

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی سازه

بررسی تحلیلی عملکرد لرزه ای اتصال سیستم تیر عریض به همراه دال بتنی پس کشیده به ستون

نگارنده:

امین بهروز

استاد راهنما

دکتر جلیل شفائی

مهر ۱۴۰۰

شماره: ۵۴۴ / ۳۰۰

تاریخ: ۱۴۰۱/۸/۳

ویرایش:

باسمه تعالی

فرمهای ارزیابی پایان نامه کارشناسی ارشد
مربوط به ورودی‌های ۹۴ به بعد



مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۳) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای امین بهروز با شماره دانشجویی ۹۷۳۴۱۹۴ رشته مهندسی عمران گرایش سازه تحت عنوان بررسی تحلیلی عملکرد لرزه ای اتصال سیستم تیر عریض به همراه دال بتنی پس کشیده به ستون که در تاریخ ۱۴۰۰/۰۷/۲۷ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار شد به شرح ذیل اعلام می گردد:

☒ الف) درجه عالی: نمره ۲۰-۱۹			
☐ ب) درجه خیلی خوب: نمره ۱۸/۹۹-۱۸			
☐ ج) درجه خوب: نمره ۱۷/۹۹-۱۶			
☐ د) درجه متوسط: نمره ۱۵/۹۹-۱۴			
☐ ه) کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول و نیاز به دفاع مجدد دارد			
نوع تحقیق: ☐ نظری ☐ عملی			
عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنمای اول	دکتر جلیل شغائی	استادیار	
۲- استاد راهنمای دوم			
۳- استاد مشاور			
۴- استاد داور اول	دکتر فرشید جندقی علائی	دانشیار	
۵- استاد داور دوم	دکتر ابراهیم زمانی بیدختی	استادیار	
۶- نماینده تحصیلات تکمیلی	دکتر فرنوش باسلیقه	استادیار	

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده: دکتر رضا نادری

تاریخ و امضاء و مهر دانشکده:



تقدیم به

پدر و مادر عزیز و مهربانم

که در سختی ها و دشواری های زندگی همواره یاور و دلسوز و خداکار

و پشتیبانی محکم و مطمئن برایم بوده اند.

شکر و قدردانی

خداوند متعال را شاکر و سپاسگذارم که بار دیگر به من فرصت آموختن داد.
از زحمات بی دریغ و راهنمایی های ارزنده استاد راهنمای گرانقدرم جناب آقای دکتر جلیل شفائی کمال
تشکر و قدردانی را دارم.

همچنین از اساتید بزرگوار جناب آقای دکتر فرشید جندقی علائی و جناب آقای دکتر ابراهیم زمانی
بیدختی که زحمت داوری این پایان نامه را بر عهده داشتند و نقطه نظرات مفید خود را جهت محتوای این
پژوهش ارائه نمودند، کمال تشکر را دارم.

تهدنام

اینجانب امین بهروز دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران سازه دانشکده. مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه بررسی تحلیلی عملکرد لرزه ای اتصال سیستم تیر عریض به همراه دال بتنی پس کشیده به ستون تحت راهنمایی دکتر جلیل شفائی متعهد می شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود. استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

حکیده

امروزه استفاده از دال‌های پیش‌تینیده با توجه به مزایای فراوان آن‌ها گسترش زیادی یافته است. با به کارگیری تکنیک پیش‌تینیدگی در دال‌های تخت، می‌توان به سازه‌هایی با دهانه‌های بلندتر و ضخامت کمتر نسبت به دال تخت معمولی دست یافت که منجر به کاهش مصالح مصرفی و وزن سازه می‌شود. دال‌های پس‌کشیده معمولاً برای تحمل بارهای ثقلی در ساختمان طراحی می‌شوند و استفاده از این سیستم‌ها به عنوان سیستم باربر جانبی در مناطق با خطر لرزه‌ای بالا ممنوع است. با این وجود مطالعات گذشته نشان می‌دهد این سیستم‌ها قابلیت‌هایی جهت استهلاک انرژی دارند که می‌توان از آن‌ها به عنوان سیستم باربر جانبی مستقل یا سیستمی که بتواند در کنار سایر سیستم‌ها به باربری جانبی سازه کمک کند استفاده کرد. در این پژوهش از سیستم‌های دال معمولی و پیش‌تینیده در کنار سیستم‌های قاب خمشی با تیر عریض به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای آن‌ها استفاده شده است. استفاده از سیستم‌های قاب خمشی با تیر عریض در مناطق لرزه‌خیز به عنوان سیستم باربری جانبی مجاز بوده و همچنین باعث کاهش ضخامت سقف می‌شوند. به این منظور ابتدا جهت شناخت بیشتر رفتار لرزه‌ای دال‌های پیش‌تینیده یک نمونه اتصال کناری دال پس‌کشیده به ستون در نرم افزار آباکوس مورد صحت سنجی قرار گرفت و تاثیر پارامترهای مختلف از جمله مقاومت فشاری بتن، میزان تنش پیش‌تینیدگی و نوع چسبندگی کابل‌ها با مقایسه مقاومت نهایی، سختی و شکل‌پذیری مورد بررسی قرار گرفت، سپس یک نمونه اتصال کناری دال معمولی (غیر پیش‌تینیده) به ستون و یک نمونه اتصال کناری تیر عریض به ستون مورد صحت سنجی قرار گرفت سپس سه نمونه تیر عریض با ابعاد مختلف با دال معمولی و پس‌کشیده مدلسازی شده و پارامترهای لرزه‌ای در این سیستم مورد بررسی قرار گرفت. همچنین با افزودن دال و پیش‌تینیده کردن آن به تیر عریض صحت سنجی شده، اثر نیروهای پیش‌تینیدگی در رفتار لرزه‌ای دال مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان داد افزایش مقاومت فشاری و سطح پیش‌تینیدگی بتن سبب افزایش سختی، مقاومت نهایی و شکل‌پذیری می‌شود در حالی که نوع چسبندگی کابل‌ها تاثیر زیادی در افزایش سختی و مقاومت نهایی ندارد. همچنین افزودن تیر عریض با ضخامت ۲۰ سانتی متر و عرض ۶۰ و ۷۵ سانتی متر به دال معمولی سبب افزایش مقاومت نهایی به میزان ۱۸۸ و ۲۱۵ درصد و شکل‌پذیری به میزان ۳۳ و ۳۰ درصد می‌شود. سختی مدل نیز در نمونه‌های دارای تیر عریض با ضخامت بیشتر از ضخامت دال، به میزان ۱۸۷ و ۱۹۹ درصد افزایش می‌یابد. در نمونه‌های دال پیش‌تینیده با تیر عریض شاهد افزایش سختی موثر در نمونه دارای تیر عریض مدفون در دال به میزان ۴۶ درصد هستیم در حالی که با افزایش ابعاد تیر عریض سختی موثر به میزان ۱۶۳ و ۱۸۹ درصد افزایش می‌یابد. همچنین مقاومت نهایی نیز به میزان ۲۱/۵، ۱۷۱/۵ و ۲۰۷ درصد افزایش می‌یابد، اما تغییر قابل توجهی در میزان شکل‌پذیری حاصل نمی‌شود. همچنین افزودن دال به سیستم‌های قاب خمشی با تیر عریض تاثیر زیادی در مقاومت نهایی نداشته اما باعث افزایش سختی موثر به میزان ۵۱/۹ درصد و شکل‌پذیری به میزان ۴۰ درصد می‌شود و حضور نیروهای پیش‌تینیدگی سبب افزایش ۳۶/۲ درصدی مقاومت نهایی شده اما تاثیر چندانی در شکل‌پذیری ندارد.

کلمات کلیدی : بتن آرمه ، پیش تنیده ، پس کشیده ، تیر عریض ، قاب خمشی

لیست مقالات مستخرج از پایان نامه

۱- مطالعه پارامتریک رفتار اتصالات دال پس کشیده به ستون بتن مسلح تحت بارهای جانبی

۲-

۳-

فهرست مطالب

ز	فهرست جداول
ط	فهرست اشکال
۱	فصل ۱: کلیات
۲	۱-۱ مقدمه
۲	۲-۱ تعریف مسأله
۴	۳-۱ اهمیت تحقیق
۴	۴-۱ روش انجام تحقیق
۵	۵-۱ ساختار پایان نامه
۷	فصل ۲: مروری بر ادبیات فنی
۸	۱-۲ مقدمه
۸	۲-۲ مفهوم پیشتنیدگی بتن
۹	۳-۲ تاریخچه بتن پیشتنیده
۹	۴-۲ روشهای اعمال پیشتنیدگی
۱۰	۵-۲ دالهای پیشتنیده
۱۰	۱-۵-۲ مزایای دالهای پیش تنیده
۱۱	۲-۵-۲ معایب دالهای پیش تنیده
۱۱	۳-۵-۲ انواع دال پیش تنیده
۱۳	۶-۲ مطالعات صورت گرفته بر روی دال تخت پیش تنیده
۱۳	۱-۶-۲ مطالعات آزمایشگاهی

