

۲-۴- راهکارهای بهسازی تیرها

تیرها عموماً بصورت افقی و یا شیبدار در سازه قرار می‌گیرند و بارهای قائم وارده بر محور خود را به ستون‌ها منتقل می‌نمایند. در سازه‌های با قاب خمشی، تیرها علاوه بر تحمل بارهای ثقلی باید بارهای جانبی ناشی از زلزله را نیز تحمل نمایند. در زلزله‌های شدید ستون‌ها نباید آسیبی ببینند و مفصل‌های خمیری خمشی و برشی باید به تیرها و یا بادبندها منتقل شوند بدین منظور به هنگام مقاوم‌سازی، همواره تیر مقاوم‌سازی شده نباید قویتر از ستون متصل به آن باشد. معایب تیرها بر اثر طراحی نادرست، جزئیات ناقص، ساخت نامناسب و کیفیت پایین مصالح می‌باشد. بر اساس نوع تیر (بتنی یا فولادی) و معایب آن روش‌های متعددی برای بهسازی تیرها وجود دارد که در ادامه به آن پرداخته شده است. عوامل مؤثر در انتخاب طرح مقاوم‌سازی تیر عبارتند از:

- میزان دسترسی به تیر در محل (دسترسی به کل محیط تیر)،
- وضعیت بارهای وارده (بارهای یکنواخت، بارهای متناوب و رفت و برگشتی)،
- میزان افزایش مقاومت برشی و خمشی مورد نیاز،
- دسترسی به انواع مصالح برای مقاوم‌سازی،
- ملاحظات اقتصادی.

در برخی موارد ارزانه‌ترین روش، بهترین انتخاب است اما گاهی اوقات کار باید در کوتاهترین زمان ممکن تمام شود. در بعضی از موارد ابعاد هندسی مقاطع نباید بزرگ شود و گاهی نیز از مصالحی باید استفاده نمود که دوام بالا و مقاومت خوبی در برابر خوردگی دارند.

۲-۴-۱- تیرهای بتن مسلح

شکست‌های برشی و خمشی، دو حالت عمده شکست در تیرهای بتن مسلح می‌باشند. شکست خمشی عموماً نسبت به شکست برشی، ارجح است زیرا رفتار شکل‌پذیرتری از خود نشان می‌دهد. شکست نرم امکان پخش مجدد تنش را فراهم می‌آورد و به کاربران و حاضران در محل نیز فرصت بیشتری برای پی‌بردن به وضعیت بحرانی تیر می‌دهد. همچنین خرابی تیر بتن مسلح می‌تواند به علت تهاجم یون‌های شیمیایی صورت بگیرد. در شکل ۲-۴-۱ خرابی تیرها در اثر تهاجم یون‌های شیمیایی و تأثیر نیروهای لرزهای نشان داده شده است.

برای تقویت تیرهای بتن مسلح می‌توان از راهکارهای زیر استفاده نمود:

۱- روکش بتن مسلح

۲- روکش فولادی

۳- روکش FRP

۴- پیش‌تنیدگی خارجی

هر یک از روش‌های فوق به تفکیک در زیر مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

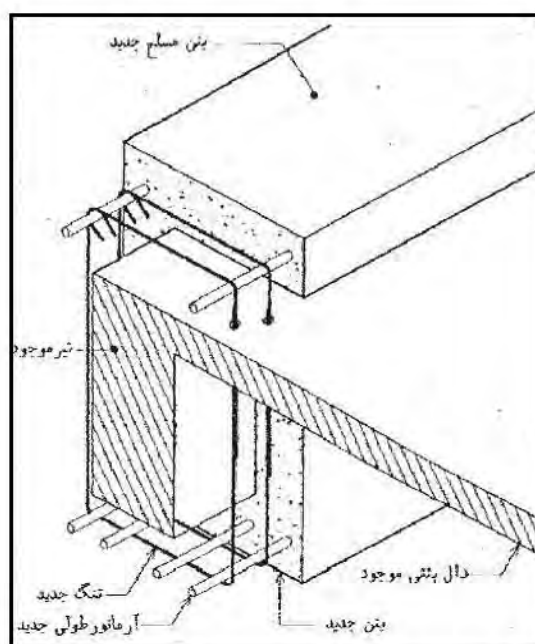


شکل ۲-۴-۱- نمونه‌هایی از آسیب‌دیدگی تیرهای بتنی

۲-۴-۱-۱- روکش بتن مسلح

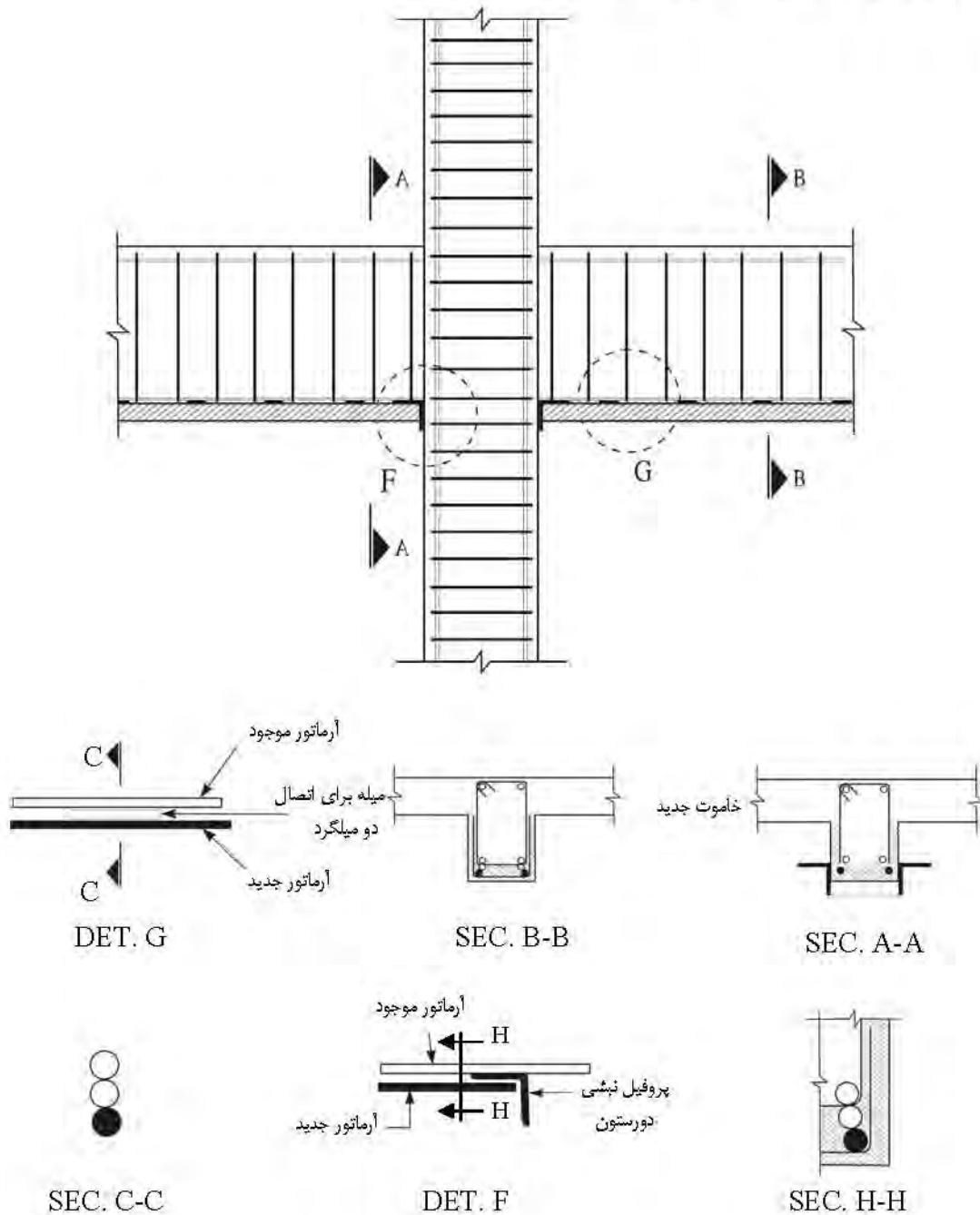
در تیرها می‌توان از روکش بتنی در سه و یا چهار وجه تیر برای بهسازی و افزایش مقاومت آن استفاده نمود. با این روش می‌توان ناحیه کششی و فشاری تیر را با روکش‌های بتنی جدید تقویت کرد.

برای تکمیل مکانیسم انتقال نیرو بین مصالح قدیم و جدید، زبر نمودن سطح بتن قدیمی و جوش دادن میلگردهای اتصال با آرماتورهای جدید و قدیم ضروری می‌باشد. اجرای روکش بتنی در هر چهار وجه تیر موثرترین روش برای مقاوم‌سازی تیرهای بتنی می‌باشد. در این شیوه ضخامت بتنی که به وجه بالایی تیر افزوده می‌گردد باید در ضخامت سقف گم شود. اجرای تنگ‌ها نیز از طریق سوراخهایی که در فواصل نزدیک به هم در دال سقف ایجاد می‌شود امکان پذیر می‌باشد. نمونه‌ای از روکش بتنی در چهار وجه تیر در شکل ۲-۴-۲ نشان داده شده است.

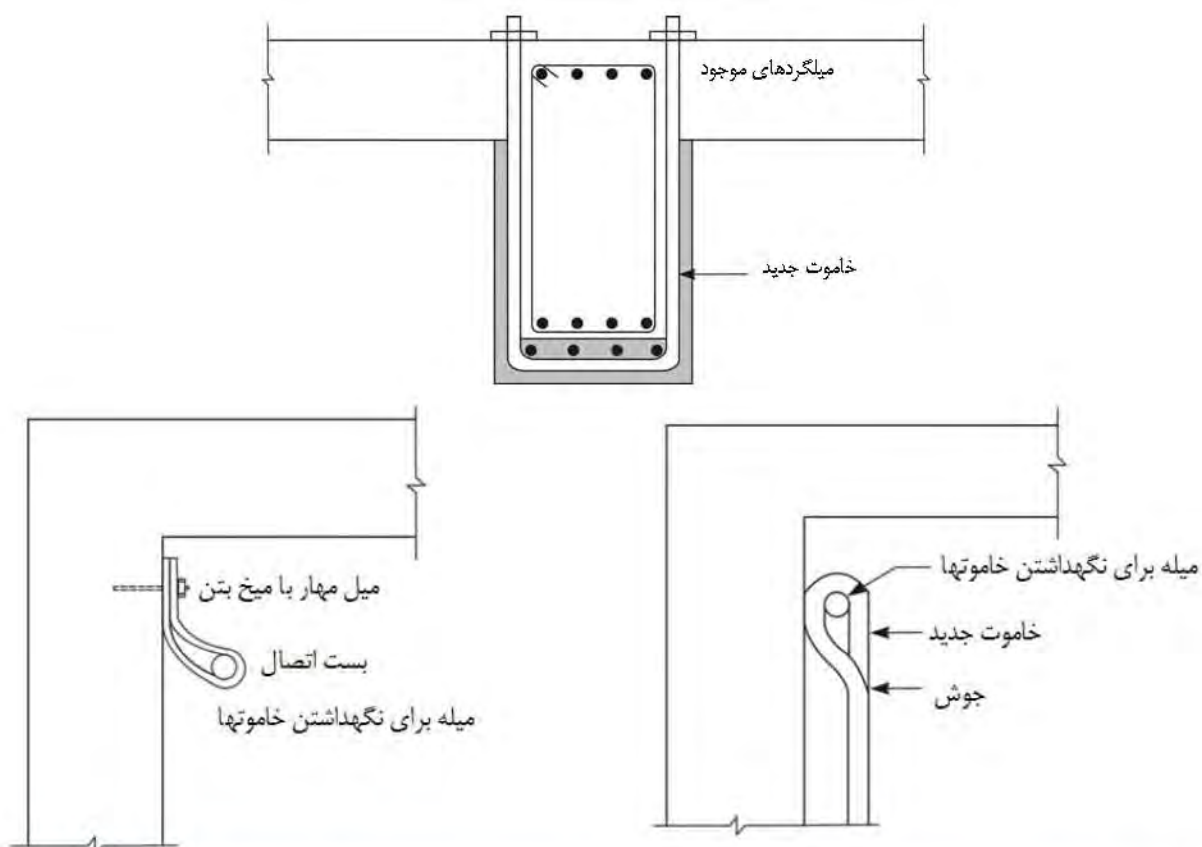


شکل ۲-۴-۲- اجرای روکش بتنی برای افزایش مقاومت تیرهای بتنی

اجرای روکش بتنی در سه وجه تیر برای افزایش ظرفیت خمشی و برشی تیر در برابر بارهای قائم انجام می‌شود، اما به دلیل آنکه در این حالت، افزایش ظرفیت باربری مقاطعی از تیر که در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها قرار دارند امکان پذیر نیست، تیر را نمی‌توان در مقابل بارهای جانبی زلزله تقویت نمود. موفقیت این روش مستلزم مهار مناسب خاموت‌ها از ضلع‌های بالایی روکش است. به دلیل آنکه استفاده از قالب و ریختن بتن از بالای تیر امکان پذیر نیست تنها راه ممکن استفاده از بتن پاشی می‌باشد. نمونه‌ای از روکش بتنی در سه وجه تیر در اشکال ۲-۴-۳ و ۲-۴-۴ نشان داده شده است.



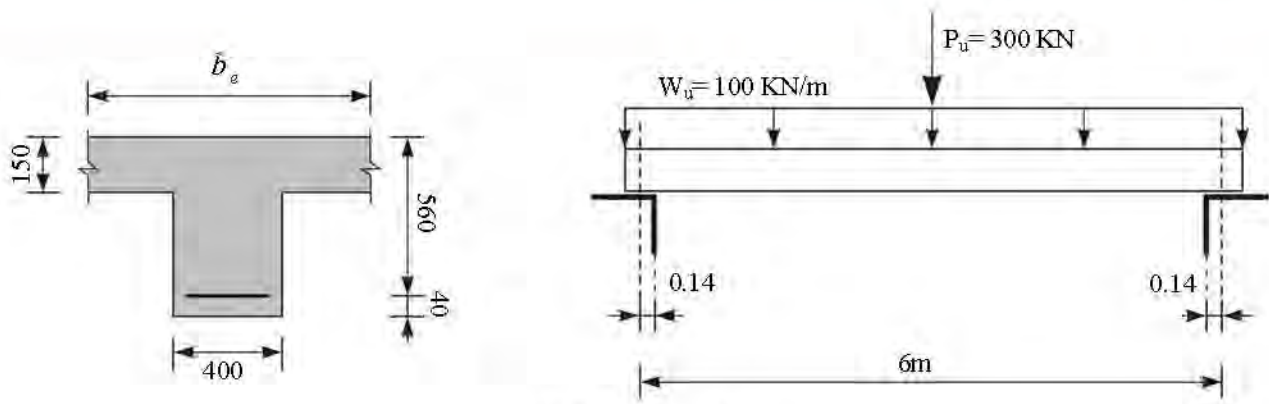
شکل ۲-۴-۳- اجرای روکش بتنی در سه وجه تیر



شکل ۲-۴-۴- استفاده از روکش بتنی در مقاوم‌سازی تیرها

مثال ۲-۴-۱

تیر دو سر ساده زیر برای نیروی گسترده نهایی 100 KN/m طراحی شده و فواصل تیرها از یکدیگر ۳ متر می‌باشد. در صورتی که بخواهیم آن را برای بار متمرکز اضافی نهایی ۳۰۰ کیلو نیوتن افزایش باربری دهیم، مطلوب است طرح تقویت تیر بتنی مسلح با روکش بتنی:



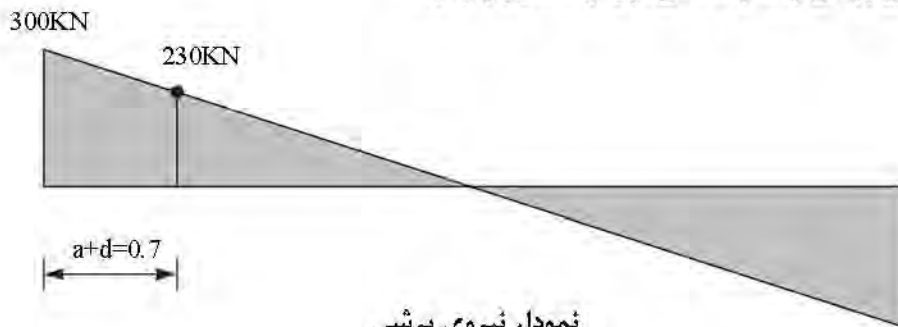
شکل مثال ۲-۴-۱-الف

عرض مؤثر دال:

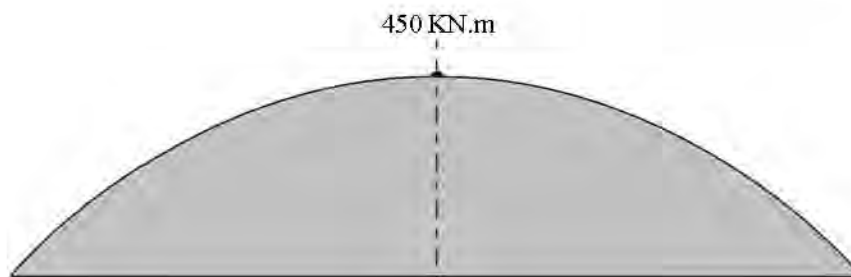
عرض مؤثر دال برابر با کوچکترین مقدار از مقادیر زیر است:

- $\frac{2}{5}$ طول دهانه آزاد: $\frac{2}{5} \times 5720 = 2300$
- ۱۶ برابر ضخامت دال به علاوه عرض جان تیر: $16 \times 150 + 400 = 2800$
- فاصله مرکز به مرکز دو تیر مجاور: 3000

گام ۱- نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی قبل از اعمال بار جدید



نمودار نیروی برشی



نمودار لنگر خمشی

شکل مثال ۲-۴-۱-ب

گام ۲- طراحی برای وضعیت قبل از افزایش بار بر اساس آیین‌نامه آبا

$$f_y = 400 \text{ MPa}, f_c = 20 \text{ MPa}$$

آرماتور کششی در مقاطع وسط دهانه:

$$f_{yd} = 0.85 \times 400 = 340 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 0.6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{f_{yd}(d-t/2)} = \frac{450 \times 10^6}{340(560-75)} = 2730 \text{ mm}^2$$

