۲-۵- راهکارهای بهسازی ستون

ستون‌ها اعضایی هستند که تحت نیروی محوری با و یا بدون نیروی برشی و لنگر خمشی قرار دارند.

در قاب خمشی، ستون‌ها علاوه بر انتقال بارهای ثقلی به فونداسیون، باید تلاشهای ناشی از بارهای جانبی ناشی از زلزله را نیز تحمل نمایند. رعایت اصل ستون قوی- تیر ضعیف از اصول طراحی است و در طراحی همواره سعی بر آن است که تشکیل مفصل خمیری به تیرها و یا بادبندها منتقل گردد تا فلسفه ستون قوی، تیر ضعیف رعایت گردد.

معایب ستون‌ها بر اثر طراحی نادرست، جزئیات ناقص، ساخت نامناسب و کیفیت پایین مصالح می‌باشد. در طراحی لرزه‌ای، ستونها در رده اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو قرار می‌گیرند و در اکثر حالات باید برای زلزله تشدید یافته کنترل گردند.

بر اساس نوع ستون (بتنی یا فولادی) و معایب آن روش‌های متعددی برای بهسازی ستون‌ها وجود دارد که در ادامه به آنها پرداخته شده است.

۲-۵-۱- بهسازی ستون‌های بتن مسلح

ستون‌های بتنی مطابق آیین‌نامه‌های طراحی باید از حداقل بعد عرضی کافی برخوردار باشند. زمانی که ستون‌های بتنی دارای نسبت طول به عرض زیاد می‌باشند تحت خمش‌های دو محوره دچار خرابی می‌گردند.

مقاوم‌سازی ستون‌های بتنی به منظور افزایش مقاومت محوری، خمشی و برشی و همچنین برای افزایش ظرفیت شکل‌پذیری ستون در نزدیکی محل اتصال به تیر و مقاوم نمودن محل وصله‌های ضعیف نیز صورت می‌پذیرد.

در ستون‌های بتن مسلح خرابی‌های ناشی از زلزله مربوط به شکست‌های ناشی از طول وصلهٔ ناکافی، شکست‌های ناشی از برش، خمش و اندرکنش برش و خمش، شکست ستون کوتاه و گسیختگی‌های ناشی از کمانش میلگردهای طولی می‌باشد.

شکل ۲-۵-۱- نمونه‌ای از شکست برشی ستون

شکست تُرد و برشی ستون‌های بتنی به دلیل ماهیت ناگهانی آن بدترین نوع شکست می‌باشد. به همین دلیل همواره سعی بر آن است که مکانیسم کنترل کننده خرابی ستون بصورت خمشی باشد و ستون باید به عنوان عضوی ضعیف در قاب سازه‌ای عمل نماید. در شکل ۲-۵-۱ نمونه‌ای از شکست برشی ستون دیده می‌شود.

در شکل ۲-۵-۲ مکانیسم خرابی ستون‌ها به علت عملکرد نامناسب تیر قوی - ستون ضعیف دیده می‌شود.

شکل ۲-۵-۲- مکانیسم خرابی در عملکرد تیر قوی - ستون ضعیف و ستون کوتاه

از دیگر خرابی‌های ستون می‌توان به کمانش آرماتورهای طولی، عدم دورگیری مناسب و طول ناکافی وصله‌ها اشاره نمود که در اشکال ۲-۵-۲-الف، ب و پ به ترتیب نشان داده شده‌اند.

خاموت‌هایی که دارای اعوجاج بوده و یا تحت زاویه ۱۳۵ درجه و یا طول مناسب خم نمی‌گردند، نمی‌توانند از کمانش میلگردهای طولی جلوگیری کرده و یا دورگیری مناسبی برای بتن ایجاد نمایند. این امر منجر به شکست ستون قبل از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر می‌گردد.

در ستون‌های بتنی به علت لغزش آرماتورهای طولی در محل وصله‌ها، مفصل پلاستیک در این نواحی ایجاد می‌گردد و طی چند سیکل ابتدایی خمش غیر الاستیک، ظرفیت باربری ستون به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد.

۲-۵-۱-۹- روش‌های بهسازی ستون‌های مسلح

در سال‌های اخیر روش‌های مختلفی برای بهبود ظرفیت خمشی، برشی و شکل‌پذیری ستون‌ها توسط افزایش دورگیری جانبی ناحیه مفصل پلاستیک ارائه شده است که عملکرد مناسبی طی زلزله‌های مختلف داشته‌اند. این روش‌ها عبارتند از:

- روکش بتنی
- روکش فولادی
- روکش FRP

(ب) (الف)

(پ)

شکل ۲-۵-۳- کمانش آرماتورهای طولی به علت عدم دورگیری مناسب آنها

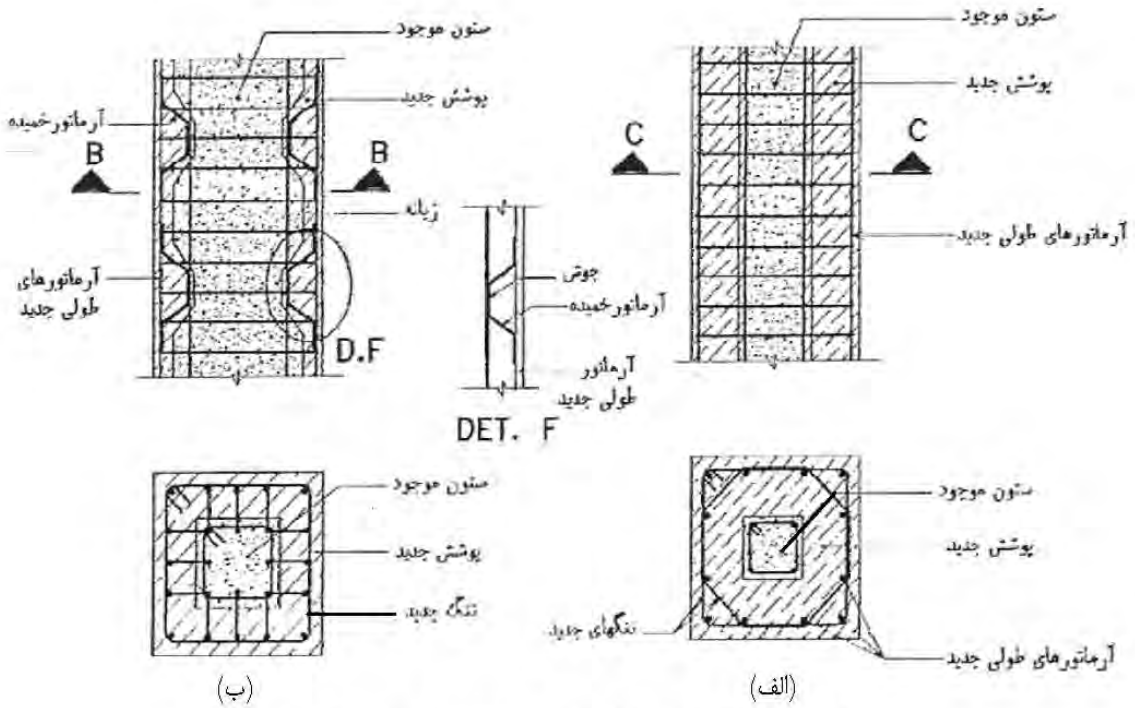
۲-۵-۱-۱-۱- استفاده از روکش بتنی

روکش بتنی شامل لایه‌ای از بتن، میلگردهای طولی و خاموت‌های بسته می‌باشد. روکش بتنی مقاومت خمشی و برشی ستون را افزایش می‌دهد و افزایش شکل‌پذیری ستون در این حالت کاملاً مشهود است.

روکش بتن‌آرمه در مواردی که میزان شدت آسیب‌های وارده به ستون زیاد باشد و یا ستون از ظرفیت کافی در برابر نیروهای جانبی برخوردار نباشد، بکار گرفته می‌شود. روکش بتنی بسته به شرایط می تواند دور تا دور ستون و یا در یک وجه آن اجرا شود.

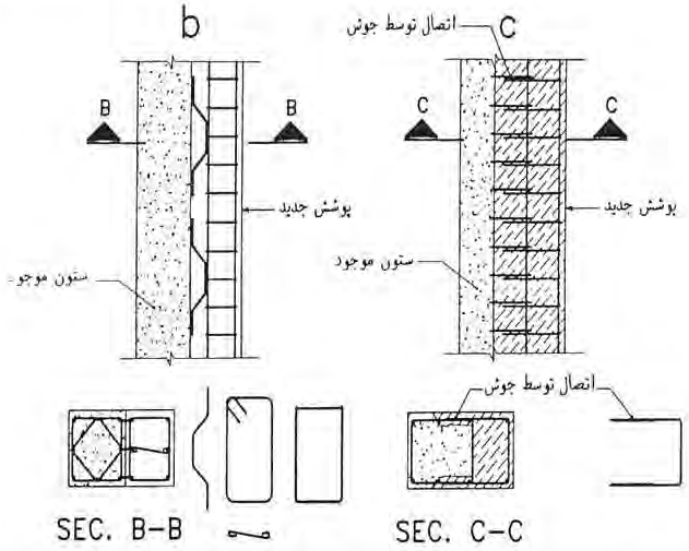
مناسب بودن طرح روکش بتنی به پیوستگی آن با عضو بستگی دارد. اگر ضخامت روکش بتنی کم باشد، افزایش سختی در ستون مقاومسازی شده محسوس نمی‌باشد. روکش بتنی باعث افزایش ابعاد ستون می‌گردد که علاوه بر مسائل معماری، وزن ساختمان را نیز افزایش می‌دهد.

گاهی عملکرد مرکب بتن قدیم و روکش صرفاً از طریق چسبندگی بین آنها (با توجه به زبر بودن سطح بتن قدیمی) تأمین می‌گرددکه می‌توان برای ایجاد اتصال قویتر بین قفس‌قدیم وجدید ازآرماتور Ω که به میلگردهای قدیمی وجدیدجوش شده‌اند، استفاده نمود. البته درشرایطی که ابعادستون مقاومسازی شده بزرگ باشد و دورگیری تمام میلگردهای جدید به صورت حداقل یک در میان امکان‌پذیر نباشد، استفاده ازتنگهای متصل‌کننده بمنظور جلوگیری از کمانش میلگردهای طولی، ضروری خواهد بود. (شکل ۲-۵-۴).



شکل ۲-۵-۴- نحوه ایجاد اتصال مناسب بین بتن جدید و قدیم

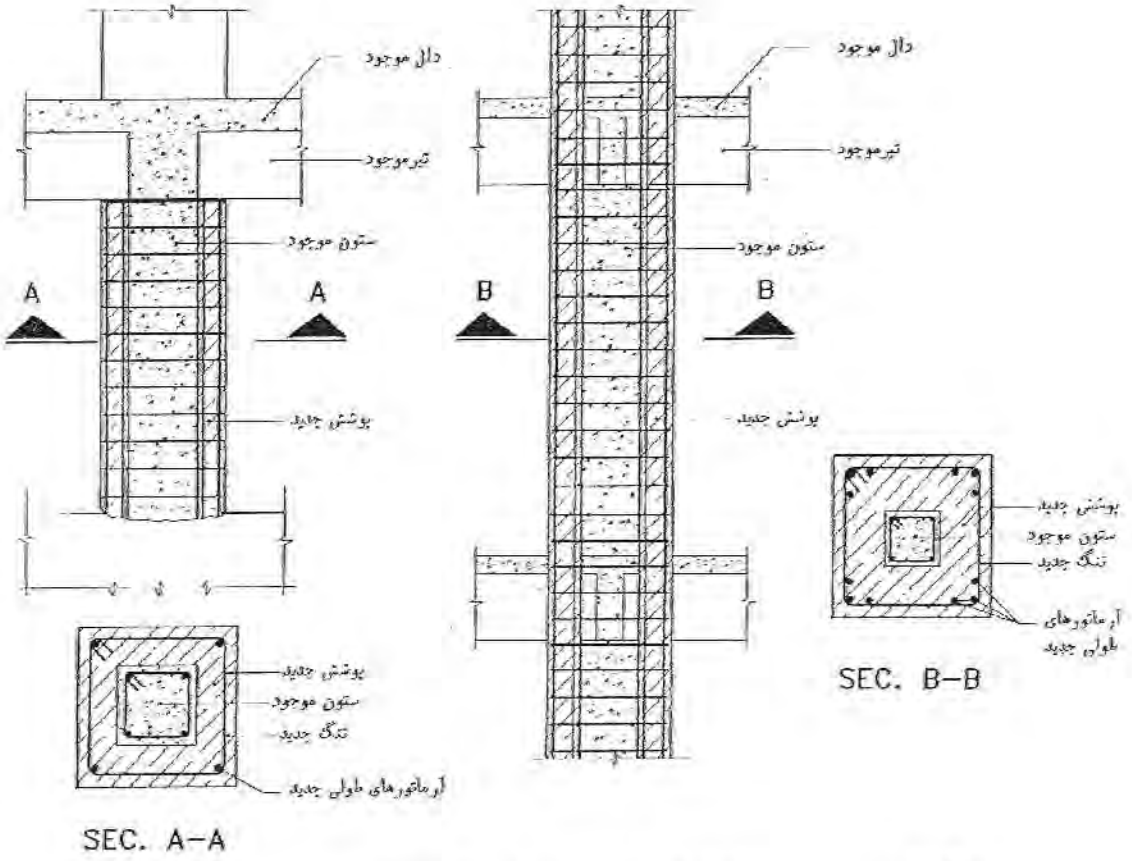
الف) بدون استفاده از تنگ‌های متصل کننده و ب) با استفاده از تنگ‌های متصل کننده



شکل ۲-۵-۵- نحوه ایجاد اتصال مناسب بین بتن جدید و قدیم از یک وجه ستون

درصورتی که روکش بتنی تنها در قسمتی از ستون اجرا گردد، باید خاموتهای قدیم نمایان شده و خاموتهای جدید به آنها جوش شوند (شکل ۲-۵-۵).

اگر بنا به دلایلی افزایش ظرفیت برشی بدون افزایش ظرفیت خمشی مد نظر باشد، پوشش بکار گرفته شده می‌تواند به سقف و تیرها متصل نباشد و اگر افزایش ظرفیت خمشی ستون نیز مد نظر است پوشش بکار گرفته شده باید از سقف عبور نماید (شکل ۲-۵-۶).



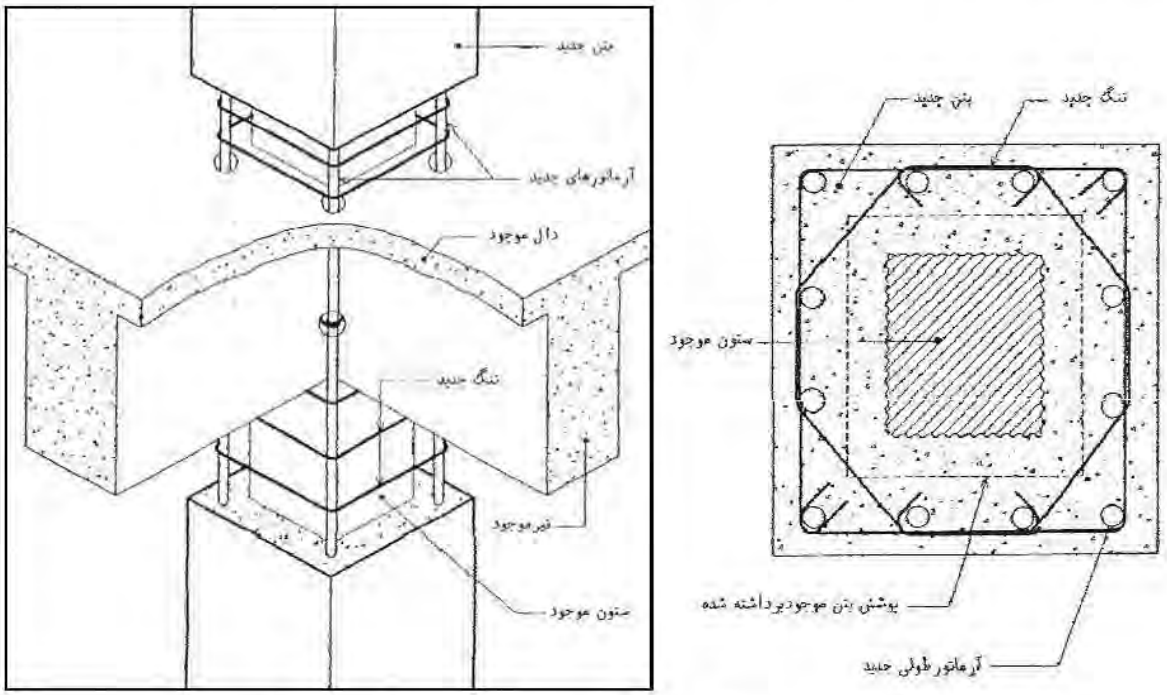
شکل ۲-۵-۶- استفاده از روکش بتنی

الف- بهسازی مقاومت خمشی ستون

ب-بهسازی مقاومت برشی ستون

به هنگام استفاده از راهکار بهسازی ستون با روکش بتنی، اگر افزایش ظرفیت خمشی ستون مد نظر باشد، آرماتورهای اضافه شده طولی باید در فونداسیون مهار شده و به صورت پیوسته از داخل سقف ها نیز عبور نمایند. نمونه‌ای از این امر در شکل ۲-۵-۷ نشان داده شده است. میلگردهای طولی اضافی معمولاً در چهار گوشه ستون قرار می‌گیرند و به هنگام عبور از سقف نباید با تیرها برخورد نمایند. افزایش خاموت‌ها در روکش بتنی منجر به افزایش مقاومت برشی ستون می‌شود.

خاموت‌ها را به علت وجود ستون نمی‌توان با یک میلگرد منفرد اجرا نمود و برای اجرای آنها استفاده از حداقل دو میلگرد که به آرماتورهای طولی متصل شده باشند، ضروری است. خم خاموت‌ها باید دارای طول کافی بوده و حداقل زاویه آنها ۱۳۵ درجه باشد.



شکل ۲-۵-۷- جزئیات بهسازی ستون‌ها بوسیله روکش بتنی به هنگام عبور از سقف

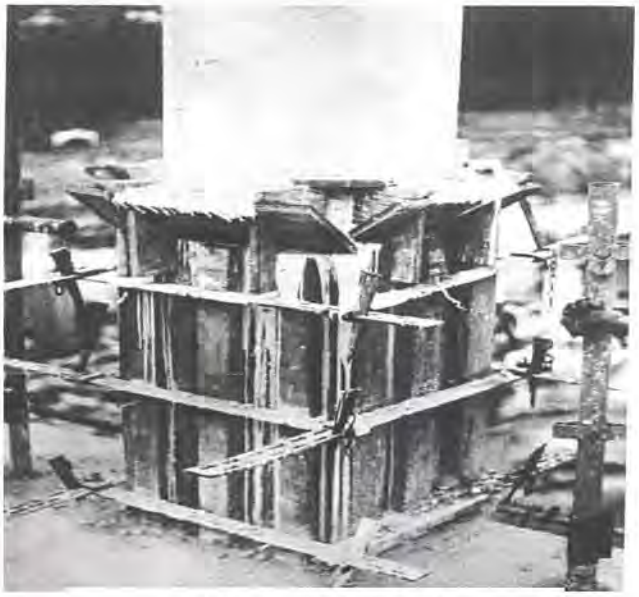
- اجرای روکش بتنی

اجرای روکش بتنی بهتر است با قالب و بتن خود تراکم[1] اجرا گردد ولی اگر روکش بتنی ضخامت کمی داشته باشد، استفاده از روش بتن‌پاشی[2] بهتر از بتن‌ریزی می‌باشد. در شکل ۲-۵-۸-الف اجرای روکش بتنی با قالب نشان داده شده است. در این روش پس از بستن آرماتورها به دور ستون، قالب‌بندی و بتن‌ریزی به صورت مرحله‌ای انجام می‌شود. ارتفاع قالب در هر مرحله باید طوری باشد که بتن‌ریزی و تراکم آن امکان‌پذیر باشد. بتن‌ریزی در قسمت فوقانی زیر سقف مشکل‌ترین قسمت است. در شکل ۲-۵-۸-ب اجرای روکش بتنی ستون با روش بتن‌پاشی نشان داده شده است. برای اجرای بتن شاتکریت مطابق شکل از کرم‌بندی استفاده می‌شود.