- ۱۳..... ۱-۶-۲ آزمایش تراندام و هاوکینز، ۱۹۷۷
- ۱۳..... ۲-۶-۱ آزمایش سانيجا و همکاران، ۱۹۸۲
- ۱۵..... ۳-۶-۱ آزمایش لانگ و کللاند، ۱۹۹۳
- ۱۶..... ۴-۶-۱ آزمایش کروزادو، ۱۹۹۳
- ۱۸..... ۵-۶-۱ آزمایش وارنیتچای و همکاران، ۲۰۰۴
- ۱۹..... ۲-۶-۱-۶ آزمایش سانگ وان هان و همکاران، ۲۰۰۶
- ۲۰..... ۲-۶-۱-۷ آزمایش دیوی و همکاران، ۲۰۱۵
- ۲۱..... ۸-۶-۱ آزمایش رفیعی و همکاران، ۲۰۲۰
- ۲۳..... ۲-۷ مطالعات صورت گرفته بر روی مدلسازی اجزا محدود اعضای بتنی پیش تنیده
- ۲۵..... ۱-۷-۲ مطالعات اجزا محدود دال پیشتنیده
- ۲۵..... ۱-۷-۲-۱ مطالعات کنگ و هووانگ، ۲۰۱۲
- ۲۶..... ۲-۷-۲-۱ مطالعات جانقربان و همکاران، ۲۰۲۰
- ۲۹..... ۸-۲ سیستم قاب خمشی با تیر عریض
- ۲۹..... ۲-۸-۱ ضوابط آیین نامهها در مورد محدودیت ابعادی تیرهای عریض
- ۳۱..... ۹-۲ مطالعات صورت گرفته بر روی اتصالات تیر عریض به ستون
- ۳۱..... ۱-۹-۲ مرور کلی
- ۳۲..... ۲-۹-۲ بررسی مطالعات آزمایشگاهی
- ۳۲..... ۱-۲-۹-۲ آزمایش هاتاموتو و همکاران، ۱۹۹۱
- ۳۳..... ۲-۹-۲-۲ آزمایش پیف و همکاران، ۱۹۹۲
- ۳۳..... ۳-۲-۹-۲ آزمایش جنتری و وایت، ۱۹۹۲
- ۳۴..... ۴-۲-۹-۲ آزمایش لفاوه، ۱۹۹۷
- ۳۶..... ۵-۲-۹-۲ آزمایش فبرس، ۱۹۹۷

۳۸.....	۶-۲-۹-۲ آزمایش بناونت و همکاران، ۲۰۱۰
۳۹.....	۷-۲-۹-۲ آزمایش لی و کولکارنی، ۲۰۱۰
۴۰.....	۸-۲-۹-۲ آزمایش فدوا و همکاران، ۲۰۱۴
۴۱.....	۹-۲-۹-۲ آزمایش پاکزاد و خان محمدی، ۲۰۲۰
۴۴.....	۳-۹-۲ مطالعات اجزا محدود تیر عریض
۴۴.....	۱-۳-۹-۲ مطالعات لوک و همکاران، ۲۰۱۷
۴۵.....	۲-۳-۹-۲ مطالعات بهنام و همکاران، ۲۰۱۸

فصل ۳: معرفی نرم افزار و خصوصیات مصالح ۴۷

۴۸.....	۳-۱ مقدمه
۴۸.....	۲-۳ معرفی نرم افزار آباکوس
۴۹.....	۳-۳ المان ها
۵۱.....	۴-۳ حلگرها
۵۲.....	۵-۳ اندرکنش ها
۵۲.....	۶-۳ تعریف مصالح
۵۲.....	۱-۶-۳ مدلسازی مصالح بتنی
۵۳.....	۱-۶-۳-۱ مدل بتن ترک خورده
۵۳.....	۲-۶-۳-۱ مدل بتن شکننده
۵۳.....	۳-۶-۳-۱ مدل پلاستیسیته آسیب بتن
۵۸.....	۲-۶-۳ مصالح فولادی

فصل ۴: مدلسازی عددی و صحت سنجی ۶۱

۶۲.....	۴-۱ مقدمه
۶۲.....	۲-۴ مدلسازی دال پس کشیده نچسبیده

۶۲	۱-۲-۴ جزئیات مدل آزمایشگاهی هان و همکاران
۶۶	۲-۲-۴ ساخت مدل اجزا محدود
۶۶	۱-۲-۲-۴ هندسه مدل
۶۷	۲-۲-۲-۴ تعریف و اختصاص مصالح
۶۹	۳-۲-۲-۴ اندرکنش میان اعضا
۷۰	۴-۲-۲-۴ شرایط مرزی و بارگذاری ها
۷۱	۵-۲-۲-۴ مش بندی
۷۱	۶-۲-۲-۴ نوع المانها
۷۲	۴-۲-۳ بررسی نتایج و صحت سنجی
۷۲	۱-۳-۲-۴ تحلیل حساسیت نسبت به مشبندی
۷۳	۲-۳-۲-۴ تحلیل حساسیت نسبت به زاویه اتساع
۷۴	۴-۲-۴ مقایسه نتایج مدل اجزا محدود و آزمایشگاهی
۷۴	۱-۴-۲-۴ مقایسه نمودار لنگر- دریفت
۷۵	۲-۴-۲-۴ دو خطی کردن نمودارها و بررسی نتایج
۸۰	۳-۴-۲-۴ مقایسه الگوی ترک خوردگی
۸۱	۳-۴ مدلسازی اتصال دال معمولی به ستون بتن مسلح
۸۲	۱-۳-۴ جزئیات مدل آزمایشگاهی
۸۲	۲-۳-۴ جزئیات مدل اجزا محدود
۸۳	۱-۲-۳-۴ ساخت هندسه مدل
۸۳	۲-۲-۳-۴ تعریف و اختصاص مصالح
۸۴	۳-۲-۳-۴ اندرکنش میان اعضا
۸۴	۴-۲-۳-۴ شرایط مرزی و بارگذاری

۸۴	 ۵-۲-۳-۴ نوع المانها و مش بندی
۸۵	 ۳-۳-۴ بررسی صحت نتایج
۸۶	 ۱-۳-۳-۴ مقایسه نمودار نیرو- تغییر مکان و لنگر-دریفت
۸۷	 ۲-۳-۳-۴ مقایسه الگوی ترک خوردگی
۸۸	 ۴-۴ مدلسازی اتصال تیر عریض به ستون بتن مسلح
۸۸	 ۱-۴-۴ جزئیات مدل آزمایشگاهی
۹۱	 ۲-۴-۴ مدل اجزا محدود
۹۱	 ۱-۲-۴-۴ ساخت هندسه مدل
۹۲	 ۲-۲-۴-۴ تعریف و اختصاص مصالح
۹۳	 ۳-۲-۴-۴ اندرکنش میان اعضا
۹۳	 ۴-۲-۴-۴ شرایط مرزی و بارگذاری
۹۴	 ۵-۲-۴-۴ مش بندی و المانها
۹۴	 ۳-۴-۴ بررسی نتایج و صحت سنجی
۹۵	 ۱-۳-۴-۴ مقایسه نمودار نیرو تغییر مکان
۹۶	 ۲-۳-۴-۴ مقایسه الگوی ترک خوردگی

۹۹ فصل ۵: مطالعات پارامتریک

۱۰۰	 ۱-۵ مقدمه
۱۰۲	 ۵-۲ تاثیر مقاومت فشاری بتن
۱۰۶	 ۳-۵ تاثیر میزان پیش تنیدگی
۱۰۹	 ۴-۵ تاثیر چسبندگی کابلها
۱۱۱	 ۵-۵ تاثیر حضور تیر عریض
۱۱۱	 ۱-۵-۵ دال تخت بتن مسلح معمولی با تیر عریض

۱۱۳.....	۵-۵-۱-۱ بررسی رفتار نمونه REW1
۱۱۵.....	۵-۵-۱-۲ بررسی رفتار نمونه REW2
۱۱۸.....	5-5-1-3 بررسی رفتار نمونه REW3
۱۲۱.....	۲-۵-۵ دال تخت پس کشیده با تیر عریض
۱۲۶.....	۶-۵ تاثیر پیش تنیدگی دال در سیستم قاب خمشی با تیر عریض
۱۳۱	فصل ۶: نتیجه گیری و پیشنهادات
۱۳۲.....	۱-۶ مقدمه
۱۳۲.....	۲-۶ نتایج
۱۳۴.....	۳-۶ پیشنهادات برای تحقیقات آینده