تعیین تقریبی آرماتورها:

$$USE 4\Phi 30, A_s = 4 \times 707 = 2828 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{f_{yd} A_s}{0.85 f_{cd} b} = \frac{340 \times 2828}{0.85 \times 12 \times 2300}$$

$$a = 41 < 150 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{f_{yd}(d-a/2)} = \frac{450 \times 10^6}{340(650-41/2)} = 2453 \text{ mm}^2$$

$$USE 4\Phi 30, A_s = 4 \times 707 = 2828 > 2453 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\min} = \max\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right) < \rho = \frac{2828}{400 \times 560} < \rho_{\max} = 0.6\beta_1 \frac{f_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_{\min} = \max(0.0035, 0.0028) < \rho = 0.012 < \rho_{\max} = 0.0153$$

طراحی برای برش:

$$V_u = 230 \text{ KN}$$

$$v_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{20} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0.54 \times 400 \times 560 \times 10^{-3} = 121 \text{ KN} = 12.1 \text{ ton}$$

$$V_s = 230 - 121 = 109 \text{ KN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yd} d} = \frac{109 \times 10^3}{340 \times 560} = 0.572$$

اگر از خاموت $\Phi 10$ استفاده شود:

$$A_v = 78.5 \times 2 = 157 \text{ mm}^2$$

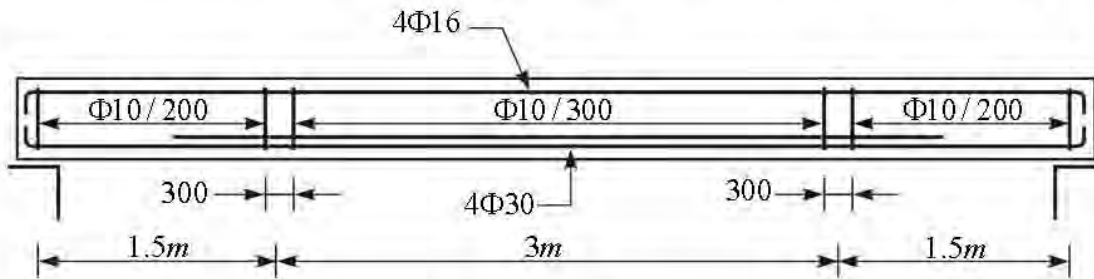
$$s = \frac{157}{0.572} = 274.5 \text{ mm}$$

از خاموت $\Phi 10/200$ تا $1/5$ متر از بر تکیه‌گاه و از آنجا تا وسط دهانه از خاموت $\Phi 10/300$ استفاده می‌کنیم.

$$V_s = \frac{A_v}{s} (\phi_s f_y) d = \frac{157}{200} (0.85 \times 400) \times 560 \times 10^{-3} = 149.5 \text{ KN}$$

$$V_c + V_s = 121 + 149.5 = 270.5 \text{ KN}$$

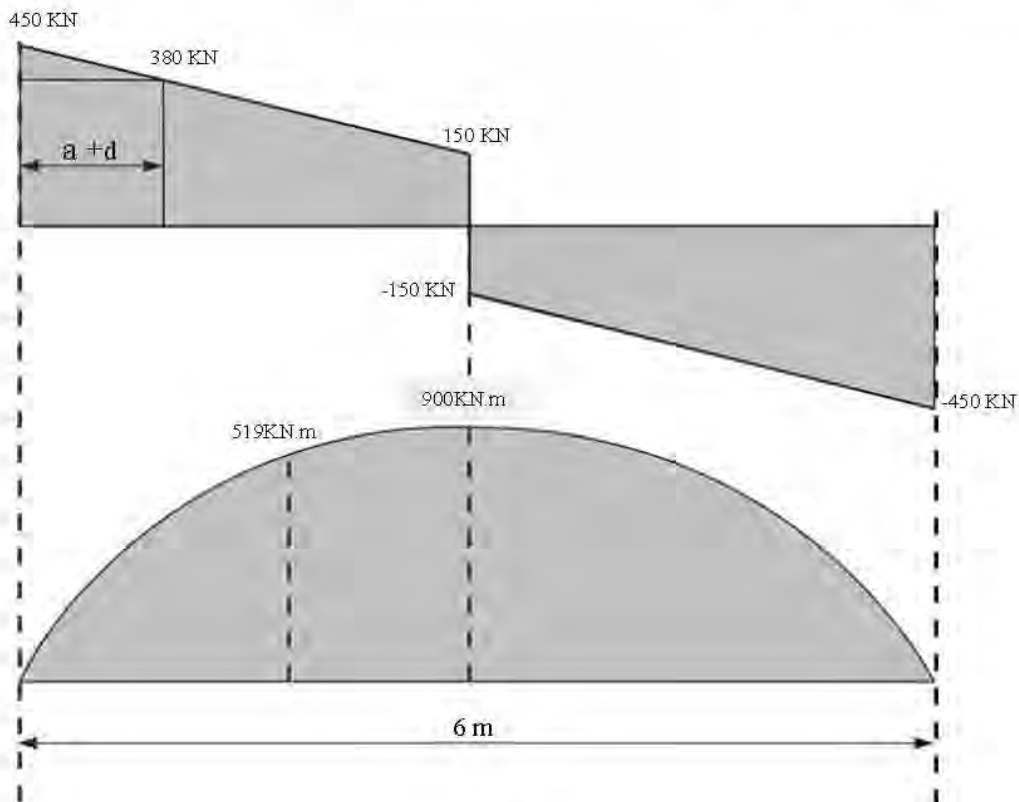
آرماتوربندی اولیه تیر برای وضعیت قبل از تقویت بصورت زیر حاصل می‌شود:



شکل مثال ۲-۴-۱-ب

گام ۳- تقویت تیر برای بار جدید

برای طرح تقویت ابتدا نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی برای بارگذاری موجود و اضافی رسم می‌گردد:



شکل مثال ۳-۴-۱-ت

تقویت برای خمش

ابتدا ظرفیت خمشی بر مبنای ۴ میلگرد نمره ۳۰ تعیین می‌گردد:

$$A_s = 4 \times 707 = 2828 \text{ mm}^2$$

$$a = 40 \text{ mm}$$

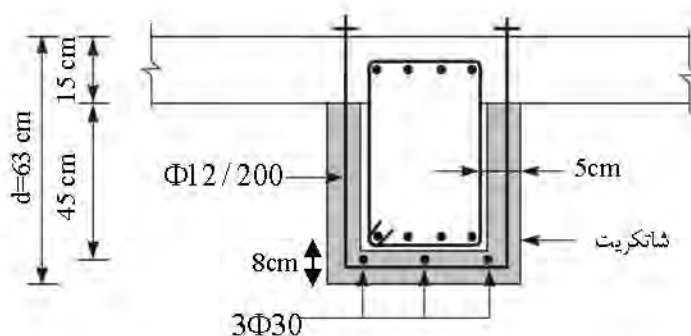
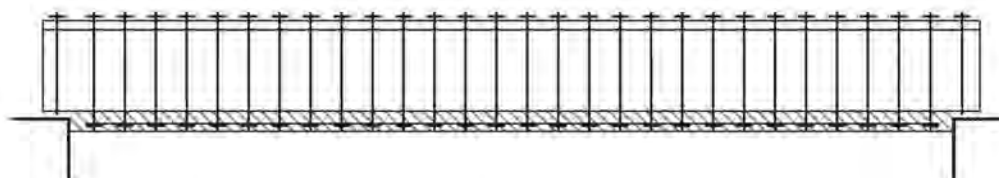
$$M_u = 2828(0.85 \times 400) \left(560 - \frac{40}{2} \right) \times 10^{-6} = 519 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M_u = 900 - 519 = 381 \text{ KN.m}$$

$$\text{افزایش بار مرده ناشی از شاتکریت} = 1.25(2 \times 0.45 \times 0.05 + 0.5 \times 0.08) 25 = 2.7 \text{ KN/m}$$

$$\Delta M_d = \frac{2.7 \times 6^2}{8} = 12.15 \text{ KN.m}$$

$$M_u \text{ کل} = 381 + 12.15 = 393.15 \text{ KN.m}$$



شکل مثال ۳-۴-۱-ت- جزئیات تقویت

تعیین تقریبی آرماتورها:

$$A_s = \frac{M_u}{f_{yd}(d-t/2)} = \frac{393.15 \times 10^6}{340(630-75)} = 2083.5 \text{ mm}^2$$

$$3\Phi30 = 3 \times 707 = 2121 \text{ mm}^2$$

$$USE \quad 3\Phi30 = 2121 \text{ mm}^2 > 1881.3 \text{ mm}^2$$

این تقویت در طول تیر قرار داده می‌شود.

تقویت برای برش

از آنجا که با افزایش بار و عدم عملکرد کامل یکپارچه بین بتن قدیم و جدید، احتمال ترک در بتن می‌رود، از مقاومت V_c در طراحی صرف‌نظر می‌شود.

$$V_{u \text{ تقویت}} = 380 - V_s (\text{خاموت}) = 380 - 149.5 = 230.5 \text{ KN}$$

$$V_s = 230.5 + \frac{2.7 \times 6}{2} = 238.6 \text{ KN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{0.85 f_y d} = \frac{238.6 \times 10^3}{0.85 \times 400 \times 630} = 1.114$$

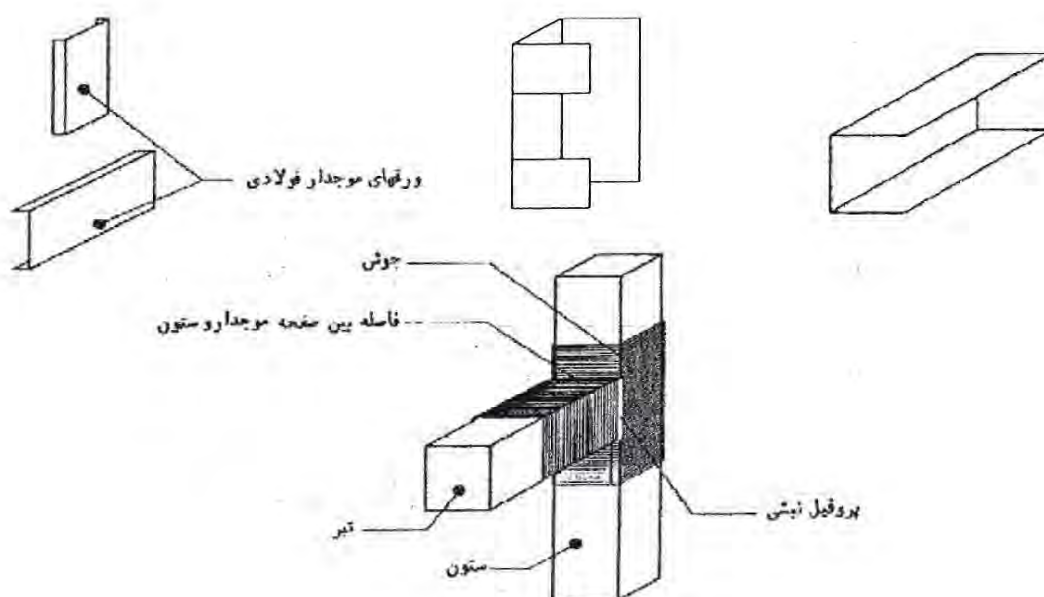
$$s = 200 \text{ mm} \rightarrow A_v = 222.8 \text{ mm}^2$$

$$\Phi 12 / 200 \quad A_v = 226 \text{ mm}^2 > 222.8 \text{ mm}^2$$

جزئیات تقویت در شکل ۲-۴-۱-ث مثال نشان داده شده است.

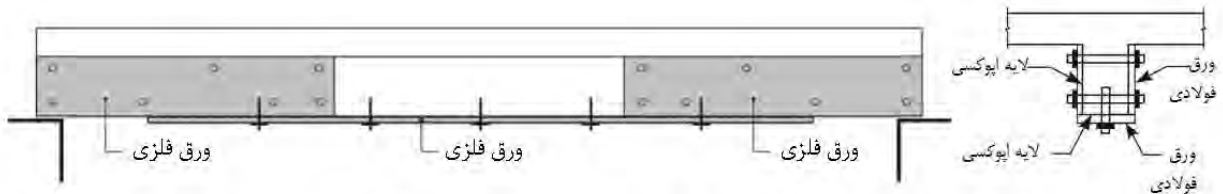
۲-۴-۱-۲- روکش فولادی

برای تقویت خمشی تیرها می‌توان ورق‌هایی به ضخامت کم را با رزین اپوکسی به وجه کششی تیر چسباند. چسباندن ورق به وجه قائم تیرها در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها موجب افزایش ظرفیت برشی و چسباندن ورق به بال تحتانی موجب افزایش ظرفیت خمشی تیر می‌گردد (شکل ۲-۴-۵). در صورت نیاز به استفاده از ورقه‌هایی با ضخامت بیشتر باید از پیچ‌ها و بولت‌های مهارتی برای انتقال برش استفاده نمود. در این حالت نیز توصیه می‌شود ابتدا ورق فولادی با چسب اپوکسی چسبانده شده و بعد پیچ‌ها به صورت میانگزار یا کاشته شده مورد استفاده قرار گیرد (شکل ۲-۴-۶).

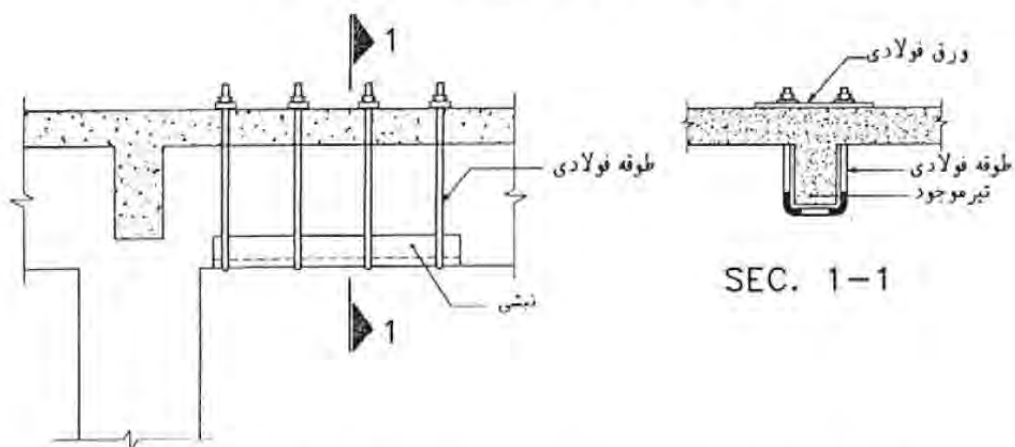


شکل ۲-۴-۵- تقویت خمشی و برشی تیرها با چسباندن ورق‌های فولادی با ضخامت کم با چسب اپوکسی

مطابق شکل ۲-۴-۷ می‌توان بجای استفاده از ورق‌های فولادی که در وجوه تیر نصب می‌شوند از قفس‌های فولادی بصورت نبشی و رکابی استفاده نمود.



شکل ۲-۴-۶- تقویت خمشی و برشی تیرها با ورق فولادی



شکل ۲-۴-۷- تقویت خمشی و برشی تیرها با قفس فولادی شامل نبشی و رکابی

مثال ۲-۴-۲

مطلوب است طرح تقویت تیر بتن آرمه مثال ۲-۴-۱ با روکش فولادی:

الف: تقویت با روکش فولادی

- کنترل برش

ابتدا ظرفیت برشی موجود تعیین می‌گردد:

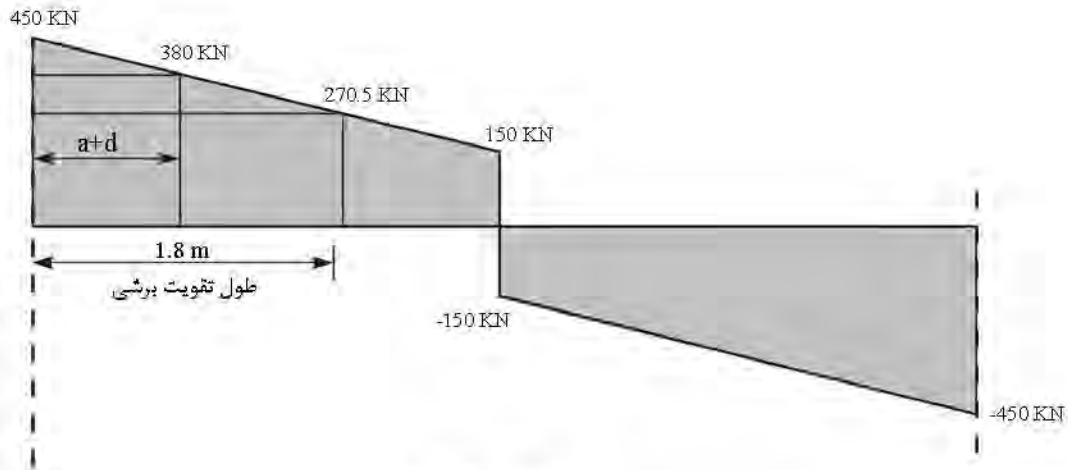
$$V_c = 121 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{A_v}{s} (\phi_s f_y) d = \frac{157}{200} (0.85 \times 400) \times 560 \times 10^{-3} = 149.5 \text{ KN}$$

$$V_c + V_s = 121 + 149.5 = 270.5 \text{ KN}$$

مقدار فوق روی نمودار نیروی برشی برده می‌شود و از آنجا طول لازم برای تقویت بدست می‌آید. این طول از مرکز تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه برابر با $1/8$ متر است. با توجه به اینکه این طول محاسباتی است به آن به مقدار d اضافه می‌شود تا تقویت قدری از نقطه نظری فراتر رود. بنابراین طول تقویت مساوی $2/5$ متر از محور تکیه‌گاهی به سمت وسط دهانه بدست می‌آید. برای تقویت برشی از روکش فولادی استفاده می‌شود. از آنجا که با افزایش بار و عدم عملکرد کامل و یکپارچه بین ورق تقویت و بتن، احتمال ترک در بتن می‌رود، از مقاومت V_c در طراحی صرف‌نظر می‌شود.

$$V_u = 380 - V_s \text{ (خاموت)} = 380 - 149.5 = 230.5 \text{ KN}$$



شکل مثال ۲-۴-۳-الف

برای ورق جان از فولاد St37 با تنش تسلیم $240 +$ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌شود.

$$t = \frac{V_u}{\phi_v \cdot 0.6 F_y \cdot d} = \frac{230.5 \times 10^3}{0.9 \times 0.6 \times 240 \times 450} = 4 \text{ mm}$$

از ورق 450×4 میلیمتر در طول $2/5$ متر در دو طرف تیر استفاده می‌شود.

$$A_v = 2 \times 4 = 8 \text{ mm}$$

این دو ورق توسط پیچ‌هایی که از سوراخ‌هایی در داخل جان عبور کرده‌اند، محکم به جان چسبیده می‌شوند. بین ورق تقویت و بتن جان نیز از چسب اپوکسی استفاده می‌شود.