برای اطمینان از عمل مرکب بتن قدیم و جدید باید سطح بتن قدیم را با تیشه یا قلم مضرس نمود و یا سطح آنها را با چسب‌های شیمیایی پوشاند. آزمایشات و تجارب گذشته نشان می‌دهد که زبر نمودن سطح بتن برای پیوستگی بتن قدیم و جدید کافی می‌باشد، ولی با کاشت میخچه در فاصله ۳۰۰ تا ۵۰۰ میلیمتر عمل مرکب بین بتن قدیم و جدید به شکل کاملاً مشهودی افزایش می‌یابد.

---

[1] Self Compacted Concrete
[2] Shotcerete



الف- اجرای روکش بتنی با قالب

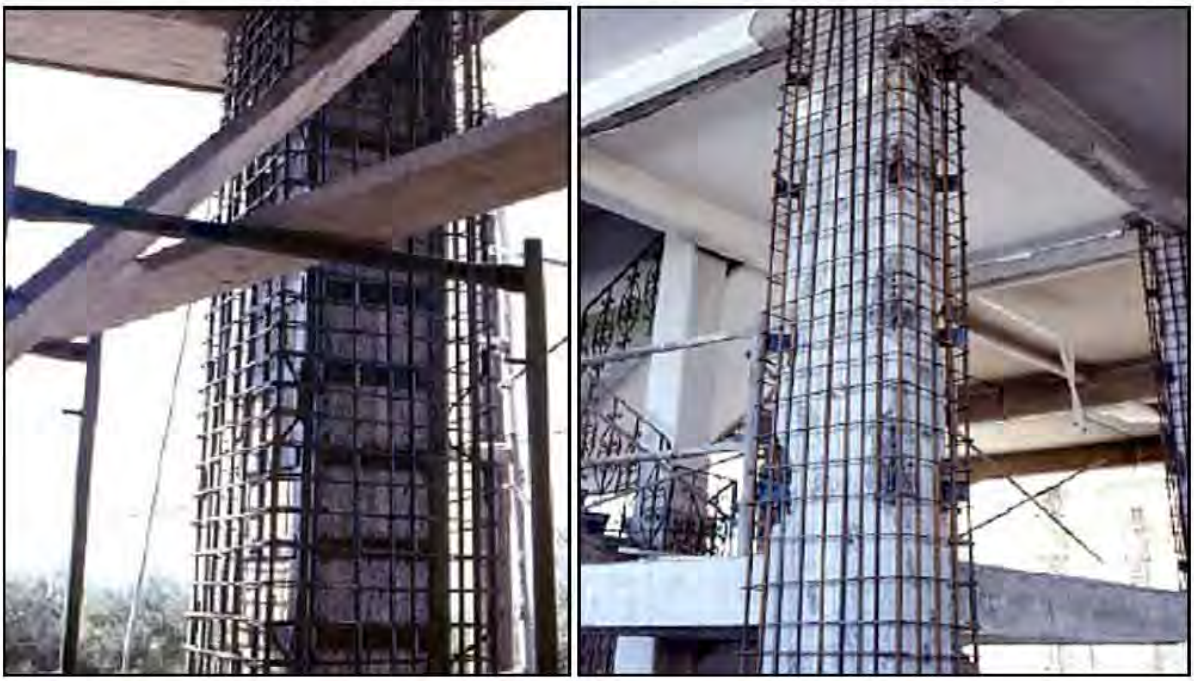
ب- اجرای روکش بتنی با بتن‌پاشی

شکل ۲-۵-۸- اجرای روکش بتنی

اگر روکش بتنی ستون را محصور نماید، انقباض بتن جدید منجر به ایجاد اصطکاک بین بتن قدیم و جدید می‌گردد و احتیاجی به کاشت بولت نخواهد بود (شکل ۲-۵-۹).

حداقل مشخصات فنی برای روکش‌های بتنی بصورت زیر ارائه شده است. لازم به ذکر است کلیه ضوابط آیین‌نامه بتن ایران برای طرح و اجرای روکش بتنی باید اجرا گردد.

۱- مقاومت مصالح جدید باید برابر و یا بیشتر از مقاومت مصالح موجود باشد. توصیه می‌گردد مقاومت فشاری بتن روکش حداقل ۵ MPa بیشتر از بتن موجود باشد.



شکل ۲-۵-۹- استفاده از روکش بتنی جهت بهسازی ستون‌ها

۲- برای ستون‌هایی که به آرماتورهای طولی اضافی احتیاج ندارند، استفاده از چهار آرماتور طولی با قطر ۱۶ میلیمتر که با خاموتهایی به قطر ۸ میلیمتر محصور شده‌اند ضروری است.

۳- حداقل ضخامت روکش بتنی ۱۰۰ میلیمتر می‌باشد.

۴- حداقل قطر خاموتها ۸ میلیمتر و حداکثر آن ۱۴ میلیمتر می‌باشد. زاویه خم انتهای خاموت‌ها ۱۳۵ درجه می‌باشد.

۵- فاصله محور به محور خاموت‌ها نباید از ۲۰۰ میلیمتر تجاوز نماید، لیکن ترجیحاً فاصله خاموت‌ها نباید از ضخامت روکش بیشتر شود. در فاصله $\frac{۱}{۴}$ ارتفاع ستون از بر تکیه‌گاه، فاصله خاموت‌ها نباید از ۱۰۰ میلیمتر بیشتر شود.

۶- فاصله آرماتورهای متوالی افقی ستون نباید از هیچیک از مقادیر زیر بیشتر شود:

الف: ۱۲ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی اعم از اینکه منفرد باشد یا عضوی از گروه میلگردهای در تماس بشمار آید.

ب: ۴۸ برابر قطر میلگرد خاموت‌ها

پ: کوچکترین بعد عضو فشاری

ت: ۲۵۰ میلیمتر

اگر مقاومت بتن روکش از مقاومت بتن موجود بیشتر باشد به هنگام تحلیل مقاومت خمشی ستون مقاومسازی شده، می‌توان مقطع ستون را برابر مقطع افزایش یافته و مصالح آن را همانند مصالح اولیه ستون در نظر گرفت. با فرضی محافظ کارانه، می‌توان ظرفیت خمشی تسلیم و نهایی ستون را ۹۰٪ مقادیر محاسبه شده در نظر گرفت. افزایش ظرفیت برشی را می‌توان بر اساس مقدار خاموت‌های اضافه شده محاسبه نمود. برای محاسبه مقدار دورگیری نیز تنها خاموتهای اضافه شده در نظر گرفته می‌شود.

مثال ۲-۵-۱

مثال روکش بتنی- ستون قاب خمشی تنها تحت بارهای ثقلی طراحی و ساخته شده است.

$N_d = 1450\,KN$
$N_l = 860\ KN$

طول آزاد ستون ۲/۶ متر و مقطع آن ۴۵×۴۵ سانتیمتر می‌باشد.

مشخصات مصالح آن نیز به شرح زیر می‌باشد.

$f_c = 25 MP_a$
$f_j = 400 MP_a$

از آنجا که ستون بر اساس آیین نامه های قدیمی تنها برای نیروهای ثقلی طرح شده بود، تصمیم گرفته شد که سازه برای نیروهای جانبی زلزله، تحلیل و تقویت گردد. با توجه به افزایش بار مرده طراحی به هنگام تقویت نتایج تحلیل برای ستون فوق بصورت زیر بدست آمد.

$N_d = 1700\,KN$
$N_l = 860\ KN$
$N_E = 250\ KN$
$M_E = 220\ KN.m$

مطلوب است طراحی اولیه ستون و سپس طراحی و تقویت آن در شرایطی که $k = 1.2$ می‌باشد.

آیین نامه مورد استفاده، آیین‌نامه آبا می‌باشد.

طراحی اولیه ستون:

۱- محاسبه بار ضریب‌دار:

$$N_u = 1.25D + 1.5L = 1.25 \times 1450 + 1.5 \times 860 = 3102.5\,KN$$

۲- کنترل لاغری:

$$K = 1.2, \quad r = 0.3 \times 450 = 135mm$$
$$\frac{KL}{r} = \frac{1.2 \times 2600}{135} = 23.1$$

تقریباً می‌توان گفت که ستون لاغر نیست.

۳- طراحی آرماتور:

از آنجا که ستون تنها تحت بار محوریست:

$$N_{r\max} = 0.8\left[0.85\phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}\right]$$
$$3102.5 \times 10^3 = 0.8\left[0.85 \times 0.6 \times 25(450 \times 450 - A_{st}) + 0.85 \times 400 A_{st}\right]$$

$A_{st} = 3961 mm^2$

$USE\ 8\varphi 25\ ,\ A_s = 8 \times 491 = 3928 mm^2$

۴- انتخاب قطر و فواصل خاموت‌ها:

حداقل قطر آرماتور $= \frac{1}{3} \times 25 = 8.33 \geq 8$

از خاموت نمره ۱۰ استفاده می‌شود.

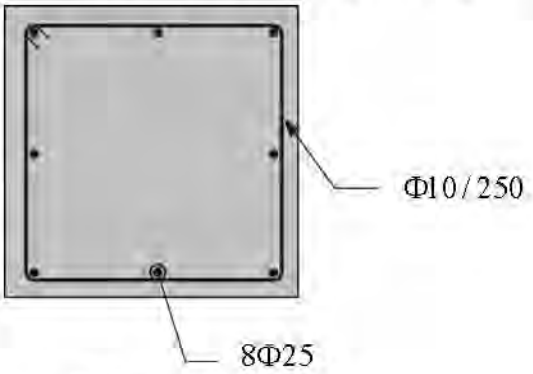
حداکثر فاصله خاموت ها: $12 \times 25 = 300\ mm$

$$48 \times 10 = 480 mm$$

$$\text{بعد ستون} = 450 mm$$

$$\text{حداکثر} = 300 mm$$

فاصله خاموت‌ها 250 میلیمتر انتخاب می‌شود. آرایش میلگردها به صورت زیر خواهد بود.



شکل مثال ۳-۵-۱-الف

تقویت ستون برای نیروهای جانبی زلزله:

استفاده از روکش بتنی

مقاومت روکش بتنی باید حداقل 5MPa بیشتر از بتن موجود باشد.

بتن روکش $= f_c = 25 + 5 = 30 MPa$

۱- بار محوری ضریبدار:

$$N_u = D + 1.2L + 1.2E = 1700 + 1.2 \times 860 + 1.2 \times 250 = 3032\ KN$$

$$M_u = 0 + 0 + 1.2 \times 220 = 264\ KN.m$$

مقطع اولیه ستون هنوز جوابگوی نیروی فوق می‌باشد.

$$N_u = 3032 \leq N_{r\max} = 3102.5\ KN$$

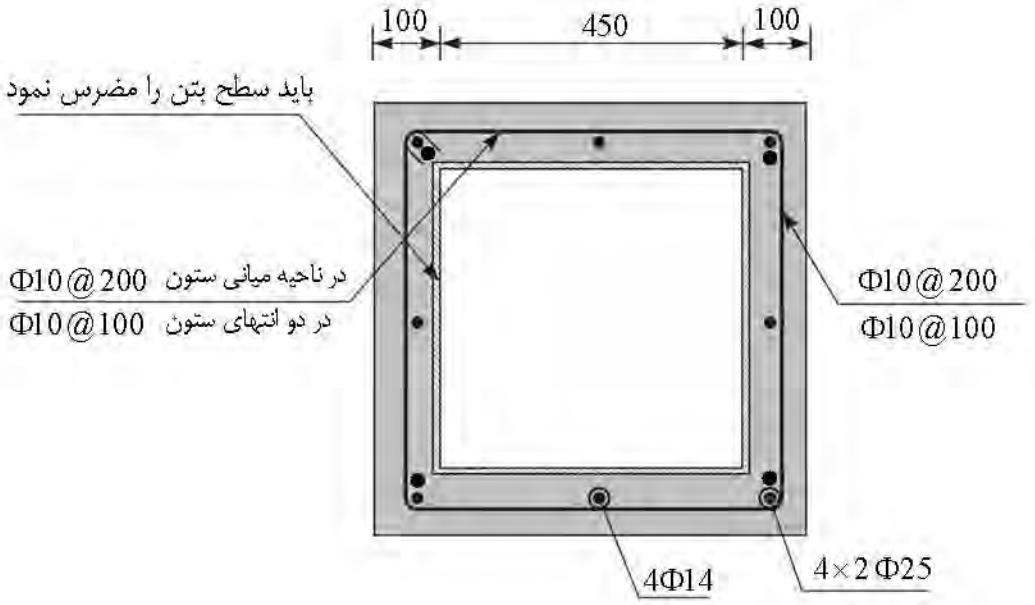
ضخامت روکش بتنی را ۱۰۰ mm در نظر می‌گیریم.

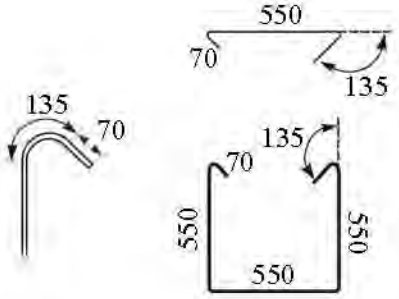
سطح مقطع میلگردها با رابطه اهرم بدست می‌آید.

$$A_s = \frac{264\times10^6}{0.85\times400\times550} = 1412\,mm^2$$

$$USE\,4\phi25\ ,\ A_s = 4\times491 = 1960mm^2$$

آرایش میلگردها مطابق شکل انتخاب می‌گردد.





شکل مثال ۳-۵-۱-ب

قطر خاموت ها:

$\frac{1}{3}\times25 = 8.33 > 8$: حداقل قطر آرماتور

از خاموت نمره ۱۰ استفاده می‌شود.

انتخاب فواصل خاموت‌ها:

$12\times25 = 300mm$: حداکثر فاصله خاموتها

$$48\times10 = 480mm$$

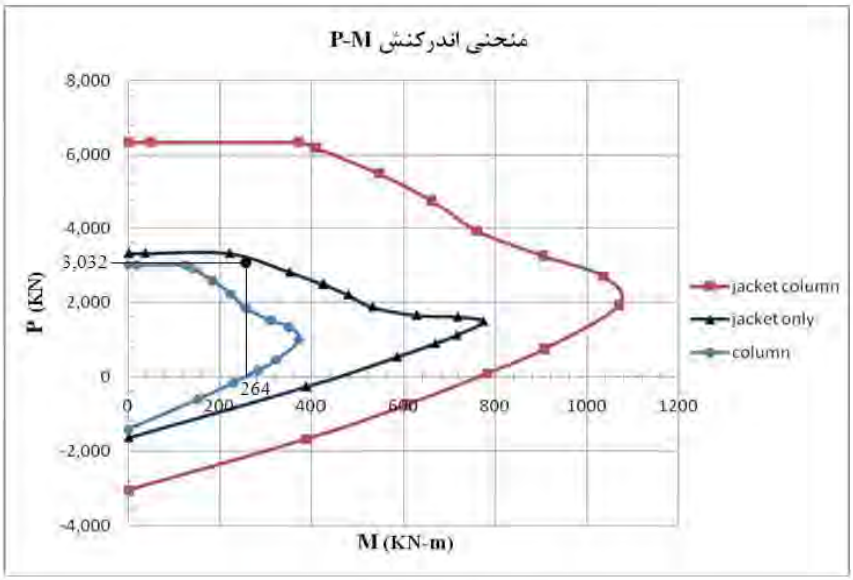
بعد ستون $= 650mm$

مطابق ضوابط راهنمای روش‌ها و شیوه‌های بهسازی $= 200mm$

$$S = 200mm$$

در فاصله $\frac{۱}{۴}$ ارتفاع ستون از بر تکیه‌گاه فاصله خاموت‌ها ۱۰۰ میلیمتر در نظر گرفته می‌شود.

در شکل زیر منحنی اندرکنش P-M ستون قبل از مقاومسازی، ستون تقویت شده با روکش بتنی و روکش بتنی تنها ترسیم شده است. مطابق آنچه که در منحنی اندرکنش ملاحظه می‌شود، ستون بتنی پاسخگوی بارهای وارده نیست ولی روکش بتنی تنها پاسخگوی بارهای وارده می‌باشد. اگر منحنی اندرکنش ستون تقویت شده (ستون با روکش بتنی) را در نظر بگیریم، ستون کاملاً پاسخگوی بارهای وارده می‌باشد.



