

بررسی عددی اتصال‌های کامپوزیت تشکیل شده از دال‌های بتنی پیش‌ساخته و اتصال‌های برشی پیچی

شمیم طقیانی اسفرجانی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

مهران زینلیان* (دانشیار)

عبدالرضا عطایی (استادیار)

مریم داعی (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و حمل و نقل، دانشگاه اصفهان

مهندسی عمران شریف، پاییز ۱۴۰۰ (دوره ۲ - ۳۷، شماره ۳/۲، ص. ۲۴۳-۲۴۷)، پژوهشی

استفاده از سقف‌های کامپوزیت (دال بتنی و تیر فولادی) به دلیل کارایی بالای آنها در سال‌های اخیر رو به افزایش است. معمولاً اتصال بین دال بتنی و تیر فولادی از طریق برش‌گیرهایی که به بال تیر فولادی جوش داده می‌شوند (گل‌میخ‌ها)، برقرار می‌شود؛ که نقش اصلی را در یک‌پارچه کردن عملکرد مرکب سازه‌های مذکور و تحمل نیروهای برشی ایفا می‌کنند. در پژوهش حاضر، به بررسی رفتار سازه‌ی برش‌گیرهای پیچی در تیرهای کامپوزیت پرداخته شده است. با استفاده از نتایج آزمایشگاهی موجود، نمونه‌های عددی با استفاده از نرم‌افزار آباکوس مدل شده‌اند و پس از صحت‌سنجی مدل‌ها و تطبیق نتایج عددی با نتایج حاصل از آزمایش، یک مطالعه‌ی پارامتریک گسترده بر اساس تأثیر درصد آرماتور، ضخامت و مقاومت فشاری دال بتنی پیش‌ساخته، مقاومت و اندازگی پیچ‌ها روی سازه‌های اشاره شده و اتصال‌های پیچی همراه با آنها انجام شده است. نتایج مطالعه‌ی پارامتریک نشان داد که نوع پیچ مصرفی و مقاومت فشاری دال بتنی از مهم‌ترین عوامل مؤثر در رفتار نمودار نیرو - جابه‌جایی پیچ هستند.

shamimtoghiani.esf@gmail.com
m.zeynalian@eng.ui.ac.ir
a.ataei@eng.ui.ac.ir
maryam.daei@gmail.com

واژگان کلیدی: تیر فولادی، دال بتنی، اتصال برشی پیچی، اتصال کامپوزیت، رفتار سازه‌ی.

۱. مقدمه و تاریخچه‌ی تحقیقات

اتصال‌ها و تیرهای فرعی (در صورت جوشی بودن اتصال‌های آنها) به پایان می‌رسد، جوشکاری برش‌گیرها آغاز می‌شود. سپس قالب‌بندی دال و پس از نصب میلگردها، ریختن بتن در محل انجام می‌شود. بر این اساس، روش‌های ساخت فعلی سازه‌های کامپوزیت از نظر زمانی، مالی و نیروی انسانی هزینه‌بر هستند. از طرفی با توجه به تغییرات ایجاد شده در کاربری زمین‌های شهری، بسیاری از ساختمان‌های میان‌مرتبه باید تخریب شوند و تخریب سطوح مرکب با برش‌گیرهای گل‌میخ، ضایعات فراوان و مصرف بسیار زیاد انرژی را به دنبال دارد. بنابراین، به طراحی یک نوع سازه‌ی کامپوزیت نیاز است، که علاوه بر استفاده از دال‌های بتنی پیش‌ساخته در آن، اعضاء اتصال در پایان عمر مفید سازه بتوانند به راحتی از هم جدا شوند و سازه بر چیده شود. از این رو، استفاده از اتصال‌های برشی پیچی همراه با دال بتنی پیش‌ساخته در سازه‌های کامپوزیت پیشنهاد می‌شود. علاوه بر این اثبات شده است که عملکرد سازه‌ی اتصال‌های برشی پیچی از اتصال‌های جوشی بهتر بوده و ظرفیت برشی آنها بیشتر است؛ به عبارت دیگر، نمودار نیرو - لغزش آنها رفتار بهتری را از خود نشان می‌دهد.^[۱] در پژوهش حاضر، به روش مدل‌سازی اتصال‌های پیچی در سازه‌ی

فولاد ساختمانی و بتن دو نوع از مصالح پرکاربرد در صنعت ساخت و ساز هستند، که به علت مقاومت پایین بتن در برابر تنش‌های کششی و امکان کم‌اندامش برای بخش‌های فولادی ساختمانی تحت تنش‌های فشاری و برای رفع معایب ذکر شده، از آنها در کنار هم و اصطلاحاً به صورت کامپوزیت (مرکب) استفاده می‌شود. زمانی که مصالح فولاد ساختمانی و بتن در سازه‌های مرکب در کنار یکدیگر قرار می‌گیرند، ویژگی‌های مثبت خود را به خوبی نشان می‌دهند و کارایی سازه‌ی آنها به مقدار قابل توجهی افزایش می‌یابد. بنابراین از آنها در ساختمان‌سازی و پل‌سازی به وفور استفاده می‌شود. معمولاً اتصال بین دال بتنی و تیر فولادی از طریق برش‌گیرهایی که به بال تیر فولادی جوش داده می‌شوند (گل‌میخ‌ها)، برقرار می‌شود، که در یک‌پارچه کردن عملکرد مرکب آنها و تحمل نیروهای برشی، نقش اصلی را دارند. در روش‌های ساخت سازه‌های کامپوزیت فعلی، پس از آن‌که عملیات جوشکاری تیرهای اصلی،

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۹/۷/۲۷، اصلاحیه ۱۳۹۹/۱۲/۲، پذیرش ۱۳۹۹/۱۲/۲۴

DOI:10.24200/J30.2021.56583.2840

کامپوزیت در نرم‌افزار آباکوس و مقایسه‌ی نتایج حاصل با نتایج آزمایشگاهی پرداخته شده است. برای بررسی تأثیر پارامترهای مختلف در رفتار سازه‌های کامپوزیت، یک مطالعه‌ی پارامتریک و در پایان، جمع‌بندی نهایی انجام شده است. در مورد انواع برش‌گیرهای جوشی و پیچی نیز مطالعاتی انجام شده است:

گتسکو^۱ و همکاران (۱۹۹۶)،^[۴] یک آزمایش برش مستقیم بر روی گل‌میخ‌ها (۴ نمونه) انجام دادند، که دو مورد از آنها تحت اثر بارگذاری یکنواخت و بقیه تحت اثر بارگذاری دینامیکی قرار گرفته بودند. آزمایش اخیر اطلاعات مفیدی در مورد شکل نمودارهای نیرو - لغزش و سرعت خرابی نمونه‌ها ارائه داده است. همچنین دو آزمایش برشی استاندارد بر روی اتصال‌های برشی جوشی در تیرهای مرکب فولادی - بتنی توسط برسی^۲ و همکاران (۱۹۹۹)،^[۳] انجام شده است. لذا نمونه‌ها با شرایط مرزی مختلفی ساخته شدند، تا تأثیر عکس‌العمل‌ها بررسی شود و همچنین تحت اثر جابه‌جایی یکنواخت، متغیر و ثابت قرار گرفتند. نتایج نهایی آزمایش اخیر بر اساس مقاومت برشی تسلیم، مقاومت برشی بیشینه و قابلیت شکل‌پذیری به دست آمدند. زاندونینی^۳ و همکاران (۲۰۰۰)،^[۴] نیز سه آزمایش برشی استاندارد روی اتصال برشی گل‌میخ انجام دادند و از لحاظ لرزه‌یی، نمونه‌ها را تحت اثر تغییرشکل‌های متغیر، ثابت و تصادفی قرار دادند و نتایج را بر اساس مقاومت تسلیم و نهایی برشی و قابلیت شکل‌پذیری به دست آوردند و با نتایج ارائه شده در آیین‌نامه‌های مرتبط صحت‌سنجی و در انتها، مدل‌های مختلفی برای بهبود روابط خستگی و بازه‌های محدود خرابی گل‌میخ‌ها پیشنهاد کردند. دالام^۴ (۱۹۶۸)،^[۵] دوازده آزمایش برشی استاندارد را با استفاده از پیچ‌های با مقاومت بالا به عنوان اتصال‌های برشی انجام داد، که در آنها، حالت شکست همه‌ی نمونه‌ها با تسلیم برش‌گیرهای پیچی و آسیب شدید بتن اتفاق افتاد. همچنین ایشان بر اساس نتایج تجربی نشان دادند که برش‌گیرهای پیچی بر مقاومت، ظرفیت بیشتری (حدوداً ۲ برابر) نسبت به برش‌گیرهای جوشی دارند و پیچ‌ها نیز هیچ لغزشی در برابر بار بهره‌برداری از خود نشان نمی‌دهند. لام^۵ و همکاران (۲۰۱۳)،^[۶] نیز ۸ مورد آزمایش برشی برای بررسی رفتار اتصال‌های برشی مدفون شده در دال بتنی انجام دادند و دریافته‌اند که برش‌گیرهای پیچی، شکل‌پذیری بیشتری نسبت به برش‌گیرهای جوشی دارند؛ اما مقاومت برشی برش‌گیرهای پیچی با برش‌گیرهای جوشی برابر است. همچنین عطایی و همکاران (۲۰۱۷)،^[۷] رفتار برش‌گیر پیچی اصطکاکی در تیرهای مرکب بتنی - فولادی را با هدف بررسی عملکرد برش‌گیرهای مذکور و تعیین نمودار نیرو - جابه‌جایی آنها در تیرهای مرکب بتنی - فولادی بررسی کردند و دریافته‌اند که نمودار نیرو - جابه‌جایی اتصال‌های مورد نظر کاملاً با برش‌گیرهای جوشی متفاوت است. پاولویچ^۶ و همکاران (۲۰۱۳)،^[۸] نیز ۴ آزمایش برشی استاندارد با استفاده از برش‌گیرهای پیچی توکار تک‌مهره‌یی M۱۶، برای بررسی رفتار اتصال مذکور انجام دادند و نتایج حاصل شده را با آزمایش‌های انجام شده روی برش‌گیرهای جوشی توسط دیگر پژوهشگران مقایسه کردند و دریافته‌اند که مقاومت برشی و سختی برش‌گیرهای پیچی تک‌مهره‌یی به ترتیب حدود ۹۵ و ۵۰ درصد برش‌گیرهای جوشی است و حالت شکست اصلی نمونه‌ها با شکست پیچ‌ها همراه بوده است. عطایی و همکاران (۲۰۱۹)،^[۹] هم ۱۲ آزمایش برشی استاندارد با استفاده از پیچ‌های توکار تک‌مهره‌یی به عنوان اتصال‌دهنده‌های برشی انجام دادند و دریافته‌اند که شکست پیچ‌ها، تغییرشکل بال تیر فولادی و ترک‌خوردگی دال بتنی، مودهای اصلی گسیختگی هستند و اندازه و نوع پیچ مصرفی نیز تأثیر قابل‌توجهی در رفتار اتصال‌های مذکور می‌گذارند. همچنین اسچاپ^۷ (۲۰۰۴)،^[۱۰] در میان تعداد زیادی از برش‌گیرهای نصب شده با هدف تقویت پل‌های غیرکامپوزیت موجود، که تجزیه تحلیل شده بودند، ۳ آزمون برشی بر روی برش‌گیرهای پیچی توکار دو مهره‌یی انجام داد و با مقایسه‌ی نتایج دیگر مطالعات بر روی انواع برش‌گیرهای

