

بررسی رفتار ستون‌های فلزی پر شده با بتن به روش اجزاء محدود غیرخطی

عباس ایرانمنش (استاد یار)
سیدحمید هاشمی (کارشناس ارشد)
دانشکده فنی، دانشگاه شهید باهنر کرمان

اخیراً مقاطع فولادی پر شده با بتن به دلیل عملکرد مناسب در برابر بارهای لرزه‌یی، و نیز اقتصادی بودن آنها علاوه بر جلب توجه همگان در سازه‌های مهندسی عمران نیز کاربرد فراوانی یافته‌اند. در نتیجه آزمایش‌های گوناگونی در اکثر نقاط دنیا برای بررسی رفتار این ستون‌ها و تأثیر پارامترهای مختلف در رفتار آنها تحت بارگذاری‌های مختلف انجام شده، با به سرعت در حال انجام است. در این تحقیق ابتدا به بررسی تحلیلی رفتار ستون‌های مختلط براساس برخی تحقیقات نظری و آزمایشات از قبل انجام شده پرداخته‌ایم و سپس رفتار غیرخطی مدل سه بعدی مقاطع فولادی جدار نازک پر شده با بتن را به روش اجزاء محدود مورد بررسی قرار داده و با مقایسه نتایج حاصله از روش اجزاء محدود و نتایج تحقیقات آزمایشگاهی، مدل اجزاء محدود واسنجی شده است. پس از اطمینان از صحت عملکرد مدل اجزاء محدود، از آن برای بررسی نمونه‌هایی که از آنها مدل آزمایشگاهی تهیه نشده استفاده شده است. نتایج حاصل از تحلیل با نتایج حاصل از روش طرح LRFD مقایسه شده تا عملکرد این روش مشخص شود. با توجه به کاربرد روزافزون مصالح با مقاومت بالا در طراحی و اجرای سازه‌ها، اثرات افزایش مقاومت فولاد و بتن و تغییرات ضخامت جداره‌ی فولادی بر عملکرد این ستون‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. در مدل کردن ستون از المان مکعبی برای هسته‌ی بتنی، از المان پوسته برای پروفیل فولادی و از المان تماسی بین هسته و پوسته برای در نظر گرفتن چسبندگی بین فولاد و بتن استفاده شده است. همچنین برای در نظر گرفتن خواص غیرخطی از مدل سخت‌شوندگی سینماتیکی در آنالیز استفاده شده است.

مقدمه

بتن ریزی راهم در روی زمین، یعنی قبل و بعد از نصب در محل انجام داد. این مسئله باعث افزایش سرعت عمل و کاهش زمان ساخت می‌شود. بتن مورد استفاده در این مقاطع ممکن است با مقاومت پایین باشد که در این صورت فقط به منظور جلوگیری از کماتش موضعی ورق فولادی استفاده می‌شود و در کسب بار نقشی ندارد. اگر از بتن با مقاومت بالا استفاده شود، علاوه بر مسئله‌ی کماتش موضعی فولاد، بتن در تحمل بارهای اعمالی شرکت می‌کند. استفاده از بتن مسلح نیز باعث افزایش سریع مقاومت مقطع می‌شود.

در ستون‌های فولادی پر شده با بتن، مقاومت بتن به‌طور قابل توجهی افزایش خواهد یافت، زیرا بتن تحت اثر فشار سه‌محوری قرار گرفته و گسیختگی عضو در مقایسه با ستون‌های بتنی از حالت شکنندگی به حالت خمیری تغییر می‌کند.

در مقاطع فولادی پر شده با بتن، بتن محصور از کماتش موضعی به طرف داخل مقطع فولادی جلوگیری می‌کند و نیز باعث بهبود وضعیت کماتش کلی می‌شود. در شکل ۱ نشان داده شده است که چگونه پر شدن مقطع قوطی با بتن موجب کاهش طول کماتش

مقاطع فولادی پر شده با بتن، نوع خاصی از مقاطع مرکب فولاد و بتن هستند که شامل مقطع چهارگوش یا دایره‌یی از فولاد کم‌ضخامت در خارج و بتن در داخل است. این نوع سیستم خاص در مقایسه با نمونه‌های مشابه فولادی یا بتن مسلح دارای ابعاد کوچک‌تر برای بارهای یکسان است، در نتیجه استفاده از این نوع مقاطع به صرفه‌جویی در سطح طبقات می‌انجامد. این برتری موجب کاربرد وسیع آن به‌عنوان یک المان سازه‌یی برای تحمل بارهای ثقیلی و جانبی مخصوصاً در ساختمان‌های چندین طبقه شده است. مقایسه‌ی اقتصادی ستون‌های مختلط و ستون‌های فلزی نشان می‌دهد که ستون‌های مختلط حدود ۴۰ تا ۵۰ درصد فولاد مصرفی کمتری داشته و از مقایسه‌ی ستون‌های مختلط با ستون‌های بتنی دیده می‌شود که در ستون‌های مختلط حدود ۶۵ تا ۸۰ درصد بتن مصرفی کمتر است ولی مصرف فولاد حدود ۱۰ درصد بیشتر خواهد بود.^[۳] در ستون‌های مختلط با مقطع قوطی و یا دایره تو خالی پر شده با بتن، اولاً نیازی به قالب‌بندی و قفسه‌ی آرماتوربندی نیست و ثانیاً می‌توان

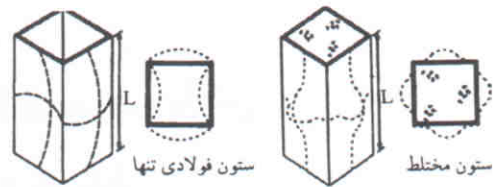
است. محققین متعددی در این زمینه مطالعه کرده‌اند، یکی از عملی‌ترین مدل‌ها در این زمینه مدل اصلاح‌شده‌ی است که تابعی از آرما توربندی جانبی و مشخصات بتن است. [۷] در شکل ۳، که نشان دهنده‌ی منحنی تنش- کرنش برای بتن غیر محصور و نیز بتن محصور است، تأثیر ضریب مقاومت بتن که برابر واحد ($K=1$) فرض شده مشاهده می‌شود. [۷]

در این مدل فرض می‌شود که در هسته‌ی بتنی محصور تنش حداکثر به Kf'_c افزایش داده می‌شود و کرنش مربوط به تنش حداکثر را نیز به صورت $0.002K$ در نظر می‌گیرند. مقادیر فوق برای ستون‌های بتنی با تنگ‌های مستطیلی است. [۷]

بررسی چسبندگی بین فولاد و بتن

در مقاطع مختلط باید سعی کرد که تنش برشی بین فولاد و بتن از حد مجاز بیشتر نشود، در غیر این صورت باید برای جلوگیری از لغزش بین فولاد و بتن از یک سری برش‌گیرهای مکانیکی استفاده شود، که اجرای آنها مشکل و پرهزینه است.