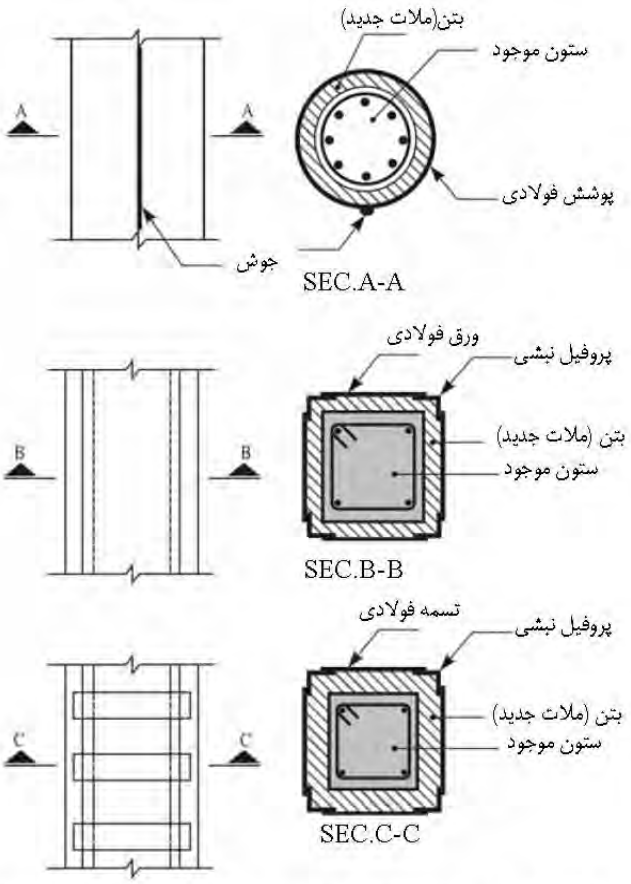
شکل مثال ۲-۵-۱-پ

۲-۵-۱-۱-۲- روکش فولادی

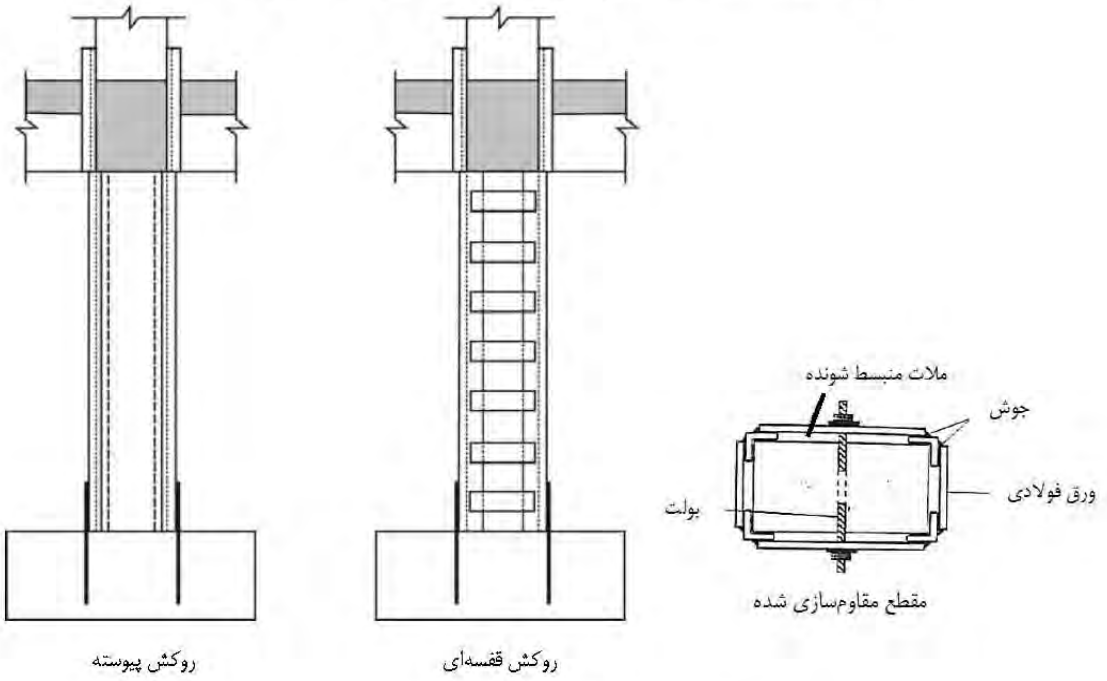
محصور نمودن ستون‌های بتنی با پوشش فولادی (روکش فولادی) از دیگر روش‌های بهسازی لرزه‌ای ستون‌های بتنی می‌باشد. در این روش، افزایش ناچیزی در ابعاد و وزن ستون بوجود می‌آید. موثر بودن این روش منوط به سختی مناسب روکش در برابر تغییر شکل‌های جانبی بتن می‌باشد. همانند شکل ۲-۵-۱۰ روکش می‌تواند بصورت پیوسته و یا قفسه‌ای باشد.

ورق‌های فولادی روکش در تمامی طول خود به هم جوش می‌شوند و فضای اندک بین روکش و ستون توسط ملات منبسط شونده پر می‌گردد. برای بهبود عملکرد مجموعه می‌توان از کاشت میلگرد برای انتقال برش بین ورق و بتن استفاده نمود.

استفاده از روکش فولادی می‌تواند به عنوان روشی موقت برای بهسازی ستونهائی که پس از زلزله دچار آسیب شده‌اند، بکار گرفته شود.



شکل ۲-۵-۱۰- استفاده از روکش فولادی در بهسازی ستونهای بتنی



شکل ۲-۵-۱۱- انواع روکش فولادی جهت افزایش مقاومت برشی ستون

روکش فولادی مقاومت برشی و تا حدودی دورگیری ستون را افزایش می‌دهد. نمونه‌ای از روکش‌های فولادی که استفاده از آن منجر به افزایش مقاومت برشی می‌گردد، در اشکال ۲-۵-۱۱ نشان داده شده است.

در صورت عدم پیوستگی بین روکش‌های فولادی ستون در طبقات مختلف، ظرفیت نیروی محوری ستون افزایش نمی‌یابد. تا زمانی که نتوان ورق‌های روکش فولادی را به فونداسیون متصل کرد و پیوستگی بین روکش فولادی طبقات مختلف را از میان دال ایجاد نمود، مقاومت خمشی ستون افزایش نمی‌یابد. با بکارگیری جزئیات مناسب که نمونه‌های اجرا شده‌ای از آن در اشکال ۲-۵-۱۲ نشان داده شده است، مقاومت خمشی ستون افزایش می‌یابد.

شکل ۲-۵-۱۲- نمونه‌ای از روکش فولادی جهت افزایش مقاومت خمشی ستون

روکش فولادی را می‌توان با نیمرخ‌های فولادی و تسمه‌های اتصال به شکل قفسه اجرا نمود. این نوع روکش فولادی یکی از متداول‌ترین و کاربردی‌ترین روشهای اجرایی روکش‌های فولادی می‌باشد.

شکل ۲-۵-۱۳- بهسازی ستونهای بتنی بوسیله روکش فولادی قفسه‌ای

ستون‌های مستطیلی را می‌توان با استفاده از روکش‌های فولادی مدور تقویت نمود. روکش فولادی دایره‌ای از دو ورق فولادی نیمدایره تشکیل شده که به یکدیگر جوش شده اند. استفاده از روکش‌های فولادی مدور به مراتب دشوارتر از سایر روش‌های روکش‌گذاری می‌باشد ولی تحقیقات نشان می‌دهد که این روش در افزایش مقاومت و تغییرمکان‌های غیرالاستیک ستون‌ها، بسیار موثر می‌باشد. روکش‌هایی که به شکل بیضی کشیده شده هستند، مقاومت برشی و دورگیری بهتری را برای رفتار حول محور قوی فراهم می‌کنند. در حالی که روکشهای دایره‌ای، مقاومت و دورگیری بهتری را حول محور ضعیف ستون ایجاد خواهند کرد. با آنکه روکش فولادی دایره‌ای مانند حلقه مسلح کننده پیوسته می باشد ولی بکارگیری آن برای ستونهای با مقطع مستطیلی توصیه نمی‌شود.

شکست در ناحیه وصله آرماتورهای طولی از جمله خرابی‌های متداول در ستون می‌باشد. استفاده از پوشش‌های فولادی احتمال شکست وصله آرماتورهای طولی را کاهش داده و سلامت خمشی وصله‌های پوششی در ستون را افزایش می‌دهد. در صورتیکه طول وصله ستون کافی باشد مقدار فشار محصورکننده لازم برای تضمین عدم بروز شکست در وصله ستون‌ها بصورت رابطه ۲-۵-۱ می‌باشد:

$$f_\ell \geq \frac{A_b f_y}{\left[\frac{\pi D'}{2n} + 2(d_b + c)\right] \ell_s} \qquad (۲-۵-۱)$$

که در آن:

d_b: قطر میلگرد طولی وصله شده بر حسب میلیمتر

A_b: مساحت میلگرد طولی وصله شده بر حسب میلیمتر مربع

f_y: تنش میلگرد طولی وصله شده بر حسب نیوتن بر میلیمتر مربع

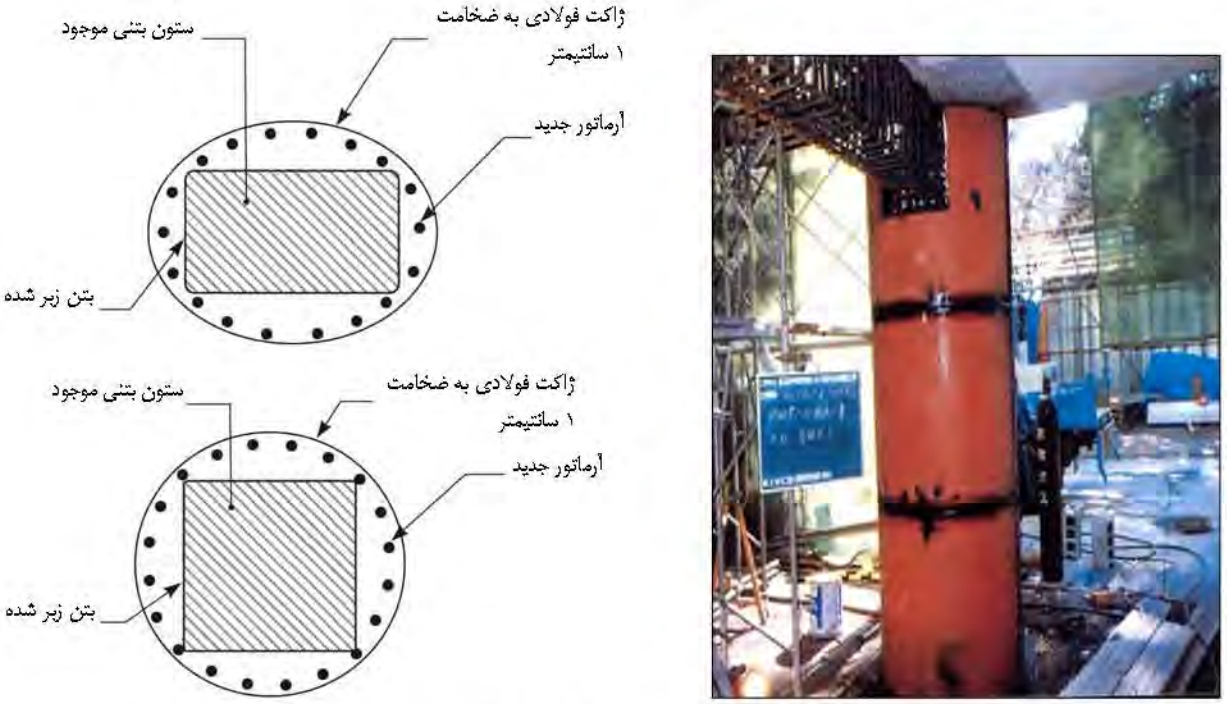
D': قطر دایره دورپیچ آرماتور طولی بر حسب میلیمتر

n: تعداد میلگردهای طولی

c: پوشش میلگرد طولی بر حسب میلیمتر

ℓ_s: طول وصله بر حسب میلیمتر

f_e: فشار محصورکننده بر حسب نیوتن بر میلیمتر مربع می‌باشد.



شکل ۲-۵-۱۴- استفاده از روکش فولادی مدور در بهسازی ستون‌های مستطیلی

ضخامت پوشش‌های فولادی برای ایجاد فشار محصورکننده مورد نیاز از رابطه ۲-۵-۲ محاسبه می‌شود:

$$t > \frac{f_e D}{400} \qquad (۲-۵-۲)$$

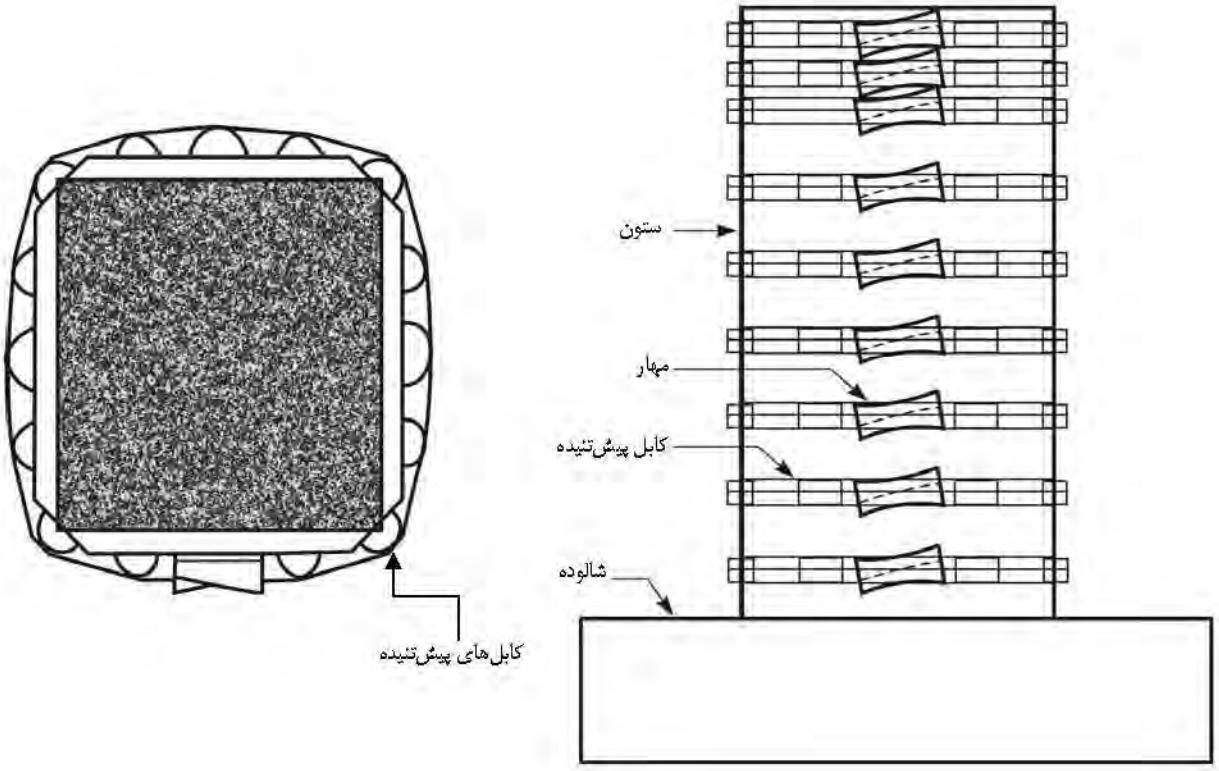
که در آن:

t: ضخامت پوشش فولادی برحسب میلیمتر

D: قطر ستون برحسب میلیمتر

f_e: فشار محدودکننده برحسب نیوتن بر میلیمترمربع می‌باشد.

در موارد خاص می‌توان از سیستم‌های پیش‌تنیدگی عرضی استفاده نمود. در این روش جهت محصور کردن و فشردن روکش فولادی به ستون با استفاده از سیستم‌های پیش تنیدگی، نیروی فشاری به مجموعه اعمال می‌شود. لازم بذکر است این روش نسبت به سایر روش‌های بهسازی ستون، کمتر متداول می‌باشد.



شکل ۲-۵-۱۵- استفاده از پیش‌تنیدگی عرضی در بهسازی ستون‌ها

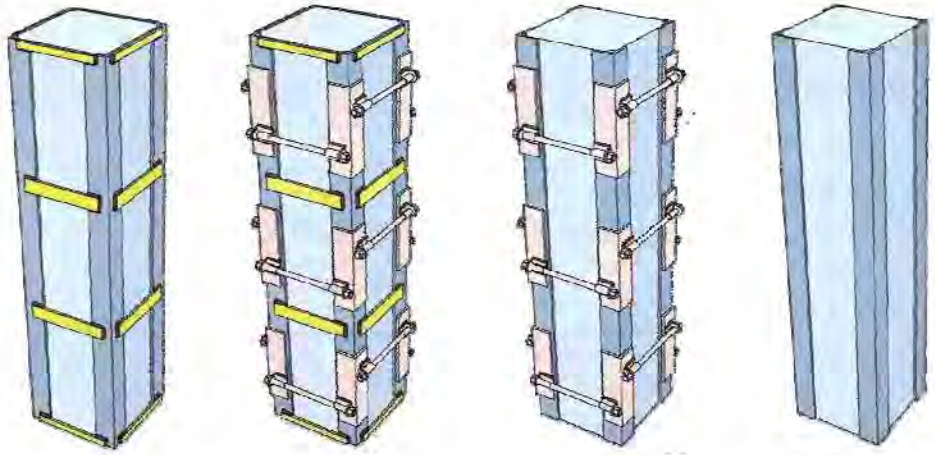
با انجام تدابیری خاص می‌توان در روکش قفسه‌ای، پیش فشردگی اولیه ای ایجاد نمود و بدین ترتیب ظرفیت باربری نهایی ستون را افزایش داد. در این روش برای پیش فشرده کردنِ نبشی‌ها، از گیره‌های موقتی استفاده می‌شود و مراحل کار آن به ترتیب زیر می‌باشد:

۱- قرار دادن نبشی‌ها در گوشه ستون

۲- قرار دادن گیره‌هایی به فواصل مناسب روی نبشی‌ها و اعمال نیروی فشاری

۳- جوش دادن تسمه های اتصال روی نبشی‌های گوشه ستون در فواصل تعیین شده

۴- باز کردن گیره‌ها.



مرحله (۱) مرحله (۲) مرحله (۳) مرحله (۴)

شکل ۲-۵-۱۶- مراحل اجرای روکش قفسه‌ای به روش پیش فشردن

مثال ۲-۵-۲

ستون مثال ۲-۵-۱ را با روکش فولادی مقاومسازی نمایید.

حل:

مطابق مثال ۲-۵-۱ حمل نیروی محوری توسط ستون تبشی و حمل لنگر ناشی از بار زلزله به روکش واگذار می‌شود. برای روکش از گزینه روکش قفسه‌ای استفاده شود.

با استفاده از رابطه اهرم، سطح مقطع بدست می‌آید:

$$f_y = 240 MPa$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_s f_y d} = \frac{264\times10^6}{0.85\times240\times450} = 2875.8 mm^2$$

مساحت هر نبشی باید $0.5\times2875.8 = 1437.9 mm^2$ باشد.

$$USE \quad L120\times120\times12$$

مشخصات مقطع فولادی:

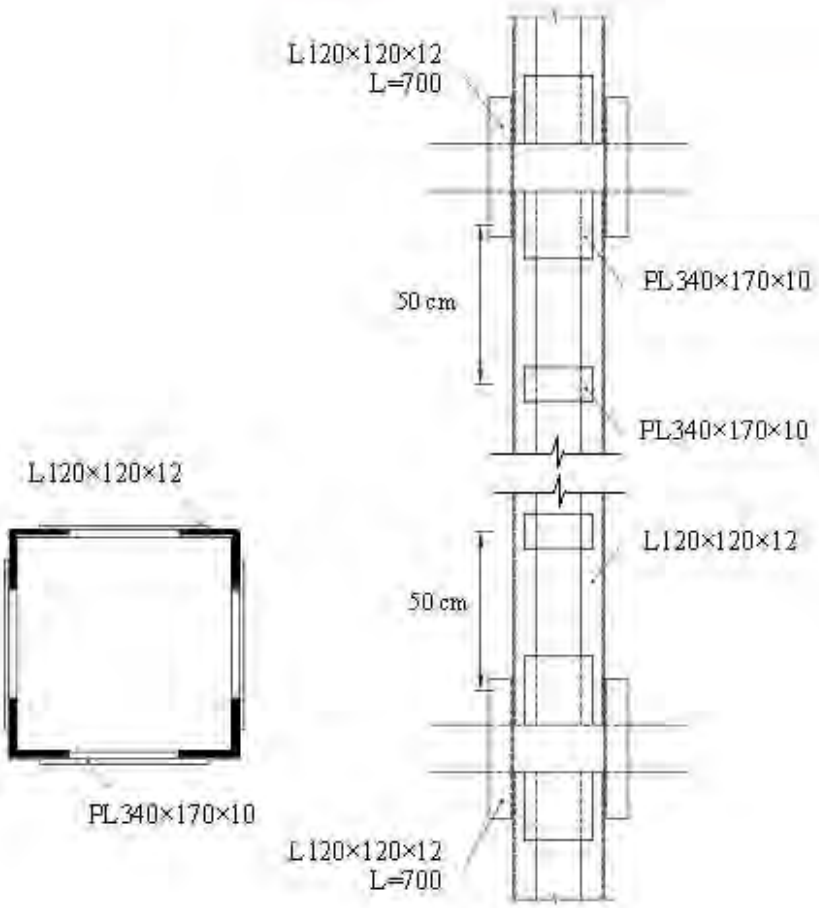
$$A_{steel} = 4\times A_{L120\times120\times12} = 4\times27.5 = 110 cm^2$$

$$I_{steel} = 4\times I_{L120\times120\times12} = 4\times(368+27.5\times(\frac{45}{2}-(3.4-1.2))^2)$$

$$I_{steel} = 46.802 cm^4$$

$$S_{steel} = \frac{I}{c} = \frac{46802}{\frac{45}{2}+1.2} = 1975 cm^3$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{46802}{110}} = 20.63 cm$$



شکل مثال ۲-۵-۲-الف

طراحی بست های موازی:

فاصله بست ها از یکدیگر باید به اندازه ای باشد که ضریب لاغری تک نیمرخ عضو فشاری کمتر از 40 باشد.

