

تأثیر نسبت ضخامت ورق اتصال تیر به ستون فلزی پرشده با بتن در رفتار لرزه‌ی اتصال

سید حسین حسینی اواسانی* (استادیار)

سجاد پولکی (کارشناس ارشد)

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی

رضا خوشنویسان (کارشناس ارشد)

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه باهنر کرمان

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۷ (درداشت فنی)
دردی ۲ - ۳۴، شماره ۴/۲، ص. ۱۳۳-۱۳۴، (پادداشت فنی)

از مسائل تعیین‌کننده در مورد ستون‌های CFT، اتصال‌های به کار رفته در آن‌هاست. در پژوهش حاضر، با مدل‌سازی ۱۷۴ نمونه، شامل ۱۰ نمونه اتصال تیر به ستون لوله‌ی فولادی پرشده با بتن و ۷۴ نمونه اتصال تیر به ستون فولادی در نرم‌افزار آباکوس، به بررسی تأثیر نسبت ضخامت ورق اتصال تیر به ستون فلزی پرشده با بتن پرداخته شده است. نتایج نشان می‌دهد که درصد سختی کشسان و درصد شکل‌پذیری نمونه‌ها به ترتیب نسبت به نمونه‌ی ستون فولادی با ورق میان‌گذر، ۲۴٪ و ۱۶٪ برای اتصال CFT، ۲۸٪ و ۲٪ برای اتصال CFT با ورق میان‌گذر، ۸٪ و ۶٪ برای اتصال ستون فولادی با ورق فوقانی و تحتانی، ۲٪ و ۹٪ برای اتصال CFT با ورق فوقانی و تحتانی و ورق میان‌گذر، ۳٪ و ۹٪ برای اتصال با ستون فولادی با ورق تحتانی و فوقانی و ورق میان‌گذر، ۱۷٪ افزایش داشته است.

واژگان کلیدی: ستون‌های فولادی پرشده با بتن (CFT)، جدار فولادی، شکل‌پذیری، محصورشدگی.

lavasani@khu.ac.ir
sajad.poulaki@gmail.com
khoshnevisanreza87@gmail.com

۱. مقدمه

ستون‌های مرکب در ساختمان‌ها و دیگر سازه‌ها به صورت گسترده‌ی استفاده می‌شوند. در سال ۱۹۷۵، اولین مطالعات بر روی موضوع ذکرشده صورت گرفت،^[۱] و آزمایش‌هایی بر روی مقاطع تو خالی و پرشده با بتن انجام و سپس، روابطی برای طراحی ستون‌های فولادی پرشده با بتن (CFT)^[۱] ارائه شد. همچنین در سال ۱۹۶۴، رفتار ستون‌های پرشده با ملات بررسی و مقایسه‌ی بین نتایج آزمایش و تئوری به دست آمده از فرمول مدول ماسی انجام شد.^[۲] همچنین آزمایش‌های انجام شده در سال ۱۹۷۶ نشان داد که هسته‌ی بتنی فقط حدود ۷/۵٪ ظرفیت خمشی عضو را در خمش خالص تأمین می‌کند.^[۳] برخی پژوهشگران نیز در سال ۱۹۸۷ گزارش کردند که پر کردن مقطع با بتن، مقاومت خمشی و شکل‌پذیری مقطع را به طور قابل توجهی افزایش می‌دهد.^[۴] در سال ۱۹۹۰،^[۵] نیز آزمایش‌هایی بر روی تیر - ستون‌های مستطیلی CFT برای تعیین مقاومت نهایی عضو انجام شد. همچنین در سال ۲۰۰۱،^[۶] آزمایش‌هایی روی نمونه‌های تحت بار محوری در سه حالت: فقط بر روی هسته‌ی بتنی، فقط بر روی هسته‌ی فولادی و بر روی کل مقطع انجام شد (شکل ۱). در حالتی که بار محوری فقط بر روی جدار فولادی وارد شده است، مقاومت ستون کمتر از دو حالت دیگر بوده است.

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۵/۹/۲۰، اصلاحیه ۱۳۹۵/۱۱/۳۰، پذیرش ۱۳۹۶/۲/۲۳.

DOI:10.24200/J30.2019.1449

برخی دیگر از پژوهشگران (۱۹۷۹)،^[۷] نیز نشان دادند که تیر - ستون‌ها با نسبت‌های D/t کمتر (۲۴ و ۳۳) می‌توانند لنگر بیشینه‌ی را بعد از کماتش موضعی تحمل کنند. همچنین در پژوهشی در سال ۱۹۹۱،^[۸] نشان داده شد که برای نمونه‌های با D/t کمتر از ۵۳، لنگر خمشی بعد از کماتش موضعی بدون کاهش مقاومت افزایش می‌یابد.

در مطالعه‌ی در سال ۲۰۰۶، نیز به بررسی رفتار ستون‌های فولادی پرشده با بتن یکی به روش معمولی و دیگری با سلول اضافی پرداخته شد و نتایج آن نشان داد که عملکرد لرزه‌ی ستون با سلول اضافی در مقایسه با روش معمولی بهبود یافته و شکل‌پذیری نیز افزایش یافته است.^[۹] در بررسی رفتار ستون مربعی CFT تحت بارگذاری ترکیبی بار محوری ثابت و خمش دو محوری (۱۹۶۴)،^[۱۰] پارامترهای نسبت مقاومت فشاری بتن، نسبت لاغری و زاویه‌ی بار بررسی شد و نتایج نشان داد که انعطاف‌پذیری و انرژی تلف شده با افزایش نسبت بار محوری، کاهش می‌یابد. همچنین در سال ۲۰۱۳،^[۱۱] به بررسی ۴ نوع اتصال با ورق: اتصال انتهایی دایره‌ی، اتصال انتهایی مستطیلی، اتصال با جوش کارگاهی و اتصال با تیر عبوری به منظور اتصال تیر فولادی به ستون CFT تحت بارگذاری چرخه‌ی با مقیاس ۰/۵ پرداخته شد و نتایج نشان داد که اتصال با تیر عبوری، بهترین عملکرد را و اتصال با ورق انتهایی دایره‌ی و مستطیلی، عملکرد تقریباً یکسانی داشته‌اند. در مطالعه‌ی ۱۲ نوع اتصال متشکل از یک طول ثابت فولادی در ستون‌های CFT (۲۰۱۴)،^[۱۲]

توسط برخی پژوهشگران برای روابط تنش - کرنش و یا برای تعیین مقاومت و شکل پذیری بتن محدود شده توسط جدار فولادی ارائه شده است.

۲.۱.۱.۲. روابط مندر [۱۸]

مندر (۱۹۸۸)، رابطه‌ی ۱ را برای منحنی تنش - کرنش برای مقطع مدور ارائه کرده است:

$$f'_c = f'_{cc} * \frac{xr}{r - 1 + x^2} \quad (1)$$

که در آن، x و r از روابط ۲ و ۳ به دست می‌آیند:

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (2)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}}} \quad (3)$$

r ضریب رادیان است که به مدول تناوبت اولیه E_c و E_{sec} مدول سکانت (رابطه‌ی ۴) بستگی دارد:

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (4)$$

که در آن، f'_{cc} بیشینه‌ی مقاومت هسته‌ی بتنی است که از رابطه‌ی ۵ به دست می‌آید:

$$f'_{cc} = f'_c \left[-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_L}{f'_c}} - \frac{2 f'_L}{f'_c} \right] \quad (5)$$

که در آن، f'_L فشار جانبی وارده از جدار فولادی به هسته‌ی بتنی است و از رابطه‌ی ۶ به دست می‌آید:

$$f'_L = 2 \sigma_{st} \frac{t}{d} \quad (6)$$

که در آن، σ_{st} تنش محیطی در جدار فولادی است. کرنش طولی بیشینه نیز از رابطه‌ی ۷ به دست می‌آید:

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_c \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (7)$$

۲.۱.۲. روابط اصلاحی مندر [۱۸]

روابط اصلاحی مندر براساس روابط ۸ الی ۱۴، ارائه شده‌اند:

$$f'_{cc} = f'_c \left[-1.228 + 2.172 \sqrt{1 + \frac{7.46 P}{f'_c}} - \frac{2 P}{f'_c} \right] \quad (8)$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa} \quad (9)$$

$$\frac{f'_{cc}}{f'_c} = \left(\frac{P}{f_t} + 1 \right) k \quad (10)$$

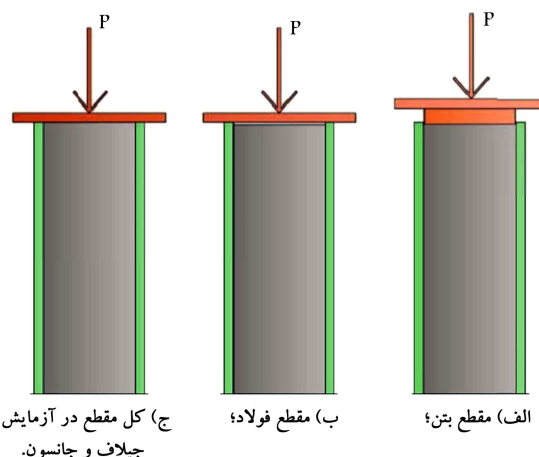
$$f'_c = 80 - 100 \text{ MPa} \quad (11)$$

$$k = \left[1.251 + 0.062 \frac{P}{f'_c} (f'_c)^{-0.21} \right] \quad (12)$$

$$f_t = 0.558 \sqrt{f'_c} \quad (13)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_c \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (14)$$

که در آن‌ها، P فشار جانبی بر بتن، σ_{st} تنش محیطی در جداره‌ی فولادی و ϵ_{cc} کرنش طولی بیشینه است.