نصب شده، دریافت که برش‌گیرهای مذکور عملکرد خوبی دارند و توصیه کرد که آزمایش‌های بیشتری در مورد آنها انجام شود. کوان^۸ و همکاران (۲۰۰۸)،^[۱۱] نیز با انجام ۳ آزمایش بر روی برش‌گیرهای پیچی دو مهره‌یی، میانگین ظرفیت برشی در هر برش‌گیر پیچی در متوسط لغزش سطحی ۸/۷ میلی‌متر را مساوی ۱۸۳/۵kN گزارش کردند و حالت شکست نمونه‌ها، با شکستگی پیچ همراه بوده است. میرزا^۹ و همکاران (۲۰۱۱)،^[۱۲] هم ۶ آزمایش برشی استاندارد با استفاده از دو نوع مختلف از پیچ‌های کور (بست‌های آژاکس^۱ و پیچ‌های هلو^۱) به عنوان اتصال‌دهنده‌های برشی انجام دادند، که در آنها، شکست همه‌ی نمونه‌ها با خردشدگی بتن همراه بوده است. همچنین عطایی و همکاران (۲۰۱۶)،^[۱۳] رفتار سازه‌یی سازه‌های نیمه‌صلب کامپوزیت را همراه با اتصال‌های برشی پیچی کور بررسی کردند و پیشنهاد دادند که از تعداد پیچ بیشتر با قطر کمتر، به جای تعداد پیچ کمتر با قطر بیشتر استفاده شود؛ زیرا در چنین حالتی انتقال نیروی برشی بین دال بتنی و تیر فولادی بهتر انجام می‌شود.

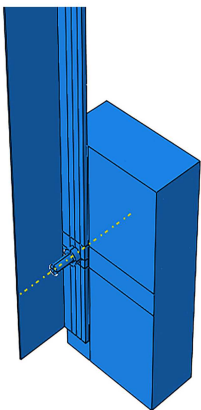
۲. مدل‌سازی و صحت‌سنجی

در بخش حاضر، به مطالعه‌ی عددی اتصال بر اساس نرم‌افزار اجزاء محدود پرداخته شده است.

۱.۲. مدل‌سازی اتصال

به منظور اعتبارسنجی و صحت عملکرد درست نرم‌افزار، ابتدا به معرفی نمونه‌ی سازه‌ی مورد نظر پرداخته و سپس جهت اطلاع از عملکرد داده‌های پژوهش حاضر، روند صحت‌سنجی ارائه شده است. نوشتار استفاده شده برای صحت‌سنجی، شامل نتایج تجربی و تحلیل عددی با نرم‌افزار آباکوس بوده است و در انتها، به بررسی و مقایسه‌ی نتایج پژوهش عطایی و همکاران (۲۰۱۹)،^[۹] با نتایج عددی حاصل از نرم‌افزار عددی پرداخته شده است.

مدل بررسی شده شامل دو بخش اصلی یعنی دال بتنی و تیر فولادی بوده است شکل ۱، که توسط یک پیچ تک‌مهره‌یی M۲۰ به یکدیگر متصل شده‌اند شکل ۲ تمامی بخش‌های تشکیل‌دهنده‌ی مدل، شامل: دال بتنی، تیر فولادی، پیچ توکار تک‌مهره‌یی و آرماتورها به صورت جداگانه در قسمت پارت^{۱۲} نرم‌افزار ساخته و سپس در قسمت اسمبلی^{۱۳} با یکدیگر ترکیب شده‌اند. همچنین به جهت ساده‌سازی

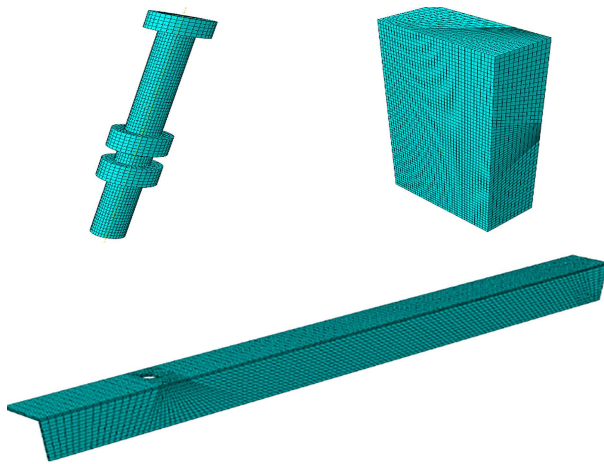


ب) مدل‌سازی اتصال در آباکوس

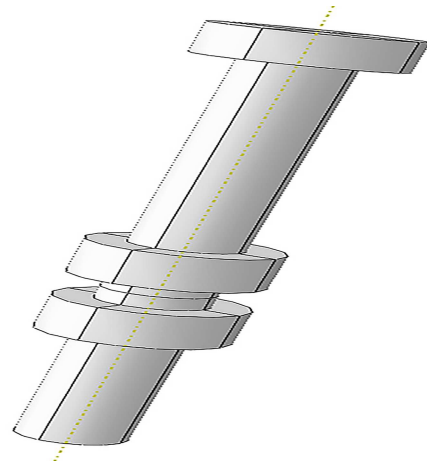


الف) نمونه‌ی ساخته شده توسط عطایی و همکاران (۲۰۱۹)

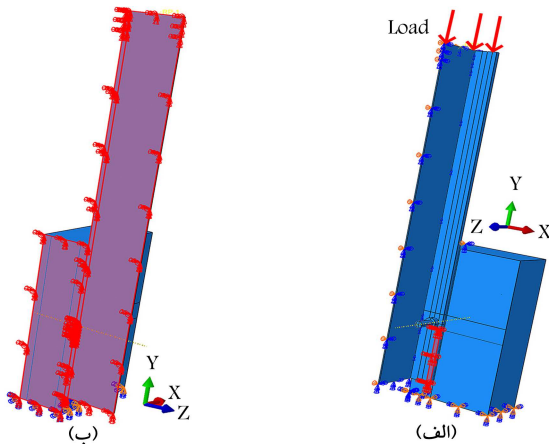
شکل ۱. اتصال کامپوزیت.^[۹]



شکل ۳. مش بندی اجزاء اتصال.



شکل ۲. پیچ ۲۰° M.



شکل ۴. شرایط مرزی متقارن.