$r_1 = 36.5mm$

$\frac{L_1}{r_1} \le 40 \Rightarrow L_1 \le 1460mm$

از آنجا که بست‌های میانی باید به تعدادی باشند که طول عضو فشاری را حداقل به سه قسمت تقسیم نمایند در نتیجه فاصله بست‌ها ۵۰ سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود.

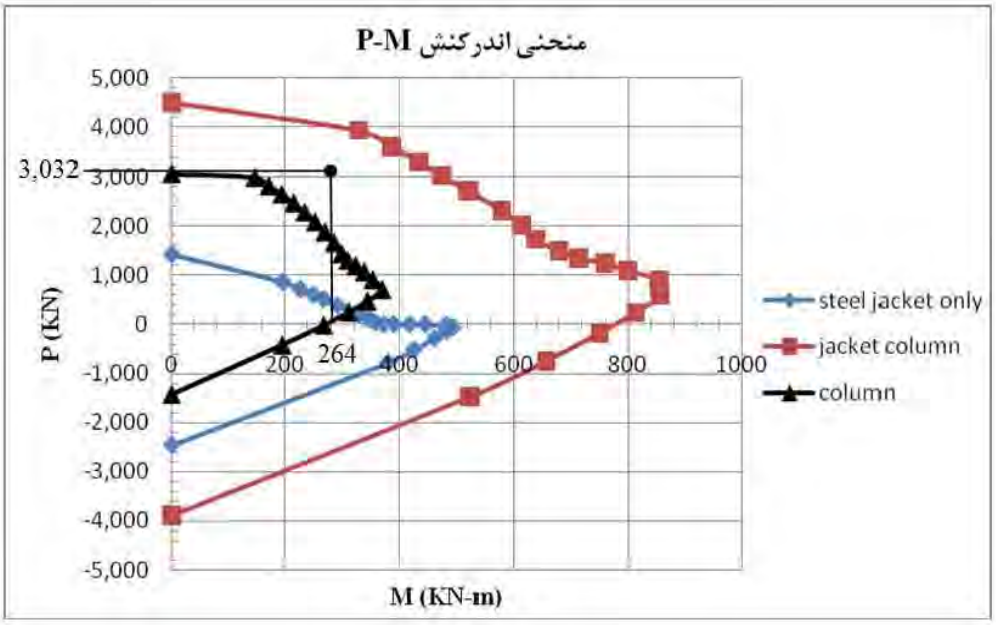
با توجه به هندسه ستون طول ورق ۳۴ و عرض آن ۱۷ سانتیمتر درنظرگرفته می‌شود.

ضخامت ورق های بست برابر $1cm$ در نظر گرفته می‌شود. $\Rightarrow$ ضخامت بست فولادی $= \frac{34}{40} = 0.85$

کنترل بست‌های افقی مطابق ضوابط آیین‌نامه مبحث دهم برعهده خواننده می‌باشد.

مطابق محاسبات فوق روکش فولادی ستون به تنهایی پاسخگوی نیروی محوری وارد بر آن نیست، ولی پاسخگوی خمش وارد بر ستون می‌باشد. طبق فرض مسأله نیروی محوری را باید ستون بتنی تحمل نماید و لنگر خمشی را روکش فولادی و با توجه به این فرضیات ستون تقویت شده پاسخگوی نیروهای وارده می‌باشد.

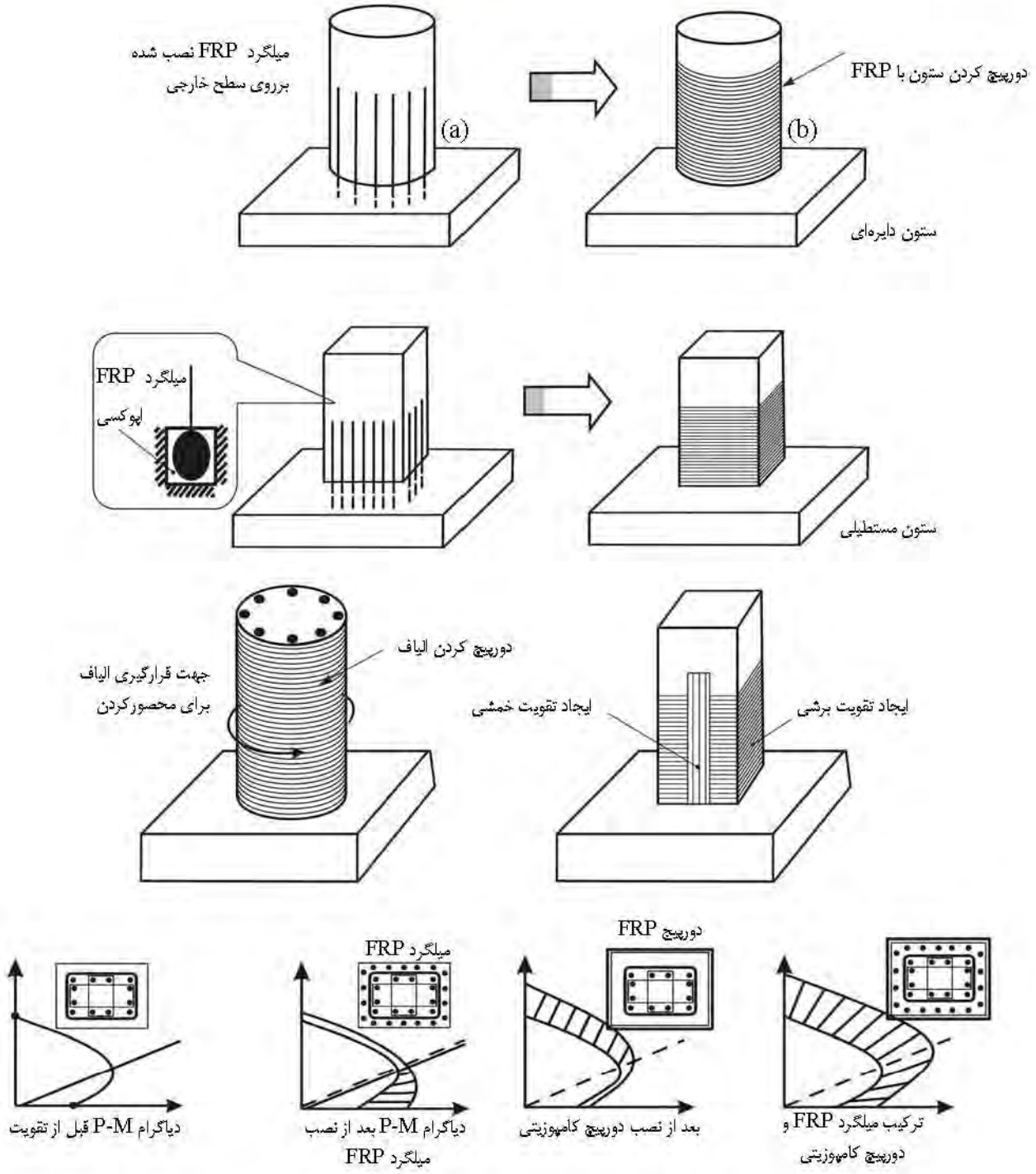
درشکل زیرمنحنی اندرکنش P-M ستون، قبل ازمقاومسازی، ستون تقویت شده با روکش فولادی و روکش فولادی تنها ترسیم شده است. مطابق آنچه که درمنحنی اندرکنش ملاحظه می‌شود، ستون بتنی و روکش فولادی به تنهایی پاسخگوی بارهای‌وارده نمی‌باشند ولی اگر منحنی اندرکنش ستون تقویت شده (ستون با روکش فولادی) را در نظر بگیریم، ستون پاسخگوی بارهای وارده می‌باشد.



شکل مثال ۲-۵-۳-ب

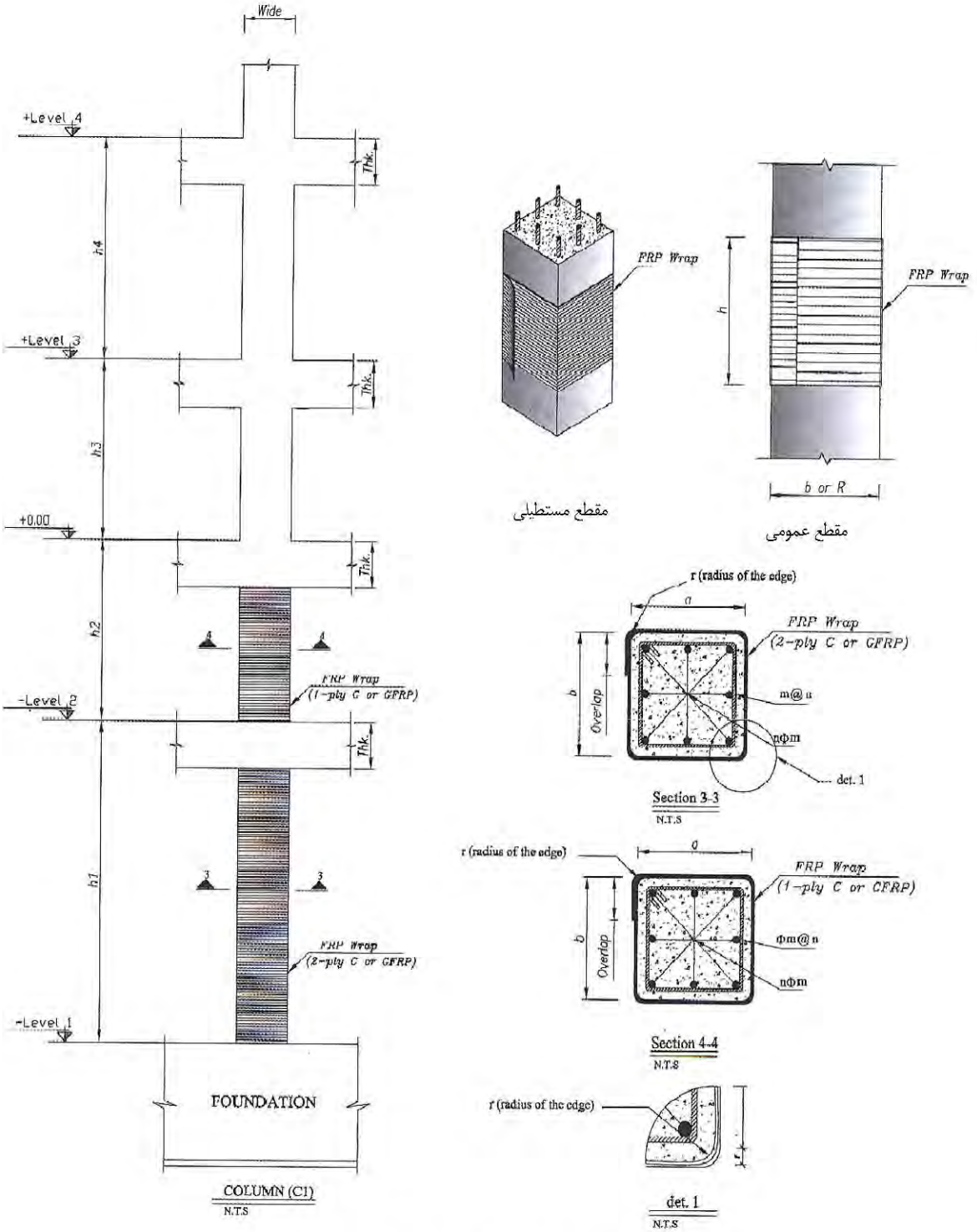
۲-۵-۱-۱-۳- استفاده از الیاف مسلح پلاستیکی FRP

مقاومسازی اعضای بتنی با مصالح کامپوزیتی FRP روش نسبتا جدیدی بـه شـمار مـی‌رود. مـصالح FRP خـواص فیزیکـی مناسبی دارند که می‌توان به مقاومت کششی بالا و ضخامت و وزن کم آنها اشاره نمود. در ستونهای بتنـی اسـتفاده از FRP ضـمن افزایش ظرفیت برشی‌ستون، مُدگسیختگی آن را از حالت برشی به خمشی تغییر داده و شکل‌پذیری را به میزان قابل توجهی افـزایش می‌دهد.



شکل ۲-۵-۱۷- منحنی اندرکنش ستون با مصالح FRP

دورپیچی اعضای فشاری با الیاف FRP، باعث افزایش مقاومت فشاری آنها می‌گردد. این امر همچنین باعث افزایش شکل‌پذیری اعضا تحت ترکیب نیروهای محوری و خمشی می‌شود.



شکل ۲-۵-۱۸- جزئیات تیپ بهسازی ستون‌های بتنی با مصالح FRP

برای محصور کردن عضو بتنی، لازم است راستای الیاف تا حد امکان عمود بر محور طولی عضو باشد. در این وضعیت، الیاف حلقوی مشابه تنگ‌های بسته یا خاموت‌های مارپیچی فولادی عمل می‌کنند. در محاسبه مقاومت فشاری محوری عضو باید از سهم الیاف موازی با راستای طولی آن صرفنظر گردد.

هنگامی که ستون یا عضو فشاری تحت بارهای لرزه‌ای قرار می‌گیرد، مسئله ظرفیت جذب انرژی و شکل‌پذیری ستون اهمیت می‌یابد. در این ارتباط مقاومسازی یا بهسازی آن عضو با افزایش شکل‌پذیری انجام می‌گیرد، از معایب این روش هزینه بالای آن، رفتار ترد شکن و مقاومت کم آن در برابر آتش‌سوزی می‌باشد.

در ادامه ضوابط طراحی ستون‌های بتنی بهسازی شده با الیاف مسطح پلاستیکی FRP آمده است که در این بخش برای یکسان‌سازی روابط با روابط ارائه شده در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، واحد نیرو و طول، نیوتن و میلیمتر می‌باشد.

۲-۵-۱-۱-۳-۱- مقاوم‌سازی ستون‌های گرد کوتاه تحت فشار خالص

ضروری است قبل از تقویت با FRP، از اینکه ستون برای مقدار جدید نیروی فشاری N_u، به صورت کوتاه باقی می‌ماند، اطمینان حاصل نمود. در غیر این صورت، روابط ارائه شده در این بخش قابل استفاده نبوده و باید اثر متقابل خمش و نیروی محوری مد نظر قرار گیرد.

الف- محصور شدگی

محصورشدگی از طریق اتصال ورقه‌های FRP که راستای الیاف آنها عمود بر محور ستون می‌باشد، فراهم می‌گردد. مقاومت فشاری بتن محصور شده، f_{cc}، از رابطه ۲-۵-۳ بدست می‌آید.

$$f_{cc} = f_c\,(1+\alpha_{pc}\omega_w) \qquad (۲-۵-۳)$$

که در آن:

f_{cc}: مقاومت فشاری بتن محصور شده بر حسب مگاپاسکال

f_c: مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

ω_w: نسبت حجمی مقاومت ورقه‌های FRP به مقاومت بتن

α_{pc}: ضریب عملکرد برای ستون گرد که به سختی و کرنش نهایی FRP، مقاومت بتن، کیفیت اجرا و چسبندگی بتن- رزین- الیاف بستگی دارد. در حال حاضر مقدار $\alpha_{pc} = 1$ در نظر گرفته می‌شود.

برای محصورشدگی پیوسته در ارتفاع ستون، نسبت حجمی مقاومت مصالح FRP به مقاومت بتن براساس رابطه ۲-۵-۴ تعریف می‌شود.

$$\omega_w = \frac{2 f_{lfrp}}{\phi_c f_c} \qquad (۲-۵-۴)$$

که در آن:

f_{lfrp}: فشار محصور شدگی نهایی به سبب مقاومسازی با FRP بر حسب مگاپاسکال

f_c: مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

ω_w: نسبت حجمی مقاومت ورقه‌های FRP به مقاومت بتن

ϕ_c: ضریب جزیی ایمنی بتن (۰/۶) می‌باشد.

فشار محصورشدگی نهایی به سبب مقاوم‌سازی مقطع گرد با مصالح FRP، f_{lfrp}، براساس رابطه ۲-۵-۵ بدست می‌آید.

$$f_{lfrp} = \frac{2N_b \phi_{frp} f_{frpu} t_{frp}}{D_g} \qquad (۲-۵-۵)$$

که در آن:

N_b: تعداد لایه‌های تقویتی FRP

D_g: قطر خارجی ستون گرد بر حسب میلیمتر

f_{frpu}: مقاومت کششی نهایی مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

t_{frp}: ضخامت یک لایه تقویت کننده FRP بر حسب میلیمتر

ϕ_{frp}: ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP

f_{lfrp}: فشار محصور شدگی نهایی به سبب مقاومسازی با FRP بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP (ϕ_{frp}) از ضرب ۰/۸۵ در مقادیر جدول ۲-۵-۱ بدست می‌آید.

جدول ۲-۵-۱- ضرایب کاهش محیطی برای مصالح FRP

شرایط محیطی	نوع الیاف و رزین	ضریب کاهش محیطی
شرایط محیطی ملایم	کربن-اپوکسی	۰/۹۵
	شیشه-اپوکسی	۰/۷۵
	آرامید-اپوکسی	۰/۸۵
شرایط محیطی متوسط و شدید	کربن-اپوکسی	۰/۸۵
	شیشه-اپوکسی	۰/۶۵
	آرامید-اپوکسی	۰/۷۵
شرایط محیطی بسیار شدید و فوق العاده شدید	کربن-اپوکسی	۰/۸۵
	شیشه-اپوکسی	۰/۵
	آرامید-اپوکسی	۰/۷

ب- محدودیت‌های محصورشدگی

اثربخشی فشار محصورشدگی، f_{lfrp}، به سطح شکل‌پذیری مورد انتظار بستگی دارد. حداقل فشار محصورشدگی، f_{lfrp}، توسط پوشش FRP باید ۴ مگاپاسکال باشد. حداکثر فشار محصور شدگی به منظور محدود کردن کرنش‌های محوری از رابطه ۲-۵-۶ بدست می‌آید.

$$f_{lfrp} \le \frac{f_c}{2\alpha_{pc}}(\frac{1}{k_e} - \phi_c) \qquad (۶-۵-۲)$$

که در آن:

α_{pc}: ضریب عملکرد برای ستون گرد

f_c : مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

ϕ_c: ضریب جزیی ایمنی بتن (۰/۶)

f_{lfrp} : فشار محصور شدگی نهایی به سبب مقاوم‌سازی با FRP بر حسب مگاپاسکال

k_e: ضریب کاهش مقاومت برای در نظر گرفتن خروج از مرکزیت‌های غیرمنتظره می‌باشد که با توجه به آیین‌نامه بتن ایران «آبا»، مقدار آن برابر ۰/۸ در نظر گرفته می‌شود.