از آنجا که مقاومت چسبندگی در اثر کمناش موضعی جداره‌ی فولادی کاهش می‌یابد، این مقاومت در مقاطع دایره‌ی بیشتر از



شکل ۱. حالت‌های گسیختگی در مقاطع مختلط و فولادی.

موضعی، و در نتیجه بهبود وضعیت کمناش موضعی می‌شود. در این شکل دیده می‌شود که در مقاطع مختلط با ایجاد گیرایی در گوشه، طول عضوی که کمناش می‌کند کاهش می‌یابد.

با توجه به این که مقطع قوطی شکل پر شده با بتن هم از نظر اجرای اتصالات و هم از نظر دست‌یابی به مقاطع با ابعاد مختلف که از جوش دادن چند ورق به یکدیگر به دست می‌آیند از مقاطع دایره‌ی بهتر است (البته عملکرد مقاطع دایره‌ی عموماً بهتر از مقاطع قوطی شکل است)، در این تحقیق سعی شده است رفتار مقاطع قوطی شکل پر شده با بتن مورد بررسی قرار گیرد. در شکل ۲ مقطع ستون قوطی فولادی پر شده با بتن نشان داده شده است.

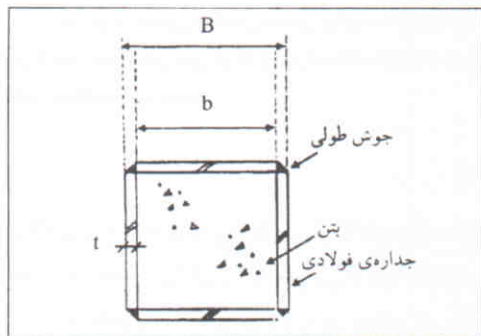
تاریخچه‌ی تحقیقات انجام شده

تحقیقات آزمایشگاهی انجام شده پیرامون مقاومت ستون‌های فلزی پر شده با بتن، با توجه به بارهای محوری انجام شده، از تنوع زیادی برخوردارند، زیرا شکل مقطع جداره‌ی فولادی، نسبت‌های $\frac{L}{D}$ و $\frac{L}{t}$ ، مقاومت فشاری بتن مورد استفاده (f'_c)، و همچنین نوع فولاد مورد استفاده (F_y) می‌توانند به‌عنوان متغیر مؤثر در عملکرد ستون مختلط در نظر گرفته شوند. در جدول ۱ سعی شده است به صورت مختصر اطلاعاتی در مورد آزمایشات انجام شده و نتایج آن ارائه شود.

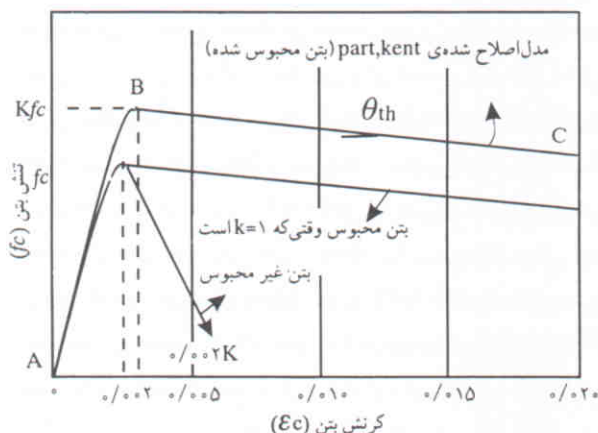
بررسی مقاومت بتن محصور

عملکرد مشترک فولاد و بتن در ستون‌های مختلط، خصوصاً در مقاطع دایره‌ی پر شده با بتن، موجب تغییر مقاومت بتن و فولاد و در نتیجه افزایش مقاومت فشاری بتن محصور و نیز کاهش مقاومت جاری شدن فولاد محیطی ناشی از تنش‌های محیطی است. اما افزایش مقاومت بتن بسیار چشمگیرتر از کاهش مقاومت فولاد است. معمولاً بحث درباره‌ی مقاومت بتن محصور در مواردی پیش می‌آید که اثرات تنش‌های جانبی بر رفتار طولی عضو بررسی شود. [۴-۶]

افزایش مقاومت بتن محصور در مقاطع مختلط قوطی شکل به‌واسطه‌ی امکان کمناش موضعی مطرح نمی‌شود. اما در مقاطع مختلط دایره‌ی چون مسئله‌ی کمناش موضعی جداره‌ی فولادی منتفی است، میزان افزایش مقاومت بتن محصور اهمیت دارد. حصر بتن^۱ با آرما توربندی جانبی تقریباً شبیه حصر بتن در مقاطع دایره‌ی



شکل ۲. مقطع عرضی ستون قوطی فولادی پر شده با بتن.



شکل ۳. منحنی تنش-کرنش بتن محصور توسط تنگ‌های مستطیلی. [۷]

جدول ۱. خلاصه تحقیقات آزمایشگاهی انجام شده در مورد ستون‌های مختلط.

محقق	سال تحقیق	تعداد نمونه‌ها	دامنه‌ی تغییرات $\frac{D}{t}$	مختصری از نتایج
فارلانگ [۲]	۱۹۶۷	۱۳	۲۹-۹۸	با توجه به نتایج آزمایش مشخص شد که هر جزء از ستون مختلط مستقل از دیگر اجزاء در برابر نیروی وارده مقاومت می‌کنند و در نتیجه هیچ‌گونه افزایش ظرفیت باربری ناشی از حصر هسته‌ی بتنی مشاهده نشد.
گاردنر و یاکوبسن [۲]	۱۹۶۷	۲۲	۳۰-۴۰	نتایج نشان دادند که کماتش موضعی جداره‌ی فولادی که زودتر از خرابی هسته‌ی بتنی به وقوع می‌پیوندد باعث خرابی ستون می‌شود.
نولزو و پارک [۲]	۱۹۶۹	۱۲ مورد دایره‌ی ۷مورد قوطی	۱۵-۵۹	مشخص شد که روش مدول مماسی ظرفیت باربری ستون‌های با نسبت $L/D > 11$ را به دقت پیش‌بینی می‌کند اما برای ستون‌های با نسبت $L/D < 11$ کمی محافظه‌کارانه است.
تامی و همکاران [۲]	۱۹۷۷	۲۷۰ مورد (اعم از دایره‌ی، هشت‌ضلعی، مربع)	۱۹-۷۵	نتایج نشان دادند که بارهای محوری بزرگ اثرات حصر که ممکن است ناشی از خصوصیت سخت‌شوندگی کرنش باشد، در نمونه‌های دایره‌ی و بیشتر هشت‌ضلعی‌ها مشاهده شد. اما مقاطع مربعی، به علت کماتش جداره‌ی فولادی مقطع، اندکی حصر در بتن ایجاد کردند.
اشنادر [۲]	۱۹۹۸	۱۴ مورد (شامل دایره‌ی، مربع، مستطیل)	۱۷-۵۰	آزمایشات نشان دادند که مقاطع دایره‌ی پس از تسلیم، نسبت به مقاطع مربعی و مستطیلی، سختی بیشتری از خود نشان می‌دهند. و مقاطع دایره‌ی نیز با هر نسبت $\frac{D}{t}$ پس از جاری شدن افزایش بار ادامه دارد، در صورتی که در مقاطع دیگر چنانچه $D/t < 20$ باشد، افزایش بار ادامه خواهد یافت. همچنین کماتش موضعی در مقاطع دایره‌ی خیلی دیرتر از مقاطع دیگر آشکار می‌شود و شکل‌پذیری مقاطع دایره‌ی عموماً از ۱۰ بیشتر است، در صورتی که در دیگر مقاطع این رقم بین ۲ تا ۸ است.
برایان [۱]	۲۰۰۰	۳۰ مورد مربع	۴۰-۱۰۰	نتایج نشان دادند که بار تحمیلی نمونه‌هایی که تحت اثر نیروی محوری خالص قرار دارند پس از رسیدن به بار حداکثر فوراً کاهش می‌یابد در حالی که در نمونه‌هایی که ممان وجود دارد این کاهش بار آهسته‌تر است. همچنین ستون‌هایی که به‌طور مرکب بارگذاری شده‌اند پس از بار حداکثر خیلی تردتر و شکننده‌تر از نمونه‌هایی هستند که فقط با فولاد بارگذاری شده‌اند.