در جهت X و Y (ZSYMM) و همچنین مطابق با شکل ۴ - ب، صفحه‌یی در راستای عمود بر جهت X، مدل را از حرکت در جهت X و چرخش در جهت Y و Z محدود کرده است (XSYMM).

با توجه به این‌که در شرایط واقعی آزمایش، صفحه‌ی پایینی دال بتنی کاملاً بسته شده است، در شبیه‌سازی نمونه نیز صفحه‌ی پایینی دال بتنی کاملاً از حرکت و چرخش در تمامی جهات محدود شده است (ENCASTRE). علاوه بر این، تمامی المان‌های سطح بالایی مقطع فولادی به یک نقطه‌ی مرجع (RP) محدود شده‌اند، زیرا بارگذاری که به صورت جابه‌جایی -کنترل اعمال می‌شود، دقیقاً به نقطه‌ی مرجع وارد می‌شود. لازم به ذکر است که در پژوهش حاضر، از حل‌گر تحلیلی Explicit استفاده شده است.

۴.۲. خواص مصالح فولادی

برای تعریف خواص کشسان تمامی مصالح فولادی، شامل: مقطع فولادی، آرماتورها و پیچ، ضریب پواسون و مدول کشسانی به ترتیب مقادیر ۰/۳ و ۲۰۰ GPa در نرم‌افزار وارد شده و برای تعریف خواص خمیری مصالح از نمودار دوتقطه‌یی تنش - کرنش استفاده شده است. بدین صورت که به ازاء تنش تسلیم و تنش نهایی به ترتیب مقادیر کرنش صفر و اختلاف کرنش خمیری و تسلیم در نظر گرفته شده است (شکل ۵).

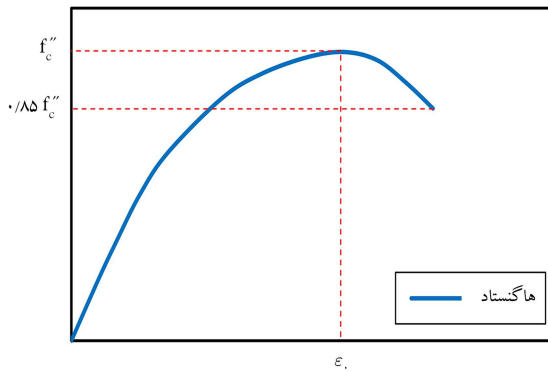
مدل و افزایش روند سرعت تحلیل، یک‌چهارم نمونه‌ی واقعی در نرم‌افزار مذکور مدل‌سازی و بررسی شده است. اتصال بین قطعات ذکر شده، یعنی تیر فولادی، دال بتنی پیش‌ساخته و پیچ ۲۰° M، با استفاده از روش تماس کلی^{۱۴} اتفاق افتاده است. در جهت موازی با صفحه‌ی رابط، گزینه‌ی پانلنتی^{۱۵} استفاده شده است، که در آن ضریب اصطکاک ۰/۱ برای تمامی برخوردها استفاده شده است. همچنین برای هماهنگی با واقعیت، سوراخ‌های موجود در تیر فولادی به اندازه‌ی ۲ میلی‌متر بیشتر از قطر پیچ مدل‌سازی شدند، تا به آنها در طی بارگذاری اجازه‌ی لغزش داده شود. گزینه‌ی تای^{۱۶} برای اعمال نیروی پیش‌تندگی به پیچ، بین بال تیر فولادی و مهره‌ی انتهایی پیچ تعریف شده است. به منظور شبیه‌سازی آرماتورها در قطعه‌ی بتنی پیش‌ساخته و همچنین مدفون کردن پیچ در دال بتنی، گزینه‌ی امید^{۱۷} استفاده شد؛ که در آن فرض شده است آرماتورها و پیچ، درون قطعه‌ی بتنی پیش‌ساخته مدفون شده‌اند.

۲.۲. مش بندی اتصال

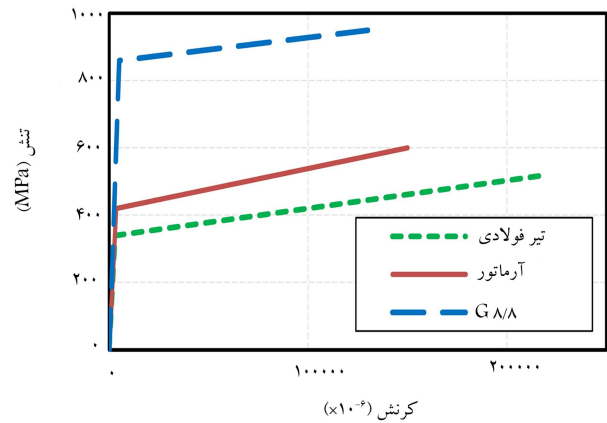
استفاده از المان سه‌بعدی ۸ گره‌یی شش‌وجهی با انتگرال کاهش‌یافته (C3D8R)، مناسب‌ترین روش در تحلیل‌های دینامیکی است. بنابراین، برای مش‌بندی تیر فولادی، دال بتنی و پیچ از المان C3D8R استفاده شده است. اما برای مش‌بندی آرماتورها، به دلیل آن‌که در مدل از نوع Truss تعریف شده‌اند، از المان دو گره‌یی خرابایی (T3D2) استفاده شده است. اندازه‌ی مش، بسته به ابعاد و اهمیت قطعات متغیر است. به عنوان مثال، تیر فولادی و دال بتنی با المان‌های ۱۰ میلی‌متری مش‌بندی شده‌اند، در حالی که پیچ، مشی به اندازه‌ی ۲/۴ میلی‌متری داشته است (شکل ۳). در نواحی مورد انتظار گسیختگی پیچ و یا به عبارت دیگر در مناطقی که اجرا در تماس با یکدیگرند، اندازه‌ی مش ثابت و به مقدار ۲/۴ میلی‌متر نگه داشته شده است، زیرا انتقال اندازه‌ی مش در نواحی ذکر شده، باعث خراب شدن مدل‌های انعطاف‌پذیر می‌شود.

۳.۲. شرایط مرزی

با توجه به ویژگی‌های هندسی متقارن و بارگذاری اعمال شده، فقط یک‌چهارم از هر نمونه در آباکوس مدل‌سازی و برای هماهنگی با واقعیت، شرایط مرزی متقارن بر روی مدل اعمال شده است. همان‌طور که در شکل ۴ - الف مشاهده می‌شود، صفحه‌یی در راستای عمود بر جهت Z، مدل را از حرکت در جهت Z و چرخش



شکل ۶. نمودار تنش - کرنش بتن بر اساس مدل هاگنستاد. [۱۴]



شکل ۵. نمودار تنش - کرنش اجزاء فولادی.

۵.۲. خواص مصالح بتنی

در پژوهش حاضر، برای تعریف خواص دال بتنی از مدل آسیب‌دیدگی خمیری^{۱۸} استفاده شده است. در مدل اخیر، که شکست ناشی از فشار و کشش در بتن را به طور هم‌زمان در نظر می‌گیرد، مهم‌ترین مکانیزم‌های شکست بتن، شامل ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری است. برای مشخص شدن تابع تسلیم استفاده شده در نرم‌افزار لازم است تا پارامترهای مربوط به آن، که در ادامه به طور اجمالی معرفی شده‌اند، در نرم‌افزار تعریف شوند:

- f_{bo}/f_{co} : نسبت بیشینه‌ی تنش فشاری دوجوره به بیشینه‌ی تنش فشاری تک‌محوری بتن، که به صورت پیش‌فرض در نرم‌افزار مساوی $1/16$ در نظر گرفته شده است.

- Ψ, ϵ : در نرم‌افزار آپاکوس برای مدل کردن خاصیت حالت خمیری بتن از تابع پتانسیل جریان خمیری استفاده می‌شود، که به پارامترهای زاویه‌ی اتساع (Ψ) و خروج از مرکزیت (ϵ) وابسته است. برای پارامترهای ذکر شده به ترتیب مقادیر 3° و $1/1$ در نظر گرفته شده است.

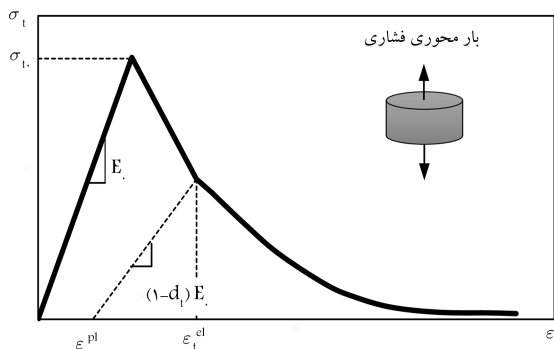
- K_c : مشخص‌کننده‌ی شکل مقطع عرضی سطح تسلیم و در محدوده‌ی $0/5$ تا 1 متغیر است. بر اساس پیش‌فرض نرم‌افزار، مقدار K_c برابر $0/666$ در نظر گرفته شده است.

