بسمه تعالی

گروه مهندسین

ستون‌های مرکب فولادی – بتنی

REV	شرح	تهیه	بررسی	تأیید	تصویب	تاریخ انتشار	محل ضرب مهرهای تحت کنترل- منسوخ
۰۳							
۰۲							
۰۱							
۰۰	ستون های مرکب فولادی - بتنی						

www daryan-co

تهران – سعادت آباد – خیابان ریاضی بخشایش – بن بست قائم – پلاک ۴ – طبقه چهارم

تلفن : ۷-۲۲۱۳۷۰۸۶ فکس : ۲۲۱۳۷۰۸۴

فهرست مطالب

مقدمه ۳

انواع ستون های مرکب ۵

مباحث فنی ستونهای مرکب ۶

مزایای ستون های مرکب ۷

طراحی ستون های مرکب ۹

روش های طراحی ۹

روابط آیین نامه ها ۱۰

آیین نامه *Eurocode-4*: ۱۰

آیین نامه *AISC-2010*: ۱۲

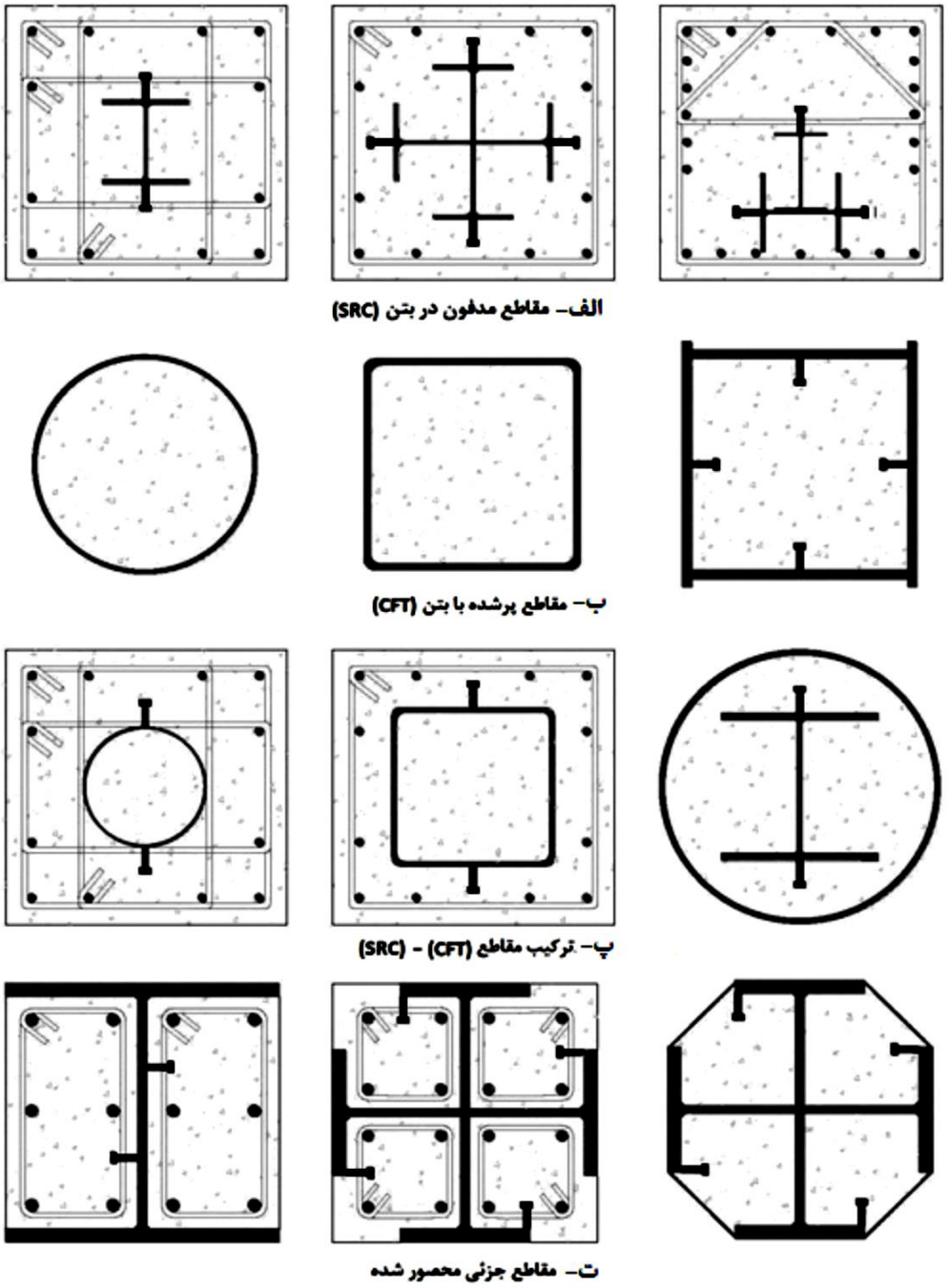
آیین نامه *BS-5400-2005*: ۱۳

مقدمه:

یکی از حساس ترین تصمیماتی که طراح سازه بایستی مدنظر قرار دهد، انتخاب نوع مصالح مصرفی در سازه می باشد .این تصمیم در بسیاری از اوقات تابع نوع سازه، مسایل مالی و همچنین تجربه و مهارت طراح است .هدف اصلی دنبال شده در طراحی بدست آوردن ساز های اقتصادی و در عین حال با عملکرد مطلوب می باشد.بتن و فولاد مصالحی هستند که به صورت گسترده در ساخت و سازها مورد استفاده قرار می گیرد .مزایای هر دو مصالح امروزه به خوبی شناخته شده است .بتن مصالحی با سختی بالا، ارزان قیمت (نسبت به سایر مصالح) و مقاومت قابل توجه در برابر آتش سوزی و ضمنا فولاد مصالحی با شکل پذیری و مقاومت بالا و وزن کم است .با این وجود استفاده از فولاد تنها در ساختن ستون ها بخصوص در سازه های بلند، غیر اقتصادی می باشد.همچنین سازه های بلند با ستون های فولادی معمولا دارای تغییر شکل های جانبی نسبتا بزرگ بوده و در مقابل آتش سوزی مقاومت پایینی دارند .