شکل ۱. سه نوع بارگذاری (۲۰۰۱). [۶]

اتصال ورق وصله به انتهای ستون با جزئیات مختلف بررسی شد و نتایج نشان داد که تغییر جزئیات مذکور، آثار زیادی در ظرفیت، حالت شکست، شکل پذیری و توزیع تنش داشته است.

در بررسی رفتار چرخه‌ی دیافراگم داخلی اتصال ستون‌های CFT با استفاده از ورق نازک در سال ۲۰۱۴، [۱۳] نتایج نشان داد که اتصال مذکور می‌تواند شکل‌پذیری و اتلاف انرژی مناسبی را در قاب‌های خمشی متوسط داشته باشد. همچنین در پژوهش دیگری در همان سال، [۱۴] به توضیح روش گسترش یافته‌ی مقاومت مستقیم برای ستون‌های CFT با مقطع دایره‌ی پرده شده است. در مطالعه‌ی دیگری در سال ۲۰۱۵، [۱۵] نیز به بررسی تغییر شکل خارج از صفحه در بال ستون و همچنین الگوی انتقال نیرو، برش و لنگر به اتصال ستون CFT پرداخته شد و نتایج نشان داد که اثر پواسون و انعطاف‌پذیری اتصال ستون می‌تواند نحوه‌ی توزیع بار در اتصال تیر به ستون و لنگر منتقل شده به تیر را تغییر دهد.

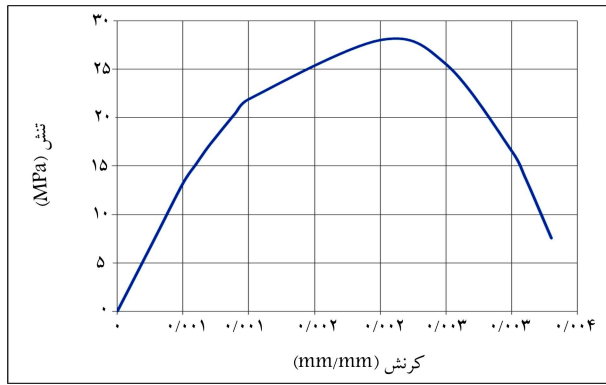
برخی پژوهشگران (۲۰۱۵)، [۱۶] هم مدل ظرفیت برشی دو بعدی برای مفاصل بین ستون CFT و نیز مدل سه بعدی را برای در نظر گرفتن مفاصل در دو صفحه و در مقایسه با ظرفیت برشی مدل‌های دو بعدی بررسی کردند و نتایج آن‌ها نشان داد که رابطه‌ی تغییر شکل برشی و ظرفیت برشی نهایی پیش‌بینی شده برای مفاصل سه بعدی به خوبی با نتایج آزمایشگاهی مطابقت دارد. همچنین در سال ۲۰۱۶، [۱۷] فرمولی براساس کماتش موضعی کشسان صفحات فولادی در ستون‌های CFT با مقطع مستطیلی تحت بار فشاری خارج از مرکز ارائه شد.

لذا، هدف از انجام پژوهش حاضر، بررسی روش‌های اتصال ستون فولادی پر شده با بتن به تیر فولادی با تغییر در ضخامت و ارتفاع است. بدین منظور در پژوهش حاضر، با مدل‌سازی ۱۷۴ نمونه شامل ۱۰۰ نمونه‌ی اتصال تیر به ستون لوله‌ی فولادی پر شده با بتن و ۷۴ نمونه‌ی اتصال تیر به ستون فولادی در نرم‌افزار تحلیل اجزاء محدود آباکوس^۲، به بررسی تأثیر نسبت ضخامت ورق اتصال تیر به ستون فلزی پر شده با بتن در رفتار لرزه‌ی اتصال پرداخته شده است.

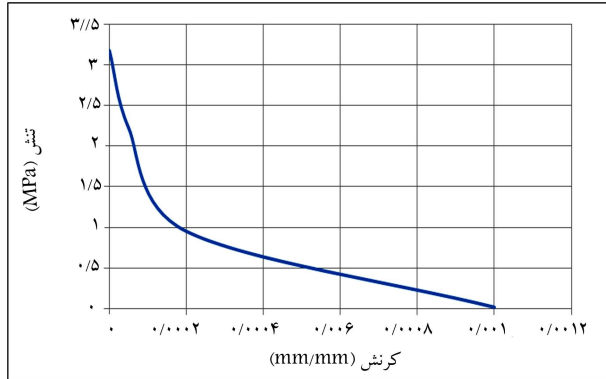
۲. روش پژوهش (مبانی تئوری)

۲.۱.۲. رفتار تنش - کرنش در ستون‌های CFT

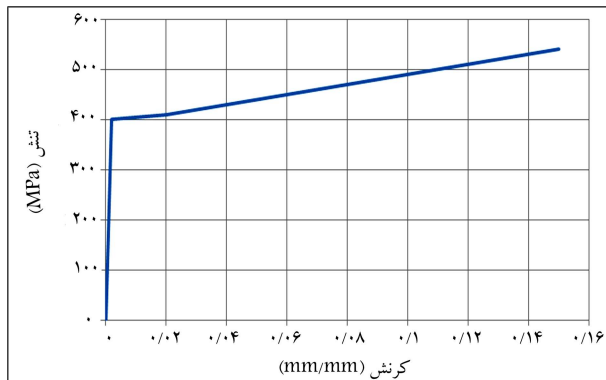
در ستون‌های CFT، محدود یا محبوس کردن بتن، علاوه بر اینکه مقاومت فشاری را افزایش می‌دهد، باعث افزایش شکل‌پذیری می‌شود. روابط و مدل‌های مختلفی



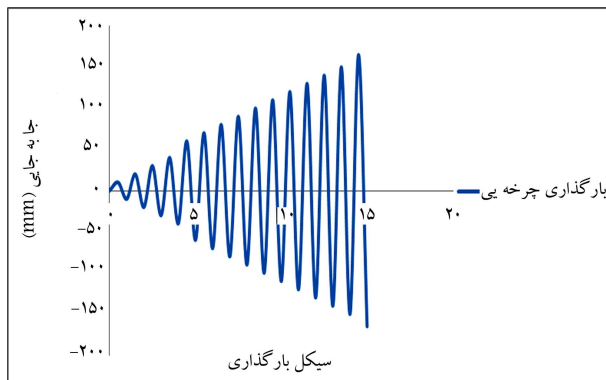
شکل ۲. نمودار رفتار فشاری تنش - کرنش بتن استفاده شده در مدل سازی.



شکل ۳. نمودار رفتار کششی تنش - کرنش بتن استفاده شده در مدل سازی.



شکل ۴. نمودار رفتار تنش - کرنش فولاد استفاده شده در مدل سازی.



شکل ۵. نمودار بارگذاری چرخه‌یی مورد استفاده برای مدل سازی عددی در پژوهش حاضر.

۳. نحوه‌ی مدل سازی نمونه‌های عددی در نرم افزار آباکوس

۱.۳. جزئیات مدل سازی

با استفاده از مازول Interaction، نوع سطوح تماس بین اجزاء مختلف یک نمونه مانند سطح تماس بین بتن و فولاد و همچنین بین سطوح فولادی تعریف می‌شود. اثر چسبندگی بین جداره‌ی فولادی و هسته‌ی بتنی در عملکرد سازه‌ی بسیار محسوس نیست و مقدار ضریب پیشنهادی عددی بزرگ‌تر از ۰/۲ بوده است. در پژوهش حاضر، نیز چسبندگی جداره و هسته‌ی بتنی ۰/۴ در نظر گرفته شده است. همچنین برای تعریف سطح تماس بین بخش بتنی یا فولادی با صفحات صلب تکیه‌گاه از گزینه‌ی Tie استفاده شده است که جابه‌جایی نقاط واقع در دو سطح مختلف را در محل تماس دو سطح به یکدیگر وابسته می‌کند. با استفاده از مازول Load، نیز شرایط تکیه‌گاهی تعیین شده است. تکیه‌گاه پایینی ستون، مفصلی و تکیه‌گاه بالای ستون غلتکی بوده است.

۲.۳. مدل سازی بتن

شکل‌های ۲ و ۳، به ترتیب رفتار فشاری تنش - کرنش بتن و رفتار کششی تنش - کرنش بتن استفاده شده در نمونه‌های پژوهش حاضر را نشان می‌دهد. برای مدل سازی رفتار بتن از روش حالت خمیری آسیب استفاده و پارامترهای مورد نیاز آن در جدول ۱ ارائه شده است.