- ویسکوزیته: با هدف جلوگیری از واگرایی تحلیل، ماده‌ی بتن در نرم‌افزار با استفاده از پارامتر ویسکوزیته به صورت یک ماده‌ی ویسکوخمیری محسوب می‌شود، که برابر با $0/01$ در نظر گرفته شده است.

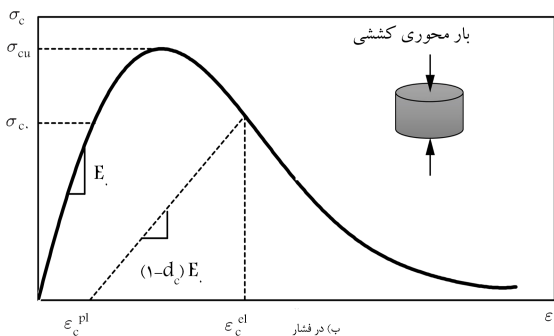
منحنی تنش - کرنش بتن در فشار، باید بر اساس نتایج آزمایش فشار تک‌محوره تعیین شود. اما در صورت عدم دسترسی به نتایج آزمایشگاهی، می‌توان از روابط معرفی شده توسط سایر پژوهشگران استفاده کرد. یکی از معروف‌ترین روابط ارائه شده، روابط معرفی شده توسط هاگنستاد^{۱۹} است. [۱۴] در روش اخیر، رابطه‌ی تنش - کرنش بر حسب مقاومت فشاری بتن (f_c')، کرنش نظیر تنش بیشینه (ϵ_o) مطابق رابطه‌ی ۱ تعیین می‌شود:

$$f_c = f_c'' \cdot \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_o} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^2 \right] \quad (1)$$

که در آن، f_c'' بیشینه‌ی تنش فشاری است، که می‌تواند در دال بتنی ایجاد شود. مقدار f_c'' از رابطه‌ی $f_c'' = k_s f_c'$ به دست می‌آید؛ که ضریب k_s را می‌توان برای



الف) در کشش؛



ب) در فشار.

شکل ۷. نمودار تنش - کرنش بتن. [۱۵]

بتن‌هایی با مقاومت فشاری استوانه‌یی برابر ۱۵، ۲۰، ۲۵، ۳۰ و یا بزرگ‌تر از ۳۵ مگاپاسکال، به ترتیب برابر ۱، ۰/۹۷، ۰/۹۵، ۰/۹۳ و ۰/۹۲ در نظر گرفت. مقدار ϵ_o برای بتن‌های مختلف از $0/002$ تا $0/003$ متغیر است. در صورتی که مدول کشسانی بتن معلوم باشد، ϵ_o مطابق رابطه‌ی ۲ تعیین می‌شود. همچنین منحنی هاگنستاد در شکل ۶ مشاهده می‌شود.

$$\epsilon_o = 1/8 \frac{f_c''}{E_c} \quad (2)$$

برای مدل‌سازی رفتار بتن در کشش، از منحنی دوخطی استفاده می‌شود (شکل ۷ - الف). با توجه به شکل ۷ - الف، پارامترهای f_c' تنش متناسب با ترک‌خوردگی بتن در کشش، ϵ_{cr} کرنش متناسب با ترک‌خوردگی بتن در کشش و ϵ_{cr-u} کرنش متناسب با تنش کششی صفر هستند، که به علت باز شدن بیش از اندازه‌ی دهانه‌ی

ترک ایجاد و مقادیرشان مطابق روابط ۳ تعیین می‌شود:

$$f_t = \sigma_c / \sqrt{f'_c}$$

$$\varepsilon_{cr} \approx \sigma_c / 10000$$

$$\varepsilon_{cr-u} \approx 10 \varepsilon_{cr} = \sigma_c / 1000 \quad (3)$$

لازم به ذکر است که پارامترهای d_c و d_t در شکل ۷، پارامترهای خسارت هستند و سختی بتن را مشخص می‌کنند و مقادیر آنها به ترتیب از روابط ۴ و ۵ به دست می‌آیند. مقدار بیشینه‌ی آنها برابر ۱ است و در صورتی که مقدار آنها صفر در نظر گرفته شود، به این معناست که سختی مصالح در چرخه‌های بارگذاری و باربرداری تغییر نمی‌کند. مقادیر پارامترهای مذکور تابعی از هندسه و نوع مدل بتن مسلح است. همچنین E_t و E_c به ترتیب مدول کشسانی بتن در فشار و کشش هستند. مدول کشسانی بتن در فشار با استفاده از رابطه‌ی ۶ محاسبه می‌شود:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f'_c} \quad (4)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f'_t} \quad (5)$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (6)$$

که در آنها، f'_c و f'_t به ترتیب مقاومت فشاری و کششی بتن در لحظه‌ی شروع گسیختگی و σ_c و σ_t به ترتیب مقاومت فشاری و کششی بتن در کرنش‌های مختلف متناظر هستند.

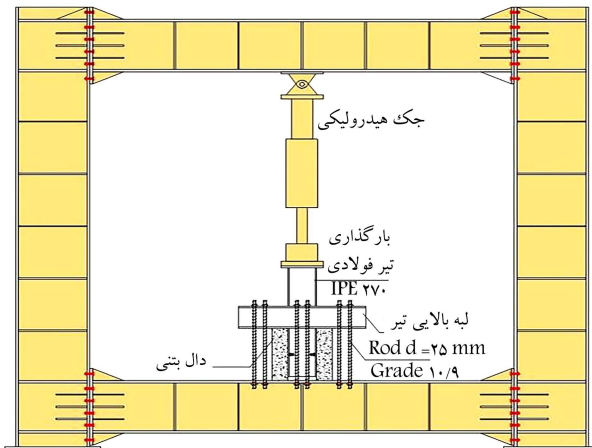
۶.۲. مقایسه با نتایج آزمایشگاهی

در بخش کنونی، نتایج مدل‌سازی ارائه شده با نتایج آزمایشگاهی موجود، که توسط عطایی و همکاران (۲۰۱۹)^[۹] در آزمایشگاه دانشکده‌ی مهندسی عمران دانشگاه اصفهان انجام شده مقایسه شده است. در آزمایش‌های مذکور، ۱۲ نمونه ساخته و رفتار اتصال برشی آنها تحت بارگذاری یکپوخت و چرخه‌یی (۳ نمونه تحت بارگذاری یکپوخت و ۹ نمونه تحت بارگذاری چرخه‌یی) بررسی شده است. متغیرهای اصلی در آزمایش‌های اخیر، اندازه و مقاومت پیچ‌ها بودند. در شکل‌های ۸ و ۹، یکی از نمونه‌های آزمایش شده و همچنین نحوه‌ی انجام آزمایش مشاهده می‌شود. برای صحت‌سنجی مدل با نتایج آزمایشگاهی، دو مدل با استفاده از پیچ‌های $M20-8/8$ و $M16-8/8$ در نرم‌افزار آباکوس ساخته شدند و نمودار نیرو - جابه‌جایی آنها با نمودار نتایج آزمایشگاهی با استفاده از پیچ‌های مذکور مقایسه شده است. همان‌طور که در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ مشاهده می‌شود، مدل قابل اطمینان است؛ چرا که در هر دو مدل بررسی شده، انطباق بسیار خوبی از لحاظ شیب اولیه (سختی)، مقدار بیشینه و سطح زیر نمودارها بین نتایج مدل و آزمایش افتاده است. لازم به ذکر است که به منظور صحت‌سنجی مدل، بررسی مودهای گسیختگی و تطابق آنها در مدل‌سازی عددی و آزمایشگاهی، اهمیت ویژه‌ی دارد.

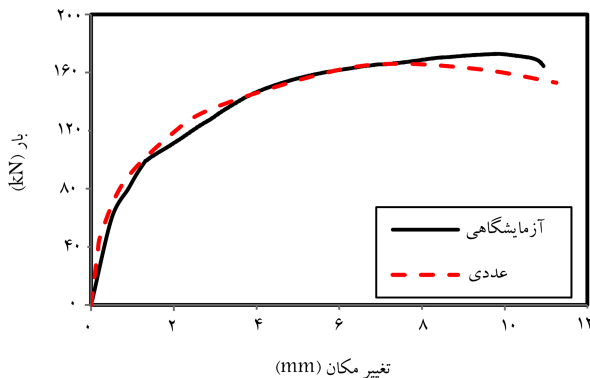
در سازه‌های کامپوزیت با استفاده از اتصال‌های پیچی، شکست پیچ، تغییرشکل بال تیر فولادی و ترک‌خوردگی بتن به عنوان مودهای گسیختگی محسوب می‌شوند.^[۹] بر اساس آزمایش‌ها انجام شده بر روی پیچ‌های $M20-8/8$ و $M16-8/8$ ، شکست پیچ به عنوان مود گسیختگی شناخته شد؛ به عبارت دیگر، پیچ‌ها در آخرین مرحله‌ی انجام آزمایش بریده شدند و در اطراف آنها در عضو بتنی ترک‌هایی ایجاد شد. در نتایج عددی به دست آمده نیز، پیچ‌ها دچار شکست و گسیختگی شدند و در نواحی اطراف آنها ترک‌هایی در دال بتنی ایجاد شد. به عنوان نمونه، نتایج مدل‌سازی پیچ $M20-8/8$ در شکل‌های ۱۲ الی ۱۵ مشاهده می‌شوند.