فهرست جداول

جدول ۱-۲ : ضوابط آیین نامه‌های مختلف برای استفاده از تیرهای عریض در مناطق لرزه خیز [۲۹].....	۳۰
جدول ۱-۴: خصوصیات مصالح [۱۳].....	۶۵
جدول ۲-۴: پارامترهای مورد نیاز جهت تعریف رفتار بتن در نرم افزار.....	۶۷
جدول ۳-۴: مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی با استفاده از روش پن و موهل.....	۷۸
جدول ۴-۴: مقایسه نتایج مدل آزمایشگاهی و عددی با استفاده از روش پرستلی و پائولی.....	۷۹
جدول ۵-۴ : مقایسه کمی نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی با استفاده از روش یانگ.....	۸۰
جدول ۶-۴ : پارامترهای ورودی به نرم افزار در مدل پلاستیسیته آسیب بتن.....	۸۴
جدول ۷-۴: مقایسه نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی.....	۸۷
جدول ۸-۴ : خصوصیات مصالح بتنی [۶۱].....	۹۰
جدول ۹-۴ : خصوصیات مصالح فولادی [۶۱].....	۹۰
جدول ۱۰-۴ : پارامترهای به کار رفته در نرم افزار جهت تعریف رفتار بتن.....	۹۲
جدول ۱۱-۴: مقایسه کمی نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی.....	۹۶
جدول ۱-۵: نام نمونه ها و پارامترهای مورد بررسی.....	۱۰۱
جدول ۲-۵: مقایسه مقادیر سختی نمونه ها با افزایش مقاومت فشاری بتن.....	۱۰۴
جدول ۳-۵ : مقادیر نیروی نهایی و تغییر مکان تسلیم و نهایی نمونه ها.....	۱۰۴
جدول ۴-۵: مقادیر نسبت شکل پذیری و درصد تغییرات شکل پذیری نمونه‌های با مقاومت فشاری مختلف.....	۱۰۵
جدول ۵-۵: مقایسه مقادیر سختی نمونه‌ها در اثر افزایش تنش موثر پیش تنیدگی.....	۱۰۸
جدول ۶-۵ : مقادیر مقاومت نهایی و تغییر مکان تسلیم و نهایی نمونه ها.....	۱۰۸
جدول ۷-۵ : مقایسه شکل پذیری و درصد تغییرات آن با سطوح پیش‌تنیدگی مختلف.....	۱۰۹
جدول ۸-۵: مقایسه نیروی حداکثر و درصد تغییرات نسبت به نمونه اصلی در حالت چسبیده و نچسبیده.....	۱۱۰
جدول ۹-۵: مشخصات نمونه‌های دال معمولی با تیر عریض.....	۱۱۲
جدول ۱۰-۵: مقایسه مقادیر سختی نمونه های RE50 و REW1.....	۱۱۵
جدول ۱۱-۵: مقایسه مقادیر مقاومت نهایی و شکل‌پذیری نمونه RE50 و REW1.....	۱۱۵
جدول ۱۲-۵: مقایسه مقادیر سختی نمونه RE50 و REW2.....	۱۱۷
جدول ۱۳-۵: مقایسه مقادیر مقاومت نهایی و جابجایی های تسلیم و نهایی مدل RE50 و REW2.....	۱۱۷
جدول ۱۴-۵: مقایسه مقادیر سختی نمونه های RE50 و REW3.....	۱۲۰
جدول ۱۵-۵: مقایسه مقادیر مقاومت نهایی و شکل‌پذیری نمونه RE50 و REW3.....	۱۲۰
جدول ۱۶-۵: مشخصات کلی نمونه‌های دال با تیر عریض.....	۱۲۲

- جدول ۵-۱۷: مقایسه سختی نمونه‌های با تیر عریض و نمونه اصلی بدون تیر عریض ۱۲۵
- جدول ۵-۱۸: مقایسه مقادیر مقاومت نهایی و شکل‌پذیری نمونه های با تیر عریض و نمونه اصلی ۱۲۵
- جدول ۵-۱۹: مقایسه سختی نمونه‌ها ۱۲۹
- جدول ۵-۲۰: مقادیر مقاومت نهایی و شکل‌پذیری و درصد تغییرات آن ها ۱۲۹

فهرست اشکال

- شکل ۱-۲: مکانیزم پیش تنیدگی برای مقابله با ترک خوردگی تحت بار سرویس [۱] ۸
- شکل ۲-۲: غلاف و تاندون در روش الف (چسبیده و ب) نچسبیده [۴] ۱۰
- شکل ۳-۲: انواع دال پیش تنیده الف) دال تخت با سرستون ب) دال تخت بدون تیر پ) دال تخت با کتیبه ت) دال با تیر نواری ث) دال تیرچه ای و ج) دال مجوف [۷] ۱۲
- شکل ۴-۲: ابعاد نمونه‌ها و محل اعمال بار آزمایش سانیجا و همکاران [۹] ۱۴
- شکل ۵-۲: الگوی ترک خوردگی در هنگام گسیختگی در نمونه‌های S1 تا S4 [۹] ۱۵
- شکل ۶-۲: آرایش کابل‌ها در نمونه‌های الف) E1 و ب) E2 [۱۱] ۱۷
- شکل ۷-۲: نمودارهای نیرو جانبی متوسط در برابر درصد دریافت نمونه‌های کناری و گوشه در آزمایش کروزادو [۱۱] ۱۸
- شکل ۸-۲: ابعاد نمونه اتصال داخلی دال به ستون [۱۲] ۱۸
- شکل ۹-۲: نمودار هیستریزیس اتصال دال به ستون [۱۲] ۱۹
- شکل ۱۰-۲: ابعاد نمونه اتصال خارجی آزمایش‌ها و همکاران [۱۳] ۱۹
- شکل ۱۱-۲: نمودارهای لنگر نامتعادل در برابر دریافت آزمایش‌ها و همکاران [۱۳] ۲۰
- شکل ۱۲-۲: جزئیات نمونه‌های EXPT-1 و EXPT-2 [۱۴] ۲۱
- شکل ۱۳-۲: نمودارهای نیرو تغییر مکان نمونه‌های EXPT-1 و EXPT-2 [۱۴] ۲۱
- شکل ۱۴-۲: جزئیات ناحیه اتصال [۱۵] ۲۲
- شکل ۱۵-۲: ابعاد نمونه آزمایش رفیعی و همکاران [۱۵] ۲۲
- شکل ۱۶-۲: منحنی هیستریزیس و ایده‌آل سازی شده [۱۵] ۲۳
- شکل ۱۷-۲: مش بندی مدل اجزا محدود [۲۶] ۲۶
- شکل ۱۸-۲: مقایسه نمودار مدل اجزا محدود و آزمایشگاهی الف) نمونه‌های S1 و S3 ب) نمونه‌های S2 و S4 [۲۶] ۲۶
- شکل ۱۹-۲: نحوه آرایش تاندونها به صورت نواری و گسترده [۲۷] ۲۷
- شکل ۲۰-۲: ترک خوردگی سطح بالایی دال با آرایش کابل‌ها به صورت نواری [۲۷] ۲۷
- شکل ۲۱-۲: ترک خوردگی سطح بالایی دال با آرایش کابل‌ها به صورت گسترده [۲۷] ۲۸
- شکل ۲۲-۲: سیستم قاب خمشی با تیر عریض [۲۸] ۲۹
- شکل ۲۳-۲: جزئیات آرماتورگذاری ناحیه اتصال تیر عریض به ستون مطابق آیین نامه [30] ACI318-19 ۳۰
- [۳۰] ۳۰
- شکل ۲۴-۲: ابعاد نمونه‌های الف) WF و ب) WB ۳۲
- شکل ۲۵-۲: جزئیات نمونه‌ها در آزمایش جنتری [۳۶] ۳۳
- شکل ۲۶-۲: جزئیات اتصال خارجی تیر عریض به ستون [۳۶] ۳۳