تقویت برای خمشی

ابتدا ظرفیت خمشی بر مبنای ۴ میلگرد نمره ۳۰ تعیین می‌گردد:

$$A_s = 4 \times 707 = 2828 \text{ mm}^2$$

$$a = 40 \text{ mm}$$

$$M_u = 2828(0.85 \times 400) \left(560 - \frac{40}{2}\right) \times 10^{-6} = 519 \text{ KN.m}$$

$$15x + 30x - \frac{10x^2}{2} = 51.9$$

$$5x^2 - 45x + 51.9 = 0$$

$$x = 1.36$$

مقدار فوق روی نمودار لنگر خمشی برده می‌شود تا طول تقویت تعیین گردد. طول محاسباتی تقویت مساوی ۳/۲۸ متر بدست می‌آید که بطور عملی مساوی ۴/۵ متر در نظر گرفته می‌شود. برای تقویت از فولاد St37 با $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ استفاده می‌شود:

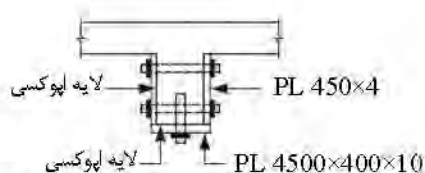
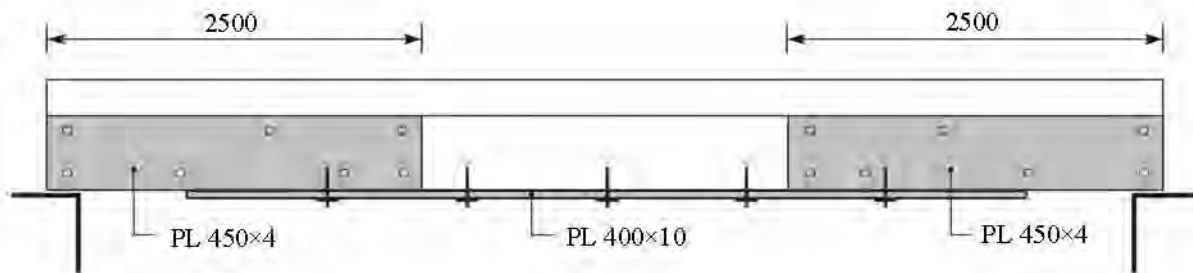
$$\Delta M_u = 900 - 519 = 381 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{\Delta M_u}{f_{yd}(d - t/2)} = \frac{381 \times 10^6}{0.85 \times 240(600 - 75)} = 3557 \text{ mm}^2$$

از ورق 400×10 میلیمتر در زیر سطح تحتانی تیر استفاده می‌شود.

$$3557 \text{ mm}^2 < 400 \times 10 = 4000 \text{ mm}^2 \quad O.K.$$

این ورق با استفاده از پیچ‌های مهراری به بتن محکم می‌شوند. بین ورق و سطح زیرین بتن نیز چسب اپوکسی تعبیه می‌گردد. طرح نهایی تقویت به شکل زیر خواهد بود.



شکل مثال ۲-۴-۲ ب

ب: استفاده از نبشی و رکابی

در این روش مقاومت کششی با استفاده از دو نبشی تأمین می‌شود.

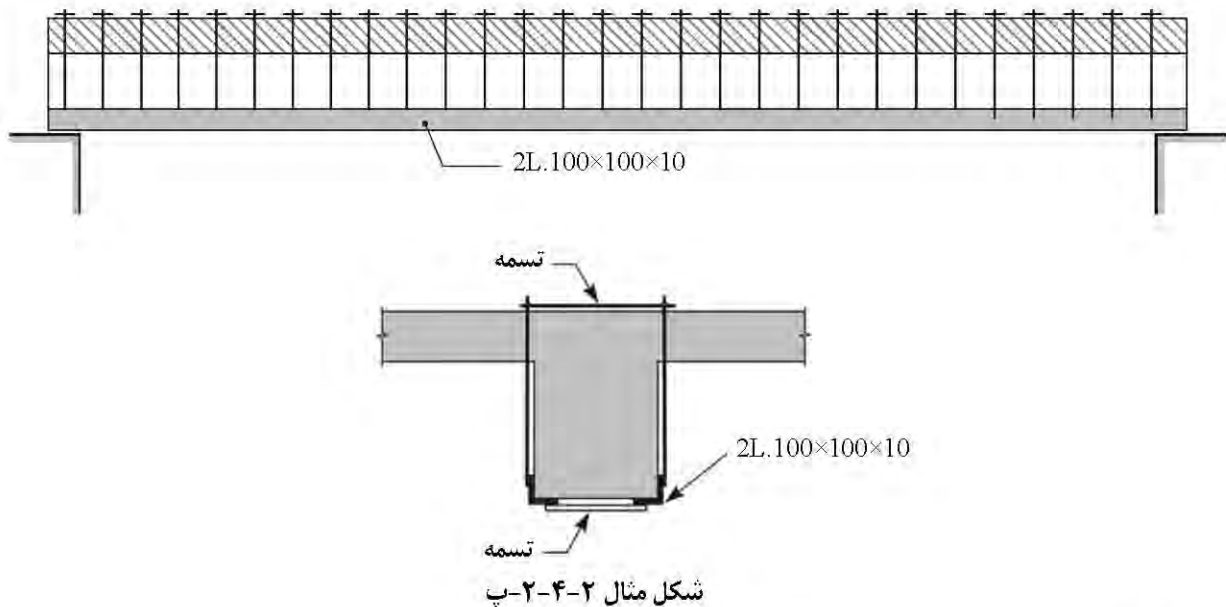
این نبشی‌ها در کنج تیر قرار می‌گیرند و در این حالت رکابی‌ها از پایین به نبشی جوش می‌شوند و از بالا به روی بتن سقف کاملاً پیچ و مهر می‌شوند و محاسبات آن شبیه به تسمه‌های فولادی است. فقط به جای تسمه فولادی معادل نبشی قرار داده می‌شود. در پیچ‌ها کشش اولیه‌ای ایجاد می‌گردد که باعث کپی شدن نبشی‌ها به تیر بتنی و عملکرد مشترک در رکابی و تیر بتنی می‌گردد. از آنجا که با افزایش بار احتمال ترک در بتن می‌رود، از مقاومت V_c در طراحی صرف‌نظر می‌شود.

طراحی برای تقویت خمشی:

$$A_s = \frac{\Delta M_u}{f_{yd}(d-t/2)} = \frac{381 \times 10^6}{0.85 \times 240(600-75)} = 3557 \text{ mm}^2$$

از دو نبشی 2L100x100x10 استفاده می‌شود.

$$A_s = 2 \times A(L100 \times 100 \times 10) = 2 \times 1920 \text{ mm}^2 = 3840 \text{ mm}^2 > 3557 \text{ mm}^2 \quad O.K$$



تقویت برشی:

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_u}{\phi_v \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot d} = \frac{230.5 \times 10^3}{0.9 \times 0.6 \times 240 \times 600} = 2.96$$

$$S = 200 \text{ mm} \rightarrow A_v = 592 \text{ mm}^2$$

$$\Phi 20 / 200 \quad A_v = 628 \text{ mm}^2 > 592 \text{ mm}^2$$

۲-۴-۱-۳- استفاده از مصالح FRP

مقاوم‌سازی اعضای بتنی با مصالح کامپوزیتی FRP روش نسبتاً جدیدی به شمار می‌رود. مصالح FRP خواص فیزیکی مناسبی دارند که می‌توان به مقاومت کششی بالا و ضخامت و وزن کم اشاره نمود. مصالح FRP را می‌توان برای افزایش مقاومت خمشی، مقاومت برشی و مقاومت پیچشی تیر بکار برد که در ادامه به آن اشاره می‌گردد. در هنگام استفاده از مصالح FRP باید سطح بتن و سطح FRP را آماده نمود.

آماده کردن سطح بتن:

برای جلوگیری از کنده شدن صفحه FRP و چسب از روی سطح بتن، این سطح باید به نحو مناسبی قبل از چسب زدن آماده‌سازی گردد. در این راستا تمام موارد ناصافی و ناهمواری باید صاف و هموار گردد. وقتی یک لایه نازک FRP بر روی سطح ناهموار بتنی چسبانده شود، قسمتهای FRP که روی ناهمواری‌ها قرار گرفته دچار کشش می‌گردد و تمایل به صاف شدن دارند و این سبب ایجاد تنش‌های جداکننده می‌گردد که ممکن است پس از رسیدن به حد معینی به از بین رفتن چسبندگی در این نقاط منتهی شود.

آماده‌سازی سطح FRP:

اگر سطح صفحه FRP به طور مناسب آماده نشود، به عنوان مثال اگر ذرات آلودگی و چربی از سطح FRP برداشته نشود، ممکن است جدایی اتصال در سطح نوار FRP با چسب رخ دهد.

چسب:

در حال حاضر چسب‌های بسیار قدرتمندی در دسترس می‌باشد که می‌توانند در چسباندن و استفاده از نوارها و الیاف FRP مورد استفاده قرار گیرند به گونه‌ای که مقاومت آنها از مقاومت بتن بیشتر است و به همین دلیل در اغلب حالات شکست در بتن رخ می‌دهد و شکست در لایه چسب به ندرت رخ می‌دهد. تنها در صورت استفاده از چسب نامناسب و یا اجرای غلط و نامطلوب، امکان بروز مشکل در لایه چسب وجود دارد. این مشکل در سطح مشترک چسب و FRP و یا در سطح مشترک بتن و چسب رخ می‌دهد.

۲-۴-۱-۳- تقویت خمشی تیر با مصالح FRP

در این بخش به نحوه محاسبه تقویت خمشی تیر بتنی با اضافه نمودن FRP پرداخته می‌شود. برای نمونه تقویت مقاطع مستطیلی و T شکل بررسی شده‌اند. مفاهیم اساسی ارائه شده می‌تواند برای هر شکل هندسی دیگر نیز مورد استفاده قرار گیرد. اتصال مصالح FRP به ناحیه کششی بتن به طوری که راستای الیاف آن در جهت طولی یک عضو خمشی باشد، باعث افزایش مقاومت خمشی آن عضو می‌گردد. مباحث این بخش افزایش مقاومت خمشی اعضای قاب خمشی شکل‌پذیر مقاوم در برابر زلزله را که انتظار تشکیل مفصل پلاستیک در آن باشد، در بر نمی‌گیرد. در طراحی این حالات باید رفتار قاب تقویت شده با در نظر گرفتن کاهش

قابل توجه چرخش و انحنا در قسمت‌های تقویت شده مورد بررسی قرار گیرد. همچنین در این وضعیت تاثیر بارهای متناوب بر مصالح FRP نیز باید بررسی شود.

نمونه‌ای از روش‌های تقویت خمشی تیر با مصالح FRP در شکل ۲-۴-۸ نشان داده شده است.



شکل ۲-۴-۸- کاربرد مصالح FRP در مقاوم‌سازی

۲-۴-۱-۳-۱-۱- فرضیات

فرضیات زیر در محاسبات تقویت خمشی مقطع بتنی با استفاده از سیستم FRP بکار می‌روند:

- محاسبات طراحی بر اساس ابعاد واقعی موجود، نحوه استقرار میلگردها و خصوصیات مصالح عضو تقویت شده می‌باشد.
- کرنش در بتن و مصالح FRP متناسب با فاصله آنها از محور خنثی است. به عبارتی شکل مقطع قبل و بعد از بارگذاری تغییر نمی‌کند.
- هیچ نوع لغزش نسبی بین FRP و بتن رخ نمی‌دهد.
- تغییر شکل برشی در لایه چسب، با توجه به ضخامت خیلی کم آن، نادیده گرفته می‌شود.
- حداکثر کرنش فشاری بتن 0.003 فرض می‌گردد.
- از مقاومت کششی بتن صرف‌نظر می‌شود.
- رابطه تنش - کرنش FRP تا نقطه شکست آن، به صورت الاستیک خطی فرض می‌شود.

البته باید توجه داشت که بعضی از فرض‌های فوق رفتار دقیق تقویت خمشی با FRP را منعکس نمی‌کند و استفاده از آنها به خاطر سادگی محاسبات می‌باشد. برای مثال در لایه چسب به سبب لغزش نسبی FRP و بتن، تغییر شکل برشی وجود دارد. به هر حال عدم صحت دقیق فرضیه‌ها تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر مقاومت خمشی عضو تقویت شده با FRP نخواهد گذاشت.

۲-۴-۱-۳-۲- مقاومت برشی مقطع

هنگامی که از مصالح FRP برای افزایش مقاومت خمشی عضوی استفاده می‌شود، عضو باید بتواند نیروی برشی مربوط به افزایش ظرفیت خمشی مقطع را تحمل کند.

۲-۴-۱-۳-۱-۳- کرنش لایه زیرین بتن موجود

در صورتی که قبل از نصب مصالح FRP، تمامی بارهای روی عضو شامل وزن آن و یا نیروی پیش‌تندگی از روی عضو برداشته نشود، باید کرنش اولیه موجود در سطح کششی بتن در نظر گرفته شود. این کرنش به عنوان کرنش اولیه است و باید از کرنش موجود در FRP جدا گردد. میزان کرنش اولیه در لایه زیرین بتن، ϵ_{bi} می‌تواند با استفاده از تحلیل الاستیک عضو با در نظر گرفتن تمامی بارهای وارده در حین نصب FRP تعیین شود. توصیه می‌گردد که این تحلیل بر پایه خصوصیات مقطع ترک خورده انجام شود.

۲-۴-۱-۳-۱-۴- ضرایب جزئی ایمنی

ضرایب جزئی ایمنی مصالح فولاد و بتن براساس ضوابط مندرج در آیین نامه بتن ایران "ابا" در نظر گرفته می‌شوند. ضریب جزئی ایمنی مصالح FRP، ϕ_{FRP} ، صرف‌نظر از نوع بارگذاری، به نوع آن و شرایط محیطی کار بستگی دارد. این مقدار از ضرب عدد ۰/۸۵ در مقادیر متناسب با جدول ۲-۵-۱ (بخش بهسازی ستون‌ها) که ضرایب کاهش محیطی نامیده می‌شود، به دست می‌آید.

۲-۴-۱-۳-۱-۵- بررسی معایب مقاوم‌سازی خمشی تیرها با مصالح FRP

بررسی‌های تجربی گوناگونی در مورد تقویت خمشی تیر با استفاده از ورقه‌ها و صفحات FRP صورت گرفته است. در تمام این ارزیابی‌ها، تیر تقویت شده باربری نهایی بیشتری در مقایسه با حالت تقویت نشده نشان می‌دهد. با این وجود، افزایش مشابه در بار تسلیم تیر گزارش نشده است. بطور کلی مودهای گسیختگی عضو بتن مسلح تقویت شده در خمش با تقویت کننده‌های FRP چسبیده از خارج عضو، می‌تواند به حالت‌های ذیل تقسیم شود:

(الف) شکست به علت گسیختگی FRP در اثر کشش ناشی از خمش

(ب) شکست ترد به علت خرد شدن بتن فشاری تیر در اثر فشار ناشی از خمش در وجه فوقانی تیر

(پ) شکست برشی

(ت) جدا شدن پوشش بتن از تیر

(ث) از بین رفتن مقاومت برشی چسب و جدا شدن FRP از چسب

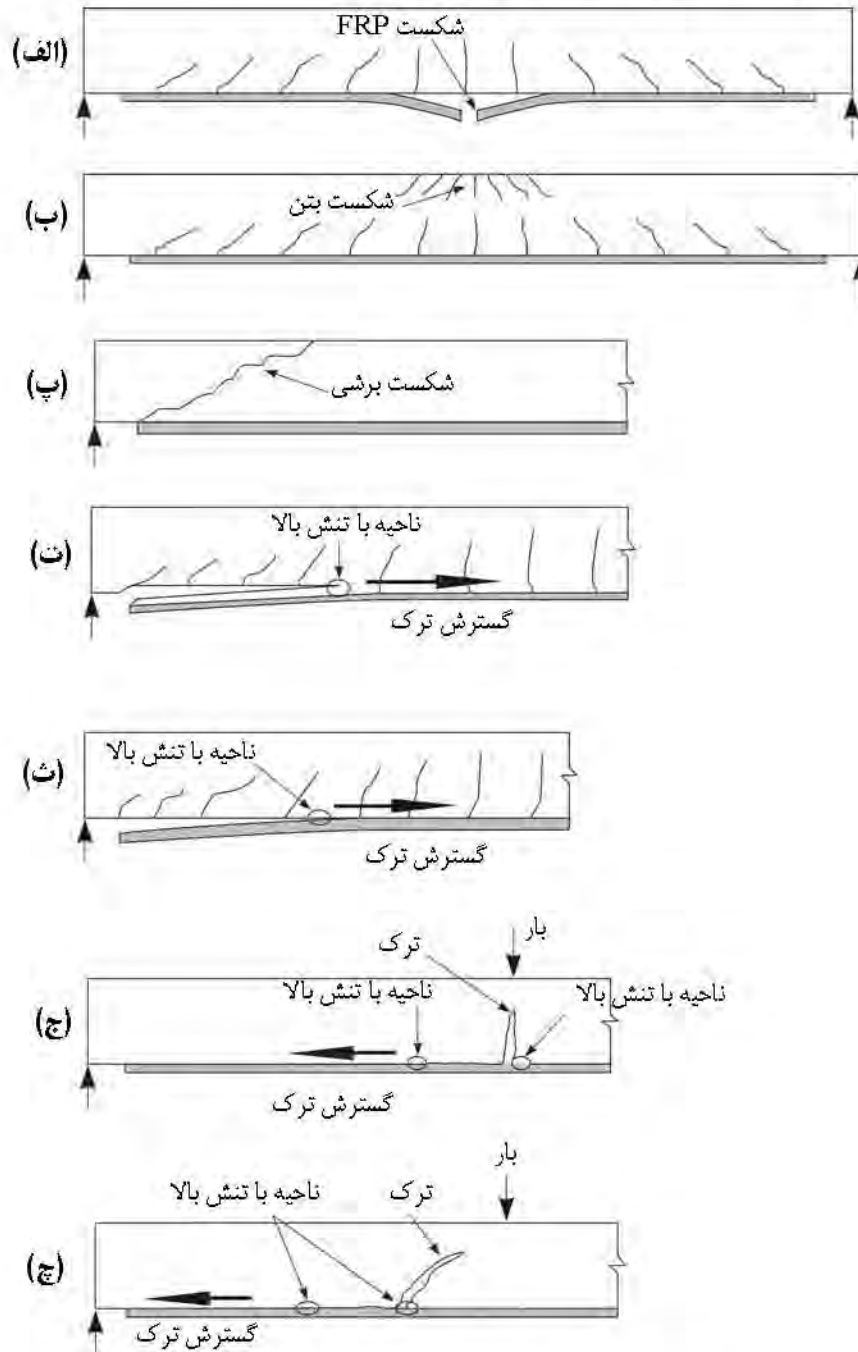
(ج) گسستن چسبندگی به صورت موضعی ناشی از بروز ترک‌های خمشی در میانه دهانه تیر و انتشار این روند

(چ) از بین رفتن موضعی چسبندگی در سطح تماس FRP و بتن در اثر بروز ترک‌های مایل برشی در طول دهانه و انتشار این روند گسستگی.