پ- مقاومت در برابر بار محوری

بار محوری مقاوم نهایی، $N_{r\max}$، برای ستون گرد کوتاه محصور شده از رابطه ۲-۵-۷ بدست می‌آید.

$$N_{r\max} = 0.8(0.85\phi_c f_{cc}(A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}) \qquad (۷-۵-۲)$$

که در آن:

$N_{r\max}$: بار محوری مقاوم نهایی عضو فشاری بر حسب نیوتن

f_{cc} : مقاومت فشاری بتن محصور شده بر حسب مگاپاسکال

A_g : مساحت کل مقطع ستون بر حسب میلیمترمربع

A_{st}: سطح مقطع آرماتور طولی بر حسب میلیمترمربع

ϕ_c: ضریب جزیی ایمنی بتن (۰/۶)

ϕ_s: ضریب جزیی ایمنی فولاد (۰/۸۵)

f_y : مقاومت مشخصه فولاد بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

کرنش محوری نهایی در ستون‌های گرد محصور شده به مراتب بزرگتر از ستون‌های محصور نشده است. بنابراین کرنش در آرماتورهای فولادی طولی، ممکن است از کرنش تسلیم آنها بیشتر شود. افزایش مقاومت آرماتورهای فولادی به علت سخت‌شدگی مجدد در رابطه ۲-۵-۷ لحاظ نشده است و تا زمانی که آرماتورهای طولی کمانش نکرده‌اند، حاشیهٔ ایمنی فراهم می‌گردد. این افزایش مقاومت تابعی از کرنش‌های محوری نهایی است.

۲-۵-۱-۱-۳-۲- ستون‌های مستطیلی کوتاه تحت فشار خالص

این بخش در مورد ستونهای با نسبت ابعاد مقطع کمتر یا مساوی ۱/۵ و حداکثر بعد مقطع معادل ۹۰۰ میلیمتر کاربرد دارد.

در صورتی که شعاع انحنای گوشه ستون منجر به کاهش قابل ملاحظه‌ای از پوشش بتن و یا کمبود جزیی یا کلی یک یا چند آرماتور شود، باید مقاومت ستون با توجه به آن، کاهش یابد. به عنوان یک روش جایگزین می‌توان با ایجاد گوشته‌های بتنی مدور در وجوه ستون که به طور مناسبی به آن متصل شده‌اند، مقطع را به حالت دایره نزدیک کرد تا حداقل شعاع انحنای موردنظرحاصل شود.

الف- محصور شدگی

مقاومت فشاری بتن محصور شده از رابطه ۲-۵-۸ تعیین می‌شود.

$$f_{cc} = f_c\,(1+\alpha_{pr}\,\omega_w) \qquad (۲-۵-۸)$$

که در آن:

f_c: مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

ω_w: نسبت حجمی مقاومت ورقه‌های FRP به مقاومت بتن

α_{pr}: ضریب عملکرد برای ستون با مقطع مستطیلی که به سختی و کرنش نهایی مصالح FRP، مقاومت بتن، کیفیت اجرا و چسبندگی بتن- رزین- الیاف بستگی دارد. در حال حاضر مقدار α_{pr} برابر واحد در نظر گرفته می‌شود.

برای محصورشدگی پیوسته در ارتفاع ستون نسبت حجمی مقاومت به صورت رابطه ۲-۵-۹ تعریف می‌شود.

$$\omega_w = \frac{f_{lfrp}}{\phi_c f_c} \qquad (۲-۵-۹)$$

که در آن:

f_{lfrp}: فشار محصور شدگی نهایی به سبب مقاوم‌سازی با FRP بر حسب مگاپاسکال

f_c: مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

ϕ_c: ضریب جزیی ایمنی بتن (۰/۶)

ω_w: نسبت حجمی مقاومت ورقه‌های FRP به مقاومت بتن می‌باشد.

فشار محصورشدگی به سبب مقاومسازی یک مقطع مستطیلی با مصالح FRP مطابق رابطه ۲-۵-۱۰ محاسبه می‌گردد.

$$f_{l\,frp} = \frac{2N_b\phi_{frp}E_{frp}\varepsilon_u t_{frp}(b+h)}{bh} \qquad (۲-۵-۱۰)$$

که در آن:

N_b: تعداد لایه‌های تقویتی FRP

E_{frp}: مدول الاستیسیته مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

b: عرض مقطع بر حسب میلیمتر

h: طول کل مقطع بر حسب میلیمتر

t_{frp}: ضخامت یک لایه تقویت کننده FRP بر حسب میلیمتر

ϕ_{frp}: ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP که از ضرب ۰/۸۵ در مقادیر جدول ۲-۵-۱ بدست می‌آید

f_{lfrp} : فشار محصور شدگی نهایی به سبب مقاومسازی با FRP بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

کرنش مصالح FRP برای محصور شدگی غیرپیش تنیده تا حداکثر نسبت ابعاد مقطع ۱/۵، برابر $\varepsilon_{frp} = 0.002$ در نظر گرفته می‌شود.

اثربخشی فشار محصورشدگی در مقاطع مستطیلی به مراتب کمتر از ستون‌های با مقطع دایره است.

ب- محدودیت‌های محصورشدگی

افزایش مقاومت به سبب محصورشدگی در ستون‌های مستطیلی نسبت به ستون‌های گرد خیلی کمتر است. در نتیجه محدودیت‌های حداقل و حداکثر فشار محصورشدگی برابر ستون‌های مستطیلی وجود ندارد، زیرا فشار محصورشدگی قابل دستیابی که به میزان شکل‌پذیری بستگی دارد در ستون‌های مستطیلی محدود می‌باشد.

پ- مقاومت در برابر بار محوری

بار محوری مقاوم نهایی ستون مستطیلی محصور شده، توسط رابطه ۲-۵-۷ بدست می‌آید.

۲-۵-۱-۱-۳-۳- تقویت برشی برای اعضای فشاری

الف- ظرفیت برشی

مقاومت برشی نهایی مقطع، V_r، از رابطه ۲-۵-۱۱ بدست می‌آید.

$$V_r = V_c + V_s + V_{frp} \qquad (۱۱-۵-۲)$$

که در آن:

V_r: مقاومت برشی نهایی مقطع بر حسب نیوتن

V_c: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط بتن بر حسب نیوتن

V_s: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط آرماتور برشی بر حسب نیوتن

V_{frp}: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط مصالح FRP بر حسب نیوتن می‌باشد.

حداکثر مقدار V_r به رابطه ۲-۵-۱۲ محدود می‌شود.

$$V_r \le V_c + 0.8\phi_c \sqrt{f_c}\, b_w d \qquad (۱۲-۵-۲)$$

که در آن:

V_r: مقاومت برشی نهایی مقطع بر حسب نیوتن

V_c: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط بتن بر حسب نیوتن

f_c: مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

ϕ_c: ضریب جزیی ایمنی بتن (۰/۶)

b_w: پهنای جان بر حسب میلیمتر

d: فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح فولاد کششی بر حسب میلیمتر می‌باشد.

در مورد ستون‌های گرد، عبارت $b_w d$ با مساحت هسته بتنی ستون که از پشت تا پشت خاموت‌ها A_c می‌باشد، جایگزین می‌شود.

ب- محدودیت‌های محصورشدگی

محدودیت‌های محصورشدگی در بند ب بخش‌های ۲-۵-۱-۳-۱ و ۲-۵-۱-۳-۲ برای ستون‌های گرد و مستطیلی ذکر شده است. هنگامی که در مقطع، تقویت‌های برشی اضافی مورد نیاز باشد برای کنترل فشار محصورشدگی لازم است رابطه ۲-۵-۶ مجدداً کنترل شود چرا که با فرض ε_{frp} =0.002، تقویت‌های برشی اضافی مورد نیاز مطابق بند ب بخش ۲-۵-۱-۳-۲ ممکن است باعث افزایش فشار محصورشدگی شود. این کنترل مجدد برای ستون‌های مستطیلی موضوعیت ندارد.

پ- محاسبه مقاومت برشی برای ستون‌های با مقطع دایره

سهم بتن از مقاومت برشی نهایی، V_c، از آیین‌نامه بتن ایران (آبا) محاسبه می‌شود.

سهم فولاد از مقاومت برشی نهایی، V_s، با فرض زاویه ترک برشی، θ، معادل ۳۵ درجه از رابطه ۲-۵-۱۳ تعیین می‌شود.

$$V_s = \frac{\pi}{4}\frac{\phi_s f_y A_h D_c}{S} \qquad (۱۳-۵-۲)$$

که در آن:

A_h: سطح مقطع آرماتور برشی ستون بر حسب میلیمتر مربع

S: فاصله خاموت‌های افقی یا مارپیچ‌ها برحسب میلیمتر

D_c: قطر هسته بتن در جهت بارگذاری مرکز به مرکز خاموت‌های فولادی محیطی افقی بر حسب میلیمتر

V_s: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط آرماتور برشی بر حسب نیوتن

ϕ_s: ضریب جزیی ایمنی فولاد (۰/۸۵)

f_y: مقاومت مشخصه فولاد بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

سهم پوشش FRP با ضخامت کل $N_b t_{frp}$ از مقاومت برشی نهایی، V_{frp}، از رابطه ۲-۵-۱۴ تعیین می‌شود.

$$V_{frp} = \frac{\pi}{4}\phi_{frp} f_{frp} N_b t_{frp} D_g \qquad (۱۴-۵-۲)$$

که در آن:

N_b: تعداد لایه‌های تقویتی FRP

D_g: قطر خارجی ستون گرد بر حسب میلیمتر

t_{frp}: ضخامت یک لایه تقویت کننده FRP بر حسب میلیمتر

ϕ_{frp}: ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP که از ضرب ۰/۸۵ در مقادیر جدول ۲-۵-۱ بدست می‌آید

f_{frp}: تنش کششی مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

تنش کششی در پوشش FRP به مقدار بدست آمده از رابطه ۲-۵-۱۵ محدود می‌گردد.

$$f_{frp} = 0.004E_{frp} \le \phi_{frp} f_{frpu} \qquad (۱۵-۵-۲)$$

که در آن:

ϕ_{frp}: ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP که از ضرب ۰/۸۵ در مقادیر جدول ۲-۵-۱ بدست می‌آید،

E_{frp}: مدول الاستیسیته مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

f_{frpu}: مقاومت کششی نهایی مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

f_{frp}: تنش کششی مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

در رابطه فوق، کرنش موثر، ε_{frpu}، در پوشش FRP برابر ۰/۰۰۴ در نظر گرفته شده است.

ضخامت مورد نیاز پوشش FRP برای تقویت برشی از رابطه ۲-۵-۱۶ بدست می‌آید.

$$N_b t_{frp} \ge \frac{1000\,(V_r - V_c - V_s)}{\pi \phi_{frp} E_{frp} D_g} \qquad (۱۶-۵-۲)$$

که در آن:

N_b: تعداد لایه‌های تقویتی FRP

V_c: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط بتن بر حسب نیوتن

V_r: مقاومت برشی نهایی مقطع بر حسب نیوتن

V_s: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط آرماتور برشی بر حسب نیوتن

D_g: قطر خارجی ستون گرد بر حسب میلیمتر

t_{frp}: ضخامت یک لایه تقویت کننده FRP بر حسب میلیمتر

E_{frp}: مدول الاستیسیته مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

ϕ_{frp}: ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP که از ضرب ۰/۸۵ در مقادیر جدول ۲-۵-۱ بدست می‌آید.

ت- محاسبه مقاومت برشی برای ستون‌های با مقطع مستطیلی

سهم بتن از مقاومت برشی نهایی V_c و سهم فولادهای افقی از مقاومت برش نهایی V_s مطابق آیین‌نامه بتن ایران «آبا» تعیین می‌شود.

سهم پوشش FRP با ضخامت کل $N_b\, t_{frp}$ از مقاومت برشی نهایی، V_{frp}، از رابطه ۲-۵-۱۷ تعیین می‌شود.

$$V_{frp} = \phi_{frp} f_{frp} N_b t_{frp} d \qquad (۲-۵-۱۷)$$

که در آن:

ϕ_{frp}: ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP که از ضرب ۰/۸۵ در مقادیر جدول ۲-۵-۱ بدست می‌آید،

f_{frp}: تنش کششی مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

N_b: تعداد لایه‌های تقویتی FRP

t_{frp}: ضخامت یک لایه تقویت کننده FRP بر حسب میلیمتر

d: فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح فولاد کششی بر حسب میلیمتر

V_{frp}: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط مصالح FRP بر حسب نیوتن می‌باشد.

تنش کششی در پوشش FRP به مقدار زیر محدود می‌گردد.

$$f_{frp} = 0.002 E_{frp} \le \phi_{frp} f_{frpu} \qquad (۲-۵-۱۸)$$

که در آن:

ϕ_{frp}: ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP که از ضرب ۰/۸۵ در مقادیر جدول ۲-۵-۱ بدست می‌آید،

E_{frp}: مدول الاستیسیته مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

f_{frpu}: مقاومت کششی نهایی مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

f_{frp}: تنش کششی مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

برای یک مقطع مستطیلی (هنگامی که نسبت ابعاد مقطع بین ۱/۱ تا ۱/۵ باشد) کرنش موثر در پوشش FRP، ε_{frpu}، برابر ۰/۰۰۲ بکار برده می‌شود. ضخامت مورد نیاز پوشش FRP برای تقویت‌های برشی از رابطه ۲-۵-۱۹ بدست می‌آید.

$$N_b t_{frp} \ge \frac{500(V_r - V_c - V_s)}{\phi_{frp} E_{frp} d} \qquad (۲-۵-۱۹)$$

که در آن:

d: فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح فولاد کششی بر حسب میلیمتر

N_b: تعداد لایه‌های تقویتی FRP

V_c: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط بتن بر حسب نیوتن

V_r: مقاومت برشی نهایی مقطع بر حسب نیوتن

V_s: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط آرماتور برشی بر حسب نیوتن

t_{frp}: ضخامت یک لایه تقویت کننده FRP بر حسب میلیمتر

E_{frp}: مدول الاستیسیته مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال

ϕ_{frp}: ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP که از ضرب ۰/۸۵ در مقادیر جدول ۲-۵-۱ بدست می‌آید.

۲-۵-۱-۱-۳-۴- محدودیت‌های مقاوم‌سازی برای ظرفیت بار محوری

با توجه به اینکه اثر محصورشدگی تحت بارهای محوری تا زمانی که کرنش‌های شعاعی به اندازه کافی بزرگ نباشند فعال نمی‌شود، باید از عدم وقوع گسیختگی زود رس به سبب خزش یا خستگی مطابق بندهای زیر اطمینان حاصل نمود.

الف- خزش

بار مرده، N_D، شامل وزن اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای ثابت، نباید از رابطه ۲-۵-۲۰ بیشتر شود.

$$N_D \le 0.85[0.68\phi_c f_c(A_g - A_{st}) + f_s A_{st}] \qquad (۲۰-۵-۲)$$

که در آن:

N_D: بار مرده عضو فشاری بر حسب نیوتن

f_{cc}: مقاومت فشاری بتن محصور شده بر حسب مگاپاسکال

A_g : مساحت کل مقطع ستون بر حسب میلیمترمربع

A_{st}: سطح مقطع آرماتور طولی بر حسب میلیمترمربع

ϕ_c: ضریب جزیی ایمنی بتن (۰/۶)

ϕ_s: ضریب جزیی ایمنی فولاد (۰/۸۵)

f_y : مقاومت مشخصه فولاد بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

تنش در آرماتورهای طولی، f_s ، به کمترین مقدار دو عبارت زیر محدود می‌گردد:

$$f_s \le 0.0015E_s \qquad (۲۱-۵-۲)$$

$$f_s \le 0.8f_y \qquad (۲۲-۵-۲)$$

اگر ستون با فولادهایی با کرنش تسلیم کمتر از ۰/۰۰۱۹ مسلح شود، رابطه ۲-۵-۲۱ در طراحی ملاک خواهد بود.

ب- خستگی

برای ستون محصور شده با مصالح FRP، به منظور کنترل تنش بتن در محدوده‌های تحمل خستگی، رعایت محدودیت‌های روابط ۲-۵-۲۳ الزامی است.

$$0 \le \frac{N_D}{f_c A_g} \le 0.5 \quad \rightarrow \quad N_L \le 0.4 f_c A_g - 0.28 N_D$$

$$0.5 \le \frac{N_D}{f_c A_g} \le 0.75 \quad \rightarrow \quad N_L \le 0.46 f_c A_g - 0.4 N_D \qquad (۲۳-۵-۲)$$

$$0.75 \le \frac{N_D}{f_c A_g} \le 1 \quad \rightarrow \quad N_L \le 0.64 f_c A_g - 0.64 N_D$$

که در آن:

A_g: مساحت کل مقطع ستون بر حسب میلیمترمربع

N_D: بار مرده عضو فشاری بر حسب نیوتن

f_c: مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

N_L: بار زنده عضو فشاری بر حسب نیوتن می‌باشد.

مثال ۲-۵-۳

ستون بتن مسلحی با مشخصات زیر مفروض است، مطلوبست محاسبه ظرفیت برشی جدید ستون مقاوم‌سازی شده با مصالح FRP.

ابعاد هندسی ستون:

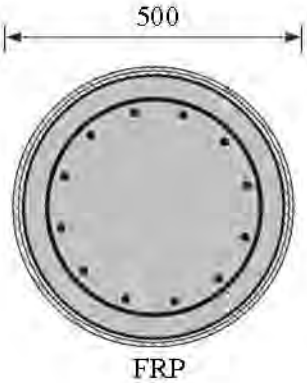
$\ell_u = 3000\,mm$

$D_g = 500\,mm$

$A_g = 196350\,mm^2$

$D_c = 395\,mm$

$A_c = 122540\,mm^2$



فولاد:

$f_y = 400\,MPa$

$A_{st} = 2500\,mm^2$

$A_h = \Phi 16 @ 200mm$

بتن:

$f_c = 25MPa$

بارگذاری:

$N_D = 1500\,KN$

$N_L = 1550KN$

$N_U = 1.25N_D + 1.5N_L = 4200KN$

FRP:

$f_{frpu} = 2400MPa$

$t_{frp} = 0.36mm$

الیاف GFRP (شیشه- اپوکسی) و شرایط محیطی ملایم و تعداد لایه‌های تقویت FRP برابر ۲ می‌باشد.

$\phi_{frp} = 0.85 \times 0.75 = 0.64$

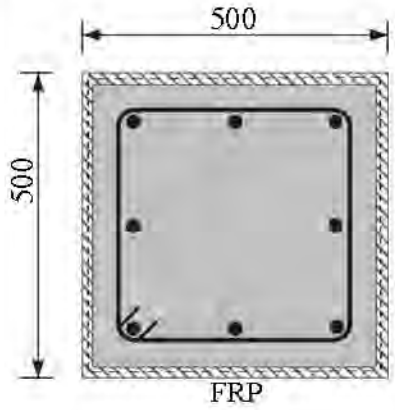
$E_{frp} = 70GPa$

$N_b = 2$

مراحل	محاسبات
۱ -محاسبه مقاومت برشی مصالح	$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} A_c$ $V_c = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times 122540 = 73.5KN$ $V_s = \frac{\pi}{4} \frac{\varphi_s f_y A_h D_c}{S}$ $V_s = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{0.85 \times 400 \times 2 \times 200 \times 395}{200} = 211KN$ $V_{frp} = \frac{\pi}{4} \phi_{frp}\, f_{frp}\, N_b\, t_{frp}\, D_g$ $V_{frp} = \frac{\pi}{4} \times 0.64 \times (0.004 \times 70000) \times 2 \times 0.36 \times 500 = 50.6\,KN$ $f_{frp} = 0.004 E_{frp} \le \phi_{frp}\, f_{frpu} \Rightarrow 0.004 \times 70 \times 10^9 \le 0.64 \times 2400 \times 10^6\ O.K$
۲ -محاسبه مقاومت برشی	$V_r = V_c + V_s + V_{frp}$ $V_r = 73.5 + 211 + 50.6 = 335.1KN$
۳ -کنترل ظرفیت برشی حداکثر	$V_r \le V_c + 0.8\phi_c \sqrt{f_c}.A_c$ $V_r \le 73.5 \times 10^3 + 0.8 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times 122540 = 367.6\,KN$
نتیجه : ظرفیت برشی از 284.5 به 335.1 افزایش یافته است که حدود 18% افزایش را نشان می‌دهد.	