- شکل ۲-۲۷: نمودارهای هیستریزیس نمونه‌ها [۳۷] ۳۴
- شکل ۲-۲۸: ابعاد آزمایش لفافه [۳۳] ۳۵
- شکل ۲-۲۹: نمودارهای هیستریزیس نمونه‌های EWB و ENB آزمایش لفافه ۳۶
- شکل ۲-۳۰: ابعاد آزمایش فبرس [۳۴] ۳۷
- شکل ۲-۳۱: نمودارهای هیستریزیس نمونه‌های IWB1 تا IWB3 [۳۴] ۳۷
- شکل ۲-۳۲: نحوه انتقال ممان از تیر عریض به ستون [۳۸] ۳۸
- شکل ۲-۳۳: نمودارهای نیرو جابجایی الف) اتصال طبقه دوم و ب) اتصال طبقه پنجم [۳۸] ۳۸
- شکل ۲-۳۴: مدل آزمایشگاهی لی و کولکارنی [۳۹] ۳۹
- شکل ۲-۳۵: تاریخچه بارگذاری برای تمام نمونه‌ها (فدوا و همکاران) [۲۹] ۴۰
- شکل ۲-۳۶: نمودارهای هیستریزیس اتصالات داخلی و خارجی تیر عریض و معمولی به ستون بتن مسلح فدوا و همکاران [۲۹] ۴۱
- شکل ۲-۳۷: ابعاد نمونه دارای ستون مربعی و تیر عرضی از نوع عریض [۴۰] ۴۲
- شکل ۲-۳۸: ترک خوردگی نمونه‌ها [۴۰] ۴۳
- شکل ۲-۳۹: مدل اجزا محدود لوک و همکاران [۴۱] ۴۴
- شکل ۲-۴۰: مسیرهای انتقال بار [۴۱] ۴۵
- شکل ۲-۴۱: مطابقت نمودارهای بار تغییر مکان مدل عددی و آزمایشگاهی (بهنام و همکاران) [۴۲] ۴۶
- شکل ۲-۴۲: تاثیر ابعاد مختلف ستون در مدل اجزا محدود بهنام و همکاران [۴۲] ۴۶
- شکل ۲-۴۳: تاثیر عمق تیر در مدل اجزا محدود بهنام و همکاران [۴۲] ۴۶
- شکل ۳-۱: خانواده المان‌های مورد استفاده در تحلیل تنش [۴۳] ۴۹
- شکل ۳-۲: المان‌های خطی و مرتبه دو [۴۳] ۵۰
- شکل ۳-۳: رفتار بتن تحت الف) فشار و ب) کشش تک محوره [۴۳] ۵۴
- شکل ۳-۴: معیار گسیختگی دارکر پراگر [۴۵] ۵۵
- شکل ۳-۵: نمودار تنش کرنش کششی بتن [۴۷] ۵۸
- شکل ۳-۶: رابطه تنش کرنش تک محوره میلگرد ها در کشش و فشار [۴۹] ۵۹
- شکل ۴-۱: ابعاد نمونه‌ها در الف) پلان و ب) نمای جانبی [۱۳] ۶۳
- شکل ۴-۲: پلان جزئیات آرماتور گذاری نمونه PE-B50 [۱۳] ۶۴
- شکل ۴-۳: برش‌های A-A و B-B جزئیات آرماتور گذاری نمونه PE-B50 [۱۳] ۶۴
- شکل ۴-۴: پروتکل بارگذاری در آزمایش هان و همکاران [۱۳] ۶۵
- شکل ۴-۵: جزئیات مدل آزمایشگاهی هان و همکاران [۱۳] ۶۶
- شکل ۴-۶: هندسه مدل‌سازی شده در نرم‌افزار ۶۷
- شکل ۴-۷: نمودار تنش کرنش کابل‌ها [۱۳] ۶۸
- شکل ۴-۸: مدل‌سازی سیستم‌های پیش‌تنیده بر اساس روش فرمول بندی تماسی [۵۳] ۷۰

- شکل ۴-۹ : شرایط مرزی و بارگذاری مدل در نرم افزار ۷۰
- شکل ۴-۱۰ : مش بندی نمونه ۷۱
- شکل ۴-۱۱ : مقایسه انرژی داخلی و جنبشی ۷۲
- شکل ۴-۱۲ : بررسی تاثیر ابعاد مش بندی بر منحنی لنگر-دریفت ۷۳
- شکل ۴-۱۳ : بررسی تاثیر زاویه اتساع بر منحنی لنگر-دریفت ۷۴
- شکل ۴-۱۴ : مقایسه نمودار لنگر در مقابل دریفت نمونه عددی و آزمایشگاهی ۷۵
- شکل ۴-۱۵ : نقاط مهم بر روی منحنی نیرو جابجایی در روش پن و موهل [۵۵] ۷۶
- شکل ۴-۱۶ : نقاط مهم بر روی منحنی نیرو جابجایی در روش پرستلی و پائولی [۵۸] ۷۷
- شکل ۴-۱۷ : دو خطی کردن نمودارها به روش یانگ [۶۰] ۷۷
- شکل ۴-۱۸ : نمودار آزمایشگاهی و عددی دو خطی شده به روش پرستلی و پائولی در مدل اجزا محدود و ۷۸
- شکل ۴-۱۹ : مقایسه نمودارهای دو خطی شده به روش پرستلی و پائولی در مدل اجزا محدود و ۷۹
- آزمایشگاهی ۷۹
- شکل ۴-۲۰ : مقایسه نمودارهای عددی و آزمایشگاهی دو خطی شده با استفاده از روش یانگ ۸۰
- شکل ۴-۲۱ : مقایسه الگوی ترک خوردگی نمونه آزمایشگاهی و عددی ۸۱
- شکل ۴-۲۲ : جزئیات آرماتورگذاری مدل RE-50 در آزمایش هان و همکاران ۸۲
- شکل ۴-۲۳ : هندسه مدل RE-50 ساخته شده در نرم افزار آباکوس ۸۳
- شکل ۴-۲۴ : مش بندی مدل RE-50 ۸۵
- شکل ۴-۲۵ : مقایسه انرژی جنبشی و داخلی مدل در هنگام تحلیل مدل RE-50 ۸۵
- شکل ۴-۲۶ : مقایسه نمودارهای مدل عددی و آزمایشگاهی نمونه RE-50 ۸۶
- شکل ۴-۲۷ : مقایسه نمودارهای دوخطی مدل عددی و آزمایشگاهی ۸۷
- شکل ۴-۲۸ : مقایسه الگوی ترک خوردگی نمونه عددی و آزمایشگاهی مدل RE-50 ۸۸
- شکل ۴-۲۹ : جزئیات ابعاد و آرماتورگذاری نمونه EWBC [۶۱] ۸۹
- شکل ۴-۳۰ : شماتیک پیکربندی نمونه آزمایشگاهی [۶۱] ۹۱
- شکل ۴-۳۱ : هندسه مدل ساخته شده در نرم افزار ۹۲
- شکل ۴-۳۲ : شرایط مرزی و بارگذاری ۹۳
- شکل ۴-۳۳ : مش بندی نمونه EWBC ۹۴
- شکل ۴-۳۴ : مقایسه انرژی جنبشی و داخلی در تحلیل اجزا محدود ۹۵
- شکل ۴-۳۵ : مقایسه نمودار بار جانبی در برابر دریفت نمونه آزمایشگاهی و اجزا محدود ۹۵
- شکل ۴-۳۶ : مقایسه نمودارهای دو خطی مدل آزمایشگاهی و عددی ۹۶
- شکل ۴-۳۷ : مقایسه ترک خوردگی نمونه آزمایشگاهی و اجزا محدود ۹۷
- شکل ۵-۱ : نمودار لنگر در مقابل دریفت نمونه های با مقاومت فشاری ۳۲/۷۶ و ۲۵/۸ و آزمایش اصلی ۱۰۲

شکل ۵-۲: نمودار لنگر در مقابل دریافت نمونه‌های با مقاومت فشاری ۴۳/۶ و ۴۸/۴۵ و آزمایش اصلی	۱۰۳
شکل ۵-۳: نمودارهای دو خطی نیرو جابجایی با مقاومت فشاریهای مختلف	۱۰۳
شکل ۵-۴: مقایسه نمودار لنگر در مقابل دریافت با سطوح پیش‌تنیدگی مختلف	۱۰۶
شکل ۵-۵: مقایسه نمودارهای دو خطی نیرو-جابجایی نمونه با تنش پیش‌تنیدگی ۱/۵ و ۱/۲ مگاپاسکال	۱۰۷
شکل ۵-۶: مقایسه نمودارهای دو خطی نیرو-جابجایی نمونه با تنش پیش‌تنیدگی ۱/۸ و ۱/۲ مگاپاسکال	۱۰۷
شکل ۵-۷: مقایسه نمودارهای دو خطی نیرو-جابجایی نمونه با تنش پیش‌تنیدگی ۲/۱ و ۱/۲ مگاپاسکال	۱۰۷
شکل ۵-۸: نمودارهای نیرو-تغییر مکان در حالت چسبیده و نچسبیده	۱۱۰
شکل ۵-۹: (شکل الف) هندسه وب) آرماتورگذاری نمونه REW1	۱۱۳
شکل ۵-۱۰: مقایسه نمودارهای لنگر در برابر دریافت نمونه‌های REW1 و RE50	۱۱۴
شکل ۵-۱۱: مقایسه نمودارهای نمونه REW1 و RE50	۱۱۴
شکل ۵-۱۲: مقایسه الگوی ترک خوردگی سطح پایین دال نمونه REW1 و RE50 در هنگام گسیختگی	۱۱۵
شکل ۵-۱۳: (شکل الف) هندسه مدل و ب) میلگرد گذاری نمونه REW2	۱۱۶
شکل ۵-۱۴: مقایسه نمودار های لنگر در برابر نسبت دریافت نمونه‌های REW2 و RE50	۱۱۶
شکل ۵-۱۵: مقایسه نمودار های دو خطی نیرو-جابجایی مدل REW2 و RE50	۱۱۷
شکل ۵-۱۶: الگوی ترک خوردگی سطح پایین دال در هنگام گسیختگی نمونه REW2	۱۱۸
شکل ۵-۱۷: (شکل الف) هندسه و ب) آرماتورگذاری نمونه REW3	۱۱۹
شکل ۵-۱۸: مقایسه نمودار لنگر دریافت نمونه REW3 با نمونه های RE50	۱۱۹
شکل ۵-۱۹: مقایسه نمودارهای دو خطی نیرو جابجایی REW3 و RE50	۱۲۰
شکل ۵-۲۰: الگوی ترک خوردگی سطح پایین دال در هنگام گسیختگی نمونه REW3	۱۲۱
شکل ۵-۲۱: نمای کلی هندسه و میلگردگذاری نمونه‌های PEW1، PEW2 و PEW3	۱۲۳
شکل ۵-۲۲: مقایسه نمودارهای لنگر-دریافت نمونه‌های با تیر عریض و بدون تیر عریض	۱۲۴
شکل ۵-۲۳: نمودار های نیرو جابجایی نمونه اصلی و نمونه های با تیر عریض	۱۲۴
شکل ۵-۲۴: الگوی ترک خوردگی سطح پایین دال در هنگام گسیختگی در نمونه‌های مختلف	۱۲۶
شکل ۵-۲۵: (شکل الف) هندسه مدل‌ها و ب) میلگرد گذاری در دال با تیر عریض	۱۲۷
شکل ۵-۲۶: (شکل الف) هندسه مدل‌ها و ب) میلگرد گذاری و آرایش کابل‌ها در دال پس‌کشیده با تیر عریض	۱۲۷
شکل ۵-۲۷: نمودارهای نیروی جانبی در برابر دریافت نمونه‌ها	۱۲۸

