

تحلیل و تقویت اتصال تیر به ستون بتن آرمه‌ی کناری با در نظر گرفتن نیروی محوری متغیر در ستون

سید محمدسعید ضیاالحق (دانشجوی دکتری)

محمدرضا اصفهانی* (استاد)

گروه عمران، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

مهندسی عمران شهریه، زمستان ۱۴۰۱
دوری ۲ - ۳۸، شماره ۱/۴، ص. ۵۳-۳۷، (پژوهشی)

در پژوهش حاضر، یک روش تحلیلی برای ارزیابی رفتار اتصال تیر به ستون بتن آرمه پس از مقاوم‌سازی ارائه شده است؛ که در آن، با استفاده از روابط تنش و کرنش‌های اصلی در ناحیه‌ی اتصال، انواع مختلف شکست تخمین زده شده است. در ادامه، روند کسب مقاومت و نحوه‌ی شکست اتصال تیر به ستون به کمک نمودارهای اندرکنش (M-N) به عنوان معیاری برای تعیین روش و مقدار تقویت ارائه شده است. در بخش آزمایشگاهی، ۳ نمونه با بار محوری متغیر و ۳ نمونه با بار محوری ثابت، با در نظر گرفتن روش‌های تقویت نصب در نزدیک سطح (NSM) با میلگردهای فولادی و روش نصب روی سطح (EBR) با CFRP، ساخته و آزمایش شدند. در انتها، روش تحلیلی پیشنهادی با نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی سایر پژوهش‌ها و ۶ نمونه‌ی آزمایشگاهی در پژوهش حاضر مقایسه شده است. نتایج آزمایش تأیید کرد که نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی، رفتار شکل‌پذیری دارند و همچنین مقایسه‌ی نتایج آزمایش‌ها با مقادیر روش تحلیلی نشان داد که روش تحلیلی پیشنهادی، به‌طور قابل قبولی می‌تواند رفتار اتصال تیر به ستون را پیش‌بینی کند.

واژگان کلیدی: تقویت اتصال تیر به ستون بتن آرمه، بار محوری متغیر، تحلیل

اتصال تیر به ستون، روش NSM.

s.zia.civil@gmail.com
esfahani@um.ac.ir

۱. مقدمه

امروزه علی‌رغم وجود آیین‌نامه‌های دقیق و کامل در زمینه‌ی تأمین شکل‌پذیری کافی در سازه‌های بتن آرمه و ارائه‌ی جزئیات لرزه‌یی برای اتصال‌های تیر به ستون بتن آرمه، باز هم ممکن است جزئیات لرزه‌یی ناحیه‌ی اتصال به درستی اجرا نشود. در این حالت، ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون بتن آرمه، اصطلاحاً ناقص نامیده می‌شود. این خطا منجر به عدم شکل‌پذیری کافی در سازه می‌شود، زیرا به جای تشکیل مفصل خمیری در تیر، ممکن است خرابی در ناحیه‌ی اتصال اتفاق بیفتد، که منجر به ناپایداری در سازه می‌شود. به همین دلیل، پژوهش‌های زیادی در خصوص مقاوم‌سازی ناحیه‌ی اتصال ناقص انجام گرفته است، که هدف آن‌ها ایجاد رفتاری شکل‌پذیرتر برای اتصال بوده است. [۱-۳]

در بیشتر پژوهش‌های انجام گرفته، بار محوری ستون در حین اعمال بار جانبی به اتصال، ثابت فرض شده است، که مقدار آن همان وزن بارهای ثقلی است؛ در حالی که برای یک اتصال کناری، به علت رفت و برگشت بار جانبی ناشی از زلزله، ستون‌ها تحت بار محوری متغیر قرار می‌گیرند. کاهش نیروی فشاری ستون ناشی از تغییرات بار محوری، منجر به کاهش ظرفیت برشی در ناحیه‌ی اتصال می‌شود. در نتیجه، ثابت فرض کردن بار محوری فشاری روی ستون در یک اتصال کناری، ممکن

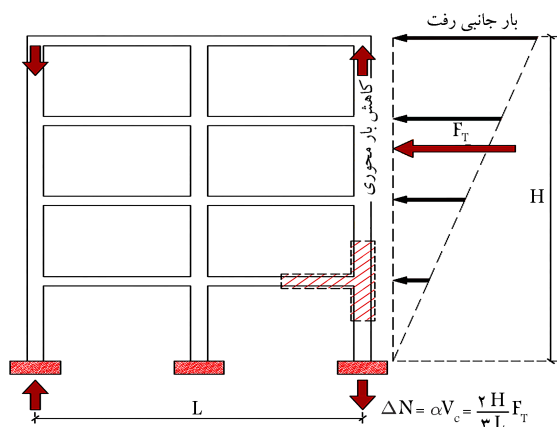
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۳/۹، اصلاحیه ۱۴۰۱/۵/۲۲، پذیرش ۱۴۰۱/۶/۷.

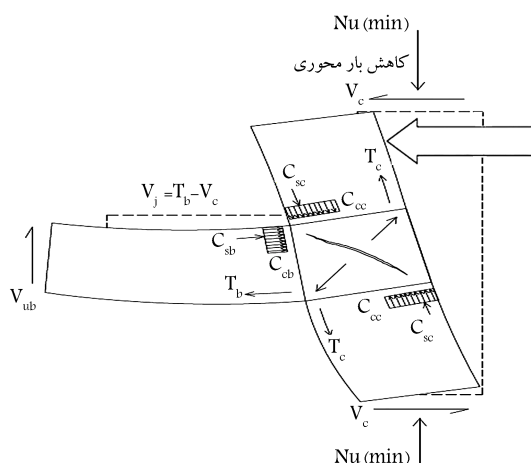
DOI:10.24200/J30.2022.60213.3097

۲. اهمیت پژوهش

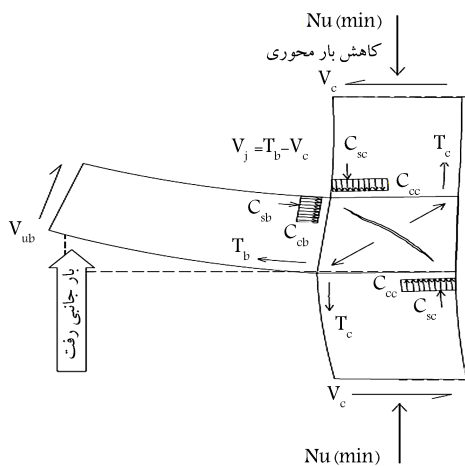
همان‌طور که از پیش گفته شد، بیشتر پژوهش‌های انجام گرفته در زمینه‌ی بررسی اتصال کناری، با بار محوری ثابت انجام شده است، که بعضی از آن‌ها برای در نظر گرفتن تأثیر بار محوری، سطوح مختلف بار محوری ثابت را بررسی کرده‌اند. [۴] یکی از اهمیت‌های پژوهش حاضر، در نظر گرفتن تأثیر بار محوری متغیر در رابطه‌سازی‌ها و نحوه‌ی آزمایش است.



(الف)



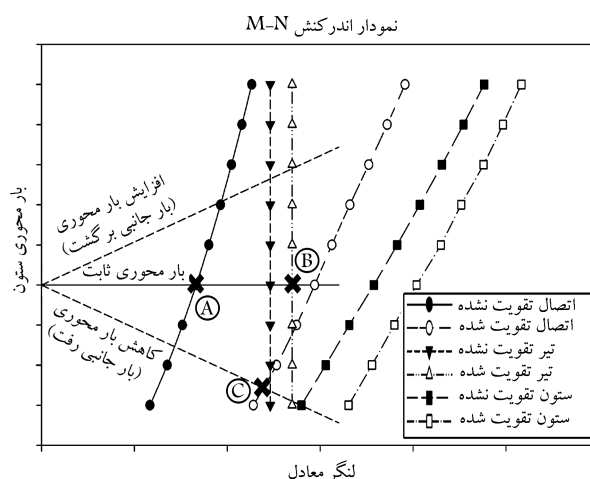
(ب)



(پ)

شکل ۲. (الف) اعمال بار جانبی به قاب، (ب) اعمال بار جانبی به ستون در اتصال کناری، (پ) اعمال بار جانبی معادل به تیر در اتصال کناری.

مطابق شکل ۱، در وضعیتی که بار محوری ستون ثابت فرض شود، با افزایش لنگر به علت اعمال بار جانبی، اولین خسارت‌ها در ناحیه‌ی اتصال برای یک نمونه‌ی تقویت نشده ایجاد شده است (نقطه‌ی A در شکل ۱)؛ در حالی که در نمونه‌ی تقویت شده با افزایش لنگر ناشی از بار جانبی در وضعیت بار محوری ثابت، خرابی



شکل ۱. نمودار اندرکنش شماتیک نیروی محوری - ظرفیت خمشی اعضای اتصال کناری (M - N) برای نمونه‌های تقویت شده و تقویت نشده.

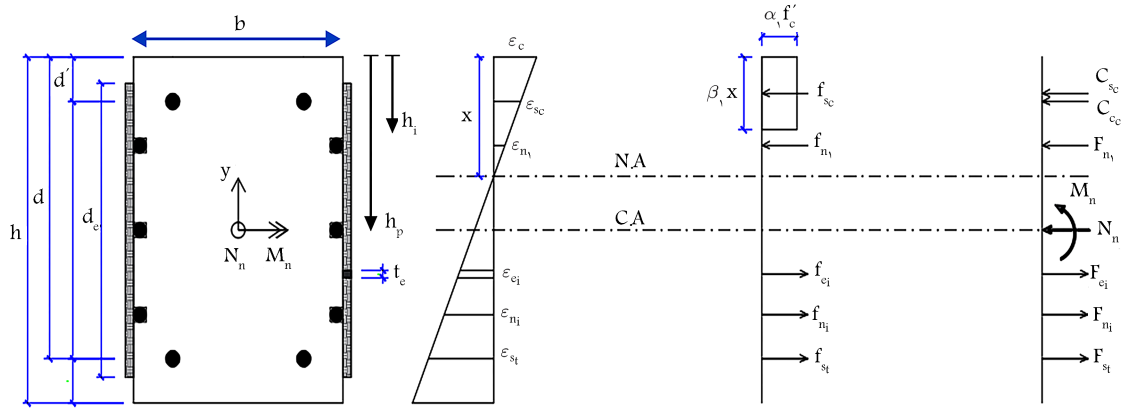
روش‌های تقویت ناحیه‌ی اتصال در بیشتر پژوهش‌های انجام گرفته به وسیله‌ی نصب روی سطح با مصالح FRP با جهت‌ها و جیدمان‌های مختلف است (روش EBR). یکی از تمایزهای پژوهش حاضر با سایر پژوهش‌ها، استفاده از روش نصب در نزدیک سطح (روش NSM) با میلگردهای فولادی است. در نوشتار ونگ و همکارانش (۲۰۱۹)، [۱۱] از روش NSM با میلگردهای CFRP برای تقویت اتصال در پژوهش آزمایشگاهی استفاده شده است.

در پژوهش حاضر، سعی شده است با هدف ارائه‌ی یک روش گام به گام منطقی و نسبتاً ساده برای پیاده‌سازی در یک برنامه‌ی رایانه‌ای، ارزیابی اتصال‌های تیر به ستون بتن‌آرمه‌ی تقویت شده انجام پذیرد.

۳. پیش‌بینی نوع شکست و اثر بار محوری متغیر

به‌عنوان یک مرحله‌ی مهم قبل از طراحی روش مقاوم‌سازی اتصال تیر به ستون، ارزیابی رفتار و عملکرد مورد انتظار (خسارت‌ها تحت بارگذاری مشخص) باید به درستی انجام شود. این بدین معنی است که سطوح مختلف مقاومت در اعضا یک اتصال، به گونه‌ی تعیین شود که توالی مورد انتظار خسارت‌ها، قابل پیش‌بینی باشد. یک روش ساده برای ارزیابی سطوح مختلف مقاومت در اعضا اتصال، با نام نمودارهای اندرکنش M-N (لنگر - بار محوری) است، که در سال ۲۰۰۷، در پژوهش پامپنین^۳ و همکاران، [۵] معرفی شده است.

در پژوهش حاضر، نمودارهای M-N برای نمونه‌ها، در شکل ۱ و تغییرات نیروی محوری ستون در یک قاب خمشی در شکل ۲ مشاهده می‌شوند. در شکل ۱، خطوط مستقیم خط‌چین، خطوط بارگذاری جانبی به سازه هستند، که در واقع هنگام افزایش بار جانبی سازه در جهت رفت (Pull)، مقدار نیروی فشاری محوری ستون کاهش و لنگر اتصال افزایش یافته است. همچنین هنگام افزایش بار جانبی سازه در جهت برگشت (Push)، مقدار نیروی فشاری محوری ستون افزایش و لنگر اتصال نیز افزایش یافته است. خط مستقیم ممتد در شکل ۱، بارگذاری جانبی در وضعیت بار محوری ثابت را نشان می‌دهد. در این حالت فرض شده است که با افزایش لنگر اتصال ناشی از بارگذاری جانبی، تغییرات محوری ستون وجود ندارد. در نهایت، محل تلاقی خطوط بارگذاری ذکر شده با خطوط ظرفیت اعضا اتصال، شکست آن عضو نشان داده می‌شود.