فولاد و بتن کمک شایانی شده است. به اعتقاد مؤلفین این تحقیق بهترین روش برای افزایش میزان چسبندگی بین هسته‌ی بتنی و جداره‌ی فولادی در ستون‌های مختلط آن است که در تهیه‌ی بتن برای این مقاطع، به‌جای سیمان‌های معمولی از سیمان انبساطی استفاده شود. با به‌کارگیری این پیشنهاد نه تنها انقباض در بتن حذف می‌شود، بلکه با کمی انبساط در بتن، بتن هسته می‌تواند کاملاً به جداره‌ی فلزی بچسبد. اما میزان استفاده از این نوع سیمان باید محدود باشد، چون استفاده‌ی زیاد از حد آن می‌تواند موجب انبساط زیاد بتن شود، که در این حالت بتن هسته فشار داخلی زیادی به جداره‌ی فولادی، که ضخامت آن نیز کم است، وارد می‌کند و خود موجب تسریع در کماتش موضعی جداره‌ی فولادی خواهد شد. بررسی دقیق اثرات سیمان انبساطی نیازمند آزمایشات متعدد است.

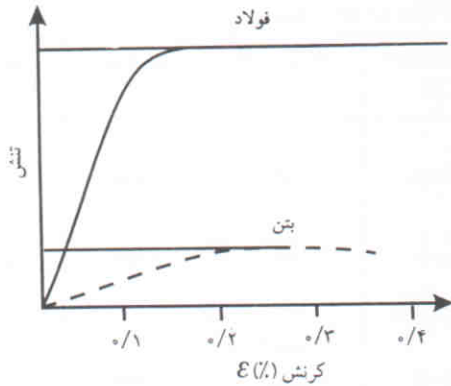
ستون‌های مختلط کوتاه و تعیین بار لهیدگی آنها

عموماً عبارت ستون کوتاه به عضو فشاری اطلاق می‌شود که بدون

مقاطع مستطیلی است. سختی جداره‌ی مقطع فولادی (یا همان نسبت عرض به ضخامت) نیز بر روی مقاومت چسبندگی تأثیر دارد، یعنی با افزایش نسبت عرض به ضخامت مقاومت چسبندگی کاهش می‌یابد که دلیل آن کماتش موضعی و جدایی جداره‌ی فولادی از هسته‌ی بتنی است.

طبق آزمایشات انجام شده پارامترهای متعددی بر مقاومت چسبندگی مؤثرند، که مهم‌ترین آنها سن، ابعاد، نحوه‌ی عمل‌آوردن بتن و درجه‌ی حرارت است. سن عامل مهمی در کاهش چسبندگی است، به‌طوری که مقاومت چسبندگی در سن یک ساله در حدود ۳۰ درصد مقاومت چسبندگی در سن سه‌هفته‌ی است. [۸]

با بررسی پارامترهای مؤثر بر چسبندگی مشاهده می‌شود که همه‌ی آنها به‌نوعی در میزان انقباض بتن دخالت دارند. یعنی می‌توان چنین اظهار داشت که هرچه انقباض بتن بیشتر باشد، میزان چسبندگی بین فولاد و بتن کمتر خواهد بود. بنابراین، اگر بتوان میزان انقباض بتن را کاهش داد یا حذف کرد، عملاً به افزایش چسبندگی بین



شکل ۴. منحنی تنش- کرنش برای فولاد و بتن تجارتي.

دقیقاً با نتایج حاصل از فرمول‌های ۱ و ۲ مطابقت دارد (در حدود ۰/۵ درصد اختلاف وجود دارد).

در این تحقیق نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی و روش اجزاء محدود با نتایج حاصل از روش طرح LRFD مقایسه شده است. در ادامه، با توجه به نتایج آزمایش‌های انجام شده، مدل اجزاء محدودی برای ستون‌های قوطی پرشده با بتن ارائه شده و با سعی و خطا طوری واسنجی (مدل‌سازی) می‌شود که نتایج آن با نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی مطابقت داشته باشد. سپس با داشتن این مدل می‌توان از آن برای بررسی اثر پارامترهای دیگر مانند مقاومت فولاد و بتن و نسبت عرض به ضخامت، و به‌طور خلاصه به‌دست آوردن نتایج برای نمونه‌هایی که از آنها مدل آزمایشگاهی ساخته نشده، استفاده کرد. لازمی انجام این کار وجود نتایج آزمایشگاهی است که در ادامه توسط روش اجزاء محدود به بررسی چند نمونه که مدل آزمایشگاهی آنها قبلاً تهیه شده و نتایج آنها در دست است خواهیم پرداخت.

بررسی رفتار مقاطع فولادی جدار نازک پرشده با بتن با استفاده از روش اجزاء محدود

به‌منظور مطالعه رفتار ستون‌های کوتاه فلزی پرشده با بتن، ابتدا مدل‌سازی سه‌بعدی از آنها تهیه شده، سپس توسط روش اجزاء محدود غیر خطی مورد بررسی قرار می‌گیرند. هسته‌ی بتنی ستون توسط المان‌های مکعبی ۲۰ گرهی و هر گره با ۳ درجه‌ی آزادی (U_x, U_y, U_z) مدل می‌شود. البته به‌دلیل نداشتن انحنا از المان منشوری ۸ گرهی نیز می‌توان استفاده کرد.