- شکل ۵-۲۸ : نمودارهای نیرو-تغییر مکان نمونه‌های EWBC، EWBC-S و EWBC-PT.....۱۲۸
- شکل ۵-۲۹: الگوی ترک خوردگی نمونه EWBC-S با دال معمولی.....۱۳۰
- شکل ۵-۳۰: الگوی ترک خوردگی نمونه EWBC-PT با دال پس کشیده.....۱۳۰

فصل ۱: کلیات

۱-۱ مقدمه

دال های بتن آرمه به عنوان یک عضو سازه ای با ضخامت کم، گزینه ای مناسب برای پوشش کف در ساختمان های مسکونی، تجاری، اداری، پارکینگ ها و همچنین عرشه پل ها می باشند. دال تخت بدون تیر یکی از انواع دال های بتن آرمه است که به طور گسترده ای برای پوشش کف در ساختمان های با بارهای سبک نظیر آپارتمان های مسکونی و دهانه های کوتاه استفاده می شود. همچنین استفاده از این نوع دال ها باعث افزایش سرعت ساخت و ساز نیز می شود.

در ساختمان های با بارهای سنگین تر نظیر ساختمان های صنعتی، انبارها و پارکینگ های طبقاتی، به خصوص در دهانه های بلند، استفاده از دال های تخت بدون تیر سبب ایجاد مشکلاتی از قبیل انتقال نامناسب لنگرهای خمشی از دال به ستون و همچنین مشکل برش پانچ در محل اتصال دال به ستون می شود. در این گونه مواقع می توان از تیرهای میانی یا پیرامونی در فاصله بین ستون ها برای انتقال بهتر لنگرهای خمشی و کنترل خیز و یا از کتیبه و سرستون برای کنترل برش پانچ در ناحیه اتصال استفاده کرد.

یکی دیگر از روش های افزایش ظرفیت باربری و ایجاد دهانه های بزرگتر، پیش تنیده کردن دال می باشد. با پیش تنیده کردن دال، تمام یا بخشی از بارهای ثقلی متعادل شده و از حداکثر ظرفیت فشاری بتن استفاده می شود. همچنین امکان اجرای دهانه های بلند میسر خواهد شد. این مزیت دال های پیش تنیده باعث سهولت در تأمین پارکینگ و اجرای انواع پلان های نامنظم می شود که مورد توجه طراحان و کارفرمایان قرار گرفته است.

۱-۲ تعریف مسأله

دال های تخت عموماً به صورت ثقلی طراحی می شوند و وظیفه تحمل بارهای جانبی بر عهده دیوار برشی یا قاب های خمشی می باشد. با توجه به ضوابط مندرج در آیین نامه ACI و ASCE، سیستم ساختمانی متشکل از دال تخت و ستون به عنوان قاب خمشی، با حداکثر شکل پذیری متوسط شناخته می شود و در صورت ترکیب آن با دیوار برشی به عنوان سیستم دوگانه برای مقابله با نیروهای زلزله، با رعایت محدودیت های ارتفاعی، برای ساختمان های مختلف و در مناطق با لرزه خیزی متفاوت قابل استفاده است. همچنین استاندارد ۲۸۰۰ نیز استفاده از این سیستم ها به عنوان سیستم باربر جانبی را در ساختمان های تا ۱۰ متر و یا زیر ۳ طبقه مجاز می داند و در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه ای مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی یا قاب های مهاربندی شده تأمین گردد. استفاده از سیستم های دال تخت حتی در صورتی که به عنوان سیستم باربر ثقلی مورد استفاده قرار

گیرند، زمانی که ساختمان تحت بارهای جانبی قرار میگیرد دچار تغییر شکل‌هایی در ناحیه اتصال می‌شوند که دال‌ها باید قادر باشند در عین حال که قابلیت باربری ثقلی خود را حفظ می‌کنند با این تغییر شکل‌ها نیز سازگار بوده و از شکل‌پذیری کافی برخوردار باشند.

با توجه به مطالعات محدودی که بر روی رفتار لرزه‌ای اتصالات دال تخت پس‌کشیده به ستون بتن مسلح صورت گرفته است رفتار لرزه‌ای این سیستم‌ها همچنان دارای ابهاماتی می‌باشد و از این رو آیین‌نامه‌ها توصیه به عدم استفاده از این سیستم‌ها در مناطق لرزه خیز می‌کنند. مطالعات قبلی حاکی از این است که با وجود سختی جانبی کم در این سیستم‌ها اما باز هم دارای قابلیت‌هایی جهت استهلاک انرژی می‌باشند که می‌توان از این سیستم‌ها به عنوان سیستم باربر جانبی مستقل یا سیستمی که بتواند به سایر سیستم‌ها در مقابله با نیروهای جانبی کمک کند، استفاده کرد. از جمله سیستم‌هایی که آیین‌نامه استفاده از آنها را در مناطق لرزه‌خیز با اعمال محدودیت‌هایی به عنوان قاب خمشی ویژه مجاز دانسته است سیستم‌هایی موسوم به تیر عریض است. این سیستم‌ها به دلیل تطابق با معماری، کاهش ارتفاع سازه، حذف آویز تیر و کم کردن تمرکز آرماتور در هسته اتصال مورد توجه کارفرمایان و طراحان قرار گرفته است. همچنین به علت کفایت عمق تیر در محل اتصال، تیر عریض می‌تواند مشکل برش پانچ در سیستم‌های دال تخت را بر طرف کند. با وجود سختی جانبی و ظرفیت اتلاف انرژی کمتر این سیستم‌ها در مقایسه با قاب خمشی متداول تیر و ستون، مطالعات متعدد صورت گرفته بر روی رفتار لرزه‌ای این سیستم‌ها نشان می‌دهد که می‌توان از آنها در مناطق لرزه‌خیز استفاده کرد، به همین دلیل استفاده از این سیستم‌ها به عنوان قاب خمشی ویژه مجاز شمرده می‌شود. پیش‌بینی می‌شود با به کار بردن سیستم قاب خمشی تیر عریض در کنار سیستم دال تخت پس‌کشیده بهبودی در عملکرد لرزه‌ای دال حاصل شود و همچنین تیر عریض در کنترل برش پانچ و خیز به دال کمک خواهد کرد. در این تحقیق به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای استفاده همزمان از دال پیش‌تنیده و تیر عریض، پارامترهای لرزه‌ای از جمله سختی، مقاومت نهایی و شکل‌پذیری در این سیستم ترکیبی مورد بررسی قرار گرفته و همچنین تاثیر حضور نیروهای پیش‌تنیدگی در سیستم‌های تیر عریض- دال مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۱-۳ اهمیت تحقیق

با توجه به گسترش روز افزون استفاده از دال‌های پیش‌تنیده در صنعت ساختمان و کمتر شناخته شده بودن رفتار لرزه‌ای این سیستم‌ها و تعداد کم تست‌های آزمایشگاهی که بتواند رفتار دقیق این دال‌ها را مورد ارزیابی قرار داده و پیش‌بینی خوبی از رفتار لرزه‌ای آن‌ها داشته باشد، نیاز به انجام تست‌های آزمایشگاهی بیشتر می‌باشد. اما با توجه به اینکه این آزمایش‌ها عموماً بسیار هزینه‌بر هستند، یک مدلسازی عددی دقیق در نرم‌افزارهای اجزا محدود می‌تواند منجر به شناخت بیشتر و ارزیابی رفتار این نوع دال‌ها با لحاظ کردن تاثیر عوامل مختلف شده و منجر به کاهش زمان و هزینه‌ها شود.

پژوهش حاضر می‌تواند دید بهتری به آیین‌نامه‌های طراحی داده تا در استفاده از این سیستم‌ها در مناطق لرزه خیز تجدید نظر کنند. همچنین استفاده از تیرهای عریض که سازگار با معماری می‌باشند در کنار دال پیش‌تنیده می‌تواند به عنوان راهکاری برای اجرای دهانه‌های بلندتر، کنترل برش پانچ و بهبود عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های دال پیش‌تنیده مورد بررسی قرار گرفته و مشکلاتی از قبیل محدودیت اجرای دیوار برشی به دلیل عدم تطابق با معماری را تا حدودی برطرف کند.