همچنین استفاده از بتن تنها در ستون های ساختمان های بلند، در طبقات پائین فضای بیشتری را اشغال نموده و دارای وزن نسبتا بیشتری است و بعلت ترد و شکننده بودن بتن، سازه حاصل دارای شکل پذیری کمتری بوده و در بارهای لرزه ای افت مقاومت در سازه بوجود خواهد آمد .ترکیب هوشمندانه این دو مصالح، یک سیستم موثر و کاراتر از استفاده مجزا از آن ها را نتیجه می دهد.

این سیستم را با عباراتی چون سیستم مرکب و یا دوگانه معرفی می کنند. امروزه سیستم های مرکب به صورت موفقیت آمیزی در ستون ها، تیرها و دالهای با دهانه های متوسط و بزرگ در ساختمان ها و همچنین در پایه و تیرهای پلها مورد استفاده قرار می گیرند.استفاده از ستون های مرکب بعلت همکاری توام و مناسب بتن و فولاد در بسیاری از سیستم های سازه ای در سرتاسر جهان در حال افزایش است .ستون های مرکب نه تنها مزایای بسیاری در ساخت (بخصوص سرعت و اقتصاد) دارند بلکه باعث بهبود قابل توجهی در خواص مکانیکی اعضای سازه ای در مقایسه با اعضای بتن مسلح و فولادی تنها می شوند.ستون های مرکب اگر جزئی از سیستم سازه ای مختلط باشند، مزایای دیگری نیز می توان از آن ها انتظار داشت.بعنوان مثال اگر اتصال مناسبی بین ستون و سیستم سقف (تیر و دال) برقرار باشد، این اتصال مقاومت بالاتر و رفتار بهتری از خود نشان می دهد که در نتیجه باعث افزایش طاقت 4 و ایجاد قید اضافی خواهد شد .یکی از پیچیدگی های اجرایی در این ستون ها هماهنگی بین عوامل اجرایی بتن و فولاد و نحوه اتصال تیر به ستون است اما مزایای بالای این نوع ستون ها (سرعت ساخت، عدم نیاز به قالب، کاهش بارهای روی فونداسیون، افزایش فضای مفید و کاهش هزینه های ساخت و نگهداری) باعث طراحی و اجرای روز افزون آن ها می باشد.