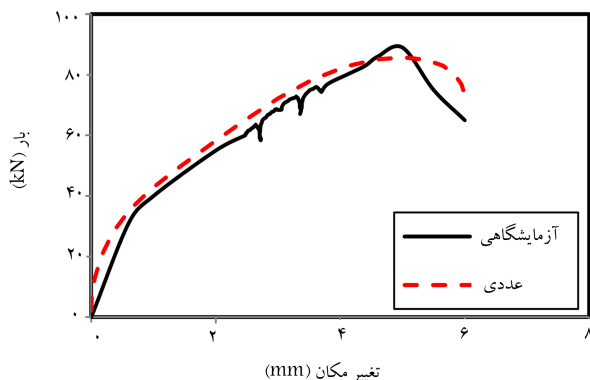
شکل ۸. نمونه‌ی ساخته شده جهت انجام آزمایش.^[۹]



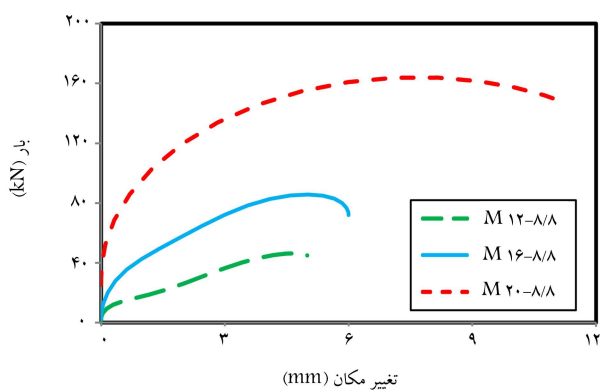
شکل ۹. نحوه‌ی انجام آزمایش.^[۹]



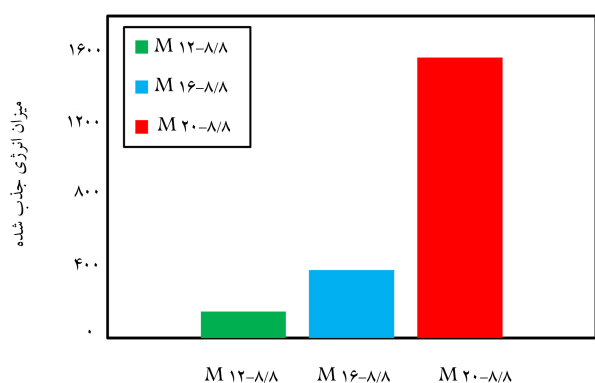
شکل ۱۰. نمودار نیرو - جابه‌جایی $M20-8/8$.



شکل ۱۱. نمودار نیرو - جابه‌جایی $M16-8/8$.



شکل ۱۶. تغییرات نمودار نیرو - جابه‌جایی بر اساس قطر اسمی پیچ.



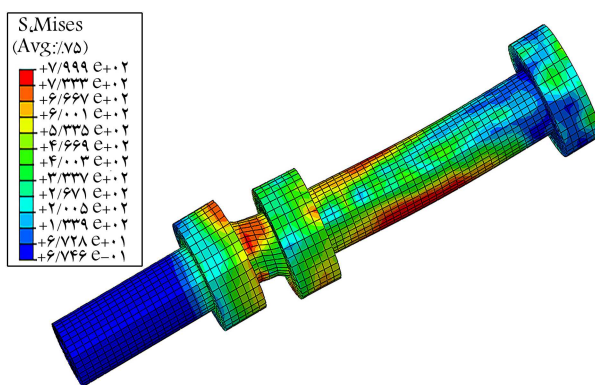
شکل ۱۷. مقدار انرژی جذب شده بر اساس قطر اسمی پیچ.

۱.۳. قطر اسمی پیچ

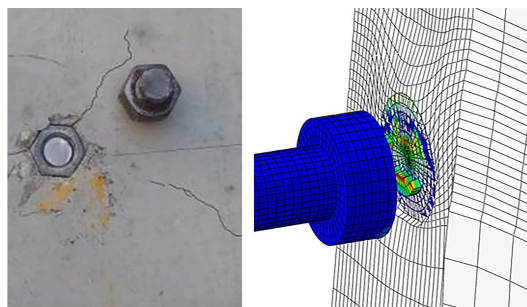
اثر قطر اسمی پیچ با استفاده از قطرهای مختلف ۱۲، ۱۶ و ۲۰ میلی‌متر بررسی و جزئیات پارامترهای استفاده شده در هر مدل نیز در جدول ۱ ارائه شده است. همچنین تغییرات نمودارهای نیرو - جابه‌جایی آنها در شکل ۱۶ مشاهده می‌شود، که مطابق آن با افزایش قطر پیچ، ظرفیت پیچ و سختی اولیه به ترتیب به اندازه‌ی ۸۵ و ۷۵ درصد افزایش یافته‌اند. همان‌طور که در جدول ۱ مشخص است، ظرفیت نهایی پیچ‌ها با قطرهای ۱۲، ۱۶ و ۲۰ میلی‌متر به ترتیب معادل ۴۷، ۸۶ و ۱۶۴ کیلونیوتن در جابه‌جایی ۴/۷، ۵ و ۸/۲ میلی‌متر به دست آمده است. پارامتر تحلیل شده‌ی دیگر، مقدار انرژی جذب شده است. سطح زیر نمودار نیرو - جابه‌جایی به عنوان مقدار انرژی جذب شده در نظر گرفته می‌شود. همان‌طور که در شکل ۱۷ نیز مشاهده می‌شود، با افزایش قطر پیچ، مقدار انرژی جذب شده ۳ برابر شده است. به عبارت دیگر، با افزایش قطر اسمی پیچ، شکل‌پذیری و توان اتصال افزایش یافته است. بنابراین قطر اسمی پیچ، تأثیر چشمگیری در رفتار سازه‌ی کامپوزیت دارد و با افزایش قطر پیچ، مقاومت برشی پیچ به هنگام عملکرد کل اتصال افزایش می‌یابد. همچنین قابل ذکر است که در تمامی حالت‌های بررسی شده در بخش حاضر، پیچ در پایان آزمایش، دچار شکست و گسیختگی شده است (شکل ۱۸).

۲.۳. مقاومت پیچ

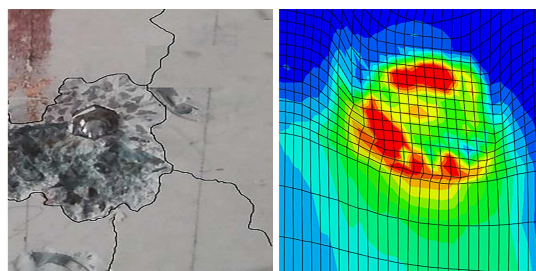
اثر نوع پیچ با استفاده از طبقات مختلف ۵/۶، ۸/۸ و ۱۲/۹ بررسی شده است و جزئیات پارامترهای استفاده شده در هر مدل و تغییرات نمودارهای نیرو - جابه‌جایی آنها به ترتیب در جدول ۲ و شکل ۱۹ مشاهده می‌شود.



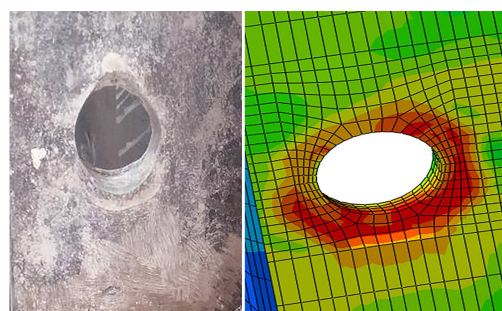
شکل ۱۲. تنش‌های ایجاد شده در پیچ.



شکل ۱۳. گسیختگی پیچ.



شکل ۱۴. ترک خوردگی دال بتنی در ناحیه‌ی اطراف پیچ.



شکل ۱۵. تغییر شکل سوراخ پیچ پس از انجام آزمایش.

۳. مطالعات عددی پارامتریک

برای به دست آوردن دید وسیع‌تری در مورد عملکرد کلی سازه‌های کامپوزیت همراه با اتصالات‌های پیچی، یک مطالعه‌ی پارامتریک با استفاده از مدل‌های عددی که در بخش قبل صحت‌سنجی شد، انجام شده است. در پژوهش حاضر، قطر اسمی پیچ، مقاومت پیچ، درصد آرماتورها، مقاومت و ضخامت قطعه‌ی بتنی پیش‌ساخته برای مطالعه بررسی شده است.

جدول ۱. جزئیات پارامترهای استفاده شده در هر مدل بر اساس قطر اسمی پیچ و نتایج آن.