۱-۴ روش انجام تحقیق

هدف از تحقیق حاضر بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال دال پس‌کشیده به ستون با در نظر گیری عوامل مختلف از جمله حضور تیر عریض می‌باشد. بدین منظور ابتدا به معرفی روشی برای مدلسازی دال پس‌کشیده در نرم‌افزار قدرتمند آباکوس^۱ پرداخته می‌شود سپس یک نمونه اتصال کناری دال پس‌کشیده به ستون که قبلاً توسط محققان مورد آزمایش قرار گرفته است صحت سنجی شده و رفتار لرزه‌ای آن مورد بررسی قرار می‌گیرد.

پس از تطابق نتایج عددی و آزمایشگاهی و اطمینان از صحت نتایج آزمایشگاهی، رفتار لرزه‌ای اتصال دال پس‌کشیده به ستون با در نظر گیری عواملی از جمله تاثیر مقاومت فشاری بتن، میزان نیروی پیش-تنیدگی و نوع چسبندگی کابل‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد. سپس یک نمونه اتصال دال معمولی به ستون بتن مسلح و یک نمونه اتصال تیر عریض به ستون بتن مسلح مورد صحت سنجی قرار گرفته و تاثیر حضور تیر عریض با ابعاد مختلف در حضور دال معمولی و پیش‌تنیده با مقایسه پارامترهایی از جمله سختی، مقاومت، شکل پذیری و الگوی ترک خوردگی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در ادامه به منظور بررسی تاثیر

^۱ ABAQUS

حضور دال و نیروهای پیش‌تنیدگی با اضافه کردن دال پیش‌تنیده به نمونه اتصال تیر عریض به ستون صحت سنجی شده، اثر حضور دال و پیش‌تنیده کردن دال در رفتار تیر عریض مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

۵-۱ ساختار پایان نامه

در فصل اول به کلیات موضوع پرداخته می‌شود و هدف از تحقیق مشخص می‌گردد.

در فصل دوم به مرور ادبیات فنی و پیشینه استفاده از دال‌های پیش‌تنیده و تیرهای عریض و آزمایش‌های انجام شده بر روی این سیستم‌ها پرداخته می‌شود.

در فصل سوم به معرفی نرم‌افزار المان محدود آباکوس و خصوصیات مصالح و مدل‌های رفتاری موجود جهت شبیه‌سازی مصالح پرداخته می‌شود.

در فصل چهارم صحت سنجی یک نمونه اتصال خارجی تیر عریض به ستون بتن مسلح و همچنین یک نمونه اتصال خارجی دال معمولی (غیر پیش‌تنیده) و پس‌کشیده به ستون بتن مسلح انجام شده و نتایج عددی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می‌شود.

در فصل پنجم مطالعات پارامتریک با تغییر در مقاومت فشاری بتن، میزان نیروی پیش‌تنیدگی، نوع چسبندگی کابل‌ها و تاثیر حضور تیر عریض انجام می‌شود و نمودارهای نیرو تغییر مکان و الگوی ترک خوردگی دال مورد بررسی قرار می‌گیرد.

در فصل ششم نتایج و گزارشات جمع‌بندی شده و پیشنهاداتی در خصوص تحقیقات آینده بیان خواهد شد.

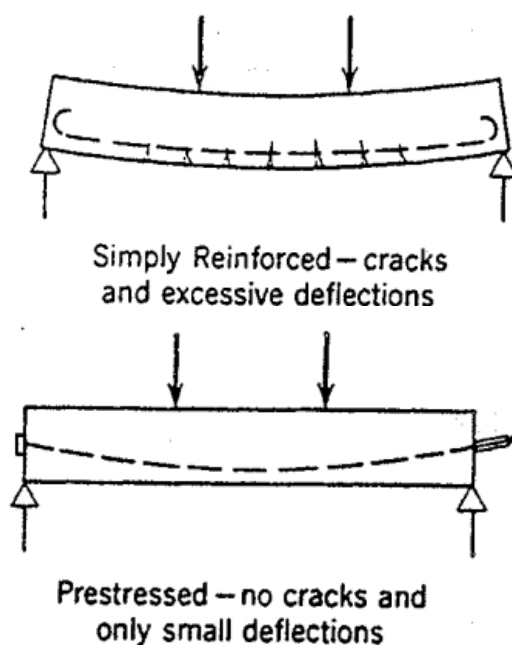
فصل ۲ : مروری بر ادبیات فنی

۲-۱ مقدمه

در این فصل ابتدا به تعریف مفاهیم پیش‌تنیدگی، بتن پیش‌تنیده و تاریخچه استفاده از آن پرداخته شده و انواع دال‌های پیش‌تنیده مورد بررسی قرار می‌گیرد. سپس مطالعات آزمایشگاهی و عددی صورت گرفته بر روی این دال‌ها که توسط محققان در گذشته انجام شده است، جهت شناخت بهتر رفتار آن‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد. پس از آن سیستم‌های قاب خمشی با تیر عریض و محدودیت‌های عنوان شده برای ابعاد تیر در آیین‌نامه‌های مختلف مورد بررسی قرار گرفته و مروری بر تحقیقات گذشته در این زمینه انجام خواهد شد.

۲-۲ مفهوم پیش‌تنیدگی بتن

پیش‌تنیده کردن بتن به معنای ایجاد یک تنش ثابت و دائمی در بتن به منظور جبران ضعف این ماده در کشش است. در اثر اعمال نیروی پیش‌تنیدگی به فولادهای با مقاومت بالا که در درون بتن قرار داده شده‌اند و انتقال این تنش‌ها به بتن، یک سیستم تنش داخلی خود متعادل در مقابله با بارهای وارده ایجاد می‌شود که در این صورت می‌توان با استفاده حداکثری از ظرفیت فشاری بتن، ترک خوردگی در بتن را به حداقل رساند.



شکل ۲-۱: مکانیزم پیش‌تنیدگی برای مقابله با ترک خوردگی تحت بار سرویس [۱]

۳-۲ تاریخچه بتن پیش تنیده

استفاده از بتن پیش تنیده به علت مزایای آن نسبت به بتن معمولی در قرن اخیر گسترش فراوانی یافته است. در سال ۱۸۸۶ اولین فردی که ایده پیش تنیده کردن بتن جهت افزایش مقاومت آن در برابر لنگر خمشی را ارائه داد یک مهندس آمریکایی به نام جکسون^۱ بود. همچنین اولین دال بتنی پیش تنیده در سال ۱۸۸۸ توسط دورینگ^۲ آلمانی با قرار دادن میله‌های فولادی در داخل دال بتنی ساخته شد اما هیچکدام از روش‌های به کار برده شده جهت پیش تنیده کردن بتن تا آن زمان موفقیت آمیز نبودند زیرا تنش ناشی از پیش تنیدگی به علت استفاده از مصالح نامناسب و خزش^۳ و انقباض^۴ بتن به مرور زمان از بین می رفت. یوجین فریسینه^۵ در سال ۱۹۲۸ توانست با به کارگیری کابل‌های فولادی پر مقاومت در بتن، مشکل کاهش نیروی پیش تنیدگی را تا حدودی بر طرف کرده و بتن پیش تنیده را به نحوی که امروزه مورد استفاده قرار می گیرد، به کار برد [۱]. با گسترش استفاده از بتن پیش تنیده در اروپا، در دهه ۱۹۵۰ بتن پیش تنیده از اروپا وارد آمریکا شد. نخستین سازه پس کشیده در ایالات متحده، پل والنوت لین^۶ در ویلادلفیا بود که در سال ۱۹۵۰ ساخته شد [۲].

۴-۲ روش‌های اعمال پیش تنیدگی

دو روش برای اعمال نیروی پیش تنیدگی وجود دارد که عبارتند از : پیش کشیدگی و پس کشیدگی. در روش پیش کشیدگی ابتدا تاندون‌های فولادی بین دو گیره انتهایی کشیده شده سپس بتن ریزی انجام می شود. زمانی که بتن به اندازه کافی سخت شد، گیره‌های انتهایی آزاد شده و نیروی پیش تنیدگی از طریق چسبندگی میان بتن و فولاد، به بتن منتقل شده و باعث ایجاد یک تنش فشاری در بتن می شود. در روش پس کشیده بتن هیچگونه تماسی با تاندون‌ها ندارد. در مسیر عبور فولادهای پیش تنیدگی، غلافی تو خالی در بتن تعبیه می گردد سپس کابل‌ها از درون غلاف‌ها عبور داده شده و سپس عملیات بتن ریزی انجام می شود. پس از بتن ریزی غلاف‌ها داخل بتن مدفون شده ولی تاندون‌ها اجازه حرکت آزادانه در درون غلاف‌ها را دارند. بعد از اینکه بتن به مقاومت مورد نظر رسید فولادهای پیش تنیدگی توسط جک‌هایی کشیده می شوند و در دو انتها گیردار می شوند. استفاده از روش پس کشیده در اجرای سیستم‌های دال

