مقاطع مختلف

مقطع	شکل پذیری متوسط	شکل پذیری زیاد
دایره‌ای	$\rho_s = 0.098k_p \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right)$ (۲۵)	$\rho_s = 0.17k_p \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right)$ (۲۶)
مستطیلی	$A_{sh_y} = 0.06k_p k_n \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) c_y s$ (۲۷)	$A_{sh_y} = 0.09k_p k_n \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) c_y s$ (۲۸)

در روابط فوق f_{yh} کشش تسلیم خاموت‌ها است. همچنین تاثیر محصورشدگی با توجه به n_l تعداد آرماتورهای واقع در محیط هسته بتن با دورگیرهای مستقیم که در راستای عرضی به قلاب‌های لرزه‌ای و یا گوشه دورگیرها متصل هستند مطابق رابطه ۲۹ تعیین می‌گردد:

$$k_n = k_h^{-1} = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (29)$$

۹- نتایج و بحث

۹-۱- مقایسه روابط پیشنهادی با آئین‌نامه‌های داخلی

در این قسمت با توجه به سطوح شکل‌پذیری، روابط پیشنهادی با ضوابط آئین‌نامه مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان ایران (ویرایش ۹۲ و ۹۷) [۳ و ۲۲] مقایسه شده است. لازم به ذکر است که مبحث ۹ ویرایش ۹۲ [۳] برای شکل‌پذیری کم و متوسط رابطه‌ای جهت محاسبه محصورشدگی ارائه نموده است و توصیه شده که حداقل آرماتور نمره ۸ با رعایت فواصل حداقل s اجرا شود. جدول ۶ مقایسه ضوابط شکل‌پذیری متوسط آیین‌نامه‌ها و روابط بدست آمده در پژوهش حاضر را بیان می‌کند.

جدول ۶: مقایسه ضوابط شکل‌پذیری متوسط آئین‌نامه‌ها و روابط تحقیق

مقطع	مبحث ۹ (ویرایش ۹۲)	مبحث ۹ (ویرایش ۹۷)	رابطه پیشنهادی
دایره‌ای	(۳۰)	$\max \left\{ \begin{aligned} \rho_s &= 0.12 \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \\ \rho_s &= 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \end{aligned} \right.$	(۲۵) $\rho_s = 0.098 k_p \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right)$
مستطیلی	(۳۱)	$\max \left\{ \begin{aligned} \frac{A_{sh}}{sb_c} &= 0.09 \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \\ \rho_s &= 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \end{aligned} \right.$	(۲۷) $A_{sh_y} = 0.06 k_p k_n \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) c_y s$

در روابط فوق f_{yt} مقاومت مشخصه تسلیم آرماتورهای عرضی بوده و k_f نیز ضریب مقاومت بتن است که مطابق رابطه ۳۲ بدست می‌آید:

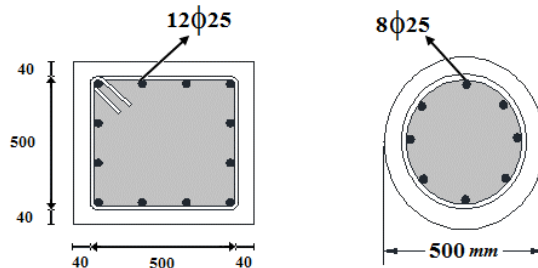
$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 0.1 \quad (۳۲)$$

در جدول ۷ نیز به مقایسه روابط بدست آمده برای حالت شکل‌پذیری زیاد با بندهای آئین‌نامه مبحث ۹ ویرایش ۹۲ و ۹۷ پرداخته شده است. طبق آئین‌نامه روابط شکل‌پذیری ویژه زمانی برقرار هستند که بزرگتر از روابط شکل‌پذیری متوسط باشند [۲۲].