ستون های مرکب فولادی – بتنی از سال ۱۹۵۰ به تدریج رواج یافتند و با توجه به مزایای زیاد این ستون ها، استفاده از آن ها در ساختمان های بلند به صورت روز افزون شدت یافت .ستون های فولادی مدفون در بتن، اولین بار در ساختمان های *Petersburg* در سال ۱۸۹۸ برای افزایش مقاومت ستون در برابر آتش سوزی مورد استفاده قرار گرفت.



شکل ۱: انواع مقاطع ستون های مرکب فولادی - بتنی

انواع ستون های مرکب

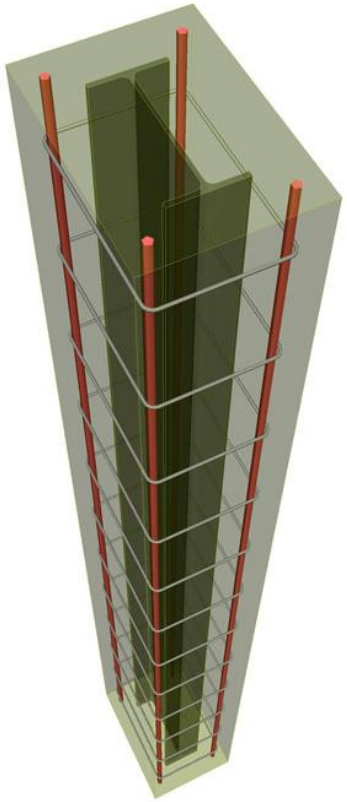
ستون های مرکب با مقاطع مختلفی ساخته می شوند که از اینرو دارای تنوع ساختاری می باشند .ستون های مرکب از لحاظ محل قرارگیری بتن و فولاد به سه گروه کلی تقسیم بندی می شوند، که عبارتند از:

۱- جدار فولادی پر شده با بتن (*CFT*)

ستون هایی هستند که دارای هر دو مزایای فولاد و بتن می باشند .این ستونها شامل مقطع فولادی توخالی دایره، مستطیل و یا چند ضلعی است، که با بتن پر می شوند.

۲- مقاطع فولادی مدفون در بتن یا مقاطع فولادی بتن مسلح (*SRC*)

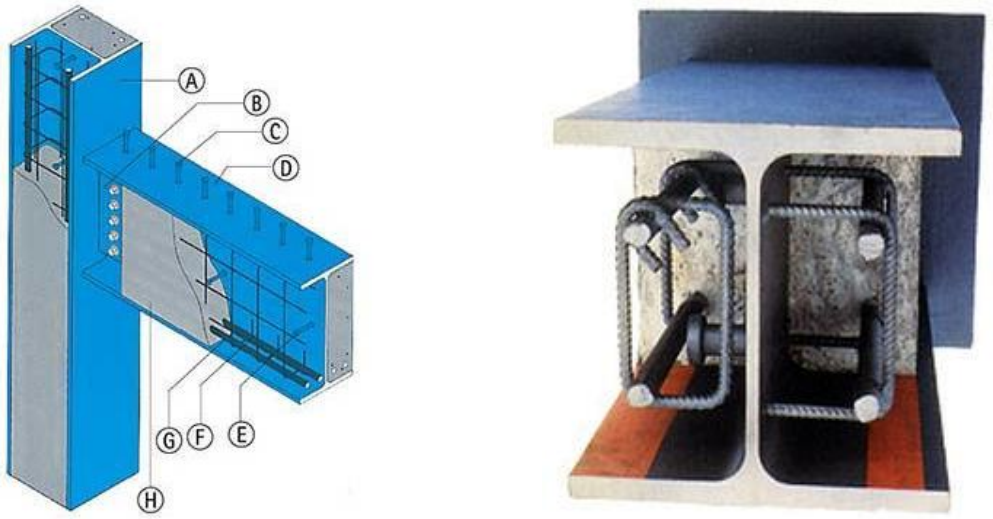
در این گروه مقطع فولادی توسط بتن مسلح محصور شده است به عبارت دیگر این مقطع شامل مقطع فولادی نورد شده یا مرکب که در داخل مقطع بتن مسلحی مدفون شده است (شکل ۲).