¹ Jackson

² Doebling

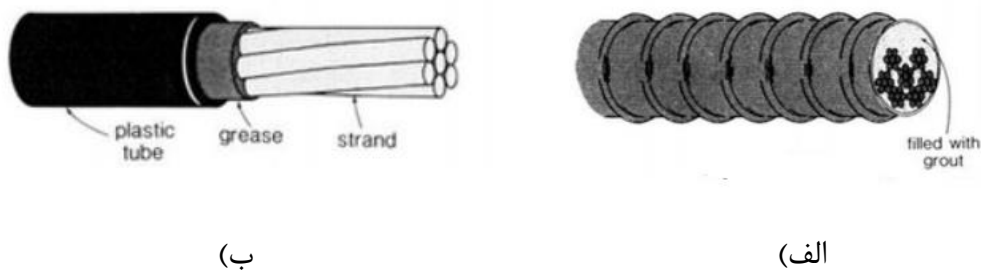
³ Creep

⁴ Shrinkage

⁵ Freyssinet

⁶ Walnut lane

پیش‌تنیده به علت امکان اجرای تاندون‌ها به صورت منحنی متداول‌تر است. در روش پس‌کشیده کابل‌ها به دو صورت چسبیده و یا نچسبیده اجرا می‌شوند. در روش چسبیده داخل غلاف‌ها پس از بتن ریزی و کشیدن کابل‌ها با دوغاب (گروت) پر می‌شود و بدین ترتیب چسبندگی بین کابل‌ها و غلاف تامین می‌شود. در روش نچسبیده کابل‌ها می‌توانند آزادانه و مستقل از بتن حرکت کنند و نیروی پیش‌تنیدگی از طریق مهارهای انتهایی به بتن منتقل می‌شود [۳].



شکل ۲-۲: غلاف و تاندون در روش الف (چسبیده و ب) نچسبیده [۴]

در سیستم‌هایی که کابل‌ها به صورت چسبیده به کار برده می‌شوند امکان تعویض و مقاوم‌سازی کابل‌ها وجود ندارد در حالی که در سیستم‌ها نچسبیده می‌توان با بیرون کشیدن کابل از داخل غلاف خود آن را تعویض کرد. همچنین خطرات تخریب در سیستم‌های نچسبیده نسبت به چسبیده بیشتر است و ایجاد بازشو در سیستم‌های چسبیده نسبت به نچسبیده راحت‌تر صورت می‌گیرد [۵].

۲-۵ دال‌های پیش‌تنیده

در سالین اخیر استفاده از دال‌های پس‌کشیده در ساختمان‌ها رشد و توسعه زیادی داشته است. از دال‌های پس‌کشیده به طور گسترده برای پوشش کف در ساختمان‌های مسکونی، اداری، پارکینگ‌ها، بیمارستان‌ها و مراکز خرید استفاده می‌شود. بیشترین استفاده از این نوع دال‌ها در کشور آمریکا می‌باشد. همچنین استفاده از آن‌ها در استرالیا، هنگ کنگ، سنگاپور و بسیاری از کشورهای اروپایی نیز رایج است [۴]. در ایران نیز هم اکنون ساختمان‌های زیادی با استفاده از این نوع دال‌ها طراحی و اجرا می‌شوند.

۲-۵-۱ مزایای دال‌های پیش‌تنیده

دال‌های بتنی پیش‌تنیده نسبت به دال‌های بتنی معمولی دارای مزایایی می‌باشند که از جمله آن‌ها

می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- افزایش دهانه
- ضخامت کمتر
- سازه سبک تر در اثر کاهش بار مرده
- کاهش ترک خوردگی و تغییر شکل
- کاهش ارتفاع طبقه
- افزایش سرعت ساخت
- کاهش آرماتور مصرفی

این مزایا می‌تواند باعث کاهش هزینه‌های نهایی شود. همچنین در مواردی که ارتفاع ساختمان دارای محدودیت باشد، کاهش ارتفاع طبقات اجازه ساخت تعداد طبقه بیشتر در یک ارتفاع مشخص را می‌دهد [۶].

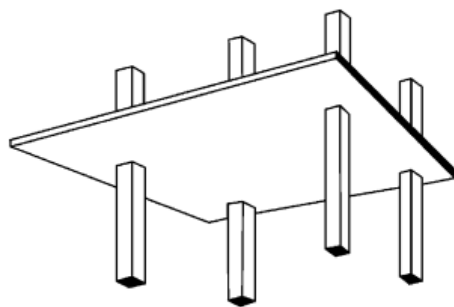
۲-۵-۲ معایب دال‌های پیش‌تنیده

در مقابل مزایای عنوان شده برای دال‌های پیش‌تنیده استفاده از این دال‌ها دارای معایبی نیز می‌باشد که می‌توان به حرکات خزشی بلند مدت به علت در فشار بودن مقطع بتنی اشاره کرد. همچنین از دید اجرایی کنترل کیفیت مصالح بسیار حائز اهمیت است. همچنین تجهیزات، امکانات و پرسنل فنی متخصص برای اجرای آن نیاز می‌باشد که ممکن است در کشورهای کمتر توسعه یافته منجر به افزایش هزینه‌ها شود. از دیگر مواردی که باید توجه ویژه‌ای به آن شود مسئله تخریب این دال‌ها بوده که ممکن است بسیار خطرناک باشد و باید توسط تیم فنی متخصص انجام گیرد.

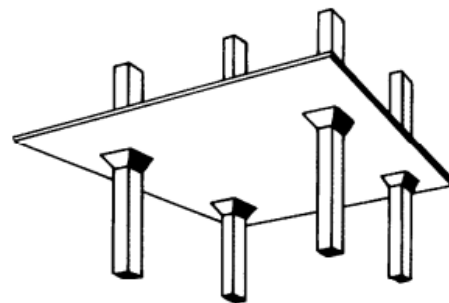
۲-۵-۳ انواع دال پیش‌تنیده

دال‌های پیش‌تنیده نیز مانند دال‌های بتنی معمولی، با توجه به شدت بار وارده و طول دهانه مورد نیاز در انواع مختلف و به صورت یک طرفه یا دو طرفه طراحی و اجرا می‌شوند. دال‌های تخت پیش‌تنیده برای دهانه‌های ۶ تا ۱۳ متر مناسب و اقتصادی است. ضخامت در دال‌های تخت پیش‌تنیده بر اساس خیز و یا ظرفیت برش پانچ تعیین می‌شود. هر چند پیش‌تنیده کردن دال باعث کنترل خیز و افزایش ظرفیت برشی دال می‌شود اما می‌توان با افزودن کتیبه و یا سرستون در ناحیه اطراف ستون ظرفیت برش پانچ را افزایش داد و دال‌هایی با دهانه‌های بلندتر و بارهای سنگین تر را اجرا کرد. دال تخت همراه با کتیبه و سرستون

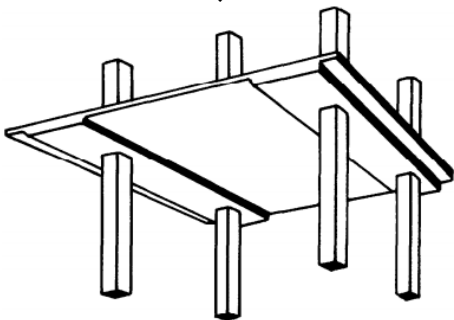
در شکل ۳-۲ الف و پ نشان داده شده است. یکی دیگر از روش‌های کاهش ضخامت دال استفاده از تیرهای کم عمق و عریض می‌باشد. استفاده از این تیرها می‌تواند عملکرد دو طرفه دال را تبدیل به یک طرفه کند. این سیستم در شکل ۳-۲ پ نشان داده شده است. در دهانه‌های بلندتر افزایش ضخامت دال منجر به افزایش وزن و نیروهای وارد بر ستون‌ها و فونداسیون می‌شود در اینگونه مواقع می‌توان از دال همراه با تیرچه استفاده کرد. دال‌های همراه با تیرچه به صورت یکطرفه (دال تیرچه‌ای) و دو طرفه (دال مجوف) در شکل ۳-۲ ث و ج نشان داده شده است [۷].