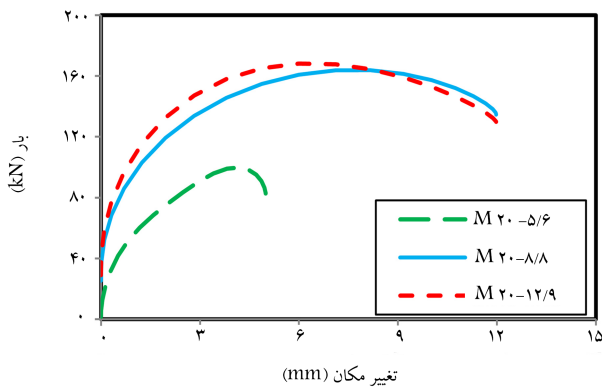
نمونه	قطر اسمی پیچ (mm)	نوع پیچ	درصد آرماتور	مقاومت فشاری دال بتنی (Mpa)	ضخامت دال بتن (mm)
M۱۲-۸/۸	۱۲	۸/۸	۱/۵	۵۲	۱۲۰
M۱۶-۸/۸	۱۶	۸/۸	۱/۵	۵۲	۱۲۰
M۲۰-۸/۸	۲۰	۸/۸	۱/۵	۵۲	۱۲۰

نمونه	S _y (mm)	F _u (kN)	F _y (kN)	مود گسیختگی
M۱۲-۸/۸	۴/۷	۴۷	۹/۴	شکست پیچ
M۱۶-۸/۸	۵	۸۶	۳۵	شکست پیچ
M۲۰-۸/۸	۸/۲	۱۶۴	۶۸	شکست پیچ

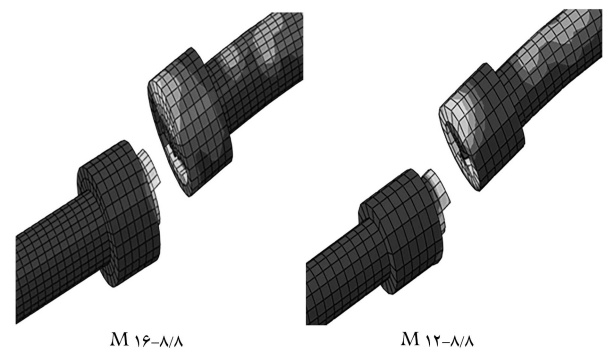
جدول ۲. جزئیات پارامترهای استفاده شده در هر مدل بر اساس مقاومت پیچ و نتایج آن.

نمونه	قطر اسمی پیچ (mm)	نوع پیچ	درصد آرماتور	مقاومت فشاری دال بتنی (Mpa)	ضخامت دال بتن (mm)
M۲۰-۵/۶	۲۰	۵/۶	۱/۵	۵۲	۱۲۰
M۲۰-۸/۸	۲۰	۸/۸	۱/۵	۵۲	۱۲۰
M۲۰-۱۲/۹	۲۰	۱۲/۹	۱/۵	۵۲	۱۲۰

نمونه	S _y (mm)	F _u (kN)	F _y (kN)	مود گسیختگی
M۲۰-۵/۶	۴/۱	۱۰۰	۳۲	شکست پیچ
M۲۰-۸/۸	۸/۲	۱۶۴	۶۸	شکست پیچ
M۲۰-۱۲/۹	۶	۱۶۸	۷۷/۵	شکست پیچ



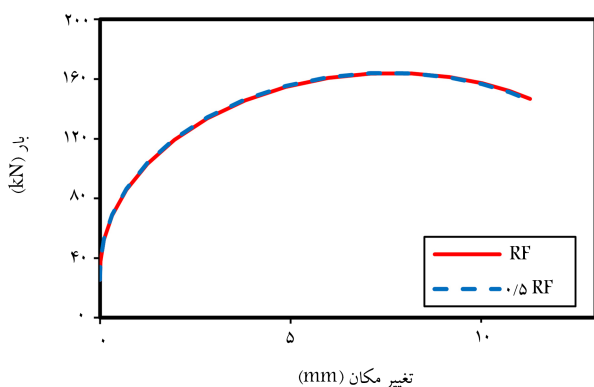
شکل ۱۹. تغییرات نمودار نیرو - جابه‌جایی بر اساس مقاومت پیچ.



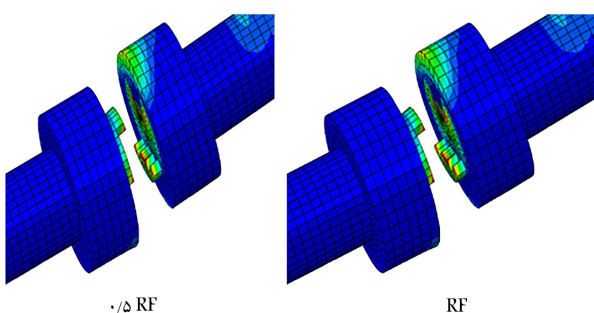
شکل ۱۸. گسیختگی پیچ‌ها بر اساس قطر اسمی پیچ.

می‌توان مشاهده کرد که ظرفیت پیچ، سختی اولیه و مقدار انرژی جذب شده با افزایش مقاومت پیچ افزایش یافته است؛ البته روند تغییرات افزایشی مذکور با افزایش مقاومت پیچ کاهش یافته و با افزایش مقاومت پیچ نسبت به مقاومت پایین‌تر، به میزان کمتری، افزایش پیدا کرده است؛ به طوری که با تغییر نوع پیچ از طبقه ۵/۶ به طبقه ۸/۸ و از طبقه ۸/۸ به طبقه ۱۲/۹، سختی اولیه به ترتیب ۹۰ و ۱۵ درصد و ظرفیت برشی به ترتیب ۶۵ و ۲ درصد افزایش یافته است. ظرفیت نهایی پیچ‌های مختلف ۵/۶، ۸/۸ و ۱۲/۹ به ترتیب برابر ۱۰۰، ۱۶۴ و ۱۶۸ کیلونیوتن در جابه‌جایی ۴/۱، ۸/۲ و ۶ میلی‌متر به دست آمده است. جزئیات نتایج به دست آمده در جدول ۳ ارائه شده است. همان‌طور که در شکل ۲۰ نیز مشاهده می‌شود، مقدار انرژی جذب شده که همان سطح زیر منحنی نیرو - جابه‌جایی است، با تغییر

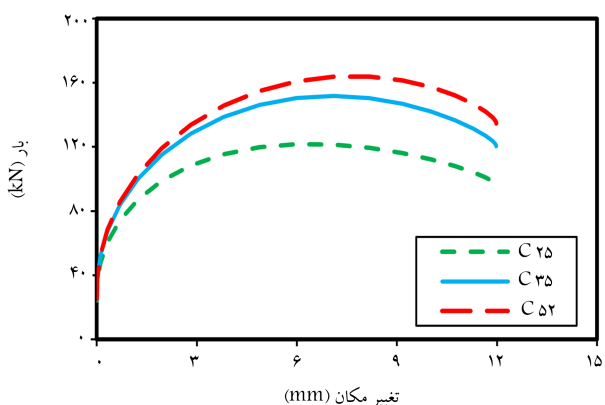
نوع پیچ از طبقه ۵/۶ به طبقه ۸/۸ و از طبقه ۸/۸ به طبقه ۱۲/۹ به ترتیب ۴ و ۷۰٪ برابر شده است؛ بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش مقاومت پیچ مصرفی، شکل‌پذیری اتصال بیشتر می‌شود و رفتار بهتری از خود نشان می‌دهد. همچنین با توجه به این‌که پیچ‌های طبقه ۸/۸، شکل‌پذیری بسیار خوبی دارند و از طرف دیگر هم، پیچ‌های طبقه ۱۲/۹، رفتار تردی از خود نشان می‌دهند، پیچ M۲۰-۱۲/۹ زودترافت می‌کند و دچار گسیختگی می‌شود. این نتیجه توسط عطایی و همکاران (۲۰۱۹)^[۹] نیز مشاهده شده است. بنابراین به طور کلی نوع پیچ در رفتار سازه‌ی کامپوزیت بسیار مؤثر است. قابل توجه است که در هر سه حالت بررسی شده، شکست پیچ به عنوان مود گسیختگی شناخته شده است (شکل ۲۱).



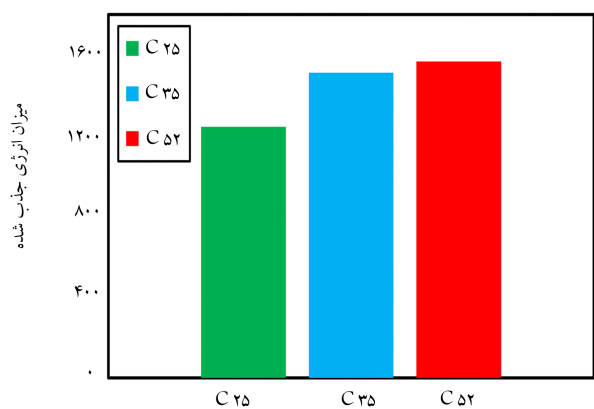
شکل ۲۲. تغییرات نمودار نیرو - جابه‌جایی بر اساس درصد آرماتور.