جدول ۷: مقایسه ضوابط شکل‌پذیری زیاد آئین‌نامه‌ها و روابط تحقیق

مقطع	مبحث ۹ (ویرایش ۹۲)	مبحث ۹ (ویرایش ۹۷)	رابطه پیشنهادی
دایره‌ای	(۳۳)	(۳۴) $\rho_s = 0.35 k_f \left(\frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \right)$	(۲۶) $\rho_s = 0.17 k_p \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right)$
مستطیلی	(۳۵)	(۲۶) $A_{sh} = 0.2 k_f k_n \left(\frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \right)$	(۲۸) $A_{sh} = 0.09 k_p k_n \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) c_y s$

در این بخش، جهت بررسی نتایج حاصل از روابط، دو نوع ستون با مقطع مستطیلی و دایره‌ای و جزئیات نشان داده شده در شکل ۵ مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. فرضیات مسئله نیز در قالب جدول ۸ بیان شده است.



شکل ۵: جزئیات مقاطع ستون‌های مورد بررسی

جدول ۸: فرضیات مسئله بررسی روابط

نوع مقطع	$f_{yt} = f_{yh}$ (MPa)	f'_c (MPa)	A_g (mm ²)	s (mm)	A_{ch} (mm ²)	P_u (kN)	hc (mm)	A_{st} (mm ²)	P_o (kN)	k_p	k_n	k_f
مستطیلی	۴۰۰	۲۱	۲۵۰۰۰۰	۱۰۰	۱۷۶۴۰۰	۲۵۰۰	۴۱۰	۵۳۹۹/۶۱	۶۲۲۵/۹۶	۰/۳۸۳	۲	۰/۷۲
دایره‌ای	۴۰۰	۲۱	۱۹۶۳۵۰	۱۰۰	۱۳۸۵۴۵	۲۵۰۰	۴۱۰	۳۹۲۶	۵۰۰۵/۱۶۸	۰/۴۹	۱/۳۳	۰/۷۲

نتایج با توجه به روابط جداول ۶ و ۷ بررسی شده و در جدول ۹ بیان گردیده است. برای مقطع مستطیلی در حالت شکل پذیری کم و متوسط مقادیر رابطه پیشنهادی نسبت به ویرایش ۹۷ به میزان ۷۵٪ و در حالت شکل پذیری زیاد نسبت به ویرایش سال ۹۲ به اندازه ۲۷٪ و نسبت به ویرایش ۹۷ به میزان ۵۰٪ نتایج را کاهش خواهد داد. برای مقطع دایره‌ای نیز در حالت شکل پذیری کم و متوسط مقادیر رابطه پیشنهادی نسبت به ویرایش ۹۷ به میزان ۶۰٪ و در حالت شکل پذیری زیاد نسبت به ویرایش سال ۹۲ تغییر محسوسی نداشته است ولی نسبت به ویرایش ۹۷ به میزان ۶۰٪ نتایج را کاهش خواهد داد.

جدول ۹: بررسی نتایج روابط برای مقاطع مفروض

نوع مقطع	نوع شکل پذیری	مبحث ۹ (ویرایش ۹۲)	مبحث ۹ (ویرایش ۹۷)	رابطه پیشنهادی
مستطیلی	کم و متوسط	-	۰/۰۰۶۵	۰/۰۰۱۶
	زیاد	۲۹۰	۴۱۸/۳۶	۲۱۰/۳
دایره‌ای	کم و متوسط	-	۰/۰۰۶۳	۰/۰۰۲۵
	زیاد	۰/۰۱	۰/۰۱۱	۰/۰۰۴۳

با توجه به مقادیر جدول ۹ می‌توان دریافت که برای هر دو حالت شکل پذیری، همچنین هر دو نوع ستون میزان آرماتور محصورکننده حاصل از روابط تحقیق مقدار کمتری نسبت به آئین‌نامه به دست می‌دهد. طبق این نتایج می‌توان بیان نمود، استفاده از روابط ارائه شده در تحقیق جهت بدست آوردن میزان آرماتور دارای توجیه اقتصادی خواهد بود.