جداره‌ی فولادی ستون توسط المان پوسته‌ی ۸ گرهی با شش درجه‌ی آزادی در هر گره مدل می‌شود. در شکل ۵ به‌صورت شماتیک نحوه‌ی المان‌بندی و المان‌های به‌کار رفته برای مدل کردن فولاد و بتن و چسبندگی بین فولاد و بتن نشان داده شده است.

هیچ‌گونه آثاری از کمانش موضعی و یا کلی بتواند به حداکثر ظرفیت باربری نهایی خود برسد. در این ستون‌ها انتظار می‌رود که فولاد و بتن هر کدام بتوانند به حداکثر مقاومت طراحی خود برسند.

شکل ۴ منحنی تنش- کرنش را برای بتن و فولادهای تجاری نشان می‌دهد. به نظر می‌رسد که تحت اثر کرنش یکسان قسمت فولادی مقطع قبل از اینکه بتن به مقاومت فشاری خود برسد جاری می‌شود.

برای مقاطع توخالی پرشده با بتن وقتی که فولاد جاری می‌شود بتن داخلی با فشار به طرف خارج، از کمانش موضعی فولاد جلوگیری می‌کند. ممکن است در اثر برهمکنش فولاد و بتن بار محوری بعد از جاری شدن فولاد نیز افزایش پیدا کند، بار نهایی زمانی فرامی‌رسد که بتن محصور نیز به حداکثر مقاومت خود برسد. در ستون‌های مرکب با فولاد پر مقاومت، چنانچه کمانش حذف شود این ستون‌ها برای استفاده در اعضاء فشاری مزایای فراوانی داشته و پیشینه‌ی مقاومت فشاری را نشان می‌دهد.

بار نهایی یا لهدگی یک ستون قوطی مرکب، تابع مقاومت‌های بتن و فولاد بوده و هنگام محاسبه‌ی مقاومت، سازگاری کرنش‌ها در نظر گرفته می‌شود. برای ستون‌های مرکبی که از فولاد نرم ساختمانی ساخته شده‌اند، عموماً فولاد قبل از خرد شدن بتن به کرنش جاری شدن می‌رسد. گسیختگی پس از خرد شدن بتن اتفاق می‌افتد و در نتیجه مقاومت نهایی از رابطه‌ی ۱ به‌دست می‌آید:

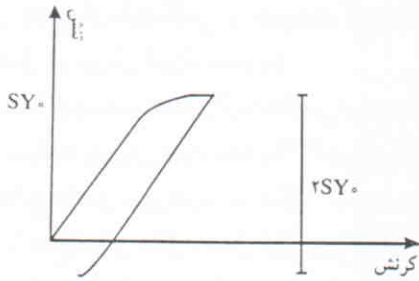
$$N_u = 0.85f'_c A_c + A_s F_y \quad (1)$$

در ستون‌های مرکب با فولاد پر مقاومت، معمولاً قبل از رسیدن بتن به کرنش جاری شدن، فولاد جاری نمی‌شود. البته این بستگی به مقاومت جاری شدن فولاد دارد و معمولاً قبل از طراحی کنترل می‌شود. چنانچه فولاد هنوز جاری نشده باشد، بار لهدگی از رابطه‌ی ۲ قابل محاسبه خواهد بود:

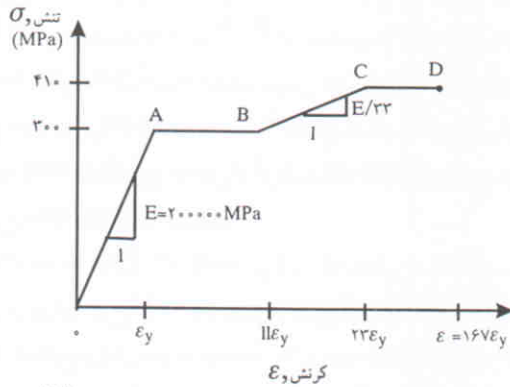
$$N_u = 0.85f'_c A_c + A_s F_s \quad (2)$$

لازم به توضیح است که هیچ یک از آیین‌نامه‌های موجود، مقاومت فشاری افزوده شده‌ی بتن را به دلیل اثرات پیرامونی قوطی فولادی ملحوظ نکرده و همان مقدار $0.85f'_c$ را برای این ستون‌ها در نظر گرفته است. علت اصلی این است که اثرات حصر پیرامونی قوطی فولادی فقط تا زمانی وجود دارد که فولاد جاری نشده باشد و پس از آن این اثر از بین می‌رود.

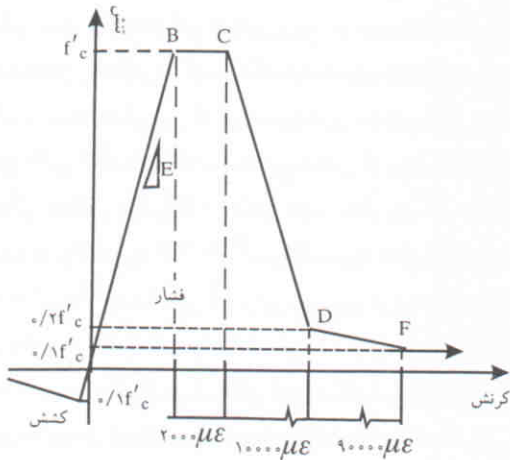
در آیین‌نامه‌های معتبر ضوابط جداگانه‌ی برای طراحی سازه‌های مرکب از جمله ستون‌های قوطی پرشده با بتن اختصاص داده شده است.^[۱۳، ۱۰] در آیین‌نامه LRFD ستون مرکب همانند ستون فولادی طرح می‌شود ولی در برخی ضرایب و پارامترها اصلاحاتی انجام شده است.^[۱۰] نتایج حاصله برای ستون‌های کوتاه



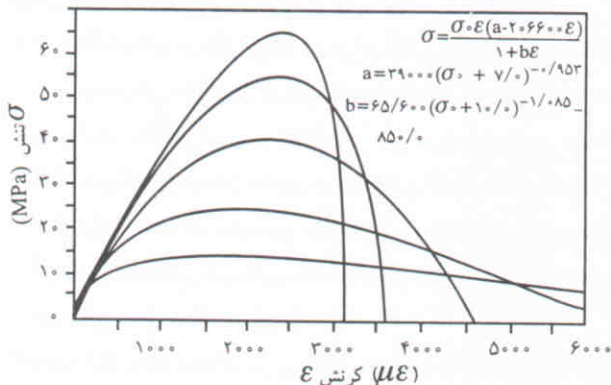
شکل ۶. منحنی بارگذاری و باربرداری در سخت‌شوندگی سینماتیک. [۱۱]