شکل ۳. تحلیل لایه به لایه مقطع عضو خمشی تیر و ستون بتن آرمه ی تقویت شده به روش های EBR و NSM.

استفاده شده است.^[۱۲-۱۴] برای بررسی مقاومت ناحیه ی اتصال و استفاده ی آن در نمودارهای اندرکنش M-N در کنار ظرفیت های محاسبه شده برای تیر و ستون، باید ظرفیت ناحیه ی اتصال به صورت لنگر ارائه شود.

مطابق با شکل ۲ - ب، رابطه ی بین نیروی کششی نهایی میلگردهای تیر (T_b) و برش موجود در ستون (V_c) به صورت رابطه ی ۱ بیان می شود:

$$V_j = T_b - V_c \quad (۱)$$

در صورتی که جهت ساده سازی روابط، بازوی لنگرخمشی در مقطع تیر $0.9d$ فرض شود، لنگر خمشی در تیر به صورت رابطه ی ۲ محاسبه می شود:

$$M_b = 0.9d T_b \quad (۲)$$

از طرفی دیگر، با توجه به نیروهای خارجی در یک اتصال کناری جدا شده از محل نقاط عطف در ستون و تیر (شکل ۲ - الف)، لنگر تیر در بر اتصال به صورت رابطه ی ۳ محاسبه می شود:

$$M_b = V_b (l_b - 0.5 h_c) \quad (۳)$$

با برقراری تعادل لنگر در مرکز ناحیه ی اتصال در یک اتصال کناری جدا شده از نقاط عطف تیر و ستون (مطابق شکل ۴)، رابطه ی ۴ بین نیروهای برشی در تیر و ستون برقرار است:

$$V_c l_c = V_b l_b \quad (۴)$$

با برابری رابطه های ۲ و ۳ و سپس جایگذاری V_b از رابطه ی ۴، نیروی کششی میلگردها (T_b) مطابق رابطه ی ۵ محاسبه می شود:

$$T_b = V_c \left(\frac{l_c}{l_b} \right) \frac{(l_b - 0.5 h_c)}{0.9d} \quad (۵)$$

با جایگذاری رابطه ی ۵ در رابطه ی ۱، مقدار نیروی برشی ستون (V_c) بر حسب نیروی برشی ناحیه ی اتصال (V_j) به صورت رابطه ی ۵ به دست می آید:

$$V_c = \frac{1}{\left(\frac{l_c}{l_b} \right) \frac{(l_b - 0.5 h_c)}{0.9d} - 1} V_j \quad (۶)$$

در تیر و تشکیل مفصل خمیری در آن مشاهده می شود (نقطه ی B در شکل ۱). در نتیجه، با لحاظ کردن بار محوری ثابت، سیستم مقاوم سازی مناسب در نظر گرفته می شود. حال در صورتی که تغییرات بار محوری ستون لحاظ شود، نتیجه می تواند متفاوت باشد. با رجوع به شکل ۱، در وضعیت بار جانبی رفت (Pull) و افزایش لنگر، نیروی محوری ستون کاهش یافته و ظرفیت ناحیه ی اتصال و همچنین ظرفیت ستون در این وضعیت کاهش پیدا کرده است. در این شرایط، نمونه ی تقویت شده در شکل ۱، دچار خرابی در ناحیه ی اتصال شده است (نقطه ی C در شکل ۱). این موضوع نشان می دهد که نمونه ی تقویت شده با فرض بارگذاری محوری ثابت، یک طرح ایمن است؛ در حالی که با فرض بارگذاری محوری متغیر، یک طرح تقویت مناسب در نظر گرفته نمی شود. بنابراین، در نظر گرفتن تغییرات بار محوری در نحوه ی مقاوم سازی اتصال کناری تأثیرگذار است. مطالعات آزمایشگاهی در پژوهش حاضر، اهمیت در نظر گرفتن تغییرات بار محوری را تأیید کرده است؛ که در ادامه، به عنوان اعتبار سنجش روش تحلیلی و روش مقاوم سازی استفاده شده است.

۴. ارزیابی ظرفیت مقاطع تیر و ستون در نمونه ها

جهت بررسی مقاومت در یک اتصال، که مجموعه یی از تیر، ستون و ناحیه ی اتصال است، باید ظرفیت مقاطع تیر و ستون قبل و بعد از مقاوم سازی محاسبه شود. در روش مقاوم سازی استفاده شده در پژوهش حاضر، سیستم های مقاوم سازی در ناحیه ی اتصال جهت تأمین طول مهار، روی محدوده یی از تیر و ستون نیز وارد شده اند، که باعث شده است در مقاومت آن ها نیز تأثیر بگذارد. با در نظر گرفتن این موضوع و با توجه به شکل ۳ و توزیع خطی کرنش ها، تنش های مقطع محاسبه شده اند. قابل ذکر است در صورتی که کرنش مسلح کننده های NSM و EBR از حد مجاز (شامل شرایط شکست یا جداشدگی) بیشتر شود، تنش در آن ها صفر در نظر گرفته می شود. بعد از محاسبه ی تنش ها، با برقراری تعادل نیروها، مقاومت محوری اسمی N_n و مقاومت خمشی اسمی M_n نیز محاسبه شده است.

۵. معادل سازی ظرفیت ناحیه ی اتصال به صورت لنگر

در پژوهش حاضر، برای تحلیل و بررسی ناحیه ی اتصال از روش های حالت های حدی بر پایه ی سطوح بحرانی تنش های اصلی کششی و فشاری در راستای قطری

مطابق روابط ۱۰ الی ۱۳ به دست می‌آیند:

$$M_j = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_1 \frac{N_n}{h_c b_c}}}{\Omega} \quad (10)$$

$$\Omega = \frac{2l_c l'_b - \sqrt{2} \Delta d l_b}{\sqrt{2} \Delta d l_b b_j h_c (l_c - h_b)} \quad (11)$$

$$b_j = \min(b_c, b_c + \sqrt{2} \Delta h_c) \text{ if } b_c \geq b_b \quad (12)$$

$$b_j = \min(b_b, b_c + \sqrt{2} \Delta h_c) \text{ if } b_c < b_b \quad (13)$$

۶. ارزیابی و محاسبه‌ی ظرفیت ناحیه‌ی اتصال تقویت شده

شده

برای یک اتصال بتن‌آرمه، که با سیستم‌های EBR و NSM مقاوم‌سازی شده است، هنگامی که ریزترک‌های قطری ناحیه‌ی اتصال شروع می‌شود، سیستم‌های مسلح‌کننده به صورت کششی عمل می‌کنند و در نتیجه ترک‌خوردگی قطری اصلی ناحیه‌ی اتصال و شکست نهایی به تأخیر می‌افتد. برای محاسبه‌ی ظرفیت اتصال تقویت شده باید تنش کششی اصلی مقاوم نهایی (σ_{1F}) را به دو بخش تقسیم کرد: بخش اول، بیشینه‌ی تنش کششی اصلی مقاوم ناحیه‌ی اتصال تقویت نشده (σ_{1c}) و بخش دوم، بیشینه‌ی تنش کششی اصلی مقاوم تأمین شده توسط مسلح‌کننده‌های سیستم تقویت (σ_{1r}) هستند.

$$\sigma_{1F} = \sigma_{1r} + \sigma_{1c} \quad (14)$$

برای محاسبه‌ی σ_{1r} لازم است تنش برشی مقاوم افزایش یافته به واسطه‌ی مسلح‌کننده‌ها (v_j) در المان وسط ناحیه‌ی اتصال تقویت شده (مطابق شکل ۶) محاسبه شود.

با فرض سازگاری تغییرشکل‌ها بین سیستم مسلح‌کننده‌ها و بتن ناحیه‌ی اتصال، با برقراری تعادل در شکل ۶ - ب، روابط ۱۵ و ۱۶ برقرار است:

$$\sigma_t = -\sigma_{et} - \sigma_{st} \quad (15)$$

$$\sigma_l = -\sigma_{el} - \frac{N_n}{h_c b_c} \quad (16)$$

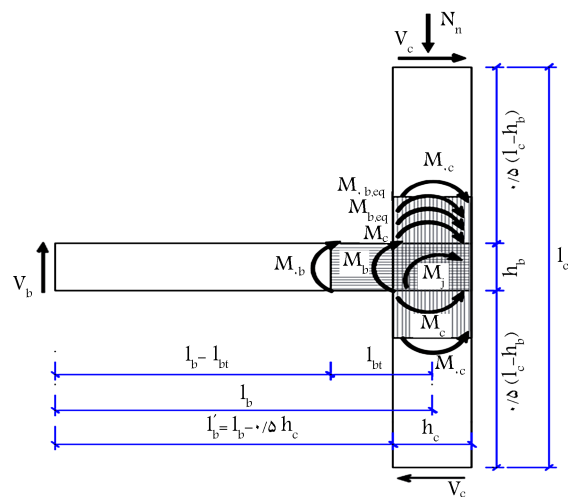
رابطه‌های اخیر، گویای این موضوع هستند که کشش ایجاد شده در مسلح‌کننده‌ها، باعث ایجاد فشار در ناحیه‌ی اتصال می‌شود. به علت سازگاری تغییرشکل، کرنش در المان موردنظر (مطابق روابط ۱۷ و ۱۸) یکسان فرض شده است:

$$\sigma_t = \varepsilon_t (-\rho_{et} E_{et} - \rho_{st} E_s) \quad (17)$$

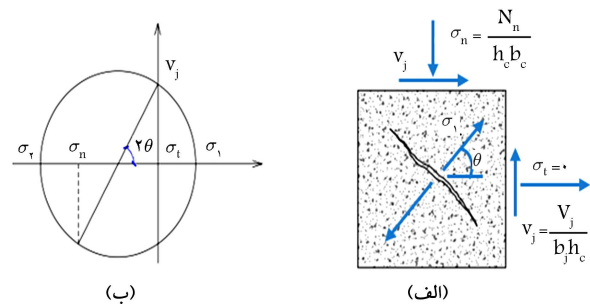
$$\sigma_l = -\varepsilon_l \rho_{el} E_{el} - \frac{N_n}{h_c b_c} \quad (18)$$

با فرض این‌که در آستانه‌ی ترک‌خوردگی‌های قطری، تنش اصلی ایجاد شده در راستای عمود بر ترک، صفر ($\sigma_1 = 0$) در نظر گرفته شود، آنگاه دایره‌ی مور تنش‌ها (مطابق روابط ۱۹ الی ۲۴)، برای المان شکل ۶ - ب، به صورت شکل ۷ ترسیم می‌شود:

$$\sigma_1 = \sigma_t + \sigma_l \quad (19)$$



شکل ۴. نام‌گذاری نیروها و ابعاد هندسی اتصال کناری تقویت شده.



شکل ۵. (الف) المان وسط ناحیه‌ی اتصال تحت تنش‌های خارجی، (ب) دایره‌ی مور المان.