۱۰- نتیجه‌گیری

در این پژوهش پس از بررسی معادله‌های مفصل پلاستیک و شکل‌پذیری انحنایی روابطی جهت محاسبه میزان آرماتورهای مورد نیاز دو نوع مقطع مستطیلی و دایره‌ای ارائه گردید. همچنین مقایسه‌ای میان روابط بدست آمده با

روابط ارائه شده در مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان ایران [۳] انجام گرفت. همان‌طور که از بررسی‌ها مشاهده می‌شود ویرایش جدید مبحث نهم با کمترین تغییرات برگرفته از ACI318-14 است که حاصل تحقیقات با سابقه، مدون و جهانی بر روی بتن و سازه‌های بتنی است [۲۳]. به طور کلی روابط بدست آمده از تحقیق با وجود اینکه تمام پارامترهای موثر را در برمی‌گیرد، با ساده‌سازی و مفروضاتی روابط ساده‌تر و خلاصه‌تری ارائه نموده است.

به این ترتیب نتایج پژوهش حاضر به صورت موارد ذیل بیان می‌گردد:

*اولین نکته درباره روابط مبحث ۹ (ویرایش سال ۱۳۹۲) آن است که تنش‌ها با ضرایب کاهش بار همراه هستند (f_{cd}, f_{yd}) ، که این مورد با روابط بدست آمده متفاوت است. به عبارت دیگر در روابط تحقیق تنش‌های استفاده شده (f'_c, f_y) بدون ضریب هستند، در حالی که ضرایب مبحث ۹ با ضرایب کاهش همراه هستند $(\phi_c f_c, \phi_s f_y)$.

*در مورد مقطع مستطیلی اثر آرماتورهای طولی که با تنگ‌ها در ارتباط باشند یا به عبارت دیگر اثر کمانش آرماتورهای فشاری دیده نشده است. البته این ضعف در روابط مبحث ۹ هم وجود دارد.

*در ویرایش ۹۲ مقررات ملی مبحث ۹، روابطی برای شکل‌پذیری متوسط ارائه نشده است و همان حداقل‌ها باید رعایت شود. ولی رابطه پیشنهادی برای حالت شکل‌پذیری کم و متوسط پاسخگو است.

*در مورد شکل‌پذیری زیاد نیز ضرایب بدست آمده از تحقیق به علت اینکه بر اساس عملکرد بدست آمده‌اند، مقادیر کمتری نسبت به آئین‌نامه بدست خواهند داد. به عبارت دیگر چون روابط با پایه تحلیل غیرخطی استفاده شده است، ضریب اطمینان کمتری نسبت به روابط آئین‌نامه در نظر گرفته شده که این امر موجب طراحی بهینه و باعث اقتصادی بودن طرح و در عین حال قابل اعتماد خواهند بود.

فهرست علائم

علائم انگلیسی		
A_{sh}	مساحت آرماتور طراحی، m^2	
E	مدول الاستیسیته، N/m^2	
f_{yt}	مقاومت مشخصه تسلیم آرماتورهای عرضی، MPa	
f_{yh}	کشش تسلیم خاموت‌ها، MPa	
l_p	طول مفصل پلاستیک	
OP	سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه	علائم یونانی
IO	قابلیت استفاده بی‌وقفه	ρ
LS	ایمنی جانی	θ_{cr}
CP	آستانه فروریزش	μ_ϕ

مراجع

- [1] ACI Committee 318; *Buildings Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-99) and Commentary (318R-99)*, American concrete Institute, Farmington Hills and Mich. 391 pp, 1999.
- [2] *Standards New Zealand. Code of Practice for Design of Concrete Structures (NZS 3101:1995), The Design of Structures; Part 2: Commentary on the Design of structures, 256 pp.*
- [3] *Section 9 National Building Regulations: Design and Construction of Reinforced concrete buildings, national building regulations, 2013. (In Persian)*
- [4] *Code 360: Seismic improvement instructions for existing buildings, First revision, 2013. (In Persian)*