بصورت خلاصه‌تر حالت‌های (ت) و (ث) را از حالات شکست چسبندگی در انتهای لایه چسبانده شده به حساب می‌آورند. به طریق مشابه حالت‌های (ج) و (چ) را شکست چسبندگی در سطح مشترک بتن و FRP ناشی از بروز ترک خوردگی در طول دهانه می‌نامند.

تمام حالات شکست نشان داده شده در شکل ۲-۴-۹ به جز حالات (ج) و (چ) که رشد و انتشار ترک خوردگی بتن و جدا شدن صفحه چسبانده شده از روی بتن بصورت تدریجی رخ می‌دهد، حالات شکست ترد و ناگهانی می‌باشند. اینکه شکست مقاوم‌سازی در

یک تیر طبق کدامیک از این حالات صورت پذیرد، به عوامل متعددی نظیر مشخصات فولاد خمشی و برشی داخل مقطع، ابعاد هندسی، خصوصیات مصالح مصرف شده و لایه چسب به کار رفته بستگی دارد.



الف) گسیختگی FRP (ب) خرد شدن بتن فشاری

پ) گسیختگی برشی (ت) ورقه شدن پوشش بتن

ث) جدایش در فصل مشترک FRP و بتن در انتها
ج) جدایش در فصل مشترک ناشی از ترک خمشی

چ) جدایش در فصل مشترک ناشی از ترک برشی

شکل ۲-۴-۹- مودهای گسیختگی تیر بتنی تقویت شده با صفحه FRP

شکست خمشی:

اگر دو انتهای صفحه FRP چسبانده شده به خوبی مهار شده باشند، ممکن است تیر وقتی تحت حداکثر خمش قابل تحمل خود قرار می‌گیرد دچار گسیختگی مصالح FRP (بدلیل کشش ناشی از خمش) شود (حالت الف) و یا اینکه بتن قسمت فشاری مقطع تیر خرد گردد (حالت ب).

عموماً گسیختگی کششی صفحه FRP بلافاصله پس از جاری شدن فولاد کششی داخل بتن رخ می‌دهد. هر چند ممکن است بدلیل زیاد بودن مقدار پوشش بتن (کاور) وقتی FRP دچار گسیختگی کششی شود، هنوز فولاد به حد جاری شدن نرسیده باشد. بطور کلی افزایش مقاومت و کاهش شکل‌پذیری دو پیامد مقاوم‌سازی تیرهای بتنی با استفاده از مصالح FRP می‌باشد. همچنین اگر از مقادیر زیاد FRP جهت مقاوم‌سازی استفاده شود، شکست در اثر خرد شدن بتن قسمت فشاری مقطع باعث کاهش شدیدتر مقدار شکل‌پذیری خواهد شد.

شکست برشی:

تیر مقاوم‌سازی شده ممکن است به صورت ترد و ناگهانی در اثر برش دچار شکست شود. در حالتی که تیرهای بتن مسلح فقط در برابر بارهای خمشی مقاوم‌سازی شده باشند و افزایش مقاومت برشی در آنها دیده نشده باشد شکست در اثر برش می‌تواند تهدیدی جدی برای این گونه تیرهای مقاوم‌سازی شده باشد. در چنین شرایطی ظرفیت برشی تیر بتنی به تنهایی باید در مقابل نیروهای برشی مقاومت کند و نوار FRP چسبانده شده به وجه تحتانی سهم بسیار اندکی در تحمل نیروهای برشی دارد.

مقاوم‌سازی برشی تیرهای بتنی نیز باید به موازات مقاوم‌سازی خمشی انجام گیرد تا شکست برشی مانع از ارائه حداکثر مقاومت خمشی تیر نگردد و تیر به حالت خمشی (تحت اثر خمش) به نقطه شکست برسد، هر چند شکست خمشی تیرهای بتن مسلح تقویت شده با FRP ترد می‌باشد ولی نسبت به شکست برشی تیر رفتار شکل‌پذیرتری از خود نشان می‌دهد.

شکست در حالت کنده شدن انتهای نوار مقاوم کننده:

تیر مقاوم‌سازی شده در برابر خمش وقتی تحت بارگذاری قرار می‌گیرد قبل از اینکه به حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار برسد، ممکن است دچار شکست زودرس ناشی از کنده شدن صفحه چسبانده شده از بتن گردد. بررسی‌های عملی نشان می‌دهد متداول‌ترین حالت جدا شدن صفحه از بتن، کنده شدن پوشش بتن می‌باشد. این حالت یا در انتهای صفحه و یا در نزدیکی انتهای آن رخ می‌دهد و منجر به جدا شدن صفحه همراه با قسمتی از پوشش بتن از بقیه مقطع می‌گردد.

جدا شدن و کنده شدن پوشش بتن:

این حالت متداول‌ترین حالت شکست زودرس است و بدلیل اینکه شکست مذکور دور از سطح چسبندگی بتن و FRP رخ می‌دهد، نمی‌توان آن را دقیقاً حالت شکست چسبندگی نامید. این حالت اغلب به علت تمرکز تنش‌ها در انتهای صفحه مقاوم کننده می‌باشد. اصطلاح «جدا شدن پوشش بتن» در ظاهر دقیق‌ترین توصیف از این حالت شکست می‌باشد.

عموماً کنده شدن پوشش بتن در این گونه شکست‌ها بدلیل بروز ترک خوردگی در انتهای صفحه چسبانده شده و یا نزدیکی آن، بدلیل تمرکز تنش‌های برشی و نرمال ناشی از تمام شدن ناگهانی صفحه مقاوم کننده رخ می‌دهد. وقتی ترک در بتن در نزدیکی انتهای

صفحه چسبیده شده، شکل می‌گیرد، رشد آن ترک به صورت عمقی بوده و تا سطح میلگردهای کششی تیر نفوذ می‌کند و پس از رسیدن به این عمق، انتشار و گسترش آن در جهت موازی میلگردهای طولی خواهد بود. که این روند سبب جدا شدن پوشش بتن خواهد شد.

جدا شدن صفحه چسبیده شده از سطح تماس با بتن:

این حالت شکست به علت از بین رفتن اتصال بین چسب و سطح بتن می‌باشد. این حالت شکست به دلیل بوجود آمدن تنشهای بزرگ برشی در محل و یا نزدیکی انتهای صفحه چسبیده شده رخ می‌دهد آن هم زمانی که این تنشها از حد تحمل المان ضعیفتر که معمولاً بتن می‌باشد فراتر رود. در این حالت معمولاً لایه نازکی از بتن همراه با چسب از بقیه قسمتها جدا می‌شود این به معنای آنست که لایه بسیار نازکی از سطح بتن در مجاورت سطح تماس با چسب، محل بروز شکست می‌باشد و شکست در خود چسب رخ نمی‌دهد. البته در صورت استفاده از چسب نامرغوب و یا نامناسب و یا پرداخت غیر مناسب سطح بتن، ریسک بروز چنین شکستی افزایش می‌یابد.

شکست چسبندگی ناشی از ترک خوردگی بتن در طول دهانه تیر:

گاهی اوقات ممکن است از بین رفتن چسبندگی به صورت موضعی و در اثر وقوع ترکهای خمشی و برشی بتن در طول دهانه تیر و دور از دو انتهای صفحه چسبیده شده رخ دهد و پس از آن جدا شدگی به سمت انتهای صفحه، رشد و انتشار یابد. در این مورد نیز جدا شدن صفحه چسبیده شده، بدلیل کنده شدن لایه نازکی از بتن مجاور سطح صورت می‌گیرد. در این نوع شکست معمولاً لایه نازکی از بتن پس از شکست مقطع همچنان به سطح صفحه جدا شده، چسبیده است.

این حالت شکست بیشتر در تیرهای با مقطع کم عمق روی می‌دهد و عموماً دارای رفتار شکل پذیرتری نسبت به حالات دیگر شکست می‌باشد.

از بین رفتن چسبندگی به دلیل بروز ترکهای خمشی در طول دهانه:

وقتی ترک بزرگی در بتن رخ می‌دهد، تنشهای کششی در محل ترک خوردگی به صفحه FRP منتقل می‌گردد که در نتیجه تنشهای بزرگی در سطح تماس FRP و بتن در مجاورت محل ترک خوردگی، بوجود می‌آید. با افزایش مقدار بارهای وارده تنشهای تماسی و کششی در صفحه FRP در این محل افزایش می‌یابد. هنگامی که این مقادیر به حد بحرانی خود می‌رسند، جدا شدن صفحه و بتن از این محل آغاز می‌گردد و سپس این روند به سمت یکی از دو انتهای صفحه چسبیده شده که عموماً انتهای نزدیکتر می‌باشد، پیشرفت می‌کند.

در شرایط از بین رفتن چسبندگی در محل بروز ترکهای خمشی، عامل محرک، فاصله گرفتن افقی دو لبه ترک از یکدیگر می‌باشد، زیرا اصولاً ترکهای خمشی در راستای عمود بر محور طولی تیر رخ می‌دهد اما در شرایطی که ترکها از ترکیب خمش و برش بوجود آمده‌اند، وضعیت قرارگیری آنها مایل می‌باشد و بنابراین دو لبه ترک نسبت به یکدیگر جابجایی قائم هم دارند که این امر عامل اصلی بوجود آمدن تنشهای بزرگ که سبب کنده شدن FRP از بتن (بصورت موضعی) می‌شوند، می‌باشد. البته لازم به ذکر

است که عریض شدن دهانه ترک (جابجایی افقی دو لبه نسبت به هم) فاکتور مهمتری است و جابجایی نسبی دو لبه ترک در درجه بعدی اهمیت قرار دارد.

سایر جنبه‌های از بین رفتن چسبندگی:

خطر بروز جدا شدگی با وجود برخی پارامترهایی که مرتبط با کیفیت اجرا در محل می‌باشند، قابل افزایش است. از این پارامترها می‌توان به اجرای ضعیف و نادرست کارگران و استفاده از چسب‌های نامناسب و نامرغوب اشاره کرد. البته می‌توان این پارامترهای مؤثر را با صرف دقت کافی در اجرا به حداقل رسانید.

۲-۴-۱-۳-۶- کرنش در مصالح FRP

مصالح FRP تا نقطه شکست رفتار الاستیک خطی دارند، لذا کرنش FRP مقدار تنش ایجاد شده در آن را نشان می‌دهد. حداکثر کرنشی که می‌تواند در مصالح FRP ایجاد گردد، از میزان کرنش FRP در نقطه‌ای که بتن فشاری دچار شکست می‌شود یا نقطه‌ای که FRP گسیخته می‌گردد، بدست می‌آید. این مقدار از رابطه ۲-۴-۱ بدست می‌آید.

$$\varepsilon_{frp} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \quad (2-4-1)$$

که در آن:

$$\varepsilon_{bi} = \text{کرنش اولیه در سطح کششی بتن}$$

$$\varepsilon_{cu} = \text{کرنش نهایی بتن}$$

$$\varepsilon_{frp} = \text{کرنش مصالح FRP}$$

$$h = \text{ارتفاع کل مقطع، میلی‌متر}$$

$$c = \text{ارتفاع قسمت فشاری مقطع، میلی‌متر}$$

۲-۴-۱-۳-۷- تنش در مصالح FRP

تنش مؤثر در مصالح FRP، حداکثر میزان تنشی است که می‌تواند در FRP قبل از شکست خمشی مقطع ایجاد گردد. این تنش می‌تواند از سطح کرنش FRP با فرض رفتار الاستیک کامل محاسبه گردد.

$$f_{frp} = E_{frp} \cdot \varepsilon_{frp} \quad (2-4-2)$$

که در آن:

$$\varepsilon_{frp} = \text{کرنش مصالح FRP}$$

$$E_{frp} = \text{مدول الاستیسیته مصالح FRP، مگاپاسکال}$$

$$f_{frp} = \text{تنش کششی در مصالح FRP، مگاپاسکال}$$

۲-۴-۱-۳-۱-۸- مقاومت نهایی تیرهای مستطیلی

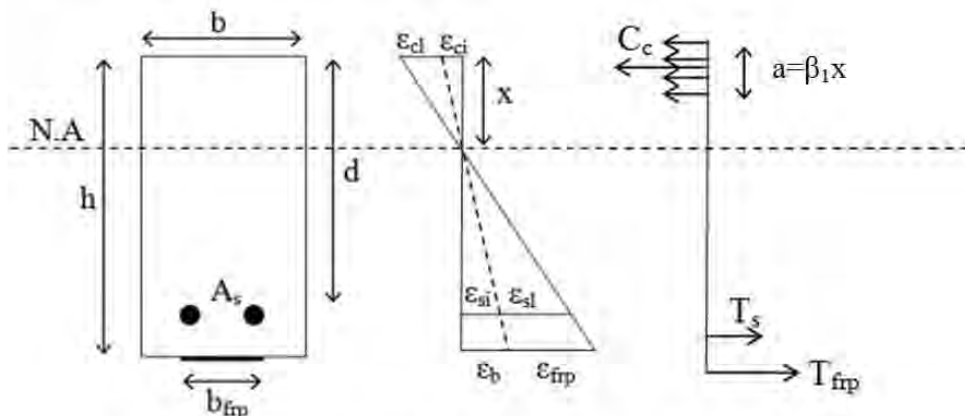
شکل ۲-۴-۱۰ توزیع تنش و کرنش داخلی مقطع مستطیلی تحت خمش را در حالت حدی نهایی نشان می‌دهد. نمودار تنش فشاری بتن را می‌توان با قبول حداکثر تغییر شکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری برابر با 0.003 به وسیله توزیع تنش مستطیلی معادل با مشخصات زیر تامین کرد:

الف - تنش برابر با $0.85\phi_c f_c$ ، که بطور یکنواخت روی ناحیه فشاری معادل و موازات محور خنثی به فاصله $\beta_1 x$ از دورترین تار فشاری محدود می‌شود، اثر می‌کند.

ب - فاصله تار فشاری حداکثر نظیر حداکثر تغییر شکل نسبی از محور خنثی، x در امتداد عمود بر محور خنثی اندازه‌گیری می‌شود.

پ - ضریب β_1 برای بتن با مقاومت فشاری مشخصه تا ۳۰ مگاپاسکال، برابر با 0.85 است. برای مقاومتهای بیشتر به ازای هر مگاپاسکال افزایش مقاومت فشاری مشخصه بتن، مقدار β_1 به صورت خطی به اندازه 0.008 کاهش می‌یابد. حداقل مقدار β_1 به 0.65 محدود می‌شود. رابطه ۲-۴-۳ عبارت فوق را توصیف می‌کند.

$$0.65 \leq \beta_1 = 1.09 - 0.008 f_c \leq 0.85 \quad (۳-۴-۲)$$



شکل ۲-۴-۱۰- نمودار تنش-تغییر طول نسبی داخلی مقطع مستطیلی تحت خمش

با حل معادلات تعادل مقطع، مقاومت حدی مقطع مستطیلی تقویت شده FRP از رابطه ۲-۴-۴ به دست می‌آید.

$$M_r = \phi_s f_s A_s \left(d - \frac{a}{2}\right) + \phi_{fr} E_{fr} \varepsilon_{fr} A_{fr} \left(h - \frac{a}{2}\right) \quad (۴-۴-۲)$$

که در آن:

$$\varepsilon_{fr} = \text{کرنش مصالح FRP}$$

$$\phi_{fr} = \text{ضریب جزئی ایمنی مصالح FRP}$$

$$E_{fr} = \text{مدول الاستیسیته مصالح FRP، مگاپاسکال}$$

$$A_{fr} = \text{سطح مقطع مصالح FRP، میلی‌مترمربع}$$

ϕ_s = ضریب جزئی ایمنی فولاد

A_s = سطح مقطع آرماتور کششی، میلی‌متر مربع

f_s = تنش کششی در فولاد کششی، مگاپاسکال

h = ارتفاع کل مقطع، میلی‌متر

a = ارتفاع بلوک فشاری بتن، میلی‌متر

در صورت تسلیم فولاد کششی، در روابط فوق مقدار f_s با f_y جایگزین می‌شوند.