مثال ۲-۵-۴

ستون بتن مسلحی با مشخصات زیر مفروض است در صورت تقویت برشی ستون با الیاف FRP مطلوبست محاسبه ظرفیت جدید ستون.



مشخصات ابعاد هندسی:

$\ell_u = 3000\,mm$

$b = 500\,mm$

$h = 500\,mm$

$A_g = 250000\,mm^2$

فولاد:

$f_y = 400\,MPa$

$A_{st} = 2500\,mm^2$

$d = 450mm$

$A_h = \Phi 16 @ 200mm$

بتن :

$f_c = 25MPa$

بارگذاری :

$V_u = 500\,KN$

FRP:

الیاف شیشه GFRP (شیشه- اپوکسی) و شرایط محیطی ملایم

$f_{frpu} = 2400\,MPa$

$t_{frp} = 0.36mm$

$E_{frpu} = 70\,GPa$

$\phi_{frp} = 0.85 \times 0.75 = 0.64$

مراحل	محاسبات
۱ - محاسبه مقاومت برشی مصالح	$V_c = 0.2\phi_c\sqrt{f_c}\,b_w d$ $V_c = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times 500 \times 450 = 135KN$ $V_s = \dfrac{\phi_s f_y A_v d}{S}$ $V_s = \dfrac{0.85 \times 400 \times 2 \times 200 \times 450}{200} = 306KN$ $V_c + V_s = 441KN$

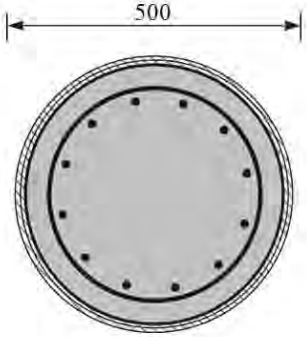
۲ – محاسبه تعداد لایه مورد نیاز	$N_b \geq \frac{500(V_u - V_c - V_s)}{\phi_{frp} E_{frp} t_{frp} d}$ $N_b = \frac{500(500-135-306)*10^3}{0.64\times 70000\times 0.36\times 450} = 4.06$ از ۴ لایه استفاده می‌گردد.
۳ – محاسبه V_{frp} و V_r	$V_{frp} = \phi_{frp} f_{frp} N_b t_{frp} d$ $V_{frp} = 0.64\times(0.002\times 70000)\times 4\times 0.36\times 450 = 58.1KN$ $V_r = V_c + V_s + V_{frp}$ $V_r = 135+306+58.1 = 499.1KN$
۴ – کنترل ظرفیت برشی ماکزیمم	$V_r \leq V_c + 0.8\phi_c \sqrt{f_c} b_w d$ $V_r \leq 135\times 10^3 + 0.8\times 0.6\times \sqrt{25}\times 500\times 450$ $V_r \leq 675KN \quad O.K.$
نتیجه : ظرفیت برشی از 441 KN به 499 KN افزایش می‌یابد که 13.2% افزایش را نشان می‌دهد.	

مثال ۲-۵-۵

مطلوبست تقویت فشاری ستون بتن مسلح دایره‌ای شکل با مشخصات زیر با الیاف FRP.

مشخصات ابعاد هندسی:

$\ell_u = 3000\,mm,$
$D_g = 500mm,$
$A_g = 196350\,mm^2.$



FRP

فولاد:

$f_y = 400MPa$
$A_{st} = 2500\,mm^2$

بتن:

$f_c = 25MPa$

بارگذاری:

$N_D = 1500\,KN, N_L = 1550\,KN$
$N_U = 1.25N_D + 1.5N_L = 4200KN$

قبل از محصورشدگی بتن: $N_{r\max} = 0.8[0.85\varphi_c f_c (A_g - A_{st}) + \varphi_s f_y . A_{st}]$

$$N_{r\max} = 2657\,KN < 4200KN$$:

پس تقویت ستون برای افزایش مقاومت محوری لازم است.

FRP:

الیاف GFRP (شیشه- اپوکسی) و شرایط محیطی ملایم

$f_{frpu} = 2400MPa,$

$t_{frp} = 0.36mm,$

$\phi_{frp} = 0.85 \times 0.75 = 0.64$

$E_{frp} = 70GPa$

مراحل	محاسبات
۱ – بررسی لاغری ستون	$\frac{\ell_u}{D_g} \le \frac{6.25}{\sqrt{N_u / f_c A_g}}$ $\frac{3000}{500} = 6 < \frac{6.25}{\sqrt{4200 \times 10^3 / (25 \times 196350)}} = 6.75 \quad O.K$
۲ – محاسبه مقاومت مورد نیاز برای بار وارده در بتن محصور شده	$f_{cc} = \frac{\left(\frac{N_u}{0.8} - \phi_s f_y A_{st}\right)}{0.85\varphi_c (A_g - A_{st})}$ $f_{cc} = \frac{\left(\frac{4200 \times 10^3}{0.8} - 0.85 \times 400 \times 2500\right)}{0.85 \times 0.6 (196350 - 2500)} = 44.5MPa$
۳ – محاسبه نسبی حجمی مقاومت	$\omega_w = \frac{\left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1\right)}{\alpha_{pc}} = \frac{\left(\frac{44.5}{25} - 1\right)}{1} = 0.78$
۴ – محاسبه فشار محصور شدگی مورد نیاز	$f_{lfrp} = \frac{\omega_w \phi_c f_c}{2}$ $f_{lfrp} \le \frac{f_c}{2\alpha_{pc}} (\frac{1}{k_e} - \phi_c)$ $f_{lfrp} = \frac{0.78 \times 0.6 \times 25}{2} = 5.85MPa$ $f_{lfrp} \ge 4MPa \quad o.k.$ $f_{lfrp} \le \frac{25}{2 \times 1} (\frac{1}{0.8} - 0.6) = 8.125 \; ok$

۵ – محاسبه تعداد لایه FRP مورد نیاز	$N_b = \frac{f_{lfrp} D_g}{2\phi_{frp} f_{frpu} t_{frp}}$ $N_b = \frac{5.85 \times 500}{2 \times 0.64 \times 2400 \times 0.36} = 2.6$ از 3 لایه FRP استفاده می‌گردد.
۶ – محاسبه مقاومت فشاری ضریب‌دار ستون محصور شده با FRP	$f_{lfrp} = \frac{2N_b \phi_{frp} f_{frpu} t_{frp}}{D_g}$ $f_{lfrp} = \frac{2 \times 3 \times 0.64 \times 2400 \times 0.36}{500} = 6.63MPa$ $4 \le f_{lfrp} \le 8.125$ $\omega_w = \frac{2f_{lfrp}}{\phi_c f_c}$ $\omega_w = \frac{2 \times 6.63}{0.6 \times 25} = 0.88$ $f_{cc} = f_c (1 + \alpha_{pc} \omega_w)$ $f_{cc} = 25(1 + 0.88) = 47MPa$ $N_{r\max} = 0.8\left[0.85\phi_c f_{cc}(A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}\right]$ $N_{r\max} = 0.8\left[0.85 \times 0.6 \times 47 \times (196350 - 2500) + 0.85 \times 400 \times 2500\right]$ $N_{r\max} = 4400KN$

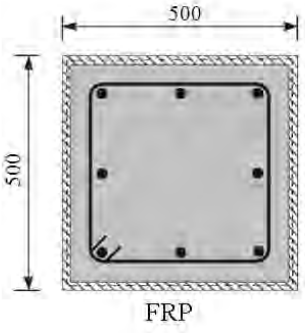
مثال ۲-۵-۶

مطلوبست تقویت فشاری ستون بتن مسلح با مقطع مربع و مشخصات زیر با الیاف FRP.

مشخصات مقطع:

$\ell_u = 3000mm, b = 500mm, h = 500mm$

$A_g = 250000mm^2$



فولاد:

$f_y = 400MPa$

$A_{st} = 2500mm^2$

بتن:

$f_c = 30MPa$

بارگذاری:

$N_D = 1300KN$

$N_L = 1450KN$

$N_U = 1.25N_D + 1.5N_L = 3800KN$

قبل از محصورشدگی بتن: $N_{r\max} = 0.8[0.85\varphi_c f_c(A_g - A_{st}) + \varphi_s f_y.A_{st}]$

$N_{r\max} = 3530KN < 3800KN$

پس تقویت ستون برای افزایش مقاومت محوری لازم است.

FRP:

الیاف GFRP (شیشه- اپوکسی) و شرایط محیطی ملایم

$f_{frpu} = 2400MPa, t_{frp} = 0.36mm,$

$\phi_{frp} = 0.85 \times 0.75 = 0.64,$

$E_{frpu} = 70GPa$

مراحل	محاسبات
۱ - بررسی لاغری ستون	$\frac{\ell_u}{h} \le \frac{7.5}{\sqrt{N_u / f_c A_g}}$ $\frac{3000}{500} = 6 < \frac{7.5}{\sqrt{4200 \times 10^3 / (25 \times 196350)}} = 10.5 \quad O.K$
۲ - محاسبه مقاومت مورد نیاز برای بار وارده در بتن محصور شده	$f_{cc} = \frac{\left(\frac{N_u}{0.8} - \phi_s f_y A_{st}\right)}{0.85\varphi_c(A_g - A_{st})}$ $f_{cc} = \frac{\left(\frac{3800 \times 10^3}{0.8} - 0.85 \times 400 \times 2500\right)}{0.85 \times 0.6(250000 - 2500)} = 30.9MPa$
۳ - محاسبه نسبت حجمی مقاومت	$\omega_w = \frac{\left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1\right)}{\alpha_{pc}} = \frac{\left(\frac{30.9}{30} - 1\right)}{1} = 0.03$
۴ - محاسبه فشار محصورشدگی مورد نیاز	$f_{lfrp} = \omega_w \phi_c f_c$ $f_{lfrp} = 0.03 \times 0.6 \times 30 = 0.54MPa$

۵ - محاسبه تعداد لایه FRP مورد نیاز	$N_b = \frac{f_{lfrp} bh}{2\phi_{frp} f_{frpu} \varepsilon_{frp} t_{frp} (b+h)}$ $N_b = \frac{0.54 \times 500 \times 500}{2 \times 0.64 \times 70 \times 10^3 \times 0.002 \times 0.36(500+500)} = 2.1$ از 3 لایه استفاده می‌کنیم.
۶ - محاسبه مقاومت فشاری ضریب‌دار ستون محصور شده با FRP	$f_{lfrp} = \frac{2N_b \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frpu} t_{frp} (b+h)}{bh}$ $f_{lfrp} = \frac{2 \times 3 \times 0.64 \times 70000 \times 0.002 \times 0.36 \times (500+500)}{500 \times 500} = 7.774 MPa$ $\omega_w = \frac{f_{lfrp}}{\phi_c f_c}$ $\omega_w = \frac{0.774}{0.6 \times 30} = 0.043$ $f_{cc} = f_c (1 + \alpha_{pc} \omega_w)$ $f_{cc} = 30(1+0.043) = 31.3 MPa$ $N_{r\max} = 0.8\left[0.85\phi_c f_{cc}(A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}\right]$ $N_{r\max} = 3.84 \times 10^6 N = 3840 \ KN$

۲-۵-۲- بهسازی ستون‌های فولادی

عمده خرابی موجود در ستون‌های فولادی شامل کمانش موضعی و کلی و گسیختگی در محل درزها و وصله‌ها می‌باشد. در شکل (۲-۵-۱۹) نمونه هایی از خرابی ستون های فولادی نشان داده شده است.

دلایل اصلی این خرابی‌ها عبارتند از:

۱- سطح مقطع کم ستون

۲- لاغری بیشتر از حدود مجاز

۳- عدم فشردگی مقطع

۴- ضعف درجوش‌ها

۵- عدم رعایت اصل تیر ضعیف و ستون قوی

۶- زنگ زدگی و خوردگی ستون

۷- ایجاد ناحیه متأثر از حرارت بر اثر جوشکاری زیاد

۸- خستگی

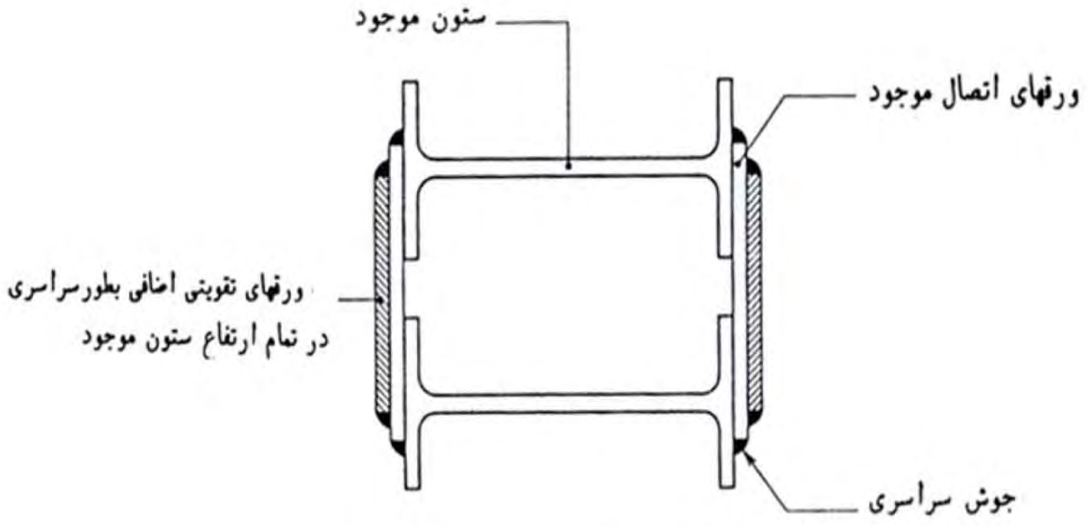
۹- آتش‌سوزی

در ادامه به راهکارهای متداول برای بهسازی ستونهای فلزی اشاره شده است.

۲-۵-۲-۱- اضافه نمودن ورق‌های پوششی به بال ستون

از جمله راه‌های افزایش ظرفیت خمشی و محوری ستون، اضافه نمودن ورق‌های پوششی به بال ستون می‌باشد. این روش در شکل ۲-۵-۲۰ نشان داده شده است. در این روش با افزایش ضخامت بال از کمانش موضعی بال ستون نیز جلوگیری می‌گردد.

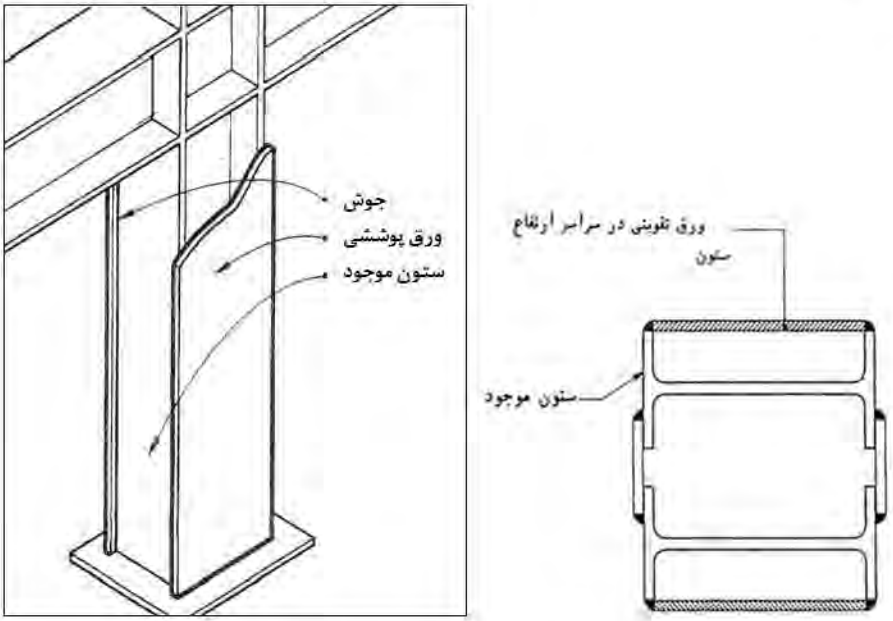
شکل ۲-۵-۱۹- نمونه‌ای از خرابی ستون‌های فولادی



شکل ۲-۵-۲۰- اضافه نمودن ورق‌های پوششی به بال ستون

۲-۵-۲-۲- اضافه کردن ورق‌های موازی با جان ستون و تبدیل مقطع به شکل جعبه‌ای

اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان ستون و تبدیل آن به مقطع جعبه‌ای منجر به افزایش مقاومت خمشی و محوری ستون می‌شود. این روش در شکل ۲-۵-۲۱ نشان داده شده است. اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان ستون، افزایش ممان اینرسی در امتداد موازی با جان را در پی دارد.



شکل ۲-۵-۲۱- اضافه نمودن ورق‌های پوششی موازی با جان ستون

مثال ۲-۵-۷

ستونی با سطح مقطع ۶۵ سانتیمتر مربع و تنش فشاری مجاز ۱۲۶۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مفروض است. این ستون تحت نیروهای محوری ناشی از بار مرده و زنده به ترتیب زیر قرار دارد:

$P_d = 45ton$

$P_l = 36ton$

بنا به عللی نیروی محوری ناشی از بار زنده مقدار ۱۰ تن افزایش می‌یابد. مطلوب است تعیین سطح مقطع تقویتی لازم.

۱ - ابتدا وضعیت ستون موجود کنترل می‌شود:

$$f_{ad} = \frac{45\times10^3}{65} = 692kg/cm^2$$

$$f_{al} = \frac{36\times10^3}{65} = 554kg/cm^2$$

تنش کل $= \quad f_a = 1246\,kg/cm^2 \le 1260\,kg/cm^2 \quad$ O.K

اکنون سطح مقطع ستون باید برای افزایش نیروی محوری به مقدار ۱۰ تن، تقویت شود. با توجه به حضور دائمی بار مرده بر روی ستون، تنش مجاز برای طراحی ورق تقویتی، تفاضل تنش مجاز با تنش ناشی از بار مرده است:

تنش مجاز برای طراحی ورق تقویتی $= F_a = 1260 - 692 = 568 kg/cm^2$

سطح مقطع ورق تقویتی $= 10 \times 10^3 / 568 = 17.6 cm^2$

سطح مقطع ورق تقویتی معادل $2P100 \times 10mm$ انتخاب می‌شود:

تقویت $A = 2 \times 10 \times 1 = 20 cm^2$

کلی $A = 65 + 20 = 85 cm^2$

کنترل تنش‌ها :

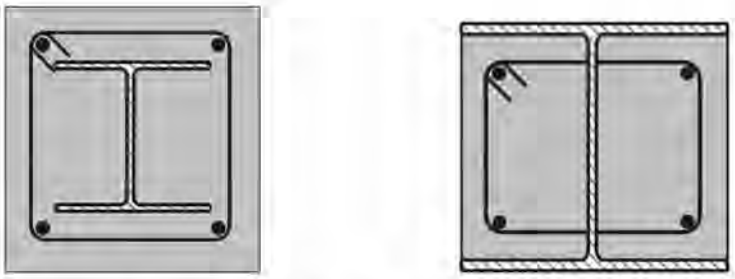
$$f_{ad} = \frac{45 \times 10^3}{65} = 692 kg/cm^2$$

$$f_{al} = \frac{46 \times 10^3}{85} = 541 kg/cm^2$$

$$1233 kg/cm^2 \le 1260 kg/cm^2$$

۲-۵-۲-۳- استفاده از روکش بتنی

این روش برای مقاومسازی مقاطع فولادی باز[1] مانند مقاطع I و H بکار می‌رود. با محصور نمودن ستون فولادی، سختی آن افزایش یافته که این امر موجب بالا رفتن سختی برشی نیز می‌گردد. برای بالا بردن سختی خمشی ستون، باید روکش بتنی ستون فولادی در طبقات مختلف پیوسته باشد.