شکل ۲: مقطع فولادی مدفون در بتن

۳- مقاطع جزئی محصور شده

دراین گونه مقاطع، نه بتن و نه فولاد هیچکدام به طور کامل توسط دیگری محصور نشده است. به بیان دیگر در وجوه خارجی این مقاطع، هم مصالح فولادی و هم مصالح بتنی قال رؤیت می‌باشد (شکل ۳).



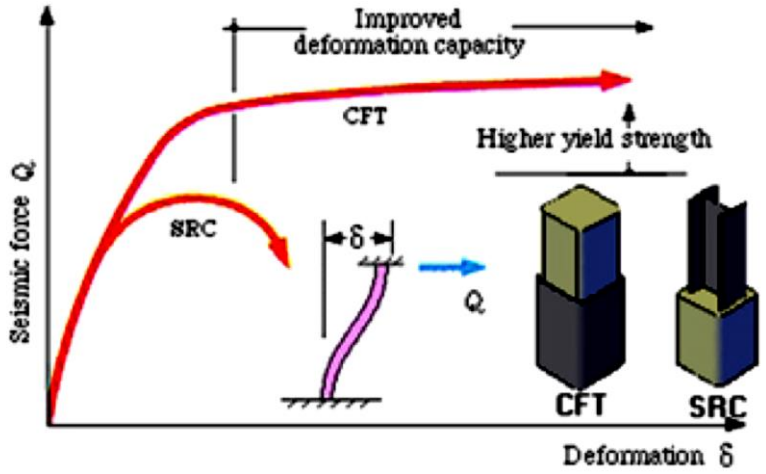
شکل ۳: مقاطع جزئی محصور شده

مباحث فنی ستونهای مرکب

ستون مختلط شکل پذیری بیشتری نسبت به ستون های بتنی دارد و اتصالات آنها مانند ساختمان های فولادی است .پر کردن بتن داخل ستون نه تنها موجب افزایش ظرفیت باربری مقطع فولادی می شود، بلکه موجب مقاومت ستون دربرابر حریق نیز میگردد.

از نظر شکل پذیری و ظرفیت چرخشی، مقاطع توخالی پر شده با بتن بهترین رفتار را در مقایسه با سایر انواع دیگر ستون مختلط دارد .بتن توسط مقطع فولادی احاطه شده است و حتی در لحظه رسیدن به مقاومت نهائی نیز بتن دچار گسیختگی کامل نمیشود (شکل ۴). وجود فولاد در بیرونی ترین تارهای مقطع (جائی که بیشترین کشش وجود دارد) به طور موثر سبب افزایش حداکثر مقاومت خمشی مقطع می گردد .همچنین وجود فولاد با مدول الاستیسیته زیاد (در مقایسه با بتن) در دورترین فاصله از مرکز مقطع باعث افزایش ممان اینرسی میشود که این دو مورد نهایتا سبب افزایش سختی مقطع میگردد .بتن یک هسته ایده آل برای باربری ثقلی میباشد و همچنین کمانش موضعی تیوب فولادی) خصوصا قوطی (را به تاخیر می اندازد و در برخی حالات کمانش موضعی را به کلی حذف می کند.

آزمایشات نشان می دهد که تیوب فولادی با محصور کردن بتن مقاومت فشاری ستون ها را در حالت تیوب دایره (لوله) بالا برده و در نوع تیوب چهارگوش (قوطی) شکل پذیری را افزایش می دهد .لذا استفاده از مقطع *CFT* به عنوان ستون های در معرض بارهای فشاری شدید بسیار سودمند خواهد بود.



شکل ٤: مقایسه رفتار دو نوع ستون مختلط

در مقایسه با ستونهای بتنی با انبوه میلگردهای متقاطع، تیوب فولادی می تواند از کرمو شدن بتن جلوگیری کند .به عبارت دیگر تراکم و شلوغی آرماتور خصوصا در نواحی اتصال حذف می شود که در ملاحظات لرزه ای بسیار سودمند خواهد بود .نتایج آزمایشات بسیاری نشان میدهند که مقاومت، شکل پذیری و جذب انرژی با پرکردن مقاطع توخالی با بتن افزایش می یابد.

مزایای ستون های مرکب

محل بهینه مقطع فولادی

در ستون های *CFT* بعلت قرارگیری جدار فولادی در پیرامون مقطع درست در جائیکه تنشهای خمشی و کششی بیشتر موثرند، باعث افزایش قابل توجهی درسختی و مقاومت مقطع می شود و در ستونهای*SRC* ، محل قرارگیری خود عاملی بر نصب سریع ستون می باشد.