- [5] Li, B.; Park, R.; and Tanaka, H., *Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members and Frames Constructed using High strength concrete* ,” Research Report 5-94, University of Canterbury, New Zealand, May, 373, 1994.
- [6] Li, B.; Park, R.; and Tanaka, H. *Stress Strain Behaviour of High Strength Concrete Confined by Ultra-High and Normal Strength Transverse Reinforcement*, *ACI Structural Journal*, V.98, No. 3, 395-406, 2001.
- [7] Azizinamini, A.; Baum Kuska S.S. Brungardt, P.; and Hatfield, E. *Seismic Behaviour of Square High-Strength Concrete Columns*, *ACI Structural Journal*, V.91, No. 3, 336-345, 1994.
- [8] Khoury, S.S., and Sheikh, S.A. *Behaviour of Normal and High Strength Confined Concrete Columns with and without Stubs*, Research Report NO UHCEE 4-91. University of Houston, Houston, Tex. 345, 1991.
- [9] Bayrak, O. *Seismic Performance of Rectilinearly Confined High Strength Concrete Columns*, PhD Thesis University of Toronto, Toronto, 1998.
- [10] Saatcioglu, Murat and Baingo, Darek. *Circular High-Strength Concrete Columns under Simulated Seismic Loading*, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, Issue 3. 1999.
- [11] Paultre, P.; Legeron, L.; and Mongeau, D., *Influence of Concrete Strength and Transverse reinforcement Yield Strength on Behaviour of High-Strength Concrete Columns*, *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 4, pp, 490-501. 2001.
- [12] P. Paultre, F. Légeron, *Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns*. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 134, No. 5, 2008.
- [13] D. Najdanović, B. Milosavljević; *Strength and ductility of concrete confined circular columns*”, *Strength and ductility of concrete confined circular columns*, *Građevinar* 5, 417-423. 2014.
- [14] R. Sezer, A. Aryan; *Experimental investigation of ductility of reinforced concrete beams strengthened with polypropylene fibers*, *The Journal of Science and Technology - Volume 6, Issue 2*, 2016.
- [15] Tasnimi, A. *Behavior and Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. Tehran: Building. Volume: 1. 2005.
- [16] *Iran Concrete Regulation (ABA)*. Tehran: Management and Planning Organization, Center of Scientific Publications. 2014. (In Persian)
- [17] Corley, W.G., *Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 92(ST5), pp. 121-146. 1966.
- [18] Mattock, A.H., *Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 93(ST2), pp. 519-522. 1967.
- [19] Sawyer, H.A., *Design of Concrete Frames for Two Failure Stages*, *Proceedings of international symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*; Miami, ACI, SP-12, pp. 405-431. 1964.
- [20] Paulay, T., and Priestley, M.J.N. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley and Sons, New York. 1992.
- [21] Mortezaie, A. *Dynamic response of reinforced concrete buildings to near field earthquakes*, PHD thesis. Semnan University. 2010.
- [22] *The Ninth Chapter of the National Building Regulations of Iran. design and implementation of reinforced concrete buildings*. Tehran: National Building Regulations Development Office. Ed. 5. 2018.
- [23] ACI Committee 318. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*. American Concrete Institute. Available at: www.concrete.org. 2014.

Investigation of Analytical Relations on the Effect of Confinement in the Design of Reinforced Concrete Columns

*Ehsan Deghani**

Assistant Professor, Faculty Member of Department of Civil Engineering, University of Qom, Iran

Mohammad Hossein Taghavi Parsa

Ph.D. student of Civil Engineering, Structural Engineering, University of Qom, Iran.

Abstract

Concrete core capability of a reinforced concrete columns to withstand compressive strain caused by the confinement pressure increases. In order to ensure proper lateral deformation capacity of reinforced concrete columns enclosing the bars should be increased according to the axial load. On the other hand, the strength and flexibility of each reinforced concrete is enhanced by improving the enclosure of plastic hinge areas. This ensures improved seismic stability during an earthquake. One of the most important characteristics of concrete structures against the forces of earthquake is their ductile behavior. Finding the values for standard plasticity due to the complexity of the structural behavior and the lack of explicit all its influencing factors, is associated with many problems. Also various regulations are expressing the different criteria for ductility. The purpose of the present study is to provide a confinement criterion based on the need for ductility. In this article, we review the various regulations, is extracted relations for design of enclosed transverse reinforcement of two type of columns, with circular and rectangular sections, In the case of medium and high ductility. In order to verify the relations, reinforcement values for designing reinforced concrete columns evaluated with the values obtained from Iranian national regulations relations. The results of the proposed relations show that the values of the design reinforcement of sections for both levels of ductility is reduced .

Keywords :*Design of Confining Transverse Reinforcement, Concrete Reinforcement Columns, Ductility Surfaces, Plastic Hinge Length, Curvature Ductility Factor.*