در نتیجه، مقدار لنگر در مرکز ناحیه‌ی اتصال با توجه به برش در ستون به کمک رابطه‌ی ۶ به صورت رابطه‌ی ۷ محاسبه می‌شود:

$$M_j = \sqrt{2} \Delta (l_c - h_b) V_c = \frac{\sqrt{2} \Delta (l_c - h_b)}{\left(\frac{l_c}{l_b} - \frac{(l_b - \sqrt{2} \Delta h_c)}{\sqrt{2} \Delta d}\right) - 1} V_j \quad (7)$$

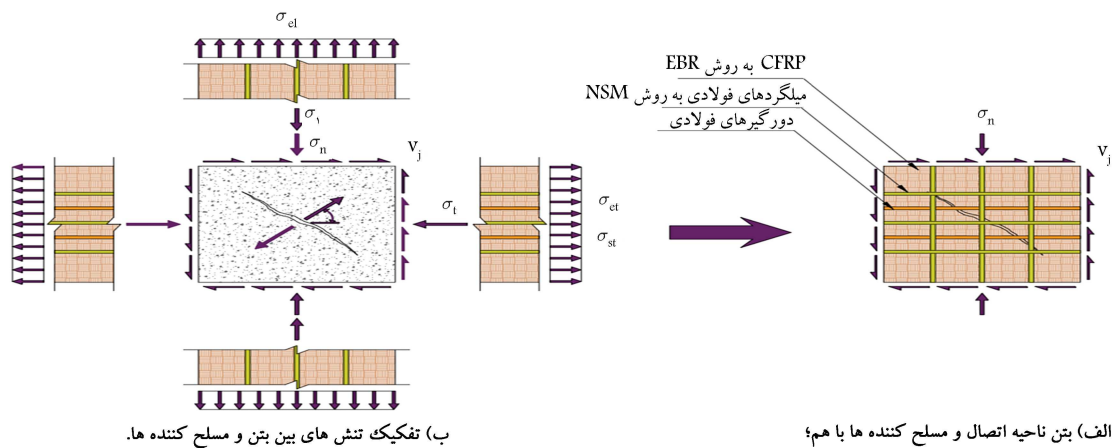
در صورتی که مقدار نیروی برشی ناحیه‌ی اتصال (V_j) بر حسب تنش‌های اصلی در ناحیه‌ی اتصال اخیر نوشته شود، مقدار M_j به کمک رابطه‌ی ۷ بر حسب تنش‌های اصلی قابل محاسبه است. در نتیجه با اعمال محدودیت‌های شکست بر حسب تنش‌های اصلی، مقدار ظرفیت خمشی ناحیه‌ی اتصال برآورد می‌شود. برای تحقق هدف مذکور، یک المان از ناحیه‌ی اتصال به صورت شکل ۵ استخراج شده است: بیشترین تنش کششی اصلی در المان (مطابق شکل ۵ - الف) با توجه به دایره‌ی مور (شکل ۵ - ب)، از طریق رابطه‌ی ۸ محاسبه می‌شود:

$$\sigma_1 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_n}{\sqrt{2}}\right)^2 + v_j^2} - \left|\frac{\sigma_n}{\sqrt{2}}\right| \quad (8)$$

که در آن، $\sigma_n = \frac{N_n}{h_c b_c}$ و مقدار نیروی محوری فشاری در ستون (N_n)، مثبت در نظر گرفته می‌شود. با استفاده از رابطه‌ی ۸، تنش برشی در ناحیه‌ی اتصال (v_j) از طریق رابطه‌ی ۹ به دست می‌آید:

$$v_j = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_1 \sigma_n} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_1 \frac{N_n}{h_c b_c}} \quad (9)$$

با جایگذاری نیروی برشی ناحیه‌ی اتصال ($V_j = v_j b_j h_c$) در رابطه‌ی ۷ و بعد از ساده‌سازی، لنگر در مرکز ناحیه به دست می‌آید، که در آن، مقادیر M_j و Ω و b_j



شکل ۶. المان وسط ناحیه‌ی اتصال تقویت شده.

با قرارگیری رابطه‌ی ۲۳ در رابطه‌ی ۲۷، رابطه‌ی ۲۸ به دست می‌آید:

$$\tan^2 \theta = \frac{-v_j \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta} - E_c \varepsilon_l}{-v_j \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta} - E_c \varepsilon_t} \quad (28)$$

بعد از ساده‌سازی رابطه‌ی اخیر و بازنویسی آن بر حسب v_j و $\tan \theta$ ، معادله‌ی خلاصه‌شده‌ی بی به صورت رابطه‌ی ۲۹ استخراج می‌شود:

$$Ax^2 + Bx + C = 0 \quad (29)$$

که در آن، پارامترهای A ، B و C مطابق روابط ۳۰ الی ۳۲ محاسبه می‌شوند:

$$A = \frac{1}{E_c} + \frac{1}{\rho_{et} E_{et} - \rho_{st} E_s} \quad (30)$$

$$B = \frac{N_n}{h_c b_c (\rho_{el} E_{el}) (\rho_{et} E_{et} + \rho_{st} E_s) \varepsilon_t} \quad (31)$$

$$C = - \left(\frac{1}{E_c} + \frac{1}{\rho_{el} E_{el}} \right) \quad (32)$$

در نتیجه، پارامترهای x و $\tan \theta$ مطابق روابط ۳۳ و ۳۴ محاسبه می‌شوند:

$$x = \tan^2 \theta = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (33)$$

$$\tan \theta = \sqrt{x} = \sqrt{\frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}} \quad (34)$$

با محاسبه‌ی مقدار $\tan \theta$ ، سایر پارامترها مطابق روابط ۳۵ الی ۳۹ محاسبه می‌شوند:

$$\varepsilon_1 = \frac{(\rho_{el} E_{el}) \varepsilon_t + \left(\sigma_l + \frac{N_n}{h_c b_c} \right) \tan^2 \theta}{(\rho_{el} E_{el}) (1 - \tan^2 \theta)} \quad (35)$$

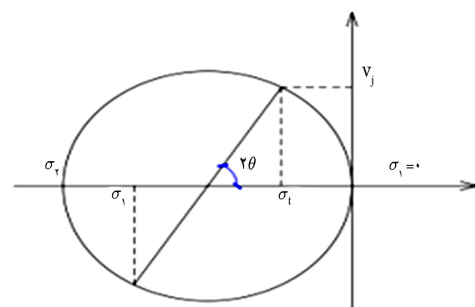
$$\sigma_l = \frac{\varepsilon_t (-\rho_{et} E_{et} - \rho_{st} E_s)}{\tan^2 \theta} \quad (36)$$

$$\varepsilon_l = \frac{\varepsilon_1 (\tan^2 \theta - 1) + \varepsilon_t}{\tan^2 \theta} \quad (37)$$

$$\varepsilon_r = \frac{\varepsilon_t \tan^2 \theta - \varepsilon_l}{\tan^2 \theta - 1} \quad (38)$$

$$v_j = \frac{\rho_{et} \varepsilon_t E_{et} + \rho_{st} \varepsilon_t E_s}{\tan \theta} \quad (39)$$

که در آن، v_j تنش برشی ایجاد شده در المان شکل ۶ - ب (رابطه‌ی ۳۹)، در واقع تنش برشی مقاوم ایجاد شده توسط مسلح‌کننده‌های سیستم تقویت است. با در نظر



شکل ۷. دایره‌ی مورد تنش‌های المان شکل ۶ - ب.

$$\sigma_t = -v_j \tan \theta \quad (20)$$

$$\sigma_l = \frac{-v_j}{\tan \theta} \quad (21)$$

$$\tan^2 \theta = \frac{\sigma_r - \sigma_l}{\sigma_r - \sigma_t} \quad (22)$$

$$\sigma_r = -v_j \frac{1 + \tan^2 \theta}{\tan \theta} \quad (23)$$

$$\gamma_j = \frac{2(\varepsilon_1 - \varepsilon_t)}{\tan \theta} \quad (24)$$

از برابری روابط ۱۷ با ۲۰ و روابط ۱۸ با ۲۱، روابط ۲۵ و ۲۶ به دست می‌آیند:

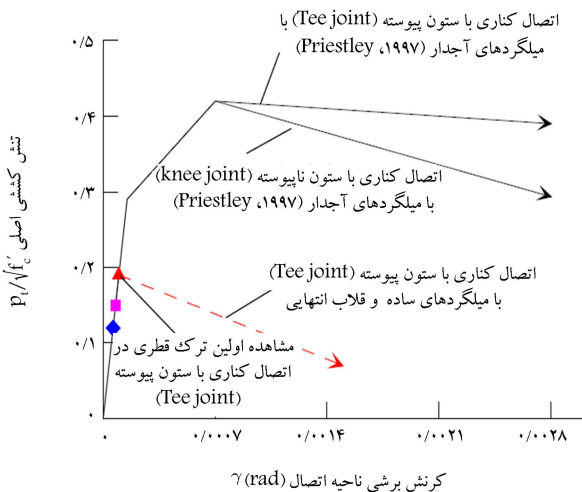
$$\varepsilon_t = \frac{v_j \tan \theta}{\rho_{et} E_{et} - \rho_{st} E_s} \quad (25)$$

$$\varepsilon_l = \frac{\frac{v_j}{\tan \theta} - \frac{N_n}{h_c b_c}}{\rho_{el} E_{el}} \quad (26)$$

۱.۶. تعیین زاویه‌ی جهت‌های اصلی تنش در المان شکل ۶ - ب (با فرض جاری نشدن میلگردهای فولادی NSM ناحیه‌ی اتصال)

با استفاده از روابط محاسبه شده در بخش قبل، معادله‌ی بی برای محاسبه‌ی زاویه‌ی تنش‌های اصلی، استخراج شده است. در صورتی که رابطه‌ی ۲۲ به صورت رابطه‌ی ۲۷ نوشته شود:

$$\tan^2 \theta = \frac{\sigma_r - \sigma_l}{\sigma_r - \sigma_t} = \frac{\sigma_r - E_c \varepsilon_l}{\sigma_r - E_c \varepsilon_t} \quad (27)$$



شکل ۸. نمودار پیشنهادی برای پیش‌بینی مقدار بیشینه σ_{1c} بر حسب کرنش برشی [۱۴]

اتصال، تنش‌های کششی اصلی، که منجر به اولین ترک‌های قطری در ناحیه اتصال می‌شوند، را می‌توان در شکل ۸ معرفی و مشاهده کرد. در پژوهش پامپنین^۵ و همکارانش [۱۴]، (۲۰۰۲) برای کرنش برشی $\gamma_j = 0$ تا 9.87275×10^{-6} ، رابطه‌ی $\gamma_j = 5^\circ$ ارائه شده است:

$$\frac{\sigma_{1c}}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.19}{0.000098275} \gamma_j = 1933.350293 \gamma_j \quad (50)$$

و برای کرنش برشی از $\gamma_j = 9.87275 \times 10^{-6}$ تا $\gamma_j = 0.02^\circ$ رابطه‌ی ۵۱ را ارائه کرده‌اند:

$$\frac{\sigma_{1c}}{\sqrt{f'_c}} = -9.546911 (\gamma_j - 0.02^\circ) \quad (51)$$

مشاهدات آزمایشگاهی در پژوهش حاضر و سایر پژوهش‌ها و واریس آن‌ها با مدل تحلیلی پیشنهادی نشان داد که در نظر گرفتن مقدار ظرفیت بیشینه تنش اصلی کششی σ_{1c} برای نمونه‌های بدون تقویت طبق نظریه‌ی استی و همکارانش [۱۴]، (۱۹۹۶) و برای نمونه‌های تقویت شده، طبق نظر پامپنین و همکارانش [۱۴]، (۲۰۰۲) به نتایج آزمایشگاهی نزدیک‌تر است.

۴.۶. محاسبه‌ی لنگر ناحیه‌ی اتصال تقویت شده

با برقراری تعادل استاتیکی بین نیروی‌های وارد شده در اتصال کناری همانند بخش ۵، لنگر مقاوم ناحیه‌ی اتصال تقویت شده مشابه رابطه‌ی ۱۰ (جایگزینی σ_{1F} به جای σ_1)، به صورت رابطه‌ی ۵۲ محاسبه می‌شود:

$$M_{jr} = \frac{\sqrt{\sigma_{1F}^2 + \sigma_{1F} \frac{N_p}{h_c b_c}}}{\Omega} \quad (52)$$

۷. کنترل شکست فشاری و برشی در بتن ناحیه‌ی اتصال

پژوهش آزمایشگاهی پامپنین و همکارانش [۵]، (۲۰۰۷) نشان داد که نصب مسلح‌کننده‌های FRP روی سطح خارجی در ناحیه‌ی اتصال می‌تواند توسعه‌ی کافی برای عمل کردن نوار فشاری قطری در ناحیه‌ی اتصال را همانند اتصال‌های میانی

گرفتن المان کلی ناحیه‌ی اتصال تقویت شده (شکل ۶ - الف) و به کمک دایره‌ی مور شکل ۵ - ب (جایگزینی σ_{1r} به جای σ_1)، مقدار σ_{1r} مشابه رابطه‌ی ۸، به دست می‌آید (رابطه‌ی ۴۰):

$$\sigma_{1r} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_n}{2}\right)^2 + v_j^2} - \left|\frac{\sigma_n}{2}\right| \quad (40)$$

۲.۶. تعیین زاویه‌ی جهت‌های اصلی تنش در المان شکل ۶ - ب (با فرض تسلیم میلگردهای فولادی NSM ناحیه‌ی اتصال)
در این حالت، مقدار تنش σ_{st} در رابطه‌ی ۱۵ و f_y مطابق رابطه‌ی ۴۱ در نظر گرفته می‌شوند:

$$\sigma_t = -\sigma_{et} - f_y \quad (41)$$

بنابراین، رابطه‌ی ۱۷ نیز مطابق رابطه‌ی ۴۲ تغییر می‌کند:

$$\sigma_t = \varepsilon_t (-\rho_{et} E_{et}) - \rho_{st} f_y \quad (42)$$

از برابری رابطه‌ی ۴۲ با رابطه‌ی ۲۰ و بعد از ساده‌سازی و بازنویسی برحسب v_j و $\tan \theta$ معادله‌ی خلاصه شده‌ی ۴۳ به دست می‌آید:

$$A'x^2 + B'x + C' = 0 \quad (43)$$

که در آن، پارامترهای A' ، B' و C' مطابق روابط ۴۴ الی ۴۶ به دست می‌آیند:

$$A' = \frac{1}{E_c} + \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_t (\rho_{et} E_{et}) + \rho_{st} f_y} \quad (44)$$

$$B' = \frac{N_n}{h_c b_c (\rho_{et} E_{et}) (\varepsilon_t \rho_{et} E_{et} + \rho_{st} f_y)} \quad (45)$$

$$C' = -\left(\frac{1}{E_c} + \frac{1}{\rho_{et} E_{et}}\right) \quad (46)$$

در نتیجه، مقادیر x و $\tan \theta$ مطابق روابط ۴۷ و ۴۸ محاسبه می‌شوند:

$$x = \tan^2 \theta = \frac{-B' + \sqrt{B'^2 - 4A'C'}}{2A'} \quad (47)$$

$$\tan \theta = \sqrt{x} = \sqrt{\frac{-B' + \sqrt{B'^2 - 4A'C'}}{2A'}} \quad (48)$$