شکل ۲-۵-۲۲- استفاده از روکش بتنی برای مقاومسازی ستون فولادی

[1] Open Section

در صورتی که ستون فولادی دچار خوردگی شدید شده باشد، استفاده از روکش بتنی به عنوان راه حلی موثر توصیه می‌گردد (شکل ۲-۵-۲۳). این ستون‌ها پس از مقاومسازی در برابر آتش‌سوزی نیز مقاومت خوبی خواهند داشت. در این بخش جهت یکسان سازی روابط با روابط ارائه شده در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، واحد نیرو و طول، کیلوگرم و سانتیمتر می‌باشد.

شکل ۲-۵-۲۳- بهسازی ستون‌های با خوردگی شدید با روکش بتنی

۲-۵-۲-۳-۱- محدودیت‌ها

۱- سطح مقطع نیمرخ فولادی باید حداقل یک درصد مساحت کلی مقطع مقاومسازی شده باشد.

۲- روکش بتنی باید به کمک میلگردهای طولی و تنگ‌های عرضی و یا مارپیچ به منظور دورگیری بتن، مسلح شده باشد.

۳- مساحت مقطع تنگ‌های عرضی باید حداقل ۰/۲۵ میلیمتر مربع برای هر میلیمتر فاصله بین تنگ‌ها باشد.

۴- نسبت آرماتورهای طولی (ρ_{sl}) باید حداقل ۰/۰۰۴ باشد:

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \qquad (۲۴-۳-۲)$$

در رابطه فوق:

A_{sr}: مساحت مقطع آرماتورهای طولی پیوسته

A_g: مساحت کلی مقطع مختلط

۲-۵-۲-۳-۲- مقاومت فشاری

مقاومت فشاری ستون‌های فولادی مقاومسازی شده با روکش بتنی با بارگذاری محوری، برابر $\phi_C P_n$ می‌باشد که ϕ_C ضریب تقلیل ظرفیت مساوی ۰/۷۵ و P_n مقاومت فشاری اسمی می‌باشد که باید بر اساس حالت حدی کمانش خمشی با توجه به لاغری ستون مطابق روابط زیر تعیین شود:

۱. در صورتی که $P_e \geq ۰/۴۴ P_O$ باشد:

$$P_n = P_O\left[۰/۶۵۸^{\left(\frac{P_O}{P_e}\right)}\right] \qquad (۲۵-۵-۲)$$

۲. در صورتی که $P_e < ۰/۴۴ P_O$ باشد:

$$P_n = ۰/۸۷۷ P_e \qquad (۲۶-۵-۲)$$

در روابط مذکور:

$$P_O = A_S F_Y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f_c \qquad (۲۷-۵-۲)$$

$$P_e = \pi^2 \frac{EI_{eff}}{(KL)^2} \qquad (۲۸-۳-۲)$$

که در آن:

A_S: مساحت مقطع نیمرخ فولادی بر حسب cm^2

A_C: مساحت مقطع بتن بر حسب cm^2

A_{sr}: مساحت مقطع آرماتورهای طولی بر حسب cm^2

E_C: مدول الاستیسیته بتن بر حسب kg/cm^2

E_C را می‌توان از رابطه $E_C = ۰/۱۳۵ W^{۱/۵}\sqrt{f_c}$ حساب نمود که در آن W جرم مخصوص بتن بر حسب کیلوگرم بر متر مکعب و f_c مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع بیان می‌شوند. برای بتن با وزن مخصوص معمولی این رابطه به صورت $E_C = ۱۵۰۰۰\sqrt{f_c}$ در می‌آید.

E_S: مدول الاستیسیته فولاد بر حسب kg/cm^2

f_c: مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن بر حسب kg/cm^2

F_y: تنش تسلیم نیمرخ فولادی بر حسب kg/cm^2

F_{yr}: تنش تسلیم آرماتورهای طولی بر حسب kg/cm^2

I_C: ممان اینرسی مقطع بتنی بر حسب cm^4

I_S: ممان اینرسی مقطع نیمرخ فولادی بر حسب cm^4

I_{sr}: ممان اینرسی میلگردهای طولی cm^4

K: ضریب طول موثر

L: طول مهار نشده ستون بر حسب cm

P_n: مقاومت فشاری اسمی مقطع بر حسب kg

P_O: مقاومت فشاری اسمی مقطع بدون توجه به آثار کمانشی بر حسب kg

P_e: نیروی محوری کمانشی اولر بر حسب kg

EI_{eff}: سختی موثر مقطع مختلط که با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$EI_{eff} = E_S I_S + ۰/۵ E_S I_{sr} + C_1 E_C I_C \qquad (۲۹-۵-۲)$$

$$C_1 = ۰/۱ + ۲\left(\frac{A_S}{A_C + A_S}\right) \le ۰/۳ \qquad (۳۰-۵-۲)$$

۲-۵-۲-۳-۳- مقاومت کششی

مقاومت کششی ستون‌های فولادی مقاومسازی شده با روکش بتنی با بارگذاری محوری، مساوی $\phi_t P_n$ می‌باشد که ϕ_t ضریب تقلیل مقاومت مساوی ۰/۹ و P_n ظرفیت کششی اسمی می‌باشد که باید بر اساس حالت حدی تسلیم مطابق رابطه زیر تعیین شود.

$$P_n = A_S F_y + A_{sr} F_{yr} \qquad (۳۱-۵-۲)$$

که در آن A_S , F_y , A_{sr} و F_{yr} مطابق تعاریف بند (۲-۵-۲-۳-۲) می‌باشند.

۲-۵-۲-۳-۴- مقاومت برشی

مقاومت برشی ستون‌های فولادی مقاومسازی شده با روکش بتنی برابر با بزرگترین مقدار به دست آمده از حالات زیر می‌باشد.

۱. مقاومت برشی مقطع فولادی تنها مطابق بخش ۱۰-۵-۶ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (طراحی به روش حدی) به علاوه مقاومت برشی تنگ‌ها

۲. مقاومت برشی بخش بتن مسلح به تنهایی

تبصره: مقاومت برشی اسمی خاموت‌ها را می‌توان به کمک رابطه $V_{sn} = A_{st} f_{yt} \frac{d}{s}$ محاسبه نمود که در آن A_{st} سطح مقطع مجموع ساق خاموت‌ها، F_{yt} تنش تسلیم خاموت، d ارتفاع موثر مقطع بتنی و S فاصله خاموت‌ها می‌باشد.

۲-۵-۲-۳-۵- انتقال بار

در ستون‌های فولادی مقاومسازی شده با روکش بتنی، برای انتقال بار از طریق اتصال بتن و فولاد، باید ضوابط زیر برآورده شود:

۱. چنانچه بارهای خارجی مستقیماً به مقطع فولادی اعمال شود، برشگیرها باید بتوانند نیروی برشی مورد نیاز زیر را تحمل نمایند.

$$V' = V\left(1 - \frac{A_S F_y}{P_O}\right) \qquad (۲-۵-۳۲)$$

که در آن:

V': نیروی برشی که برشگیرها باید بتوانند آن را تحمل نمایند، بر حسب kg

V: نیروی برشی اعمال شده به ستون بر حسب kg

A_S: مساحت کلی مقطع فولادی بر حسب cm^2

F_y: تنش تسلیم فولاد بر حسب kg/cm^2

P_O: مقاومت فشاری اسمی ستون بدون توجه به آثار کمانشی بر حسب kg

۲. در صورتی که بارهای خارجی مستقیماً به مقطع بتن اعمال شود، برشگیرها باید بتوانند برش مورد نیاز زیر را تحمل نمایند.

$$V' = V\left(\frac{A_S F_y}{P_O}\right) \qquad (۲-۵-۳۳)$$

۳. در صورتی که بار مستقیماً به مقطع بتنی وارد شود، حداکثر مقاومت اتکایی طرح، $\phi_B P_P$، با استفاده از روابط زیر محاسبه می‌شود.

$$\phi_B = ۰/۶۵$$
$$P_P = ۱/۷ f_c A_B \qquad (۲-۵-۳۴)$$

که در آن:

A_B: مساحت ناحیه بارگذاری شده بر حسب cm^2

f_c : مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن بر حسب kg/cm^2

۲-۵-۲-۳-۶- جزییات آرماتوربندی اعضای محوری محاط در بتن

الف. حداقل باید ۴ عدد آرماتور طولی وجود داشته باشد.

ب. فاصله تنگ‌ها برابر با کوچکترین مقدار بدست آمده از روابط زیر می‌باشد:

- ۱۲ برابر قطر آرماتور طولی
- ۴۸ برابر قطر آرماتور تنگ
- $\frac{۱}{۲}$ برابر کوچکترین بعد مقطع ستون مختلط

پ. مقاطع فولادی باید حداقل دارای ۴۰ میلیمتر پوشش بتن باشند. رعایت شرایط محیطی مختلف برای پوشش مطابق مبحث نهم الزامی است.

ت. حداکثر فاصله برشگیرها ۲/۵ برابر بعد کوچکتر مقطع ستون مقاومسازی شده و یا ۴۰۰ میلیمتر (هر کدام که کوچکترند) می‌باشد.

ث. برشگیرها باید حداقل در دو وجه قرینه مقطع فولادی تعبیه شده باشد.

ج. در صورتی که مقطع فولادی محاط در بتن از دو یا چند مقطع فولادی تشکیل شده باشد، باید ضوابط مربوط به ستون‌های مرکب در آنها رعایت شود.

۲-۵-۲-۳-۷- مقاومت برشگیرها

مقاومت اسمی گل‌میخ تک از رابطه زیر بدست می آید:

$$Q_n = ۰/۵A_{SC}\sqrt{f_cE_c} \le A_{SC}F_u \qquad (۳۵-۵-۲)$$

که در آن:

A_{SC}: مساحت مقطع گل میخ بر حسب cm^2

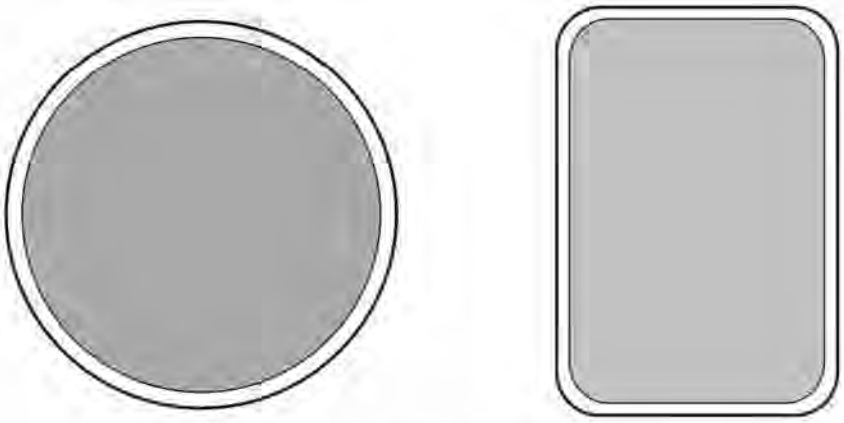
F_u: حداقل تنش نهایی کششی گل میخی بر حسب cm^2

f_c : مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه ای بتن بر حسب kg/cm^2

E_C: مدول الاستیسیته بتن بر حسب kg/cm^2

۲-۵-۲-۴- پر نمودن ستون فولادی با بتن

این روش برای مقاطع فولادی بسته[1] بکار می‌رود. نمونه‌ای از ستون فولادی پر شده با بتن در شکل ۲-۵-۲۴ نشان داده شده است.



شکل ۲-۵-۲۴- پر نمودن ستون فولادی با بتن

۲-۵-۲-۴-۱- محدودیت‌ها

۱- مساحت مقطع فولادی باید حداقل یک درصد مساحت کلی مقطع مختلط باشد.

۲- حداکثر نسبت $\frac{b}{t}$ در مقطع تو خالی مستطیلی شکل پرشده با بتن برابر با $۲/۲۶\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$ می باشد.

۳- حداکثر نسبت $\frac{D}{t}$ در مقطع تو خالی لوله ای شکل پرشده با بتن برابر با $۰/۱۵\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$ می باشد.

۲-۵-۲-۴-۲- مقاومت فشاری

مقاومت فشاری محوری ستون‌های فولادی پرشده با بتن مساوی $\phi_c P_n$ می باشد که در آن ϕ_c ضریب تقلیل ظرفیت مساوی ۰/۷۵ و P_n مقاومت فشاری اسمی می‌باشد که باید بر اساس حالت حدی کمانش خمشی مطابق روابط بند (۲-۵-۲-۳-۲) و با اصلاحات زیر تعیین شود.

$$P_O = A_S F_Y + A_{sr} F_{yr} + C_2 A_C F_C \qquad (۲-۵-۳۶)$$

برای مقاطع توخالی مستطیلی شکل $C_2 = ۰/۸۵$

برای مقاطع تو خالی لوله‌ای شکل $C_2 = ۰/۹۵$

---

[1] Close Section

$$EI_{eff} = E_S I_S + E_S I_{sr} + C_3 E_C I_C \qquad (۳۷-۵-۲)$$

$$C_3 = ۰/۶ + ۲\left(\frac{A_S}{A_C + A_S}\right) \le ۰/۹ \qquad (۳۸-۵-۲)$$

۲-۵-۲-۴-۳- مقاومت کششی

مقاومت کششی محوری ستون‌های فولادی پرشده با بتن مساوی $\phi_t P_n$ می باشد که در آن ϕ_t ضریب تقلیل ظرفیت مساوی ۰/۹ و P_n مقاومت کششی اسمی می‌باشد که باید بر اساس حالت حدی مطابق رابطه زیر تعیین شود.

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} \qquad (۳۹-۵-۲)$$

۲-۵-۲-۴-۴- مقاومت برشی

مقاومت برشی ستون‌های فولادی پرشده با بتن برابر با بزرگترین مقدار به دست آمده از حالات زیر می‌باشد.

۱- مقاومت برشی مقطع فولادی تنها

۲- مقاومت برشی بخش بتن آرمه تنها

۲-۵-۲-۴-۵- انتقال بار

بار وارده به ستون‌های فولادی پرشده با بتن باید بین قسمت فولادی و بتنی انتقال یابد. وقتی که بار خارجی به مقطع فولادی تنها و یا بخش بتن مسلح تنها اعمال می‌شود، انتقال نیرو از مقطع فولادی به هسته بتنی می‌تواند به کمک یکی از مکانیسم‌های زیر صورت گیرد:

۱- چسبندگی مستقیم بین بتن و فولاد

۲- اتکای مستقیم

در صورت وجود چند مکانیزم، مکانیزمی که بزرگترین مقدار مقاومت اسمی را به دست می‌دهد، ملاک خواهد بود و جمع کردن آثار مکانیسم‌های مختلف مجاز نمی‌باشد.

وقتی که بار به صورت اتکایی به قسمت بتنی مقطع فولادی پرشده با بتن وارد می‌شود، مقاومت طرح اتکایی، $\phi_B P_p$ از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\phi_B = 0.65$$
$$P_P = 1.7 f_c A_B \qquad (۴۰-۵-۲)$$

A_B = مساحت ناحیه بارگذاری شده بر حسب cm^2

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن بر حسب $\frac{kg}{cm^2}$

۲-۵-۲-۵- ترکیب فشار و خمش در اعضای مختلط محاط در بتن و اعضای پر شده با بتن

اثر توام فشار محوری و خمش حول یک یا هر دو محور x و y در اعضای با مقطع دارای دو محور تقارن و یا یک محور تقارن بر اساس روابط (۲-۵-۴۱) و (۲-۵-۴۲) تعیین می‌گردد.

الف) در صورتی که $\frac{P_r}{\phi_c P_n} \geq 0.2$ باشد:

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}}\right) \leq 1.0 \qquad (۲-۵-۴۱)$$

ب) در صورتی که $\frac{P_r}{\phi_c P_n} < 0.2$ باشد:

$$\frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}}\right) \leq 1.0 \qquad (۲-۵-۴۲)$$

که در آن:

P_r = مقاومت فشاری مورد نیاز بر حسب کیلوگرم

P_n = مقاومت فشاری اسمی مقطع بر حسب کیلوگرم (مطابق بخشهای ۲-۵-۲-۳-۲ و ۲-۵-۲-۴-۲ محاسبه می‌گردد)

ϕ_c = ضریب مقاومت در فشار، مساوی ۰/۷۵

M_{rx} = مقاومت خمشی مورد نیاز (تشدید یافته) حول محور x (محور قوی) برحسب کیلوگرم - سانتیمتر

M_{ry} = مقاومت خمشی مورد نیاز (تشدید یافته) حول محور y (محور ضعیف) برحسب کیلوگرم - سانتیمتر

M_{nx} = مقاومت خمشی اسمی حول محور x (محور قوی) مطابق بخش ۲-۵-۲-۵-۱ برحسب کیلوگرم - سانتیمتر

M_{ny} = مقاومت خمشی اسمی حول محور y (محور ضعیف) مطابق بخش ۲-۵-۲-۵-۱ برحسب کیلوگرم - سانتیمتر

ϕ_b = ضریب مقاومت برای خمش، مساوی ۰/۸۵

۲-۵-۲-۵-۱- محاسبه اندرکنش و ظرفیت خمشی

در مقاطع مختلطی که $\frac{P_r}{\phi P_n} > 0.3$ باشد، از رابطه اندرکنشی ۲-۵-۴۱ استفاده می‌شود که در آن M_n از رابطه ۲-۵-۴۳ محاسبه می‌گردد ولی در صورتیکه $\frac{P_r}{\phi P_n} \leq 0.3$ باشد، باید علاوه بر محاسبه اندرکنش آن، اندرکنش $P_r = 0$ نیز باید بر اساس رابطه ۲-۵-۴۳ بررسی شود که در این رابطه مقدار ϕ_b برابر ۰/۹ و $M_n = Z.F_y$ می‌باشد.

$$M_n = ZF_y + (\frac{h_2 - 2C_r}{3})A_{sr}F_{yr} + \left[\frac{h_2}{2} - \frac{A_w F_y}{107 f_c h_1}\right]A_w F_y \qquad (۲-۵-۴۳)$$

که در آن:

A_w : مساحت جان مقطع فولادی بر حسب سانتیمترمربع (برای مقاطع پرشده از بتن مساوی صفر)

Z : اساس پلاستیک مقطع فولادی بر حسب سانتیمتر مکعب

C_r : میانگین فاصله بین آرماتورهای فشاری تا وجه فشاری مقطع و فاصله بین آرماتورهای کششی تا وجه کششی مقطع بر حسب سانتیمتر

h_1 : عرض مقطع مرکب عمود بر صفحه خمش بر حسب سانتیمتر

h_2 : عرض مقطع مرکب موازی صفحه خمش بر حسب سانتیمتر

A_{sr}: مساحت کل آرماتورها بر حسب سانتیمتر مربع

F_{yr} : تنش جاری شدن آرماتورها بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع

مثال ۲-۵-۸

ستون H شکلی در ساختمان مفروض است. مشخصات آن به صورت زیر می‌باشد.