۳.۳. مدل سازی فولاد

برای مدل سازی فولاد و میله‌گردهای فولادی از نمودار تنش - کرنش فولاد استفاده شده است (شکل ۴).

۴.۳. الگوی بارگذاری

بارگذاری رفت و برگشتی پیشنهادی برای اتصال خمشی تیر به ستون از آیین‌نامه‌ی ATC 40^[۱۹] اقتباس شده است. بارگذاری چرخه‌یی مذکور براساس تحلیل غیرخطی و تاریخچه‌ی زمانی سازه‌هایی با قاب خمشی تحت طیفی از داده‌های لرزه‌یی به دست آمده است. در شکل ۵، نمونه‌ی بارگذاری در نمونه‌های استفاده شده در پژوهش حاضر مشاهده می‌شود. در تحلیل‌های مذکور، پیشینه‌ی تغییر شکل و انرژی مستهلک شده در اتصال‌های تیر به ستون، مبنای تدوین الگوی بارگذاری پیشنهادی و معیار پذیرش اتصال‌ها قرار گرفته است. همچنین در جدول ۲، الگوی بارگذاری چرخه‌یی کنترل‌کننده‌ی زاویه‌ی دریفت برای مراحل مختلف بارگذاری ارائه شده است.

۴. معرفی نمونه‌های عددی

نمونه‌ها شامل ۱۷۴ عدد اتصال تیر به ستون لوله‌یی، شامل ۱۰۰ نمونه‌ی اتصال تیر به ستون فولادی پر شده با بتن و ۷۴ نمونه‌ی اتصال تیر به ستون توخالی هستند که شامل این موارد هستند:

۱. اتصال تیر به ستون فولادی پر شده با بتن؛

۲. اتصال تیر به ستون فولادی پر شده با بتن با ورق میان‌گذر؛

۳. اتصال تیر به ستون فولادی خالی به همراه ورق میان‌گذر؛

جدول ۱. ضریب‌های لازم برای مدل‌سازی بتن به روش حالت خمیری آسیب در نرم‌افزار آباکوس.

(E_c) مدول کشسانی = ۳۵ (Gpa)	(ν) ضریب پواسون = ۰٫۲	
(Ψ) زاویه انبساط حجمی = ۳۶٫۳۱(°)	(ε) خروج از مرکزیت جریان = ۰٫۱	
$\frac{\sigma_{bo}}{\sigma_{co}} = ۱٫۱۶$	$k = ۰٫۶۶۶۷$	
$\text{ضریب ویسکوزیته} = ۰٫۰۰۳$		
تنش فشاری (MPa)	کرنش غیرکشسان	d_c
۱۴٫۷۹	۰	۰
۱۶٫۵۸	۰٫۰۰۰۰۳۹	۰٫۱۱۶۳۹۵۹۲
۱۷٫۷۵	۰٫۰۰۰۰۰۵	۰٫۱۴۷۵۱۳۳۸
۱۸٫۸۸	۰٫۰۰۰۰۰۶۲	۰٫۱۸۲۰۲۲۷۲
۲۳٫۰۷	۰٫۰۰۰۰۱۲	۰٫۳۵۴۴۶۳۷۶
۲۴٫۹۵	۰٫۰۰۰۰۱۵۷	۰٫۴۶۱۶۹۷۳۶
۳۵	۰٫۰۰۰۰۸۱۷	۰٫۲۳۹۳۴۶۹۵۶
۳۰٫۱۶	۰٫۰۰۰۱۴۸۱	۰٫۴۳۱۱۴۰۷۳۴
۱۸٫۱۳	۰٫۰۰۰۲۳۸۷	۰٫۶۸۹۱۹۹۸۸۷
۱۴٫۹۷	۰٫۰۰۰۲۵۹۴	۰٫۷۴۷۴۳۰۹۸۳
۷٫۹۵	۰٫۰۰۰۳۰۳۱	۰٫۸۶۹۹۱۲۳۵۳
تنش کششی (Mpa)	کرنش غیرکشسان	d_t
۳٫۵۴۹۶۴۷۸۷	۰	۰
۲٫۴۸۴۷۵۳۵۰۹	۰٫۰۰۰۰۰۵	۰٫۱۱
۱٫۰۶۴۸۹۴۳۶۱	۰٫۰۰۰۰۰۲	۰٫۳۸
۰٫۰۲	۰٫۰۰۰۰۱	۰٫۹۵

جدول ۲. الگوی بارگذاری چرخه‌ی کنترل‌کننده‌ی زاویه‌ی دریافت.

مراحل بارگذاری	تعداد هر چرخه	زاویه‌ی دریافت میان‌طبقه (درصد رادیان) (θ_j)
(J)	(n_j)	
۱	۳	۰٫۳۷۵
۲	۳	۰٫۵
۳	۳	۰٫۷۵
۴	۲	۱
۵	۲	۱٫۵
۶	۲	۲
۷	۲	۳
۸	۲	۴
۹	۲	۵
۱۰	۲	۶
۱۱	۲	۷
۱۲	۲	۸
۱۳	۲	۱۰
۱۴	۲	۱۱
۱۵	۲	۱۳

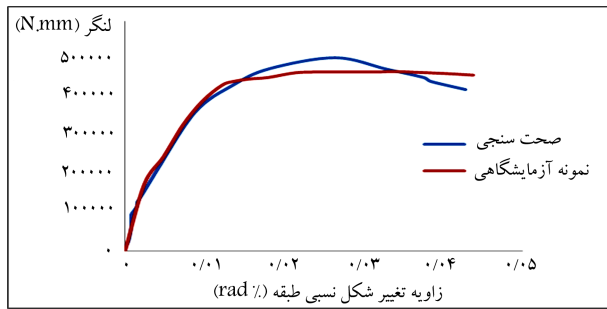
۴. اتصال تیر به ستون فولادی پرشده با بتن با ورق‌های فشاری و کششی فوقانی و تحتانی؛

۵. اتصال تیر به ستون فولادی خالی با ورق‌های فشاری و کششی فوقانی و تحتانی؛

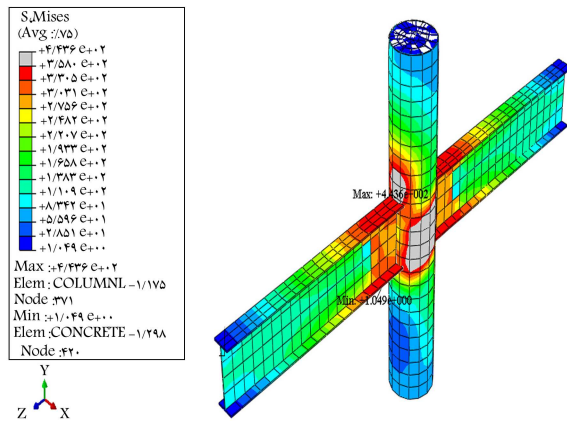
۶. اتصال تیر به ستون فولادی پرشده با بتن به همراه ورق میان‌گذر و ورق‌های فشاری و کششی فوقانی و تحتانی؛

۷. اتصال تیر به ستون فولادی تو خالی به همراه ورق میان‌گذر و ورق‌های فشاری و کششی فوقانی و تحتانی.

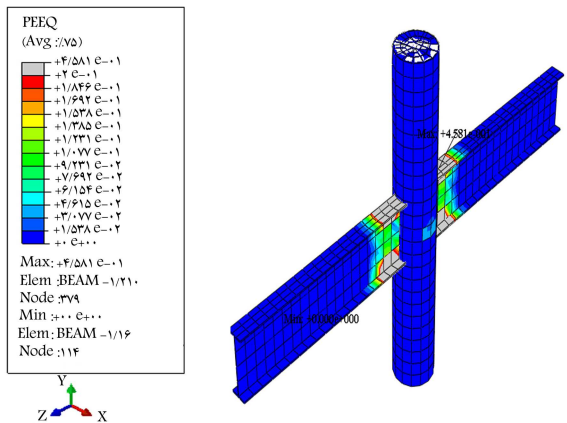
نمونه‌ها شامل تیرهای به عمق ۴۵۰، ۷۰۰ و ۸۰۰ میلی‌متر با ضخامت‌های بال ۱۰ و ۲۰ میلی‌متر و عرض بال ۲۵ میلی‌متر و ضخامت جان ۷٫۶ میلی‌متر بودند و همچنین ستون‌هایی به قطر خارجی ۴۰۰ و ۸۰۰ میلی‌متر، با ضخامت‌های ۶ و ۱۲ میلی‌متر داشتند. ورق‌های اتصال به کار رفته در نمونه‌های مذکور شامل ورق‌های میان‌گذر (ورق پیوستگی) و ورق‌های فوقانی و تحتانی بودند که عرض ورق‌های فوقانی و تحتانی در کل نمونه‌های مورد بررسی ۴۰۰ میلی‌متر بود. در پژوهش حاضر، نمونه‌ها شامل ۷ نمونه‌ی جامع و ۲۴ گروه کلی هستند. گروه ۱، شامل نمونه‌های ۷ تا ۱۳ است که به ترتیب شماره طبق الگو: نمونه‌ی ۷، ستون فولادی پرشده با بتن؛ نمونه‌ی ۸، ستون فولادی پرشده با بتن به همراه ورق میان‌گذر؛ نمونه‌ی ۹، ستون فولادی خالی با ورق میان‌گذر؛ نمونه‌ی ۱۰، ستون فولادی پرشده با بتن به همراه ورق‌های تحتانی و فوقانی؛ نمونه‌ی ۱۱، ستون فولادی خالی با ورق‌های تحتانی و