در این حالت، v_j تنش برشی ایجاد شده در المان شکل ۶ - ب به صورت رابطه‌ی ۴۹ محاسبه می‌شود:

$$\varepsilon_t = \frac{v_j \tan \theta - \rho_{st} f_y}{\rho_{et} E_{et}} \rightarrow v_j = \frac{\varepsilon_t \rho_{et} E_{et} + \rho_{st} f_y}{\tan \theta} \quad (49)$$

۳.۶. محاسبه‌ی بیشینه‌ی تنش اصلی کششی مقاوم ناحیه‌ی اتصال تقویت نشده (σ_{1c})

طبق پژوهش‌های صورت گرفته، از جمله پژوهش‌های پرستلی^۴ و همکارانش [۱۴]، (۱۹۹۶) بیشینه‌ی تنش اصلی کششی مقاوم ناحیه‌ی اتصال تقویت نشده در اتصال کناری به $0.29 \sqrt{f'} MPa$ محدود شده است (صفحه‌های ۳۵۷ و ۵۶۲ کتاب اخیر).^[۱۴] پژوهش کالوی و همکارانش [۱۴]، (۲۰۰۲) نیز نشان داد که اولین ترک‌های ناحیه‌ی اتصال هنگامی که تنش اصلی کششی حدود $0.2 \sqrt{f'} MPa$ تا $0.29 \sqrt{f'} MPa$ باشد، اتفاق می‌افتد.^[۱۴] با توجه به تغییرات کرنش برشی ناحیه‌ی

تأمین کند؛ به این معنی که ایجاد سازوکار نوار فشاری قطری بعد از ایجاد ریزترک‌های کششی قطری در زیرلایه‌های FRP، به واسطه‌ی مقاومت سیستم‌های FRP، می‌تواند منجر به تحمل نیروهای برشی بیشتری شود. در واقع، وجود مسلح‌کننده‌های FRP یا هر سیستم مقاوم‌سازی دیگر مانند NSM می‌تواند جلوی گسترش ریزترک کششی در ناحیه‌ی اتصال را بگیرد؛ در نتیجه، فشار در نوار قطری متعادل با نوار کششی بیشتر می‌شود و این ممکن است از حد مقاومت فشاری بتن فراتر رود و در نتیجه، ناحیه‌ی اتصال، دچار شکست فشاری شود. بنابراین، یکی از معیارهای طراحی می‌تواند جلوگیری از شکست در نوار فشاری در نظر گرفته شود،^[۱۵،۱۶] که تنش فشاری اصلی در ناحیه‌ی اتصال را به مقدار رابطه‌ی ۵۳ محدود می‌کند:

$$\sigma_r < 0.3f' \quad (53)$$

مقایسه و بررسی نتایج مدل پیشنهادی با نتایج آزمایشگاهی نشان داد که مقاومت فشاری بتن در جهت اصلی ناحیه‌ی اتصال بسیار حساس به تنش کششی در جهت دیگر است. برای در نظر گرفتن این موضوع می‌توان از تئوری میدان فشاری اصلاح شده استفاده کرد.^[۱۶] در پژوهش اخیر،^[۱۶] رابطه‌ی ۵۴ برای پیش‌بینی تنش فشاری قابل تحمل توسط بتن ($f_{ct,max}$) در جهت اصلی ارائه شده است:

$$\frac{f_{ct,max}}{f'_c} = \frac{1}{0.8 - 0.34 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{cu}}} \leq 1 \quad (54)$$

در آیین‌نامه‌ی ۲۰۱۹ ACI 318 در بند ۱۸.۸.۴.۱، پیش‌بینی تنش برشی قابل تحمل ناحیه‌ی اتصال در اتصالات‌های کناری را $\sqrt{f'_c} MPa$ تعیین کرده است. بنابراین بهتر است تنش برشی اتصال نیز کنترل شود.

۸. معیارهای گسیختگی یا جداشدگی

مصالح سیستم‌های مسلح‌کننده‌ی تقویت روی سطح

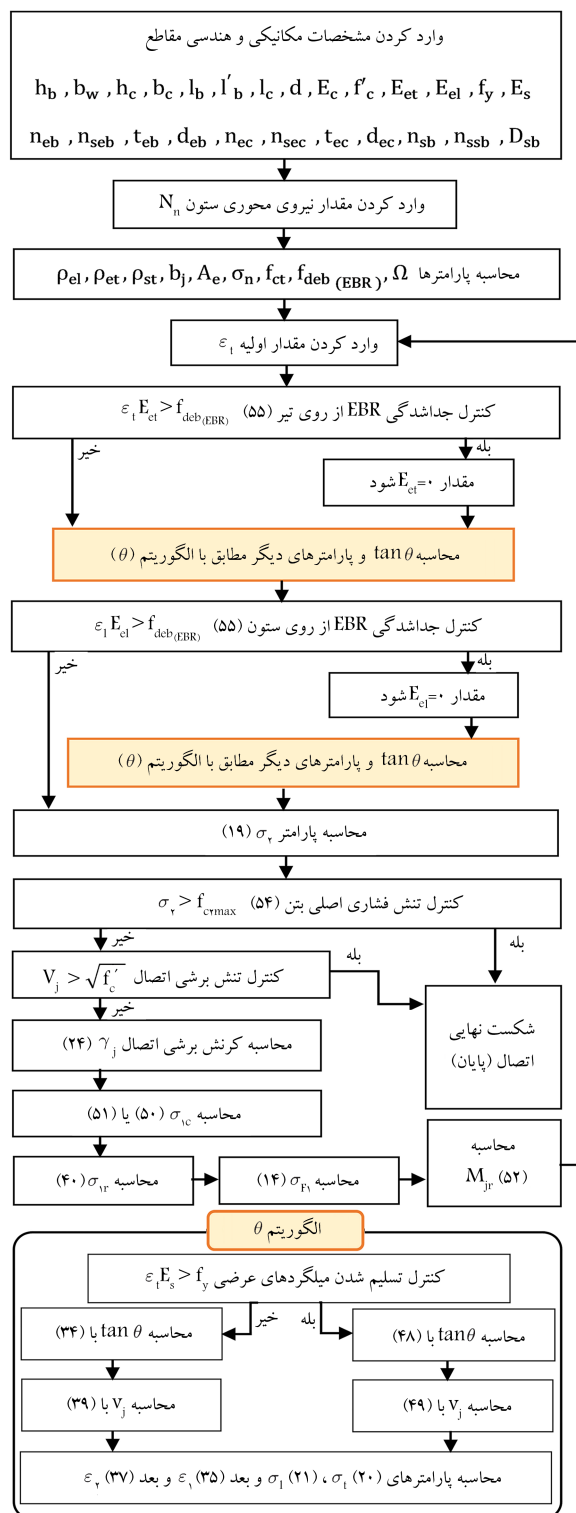
به علت وجود حالت‌های جداشدگی^۶ و یا ورقه‌شدگی سطح بتن،^۷ ظرفیت سیستم‌های مسلح‌کننده‌ی تقویت به صورت کامل استفاده نمی‌شود. به همین دلیل، تعداد زیادی از پژوهش‌گران بر روی حل مشکل اخیر مطالعه کرده‌اند.^[۱۷،۱۸] در پژوهش حاضر، حالت‌های حده‌ی نهایی مقاومت برای میلگردهای فولادی به روش NSM، به تسلیم رسیدن آن‌ها و معیار شکست در مسلح‌کننده‌های FRP به روش EBR نیز حالت‌های حده‌ی نهایی مقاومت با فرض جداشدگی زودهنگام قبل از رسیدن کرنش آن‌ها به کرنش گسیختگی در نظر گرفته شده است. در پژوهش حاضر، برای پیش‌بینی ظرفیت جداشدگی FRP از روی سطح بتن از مدل ارائه شده در نوشتار هولزن‌کامفر^۸ (۱۹۹۴)،^[۱۹] استفاده شده است، که براساس آن، پیش‌بینی تنش کششی $f_{f,max}$ در یک نوار FRP با ضخامت $(mm)tf$ ، در هنگامی که جداشدگی اتفاق می‌افتد، از طریق رابطه‌ی ۵۵ به دست می‌آید:

$$f_{f,max} = f_{f,deb} = c_1 \sqrt{\frac{E_f f_{ct}}{t_f n_{fb}}} \quad \text{for } l_{bt} \geq l_{b,max} \quad (55)$$

که در آن، c_1 یک ضریب تجربی است، که توسط نوبارو^۹ و همکارش (۱۹۹۷)،^[۲۰] برای CFRP مقدار ۰/۶۴ پیشنهاد شده است. با توجه به نتایج آزمایشگاهی در پژوهش حاضر، به علت وجود مهارهای کافی به صورت دورپیچ CFRP، جداشدگی در محدوده‌ی طول مهاری تیر و ستون مشاهده نشده است، بلکه جداشدگی در ناحیه‌ی اتصال به علت خوردشدگی بتن ناحیه‌ی اتصال اتفاق افتاده است؛ در نتیجه، مقدار c_1 مساوی ۱ در نظر گرفته شده است.

۹. الگوریتم محاسبه‌ی لنگر مقاوم ناحیه‌ی اتصال به کمک مدل تحلیلی پیشنهادی

با توجه به روابط محاسباتی و معیارهای شکست، که در بخش‌های قبیل توضیح داده شد، الگوریتم محاسبه‌ی لنگر مقاوم ناحیه‌ی اتصال در شکل ۹ مشاهده می‌شود.



شکل ۹. الگوریتم محاسبه‌ی لنگر مقاوم ناحیه‌ی اتصال تقویت شده.

جدول ۱. نام‌گذاری نمونه‌ها و نحوه اعمال بار محوری ستون.

نام نمونه‌ها	روش تقویت	نحوه اعمال بار محوری به ستون
S-V	-	متغیر
NS-C	-	ثابت
E۱۱ - C	یک لایه‌ی الیاف CFRP در راستای ستون و یک لایه در راستای تیر	ثابت
NS۲۰E۰۱ - C	یک لایه‌ی الیاف CFRP در راستای ستون و دو عدد میلگرد فولادی به روش NSM در راستای تیر	ثابت
NS۲۰E۰۱ - V	یک لایه‌ی الیاف CFRP در راستای ستون و دو عدد میلگرد فولادی به روش NSM در راستای تیر	متغیر
NS۳۰E۰۱ - V	یک لایه‌ی الیاف CFRP در راستای ستون و سه عدد میلگرد فولادی به روش NSM در راستای تیر	متغیر

بارهای ثقلی (مطابق با ساختمان ۴ طبقه‌ی فرض طراحی اولیه با مقیاس ۰/۵)، تابعی از بار جانبی اعمالی به کل سازه است.

$$N_u = N_g \pm \Delta N = N_g \pm \alpha V_c = 60 kN \pm \alpha \frac{2M_{uc}}{l_c - h_b} \quad (56)$$

با فرض این‌که بار جانبی وارد به ساختمان ۴ طبقه به صورت مثلی باشد (شکل ۲) و جمع کل بار جانبی (F_T) برابر با مجموع نیروی برشی تمام ستون‌ها فرض شود و همچنین در حالت حد نهایی، ستون‌ها از روی فونداسیون و همچنین تیرها در محل اتصال به ستون‌ها همگی مفصل خمیری شوند، آنگاه ضریب α با برقراری تعادل لنگر برای کل سازه به راحتی قابل محاسبه است ($\alpha = 3/39$) در واقع ضریب α به تناسب، مقدار بار جانبی وارد به سازه، مقدار کشش و فشار ایجاد شده در ستون‌های کناری را برآورد می‌کند.