$IPB\ 300$

$L = 4.5m$ $\quad A = 149cm^2$

$I_y = 8560cm^4$ $\quad I_x = 25170cm^4$

$S_y = 571cm^3$ $\quad S_x = 1680cm^3$

$r_y = 7.58cm$ $\quad r_x = 13cm$

به علت تغییر کاربری ساختمان ستون تحت نیروی محوری $P_D = 80\,ton$ و $P_L = 130\,ton$ قرار گرفته است. مطلوبست بررسی ظرفیت ستون و در صورت نیاز مقاومسازی آن.

$$P_r = 1.25P_D + 1.5P_L$$
$$P_r = 1.25\times 80 + 1.5\times 130 = 295\,ton$$

- محاسبه ظرفیت اولیه عضو

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{1\times 450}{7.58} = 59.4$$
$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2\times 2.1\times 10^6}{59.4^2} = 5874\,kg/cm^2$$
$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right]F_y = \left[0.658^{\frac{2400}{5874}}\right]2400 = 2023\ {kg}/{cm^2}$$
$$P_n = F_{cr}.A_g$$
$$P_n = 2023\times 149 = 301.4\,ton$$

مقاومت فشاری اولیه عضو $= 0.9\times 301.4 = 271.3 ton < P_r = 295 ton \quad N.O.K.$

- مقاوم سازی ستون

$A_g = 45\times 45 = 2025 cm^2$

$A_s / A_g = 149/2025 = 0.074 > 0.01$

سطح مقطع نیمرخ فولادی بیشتر از ۱ درصد مساحت کل مقطع مقاومسازی شده می‌باشد.

$USE\ 8\phi 20$

$F_{yr} = 4000 kg/cm^2$

$F_y = 2400 kg/cm^2$

$f_c = 300 kg/cm^2$

$E_c = 15000\sqrt{f_c} = 2.6\times 10^5\ kg/cm^2$

$A_s = 149 cm^2$

$A_{sr} = 25 cm^2$

$A_c = 45\times 45 - 149 - 25 = 1851 cm^2$

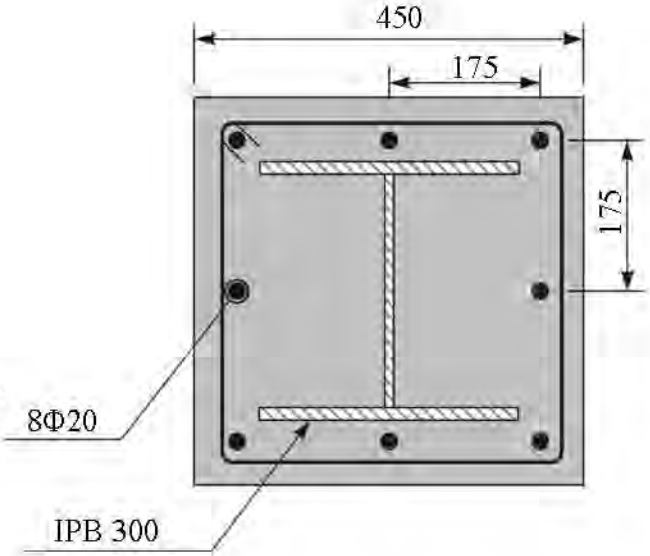
$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$

$C1 = 0.1 + 2(\frac{A_s}{A_s + A_c}) \le 0.3$

$I_{sr} = 8\times \frac{\pi}{4}\times I^4 + 3.14\times 6\times 17.5^2 = 5776 cm^4$

$I_S = 8560 cm^4$

$I_C = \frac{1}{12}\times 45\times 45^3 = 341719 cm^4$



$C_1 = 0.1 + 2(\frac{149}{1851 + 149}) = 0.25$

$EI_{eff} = 2.1\times 10^6 \times 8560 + 0.5\times 2.1\times 10^6 \times 5776 + 0.25\times 2.6\times 10^5 \times 341719$

$EI_{eff} = 4.63\times 10^{10}$

$P_e = \pi^2 \frac{EI_{eff}}{(KL)^2} = \pi^2 \frac{4.63\times 10^{10}}{(450)^2} = 2256.6 ton$

$$P_0 = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f_c$$
$$P_0 = 149 \times 2400 + 25 \times 4000 + 0.85 \times 1851 \times 300 = 929.6\ Ton$$
$$P_e \geq 0.44 P_0$$
$$P_n = P_0 \left[0.658^{(\frac{P_0}{P_e})} \right] = 929.6 \left[0.658^{(\frac{929.6}{2256.6})} \right]$$

$P_n = 782.37 ton \Longrightarrow$ مقاومت فشاری $= \phi_c P_n = 0.75 \times 782.5.37 = 586.8 ton$

$$\frac{\text{مقاومت فشاری عضو مقاومسازی شده}}{\text{مقاومت فشاری اولیه عضو}} = \frac{586.8}{301.4} = 2.16$$

$$\text{(بدون ضرایب کاهش)} \quad \frac{\text{مقاومت فشاری عضو مقاومسازی شده}}{\text{مقاومت فشاری اولیه عضو}} = \frac{782.37}{301.3} = 1.94$$

مثال ۲-۵-۹

اگر ستون $IPB\ 300$ به طول ۴/۵ متر بر اثر تغییر کاربری ساختمان تحت نیروی محوری $P_D = 30\ ton$ و $P_L = 35 ton$ و لنگر خمشی $M_x = 17 ton - m$ و $M_y = 10 ton - m$ قرار گیرد، مطلوب است بررسی ستون مذکور تحت اثر نیروهای وارده و در صورت نیاز مقاومسازی آن.

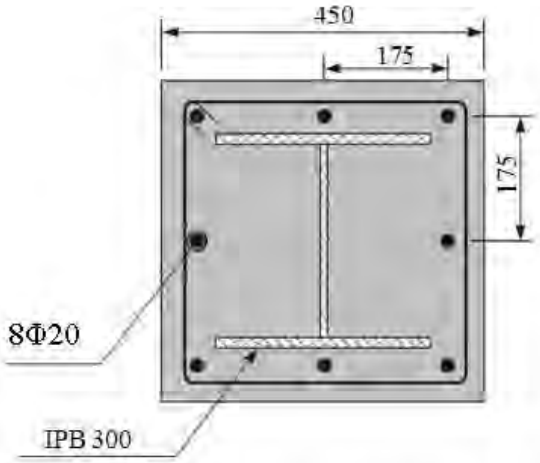
با توجه به مثال فوق: $\varphi_c . P_n = 0.9 \times 301.4 = 271.3 ton$

$$P_r = 1.25 P_D + 1.5 P_L$$
$$P_r = 1.25 \times 30 + 1.5 \times 35 = 90 ton$$
$$\frac{P_r}{\varphi_c . P_n} = \frac{90}{271.3} = 0.33$$
$$M_{nx} = Z_x . F_y = 1869 \times 2400 \times 10^{-5} = 44.86 ton - m$$
$$M_{ny} = Z_y . F_y = 870 \times 2400 \times 10^{-5} = 20.9 ton - m$$

$\frac{P_r}{\phi_c P_n} \geq 0.2$ می‌باشد:

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$
$$\frac{90}{271.3} + \frac{8}{9} \left[\frac{17}{0.9 \times 44.86} + \frac{10}{0.9 \times 20.9} \right] = 0.33 + \frac{8}{9} [0.42 + 0.53] = 1.17 > 1\ N.O.K$$

- مقاوم‌سازی ستون



- برای مقاوم‌سازی از روکش بتنی مانند مثال قبل استفاده می‌گردد.

مقاومت محوری فشاری

$P_n = 782.37\ ton$ مقاومت فشاری $\phi_c P_n = 0.75 \times 782.37 = 586.8 ton$

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} = \frac{90}{586.8} = 0.15$$

مقاومت خمشی حول محور قوی

$$M_{nx} = ZF_y + \left(\frac{h_2 - 2C_r}{3}\right) A_{sr} F_{yr} + \left(\frac{h_2}{2} - \frac{A_W F_y}{1.7 f_C h_1}\right) A_W F_y \quad , \quad \phi_b = 0.85$$

$h_1 = 45cm$,$h_2 = 45cm$, $C_r = 4cm$, $A_{sr} = 25cm^2$, $F_{yr} = 4000kg/cm^2$, $f_c = 300kg/cm^2$

$$M_{nx} = \left[1869 \times 2400 + (\frac{45 - 2 \times 4}{3}) \times 25 \times 4000 + (\frac{45}{2} - \frac{30 \times 1.1 \times 2400}{1.7 \times 300 \times 45}) \times 30 \times 1 \times 2400\right] \times 10^{-5} \Rightarrow$$

$M_{nx} = 71.13 ton - m$

مقاومت خمشی حول محور ضعیف

$h_1 = 45cm$,$h_2 = 45cm$, $C_r = 4cm$, $A_{sr} = 25cm^2$, $F_{yr} = 4000kg/cm^2$, $f_c = 300kg/cm^2$

$$M_{ny} = \left[1869 \times 2400 + (\frac{45 - 2 \times 4}{3}) \times 25 \times 4000 + (\frac{45}{2} - \frac{2 \times 30 \times 1.9 \times 2400}{1.7 \times 300 \times 45}) \times 30 \times 1 \times 2400\right] \times 10^{-5} \Rightarrow$$

$M_{ny} = 70.98 ton - m$

$M_{nx0} = ZF_y \ , \ \phi_b = 0.90$

$M_{nx0} = Z_x.F_y = 1869 \times 2400 \times 10^{-5} = 44.86 \ ton-m$

$M_{ny0} = Z_y.F_y = 870 \times 2400 \times 10^{-5} = 20.9 \ ton-m$

از آنجا که $\frac{P_r}{\phi P_n} \le 0.3$ می‌باشد، باید علاوه بر محاسبه اندرکنش آن، اندرکنش $P_r = 0$ نیز بررسی شود کـه بـه ازاء $P_r = 0$ مقدار ϕ_b برابر ۰/۹ و $M_n = Z.F_y$ می‌باشد.

$if \ \frac{P_r}{\phi_c P_n} = 0.15$

$\frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) \le 1.0 \qquad \frac{P_r}{\phi_c P_n} < 0.2$

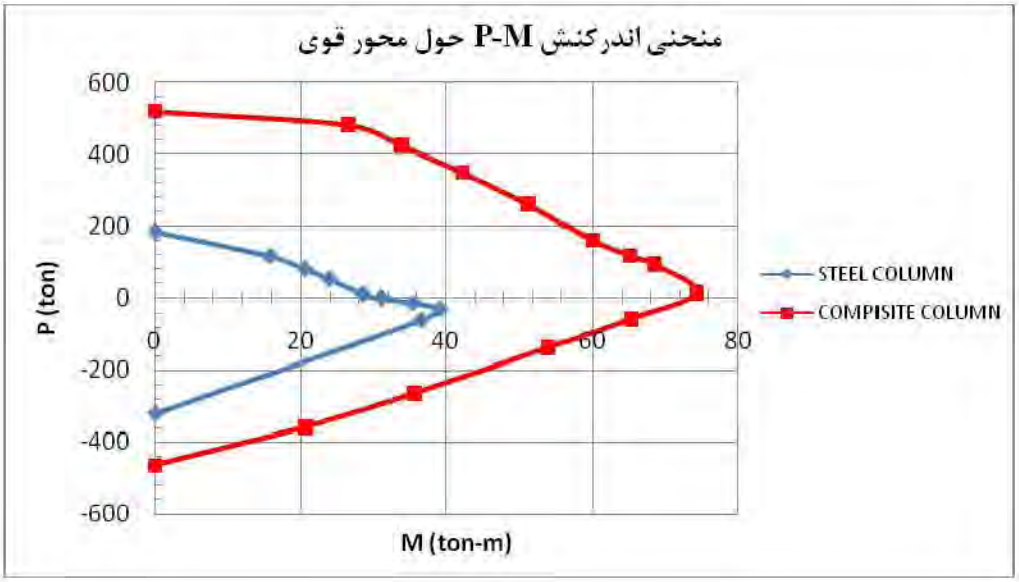
$\frac{90}{586.8} + \left[\frac{17}{0.85 \times 71.13} + \frac{10}{0.85 \times 70.98} \right] = 0.15 + [0.28 + 0.17] = 0.6 \le 1.0 \quad O.K.$

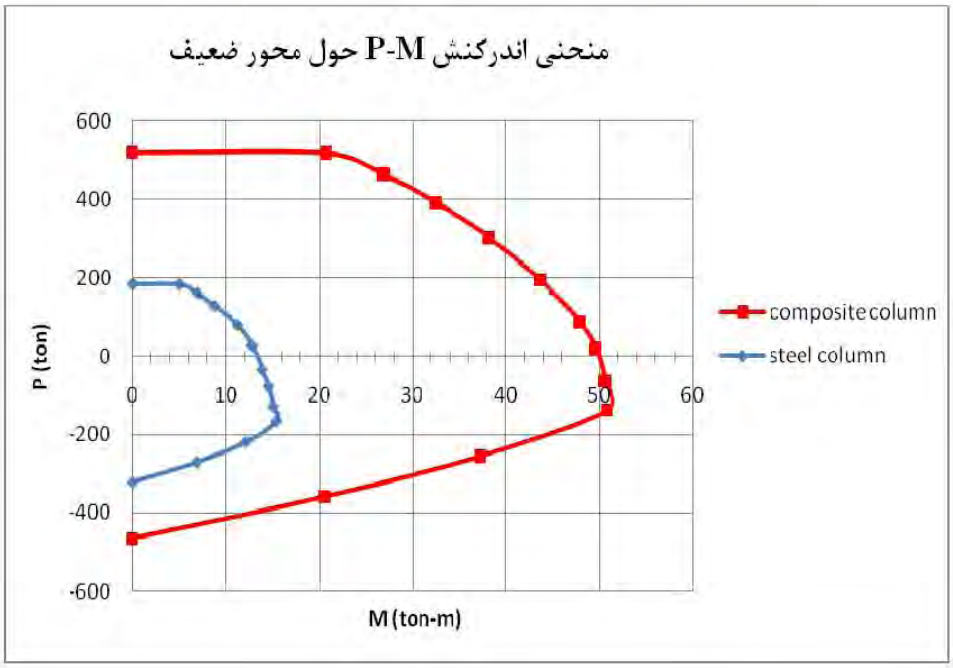
$if \ \frac{P_r}{\varphi_c P_n} = 0$

$\frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) \le 1.0 \qquad \frac{P_r}{\phi_c P_n} < 0.2$

$\left[\frac{17}{0.9 \times 44.86} + \frac{10}{0.9 \times 20.9} \right] = [0.42 + 0.53] = 0.95 < 1 \quad O.K$

منحنی اندرکنش ستون قبل و بعد از مقاومسازی حول محور قوی و ضعیف در شکل زیر ترسیم شده است.




منحنی اندرکنش P-M حول محور ضعیف
600
400
200
0
-200
-400
-600
0
10
20
30
40
50
60
P (ton)
M (ton-m)
composite column
steel column

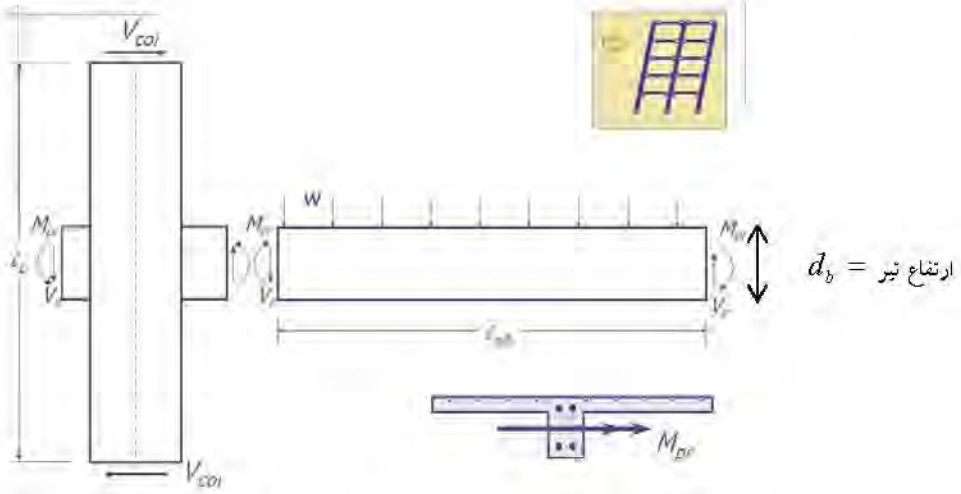
۲-۶- راهکارهای بهسازی اتصالات

اتصالات و رفتار آنها نقش بسیار مهمی در رفتار کلی سازه‌های قاب خمشی ایفا می‌کنند. به عبارت دیگر بحرانی‌ترین ناحیه در قاب‌های خمشی برای مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای، محل اتصال تیر به ستون می‌باشد. بطور کلی بدلیل عدم شناخت کافی از رفتار اتصالات خمشی، آسیب‌های ایجاد شده در سازه‌های خمشی از ضعف در طراحی یا اجرای اتصالات آنها ناشی می‌شود.

شکست‌های ترد پیش‌بینی نشده اتصالات خمشی تیر و ستون در اثر زلزله، بطور جدی روش‌های طراحی گذشته را زیر سوال برده و این خود نشان‌دهنده اهمیت مقاوم‌سازی اتصالات خصوصاً مقاوم‌سازی لرزه‌ای آنها می‌باشد.

در سیستم‌های باربر جانبی، اتصالات و اجزای آن باید به گونه‌ای مقاوم‌سازی شوند که پس از مقاوم‌سازی دارای سختی، مقاومت و هندسه متناسبی باشند و با عملکرد ارتجاعی اجزای خود، شرایط لازم برای رفتار غیر ارتجاعی چرخه‌ای سایر اعضا را فراهم و پیوستگی مسیر انتقال بار را نیز تأمین نمایند به گونه‌ای که ناحیه شکل‌پذیر (مفصل پلاستیک) در دو سر تیر و خارج از محدوده اتصال تیر به ستون واقع شود. حداقل فاصله محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون $0.5d_b$ و حداکثر $1.5d_b$ می‌باشد (شکل ۲-۶-۱).

در حال حاضر در آیین‌نامه‌های طراحی، اتصالات کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته شده و مقاومت آنها طبق مکانیسم شکل ۲-۶-۱ طوری در نظر گرفته می‌شود که شرایط وقوع مفصل پلاستیک را در فاصله‌ای از بر ستون فراهم نماید. در آیین‌نامه‌های بهسازی، بعضی از اتصالات و یا اجزای آنها چه در مرحله کنترل و چه در مرحله بعد از بهسازی می‌توانند کنترل شونده توسط تغییرشکل باشند.



شکل ۲-۶-۱ نمایش محل تشکیل مفصل پلاستیک در تیر و فاصله آن از بر ستون

بدون شک مقاوم‌سازی اتصالات از مراحل پیچیده روش‌های مقاوم‌سازی می‌باشد، چرا که محل تلاقی تعدادی از عناصر سازه‌ای است و در زلزله دارای تنش بالا می‌باشد. از این رو بهتر است بجای تقویت اتصال در برابر بارهای جانبی از راهکارهای تقویت سیستم باربر جانبی ساختمان مانند اضافه نمودن بادبند، دیوار برشی و ... استفاده نمود. این راهکارها منجر به کاهش لنگرهای موجود در اتصال می‌گردد. این موضوع بخصوص در ساختمان‌های بتن مسلح قابل توصیه می‌باشد.