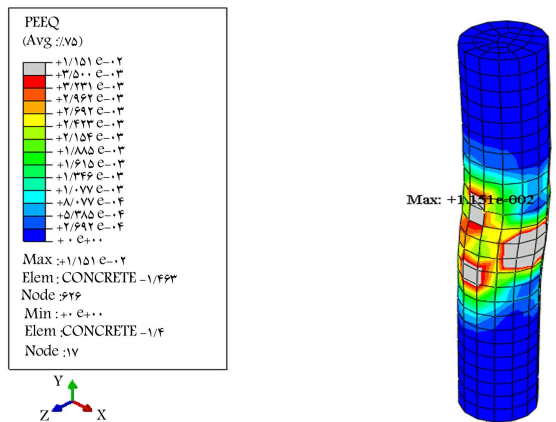
شکل ۷. نمودار پوش آور ممان - دررفت نمونه NSF5



شکل ۸. تنش فون - میسز در فولاد.



شکل ۹. کرنش خمیری در فولاد.



شکل ۱۰. کرنش خمیری معادل بتن داخل جدار فولادی.

فوقانی؛ نمونه ی ۱۲، ستون فولادی پرشده با بتن به همراه ورق های فوقانی و تحتانی و ورق میان گذر و نمونه ی ۱۳، ستون فولادی خالی به همراه ورق های فوقانی و تحتانی و ورق میان گذر است. ورق های فوقانی و تحتانی و ورق میان گذر به شکل دایره یی بودند و ضخامت آن ها با تغییر بار تغییر می کرد و ضخامت آن ها با ضخامت بال تیر یکسان بود. جهت شبکه بندی اتصال فولادی از المان C3DA که یک المان سه بُعدی و ۸ گره یی است، استفاده و به منظور افزایش دقت نتایج، اندازه ی شبکه ها در محدوده ی چشمه ی اتصال نسبت به سایر نقاط کوچک تر در نظر گرفته شده است. ابعاد شبکه ها در محدوده ی چشمه ی اتصال ۲ سانتی متر در ۲ سانتی متر بود.

۵. اعتبارسنجی نرم افزار با نمونه های آزمایشگاهی

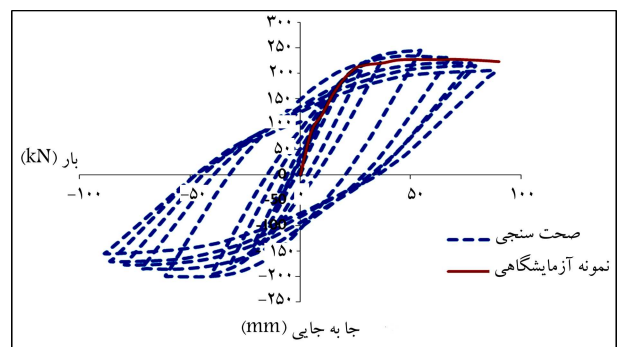
در پژوهش حاضر، یک مطالعه ی آزمایشگاهی انجام شده در سال ۲۰۰۲ [۲۰] انتخاب شده است. نمونه ی انتخابی، نمونه ی NSF5 بود که یک اتصال ستون لوله یی فولادی پرشده با بتن به تیر فولادی است. به منظور اعتبارسنجی نرم افزار مورد استفاده، نمونه ی NSF5 با مقیاس ۲ به ۳ که یک اتصال میانی از قاب فولادی پرشده با بتن و نیز ناحیه ی اتصال انتخاب شده از نصف ارتفاع ستون در طبقات بالا و پایین و وسط دهانه ی تیر، که متناظر با نقطه ی عوض شدن دیاگرام لنگر خمشی تحت بار جانبی است، انتخاب شده است که شامل ستون فولادی دایره یی تو خالی، تیر فولادی و بتن داخل جداره ی فولادی است. تکیه گاه های دو سر ستون، مفصلی هستند. همچنین برای جلوگیری از حرکت خارج از صفحه ی اتصال، تیر در دو ناحیه ی مهار جانبی شده است. فاصله ی بار چرخه یی از آکس ستون، ۲۰۵۷ میلی متر بوده است. به منظور صحت سنجی نمونه های مورد مطالعه، نمونه ی آزمایشگاهی مذکور در نرم افزار آباکوس مدل سازی شده است.

۱.۵. نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی مدل اجزاء محدود اتصال ها

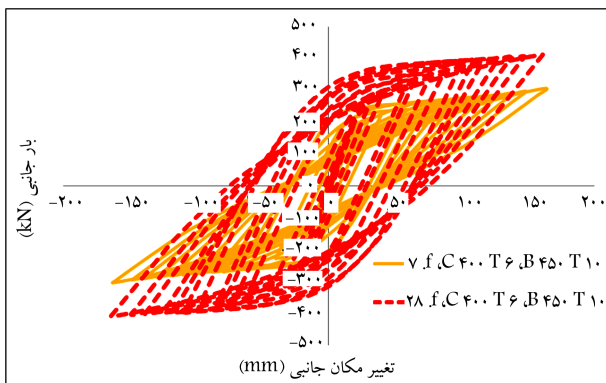
جهت صحت سنجی اولیه

در شکل های ۶ و ۷، به ترتیب منحنی های بار - تغییرمکان و ممان - دررفت در نمونه های آزمایشگاهی و عددی بررسی و مقایسه شده اند. پس از آنالیز نمونه ی مدل سازی شده در نرم افزار آباکوس، به بررسی نتایج مورد نیاز که شامل توزیع تنش فون - میسز در شکل ۸، توزیع کرنش خمیری معادل در شکل ۹ و کرنش خمیری در شکل ۱۰ پرداخته شده است.

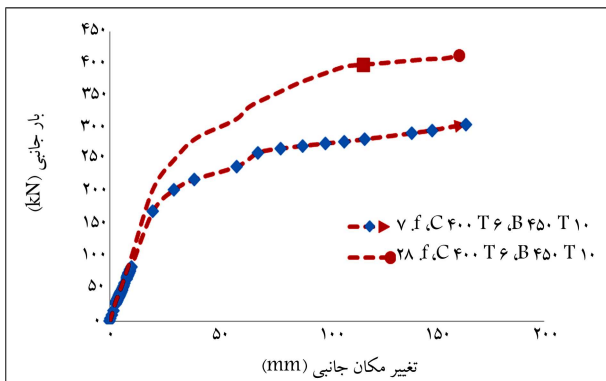
نتایج حاصل از بررسی مدل های آزمایشگاهی و عددی صحت سنجی شده نشان می دهد که درصد اختلاف بین مدل آزمایشگاهی و عددی در حدود ۷٫۹٪ است که اختلاف ناچیزی است. در مدل سازی المان محدود صورت گرفته، اتصال



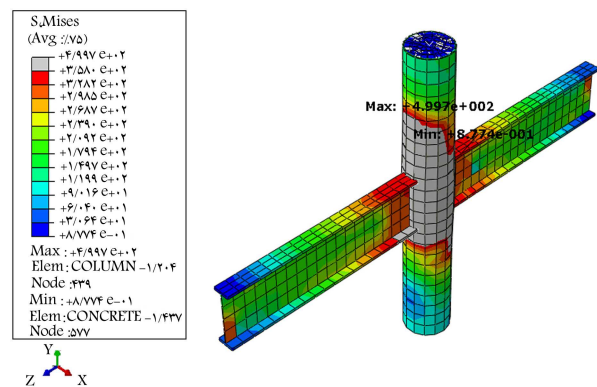
شکل ۶. نمودار بار جانبی - تغییرمکان مدل NSF5



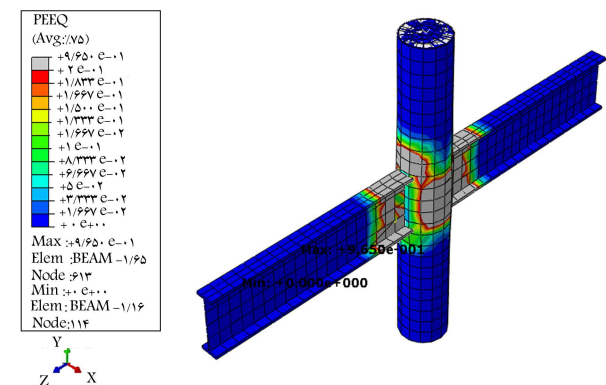
شکل ۱۱. نمودار چرخه‌ی بار - تغییر مکان.