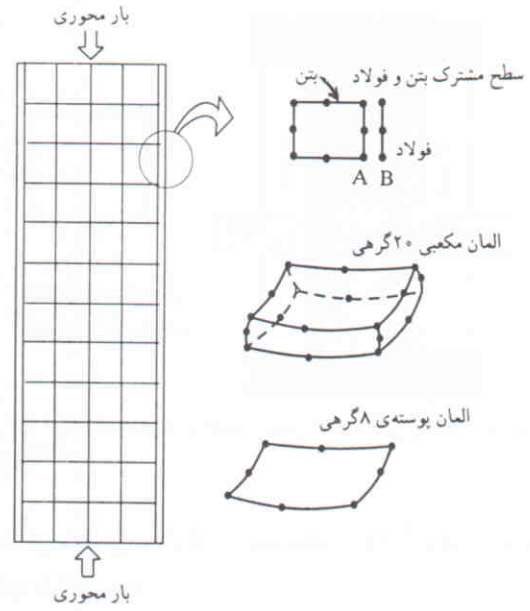
شکل ۷. منحنی تنش - کرنش ایده‌آل شده فولاد. [۱۲]



شکل ۸. منحنی تنش - کرنش بتن. [۲]



شکل ۹. مدل تنش - کرنش ارائه شده توسط (CEB-FIP (۱۹۷۰). [۱]



شکل ۵. مدل اجزاء محدود و المان‌های آن.

در این مدل‌سازی، معیار تسلیم براساس معیار فون میسیس انتخاب شده است، و تنها قانون جریان در نرم‌افزار مورد استفاده [۱۱]، قانون جریان PRANDTL RUSS است که برای محاسبه‌ی تغییر شکل‌های غیرکشسان به کار می‌رود. همچنین در این مدل‌سازی از معیار سخت‌شوندگی سینماتیک استفاده شده است که در این نوع مسائل، سطح تسلیم پس از وارد شدن به محدوده‌ی خمیری بدون آن‌که بزرگ‌تر شود جابه‌جا می‌شود و منحنی بارگذاری و باربرداری آن به صورت نشان داده شده در شکل ۶ است.

برای مدل‌کردن خواص فولاد و بتن مصرفی، از منحنی‌های تنش -

کرنش نشان داده شده در شکل‌های ۷ و ۸ استفاده شده است. [۱۲]

منحنی تنش - کرنش فولاد، شامل ناحیه‌ی کشسان خطی،

ناحیه‌ی خمیری و محدوده‌ی سخت‌شوندگی کرنشی است. برای مدل

کردن خواص بتن به غیر از منحنی نشان داده شده در شکل ۸، از

منحنی تنش - کرنش نشان داده شده در شکل ۹ نیز می‌توان استفاده

کرد [۱]، که جواب‌هایی بسیار نزدیک به منحنی شکل ۸ ارائه می‌دهند.

در این تحقیق از منحنی تنش - کرنش ارائه شده در شکل ۸ برای مدل

کردن خواص بتن استفاده شده است. البته لازم به توضیح است با

توجه به این‌که در ستون‌های قوطی پر شده با بتن، جداری فولادی

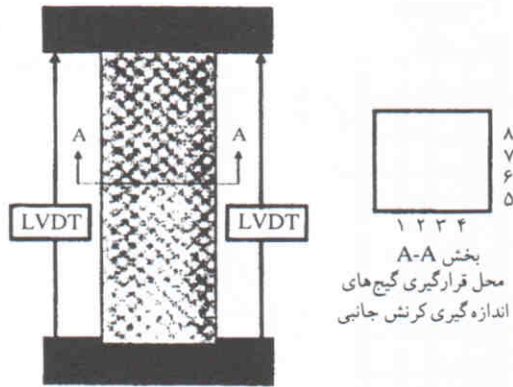
دورگیری پیرامونی نسبتاً کمی برای هسته‌ی بتنی ایجاد می‌کند،

افزایش مقاومت بتن ناشی از محدود شدگی در این بررسی در نظر

گرفته نشده است و این منحنی‌ها مقدار تنش - کرنش را برای بتن غیر

محدود ارائه می‌دهد که با توجه به آزمایشات در مدل‌سازی عددی

نیز از این افزایش مقاومت چشم‌پوشی شده است.



شکل ۱۰. نمونه آزمایش و موقعیت وسایل اندازه‌گیری تغییر شکل‌ها و کرنش‌ها.^[۱]

۳. کماتنس موضعی فولاد که در نسبت‌های $\frac{B}{t} > 50$ تأثیر زیادی از خود نشان می‌دهد.

۴. منحنی تنش-کرنش بتن در شرایط معمولی با شرایطی که بتن در پوسته‌ی فولادی محصور است فرق می‌کند زیرا در حالت دوم، به‌علت محصور بودن، حتی ممکن است مقاومت بتن از f_c تجاوز کند و کرنش‌ها نیز کمتر باشد. همچنین استفاده از منحنی ایده‌آل شده‌ی تنش-کرنش فولاد و بتن که خود باعث مقداری خطا خواهد شد.

۵. تغییرات در جواب‌های آزمایشگاهی به دلیل مداخله‌ی شرایط آزمایش.

بررسی اثر نوع بتن و فولاد و ضخامت جداره فولادی
با توجه به این‌که مدل اجزاء محدود ارائه شده نتایج مورد قبولی از خود نشان داد، می‌توان از این مدل برای نمونه‌هایی با ابعاد دیگر که از آنها نمونه‌ی آزمایشگاهی تهیه نشده است نیز استفاده کرد و نتایج به‌دست آمده را با نتایج روش طرح آئین‌نامه‌ی LRFD مقایسه کرد.

مقاومت فشاری بتن

مقاومت فشاری بتن نه تنها در افزایش مقاومت تأثیر مستقیم دارد، بلکه در پارامترهای دیگری مانند مقاومت جانبی نیز مؤثر است. در تحقیقات انجام شده^[۹]، دو نوع ستون مورد آزمایش قرار گرفتند که همه‌ی اجزاء آنها به‌جز هسته‌ی بتنی یکسان بودند؛ ستون اول بتن معمولی $f_c = 320 \frac{kg}{cm^2}$ و ستون دوم از بتن با مقاومت $f_c = 480 \frac{kg}{cm^2}$ پر شده بود. گرچه هر دو ستون به میزان ۱۶٪ از مقاومت پیش‌بینی شده توسط ACI، تجاوز کردند، ولی ستون دوم ۶۵ درصد بار جانبی بیشتری تحمل کرد که این افزایش ظرفیت توسط فولاد ۵ میلی‌متری و تنش تسلیم فولاد مصرفی $2400 \frac{kg}{cm^2}$ است و توسط بتن با مقاومت‌های ۲۰۰، ۲۵۰، ۳۰۰، ۳۵۰، ۴۰۰، ۴۵۰ و ۵۰۰ کیلوگرم بر

مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی و ضوابط آیین‌نامه‌ی با نتایج حاصل از روش اجزاء محدود

در این قسمت با توجه به نمونه‌های آزمایشگاهی موجود^[۱۰] اقدام به مدل‌سازی نمونه‌ها به روش اجزاء محدود^[۱۱] می‌کنیم و سپس به مقایسه‌ی نتایج حاصل می‌پردازیم. در شکل ۱۰ نحوه‌ی آزمایش ستون‌های با مقطع قوطی شکل و محل قرارگیری کرنش‌سنج‌ها، که میزان کرنش را در هر لحظه ثبت می‌کنند، نشان داده شده است. لازم به توضیح است که روش آزمایش توسط اشنایدر و عده‌ی دیگری نیز دقیقاً به همین صورت است.^[۱۲] در جدول ۲ ابتدا مشخصات نمونه‌ها به‌طور کامل آورده شده و سپس در جدول ۳ به مقایسه‌ی نتایج خواهیم پرداخت. در جدول ۳ نتایج حاصل از روش اجزاء محدود (FEM) با نتایج حاصل از آزمایشگاه (EXP) و نتایج حاصل از طرح LRFD مقایسه شده‌اند.