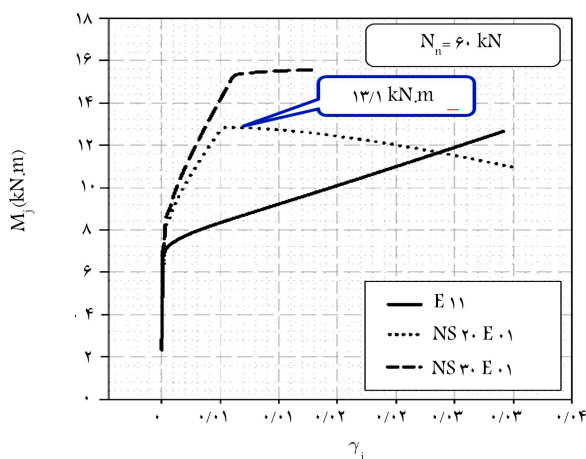
با کمک رابطه‌ی ۵۶ و لنگرهای مقاوم اجزاء اتصال در نیروهای محوری مختلف، نمودارهای اندرکنش M-N برای نمونه‌های موردنظر در پژوهش حاضر به صورت شکل ۱۵ تهیه شده‌اند. در شکل ۱۵ - الف، در نمونه‌ی NS، هم در حالت بار محوری ثابت و هم در حالت بار محوری متغیر، شکست نهایی با ترک‌های قطری در ناحیه‌ی اتصال اتفاق افتاده است. در وضعیت بار محوری ثابت، ظرفیت بار جانبی اعمالی به تیر $V_b = 21/6 kN$ (نقطه‌ی ۱ - a) و در حالت بار محوری متغیر، $V_b = 18/8 kN$ (نقطه‌ی ۲ - a) پیش‌بینی شده است. در شکل ۱۵ - ب، در نمونه‌ی E۱۱ در حالتی که بار محوری ستون ثابت فرض شود، شکست نهایی با ایجاد خسارت در ناحیه‌ی اتصال است (نقطه‌ی ۱ - b)؛ ولی به دلیل نزدیک بودن به ظرفیت خمشی تیر، احتمالاً خسارت‌هایی نیز در تیر به وجود می‌آید، در حالی که در حالت بار محوری متغیر، در وضعیت Pull، شکست نهایی با خسارت‌های شدید در ناحیه‌ی اتصال ایجاد شده است (نقطه‌ی ۲ - b)؛ و به علت وجود وضعیت Push و افزایش نیروی محوری فشاری ستون، ظرفیت اتصال نیز در این وضعیت افزایش یافته است و احتمالاً خسارت‌هایی نیز در تیر مشاهده می‌شود (نقطه‌ی ۳ - b) با این حال ظرفیت نهایی اتصال در نمونه‌ی E۱۱ در حالت بار محوری متغیر، وضعیت بارگذاری Pull را تعیین می‌کند. در نمونه‌ی NS۲۰E۰۱ در شکل ۱۵ - پ در نقطه‌ی ۱ - c شکست نهایی با خسارت در ناحیه‌ی اتصال و تشکیل مفصل خمیری در تیر همراه است؛ در حالی که در حالت بار محوری متغیر در وضعیت Pull در نقطه‌ی ۲ - c، شکست در ناحیه‌ی اتصال در ظرفیت کمتری مشاهده می‌شود. در نمونه‌ی اخیر، در وضعیت Push نیز ظرفیت نهایی توسط تیر با تشکیل مفصل خمیری همراه بوده است (نقطه‌ی ۳ - c). بنابراین برای نمونه‌ی NS۲۰E۰۱ در حالت بارگذاری محوری ثابت، ظرفیت اتصال کمی بیشتر از حالت بارگذاری



شکل ۱۲. الف) آرماتوربندی و قالب‌بندی، ب) شیارزنی جهت اجرای طرح تقویت به روش NSM، ج) نصب الیاف CFRP.

۱.۱۱. تهیه‌ی نمودار اندرکنش M - N نمونه‌ها و تعیین ظرفیت مجموعه‌ی اتصال

در پژوهش حاضر، لنگر مقاوم ناحیه‌ی اتصال به کمک مدل پیشنهادی و لنگرهای مقاوم اسمی مقاطع ستون و تیر طبق بخش ۴ محاسبه شده است. برای تهیه‌ی نمودارهای اندرکنش M-N همانند شکل ۱ و تخمین ظرفیت اتصال با در نظر گرفتن تغییرات بار محوری فشاری روی ستون، لازم است تغییرات نیروی محوری ستون متناسب با تغییرات لنگر ناشی از اعمال بار جانبی، به صورت خطوط مستقیم روی نمودارهای M-N مشخص شود (رابطه‌ی ۵۶). تغییرات فشار محوری ستون حول



شکل ۱۴. نمودار ظرفیت لنگر معادل در ناحیه‌ی اتصال متناسب با افزایش کرنش برشی (فقط برای نیروی محوری ۶۰ kN).

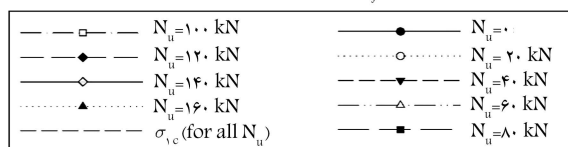
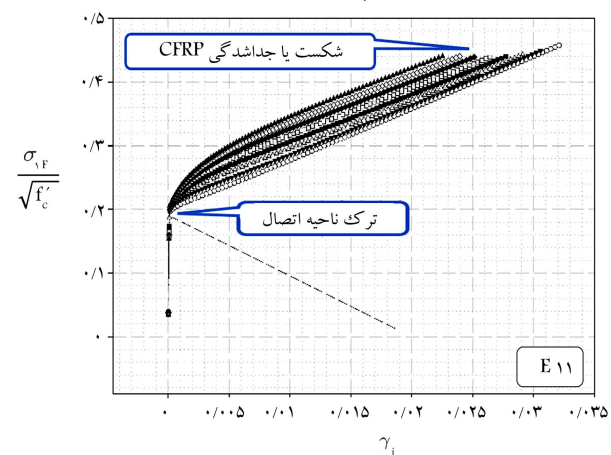
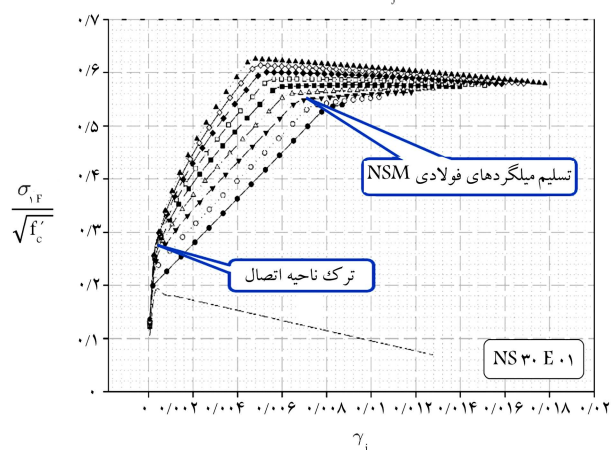
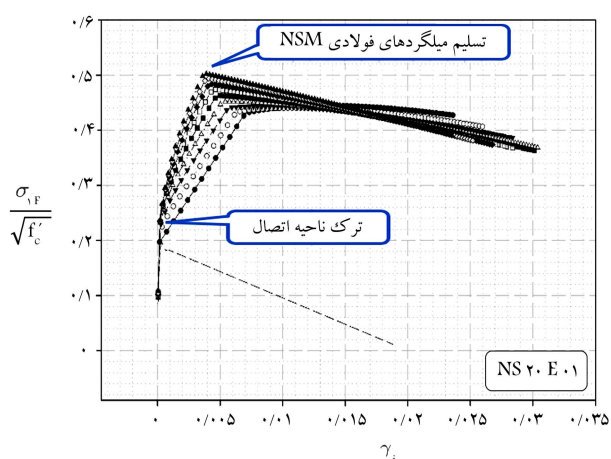
ناحیه‌ی اتصال باعث کاهش ظرفیت نهایی اتصال شده است. همچنین در وضعیت Push، بیشینه‌ی ظرفیت اتصال توسط تشکیل مفصل خمیری در تیر مشاهده می‌شود. با توجه به نمودارهای اندرکنش شکل‌های ۱۵ - پ و ۱۵ - ت، خسارت‌ها در تیر در محدوده‌ی بعد از ناحیه‌ی تقویت شده رخ داده است (تلاقی با نمودار ظرفیت $(M_{0.b.eq})$).

۱۲. راستی آزمای مدل پیشنهادی با سایر پژوهش‌های آزمایشگاهی

جهت راستی‌آزمایی مدل پیشنهادی، از نتایج ۴ پژوهش آزمایشگاهی [۲۲، ۲۱، ۱۸، ۴] استفاده شده است؛ که در آن‌ها، چندین نمونه‌ی اتصال کناری بررسی و آزمایش شده‌اند و برای نمونه‌های موجود در آن‌ها، طبق مدل پیشنهادی، نوع شکست و بیشینه‌ی ظرفیت اتصال پیش‌بینی شده است. مدل پیشنهادی مطابق جدول ۲ نیز نتایج را در نمونه‌های دارای تقویت، بسیار نزدیک به نتایج آزمایشگاهی گزارش کرده است.

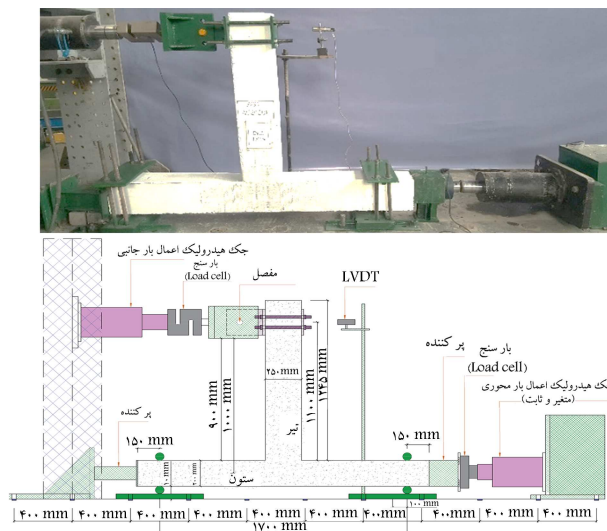
۱۳. برنامه‌ی آزمایشگاهی

در پژوهش حاضر، نمونه‌های معرفی شده در جدول ۱، تحت بار جانبی متغیر تغییرشکل کنترل و همچنین بار محوری ستون (ثابت و متغیر) مطابق با دستگاه ارائه شده در شکل ۱۶، آزمایش شده‌اند. اتصال‌ها در انتهای تیر و ستون به صورت کاملاً مفصلی در نظر گرفته شده‌اند. بارگذاری جانبی به تیر به صورت رفت و برگشت با مقادیر تغییرمکان‌های نسبی ۱، ۱٫۵، ۲، ۲٫۵، ۳، ۳٫۵، ۴، ۵ و ۶ درصد از طریق یک لولا ۱° انجام شده است. بارگذاری محوری ستون در نمونه‌هایی که ثابت در نظر گرفته شده بودند، همان بار ثقلی روی ستون (مطابق با ساختمان ۴ طبقه‌ی فرض طراحی اولیه) به مقدار 60 kN ($0.5 A_g f'_c$) در نظر گرفته شده بودند. بار محوری ستون در حالت متغیر نیز متناسب با تغییرات بار جانبی وارده به تیر در نظر گرفته شده است. برای محاسبه‌ی مقادیر بار محوری ستون متناسب با تغییرات بار جانبی وارد به تیر، کافی است از جایگزینی $\frac{l_b}{l_c} V_b$ به جای $\frac{V}{l_c - h_b}$ در رابطه‌ی ۵۶، از رابطه‌ی مذکور بهره جست. مقادیر نیروی جانبی اعمالی به تیر و نیروی محوری



شکل ۱۳. منحنی‌های تنش کششی اصلی مقاوم نهایی ناحیه‌ی اتصال با توجه به افزایش کرنش برشی.