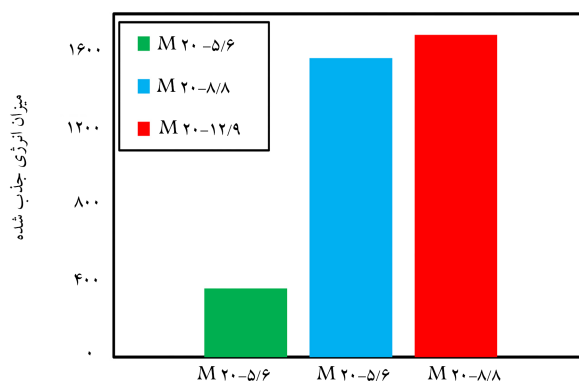
شکل ۲۳. گسیختگی پیچ‌ها بر اساس درصد آرماتور.



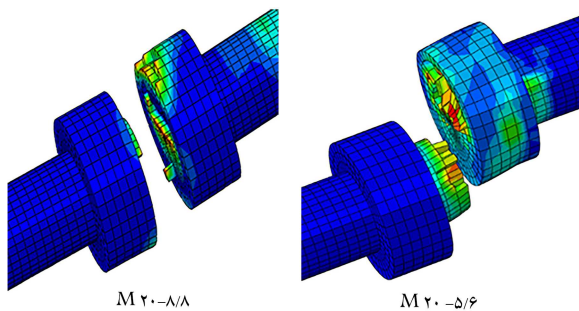
شکل ۲۴. تغییرات نمودار نیرو - جابه‌جایی بر اساس مقاومت فشاری بتن.



شکل ۲۵. مقدار انرژی جذب شده بر اساس مقاومت فشاری دال بتنی.



شکل ۲۶. مقدار انرژی جذب شده بر اساس مقاومت پیچ.



شکل ۲۷. گسیختگی پیچ‌ها بر اساس مقاومت پیچ.

همچنین درصد آرماتورهای استفاده شده در اتصال کامپوزیت، در رفتار برشی پیچ و مقاومت آن تأثیری نمی‌گذارد (شکل ۲۲ و ۲۳).

۳.۳. مقاومت فشاری دال بتنی

در پژوهش حاضر، اثر مقاومت فشاری بتن با استفاده از مقاومت‌های مختلف ۲۵، ۳۵ و ۵۲ MPa بررسی شده و جزئیات پارامترهای استفاده شده در هر مدل در جدول ۴ ارائه شده است. همان‌طور که انتظار می‌رفت و در شکل ۲۴ نیز مشخص است، با افزایش مقاومت فشاری بتن، ظرفیت برشی پیچ افزایش یافته است، به طوری که با تغییر مقاومت بتن از ۲۵ به ۳۵ MPa و از ۳۵ به ۵۲ MPa، ظرفیت برشی به ترتیب ۲۴ و ۸ درصد افزایش یافته است. بر اساس نتایج مدل‌سازی در جدول ۴، ظرفیت نهایی نمونه‌های C۲۵، C۳۵ و C۵۲ به ترتیب معادل ۱۲۲، ۱۵۲ و ۱۶۴ کیلو نیوتن در جابه‌جایی ۷،۶ و ۸/۲ میلی‌متر به دست آمده است. همچنین با توجه به نتایج ارائه شده در شکل ۲۵، مقدار انرژی جذب شده و یا به عبارت دیگر، همان سطح زیر نمودار نیرو - جابه‌جایی نمونه‌ها با تغییر مقاومت بتن از ۲۵ به ۳۵ MPa و ۳۵ به ۵۲ (MPa)، به ترتیب ۲۰ و ۴ درصد افزایش یافته و باعث افزایش شکل‌پذیری رفتار اتصال شده است؛ اما مشخصه‌ی ذکر شده، تأثیر چشمگیری در سختی اولیه نگذاشته است.

با توجه به نتایج به دست آمده از بخش کمونی و بخش‌های پیشین می‌توان نتیجه گرفت که فقط نوع و قطر اسمی پیچ مصرفی در سختی اولیه تأثیر می‌گذارد و تغییر درصد آرماتور و یا تغییر مقاومت فشاری دال بتنی در سختی اولیه تأثیری ندارند. بر این اساس می‌توان نشان داد که در مراحل اولیه، فقط بارگذاری پیچ در رفتار سازه مؤثر است؛ پس از گذر از این فاز و ورود به فاز خمیری، علاوه بر پیچ، ویژگی‌های بتن نیز در رفتار اتصال اثرگذار هستند. نتایج ارائه شده در شکل ۲۴ و ترک‌های ایجاد شده در اطراف پیچ شکل ۱۴ گواهی بر این ادعا است. بر اساس نتیجه‌ی به دست

جدول ۳. جزئیات پارامترهای استفاده شده در هر مدل بر اساس درصد آرماتور.

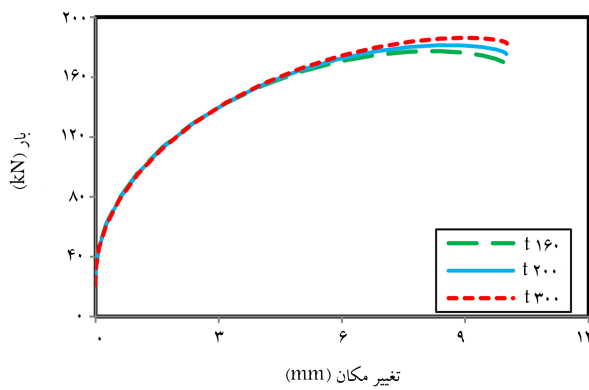
نمونه	قطر اسمی پیچ (mm)	نوع پیچ	درصد آرماتور	مقاومت فشاری دال بتنی (Mpa)	ضخامت دال بتن (mm)
RF	۲۰	۸/۸	۱/۵	۵۲	۱۲۰
۰/۵RF	۲۰	۸/۸	۰/۷۵	۵۲	۱۲۰

جدول ۴. جزئیات پارامترهای استفاده شده در هر مدل بر اساس مقاومت فشاری دال بتنی.

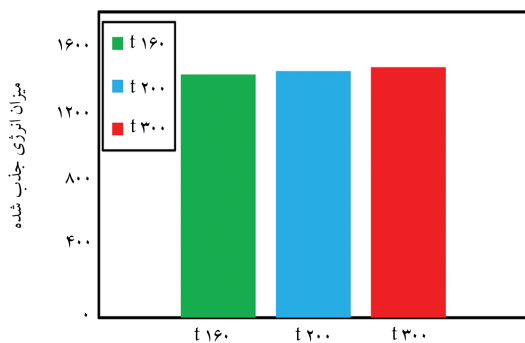
نمونه	قطر اسمی پیچ (mm)	نوع پیچ	درصد آرماتور	مقاومت فشاری دال بتنی (Mpa)	ضخامت دال بتن (mm)
C۲۵	۲۰	۸/۸	۱/۵	۲۵	۱۲۰
C۳۵	۲۰	۸/۸	۱/۵	۳۵	۱۲۰
C۵۲	۲۰	۸/۸	۱/۵	۵۲	۱۲۰

نتایج مدل‌سازی بر اساس مقاومت فشاری دال بتنی

نمونه	S _u (mm)	F _u (kN)	S _y (mm)	F _y (kN)	مود گسیختگی
C۲۵	۶	۱۲۲	۰/۳۱	۶۰	شکست پیچ
C۳۵	۷	۱۵۲	۰/۳۲	۶۷	شکست پیچ
C۵۲	۸/۲	۱۶۴	۰/۳	۶۸	شکست پیچ

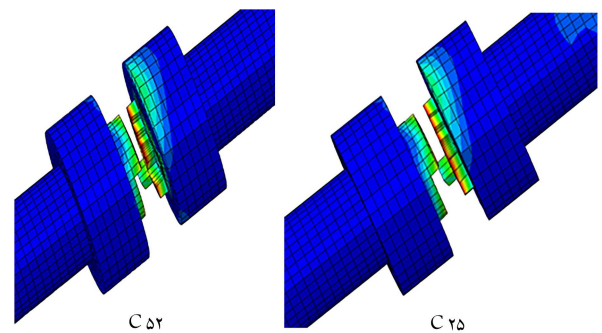


شکل ۲۷. تغییرات نمودار نیرو - جابه‌جایی بر اساس ضخامت دال بتنی.



شکل ۲۸. مقدار انرژی جذب شده بر اساس ضخامت دال بتنی.

شده ۱/۵٪ افزایش یافته است. بنابراین می‌توان پارامتر ضخامت در عضو بتنی را به عنوان یک عامل مؤثر در رفتار اتصال کامپوزیت در نظر گرفت. تمامی تحلیل‌های بیان شده در بخش گذشته در مورد رفتار اتصال و مود گسیختگی، در رابطه با پارامتر ضخامت نیز صدق می‌کند.