۲-۴-۱-۳-۱-۹- مقاومت نهایی تیرهای مستطیلی دارای فولاد فشاری

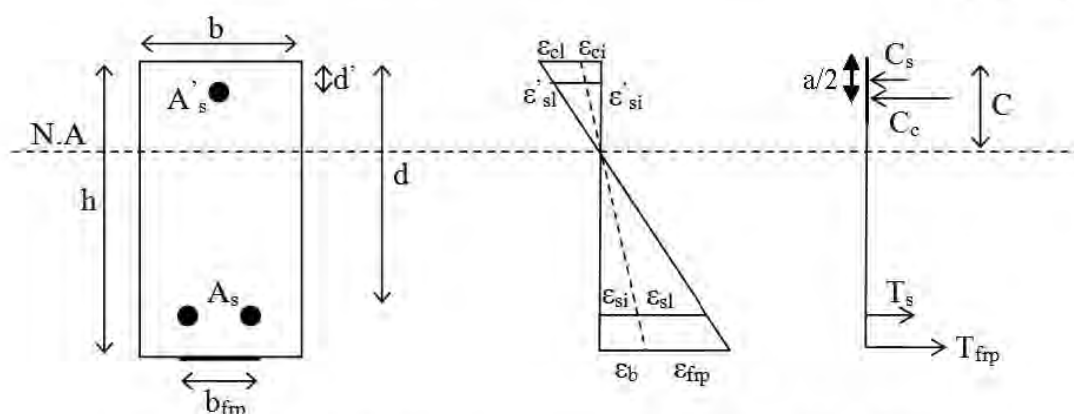
توزیع تنش و کرنش مقطع مستطیلی دارای فولاد فشاری در شکل ۲-۴-۱۱ آورده شده است.

در این حالت مقاومت حدى مقطع از رابطه ۲-۴-۵ بدست می‌آید.

$$M_r = \phi_s f_s A_s \left(d - \frac{a}{2} \right) - \phi_s f'_s A'_s \left(d' - \frac{a}{2} \right) + \phi_{f_{fp}} E_{f_{fp}} \varepsilon_{f_{fp}} A_{f_{fp}} \left(h - \frac{a}{2} \right) \quad (۲-۴-۵)$$

در صورت تسلیم فولاد کششی به تنهایی، f_s با f_y و در صورت تسلیم همزمان فولادهای کششی و فشاری، f_s و f'_s با

f_y جایگزین می‌شوند.



شکل ۲-۴-۱۱- نمودار تنش-کرنش مقطع مستطیلی دارای فولاد فشاری تحت خمش

۲-۴-۱-۳-۱-۱۰- مقاومت نهایی تیرهای T شکل

در این تیرها در صورتیکه طول بلوک فشاری، a ، کوچکتر از h_f باشد، مقطع مستطیل شکل فرض می‌شود و طراحی بر اساس

بند ۲-۴-۱-۳-۱-۸ انجام می‌گیرد. تیرهای T شکل که رفتار مستطیلی داشته باشند رابطه ۲-۴-۶ را باید ارضا کنند.

$$h_f \geq \frac{\phi_s f_y A_s + \phi_{f_{fp}} E_{f_{fp}} \varepsilon_{f_{fp}} A_{f_{fp}}}{0.85 \phi_c f_c \beta_1 b_e} \quad (۲-۴-۶)$$

در صورتیکه a بزرگتر از h_f باشد، مقطع به صورت T شکل فرض می‌شود. مقاومت نهایی مقطع از جمع مقاومت مقاطع

مستطیل جان و دو گوشه بال حاصل می‌شود که در شکل ۲-۴-۱۲ آورده شده است.

بر این اساس مقاومت حدى مقطع از رابطه ۷-۴-۲ حاصل می‌شود.

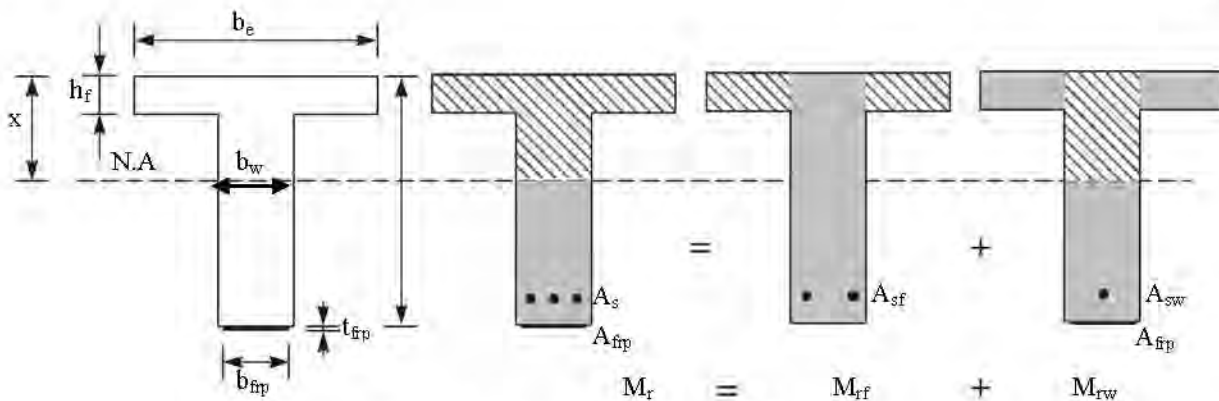
$$M_r = \phi_s f_y A_{sf} \left(d - \frac{h_f}{2}\right) + \phi_s f_y A_{sw} \left(d - \frac{a}{2}\right) + \phi_{f_{rp}} E_{f_{rp}} \varepsilon_{f_{rp}} A_{f_{rp}} \left(h - \frac{a}{2}\right) \quad (7-4-2)$$

که در آن:

$$a = \frac{A_{sw} \phi_s f_y}{0.85 \phi_c f'_c b_w}$$

$$A_{sf} = \frac{0.85 \phi_c f'_c (b_e - b_w) h_f}{\phi_s f_y}, \quad A_{sw} = A_s - A_{sf}$$

می‌باشد.



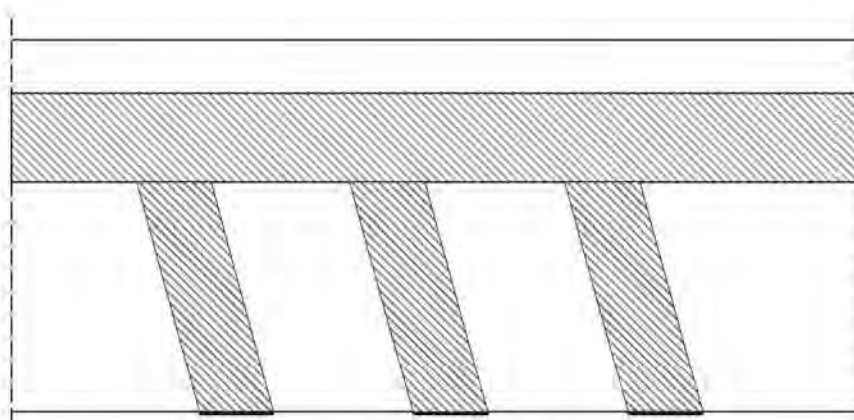
شکل ۲-۴-۱۲ نحوه تفکیک لنگر مقاوم تیر T شکل

۲-۴-۱-۲- تقویت برشی

این بخش دربردارنده ضوابط کلی استفاده از مصالح FRP به عنوان رکابی‌های خارجی، به منظور افزایش مقاومت برشی مقاطع بتن‌آرمه می‌باشد. در این روش صفحات FRP به وجوه جانبی تیر چسبانده می‌شود بطوری که راستای الیاف عمود بر محور طولی تیر یا مایل باشد. برای داشتن رکابی خارجی U شکل، مصالح FRP بصورت ممتد روی دو وجه جانبی و زیر تیر نصب می‌شود که این امر سبب بهبود مهارى تقویت خمشی FRP نیز می‌گردد. برای افزایش کارایی تقویت‌های برشی، تامین مهار انتهایی لازم است. به طور مثال در شکل ۲-۴-۱۳، در حالتی که طول مهارى محدود باشد، با تعبیه نوارهای طولی اضافی به انتهای رکابی‌های U شکل مهار انتهایی تامین شده است.

از آنجایی که طول موجود برای نصب رکابی‌های FRP به ارتفاع تیر محدود می‌شود، بتن موجود باید از کیفیت مناسبی برخوردار باشد. سطح بتن باید متناسب با نیازمندی‌های مصالح FRP مورد استفاده و در صورت لزوم ترمیم شود. به منظور پرهیز از گسیختگی رکابی‌های FRP در اثر تمرکز تنش در گوشه‌های مقطع تیر، این گوشه‌ها باید به شعاع حداقل ۳۵ میلیمتر گرد شوند.

روش مطرح شده در این بند بر پایه آیین نامه بتن ایران می‌باشد و مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط بتن، V_c ، و مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط آرماتور برشی، V_s ، از آن آیین‌نامه بدست می‌آیند که مقاومت برشی تامین شده توسط مصالح FRP



شکل ۲-۴-۱۳- نمایشی از تقویت برشی

برای لحاظ کردن سهم تقویت برشی FRP به آن اضافه شده است. مقاومت برشی نهایی مقطع، V_r ، با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_r = V_c + V_s + V_{frp} \quad (۸-۴-۲)$$

که در این رابطه V_c و V_s از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d \quad (۹-۴-۲)$$

$$V_s = \phi_s A_v f_y \frac{d}{s} \quad (۱۰-۴-۲)$$

سهم مصالح FRP از برش به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$V_{frp} = \frac{\phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frp} A_{frp} d_{frp} (\sin \beta + \cos \beta)}{s_{frp}} \quad (۱۱-۴-۲)$$

که در رابطه بالا:

s_{frp} = فاصله مرکز تا مرکز رکابی‌های FRP میلی‌متر

β = زاویه نوار تقویتی برشی FRP با محور طولی عضو، درجه

ε_{frp} = کرنش مصالح FRP

E_{frp} = مدول الاستیسیته مصالح FRP، مگاپاسکال

A_{frp} = سطح مقطع مصالح FRP که از رابطه ۲-۴-۱۲ بدست می‌آید، میلی‌متر مربع

ϕ_{frp} = ضریب جزیی ایمنی مصالح FRP

d_{frp} = عمق موثر رکابی‌های FRP، میلی‌متر

V_{frp} = مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط مصالح FRP بر حسب نیوتن

$$A_{frp} = 2t_{frp} w_{frp} \quad (۱۲-۴-۲)$$

که در آن:

w_{frp} = عرض موثر نوار تقویتی برشی FRP (در راستای طولی تیر)، میلیمتر

t_{frp} = فاصله یک لایه تقویت کننده FRP، میلیمتر

عمق موثر رکابی‌های FRP، d_{frp} ، فاصله انتهای آزاد زیر دال یا تیر تا زیر خاموت‌های فولادی در نظر گرفته می‌شود و در حالی که مقطع بطور کامل دور پیچ شده باشد برابر h (ارتفاع تیر) فرض می‌شود (شکل ۲-۴-۱۴).

کرنش موثر مصالح FRP، ε_{frpe} ، از طریق آزمایش و نیز بکار بستن روابط ۲-۴-۱۳ و ۲-۴-۱۶ بدست می‌آید و در هر صورت کمترین مقدار بدست آمده از دو روش فوق در نظر گرفته می‌شود. لیکن باید کرنش موثر ε_{frpe} به مقدار ۰/۰۰۴ محدود شود، زیرا در محدوده بالاتر کرنش، قفل و بست سنگدانه ای بتن بدلیل بازشدگی ترک‌ها از دست می‌رود.

$$\varepsilon_{frp} = R\varepsilon_{frpu} \quad (۱۳-۴-۲)$$

مقدار R ، نسبت کرنش موثر به کرنش نهایی در رکابی‌های FRP می‌باشد که به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$R = 0.8\lambda_1 \left[\frac{f_c^{2/3}}{\rho_{frp} E_{frp}} \right]^{\lambda_2} \quad (۱۴-۴-۲)$$

و نسبت تقویت برشی FRP، از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\rho_{frp} = \frac{2t_{frp} w_{frp}}{b_w s_{frp}} \quad (۱۵-۴-۲)$$

در رابطه ۲-۴-۱۴ ضرایب λ_1 و λ_2 مطابق زیر می‌باشند:

$$\lambda_1 = 1.35$$

$$\lambda_2 = 0.3$$

- الیاف کربن

$$\lambda_1 = 1.23$$

$$\lambda_2 = 0.47$$

- الیاف آرامید و شیشه

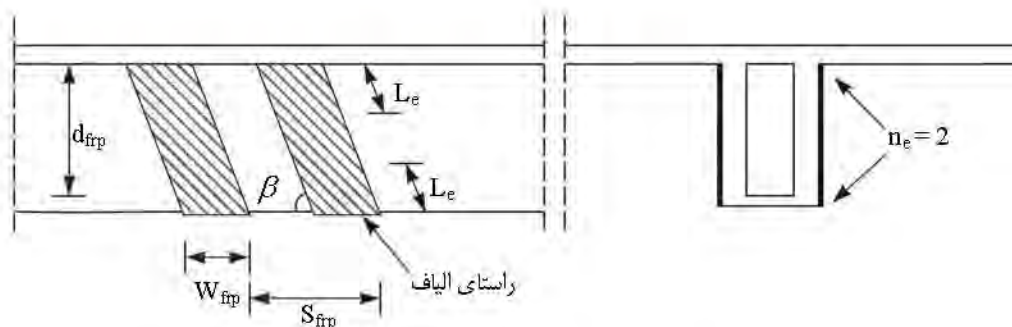
به منظور درنظر گرفتن امکان جدایش ورقه‌های FRP، کرنش موثر برابر کمترین سه مقدار زیر در نظر گرفته می‌شود.

$$\text{- حد کرنش موثر } \varepsilon_{frp} = 0.004$$

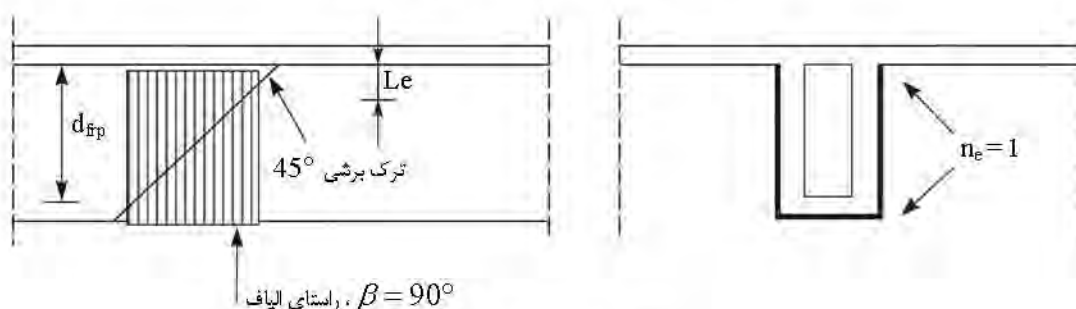
$$\text{- مقدار بدست آمده از رابطه ۲-۴-۱۳،}$$

$$\text{- مقدار ارائه شده در رابطه ۲-۴-۱۶،}$$

$$\varepsilon_{frpe} = \frac{0.8\phi_{frp} k_1 k_2 L_e}{9525} \quad (۱۶-۴-۲)$$



الف- تقویتی‌های برشی FRP بر وجوه جانبی



ب- رکابی‌های U شکل FRP

شکل ۲-۴-۱۴- تقویت برشی تیر با رکابی‌های FRP

در روابط ۲-۴-۱۴ و ۲-۴-۱۶ ضریب کاهش کرنش موثر برابر ۰/۸ در نظر گرفته شده است. در رابطه ۲-۴-۱۶، k_1 شاخصی از مقاومت برشی بتن و k_2 شاخصی برای نحوه قرارگیری و آرایش مصالح FRP می‌باشد که به صورت زیر تعریف می‌شود.

$$k_1 = \left[\frac{f_c}{27.65} \right]^{2/3} \quad (۱۷-۴-۲)$$

$$k_2 = \frac{d_{frp} - n_e L_e}{d_{frp}} \quad (۱۸-۴-۲)$$

در روابط فوق n_e تعداد انتهای آزاد رکابی‌های FRP در یک سمت تیر، به صورت نشان داده شده در شکل ۲-۴-۱۴ می‌باشد (در صورتی که تنها در ۲ وجه جانبی تیر FRP داشته باشیم $n_e=2$ و اگر رکابی FRP به صورت U شکل باشد $n_e=1$). هرگاه $k_2 \leq 0$ باشد، سیستم FRP در برش ناکارآمد است، مگر اینکه مهار FRP به روش مناسب تامین گردد.

طول مهارهای موثر، L_e ، با استفاده از رابطه زیر که براساس داده‌های تجربی پیشنهاد شده است، محاسبه می‌شود.

$$L_e = \frac{25350}{(t_{frp} E_{frp})^{0.58}} \quad (۱۹-۴-۲)$$

در مواردی که تقویت برشی FRP به طور کامل تمام مقطع را دور پیچ کند، تیزی به محاسبه مقادیر فوق تبوده و در این حالت E_{frp} برابر ۰/۰۰۴ در نظر گرفته می‌شود.

۲-۴-۱-۳-۱-۲- محدودیت‌های تقویت برشی

در صورت نیاز به تقویت برشی حداکثر فاصله تقویت ها به مقدار زیر محدود می‌شود.

$$s_{frp} \leq w_{frp} + \frac{d}{4} \quad (20-4-2)$$

۲-۴-۱-۳-۲- حداکثر تقویت برشی

مقاومت برشی نهایی مقطع به مقدار زیر محدود می‌شود.

$$V_r = V_c + V_s + V_{frp} \leq V_c + 0.8\phi_c \sqrt{f_c} b_w d \quad (21-4-2)$$

۲-۴-۱-۳-۳- حداقل تقویت برشی

در ساختمان‌های موجود که فاقد حداقل آرماتور برشی می‌باشند و در فرآیند مقاومسازی یا بهسازی نیاز به صفحات FRP به صورت تقویت خمشی باشد، توصیه می‌شود در نقاط انقطاع تقویت طولی بیرونی FRP از حداقل تقویت عرضی، $A_{vfrp,min}$ ، به صورت رکابی‌های U شکل استفاده گردد. در این حالت سطح مقطع رکابی‌های U شکل حداقل $A_{vfrp,min}$ ، برای تحمل یک بیستم نیروی کششی نهایی تقویت‌های طولی قطع شده FRP، مادامی که کرنشی معادل 0.004 را در نوارهای U شکل سبب شود، طراحی می‌گردد. حداقل تقویت عرضی از رابطه ۲-۴-۲۲ تعیین می‌گردد.

$$A_{vfrp,min} = \frac{A_{frp,cut} f_{frpu}}{0.08E_{frp}} \quad (22-4-2)$$

در این رابطه $A_{vfrp,min}$ ، مساحت FRP در محل انقطاع تقویت بیرونی FRP می‌باشد.