محوری متغیر پیش‌بینی می‌شود. این موضوع به طور واضح، اثر در نظر گرفتن بار محوری متغیر را نشان می‌دهد. در نمونه‌ی NS30.E1، در حالت بار محوری ثابت، خرابی کامل در تیر با تشکیل مفصل خمیری همراه است (نقطه‌ی ۱ - d) و در وضعیت بار محوری متغیر نیز در وضعیت Pull در نقطه‌ی ۲ - d خسارت در



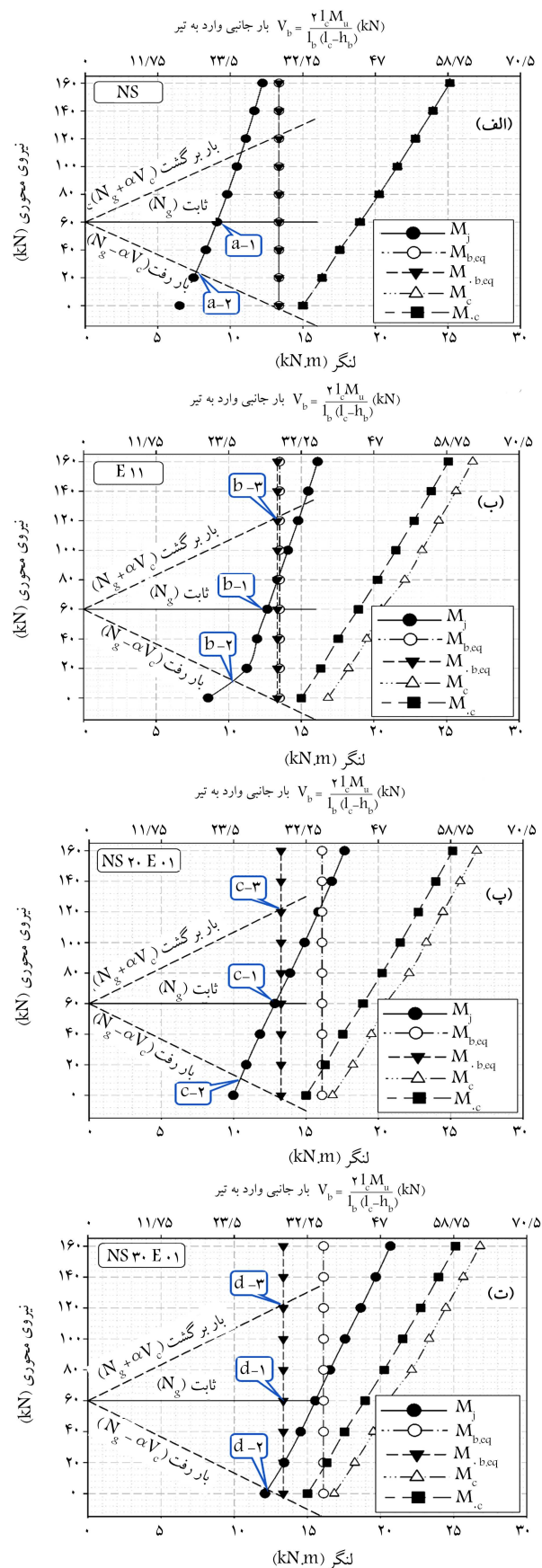
شکل ۱۶. دستگاه آزمایش نمونه‌ها.

به ستون توسط Load Cell و مقادیر تغییرمکان‌های انتهای تیر توسط LVDT، اندازه‌گذاری، کنترل و ثبت شده‌اند.

۱.۱۳. نتایج آزمایش

با توجه به منحنی بار - تغییرمکان نمونه NS-C در شکل ۱۷، ظرفیت نهایی با شکست زودهنگام برشی در ناحیه‌ی اتصال اتفاق افتاده و در همان تغییرمکان‌های نسبی اولیه به شدت کاهش مقاومت ایجاد شده است.

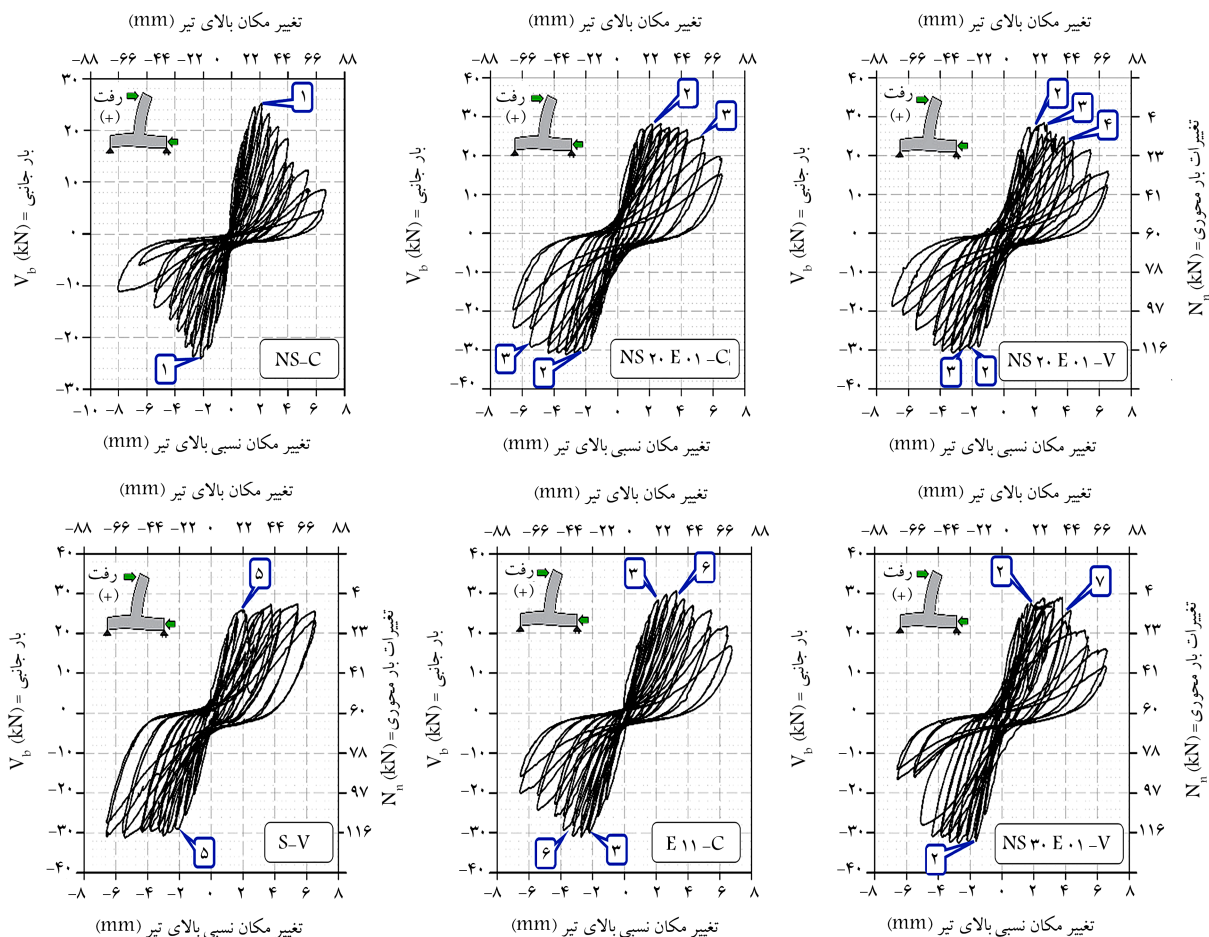
در نمونه‌ی S-V در شکل ۱۷، تشکیل مفصل خمیری در تیر و رفتاری کاملاً شکل‌پذیر مشاهده می‌شود. اثر بار محوری متغیر در نمونه‌ی S-V با کاهش مقادیر پیشینه‌ی منحنی در وضعیت Pull نسبت به وضعیت Push کاملاً مشخص است؛ زیرا در وضعیت Pull، فشار محوری ستون در حال کاهش بوده و به همین دلیل گسترش ترک‌های قطری در ناحیه‌ی اتصال باعث افزایش تغییرمکان و در نتیجه کاهش باربری جانبی نمونه شده است. در نمونه‌ی تقویت شده‌ی E۱۱ در شکل ۱۷ از حدود تغییرمکان نسبی ۱/۵٪ به بعد، ترک‌های خمشی در تیر بر اتصال به ستون شروع شده و تا حدی میلگرد‌های تیر به حالت تسلیم رسیده‌اند؛ ولی از تغییرمکان نسبی ۴٪، جداشدگی CFRP در ناحیه‌ی اتصال کاملاً مشهود است و در نهایت با پارگی CFRP نصب شده در راستای تیر در ناحیه‌ی اتصال، کاهش مقاومت شدید مشاهده می‌شود. منحنی‌های بار - تغییرمکان نمونه‌ی NS۲۰E۰۱ - C در شکل ۱۷، تشکیل مفصل خمیری در تیر بعد از ناحیه‌ی تقویت شده را نشان می‌دهد و از حدود تغییرمکان نسبی ۵٪، ترک‌های خمشی تیر در بر اتصال به ستون نیز مشاهده می‌شوند. همچنین در مورد نمونه‌ی اخیر در وضعیت فشار محوری متغیر برای ستون (نمونه‌ی NS۲۰E۰۱ - V)، تشکیل مفصل خمیری در تیر بعد از ناحیه‌ی تقویت شده و ترک‌های خمشی تیر در بر اتصال به ستون، رفتار نسبتاً شکل‌پذیر تغییرمکان نسبی کمتری اتفاق افتاده و در وضعیت Push رفتار نسبتاً شکل‌پذیر ادامه پیدا کرده است؛ در حالی که در وضعیت Pull با کاهش فشار محوری ستون، در تغییرمکان نسبی ۴٪، با جدا شدن CFRP در ناحیه‌ی اتصال در راستای ستون، ترک‌های قطری در ناحیه‌ی اتصال مشاهده می‌شوند، که این موضوع باعث کاهش ظرفیت باربری اتصال شده است. در نمونه‌ی NS۳۰E۰۱ - V طبق منحنی بار - تغییرمکان در شکل ۱۷، تشکیل مفصل خمیری در تیر بعد از ناحیه‌ی



شکل ۱۵. نمودارهای اندرکنش M - N نمونه‌ها.

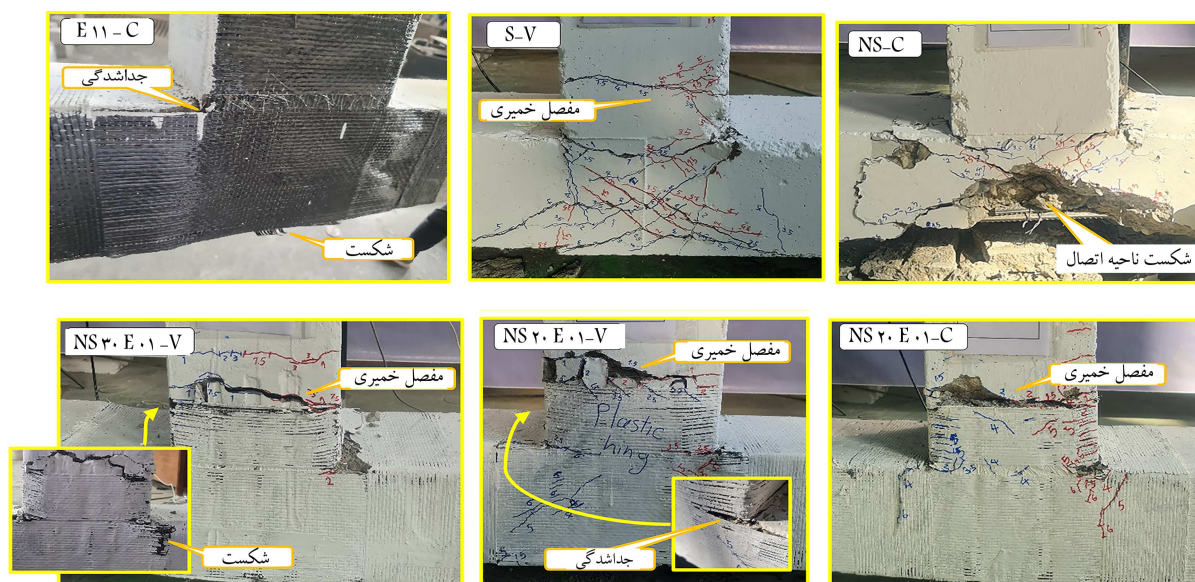
جدول ۲. مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی سایر پژوهش‌ها، [۲۰۲۱، ۲۰۲۲] با مدل پیشنهادی.