با توجه به جدول ۳ مشاهده می‌شود که به‌طور میانگین نتایج ناشی از روش طرح LRFD نسبت به نتایج آزمایشگاه ۸ درصد و نسبت به نتایج روش اجزاء محدود ۱۰ درصد محافظه‌کارانه است، ولی نتایج روش اجزاء محدود و نتایج آزمایشگاه همخوانی خوبی با هم دارد. فقط در نمونه‌های NS۱ و NS۱۳ کمی اختلاف بالاست که ممکن است به‌علت تراکم نامناسب بتن در ستون باشد که باعث کم بودن مقدار N_u ناشی از آزمایشگاه شده است؛ اما نتایج دیگر نمونه‌ها مناسب است. همان‌طور که در جدول فوق مشاهده می‌شود نسبت نتایج ناشی از آزمایشگاه به نتایج ناشی از روش اجزاء محدود بستگی مستقیم به شرایط آزمایش دارد. به‌طوری‌که میانگین این نسبت در یک مورد، ۹۶/۱۰۰^[۱۳]، در یک مورد ۹۷/۱۰۰^[۱]، و در دیگری ۱/۰۱ است^[۲] که میانگین آن برای سه مورد فوق ۹۸/۰ خواهد بود. این بدان معنی است که جواب‌های اجزاء محدود به‌طور میانگین ارائه شده ۲ درصد بیشتر از جواب‌های آزمایشگاه است. نتایج جدول فوق برای مقایسه‌ی نموداری، در نمودار ۱ نشان داده شده است.

به‌طور کلی علل عمده‌ی اختلاف بین نتایج آزمایشگاه و نتایج روش اجزاء محدود را می‌توان چنین بیان کرد:

۱. تعداد المان‌های در نظر گرفته شده برای آنالیز اجزاء محدود، که با توجه به فرض سازگاری کرنش‌ها تعداد آنها هرچه بیشتر باشد بهتر است. مثلاً در نمونه‌ی NSV با در نظر گرفتن حدود ۱۵۰۰ المان در یک هشتم مدل به دلیل وجود تقارن (تعداد المان‌ها در کل مدل برابر ۱۲۰۰۰)، نتیجه‌ی حاصل از روش اجزاء محدود و آزمایشگاه دقیقاً بر هم منطبق شد. اما زمان حل این مدل با توجه به غیرخطی بودن مسئله بسیار زیاد بود.

۲. وجود تنش‌های پسماند در پوسته‌ی فولادی به علت جوشکاری ورق‌ها.

بتن $f'_c = 5000 \frac{kg}{cm^2}$ پر شود، ظرفیت باربری آن $3/58$ برابر می شود و این نشان دهندهی اثرات بسیار خوب پرکردن مقاطع تو خالی با بتن و همچنین استفاده از بتن های با مقاومت بالاتر است.

فولاد مصرفی

با توجه به اینکه در طراحی برج ها و ساختمان های مهم، تغییر مکان جانبی سازه از عوامل محدودکننده است، استفاده از فولاد اعلا، محدودهی کشسان بیشتری برای تغییر مکان مهیا کرده و اجازه

سانتی متر مربع پر شده است، در جدول ۴ بارلهدگی^۲ ستون به دو روش اجزاء محدود و LRFD محاسبه و مقایسه شده است. برای نشان دادن میزان افزایش ظرفیت ستون بر اثر پر شدن با بتن، جداره ی فولادی بدون بتن همین مقطع نیز مدل شده و مقدار بارلهدگی آن محاسبه شده است.

همان طور که در جدول ۴ مشاهده می شود، پرکردن مقطع تو خالی، از بتن با مقاومت فشاری $f'_c = 2000 \frac{kg}{cm^2}$ موجب شده که ظرفیت باربری مقطع حدوداً ۲ برابر شود. اگر همین مقطع با

جدول ۲. مشخصات نمونه های آزمایشگاهی.

مرجع - نام نمونه	B(mm)	b(mm)	t(mm)	نسبت b/t	L(mm)	$A_s(cm^2)$	$F_y(\frac{kg}{cm^2})$	$A_c(cm^2)$	$f_c(\frac{kg}{cm^2})$
S1-1	90	86	2	43	200	7/04	2935	0	فولادی
C1-1	90	86	2	43	200	7/04	2935	73/96	302
HS1-2	126	120	3	40	360	14/04	3000	129/96	500
HSV-2	156	150	3	50	450	17/64	3000	207/26	500
NS1-2	186	180	3	60	540	21/24	3000	302/76	320
NSV-2	246	240	3	80	720	28/44	3000	547/56	380
NS13-2	306	300	3	100	900	35/64	3000	846/26	380
S1-3	127/3	121	3/15	40/4	611	15/25	3560	146/45	304
S2-3	127	118	4/24	29/2	610	20/7	3570	129/25	260
S3-3	126/9	118	4/55	27/9	610	21/7	3220	128/71	238
S4-3	125/8	114	5/67	22/3	604	26/84	3120	120/97	238
S5-3	126/8	112	7/47	17	608	34/26	3470	125/16	238

جدول ۳. مقایسه ی نتایج.