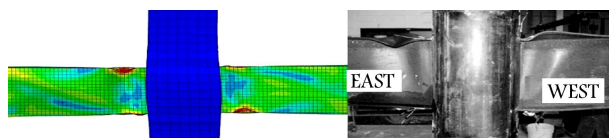
شکل ۱۲. نمودار پوش‌آور نمونه‌های ۷ و ۲۸.



شکل ۱۳. تنش فون - میسز در نمونه‌ی ۲۸.



شکل ۱۴. کرنش خمیری معادل در فولاد نمونه‌ی ۲۸.



شکل ۱۵. کمانش بال تیر در مدل NSF5: [۲۰] سمت راست: مدل آزمایشگاهی، سمت چپ: مدل عددی.

بین المان‌های آرماتورهای فولادی و بتن به صورت کاملاً پیوسته و بدون در نظر گرفتن هرگونه لغزش بین آن‌ها بوده است.

با توجه به شکل ۸، تنش جاری‌شدگی در بال تیر فولاد، ۳۵۸ مگاپاسکال بوده و به وضوح مشخص است که بیشترین تنش در چشمه‌ی اتصال رخ داده است. با توجه به اینکه کرنش خمیری فولاد ST52، مقدار ۰/۲ است، همان‌گونه که در شکل ۹ مشخص شده است، بیشینه‌ی کرنش خمیری معادل اتصال، در تیر فولادی رخ داده است. با توجه به اینکه کرنش خمیری بتن مقدار ۰/۰۰۳۵ است، موقعیت کرنش خمیری بتن در شکل ۱۰ به خوبی مشخص است. علاوه بر تطابق نتایج آزمایشگاهی با مدل‌سازی عددی، نحوه‌ی رفتار اتصال تحت بارگذاری چرخه‌ی بار در مدل‌سازی عددی و انطباق آن با نتایج آزمایشگاهی نیز اهمیت زیادی دارد. نحوه‌ی کمانش بال‌های تیر در نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود و مشخص است که دو نمونه، رفتار تقریباً مشابهی داشته‌اند.

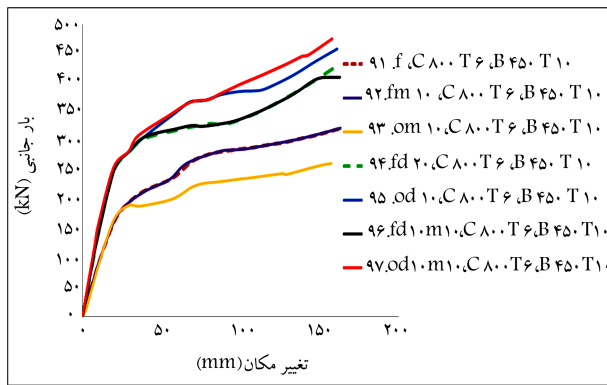
۶. بررسی دو نمونه ستون فولادی پر شده با بتن در اثر

تغییر ضخامت

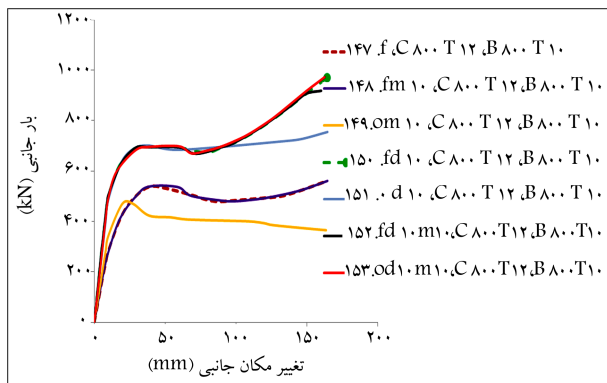
رفتار تنش - کرنش فولاد و بتن در ستون‌های CFT به علت اندرکنش بین فولاد و بتن چندمتغیره یا چندمحوری است. حال به بررسی دو نمونه‌ی CFT که ابعاد یکسان به جز در ضخامت بال دارند، پرداخته شده است. شکل ۱۲، نمودار چرخه‌ی بار - جابه‌جایی و شکل ۱۳، نمودار پوش‌آور نمونه‌های ۷ و ۲۸ را نشان می‌دهد. با توجه به شکل ۱۲، با افزایش ضخامت بال تیر، انرژی جذب‌شده به مقدار ۳۱٪ افزایش یافته است.

با توجه به شکل ۱۳ که افزایش ظرفیت باربری اتصال را در دو نمونه نشان می‌دهد، مشخص می‌شود که نمونه با ضخامت بیشتر بال تیر، ظرفیت باربری بیشتری نسبت به ضخامت کمتر دارد. جهت بررسی تنش‌ها و کرنش‌های به وجود آمده در فولاد و بتن به مقایسه‌ی دو نمونه‌ی مذکور پرداخته شده است. شکل ۱۴، تنش فون - میسز را در نمونه‌ی ۲۸ نشان می‌دهد.

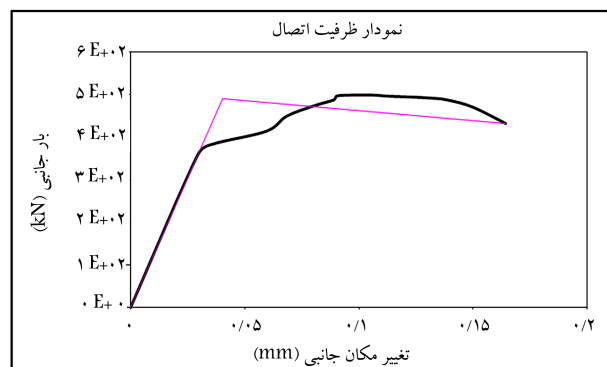
با توجه به شکل ۱۴، چشمه‌ی اتصال در اثر تغییر ضخامت بال تیر در نمونه‌ی ۲۸، تأثیر بسیار زیادی در روند استهلاک انرژی در اتصال و رفتار اتصال در زلزله‌های شدید داشته است. اگر چشمه‌ی اتصال ضعیف باشد، حتی در صورت اجرای اتصال کاملاً صلب با مقاومت اتصال بیشتر از تیر که باعث می‌شود شکست از ناحیه‌ی اتصال نباشد، این موضوع باعث به وجود آمدن تغییرشکل زیاد و در نتیجه باعث شکست ترد اتصال می‌شود. در گذار از حوزه‌ی کشسان به حوزه‌ی خمیری و بروز تسلیم در مناطق تمرکز تنش، اگر چه ضریب تمرکز تنش به سبب بازتوزیع تنش مازاد بر حد تسلیم روی همسایگی‌های تسلیم نشده کاهش می‌یابد و میدان تنش به سمت یکپوخت شدن حول میانگین پیش می‌رود، اما به دلیل انباشت بدون بازتوزیع کرنش خمیری و نرخ سریع رشد آن در اثر تسلیم و وادادگی توده‌ی مصالح، ضریب تمرکزکرنش به نحو چشمگیری افزایش می‌یابد. با توجه به شکل ۱۵ که کرنش خمیری



شکل ۱۷. مقایسه‌ی نمودار نیرو - تغییر مکان نمونه‌های ۹۱ تا ۹۷ از گروه ۱۳.



شکل ۱۸. مقایسه‌ی نمودار نیرو - تغییر مکان نمونه‌های ۱۴۷ تا ۱۵۳ از گروه ۲۱.

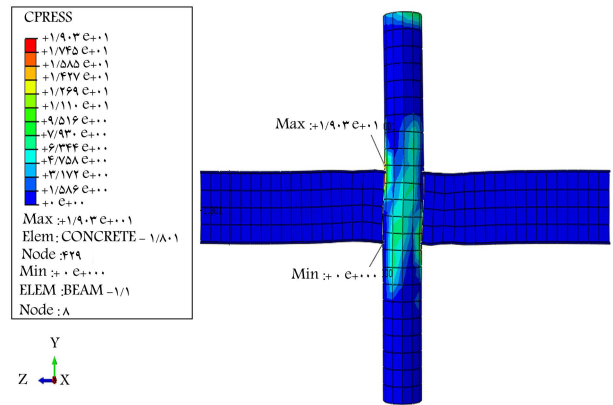


شکل ۱۹. نمودار دو خطی شده‌ی ظرفیت اتصال نمونه‌ی ۲۳.

ستون‌های فولادی پر شده با بتن به همراه ورق‌های فوقانی و تحتانی و ورق میان‌گذر هستند، به دلیل ثابت ماندن مقاومت چشمه‌ی اتصال در برابر بارهای وارده و ثابت ماندن جان تیر (در پژوهش حاضر)، تیر قادر به تحمل بارهای بیشتر از ظرفیت خود نبوده و دچار کماتش جانبی و منهدم شده است.

۲.۷. تأثیر ضخامت تیر در شکل‌پذیری اتصال در نمونه‌ها

برای بررسی و تحلیل تأثیر ضخامت بال تیر در شکل‌پذیری اتصال، نمونه‌هایی که در هر گروه مشخصات هندسی یکسان به غیر از پارامتر ضخامت داشتند، در نظر گرفته شدند، تا تأثیر ضخامت بال تیر، زمانی که ۱ و ۲ میلی‌متر هستند، در شکل‌پذیری و سختی اتصال با یکدیگر مقایسه شوند. شکل ۱۹، نمودار دو



شکل ۱۶. تنش فشاری و کششی در بتن نمونه‌ی ۷.