مقاومت خمشی بالا در اتصال تیر به ستون در ستونهای مرکب *SRC*

به دلیل اینکه ستون و تیر در این نوع از ستون مرکب توسط بتن مسلح دورگیری می‌شود، سختی دورانی به دلیل انتقال بار بین تیر و بتن در چشمه اتصال افزایش می یابد. همچنین مقاومت خمشی قابل تحمل اتصال دارای ظرفیت بیشتری از اتصال فولادی اولیه (بدون مسلح) می باشد.

تأخیر در کمانش موضعی

در مقاطع مرکب، ستون فولادی (فشرده، غیرفشرده یا لاغر) به علت تماس با بتن سفت شده، سختی بیشتری می یابد و کمانش در آن به تأخیر افتاده یا اتفاق نمی افتد. بنابراین تا زمانیکه تماس بین بتن و فولاد کاهش یابد (مثل ترک خوردن بتن یا جداسازی بتن و فولاد) کمانش به تأخیر خواهد افتاد. البته در ستون های CFT با ترک خوردن بتن به علت جلوگیری از انبساط بیش از حد بتن توسط جدار فولادی، همچنان تماس بین بتن و فولاد برقرار خواهد بود. بنابراین هسته بتنی مدهای کمانش جانبی را به سمت بیرون انتقال می دهد، از این رو از مقاطع فولادی نازکتر به دلیل اطمینان از رسیدن مقاومت تسلیم در جدار قبل از وقوع کمانش استفاده می شود.

محصورشدگی بالا در بتن

مقاطع فولادی باعث افزایش محصورشدگی در هسته بتن و به دنبال آن افزایش مقاومت و شکل پذیری در بتن می‌شوند. به علت شکل مقطع و تنش حلقوی ایجادی (یا تنش کمربندی)، مقاطع دایروی از ستون های CFT ($CCFT$) ایجاد محصورشدگی بیشتری نسبت به مقاطع مستطیلی CFT($RCFT$) و مقاطع SRC می کنند. البته در مقاطع دایروی، محصورشدگی به نسبت قطر به ضخامت ($\frac{D}{t}$) نیز وابسته است.

صرفه جویی در هزینه‌های ساخت

درCFT تیوب فولادی نقش یک قالب ماندگار برای بتن ایفا میکند و این موضوع سبب کاهش هزینه های انسانی و مصالح میشود .سرعت ساخت با روش CFT خصوصا در ساختمان های متوسط تا بلند مرتبه بسیار بیشتر است.

هزینه خود اعضا در مقایسه با سازه فولادی بسیار کمتر است و طبق اصل مقاومت بر دلار هزینه، تقریبا هزینه CFT برابر با هزینه اعضای بتن مسلح می باشد. همچنین در مقایسه با قاب خمشی فولادی، در قاب مهاربندی نشده CFT، میزان صرفه جوئی در فولاد با افزایش طبقات افزایش می یابد.

جزئیات اتصال نسبتا ساده تیر به ستون قوطی می تواند به کار برده شود .این موضوع سبب کاهش هزینه ها و سهولت طراحی، میشود .با استفاده از بتن پر مقاومت، CFT ها نسبت به ستون های متداول بتن آرمه در هر فوت مربع قوی تر هستند جائی که مقاومت زیاد مورد نظر است، سایز کوچکتری از ستون می تواند طرح شود و فضای مفید ساختمان افزایش یابد .اسکلت کوچکتر و سبکتری بر روی فونداسیون قرار می گیرد که مجددا سبب کاهش هزینه ها خواهد شد.

ضد آتش

در مقاطع مدفون در بتن، بتن به عنوان یک محافظ مقطع فولادی در برابر آتش‌سوزی عمل می‌کند.