نمونه‌ها	مقاومت بتن	نوع تقویت	تنش فشاری محوری ستون	نتایج آزمایش (kN)		نتایج تحلیل مدل پیشنهادی (kN)	
				پیش‌بینی ظرفیت بار جانبی (VE)	پیش‌بینی نوع شکست	پیش‌بینی ظرفیت بار جانبی (VA)	پیش‌بینی نوع شکست
F۱۱	۲۲٫۸	CFRP Laminate	۱٫۱۵	۴۲٫۷۱	شکست ناحیه‌ی اتصال	۳۹٫۳۷	شکست ناحیه‌ی اتصال
F۱۲	۲۹٫۵	CFRP Laminate	۱٫۱۵	۴۴٫۴۱	شکست ناحیه‌ی اتصال	۴۹٫۷	شکست ناحیه‌ی اتصال
F۲۱	۲۷	CFRP Laminate	۱٫۱۵	۵۰٫۲۹	شکست ناحیه‌ی اتصال	۴۹٫۳۸	شکست ناحیه‌ی اتصال
F۲۲	۲۷٫۲	CFRP Laminate	۱٫۱۵	۵۰٫۰۴	شکست ناحیه‌ی اتصال	۵۳٫۲	شکست ناحیه‌ی اتصال
F۲۲A	۲۷٫۸	CFRP Laminate	۲٫۸۷	۵۷٫۳۸	شکست ناحیه‌ی اتصال	۶۱٫۵۲	شکست ناحیه‌ی اتصال
SF۲۲	۱۹	CFRP Laminate	۱٫۱۵	۴۴٫۰۹	شکست ناحیه‌ی اتصال	۵۰٫۸۱	شکست ناحیه‌ی اتصال
CI	۱۹٫۵	None	۱٫۱۵	۲۷	شکست ناحیه‌ی اتصال	۲۱٫۰۸	شکست ناحیه‌ی اتصال
NS	۳۶٫۵	None	۰	۸٫۵۶	شکست ناحیه‌ی اتصال	۱۰٫۴	شکست ناحیه‌ی اتصال
RNS - ۱	۳۶٫۵	CFRP Sheet	۰	۱۰٫۱	مفصل خمیری در تیر	۱۲٫۰۴	مفصل خمیری در تیر
BWFLR	۳۰	GFRP Sheet	۳٫۷	۷۷٫۱۶	مفصل خمیری در تیر	۷۳٫۷	مفصل خمیری در تیر
BWFMR	۳۰	GFRP Sheet	۳٫۶۹	۴۰٫۱۶	مفصل در تیر و خرابی جزئی در اتصال	۳۲٫۵۸	مفصل خمیری در تیر
BWFSR	۳۰	GFRP Sheet	۴٫۰۶	۱۰٫۹۲	مفصل در تیر و خرابی جزئی در اتصال	۱۲٫۴	مفصل خمیری در تیر
J - ۰۱	۱۷٫۹۵	None	۳٫۳۳	۶۲	شکست ناحیه‌ی اتصال	۵۵٫۹	شکست ناحیه‌ی اتصال
J - ۰۲	۱۷٫۹۵	CFRP Sheet	۳٫۳۳	۸۰	مفصل خمیری در تیر	۷۱٫۷	شکست ناحیه‌ی اتصال

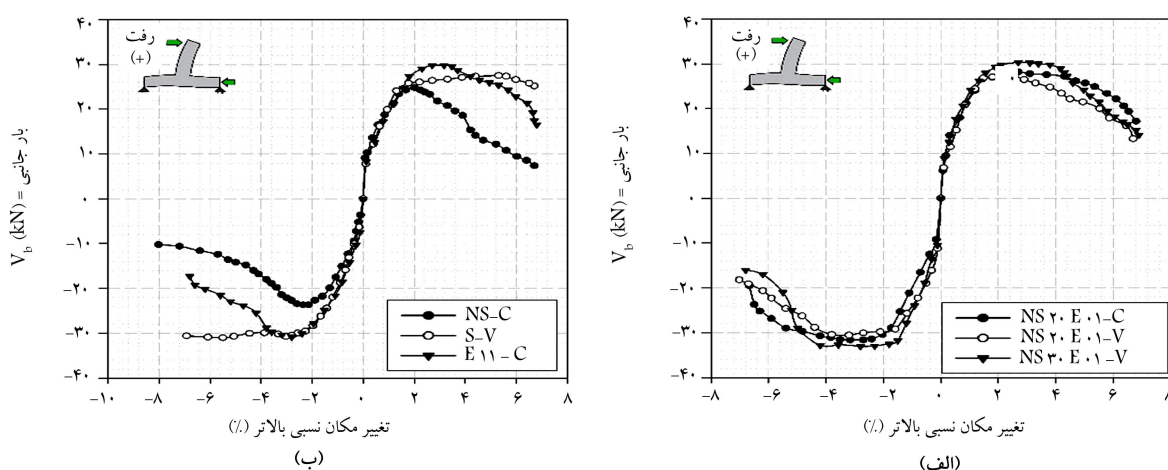


شکل ۱۷. منحنی‌های چرخه‌ی بارگذاری جانبی اتصال در مقابل جابه‌جایی. (۱) شکست ترد برشی در ناحیه اتصال؛ (۲) تشکیل مفصل خمیری در تیر بعد از ناحیه‌ی تقویت شده؛ (۳) ترک‌های خمشی در تیر در بر اتصال به ستون؛ (۴) ترک‌های قطری در ناحیه اتصال؛ (۵) تشکیل مفصل خمیری در تیر در بر اتصال به ستون؛ (۶) جداشدگی و پارگی CFRP در راستای تیر در ناحیه‌ی اتصال؛ (۷) جداشدگی و پارگی CFRP در راستای ستون در ناحیه اتصال.

شکل ۱۷. منحنی‌های چرخه‌ی بارگذاری جانبی اتصال در مقابل جابه‌جایی.



شکل ۱۸. وضعیت نمونه‌ها در شکست نهایی.



شکل ۱۹. مقادیر بیشینه منحنی‌های چرخه‌ای بارگذاری جانبی نمونه‌ها.

در صورت وجود فشار محوری متغیر برای نمونه‌ی اخیر، رفتاری تردتر نسبت به حالت موجود از خود نشان داده‌اند. در شکل ۱۹، ظرفیت بار جانبی در نمونه‌ی $NS20.E01-V$ کمی کمتر از نمونه‌ی $NS20.E01-C$ گزارش شده و همچنین نمونه‌ی $NS20.E01-C$ ، شکست نرم‌تری نسبت به نمونه‌ی $NS20.E01-V$ داشته است. این موضوع تأثیر بار محوری متغیر در ستون را نشان می‌دهد.

۱۴. مقایسه و بررسی مدل پیشنهادی با نتایج آزمایش

ظرفیت نهایی و نوع شکست نمونه‌ها با توجه به نتایج آزمایش (شکل ۱۹) و منحنی‌های اندرکنش M-N مدل پیشنهادی (شکل ۱۵) به صورت خلاصه در جدول ۳ ارائه شده‌اند؛ که مطابق آن، مقادیر ظرفیت نهایی و نوع شکست در مدل پیشنهادی تطابق قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی دارد. بنابراین برای تهیه‌ی یک طرح ایمن جهت تقویت اتصال کناری ناقص می‌توان از مدل پیشنهادی بهره جست.

تقویت شده مشاهده می‌شود و رفتار خمیری تا تغییر مکان نسبی ۴٪ ادامه پیدا کرده است؛ ولی به علت سختی نسبتاً زیاد در ناحیه‌ی اتصال، پارگی CFRP در محدوده‌ی ناحیه‌ی اتصال در راستای ستون اتفاق افتاده و رفتار اتصال بعد از آن با کاهش مقاومت همراه بوده است. توضیحات اخیر در شکل ۱۸ مشاهده می‌شود.

برای نمایش بهتر بیشینه ظرفیت نمونه‌ها، از روی هم گذاشتن مقادیر بیشینه منحنی بار- تغییر مکان مطابق شکل ۱۹ استفاده شده است. با توجه به شکل ۱۹ - الف، شکست نسبتاً تردی در نمونه‌ی $E11-C$ مشخص است؛ در حالی که نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی به روش NSM، رفتار نسبتاً شکل‌پذیرتری از خود نشان داده‌اند (شکل ۱۹ - ب). همچنین در شکل (۱۹ - ب)، نمونه‌های تقویت شده به روش NSM در وضعیت فشار محوری متغیر نسبتاً رفتار تردتری در حالت بارگذاری ثابت محوری ستون از خود نشان داده‌اند.

این نکته حائز اهمیت است که نمونه‌ی تقویت شده به روش EBR (نمونه‌ی $E11-C$) در وضعیت فشار محوری ثابت آزمایش شده و طبق توضیحات فوق،

جدول ۳. خلاصه‌ی مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی و مدل پیشنهادی.

نام نمونه‌ها	بارگذاری ستون	بارگذاری جانبی	نتایج آزمایش			نتایج مدل پیشنهادی		
			شکست حاکم	بیشینه‌ی بار (kN)	بار محوری (kN)	شکست حاکم	بیشینه‌ی بار (kN)	بار محوری (kN)
				$(V_b(E))$	$(N_n(E))$		$(V_b(A))$	$(N_n(A))$
NS – C	ثابت	Pull	ناحیه‌ی اتصال	۲۵/۱۵	۶۰	ناحیه‌ی اتصال	۲۱/۶۰	۶۰
		Push	ناحیه‌ی اتصال	-۲۴/۰۴				
E۱۱ – C	ثابت	Pull	ناحیه‌ی اتصال	۲۹/۹۴	۶۰	ناحیه‌ی اتصال	۲۹/۳۸	۶۰
		Push	ناحیه‌ی اتصال	-۳۰/۶۱				
NS۲۰E۰۱ – C	ثابت	Pull	مفصل خمیری در تیر	۲۸/۸۴	۶۰	مفصل خمیری در تیر و خسارت در ناحیه‌ی اتصال	۳۰/۳۱	۶۰
		Push	مفصل خمیری در تیر	-۳۱/۳۳				
NS۲۰E۰۱ – V	متغیر	Pull	مفصل خمیری در تیر و خسارت در ناحیه‌ی اتصال	۲۷/۶۷	۸/۵۳	ناحیه‌ی اتصال	۲۶/۷۹	۱۲/۱۰
		Push	مفصل خمیری در تیر	-۲۹/۵۰	۱۱۴/۸۷	مفصل خمیری در تیر	۳۱/۰۲	۱۲۰/۰۵
NS۳۰E۰۱ – V	متغیر	Pull	مفصل خمیری در تیر و خسارت در ناحیه‌ی اتصال	۲۹/۸۱	۴/۵۵	ناحیه‌ی اتصال و خسارت در تیر	۲۹/۱۴	۳/۸۴
		Push	مفصل خمیری در تیر	-۳۲/۵۹	۱۲۰/۶۱	مفصل خمیری در تیر	۳۱/۴۹	۱۲۰/۰۵

۱۵. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، یک مدل پیشنهادی برای پیش‌بینی نوع شکست و تعیین مقدار ظرفیت نهایی اتصال کناری تقویت شده ارائه شده است، که در آن از منحنی‌های M-N با در نظر گرفتن تأثیر بار محوری متغیر استفاده شده است. همچنین در پژوهش حاضر، یک روش تقویت ساده و مؤثر به کمک میلگردهای فولادی نصب شده در نزدیک سطح (NSM) معرفی شده است. در بخش آزمایشگاهی از ۵ نمونه‌ی اتصال ناقص و یک نمونه با جزئیات کامل لرزه‌ی استفاده شده است. از ۵ نمونه‌ی اتصال ناقص، یک نمونه به عنوان شاهد و بقیه با روش‌های NSM و EBR مقاوم‌سازی شده‌اند. شرایط بارگذاری نمونه‌ها در آزمایشگاه به گونه‌ی تنظیم شده است که بعضی نمونه‌ها با بار محوری ثابت و بعضی با بار محوری متغیر، تحت بارگذاری جانبی به تیر، در حالت تغییرشکل کنترل قرار گرفته‌اند. در نهایت، به کمک سایر پژوهش‌های آزمایشگاهی و همچنین ۶ نمونه‌ی آزمایشگاهی در پژوهش حاضر، مدل پیشنهادی راستی‌آزمایی شده و نتایج مهمی بدین شرح به دست آمده است:

۲. بر اساس نتایج تحلیل با مدل پیشنهادی، کاهش نیروی فشاری ستون باعث کاهش مقاومت ناحیه‌ی اتصال شده است. بنابراین تغییرات نیروی فشاری ستون در یک اتصال کناری در قاب خمشی به شدت در مقاومت ناحیه‌ی اتصال تأثیرگذار بوده است؛

۳. تحلیل با مدل پیشنهادی به کمک نمودارهای M-N نشان داد که ارائه‌ی طرح تقویت با فرض ثابت گرفتن نیروی محوری ستون می‌تواند منجر به یک طرح غیرایمن شود. به عنوان مثال، در نمونه‌ی تقویت شده به روش EBR (E۱۱)، ظرفیت اتصال با فرض ثابت گرفتن بار محوری ستون برابر با $۲۹/۳۸ kN$ و در حالت بار محوری متغیر برابر با $۲۵/۲۵ kN$ بوده است. همچنین برای نمونه‌ی تقویت شده به روش NSM (NS۲۰E۰۱)، با فرض ثابت گرفتن بار محوری ستون، شکست با تشکیل مفصل خمیری در تیر همراه بوده است. در حالی که با متغیر فرض کردن بار محوری، خسارت‌ها در ناحیه‌ی اتصال نیز به وجود آمده و ظرفیت نهایی نیز کمتر بوده است؛

۴. مقایسه‌ی نتایج آزمایش‌ها بر روی نمونه‌های اتصال کناری در سایر پژوهش‌ها با نتایج تحلیل نمونه‌های حاضر با مدل پیشنهادی، تطابق قابل قبولی نشان داده است. مقدار تفاوت مقاومت ارائه شده در آزمایش و مدل تحلیلی برای نمونه‌های بدون تقویت، به طور میانگین $\pm ۱۷\%$ و برای نمونه‌های تقویت شده، به طور میانگین $\pm ۱۰\%$ به دست آمده است؛

۵. بر اساس نتایج آزمایش‌ها، منحنی‌های چرخه‌ی بارگذاری - جابه‌جایی نمونه‌ها

۱. تحلیل‌ها با مدل پیشنهادی نشان داد که با افزایش تغییرشکل برشی ناحیه‌ی اتصال، بعد از پارگی و جداسازی CFRP در نمونه‌ی تقویت شده به روش EBR، کاهش ظرفیت اتصال به صورت ناگهانی اتفاق افتاده است. در مقابل، نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای فولادی به روش NSM، بعد از تسلیم شدن میلگردها، با شکستی نرم با ناحیه‌ی خمیری در نمودارهای چرخه‌ی همراه بوده‌اند؛

نشان داد که نمونه‌های تقویت به روش NSM، رفتار شکل‌پذیرتری نسبت به نمونه‌های تقویت به روش EBR داشته‌اند. در واقع، جداسدگی و پارگی CFRP باعث شکست ترد در اتصال مذکور شده است؛

۶. نتایج آزمایش به کمک منحنی‌های چرخه‌ای بارگذاری - جابه‌جایی نشان داد که نمونه‌ها با بار محوری ثابت، رفتاری شکل‌پذیرتر و همچنین ظرفیت بیشتری نسبت به نمونه‌ها با بار محوری متغیر داشته‌اند. به عنوان مثال، در نمونه‌ی تقویت شده به روش NSM (NS۲۰E۰۱)، ظرفیت اتصال با ثابت در نظر گرفتن بار محوری برابر با 287.84 kN و با بار محوری متغیر برابر با 275 kN به دست آمده است. در واقع تفاوت‌های اخیر، تأثیر قابل ملاحظه‌ی در نظر گرفتن بار محوری متغیر در یک اتصال کناری را نشان می‌دهد.