۲-۴-۱-۳-۴- افزایش مقاومت موضعی تیرهای دارای سوراخ

یکی دیگر از کاربردهای FRP افزایش مقاومت موضعی تیرهای دارای سوراخ (معمولاً تأسیساتی) می‌باشد. در این روش می‌توان اطراف سوراخ‌ها را بطور موضعی با FRP تقویت کرد.

۲-۴-۱-۳-۴- راهکارهای اجرایی برای رفع معایب FRP

جهت رفع معایب اشاره شده در بخش ۲-۴-۱-۳-۵ و سایر معایب FRP، راه‌حل‌های اجرایی پیشنهاد شده که بعضی از این نقایص را مرتفع می‌نماید از جمله راهکارهای معرفی شده، می‌توان استفاده از مهاربندی‌ها و اعمال پیش تنیدگی را نام برد.

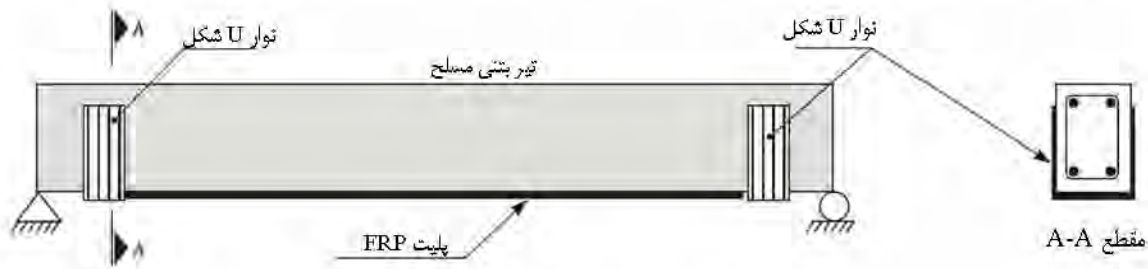


شکل ۲-۴-۱۵- تقویت موضعی سوارخ‌ها در تیر FRP

۲-۴-۱-۳-۱-۴-۱- اعمال سیستم مهاربندی در انتهای لایه FRP

سیستم مهاربندی اصولاً به این جهت مورد استفاده قرار می‌گیرد که بتوان از ظرفیت باربری سیستم FRP نهایت استفاده را برد. گسیختگی‌های ناشی از جدا شدگی لایه‌های FRP عموماً در اثر نبود چپین سیستمی می‌باشد. در این روش از دورپیچ کردن کامل انتهای FRP توسط نوارهایی از FRP استفاده می‌گردد.

با توجه به اینکه معمولاً تاحیه فوقانی تیرهای موجود به دلیل وجود دال، قابل دستیابی نیستند، از توارهایی که فقط سطوح پایینی و جانبی تیر را می‌پوشانند استفاده می‌گردد. از سایر روش‌ها نیز می‌توان به استفاده از پیچ‌های مخصوص در انتهای لایه FRP نام برد. این روش یکی از اولین روش‌ها بوده که جهت نصب و مهاربندی صفحات فولادی مورد استفاده قرار می‌گرفت. بر اساس مطالعات انجام شده، این روش بر روی لایه‌های کامپوزیتی نیز مناسب بوده و اثر مثبتی از خود نشان می‌دهد ولی مشکلی که ایجاد می‌کند سوراخ شدن لایه FRP بوده که اثر نامطلوبی بر عملکرد آن خواهد داشت و باعث ایجاد تمرکز تنش در FRP می‌گردد.



شکل ۲-۴-۱۶- تقویت خمشی تیر با اعمال مهاربندی

۲-۴-۳-۱-۴-۲ اعمال سیستم پیش تنیدگی در لایه FRP

این روش تقریباً مشابه روش مهاربندی در انتهای لایه FRP می‌باشد، زیرا در این روش برای ایجاد پیش‌تنیدگی تعبیه سیستم مهاری لازم است. تنها فرق این روش، اعمال تیروی پیش‌تنیدگی قبل از نصب کامل و عمل آوری لایه FRP می‌باشد.

می‌توان نوارها یا صفحات پیش‌تنیده FRP را قبل از چسباندن بر روی بتن، پیش‌تنیده کرد. مزیت اصلی این کار این است که چنین نوارهایی پس از چسباندن بر روی المان در باربری المان سهیم می‌شوند و برای شرکت آنها در ظرفیت باربری المان دیگر نیازی به اضافه شدن بر مقدار بارهای وارده بر المان نمی‌باشد. همچنین پیش‌تنیدگی این نوارها باعث کاهش عرض ترک‌های موجود در طول المان می‌شود که این در برخی موارد موضوع بسیار حیاتی و مهمی می‌باشد. علاوه بر اینها بدلیل اینکه مصالح FRP مقاومت کششی بالایی دارند، پیش‌تنیده کردن آنها سبب استفاده بهتر و افزایش بهرهوری از آنها می‌گردد. البته این روش نیازمند تیروی کار ماهرتر و دقت بیشتر در طراحی و اجرا می‌باشد.

پس از آماده‌سازی سطح بتن، توار FRP تا سطح معینی تحت کشش قرار گرفته است. سپس هم‌بر روی سطح بتن و هم بر روی سطح نوار چسب زده می‌شود. سپس مطابق شکل ۲-۴-۱۷ تیر بتنی بالا برده می‌شود تا به نوار تحت کشش FRP چسبانده شود. بعد از آن با اعمال فشار اندکی بر روی نوار FRP، عمل آوری چسب انجام می‌شود. پس از اتمام عمل آوری، گیره‌های فولادی در نزدیکی دو انتهای نوار FRP جهت مهاربندی کافی نصب می‌گردند. پس از این مراحل و اتمام عملیات مهاربندی، نوار FRP (خارج از محدوده مهاربندی شده) بریده می‌شود. سپس صفحات ضخیم FRP درست در مجاورت دو گیره فولادی، روی صفحه پیش‌تنیده قرار گرفته بر سطح بتن، چسبانده می‌شود. بعد از عمل آوری چسب، سوراخ‌هایی از میان ضخامت این صفحات ضخیم و توار پیش‌تنیده به درون تیر بتنی ایجاد می‌گردد و سپس بولتهای همراه با تزریق اپوکسی به داخل این سوراخها، فرو برده می‌شوند. پس از عمل آوری

چسب اطراف این بولت‌ها، گیره‌های فولادی دو انتهای نوار پیش‌تنیده برداشته می‌شود و طول اضافی این نوار (خارج از صفحات ضخیم انتهایی) بریده می‌شود. به این ترتیب عملیات به انجام می‌رسد.



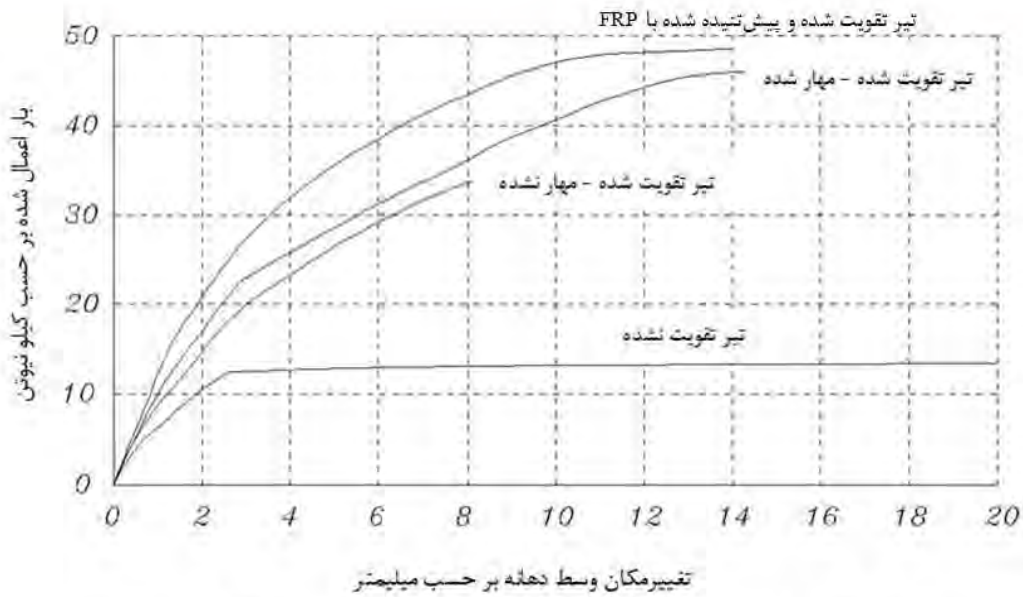
شکل ۲-۴-۱۷- روش پیش‌تنیدگی در صفحه FRP

بطور کلی پیش‌تنیدگی در FRP دارای مزیت‌هایی از قبیل:

- افزایش سختی
- کاهش عرض و توزیع ترک
- بهبود خدمت‌پذیری و دوام
- بهبود مقاومت برشی و خمشی عضو (بدلیل ترک نخوردن مقطع)
- اجتناب از مودهای شکست ناشی از پوسته پوسته شدن در ناحیه ترک‌ها و انتهای لایه FRP
- افزایش ظرفیت مقطع (تار خنثی نسبت به حالت غیر پیش‌تنیده پایین‌تر قرار می‌گیرد)
- افزایش بار تسلیم مقطع می‌باشد.

بنابراین دو روش بیان شده به گونه‌ای عمل می‌کند که انتهای لایه FRP را محکم نگهداشته و بعد از ایجاد جدا شدگی، از

لغزش و جدا شدگی کامل لایه FRP جلوگیری نماید.



شکل ۲-۴-۱۸- منحنی رفتار تیرهای تقویت شده و نشده تحت بارگذاری خمشی

در عمل، استفاده از مهاربندی مکانیکی انتهایی می‌بایست موقعی مدنظر قرار گیرد که کاربرد آن لازم باشد و همچنین تأثیر و سودمندی آن برای حفظ چسبندگی FRP و بتن به اثبات برسد. در بسیاری از موارد، مهاربندی با استفاده از نوارهای U شکل انتهایی، امکان پذیر و یا مؤثر نمی‌باشد همانند مقاوم‌سازی تیرهای با عرض زیاد یا دالها. در چنین مواردی لازم است راه‌های دیگری برای مهاربندی مکانیکی بررسی و ابداع گردد. یکی از این راه‌ها، استفاده از مهارهای الیافی می‌باشد.

مثال ۲-۴-۳

مطلوبست محاسبه ظرفیت خمشی تیر بتن‌آرمه با آرماتورهای کششی و پوشش FRP (فرض می‌شود کرنش اولیه در بتن و فولاد ناچیز است). از الیاف کربنی با چسباننده اپوکسی استفاده شده است. شرایط محیطی ملایم در نظر گرفته شده است.

ابعاد هندسی

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

فولاد :

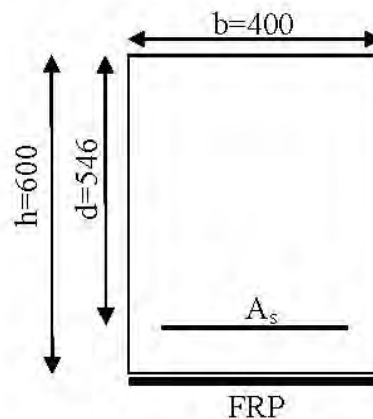
$$A_s = 1200 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 300 \text{ MPa}$$

$$d = 546 \text{ mm}$$

بتن :

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$



FRP :

$$A_{frp} = 48 \text{ mm}^2$$

$$E_{frp} = 220 \text{ GPa}$$

$$\phi_{frp} = 0.85 \times 0.95 = 0.807$$

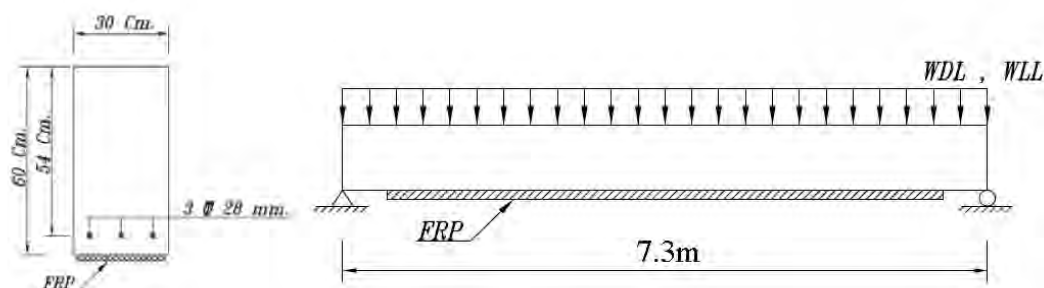
الیاف CFRP: شرایط محیطی ملایم (کربن - اپوکسی)

$$\varepsilon_{frpu} = 0.015$$

محاسبات	روش
محاسبه ضریب β_1	$f'_c = 25 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa} \Rightarrow \beta_1 = 0.85$
محاسبه ارتفاع ناحیه فشاری (تار خنثی)	$x = \frac{\phi_s f_y A_s + \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frpu} A_{frp}}{0.85 f_c \phi_c \beta_1 b}$ $x = \frac{0.85 \times 300 \times 1200 + 0.807 \times 220000 \times 0.015 \times 48}{0.85 \times 0.6 \times 25 \times 0.85 \times 400}$ $x = 100 \text{ mm}$ $a = \beta_1 x = 0.85 \times 100 = 85 \text{ mm}$
محاسبه میزان کرنش در مصالح به منظور شکست حالت مورد نظر	$\varepsilon_s = (\varepsilon_{frpu} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-x}{h-x} \right) = (0.015 + 0.0) \left(\frac{546-100}{600-100} \right)$ $\varepsilon_s = 0.0134 > \varepsilon_y (= 0.0015)$ $\varepsilon_s = (\varepsilon_{frpu} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{x}{h-x} \right) = (0.015 + 0.0) \left(\frac{100}{600-100} \right)$ $\varepsilon_s = 0.003 < 0.0035$ $\varepsilon_s = 0.003 < \varepsilon_{cu} \text{ و } \varepsilon_s > \varepsilon_y (= 0.002)$ <p>لذا حالت تسلیم کششی اتفاق می‌افتد و داریم:</p>
محاسبه ظرفیت خمشی	$M_r = \phi_s f_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right) + \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frpu} A_{frp} \left(h - \frac{a}{2} \right)$ $0.85 \times 300 \times 1200 \left(546 - \frac{85}{2} \right) + (0.85 \times 0.95) \times 220000 \times 0.015 \times 48 \left(600 - \frac{85}{2} \right)$ $M_r = 225.3 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 225.3 \text{ KN} \cdot \text{m}$
مشاهده می‌شود ظرفیت خمشی تیر بدون FRP، 158 KN.m بوده و در حالت تقویت با FRP ظرفیت خمشی آن به 225.3 KN.m افزایش می‌یابد که 43% افزایش را نشان می‌دهد.	

مثال ۲-۴-۴

تیر ساده‌ای به دهانه $7/3$ متر توسط سه آرماتور طولی $3\Phi 28$ مسلح شده است. بنا به دلایل بهره‌برداری، بار زنده تیر 50% درصد افزایش یافته است. تحلیل تیر نشان می‌دهد که مقاومت برشی در حالت افزایش بار کفایت دارد ولیکن مقاومت خمشی برای حالت جدید کافی نیست. مطلوبست تقویت تیر به کمک FRP مشخصات طرح به شرح زیر است.



شکل مثال ۲-۴-۴-الف

در این مثال به منظور آشنایی خواننده با آیین‌نامه ACI-2008 از روابط این آیین‌نامه استفاده شده است.

$$f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$(\text{بدون FRP}) \phi M_n = 355 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$W_D = 14.6 \text{ KN/m} \text{ (شامل وزن تیر)}$$

$$W_L = 17.5 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 14.6 + 1.6 \times 17.5 = 45.5 \text{ KN/m}$$

$$M_u = 45.5 \times 7.3^2 / 8 = 303 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{افزایش بار زنده} = 8.75 \text{ KN/m}$$

$$\Delta q_u = 1.6 \times 8.75 = 14 \text{ KN/m}$$

$$\Delta M_u = 14 \times 7.3^2 / 8 = 93.3 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

مشخصات FRP مصرفی به شرح زیر است:

$$\text{عرض} = 300 \text{ mm}$$

$$t_f = 1 \text{ mm}$$

$$f_{fu}^* = 620 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{fu}^* = 0.015 \text{ mm/mm}$$

$$E_f = 3.7 \times 10^4 \text{ MPa}$$

شرایط محیطی ملایم، کربن اپوکسی

$$C_E (\text{ضریب کاهش شرایط محیطی}) = 0.95$$

$$\Psi_f (\text{ضریب کاهش مقاومت}) = 0.85$$

گام ۱- مشخصات محاسباتی FRP:

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* = 0.95 \times 620 = 590 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* = 0.95 \times 0.015 = 0.014 \text{ mm/mm}$$

گام ۲- محاسبات اولیه:

مشخصات بتن:

$$\beta_1 = 1.05 - 0.05 \frac{f'_c}{6.9} = 0.8$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{35} = 2.8 \times 10^4 \text{ MPa}$$

مشخصات آرماتور:

$$A_s = 3 \times \pi \times \frac{28^2}{4} = 1847 \text{ mm}^2$$

$$\rho_s = \frac{1847}{300 \times 540} \times 100 = 1.14\%$$

مشخصات FRP:

$$A_f = 2 \times 300 \times 1 = 600 \text{ mm}^2$$

$$\rho_f = \frac{600}{300 \times 540} \times 100 = 0.37\%$$

گام ۳- کنترل کرنش موجود در تار تحتانی:

کرنش اولیه با این فرض انجام می شود که تیر ترک خورده و در هنگام نصب FRP تنها تحت بار مرده قرار گرفته است.

$$\varepsilon_{bi} = 0.00061$$

گام ۴- تعیین کرنش طرح سیستم:

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \leq 0.9 \varepsilon_{fu}$$

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{35}{2 \times 37000 \times 1}} = 0.009 < 0.9 \times 0.014 = 0.013$$

گام ۵- تعیین ارتفاع تار خنثی:

در این مرحله ارتفاع تار خنثی مساوی 0.2d تخمین زده می شود:

$$c = 0.2 \times 540 = 108 \text{ mm}$$

گام ۶- تعیین کرنش موجود در مصالح FRP :

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} < \varepsilon_{fd}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{600-108}{108} \right) - 0.00061 = 0.0131 > 0.009 \rightarrow \varepsilon_{fe} = \varepsilon_{fd} = 0.009$$

گام ۷- کرنش موجود در تراز آرماتور :

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right)$$

$$= (0.009 + 0.00061) \left(\frac{540-108}{600-108} \right) = 0.0084$$

گام ۸- تنش در آرماتور و FRP :

$$f_s = E_s \varepsilon_s < f_y$$

$$f_s = 2 \times 10^5 \times 0.0084 = 1680 > f_y \Rightarrow f_s = f_y = 420 MPa$$

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} = 3.7 \times 10^4 \times 0.009 = 333 MPa$$

گام ۹- کنترل روابط تعادل:

ضریب α_1 مربوط به توزیع غیرخطی تنش در بلوک فشاری بتن می‌باشد که طبق ACI-2008 در مقاطع مستطیلی این ضریب، 0.85 در نظر گرفته می‌شود.