طراحی ستون های مرکب

روش های طراحی

روش های طراحی متعددی برای ستونهای مختلط در کشورهای مختلف ارائه شده و یا در دست تدوین می باشد .در ژاپن روش *(AIJ)* استاندارد شده است .طراحی ستون های مختلط با دو روش شامل روش جمع آثار قوا (سوپرپوزیشن) و یا با روش در نظر مقطع فولادی به عنوان یک آرماتور خیلی قوی مانند طراحی مقاطع بتن مسلح صورت می پذیرد .هر دو روش بر اساس روش طراحی تنشهای مجاز می باشد .اما روش طراحی یوروکد ۴ با روش ژاپن متفاوت است .روش جمع آثار قوا (سوپر پوزیشن) که ظرفیت بخش های بتنی و فولادی را به طور جداگانه محاسبه و با هم جمع میکند و از عمل کامپوزیت (مرکب) فولاد و بتن صرفنظر میکند.

طبق مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران:

- حداکثر نسبت عرض به ضخامت قوطی فولادی برابر با $2.26\ (E/F_y)^{0.5}$ باشد گه برای فولاد $ST37$ برابر با حدود ۶۷ به دست می‌آید. همچنین برای لوله این مقدار برابر با $0.15(E/F_y)$ می باشد.
- مساحت مقطع فولادی باید حداقل یک درصد مساحت کلی مقطع باشد.

در ویرایش سال ۲۰۰۱ استاندارد ژاپنی AIJ برای سازه های کامپوزیت فولاد و بتن محدودیت های ذیل در نظر گرفته شده است:

- تنش جاری شدن تیوب فولادی در محدوده ۲۳۵ مگاپاسکال تا ۳۵۵ مگا پاسکال در نظر گرفته شود.

- محدودیت عرض به ضخامت برای قوطی فولادی پر شده با بتن برابر $1.5(735/\sqrt{F_y})$ است که برای $ST37$ معمولی این محدودیت برابر با ۷۱ می باشد .این محدودیت در استاندارد مذکور برای مقاطع پر شده با بتن ۱/۵ برابر نسبت به فولاد تنها آزادانه تر است.

- حداکثر طول مجاز عضو CFT در این استاندارد ۵۰ برابر عرض تیوب می باشد.

طبق یوروکد ۴ این محدودیت ها عبارت اند از:

محدودیت عرض به ضخامت برای قوطی فولادی پر شده با بتن برابر $52\ (235/F_y)^{0.5}$ است که برای $ST37$ این محدودیت حدود ۵۲ می باشد.

روابط آیین نامه ها

آیین نامه *Eurocode-4*:

دو روش طراحی در این آیین نامه وجود دارد .یکی از این روش ها دربرگیرنده ستون هایی با مقطع عرضی نامتقارن و غیریکنواخت در طول ستون است و روش دیگر، حالت ساده شده ای برای ستون هایی با مقطع عرضی متقارن (در هر دو جهت) و یکنواخت در طول ستون می باشد. روش طراحی ساده شده برای اعضای فشاری در *Eurocode-4* بر اساس منحنی کمانش برای ستون فولادی است که در *Eurocode-3* آمده است .در طراحی ستون ها بر اساس *Eurocode-4* فرض می شود که فولاد و بتن تا زمان شکست دارای اندرکنش کامل هستند .در

طراحی بر اساس روش این آیین نامه از ظرفیت کامل پلاستیک محوری و خمشی مقطع استفاده می شود، سپس این مقادیر بر اساس لاغری و دیگر ضرایب کاهش می یابند. برای مقاطع دایروی پر شده با بتن، اثرات محصور شدگی بایستی مدنظر قرار داده شود .البته تاثیر محصور شدگی هنگامیکه ضریب لاغری ستون (λ) بزرگتر از ۰,۵ و خروج از مرکزیت بار (e) بیشتر از $\frac{D}{10}$ (d قطر جدار فلزی است) باشد، در نظر گرفته نمیشود. رابطه مقاومت برای ستون های توخالی دایروی پرشده با بتن به صورت زیر است:

$$N_{Pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd}\left(1 + \eta_c \frac{t}{d}\frac{f_y}{f_{ck}}\right) + A_s f_{sd}$$

که در این رابطه، t: ضخامت جدار فلزی، η_c و η_a : برای تاثیر محصورشدگی در نظر گرفته می شوند . مقاومت بتن توسط ضریب η_c افزایش می یابد زیرا بتن هنگامیکه تحت تنش های سه محوری قرار گیرد، مقاومت بالاتری از خود نشان می دهد .مقاومت جدار فلزی نیز با اعمال ضریب η_a کاهش می یابد، زیرا تنش تسلیم موثر فولاد به خاطر تنش های حلقوی کاهش می یابد .هر دو ضریب به لاغری و خروج از مرکزیت بار محوری وابسته هستند و به صورت زیر تعریف می شوند.