علائم اختصاری

A_g : مساحت مقطع ستون؛

b_b : عرض مقطع تیر؛

b_c : عرض مقطع ستون؛

D_{sb} : قطر میلگردهای فولادی روش NSM در راستای تیر؛

d_{eb} : عرض الیاف CFRP نصب شده در راستای تیر؛

d_{ec} : عرض الیاف CFRP نصب شده در راستای ستون؛

E_c : مدول کشسانی بتن؛

E_e : مدول کشسانی مصالح طرح تقویت به روش EBR؛

E_{el} : مدول کشسانی CFRP به روش EBR در راستای ستون؛

E_{et} : مدول کشسانی CFRP به روش EBR در راستای تیر؛

E_f : مدول کشسانی مصالح FRP؛

E_s : مدول کشسانی میلگرد؛

FT : نیروی جانبی کل قاب سازه‌ی ساختمان مورد پژوهش؛

f' : مقاومت مشخصه بتن؛

f_{c2max} : بیشینه‌ی تنش فشاری بتن در المان تحت برش؛

f_{ct} : بیشینه‌ی مقاومت کششی بتن؛

f_u : تنش نهایی میلگرد؛

f_y : تنش تسلیم میلگرد؛

L : طول کل قاب سازه‌ی ساختمان مورد پژوهش؛

M_{sb} : لنگر مقاوم خمشی مقطع تیر بعد از ناحیه‌ی تقویت شده؛

$M_{sb,eq}$: لنگر مقاوم خمشی مقطع تیر بعد از ناحیه‌ی تقویت شده، معادل شده در ستون؛

M_{sc} : لنگر مقاوم خمشی مقطع ستون بعد از ناحیه‌ی تقویت شده؛

M_b : لنگر مقاوم خمشی مقطع تیر در بر اتصال؛

$M_{b,eq}$: لنگر مقاوم خمشی مقطع تیر در بر اتصال، معادل شده در ستون؛

M_c : لنگر مقاوم خمشی مقطع ستون در بر اتصال؛

M_j : لنگر مقاوم خمشی ناحیه‌ی اتصال تقویت نشده؛

M_{jT} : لنگر مقاوم خمشی ناحیه‌ی اتصال تقویت شده؛

M_n : مقاومت خمشی اسمی؛

M_{uc} : لنگر وارده به اتصال ناشی از اعمال بار جانبی؛

N_g : نیروی محوری ستون ناشی از بار ثقلی؛

N_n : مقاومت محوری اسمی؛

N_u : نیروی محوری وارد به ستون؛

n_{ec} : تعداد لایه‌های الیاف FRP به روش EBR در راستای ستون؛

n_{eb} : تعداد لایه‌های الیاف FRP به روش EBR در راستای تیر؛

n_{sb} : تعداد میلگردهای فولادی به روش NSM در راستای تیر؛

n_{seb} : تعداد وجوه نصب به روش EBR در راستای تیر؛

n_{sec} : تعداد وجوه نصب به روش EBR در راستای ستون؛

n_{sbb} : تعداد وجوه نصب میلگرد فولادی به روش NSM در راستای تیر؛

T_b : نیروی کششی نهایی میلگردهای تیر؛

t_{eb} : ضخامت الیاف FRP به روش EBR در راستای تیر؛

t_{ec} : ضخامت الیاف FRP به روش EBR در راستای ستون؛

V_b : نیروی برشی در انتهای تیر در نمونه‌ی اتصال؛

V_c : نیروی برشی در انتهای ستون در نمونه‌ی اتصال؛

V_j : نیروی برشی در المان ناحیه‌ی اتصال؛

v_j : تنش برشی در المان ناحیه‌ی اتصال؛

v_{jmax} : تنش برشی بیشینه‌ی ممکن در المان ناحیه‌ی اتصال؛

ΔN : تغییرات نیروی محوری ستون ناشی از بار جانبی؛

Ω : ضریب هندسی برای محاسبه‌ی لنگر مقاوم ناحیه‌ی اتصال؛

α : ضریب تغییرات بار محوری ستون ناشی از بار جانبی؛

γ_j : کرنش برشی المان ناحیه‌ی اتصال؛

ϵ_1, ϵ_2 : کرنش‌های اصلی المان ناحیه‌ی اتصال؛

ϵ_c : کرنش بتن؛

ϵ_{cu} : کرنش فشاری نهایی بتن؛

ϵ_{ei} : کرنش جزء الیاف FRP سطح کناری مقطع خمشی؛

ϵ_l : کرنش المان ناحیه‌ی اتصال در راستای ستون؛

ϵ_{sc} : کرنش فولادهای فشاری مقطع خمشی؛

ϵ_{st} : کرنش فولادهای کششی مقطع خمشی؛

ϵ_t : کرنش المان ناحیه‌ی اتصال در راستای تیر؛

ϵ_{ni} : کرنش میلگردهای NSM سطح کناری مقطع خمشی؛

ϵ_y : کرنش تسلیم فولاد؛

θ : زاویه‌ی جهات اصلی تنش در المان ناحیه‌ی اتصال؛

ρ_{et} : نسبت الیاف FRP به سطح مقطع عضو در راستای تیر؛

ρ_{el} : نسبت الیاف FRP به سطح مقطع عضو در راستای ستون؛

ρ_{st} : نسبت میلگردهای فولادی NSM به سطح مقطع عضو در راستای تیر؛

σ_1, σ_2 : تنش‌های اصلی المان ناحیه‌ی اتصال؛

σ_{1F} : تنش اصلی کششی نهایی المان ناحیه‌ی اتصال در جهت اصلی؛

σ_{1c} : بیشینه‌ی تنش اصلی کششی مقاوم بتن غیرمسلح در جهت اصلی؛

σ_{1r} : بیشینه‌ی تنش اصلی کششی مقاوم تأمین شده توسط مسلح‌کننده‌های سیستم مقاوم‌سازی در جهت اصلی؛

σ_{el} : تنش مصالح FRP به روش EBR در ناحیه‌ی اتصال در راستای ستون؛

σ_{et} : تنش مصالح FRP به روش EBR در ناحیه‌ی اتصال در راستای تیر؛

σ_l : تنش المان ناحیه‌ی اتصال در راستای ستون؛

σ_n : تنش محوری ستون ناشی از فشار ثقلی؛

σ_{st} : تنش میلگردهای فولادی NSM در ناحیه‌ی اتصال در راستای تیر؛

σ_t : تنش المان ناحیه‌ی اتصال در راستای تیر.

پانوشته‌ها

۱. تقویت به روش نصب در نزدیک سطح
۲. تقویت به روش نصب روی سطح

3. Pampanin
4. Priestley
5. Pampanin
6. debonding
7. delamination
8. Holzenkämpfer
9. Neubauer
10. hinge

منابع (References)

1. Ruiz-Pinilla, J.G., Pallarés, F., Gimenez, E. and et al. "Experimental tests on retrofitted RC beam-column joints underdesigned to seismic loads: general approach", *Engineering Structures*, **59**, pp. 702-714 (2014).
2. Roy, B. and Laskar, A.I. "Cyclic performance of beam-column subassemblies with construction joint in column retrofitted with GFRP", *Structures*, **14**, pp. 290-300 (2018).
3. Shoukry, M.E., Tarabia, A.M. and Abdelrahman, M.Z. "Seismic retrofit of deficient exterior RC beam-column joints using steel plates and angles", *Alexandria Engineering Journal*, **61**(4), pp. 3147-3164 (2021).
4. Antonopoulos, C.P. and Triantafillou, T.C. "Experimental investigation of FRP-strengthened RC beam-column joints", *Journal of Composites for Construction*, **7**(1), pp. 39-49 (2003).
5. Pampanin, S., Bolognini, D. and Pavese, A. "Performance-based seismic retrofit strategy for existing reinforced concrete frame systems using fiber-reinforced polymer composites", *Journal of Composites for Construction*, **11**(2), pp. 211-226 (2007).
6. Akguzel, U. and Pampanin, S. "Effects of variation of axial load and bidirectional loading on seismic performance of GFRP retrofitted reinforced concrete exterior beam-column joints", *Journal of Composites for Construction*, **14**(1), pp. 94-104 (2010).
7. Al-Osta, M.A., Khan, U., Baluch, M.H. and et al. "Effects of variation of axial load on seismic performance of shear deficient RC exterior BCJs", *International Journal of Concrete Structures and Materials*, **12**(1) p. 46 (2018).
8. Le-Trung, K., Lee, K., Lee, J. and et al. "Experimental study of RC beam-column joints strengthened using CFRP composites", *Composites Part B: Engineering*, **41**(1), pp. 76-85 (2010).
9. Singh, V., Bansal, P.P., Kumar, M. and et al. "Experimental studies on strength and ductility of CFRP jacketed reinforced concrete beam-column joints", *Construction and Building Materials*, **55**, pp. 194-201 (2014).
10. Tahnat, Y.B.A., Dwaikat, M.M. and Samaaneh, M.A. "Effect of using CFRP wraps on the strength and ductility behaviors of exterior reinforced concrete joint", *Composite Structures*, **201**, pp. 721-739 (2018).
11. Wang, G.-L., Dai, J.-G. and Bai, Y.-L. "Seismic retrofit of exterior RC beam-column joints with bonded CFRP reinforcement: An experimental study", *Composite Structures*, **224**, 111018 (2019).
12. Priestley, M.N., Seible, F. and Calvi, G.M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons (1996).
13. Calvi, G.M., Magenes, G. and Pampanin S. "Relevance of beam-column joint damage and collapse in RC frame assessment", *Journal of Earthquake Engineering*, **6**(sup001), pp. 75-100 (2002).
14. Pampanin, S., Calvi, G.M. and Moratti, M. "Seismic behaviour of RC beam-column joints designed for gravity loads", in *12th European Conference on Earthquake Engineering*, Citeseer (2002).
15. Prota, A., Nanni, A., Manfredi, G. and et al. "Selective upgrade of beam-column joints with composites", in *Proceedings of the International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, Hong Kong*, pp. 919-926 (2001).
16. Vecchio, F.J. and Collins, M.P. "The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear", *ACI J*, **83**(2), pp. 219-231 (1986).
17. ACI-440-2R. "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures", American Concrete Institute (2017).
18. Saxena, P., Toutanji, H. and Noumowe, A. "Failure analysis of FRP-strengthened RC beams", *Journal of Composites for Construction*, **12**(1), pp. 2-14 (2008).
19. Holzenkämpfer, P. "Ingenieurmodelle des verbunds geklebter bewehrung für betonbauteile", (1994).
20. Neubauer, U. and Rostasy, F. "Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP-plates", in *Proceedings of The Seventh International Conference on Structural Faults and Repair*, **2**, Concrete and Composites (1997).
21. Realfonzo, R., Napoli, A. and Pinilla, J.G.R. "Cyclic behavior of RC beam-column joints strengthened with FRP systems", *Construction and Building Materials*, **54**, pp. 282-297 (2014).
22. Choudhury, A., Deb, S. and Dutta, A. "Study on size effect of fibre reinforced polymer retrofitted reinforced concrete beam-column connections under cyclic loading", *Canadian Journal of Civil Engineering*, **40**(4), pp. 353-360 (2013).