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$$c = \frac{1847 \times 420 + 600 \times 333}{0.85 \times 35 \times 0.8 \times 300} = 137 mm$$

$$c = 137 mm \neq 108 mm$$

باید مقدار c اصلاح شده و مراحل ۶ تا ۹ تا زمانی که رابطه تعادل برقرار گردد، تکرار شود.

گام ۱۰- اصلاح مقدار c :

بعد از چند آزمون و خطا داریم.

$$c = 138 mm$$

تکرار گام ۶- تعیین کرنش موجود در مصالح FRP :

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} < \varepsilon_{fd}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{600-138}{138} \right) - 0.00061 = 0.0094 > 0.009 \rightarrow \varepsilon_{fe} = 0.009$$

تکرار گام ۷- کرنش موجود در تراز آرماتور :

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right)$$

$$= (0.009 + 0.00061) \left(\frac{540 - 138}{600 - 138} \right) = 0.0084$$

تکرار گام ۸- تنش در آرماتور و FRP:

$$f_s = E_s \varepsilon_s < f_y$$

$$f_s = 2 \times 10^5 \times 0.0084 = 1680 > f_y \Rightarrow f_s = f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} = 3.7 \times 10^4 \times 0.009 = 333 \text{ MPa}$$

تکرار گام ۹- کنترل روابط تعادل:

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

$$c = \frac{1847 \times 420 + 600 \times 333}{0.85 \times 35 \times 0.8 \times 300} = 137 \text{ mm}$$

$$c = 137 \text{ mm} \approx 138 \text{ mm}$$

گام ۱۱- محاسبه مقاومت خمشی طراحی:

$$\phi M_n > M_u$$

$$\phi M_n = \phi \left[A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \right]$$

$$\phi M_n = 0.90 \left[(1847)(420) \left(540 - \frac{0.8 \times 138}{2} \right) + 0.85 \times 600 \times 333 \left(600 - \frac{0.8 \times 138}{2} \right) \right] \times 10^{-6}$$

$$\phi M_n = 0.9 [376 + 92.5] = 421.7 > 396.3 \text{ KN.m}$$

مثال ۲-۴-۵

مطلوبست محاسبه ظرفیت برشی تیر بتن مسلح با پوشش الیاف FRP مطابق مشخصات داده شده.

ابعاد هندسی

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$d = 546 \text{ mm} = d_{\text{frp}}$$

فولاد

$$A_{St} = 300 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 157 \text{ mm}^2$$

$$S = 150 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

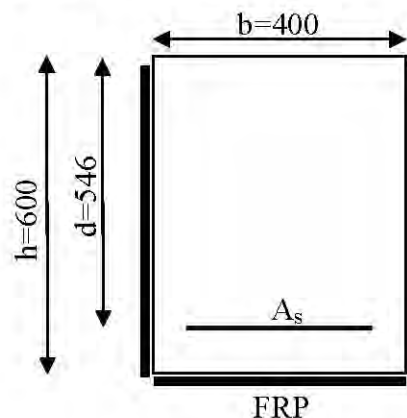
بتن

$$f_c = 20 \text{ MPa}$$

CFRP

$$t_{\text{frp}} = 0.12 \text{ mm}$$

$$w_{\text{frp}} = 500 \text{ mm}$$



$$s_{frp} = 500 \text{ mm}$$

$$E_{frp} = 220 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{frpu} = 0.015$$

$$n_e = 1$$

محاسبات	روش
سهام بتن و فولاد از مقاومت برشی	$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} b_w d$ $V_c = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{20} \times 400 \times 546 = 117.2 \text{ kN}$ $V_s = \phi_s A_v f_y \frac{d}{S}$ $V_s = 0.85 \times 157 \times 400 \times \frac{546}{150} \times 10^{-3} = 194.3 \text{ kN}$ $V_c + V_s = 311.5 \text{ kN}$
سهام مصالح FRP از مقاومت برشی	$\rho_{frp} = \frac{2t_{frp} w_{frp}}{b_w s_{frp}}$ $\rho_{frp} = \frac{2 \times 0.12 \times 500}{400 \times 500} = 0.0006$ $A_{frp} = 2w_{frp} \times t_{frp}$ $A_{frp} = 2 \times 500 \times 0.12 = 120 \text{ mm}^2$ $L_e = \frac{25350}{(t_{frp} E_{frp})^{0.58}}$ $L_e = \frac{25350}{(0.12 \times 220000)^{0.58}} = 69.1 \text{ mm}$ $k_1 = \left[\frac{f_c}{27.65} \right]^{2/3}$ $k_1 = \left[\frac{20}{27.65} \right]^{2/3} = 0.806$ $k_2 = \frac{d_{frp} - n_e L_e}{d_{frp}}$ $k_2 = \frac{546 - 1 \times 69.1}{546} = 0.87 \geq 0 \quad O.K$ $\varepsilon_{frpe} = \frac{0.8 \times \phi_{frp} k_1 k_2 L_e}{9525}$ $\phi_{frp} = 0.85 \times 0.95 = 0.807$

الیاف CFRP: شرایط محیطی ملایم (کربن-اپوکسی)

$\varepsilon_{frpe} = \frac{0.8 \times 0.807 \times 0.806 \times 0.87 \times 69.1}{9525} = 0.0033$	
$R = a\lambda_1 \left[\frac{f_c^{2/3}}{\rho_{frp} E_{frp}} \right]^{\lambda_2}$	
$R = 0.8 \times 1.35 \times \left[\frac{20^{2/3}}{0.0006 \times 220000} \right]^{0.3} = 0.454$	
$\varepsilon_{frpe} = R\varepsilon_{frpu}$	
$\varepsilon_{frpe} = 0.454 \times 0.015 = 0.0068$	
$\varepsilon_{frpe} = \min[0.004, 0.0033, 0.0068] = 0.0033$	
$\beta = 90$	
$V_{frp} = \frac{\phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frp} A_{frp} d_{frp} (\sin \beta + \cos \beta)}{S_{frp}}$	
$V_{frp} = \frac{0.807 \times 220000 \times 0.0033 \times 120 \times 546(1+0)}{500}$	
$V_{frp} = 76.8 \times 10^3 N = 76.8 KN$	
$V_r = V_c + V_s + V_{frp}$	
$V_r = (117.2 + 194.3 + 76.8) \times 10^3 = 388.3 KN$	
$V_r \leq V_c + 0.8\phi_c \sqrt{f_c} b_w d$	
$388.3 \leq 586$	
همان گونه که ملاحظه می‌شود مقاومت برشی تیر ۲۵٪ افزایش می‌یابد.	

۴-۱-۴-۲- استفاده از پیش‌تیندگی خارجی در تیر بتنی

پیش‌تیندگی خارجی جز روش‌های نوین مقاوم‌سازی می‌باشد. کابل‌های پیش‌تیندگی بکار گرفته شده برای این کار از همان نوع کابل‌ها و مفتول‌های متداول در کارهای پیش‌تیندگی هستند.

مقاوم‌سازی بدین روش می‌تواند موضعی و یا کلی باشد. در حالت کلی نیروهای پیش‌تیندگی که به سازه مقاوم شده القا می‌گردند، منجر به باز توزیع نیروهای داخلی گشته و باعث کاهش تنش‌ها در اعضا نسبت به حالت اولیه آنها می‌شوند. با این حال ممکن است در برخی دیگر از اعضای سازه، پیش‌تیندگی موجب افزایش تنش گردد. به همین دلیل در استفاده از پیش‌تیندگی خارجی باید آنالیز تنش در سازه مقاوم‌سازی شده به دقت مورد بررسی قرار گیرد.

جدا از مسئله مهارها، به هنگام استفاده از کابل‌های پیش‌تیندگی یک سری المانهای اضافی که اکثراً شامل انواع مختلفی از سخت‌کننده‌هاست، مورد نیاز است. این امر به ویژه در پیش‌تیندگی موضعی دیده می‌شود زیرا پیش‌تیندگی، نیروهای متمرکز جدیدی شامل نیروهای محوری اضافی در اعضا بوجود می‌آورد، از این رو اعضا باید بصورت موضعی برای حفظ پایداریشان تقویت شوند.



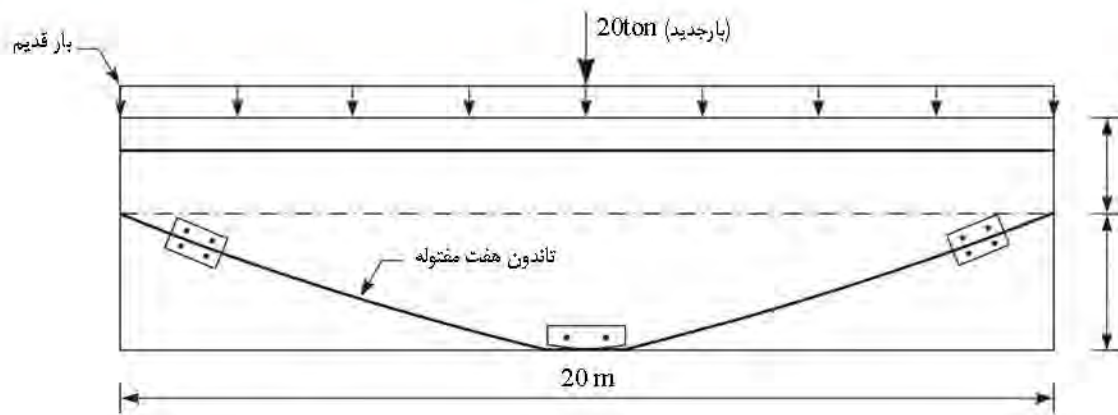
شکل ۲-۴-۱۹- روش استفاده از پیش تنیدگی کلی در مقاوم‌سازی تیرها



شکل ۲-۴-۲۰- روش استفاده از پیش تنیدگی موضعی در مقاوم‌سازی تیرهای بتنی

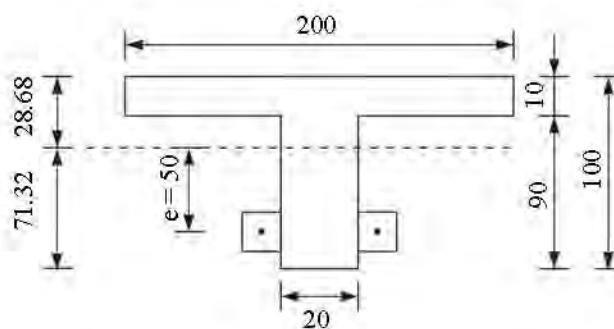
مثال ۲-۴-۶

تیر بتن مسلح مطابق شکل برای بارگذاری مفروضی طراحی شده است. اکنون قرار است نیروی متمرکز ۲۰ تن در وسط آن اضافه شود. مطلوبست تقویت تیر با استفاده از سیستم پیش تنیدگی خارجی:



$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$



حل:

فرض می‌نماییم تیر برای بارهای قبلی بطور کامل طراحی شده است.

تعیین مشخصات هندسی مقطع:

قطعه	A	y	Ay	Ay ²	Bh ³ /12
20×90	1800	45	81000	3645000	1215000
200×10	2000	95	190000	18050000	16670
Σ	3800		271000	22926670	

$$y_b = 271000 / 3800 = 71.32 \text{ cm}$$

$$I = 22926670 - \frac{271000^2}{3800} = 3600000 \text{ cm}^4$$

$$S_b = 50476 \text{ cm}^3$$

$$S_t = 125523 \text{ cm}^3$$

$$\Delta M = \frac{PL}{4} = \frac{20 \times 20}{4} = 100 \text{ ton.m}$$

$$e = 50 \text{ cm}$$

$$T_p = \frac{100}{0.50} = 200 \text{ ton}$$

$$T_u = \text{نیروی نهایی کابل } 0.6 \text{ اینچ} = 24.8 \text{ ton}$$

$$T_e = \text{نیروی موثر پیش‌تنیدگی} = 0.55 \times 24.8 = 13.64 \text{ ton}$$

$$\text{تعداد کابل} = 200 / 13.64 = 14.66$$

از دو تاندون ۷ کابل در طرفین استفاده می‌شود:

$$T_e = 2 \times 7 \times 13.64 = 191 \text{ ton}$$

$$f_b = + \frac{\Delta M}{S_b} - \frac{T_e}{A} - \frac{T_e e}{S_b}$$

$$= \frac{100 \times 10^5}{50476} - \frac{191 \times 10^3}{3800} - \frac{191 \times 0.50 \times 10^5}{50476}$$

$$= 198.11 - 50.26 - 189.2 = -41.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = - \frac{\Delta M}{S_t} - \frac{T_e}{A} + \frac{T_e e}{S_t}$$

$$= - \frac{100 \times 10^5}{125523} - \frac{191 \times 10^3}{3800} + \frac{191 \times 0.50 \times 10^5}{125523}$$

$$= -79.67 - 50.26 + 76.08 = -53.85 \text{ kg/cm}^2$$

بتن قادر به تحمل تنش‌های فوق می‌باشد.

۲-۴-۲- تیرهای فولادی

عمده خرابی موجود در تیرهای فلزی شامل کمانش کلی و موضعی بال و جان و گسیختگی در محل درزها و وصله‌ها می‌باشد. از آنجایی که قسمتی از مقطع تحت فشار است، خطر کمانش در این ناحیه وجود دارد. این کمانش به دو صورت ممکن است رخ دهد:

۱- کمانش موضعی: بدین ترتیب که بال و یا جان نیم‌رخ به طور موضعی در مقابل تنش‌های فشاری کمانش کند.

۲- کمانش کلی: بدین ترتیب که ناحیه فشاری مقطع، همانند ستون تحت فشار به صورت کلی دچار کمانش شود.

دلایل اصلی این خرابی‌ها عبارتند از:

- ۱- سطح مقطع کم تیر،
- ۲- لاغری بیشتر از حدود مجاز،
- ۳- عدم فشردگی مقطع،
- ۴- ضعف درجوش‌ها،
- ۵- زنگ زدگی و خوردگی تیر،

۶- ایجاد ناحیه متأثر از حرارت بر اثر جوشکاری زیاد،

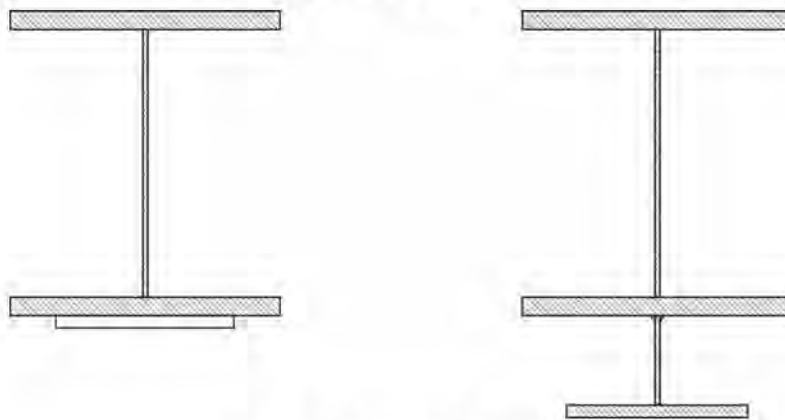
۷- خستگی.

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

۲-۴-۱- تقویت با روکش فولادی

از جمله راه‌های افزایش ظرفیت خمشی و محوری تیرهای فولادی، تقویت با روکش فولادی می‌باشد. این روش در شکل ۲-۴-۲-

۲۱-۴-۲ نشان داده شده است. با افزایش ضخامت بال از کمانش موضعی بال تیر نیز جلوگیری شده است.



۲-۴-۲- تقویت با روکش فولادی

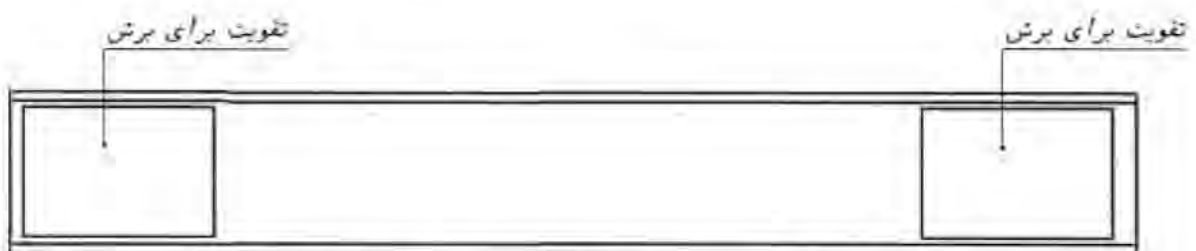
برای تقویت برشی جان تیر می‌توان از دو روش استفاده نمود:

۱- اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان تیر

۲- اضافه نمودن سخت‌کننده‌های جان

۲-۴-۲- اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان تیر

۱- اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان تیر که منجر به افزایش مقاومت برشی می‌شود. این روش در شکل ۲-۴-۲-۲۳ نشان داده شده است.