شکل ۲۶. گسیختگی پیچ‌ها بر اساس مقاومت فشاری دال بتن.

آمده از بخش ۴.۷.۲، تغییر درصد آرماتور در هیچ مرحله‌ای در رفتار اتصال تأثیر نمی‌گذارد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که در کل مراحل بارگذاری، پیچ و ناحیه‌ی اطراف آن در عضو بتنی درگیر می‌شوند و اساساً آرماتورها وارد عمل نمی‌شوند. همانند بخش‌های پیشین، پیچ به عنوان مود گسیختگی شناخته شده است (شکل ۲۶).

۴.۳. ضخامت دال بتنی

اثر ضخامت دال بتنی با استفاده از ضخامت‌های مختلف ۱۶۰، ۲۰۰ و ۳۰۰ میلی‌متر بررسی شده است و جزئیات پارامترهای استفاده شده در هر مدل و تغییرات منحنی نیرو - جابه‌جایی به ترتیب در جدول ۵ و شکل ۲۷ مشاهده می‌شود. بر اساس نتایج به دست آمده با افزایش ضخامت دال بتنی، سختی اولیه‌ی پیچ تغییر قابل توجهی نکرده است، اما ظرفیت برشی آن ۲/۵٪ افزایش یافته است. با توجه به جدول ۵، ظرفیت نهایی نمونه‌های t۱۶۰، t۲۰۰ و t۳۰۰ به ترتیب برابر ۱۷۷، ۱۸۱ و ۱۸۷ کیلو نیوتن در جابه‌جایی ۸/۳، ۸/۳ و ۸/۹ میلی‌متر به دست آمده است. همچنین با توجه به نتایج مشاهده شده در شکل ۲۸، مقدار انرژی جذب

جدول ۵. جزئیات پارامترهای استفاده شده در هر مدل بر اساس دال بتنی و نتایج آن.

نمونه	قطر اسمی پیچ (mm)	نوع پیچ	درصد آرماتور	مقاومت فشاری دال بتنی (Mpa)	ضخامت دال بتن (mm)
t160	20	8/8	1/5	52	160
t200	20	8/8	1/5	52	200
t300	20	8/8	1/5	52	300

نتایج مدل‌سازی بر اساس مقاومت فشاری دال بتنی					
نمونه	Su (mm)	Fu (kN)	S _y (mm)	F _y (kN)	مود گسیختگی
t160	8/3	177	0/26	62	شکست پیچ
t200	8/3	181	0/26	62	شکست پیچ
t300	8/9	187	0/26	62	شکست پیچ

۴. نتیجه‌گیری

نتایج ارائه شده در نوشتار حاضر نشان می‌دهند که در مراحل اولیه بارگذاری، فقط پیچ درگیر می‌شود و نوع و اندازه آن در رفتار اتصال تأثیرگذار است و سایر پارامترهای بررسی شده، اثری از خود نشان نمی‌دهند و تأثیری در سختی اولیه ندارند. در مراحل بعدی بارگذاری، علاوه بر پیچ، نواحی اطراف آن در عضو بتنی نیز درگیر می‌شوند و پس از گذر از مراحل اولیه بارگذاری، نقش آفرینی پارامترهای مربوط به دال بتنی هم، یعنی مقاومت فشاری و ضخامت آن، معنا پیدا می‌کنند و منجر به تغییر در رفتار نمودار نیرو - جابه‌جایی اتصال می‌شوند. با توجه به این‌که در تمامی مراحل بارگذاری پیچ و نواحی اطراف آن در عضو بتنی درگیر می‌شوند، اساساً آرماتورهای محصور شده در عضو بتنی وارد عمل نمی‌شوند، که بتوانند به عنوان یک عامل مؤثر شناخته شوند. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که مهم‌ترین پارامتر مؤثر در رفتار برشی اتصال پیچی در سازه کامپوزیت، نوع و قطر اسمی پیچ مصرفی است. در پژوهش حاضر، بر اساس مطالعات انجام شده، این نتایج به دست آمده است:

۱- برش‌گیرهای پیچی توانایی ایجاد یک اتصال برشی قوی با سختی مناسب برای استفاده در تیرهای مرکب فولادی - بتنی را دارند.

- ۲- نوع پیچ مصرفی، قطر اسمی پیچ، ضخامت قطعه بتنی و مقاومت فشاری قطعه بتنی از جمله پارامترهای مؤثر در رفتار برشی اتصال‌های پیچی در سازه‌های کامپوزیت هستند.
- ۳- نوع پیچ مصرفی و مقاومت فشاری قطعه بتنی در رفتار نمودار نیرو - جابه‌جایی پیچ، بسیار تأثیرگذار هستند؛ به طوری که اعمال کوچک‌ترین تغییر در اطلاعات مربوط به نمودار تنش - کرنش مواد، منجر به تغییر قابل توجه در نمودار نیرو - جابه‌جایی می‌شود.
- ۴- رابطه تأثیر پارامترهای ذکر شده در بند دوم، با رفتار نمودار نیرو - جابه‌جایی پیچ، یک رابطه مستقیم است؛ به این معنا که هر چه مقدار پارامترهای مذکور بیشتر شود، پیچ پس از اعمال بارگذاری مقاومت بیشتری از خود نشان می‌دهد و نمودار نیرو - جابه‌جایی آن رفتار بهتری را از خود نشان می‌دهد.
- ۵- در تمام مدل‌های اجرا شده در پژوهش حاضر، شکست پیچ به عنوان مود گسیختگی شناخته شده است.
- ۶- ناحیه اطراف پیچ در دال بتنی، ناحیه‌ی بسیار حساسی است، که پس از پایان بارگذاری دچار ترک‌خوردگی می‌شود.

پانوشته‌ها

1. Gattesco
2. Bursi
3. Zandonini
4. Dallam
5. Lam
6. Pavlović
7. Schaap
8. Kwon
9. Mirza
10. AJAX
11. Hollo
12. Part
13. Assembly
14. general contact
15. penalty

16. Tie
17. Embedded
18. Concrete Damaged Plasticity
19. Hognestad

منابع (References)

1. Ataei, A., Bradford, M.A. and Liu, X. "Experimental study of composite beams having a precast geopolymer concrete slab and deconstructable bolted shear connectors", *Engineering Structures*, **114**(1), pp. 1-13 (2016).
2. Gattesco, N. and Giuriani, E. "Experimental study on stud shear connectors subjected to cyclic loading", *Jour-*

- nal of Constructional Steel Research*, **38**(1), pp. 1-21 (May, 1996).
3. Bursi, O.S. and Gramola, G. "Behaviour of headed stud shear connectors under lowcycle high amplitude displacements", *Materials and Structures*, **32**, pp. 290-297 (May, 1999).
 4. Zandonini, R. and Bursi, O. "Cyclic behavior of headed stud shear connectors", *In Composite Construction in Steel and Concrete IV Conference, Banff, Alberta, Canada* (2000).
 5. Dallam, L. "High strength bolt shear connectors - pushout tests", *Journal Proceedings*, **65**(9), pp. 767-769 (1968).
 6. Lam, D., Dai, X. and Saveri, E. "Behaviour of demountable shear connectors in steel-concrete composite beams", *In International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete, North Queensland, Australia* (2013).
 7. Ataei, A., Bradford, M.A. and Liu, X. "Computational modelling of the moment-rotation relationship for deconstructable flush end plate beam-to-column composite joints", *Journal of Constructional Steel Research*, **129**, pp. 75-92 (Feb 2017).
 8. Pavlović, M., Marković, Z., Veljković, M. and et al. "Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests", *Journal of Constructional Steel Research*, **88**, pp. 134-149 (Sep 2013).
 9. Ataei, A., Zeynalian, M. and Yazdi, Y. "Cyclic behaviour of bolted shear connectors in steel-concrete composite beams", *Engineering Structures*, **198**, pp. 1-24 (Nov 2019).
 10. Schaap, B. "Methods to develop composite action in non-composite bridge floor systems: Part I", *MSc thesis, The University of Texas at Austin*, pp. 280 (2004).
 11. Kwon, G.U. "Strengthening existing steel bridge girders by the use of post-installed shear connectors", *PhD thesis, The University of Texas at Austin*, pp. 239 (2008).
 12. Mirza, O., Zhu, X. and Uy, B. "Retrofitting/ strengthening strategy for existing bridge using bling bolts as shear connectors", *In 4th Australian Small Bridges Conference*, (10-11 May, 2011).
 13. Ataei, A., Bradford, M.A. and Valipour, H.R. "Finite element analysis of HSS semi-rigid composite joints with precast concrete slabs and demountable bolted shear connectors", *Finite Elements in Analysis and Design*, **122**, pp. 16-38 (Dec 2016).
 14. Hognestad, E. "Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members", *University of Illinois at Urbana Champaign: College of Engineering, Engineering Experiment Station* (1951).
 15. Manual, "ABAQUS User'S. and I.I. Volume: Version 6.4.", *Abaqus Inc 1080* (2003).