معادل در فولاد نمونه‌ی ۲۸ را نشان می‌دهد، شکست اتصال‌های سازه‌های فلزی پر شده با بتن، از نقاط تمرکز تنش آغاز و گسترش می‌یابد و از سوی دیگر سازه در حین زلزله تحت بارگذاری چرخه‌یی قرار می‌گیرد، که شکست ناشی از آن در شدت‌های بسیار بالای کرنش رخ می‌دهد. بنابراین می‌توان با بررسی میدان مرکز کرنش حول متمرکزکننده‌های تنش در اتصال‌ها، موضع بروز شکست را پیش‌بینی کرد.

مطابق شکل ۱۶، با توجه به تنش فشاری و کششی در بتن نمونه‌ی ۷ در اثر اعمال بار وارده بر تیر، بتن در ناحیه‌ی کششی کاملاً از جداری فولادی جدا شده و تنشی را متحمل نشده است و سپس در اثر بارگذاری چرخه‌یی و محصورشدگی‌اش بارهای وارده را تحمل کرده است.

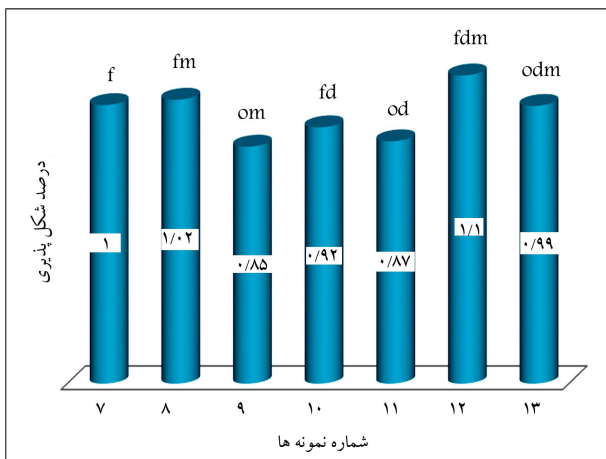
۷. نتایج مربوط به اتصال‌ها

۷.۱. مقایسه‌ی ظرفیت باربری نمونه‌ها در هر گروه

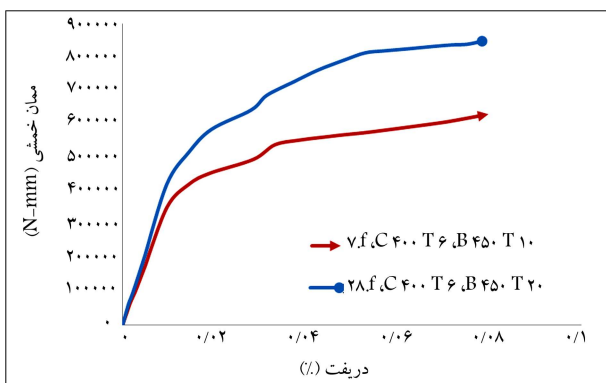
جهت بررسی و مقایسه‌ی ظرفیت باربری نمونه‌ها در هر گروه، نمودارهای ظرفیت باربری نمونه‌ها رسم شده است. شکل ۱۷، مقایسه‌ی نمودار نیرو - تغییر مکان نمونه‌های ۹۱ تا ۹۷ از گروه ۱۳ و شکل ۱۸، مقایسه‌ی نمودار نیرو - تغییر مکان نمونه‌های ۱۴۷ تا ۱۵۳ از گروه ۲۱ را نشان می‌دهند. با مقایسه‌ی تغییر شکل‌ها و نیروهای موجود در اتصال‌ها، سطح عملکرد هر یک از اجزاء اتصال و در نتیجه سطح عملکرد سازه مشخص شده است.

نمونه‌های موجود در هر گروه، شامل: اتصال ستون فولادی پر شده با بتن به تیر فولادی (f)؛ اتصال ستون فولادی پر شده با بتن با ورق میان‌گذر (fm)؛ اتصال ستون فولادی تو خالی به تیر فولادی با ورق میان‌گذر (om)؛ اتصال ستون فولادی پر شده با بتن با ورق فوقانی و تحتانی به تیر فولادی (fd)؛ اتصال ستون فولادی خالی به ورق میان‌گذر (od)؛ اتصال ستون فولادی پر شده با بتن توسط ورق فوقانی و تحتانی و ورق میان‌گذر (fdm) و اتصال ستون فولادی تو خالی با ورق میان‌گذر (odm) هستند. در گروه ۱، بیشترین ظرفیت باربری مربوط به نمونه‌ی اتصال فولادی پر شده با بتن با ورق تحتانی و فوقانی به همراه ورق میان‌گذر و کمترین نیز مربوط به نمودار اتصال فولادی خالی با ورق میان‌گذر بوده است.

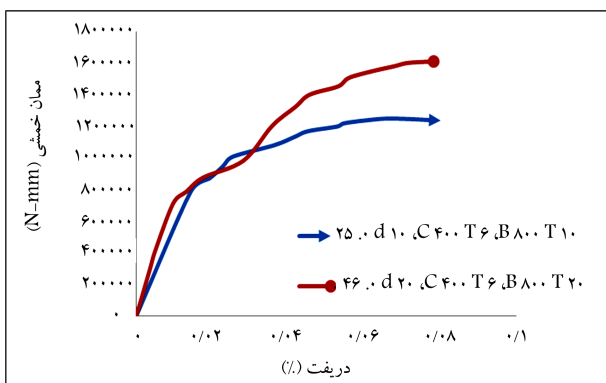
در نمونه‌های فولادی پر شده با بتن به علت محدود بودن و محبوسیت بتن، مقاومت فشاری بتن در برابر بارهای وارده افزایش یافته است که این اثر باعث افزایش ظرفیت باربری سازه‌ی موردنظر می‌شود. در اثر افزایش عمق تیر در نمونه‌هایی که



شکل ۲۱. میزان درصد شکل پذیری نسبت به نمونه‌ی CFT در گروه ۱.



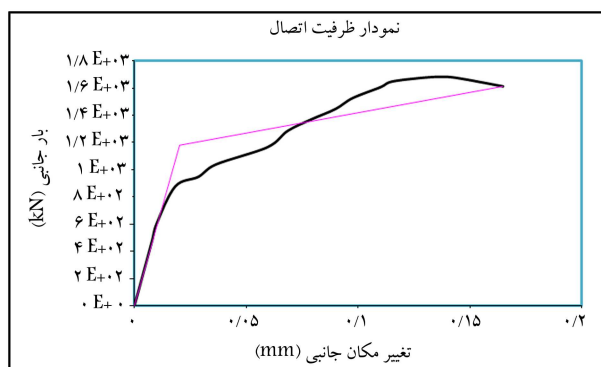
شکل ۲۲. مقایسه‌ی ظرفیت خمشی نمونه‌های ۷ و ۲۸.



شکل ۲۳. مقایسه‌ی ظرفیت خمشی نمونه‌های ۲۵ و ۴۶.

۳.۷. نمودار ممان - دریفت انتهای تیر در اتصال‌ها

جهت مقایسه‌ی ظرفیت خمشی اتصال‌ها، با استفاده از نمودارهای بار- تغییرمکان، ظرفیت خمشی آن‌ها بررسی شده است. ممان خمشی مورد مطالعه، ممان ایجاد شده در اثر تغییرمکان در انتهای تیر ضرب در طول تیر بوده و درصد نسبی ممان اتصال هر نمونه نیز بررسی شده است. به دلیل تعداد زیاد نمونه‌ها، ۴۲ نمونه از اتصال‌ها، در ۲۱ گروه بررسی و مطالعه شدند. شکل ۲۲، مقایسه‌ی ظرفیت خمشی نمونه‌های ۷ و ۲۸ و شکل ۲۳، مقایسه‌ی ظرفیت خمشی نمونه‌های ۲۵ و ۴۶ را نشان می‌دهند. همان‌طور که در شکل ۲۲ مشخص است، ممان خمشی در اثر



شکل ۲۰. نمودار دو خطی شده‌ی ظرفیت اتصال نمونه‌ی ۱۷۴.

خطی شده‌ی ظرفیت اتصال نمونه‌ی ۲۳ و شکل ۲۰ نمودار دو خطی شده‌ی ظرفیت اتصال نمونه‌ی ۱۷۴ هستند که روند محاسبه‌ی آن‌ها طبق آیین‌نامه‌ی FEMA۳۵۶ بوده است.^[۲۱] در جدول ۳، نیز تأثیر ضخامت تیر در شکل پذیری و سختی اتصال (تیرهای به ارتفاع ۴۵۰ میلی‌متر و ستون به قطر ۴۰۰ و ضخامت ۶ میلی‌متر) ارائه شده است. در تحلیل استاتیکی غیرخطی به روش ساده‌شده، مدل رفتاری اعضا به صورت دوخطی در نظر گرفته می‌شود. برای این منظور در پژوهش حاضر، براساس آیین‌نامه‌ی FEMA۳۵۶ عمل شده است. در مدل مذکور، منحنی رفتار یک سازه به صورت دو خط مستقیم ساده‌سازی می‌شود. طبق تعریف مرجع یادشده، شیب خط اول این نمودار ساده‌شده بیانگر مقدار سختی جانبی مؤثر است.