شماره نمونه	$N_u(EXP)$ تن	$N_u(LRFD)$ تن	$N_u(FEM)$ تن	EXP/LRFD	EXP/FEM	FEM/LRFD
S1-1	18/98	20/62	19/8	0/92	0/96	0/96
C1-1	40/44	39/4	41/9	1/03	0/97	1/06
HS1-2	113/3	96/8	112	1/17	1/01	1/16
HSV-2	170	140/3	169	1/21	1/01	1/20
NS1-2	150	145/4	165	1/03	0/91	1/13
NSV-2	309/5	260/8	310	1/19	1/00	1/19
NS13-2	400	384/8	427	1/04	0/94	1/11
S1-3	91	92/4	96	0/98	0/95	1/04
S2-3	109	105/7	109	1/03	1/00	1/03
S3-3	112	98/7	113	1/13	0/99	1/14
S4-3	119	110/3	115	1/08	1/03	1/04
S5-3	170	147/3	160	1/15	1/06	1/09
			میانگین	1/08	0/98	1/10

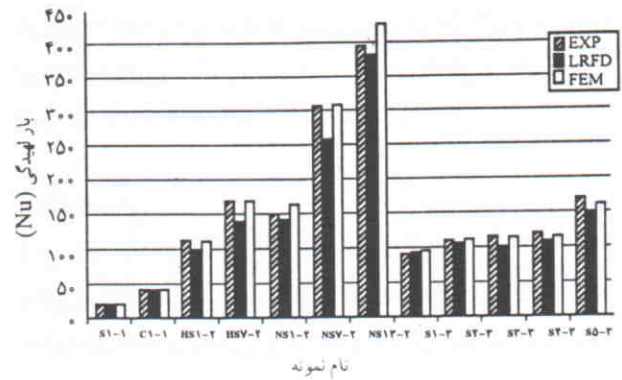
ضخامت جداره‌ی فولادی

همان‌طور که گفته شد، درجه‌ی حصر بتن (degree of confinement) توسط قوطی فولادی، با افزایش نسبت $\frac{D}{t}$ کاهش می‌یابد و این به دلیل کماتش موضعی جداره‌ی فولادی است. تأثیر ضخامت جداره‌ی قوطی بر رفتار خمشی ستون مرکب، در صورتی که بار محوری سنگین باشد، بسیار قابل توجه است. تحقیقات نشان داده‌اند که مقدار مناسب برای نسبت عرض به ضخامت جداره‌ی قوطی فولادی، که به صورت نسبت $\frac{D}{t}$ یا $\frac{b}{t}$ نشان داده می‌شود، در محدوده‌ی ۴۵ تا ۶۰ است و در خارج از این محدوده قوطی فولادی توانایی حصر مناسب برای جلوگیری از مودهای شکننده‌ی گسیختگی بتن را ندارد؛ به‌ویژه در حالتی که بارهای محوری نسبتاً سنگین باشند. نمونه‌ی مورد نظر در این قسمت همان نمونه‌ی قبلی است با این تفاوت که مقاومت فشاری f'_c این بتن مصرفی معادل $3000 \frac{kg}{cm^2}$ و تنش تسلیم فولاد f_y معادل $2400 \frac{kg}{cm^2}$ است و فقط ضخامت جداره‌ی فولادی از ۴ تا ۱۰ میلی‌متر تغییر می‌کند. این نتایج در جدول ۶ خلاصه شده‌اند.

در این قسمت برای مقایسه‌ی اثرات ناشی از افزایش مقاومت فشاری بتن، تنش تسلیم فولاد و ضخامت جداره‌ی فولادی بر ظرفیت نهایی مقطع، نتایج ذکر شده در جداول ۴، ۵ و ۶ در نمودار ۲ خلاصه شده است.

در اینجا لازم به یادآوری است که S۱ قوطی فولادی خالی است و C۲ همان قوطی فولادی است که فقط با بتن دارای مقاومت فشاری $f'_c = 2000 \frac{kg}{cm^2}$ پر شده است. به افزایش مقاومت ناشی از این پرشدگی توجه کنید.

نمودار ۲ از سه شاخه تشکیل شده است: C۲ تا C۸ نمایانگر



نمودار ۱. مقایسه بین نتایج ناشی از آزمایشگاه، روش اجزاء محدود و روش طرح (AISC/LRFD).

می‌دهد بدون ورود به مرحله‌ی کشسانی، تغییر مکان جانبی محدودی اتفاق افتد.

با توجه به مقاومت و باربری بیشتر فولاد با مقاومت بالا، استفاده از این نوع فولاد باعث کاهش ابعاد ستون شده، که گذشته از مزایای معماری و اقتصادی، وزن سازه را کاهش می‌دهد و در نتیجه‌ی کاهش ابعاد فونداسیون، به بروز رفتار لرزه‌یی مناسب‌تری برای سازه خواهد انجامید. نمونه‌ی مورد نظر در این قسمت همان نمونه‌ی قبلی است، با این تفاوت که این بار بتن مصرفی دارای مقاومت فشاری بوده $f'_c = 3000 \frac{kg}{cm^2}$ و مقادیر f_y بین ۲۴۰۰ تا ۷۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع متغیر است. نتایج در جدول ۵ خلاصه شده است. لازم به توضیح است که آیین‌نامه‌ی LRFD برای فولادهای دارای تنش تسلیم بیشتر از $3850 \frac{kg}{cm^2}$ اجازه‌ی استفاده از روابط خود را نمی‌دهد که در اینجا فقط به منظور مقایسه از روابط آن استفاده شده است.

جدول ۴. بررسی اثرات مقاومت فشاری بتن.

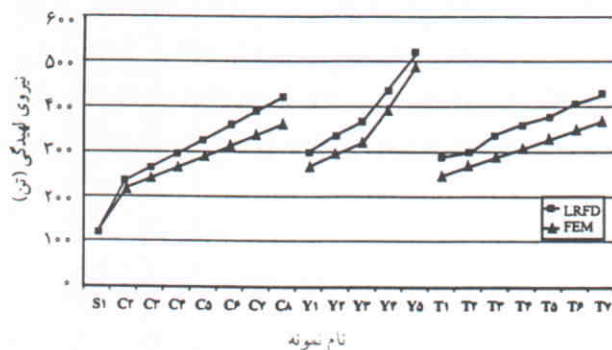
LRFD/FEM	N_u (FEM) تن	N_u (LRFD) تن	f'_c ($\frac{kg}{cm^2}$)	نام نمونه
۱/۰۰	۱۱۷	۱۱۷/۴	۰	S۱
۰/۹۱	۲۳۵	۲۱۵	۲۰۰	C۲
۰/۹۰	۲۶۶	۲۴۰	۲۵۰	C۳
۰/۸۹	۲۹۷	۲۶۴	۳۰۰	C۴
۰/۸۸	۳۲۶	۲۸۸	۳۵۰	C۵
۰/۸۸	۳۵۷	۳۱۳	۴۰۰	C۶
۰/۸۷	۳۸۸	۳۳۷	۴۵۰	C۷
۰/۸۶	۴۱۹	۳۶۱	۵۰۰	C۸
۰/۹۰	میانگین			

فولادهای با مقاومت اعلا اثرات قابل ملاحظه‌یی در افزایش ظرفیت ستون دارد. به شیب ملایم و تقریباً ثابت منحنی در قسمت‌های دیگر نمودار توجه کنید.