شکل ۲-۴-۲-۲۳- اضافه نمودن ورق به صورت موازی با جان تیر

۲-۴-۳- اضافه نمودن سخت‌کننده‌های جان

۲- استفاده از ورق‌های سخت‌کننده جان که این روش در شکل ۲-۴-۳ نشان داده شده است.

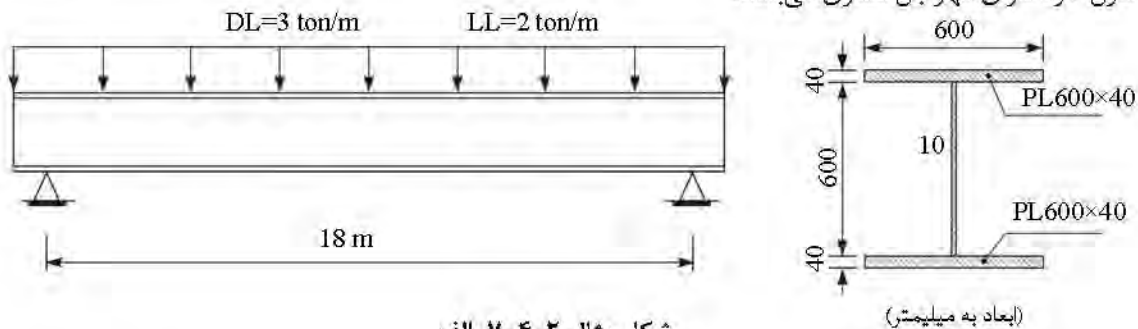
استفاده از سخت‌کننده‌های جان یکی از مؤثرترین روش‌های افزایش مقاومت برشی تیر می‌باشد. سخت‌کننده‌های عرضی ورق‌هایی هستند که به صورت تیغه‌های قائم و در فواصل معینی از یکدیگر قرار داده می‌شوند و به جان و بال فشاری جوش می‌شوند.



شکل ۲-۴-۳- اضافه نمودن ورق‌های سخت‌کننده عرضی

مثال ۲-۴-۷

تیر فلزی نشان داده شده در شکل را برای بار مرده ۳ تن بر متر و بار زنده ۲ تن بر متر کنترل نمایید و سپس آنرا برای افزایش بار زنده به مقدار ۱ تن بر متر کنترل و تقویت نمایید. طبق محدودیت‌های معماری، حداکثر ارتفاع جان ۶ سانتیمتر می‌باشد. تیر در تمام طول خود دارای مهار بال فشاری می‌باشد.



شکل مثال ۲-۴-۷- الف

$$q = 3 + 2 = 5 \text{ ton/m}$$

$$V = ql / 2 = 5 \times 18 / 2 = 45 \text{ ton}$$

$$M_{\max} = ql^2 / 8 = 5 \times 18^2 / 8 = 202.5 \text{ ton.m}$$

$$C_t = C_b = 34 \text{ cm}$$

$$A = 540 \text{ cm}^2$$

$$I = 510160 \text{ cm}^4$$

$$r = 30.74 \text{ cm}$$

$$S_t = S_b = 15004 \text{ cm}^3 \Rightarrow f_b = f_t = \frac{M}{S} = 1349.6 \text{ kg/cm}^2 < F_b = 0.6 F_y = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta_T = \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{EI}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{50 \times 1800^4}{2.1 \times 10^6 \times 510160} = 6.4 \text{ cm}$$

$$\frac{\Delta_T}{L} = \frac{6.4}{1800} = \frac{1}{281} < \frac{1}{240} \text{ O.K}$$

$$\Delta_L = \frac{20}{50} \times \frac{1}{281} = \frac{1}{700} < \frac{1}{360} \text{ O.K}$$

$$q = 6t/m$$

$$f_b = f_t = \frac{6}{5} \times 1349.6 = 1620 \text{ kg/cm}^2 > F_b = 0.6F_y = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta_T = \frac{6}{5} \times 6.4 = 7.68 \text{ cm}$$

$$\frac{\Delta_T}{L} = \frac{7.68}{1800} = \frac{1}{234} < \frac{1}{240} \text{ OK}$$

بنابراین تیر باید تقویت شود به نحوی که تنش در محدوده مجاز قرار گیرد.

تقویت با ورق:

برای تقویت با ورق سعی می‌کنیم ارتفاع تیر را به $\frac{1}{4}$ دهانه برسانیم تا کنترل ارتعاش تیر نیز انجام شود.

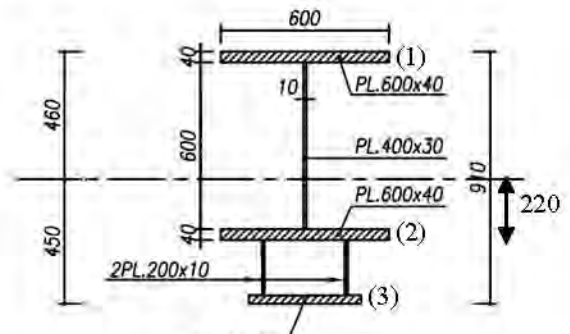
$$A = 700 \text{ cm}^2$$

$$I = 857373 \text{ cm}^4$$

$$C_b = 44.97 \text{ cm} \rightarrow S_3 = 19066 \text{ cm}^3$$

$$C_t = 46.03 \text{ cm} \rightarrow S_1 = 18627 \text{ cm}^3$$

$$\rightarrow S_2 = \frac{857373}{21.97} = 39025 \text{ cm}^3$$



شکل مثال ۲-۴-۷-ب

بار مرده را به مقطع قبلی و بار زنده را به مقطع کل می‌دهیم.

$$W_d = 3 \text{ ton/m} \rightarrow M = 3 \times 18^2 / 8 = 121.5 \text{ ton.m}$$

$$W_L = \Delta W = 2 + 1 = 3 \text{ ton/m} \rightarrow M = 3 \times 18^2 / 8 = 121.5 \text{ ton.m}$$

بار مرده:

$$f_1' = f_2' = 121.5 \times 10^5 / 15004 = 810 \text{ kg/cm}^2$$

بار زنده + بار جدید:

$$f_1'' = 121.5 \times 10^5 / 18627 = 652 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2'' = 121.5 \times 10^5 / 39025 = 311 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_3'' = 121.5 \times 10^5 / 19066 = 637 \text{ kg/cm}^2$$

تنش کل:

$$f_1 = 810 + 652 = 1462 \text{ قدری زیاد است}$$

$$f_2 = 810 + 311 = 1121 \quad O.K.$$

$$f_3 = 637 \quad O.K.$$

$$\Delta_T = \Delta_d + \Delta_l + \Delta \quad \text{اضافه بار}$$

$$\Delta_d = \frac{3}{5} \times 6.4 = 3.84 \text{ cm}$$

$$\Delta_L + \Delta \quad \text{اضافه بار} = \frac{5}{384} \times \frac{30 \times 1800^4}{2.1 \times 10^6 \times 857373} = 2.28 \text{ cm}$$

$$\Delta_T = 3.84 + 2.28 = 6.12 \text{ cm}$$

$$\frac{6.12}{1800} = \frac{1}{294} \approx \frac{1}{240} \quad \text{خوبست}$$

اگر بتوانیم با جک زدن تمام بار را برداریم، از مقطع کل می‌توانیم برای محاسبه تنش و تغییرشکل بارهای مرده + زنده استفاده کنیم.

۲-۴-۲-۴- استفاده از روکش بتنی برای افزایش مقاومت تیرهای فلزی

با محصور نمودن تیر فلزی، سختی آن افزایش یافته که این امر موجب بالا رفتن سختی برشی و خمشی می‌گردد. در صورتی که تیر فلزی دچار خوردگی شدید شده باشد، استفاده از روکش بتنی به عنوان راه حلی مؤثر توصیه می‌گردد. تیرهای فلزی پس از مقاوم‌سازی با روکش بتنی در برابر آتش‌سوزی نیز مقاومت خوبی دارند.

در حالت حدی نهایی مقاومت خمشی اسمی تیرهای فلزی تقویت شده محاط در بتن بر مبنای یکی از حالات حدی زیر تعیین می‌شود.

۱. بر اساس رویهم گذاری توزیع تنش خطی با در نظر گرفتن اثر پایه های موقت و حالت حدی تسلیم در تارهای انتهایی یا

$$\text{لنگر تسلیم } M_y (\phi_b = 0.9)$$

۲. بر اساس توزیع تنش پلاستیک بر روی مقطع فولادی تنها ($\phi_b = 0.9$)

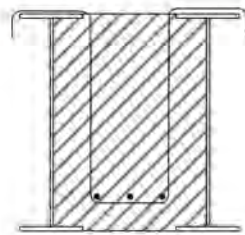
۳. چنانچه در این نوع اعضا برشگیرهای لازم تعبیه شده باشد، مقاومت اسمی آنها می‌تواند بر اساس توزیع تنش پلاستیک بر

روی مقطع مختلط تعیین شود و یا می‌توان از روش سازگای کرنش‌ها برای محاسبه M_n استفاده نمود. ($\phi_b = 0.85$)

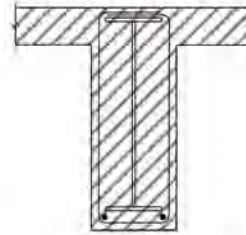
۲-۴-۲-۵- استفاده از پیش‌تنیدگی خارجی برای مقاوم‌سازی تیر فولادی

پیش‌تنیدگی خارجی جزء روش‌های نوین مقاوم‌سازی می‌باشد. کابل‌های پیش‌تنیدگی بکار گرفته شده برای این کار از همان

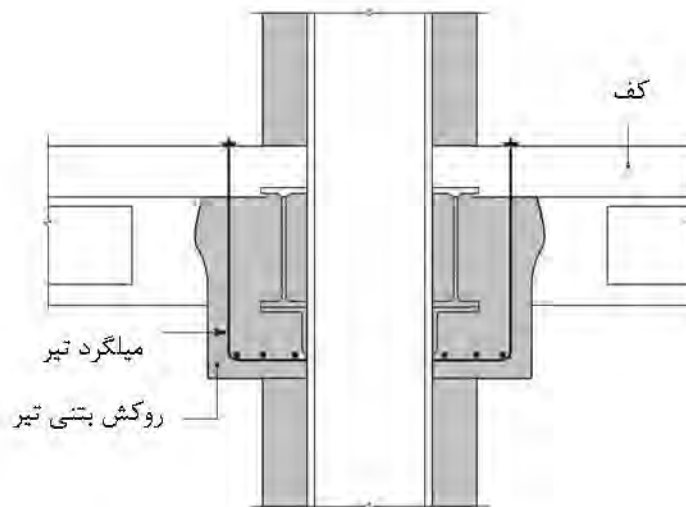
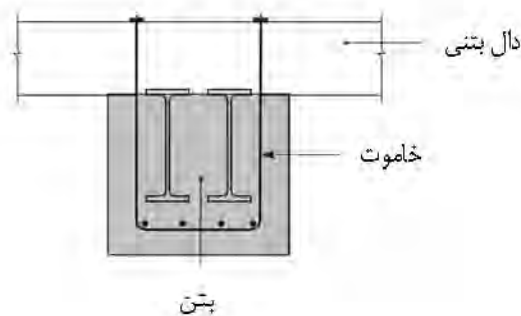
نوع کابل‌ها و مفتول‌های متداول در کارهای پیش‌تنیدگی هستند.



مقطع کامپوزیت با پر کردن بین دو تیر



مقطع کامپوزیت با محیط کردن بتن

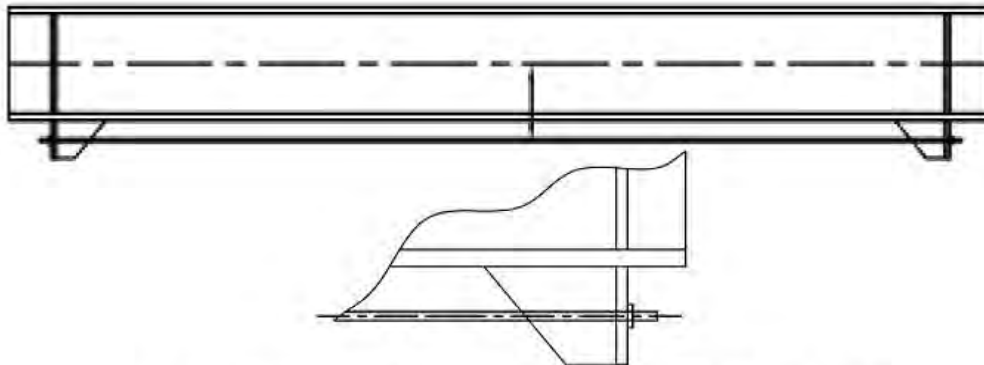


شکل ۲-۴-۲۴- اجرای روکش بتنی برای افزایش مقاومت تیرهای فلزی

مقاوم‌سازی بدین روش می‌تواند موضعی و یا کلی باشد. در حالت کلی نیروهای پیش‌تنیدگی که به سازه مقاوم شده القا می‌گردند، منجر به باز توزیع نیروهای داخلی گشته و باعث کاهش تنش‌ها در اعضا نسبت به حالت اولیه آنها می‌شوند. با این حال ممکن است در برخی دیگر از اعضای سازه، پیش‌تنیدگی موجب افزایش تنش گردد. به همین دلیل در استفاده از پیش‌تنیدگی خارجی باید آنالیز تنش در سازه مقاوم‌سازی شده به دقت مورد بررسی قرار گیرد.

جدا از مسئله مهارها، به هنگام استفاده از کابل‌های پیش‌تنیدگی یک سری المانهای اضافی که اکثراً شامل انواع مختلفی از سخت‌کننده‌هاست، مورد نیاز است. این امر بویژه در پیش‌تنیدگی موضعی دیده می‌شود زیرا پیش‌تنیدگی، نیروهای متمرکز جدیدی

شامل نیروهای محوری اضافی در اعضا بوجود می‌آورد، بنابراین اعضا باید بصورت موضعی برای حفظ پایداریشان تقویت شوند. نمونه‌ای از روش‌های مقاوم‌سازی تیر فولادی در شکل ۲-۴-۲۵ نشان داده شده است.



شکل ۲-۴-۲۵- استفاده از پیش‌تنیدگی خارجی برای مقاوم‌سازی تیر فولادی

مثال ۲-۴-۸

مطلوب است تقویت تیر مثال ۲-۴-۷ به روش تقویت با پیش‌تنیدگی خارجی:

حل:

با پیش‌تنیدگی خارجی می‌توان تنش‌ها را به مقدار مجاز کاهش داد و تغییرشکل را بهبود بخشید:

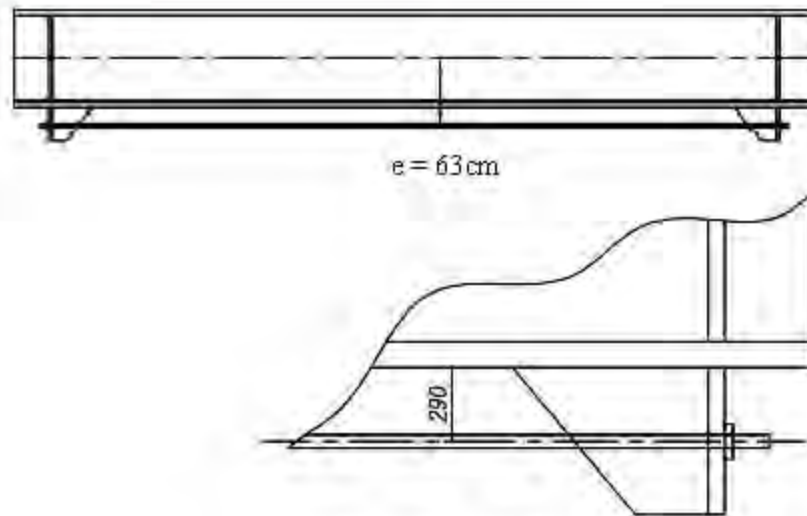
$$M_{\text{موجود}} = 202.5 \text{ ton.m}$$

$$\Delta M_L = 1 \times 18^2 / 8 = 40.5 \text{ ton.m}$$

$$e = 30 + 4 + 29 = 63 \text{ cm}$$

$$= 24.8 \text{ ton} = \text{نیروی نهایی تک کابل } 0.6 \text{ اینچ دیویداگ}$$

$$= 14.88 \text{ ton} = 0.6 P_u = 0.6 \times 24.8 = \text{نیروی کابل پس از اتلاف}$$



شکل مثال ۲-۴-۸-الف

$$P = 40.5 / 0.63 = 64.29 \text{ ton}$$

$$P_p = 5 \times 14.88 = 74.4 \text{ ton} > 64.29 \text{ ton}$$

$$M_p = 74.4 \times 0.63 = 46.87 \text{ ton.m}$$

$$f_{bot} = \frac{(202.5 + 40.5) \times 10^5}{15004} - \frac{74.4 \times 10^3}{540} - \frac{64.87 \times 10^5}{15004}$$

$$= 1620 - 138 - 312 = 1170 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{top} = -1620 - 138 + 312 = -1446 \text{ kg/cm}^2$$

قابل قبول است.

کنترل تغییر شکل

$$\Delta = \Delta_r - \Delta_{\text{پیش‌تبدیلی}}$$

$$\Delta_{\text{پیش‌تبدیلی}} = \frac{L^2}{8EI} (M_1) \uparrow$$

$$\Delta_{\text{پیش‌تبدیلی}} = \frac{1800^2}{8 \times 2.1 \times 10^6 \times 510160} \times 46.87 \times 10^5 = 1.77 \text{ cm} \uparrow$$

$$\Delta_r = \frac{5}{384} \times \frac{60 \times 1800^4}{2.1 \times 10^6 \times 510160} = 7.66 \text{ cm} \downarrow$$

$$\Delta = 7.66 - 1.77 = 5.90 \text{ cm}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{5.9}{1800} = \frac{1}{305}$$

هر چند که بار افزایش داده شده است و تغییر شکل از مقدار اولیه کمتر است، ولی هنوز به مقدار مجاز نرسیده است.