با توجه به جدول ۳ مشخص است که به طور متوسط نسبت کاهش شکل پذیری برای نمونه‌های فولادی پر شده با بتن در اثر تغییر ضخامت نسبت به شکل پذیری نمونه‌های فولادی تو خالی، ۱۱/۲٪ بوده است که این اختلاف به دلیل سختی نمونه‌هاست. همچنین در جدول ۴، سختی و ضریب شکل با استفاده از نمودار ظرفیت ارائه شده است.

با توجه به جدول ۴، نتیجه گرفته شد که در سازه‌های فولادی پر شده با بتن، در اثر تغییر ضخامت، در تمامی نمونه‌ها بهینه‌ترین شکل پذیری مربوط به تیر به عمق ۷۰۰ میلی‌متر است و نسبت درصد سختی تیر به عمق ۷۰۰ میلی‌متر نسبت به باقی اتصال‌ها، ۱۴٪ افزایش دارد. همچنین با افزایش ضخامت بال تیر در سازه‌های CFT، شکل پذیری اتصال ۱۲٪ کاهش یافته است، که این کاهش در اتصال‌های ستون فولادی خالی به ۲۶٪ می‌رسد. این مقایسه نشان می‌دهد که شکل پذیری اتصال‌ها CFT به مراتب بیشتر از اتصال‌های ستون فولادی خالی است. همچنین درصد سختی کشسان نمونه‌ها نسبت به نمونه‌ی ستون فولادی با ورق میان‌گذر، برای اتصال CFT، اتصال CFT با ورق میان‌گذر، اتصال ستون فولادی با ورق فوقانی و تحتانی، اتصال CFT با ورق فوقانی و تحتانی و ورق میان‌گذر، و اتصال با ستون فولادی با ورق تحتانی و فوقانی و ورق میان‌گذر به ترتیب ۲۴، ۲۸، ۶، ۹، ۶۸، ۳۰ و ۳۰٪ افزایش یافته است. در شکل ۲۱، میزان درصد شکل پذیری نمونه‌ها در گروه ۱ نسبت به نمونه‌ی CFT مشاهده می‌شود.

با توجه به شکل ۲۱، شکل پذیری برای اتصال CFT، اتصال CFT با ورق میان‌گذر، اتصال ستون فولادی با ورق فوقانی و تحتانی، اتصال CFT با ورق فوقانی و تحتانی و ورق میان‌گذر و اتصال با ستون فولادی با ورق تحتانی و فوقانی و ورق میان‌گذر آن‌ها نسبت به نمونه‌ی ستون فولادی با ورق میان‌گذر به ترتیب ۱۶، ۲۰، ۲، ۳، ۱۷ و ۱۷٪ افزایش داشته‌اند.

جدول ۳. تأثیر ضخامت تیر در شکل پذیری و سختی اتصال (تیرهای به ارتفاع ۴۵۰ میلی متر و ستون به قطر ۴۰۰ و ضخامت ۶ میلی متر).

ردیف	شماره نمونه	سختی اتصال (K)	تغییر مکان		بار تسلیم (F _y)(KN)	بار نهایی (F _u)(KN)	ضریب شکل پذیری (Δ _u /Δ _y)	درصد شکل پذیری نمونه (نسبت به ضخامت کمتر) (%)
			تسلیم (m) (Δ _y)	نهایی (m) (Δ _u)				
۱	۷	۹۱۳۴	۰٫۰۲۴	۰٫۰۸۸	۲۲۱	۲۷۲	۳٫۶۵	۴٫۲
	۲۸	۱۰۹۲۶	۰٫۰۲۷	۰٫۰۹۹	۳۰۲	۳۸۶	۳٫۵	۰
۲	۸	۹۴۵۳	۰٫۰۲۳	۰٫۰۸۷	۲۲۵	۲۷۶	۳٫۶۷	۷٫۶
	۲۹	۱۱۰۵۶	۰٫۰۲۷	۰٫۰۹۴	۳۰۴	۳۹۵	۳٫۴۱	۰
۳	۹	۷۳۸۵	۰٫۰۲۸	۰٫۰۹۴	۲۰۸	۲۴۷	۳٫۹۸	۶٫۹
	۳۰	۸۸۴۸	۰٫۰۲۹	۰٫۰۹۹	۲۰۹	۲۷۵	۳٫۳۱	۰
۴	۱۰	۱۲۷۲۵	۰٫۰۲۶	۰٫۰۷۶	۲۳۰	۳۶۰	۲٫۹۱	۱۱٫۱
	۳۱	۱۵۹۹۹	۰٫۰۲۴	۰٫۰۷	۳۵۴	۴۷۰	۲٫۸۸	۰
۵	۱۱	۸۰۰۴	۰٫۰۲۷	۰٫۰۸	۲۲۲	۳۴۵	۳٫۱۸	۴٫۹
	۳۲	۸۹۷۵	۰٫۰۲۸	۰٫۰۸۶	۲۸۷	۴۰۹	۳٫۰۳	۰
۶	۱۲	۱۲۹۹۵	۰٫۰۲	۰٫۰۷۷	۲۶۴	۳۹۵	۳٫۷۹	۲۱٫۲
	۳۳	۱۳۳۱۱	۰٫۰۲۱	۰٫۰۶۷	۳۷۶	۴۹۹	۲٫۸۲	۰
۷	۱۳	۹۳۵۲	۰٫۰۲۴	۰٫۰۸۵	۲۳۴	۳۵۸	۳٫۴۶	۱۳
	۳۴	۹۵۹۸	۰٫۰۲۳	۰٫۰۷۳	۲۹۸	۴۱۶	۳٫۰۶	۰

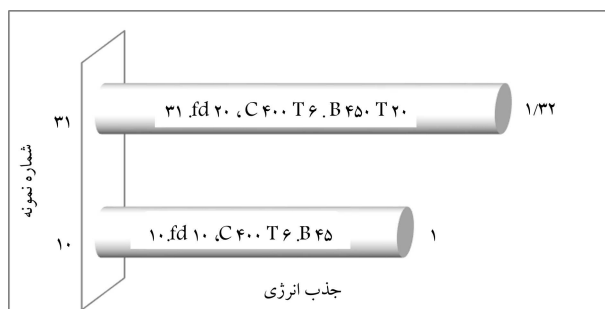
جدول ۴. محاسبه سختی و ضریب شکل با استفاده از نمودار ظرفیت براساس FEMA۳۵۶.

نام نمونه	سختی کشسان (K)	بار تسلیم (V _y)	تغییر مکان تسلیم (Δ _y)	بار نهایی (V _u)	تغییر مکان تسلیم (Δ _u)	ضریب شکل پذیری (μ = Δ _u /Δ _y)
۷	۹۱۳۴	۲۲۱	۰٫۰۲۴	۲۷۲	۰٫۰۸۸	۳٫۶
۸	۹۴۵۳	۲۲۵	۰٫۰۲۳	۲۷۵	۰٫۰۸۷	۳٫۷
۹	۷۳۵۸	۲۰۸	۰٫۰۲۸	۲۴۷	۰٫۰۹۴	۳٫۹
۱۰	۱۲۷۲۵	۲۳۰	۰٫۰۲۵	۳۶۰	۰٫۰۷۶	۲٫۹
۱۱	۸۰۰۴	۲۲۱	۰٫۰۲۷	۳۴۵	۰٫۰۸۸	۳٫۲
۱۲	۱۲۹۹۴	۲۶۴	۰٫۰۲	۳۹۵	۰٫۰۷۷	۲٫۸
۱۳	۹۵۵۲	۲۳۴	۰٫۰۲۴	۳۵۸	۰٫۰۸۵	۳٫۵

افزایش ضخامت بال تیر، افزایش یافته است، که میزان آن برای تیر با ضخامت زیاد نسبت به ضخامت کمتر، ۳۵٪ بوده است. با توجه به شکل ۲۳، در نمونه ۴۶، مقاومت افزایشدهی مشاهده می شود، که این مقاومت در اثر مقاومت بتن در جداری فولادی بوده و همچنین نسبت ممان تحمل شده، ۲۶٪ افزایش یافته است.

۴.۷. میزان جذب انرژی در اتصالها

سطح زیر نمودار بار- تغییر مکان، به عنوان معیاری برای مقایسه انرژی کل جذب شده تا حد آستانه‌ی انهدام عضو در نظر گرفته شده است. جهت محاسبه میزان جذب انرژی در نمونه‌ها، سطح زیر منحنی براساس تغییر مکان پیشینیه‌ی قابل قبول که همان



شکل ۲۴. مقایسه‌ی میزان درصد جذب انرژی بین نمونه‌های ۱۰ و ۳۱.