نتیجه‌گیری

پرکردن مقاطع فولادی تو خالی، با بتن موجب افزایش ظرفیت باربری، سختی و شکل‌پذیری ستون‌ها می‌شود. میزان افزایش ظرفیت، رابطه‌ی مستقیم با نسبت شرکت‌پذیری بتن دارد. یعنی هرچه نسبت سطح یا مقاومت بتن بیشتر باشد، افزایش ظرفیت در اثر پرشدن با بتن نیز بیشتر است. چون بتن از کمانش موضعی به طرف داخل جداره‌ی فولادی جلوگیری می‌کند، بنابراین کمانش موضعی به تأخیر افتاده و ظرفیت باربری افزایش می‌یابد. یعنی در صورت استفاده از مقاطع مختلط می‌توان از فولادهای با نسبت عرض به ضخامت زیاد در جداره‌ی فولادی استفاده کرد.

با توجه به نتایج ناشی از مدل‌سازی این ستون‌ها توسط روش اجزاء محدود و مقایسه‌ی نتایج ناشی از آزمایشگاه، این نتیجه حاصل شد که یک مدل اجزاء محدود خوب از این ستون‌ها می‌تواند



نمودار ۲. مقایسه‌ی اثرات افزایش مقاومت فشاری بتن، تنش تسلیم فولاد و ضخامت جداره‌ی فولادی بر نیروی لهدگی.

افزایش مقاومت فشاری بتن، Y_1 تا Y_5 نمایانگر افزایش تنش تسلیم فولاد مصرفی و T_1 تا T_7 نمایانگر افزایش ضخامت جداره‌ی فولادی است.

با توجه به شیب تند نمودار، نخست در قسمت ابتدایی آن یعنی بین نمونه‌های S_1 و C_2 ، و دیگری بین نمونه‌های Y_3 و Y_5 که مربوط به استفاده از فولاد پر مقاومت است، نتیجه می‌گیریم که اولاً پرکردن قوطی فولادی با بتن، حتی با مقاومت فشاری کم، و ثانیاً استفاده از

جدول ۵. بررسی اثرات تنش تسلیم فولاد.

LRFD/FEM	N_u (FEM) تن	N_u (LRFD) تن	F_y (kg/cm ²)	نام نمونه
۰/۸۹	۲۹۷	۲۶۴	۲۴۰۰	Y_1
۰/۸۸	۳۳۳	۲۹۳	۳۰۰۰	Y_2
۰/۸۸	۳۶۵	۳۱۷	۳۵۰۰	Y_3
۰/۹۱	۴۳۳	۳۹۰	۵۰۰۰	Y_4
۰/۹۴	۵۱۶	۴۸۸	۷۰۰۰	Y_5
۰/۹۰	میانگین			

جدول ۶. مشخصات نمونه‌ها و بررسی اثرات افزایش ضخامت جداره فولادی.

LRFD/FEM	N_u (FEM)	N_u (LRFD)	A_c (cm ²)	A_s (cm ²)	نسبت b/t	t(mm)	نام نمونه
۰/۸۷	۲۸۰	۲۴۳	۵۸۵/۶۴	۳۹/۳۶	۶۰	۴	T_1
۰/۸۹	۲۹۷	۲۶۴	۵۷۶	۴۹	۴۸	۵	T_2
۰/۸۵	۳۳۲	۲۸۴	۵۶۶/۴۴	۵۸/۵۶	۴۰	۶	T_3
۰/۸۶	۳۵۵	۳۰۵	۵۵۶/۹۶	۶۸/۰۴	۳۴/۳	۷	T_4
۰/۸۷	۳۷۲	۳۲۵	۵۴۷/۵۶	۷۷/۴۴	۳۰	۸	T_5
۰/۸۶	۴۰۲	۳۴۵	۵۳۸/۲۴	۸۶/۷۶	۲۶/۷	۹	T_6
۰/۸۶	۴۲۳	۳۶۴	۵۲۹	۹۶	۲۴	۱۰	T_7
۰/۸۷	میانگین						

افزایش میزان ظرفیت نهایی ستون‌های قوطی تأثیر دارند، یکی پرکردن قوطی فولادی با بتن - حتی با کم‌ترین مقاومت فشاری - و دیگری استفاده از فولادهای با مقاومت بالا، اثرات چشمگیرتری در افزایش ظرفیت نهایی ستون‌های مورد بحث از خود نشان می‌دهند.

میزان ظرفیت باربری آنها را به دقت پیش‌بینی کند. بنابراین مدل ارائه شده می‌تواند برای ستون‌های با ابعاد و مشخصات مصالح دیگر نیز به کار رود و موجب کاهش هزینه‌های سنگین آزمون‌های عملی شود. همچنین این نتیجه حاصل شد که از بین همدی عواملی که در

پانویس

1. confinement
2. crippling load

منابع

1. Brian Uy, "Strength of concrete filled steel box columns incorporating local buckling", *Journal of Structural Engineering*, **126**, (3), pp. 341-352, (March, 2000).
 2. Stephen P. Schneider, "Axially loaded concrete-filled steel tubes", *Journal of Structural Engineering*, **124**, (10), pp. 1125-1138, (October 1998).
 3. Xi-min, Shen, Guanzo-Tang, Bingguan-zhao, "Building with concrete-filled steel columns", *Batiment International Building Research and Practice*, **11**, (5), pp. 311-316, (1983).
 4. R. Narayanan, "Steel-Concrete composite structures. stability and strength", 7, Elsevier applied science publishers Ltd, (1988).
 5. ECCS (European convention for constructional steel work), European recommendations for composite structures press, (1981a).
 6. British standards institution, STEEL, CONCRETE AND COMPOSITE BRIDGES. Code of practice for design of composite bridges. BS 5400: Part5, (1979).
 7. Kavooosi, H.R. "Ultimate load capacity of circular hollow sections filled with higher strength concrete", Phd thesis, university of Wollongong, (1993).
 8. Yasser M.Hunaiti, "Bond strength in battend composite columns", *Journal of Structural Engineering*, **117**, (3), PP. 699-714, (March 1991).
 9. Boyd, Ph.f cofer, W.F., Mclean, D.I.(1995). "Seismic performance of steel encased concrete columns under flexural loading". *ACI Structural Journal*, **92**, (3), PP. 355-364, (May-June 1995).
 10. Load and Resistance Factored Design (L.R.F.D) Specification for Structural Steel Buildings, (1986).
 11. Ansys 5.4 Software > Ansys Help > Analysis Guide and Theory Manual.
 12. Brian Uy, "Local and post-local buckling of concrete filled steel welded box columns". *Journal of Constructoinal Steel Research*, (47), PP. 47-72, (1998).
 13. ACI Committee 318, "Building code requirements for reinforced concrete and commentary", (ACI 318-89/ ACI 318-R89), American concrete institue, Detroit, (1989).
۱۴. فخری، صادق‌رضا «بررسی تجربی رفتار ستون‌های فلزی پر شده با بتن (مختلط) و اتصالات مربوطه». پروژه کارشناسی ارشد سازه، دانشکده فنی دانشگاه تهران. تیرماه (۱۳۷۵).