$$\eta_a = \eta_{a0} + \frac{(1-\eta_{a0})10e}{d}$$

$$\eta_c = \eta_{co}(1 - \frac{10e}{d})$$

برای $\frac{e}{D} > 0.1$ مقادیر η_c و η_a به ترتیب برابر با صفر و ۱,۰ در نظر گرفته می شود. در این روابط داریم:

$$\eta_{a0} = 0.25\ (3 + 2\lambda)$$

$$\eta_{co} = 4.9 - 18.5\lambda + 17\lambda^2$$

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$$

که M_{ED} و N_{ED} به ترتیب ماکزیمم لنگر خمشی طراحی و بار محوری طراحی هستند، و پارامتر لاغری در ستونها توسط رابطه زیر تعریف می شود:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A_a\, f_y + 0.85\, A_c f_{ck} + A_s f_{sk}}{N_{cr}}}$$

که در این رابطه N_{cr} بار کمانشی اولر است و برابر با:

$$N_{cr} = \frac{(EI)_e \pi^2}{(KL)^2}$$

و

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{c,eff} I_c$$

$$\mathrm{E}_{c,eff} = \mathrm{E}_{cm} * \frac{1}{1 + (\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}})\varphi_t}$$

$$E_{cm}(\mathrm{Gpa}) = 22 * \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}$$

که در روابط فوق:

E_a: مدول الاستیسیته جدار فولادی

E_S: مدول الاستیسیته آرماتور

$E_{c,eff}$: مدول الاستیسیته موثر بتن

I_a: ممان اینرسی جدار فولادی،

I_S: ممان اینرسی آرماتور

I_c: ممان اینرسی بتن

K_eضریب تصحیح

E_{cm}: مدول الاستیسیته متقاطع (سکانتی) بتن

می باشد.

آیین نامه *AISC-2010*:

مقاومت فشاری در این آیین نامه برای مقاطع پر شده با بتن برای مقاطع فشرده و غیر فشرده به صورت زیر است. برای مقاطع فشرده مقاومت مقطع *CCFT* از روابط زیر بدست می آید.

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = f_y A_s + C_2 f_c' (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c})$$

که مقدار C_2 برای مقاطع مستطیلی و دایروی برابر با ۰,۸۵ و ۰,۹۵ است.

همچنین برای مقاطع غیر فشرده مقاومت مقطع *CCFT* از روابط زیر بدست می آید.

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2$$

$$P_y = f_y A_s + 0.7 \acute{f}_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c})$$

که در این روابط:

E_S:مدول الاستیسیته جدار فولادی

E_c:مدول الاستیسیته بتن

f_y: مینیمم تنش تسلیم مشخصه فولاد،

f_c': مقاومت فشاری مشخصه بتن،

A_s، A_c و A_{sr}: به ترتیب مساحت جدار، بتن و آرماتورهای طولی می باشد.

برای مقاطع مستطیلی:

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2}$$

و برای مقاطع دایروی:

$$F_{cr} = \frac{0.72F_y}{\left(\left(\frac{D}{t}\right)\frac{Fy}{E_s}\right)^{0.2}}$$

سختی موثر مقاطع مرکب نیز به صورت زیر بدست می‌آید:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$$

در رابطه فوق ضریب C_3 برای صلبیت موثر مقطع مرکب پر شده با بتن و برابر است با:

$$C_3 = 0.6 + 2[\frac{A_s}{A_s + A_c}] \leq 0.9$$

آیین نامه *BS-5400-2005*:

مقاومت فشاری مقطع پر شده با بتن در این آیین نامه برابر است با:

$$N_u = 0.95\, A_s f'_y + 0.45\, A_c f_{cc}$$

که f_{cc} مقاومت مشخصه بتن محصور و از رابطه زیر بدست می آید:

$$f_{cc} = f_{cu} + c_1 \frac{t}{D_e} f_y$$

f'_y تنش تسلیم اسمی کاهش یافته جدار فولادی که برابر است با:

$$f'_y = c_2 f_y$$

c_1 و c_2 ضرایبی که از جدول آیین نامه بدست می آیند و D_e قطر خارجی جدار و t قطر خارجی جدار است.