تغییرمکان نظیر ۸٪ نیروی بیشینه است، در نظر گرفته شده است. در شکل ۲۴، میزان درصد جذب انرژی بین نمونه‌های ۱۰ و ۳۱ مشاهده می‌شود.

با توجه به شکل ۲۴، در اتصال‌های فولادی پرشده از بتن با ستون فولادی به قطر ۴۵۰ میلی‌متر و تیر به عمق ۴۵۰ میلی‌متر، درصد انرژی جذب شده در اثر تغییر ضخامت توسط اتصال‌ها، ۲۵٪ از نمونه‌های فولادی خالی بیشتر هستند. این امر سطح عملکرد مناسب و استهلاک انرژی بیشتر سازه‌های فولادی پرشده با بتن را نشان می‌دهد.

۸. نتیجه‌گیری

پس از انجام تحلیل‌ها و محاسبه‌های لازم، نتایج به این صورت به دست آمده‌اند:

۱. در سازه‌های فولادی پرشده با بتن، در اثر تغییر ضخامت، بهینه‌ترین شکل پذیری در تمامی نمونه‌ها، مربوط به تیر به عمق ۷۰۰ میلی‌متر است، که نسبت شکل پذیری آن نسبت به دیگر اتصال‌های فولادی پرشده با بتن ۱۴٪ بیشتر بوده است.
۲. با افزایش ضخامت بال تیر در سازه‌های CFT، شکل پذیری اتصال ۱۸٪ کاهش یافته است، که این کاهش در اتصال‌های ستون فولادی خالی به ۲۶٪ رسیده است و این مقایسه نشان می‌دهد که شکل پذیری اتصال‌های CFT به مراتب بیشتر از اتصال‌های ستون فولادی خالی هستند.
۳. در نمونه‌های با ارتفاع کم، هنگامی که ضخامت بال تغییر می‌کند، مقدار جذب انرژی اتصال‌های CFT به صورت چشمگیری از اتصال‌های با ستون‌های فولادی

توخالی بیشتر بوده است، که نسبت جذب انرژی اتصال‌های CFT نسبت به اتصال‌های ستون فولادی توخالی، ۳۳٪ است. با افزایش ارتفاع، نسبت جذب انرژی نمونه‌های فولادی پرشده با بتن با ورق فوقانی و تحتانی، ۳۰٪ کمتر از نمونه‌های با ضخامت کمتر است.

۴. در نمونه‌های مورد مطالعه، بهترین عملکرد خمشی مربوط به تیر به عمق ۷۰۰ میلی‌متر بوده است که متوسط نسبت کاهش ضخامت بیشتر به ضخامت کمتر، ۵٪ است.

۵. در نمونه‌هایی که ستون‌های فولادی پرشده با بتن به همراه ورق‌های فوقانی و تحتانی و ورق میان‌گذر و همچنین ارتفاع تیر نیز زیاد بوده است به دلیل سختی بالای ستون و ثابت ماندن ضخامت جان تیر، تیر دچار کماتش جانبی شده و قبل از اینکه به ظرفیت باربری نهایی خود برسد، منهدم شده است.

۶. درصد سختی کشسان نمونه‌ها نسبت به نمونه‌ی ستون فولادی با ورق میان‌گذر برای اتصال‌های CFT، CFT با ورق میان‌گذر، ستون فولادی با ورق فوقانی و تحتانی، CFT با ورق فوقانی و تحتانی و ورق میان‌گذر، و ستون فولادی با ورق تحتانی و فوقانی و ورق میان‌گذر، به ترتیب ۲۴٪، ۲۸٪، ۶٪، ۹٪، ۶۸٪ و ۳٪ افزایش یافته است.

۷. درصد شکل پذیری نمونه‌ها نسبت به نمونه‌ی ستون فولادی با ورق میان‌گذر برای اتصال‌های CFT، CFT با ورق میان‌گذر، ستون فولادی با ورق فوقانی و تحتانی، CFT با ورق فوقانی و تحتانی و ورق میان‌گذر و ستون فولادی با ورق تحتانی و فوقانی و ورق میان‌گذر، به ترتیب ۱۶٪، ۲٪، ۸٪، ۲٪، ۳٪ و ۱۷٪ افزایش یافته است.

۸. با توجه به توزیع کرنش خمیری معادل بتن در نمونه‌ها می‌توان به این نتیجه رسید که در نمونه‌های فولادی خالی، ابتدا چشمه‌ی اتصال و سپس تیر به کرنش نهایی خود می‌رسند.

۹. با توجه به توزیع تنش در نمونه‌های ستون فولادی پرشده با بتن، چشمه‌ی اتصال در نمونه‌های مذکور به مرز جاری شدن نزدیک نمی‌شوند، که دلیل اصلی آن عدم پیوستگی کافی بین ستون بتنی و ستون فولادی است.

پانویس‌ها

1. concrete filled tube
2. Abaqus

منابع (References)

1. Kloppel, K. and Goder, W. "Traglastversuche mit ausbetonierten stahlrohren und aufstellung einer bemessungsformel", *Der Stahlbau, Berlin*, **26**(1), pp.1-10, (Jan., 1957).

2. Salani, H.R. and Sims, J.R. "Behavior of mortar filled steel tubes in compression", *Journal of the American Concrete Institute*, **61**(10), pp. 1271-1283 (1964).
3. Bridge, R.Q. "Concrete filled steel tubular columns", Report No. R283, School of Civil Engineering, University of Sydney, Sydney, Australia (1976).
4. Kitada, T., Yoshida, Y. and Nakai, H. "Fundamental study on elastoplastic behavior of concrete encased steel short tubular columns", *Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University, Osaka, Japan*, **28**, pp. 237-253 (1987).
5. Konno, K., Kei, T. and Nagashima, T. "Behavior of concrete-filled square steel columns", *Proceedings of*

- IABSE Symposium*, Brussels (1990).
6. Johansson, M. and Gylltoft, K. "Mechanical behavior of circular steel-concrete composite stub columns", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **128**(8), pp. 1073-1081 (Aug., 2001).
 7. Tomii, M. and Sakino, K. "Experimental studies on the ultimate moment of concrete filled square steel tubular beam-columns", *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, **275**, pp. 55-63 (Jan., 1979).
 8. Ichinohe, Y., Matsutani, T., Nakajima, M. and et al. "Elasto-plastic behavior of concrete filled steel circular columns", *Proceedings of the 3rd International Conference on Steel-Concrete Composite Structures*, Wakabayashi, M. (ed.), Fukuoka, Japan, 26-29, Association for International Cooperation and Research in Steel-Concrete Composite Structures, pp. 131-136 (Sep., 1991).
 9. Mao, X.Y. and Xiao, Y. "Seismic behavior of confined square CFT columns", *Engineering Structures*, **28**(10), pp. 1378-1386 (Aug., 2006).
 10. Liu, J., Zhou, X. and Zhang, S. "Seismic behaviour of square CFT beam-columns under biaxial bending moment", *Journal of Constructional Steel Research*, **64**(12), pp. 1473-1482 (Dec., 2008).
 11. Sheet, I.S., Gunasekaran, U. and MacRae, G.A. "Experimental investigation of CFT column to steel beam connections under cyclic loading", *Journal of Constructional Steel Research*, **86**, pp. 167-182 (July, 2013).
 12. Hassan, M.M., Ramadan, H.M., Abdel-Mooty, M.N. et al. "Behavior of concentrically loaded CFT braces connections", *Journal of Advanced Research*, **5**(2), pp. 243-252 (Mar., 2014).
 13. Qin, Y., Chen, Zh. and Wang, X. "Experimental investigation of new internal-diaphragm connections to CFT columns under cyclic loading", *Journal of Constructional Steel Research*, **98**, pp. 35-44 (July, 2014).
 14. Kwon, Y.B. and Jeong, I.K. "Resistance of rectangular concrete-filled tubular (CFT) sections to the axial load and combined axial compression and bending", *Thin-Walled Structures*, **79**, pp. 178-186 (June, 2014).
 15. Yu, Y., Chen, Zh. and Wang, X. "Effect of column flange flexibility on WF-beam to rectangular CFT column connections", *Journal of Constructional Steel Research*, **106**, pp. 184-197 (Mar., 2015).
 16. Fan, J., Liu, Ch., Yang, Y. and et al. "Shear capacity of 3D composite CFT joints subjected to symmetric loading condition", *Journal of Constructional Steel Research*, **112**, pp. 242-251 (Sep., 2015).
 17. Long, Y.-L., Wan, J. and Cai, J. "Theoretical study on local buckling of rectangular CFT columns under eccentric compression", *Journal of Constructional Steel Research*, **120**, pp. 70-80 (Apr., 2016).
 18. Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, **114**(8), pp.1804-1826 (1988).
 19. Applied Technology Council, ATC40, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings california seismic safety commission, **1**, pp.167-182 (1997).
 20. Elremaily, A. and Azizinamini, A. "Behavior and strength of circular concrete-filled tube columns", *Journal of Constructional Steel Research*, **58**(12), pp. 1567-1591 (2002).
 21. Federal Emergency Management Agency, "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of building", FEMA356, Washington, D.C. (2000).