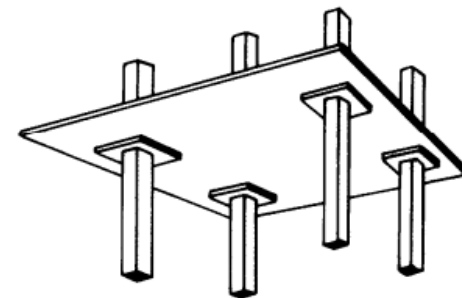
(ب)



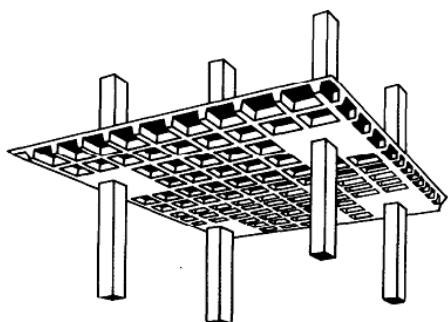
(الف)



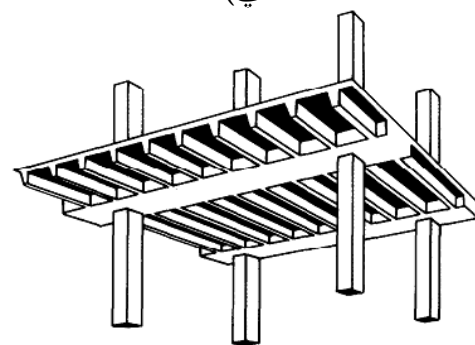
(ت)



(پ)



(ج)



(ث)

شکل ۳-۲: انواع دال پیش‌تنیده (الف) دال تخت با سرستون (ب) دال تخت بدون تیر (پ) دال تخت با کتیبه (ت) دال با تیر نواری (ث) دال تیرچه‌ای (ج) دال مجوف [۷]

۲-۶ مطالعات صورت گرفته بر روی دال تخت پیش‌تنیده

تاکنون مطالعات متعددی بر روی رفتار دال تخت بتن مسلح معمولی صورت گرفته است اما کارهای آزمایشگاهی انجام شده بر روی دال‌های تخت پیش‌تنیده به علت قدمت کمتر آن نسبت به دال تخت معمولی کمتر است. مطالعات اولیه بر روی دال‌های تخت پیش‌تنیده بیشتر بر روی ارزیابی ظرفیت باربری ثقلی آن‌ها متمرکز بود، اما اخیراً مطالعات زیادی بر روی ارزیابی رفتار آن‌ها تحت بارهای جانبی صورت گرفته است که باعث ایجاد برخی ملاحظات طراحی در مقابله با مشکل خرابی پیش‌رونده شده است. مطالعه بر روی رفتار اتصالات دال پس‌کشیده به ستون تحت اثر بارهای جانبی، از اواخر دهه ۱۹۷۰ شروع شد. در ادامه به جزئیات برخی از این آزمایش‌ها پرداخته می‌شود.

۲-۶-۱ مطالعات آزمایشگاهی

۲-۶-۱-۱ آزمایش تراندام^۱ و هاوکینز^۲، ۱۹۷۷

تراندام و هاوکینز در سال ۱۹۷۷ شش نمونه اتصال دال پس‌کشیده نچسبیده به ستون بتن مسلح با مقیاس کامل را تحت بارگذاری ثقلی و جانبی مورد آزمایش قرار دادند [۸]. از مجموع شش نمونه، پنج نمونه آن اتصالات داخلی و یک نمونه اتصال خارجی بود. کابل‌های هفت رشته‌ای نچسبیده در دو جهت به صورت یکنواخت قرار داده شده بودند. هدف از این آزمایش دستیابی به ظرفیت لنگر خمشی اتصالات بود. متغیرهای مورد بررسی در آزمایش برای نمونه‌های داخلی، نحوه آرایش تاندون‌ها و تاریخچه بارگذاری بود. نتایج بارگذاری جانبی نمونه‌ها نشان داد که آرماتور قرار داده شده در ضخامت دال در دو طرف ستون در انتقال بخشی از لنگر منتقل نشده توسط برش موثر است. علاوه بر این، نتایج نشان می‌دهد که سطح بار ثقلی اعمال شده بر سختی جانبی دال تأثیرگذار است.

۲-۶-۱-۲ آزمایش سانيجا^۳ و همکاران، ۱۹۸۲

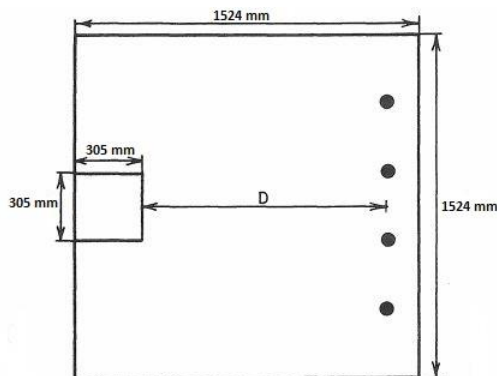
در سال ۱۹۸۲ سانيجا و همکاران آزمایشاتی را بر روی چهار نمونه اتصال کناری دال پس‌کشیده به ستون با مقیاس دو سوم در دانشگاه ایلینویز انجام دادند [۹]. هدف اصلی در این تحقیق بررسی مقاومت و رفتار

¹ Trongtham

² Hawkins

³ Sunidja

اتصالات دال پس کشیده با کابل های نچسبیده به ستون تحت بارگذاری استاتیکی بود. متغیرهای مود مطالعه در این آزمایش نحوه آرایش تاندون ها (نواری^۱ یا گسترده^۲) و نسبت خمش به برش در نمونه ها بود. نمونه ها به نام های S1 تا S4 نام گذاری شدند. در نمونه های S1 و S2 تاندون های نواری عمود بر لبه خارجی دال بود، در حالی که در دو نمونه بعدی موازی با لبه خارجی دال بود. تاثیر نسبت خمش به برش بر روی رفتار نمونه ها از طریق اعمال بار در فواصل مختلف نسبت به بر ستون اندازه گیری شد.



نمونه	D(mm)
S1	106.7
S2	61
S3	61
S4	30.5

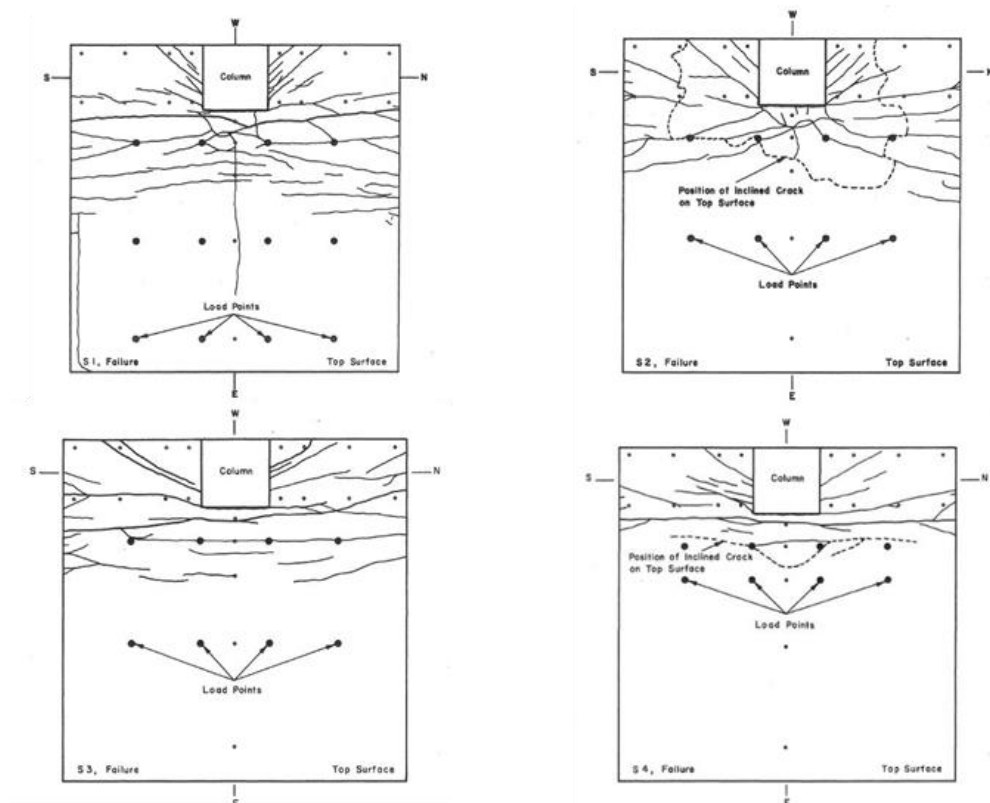
شکل ۲-۴: ابعاد نمونه ها و محل اعمال بار آزمایش سانیجا و همکاران [۹]

چهار نمونه اتصال با آرایش تاندون های مختلف و موقعیت های بارگذاری متفاوت تا هنگام گسیختگی بارگذاری شدند. نتایج نشان داد که :

- ۱- با افزایش برش منتقل شده از دال به ستون، ظرفیت انتقال لنگر و شکل پذیری اتصالات کاهش می یابد.
- ۲- تمرکز کابل های پیش تنیده در اطراف ناحیه اتصال به افزایش مقاومت و کاهش ترک خوردگی کمک می کند.
- ۳- سختی و مقاومت خمشی اتصالات با تاندون های نواری بیشتر از حالتی است که تاندون ها به صورت گسترده توزیع شده باشند.
- ۴- با در نظر گرفتن نیروهای پیش تنیدگی مقاومت برشی اتصالات کناری بسیار به مقادیر اندازه گیری شده نزدیک بود
- ۵- با افزایش نسبت خمش به برش، مقادیر بیشتری برای تغییر شکل نهایی و شکل پذیری حاصل شد.

¹ Banded

² Distributed



شکل ۲-۵: الگوی ترک خوردگی در هنگام گسیختگی در نمونه‌های S1 تا S4 [۹]

۲-۱-۶-۳ آزمایش لانگ و کللاند، ۱۹۹۳

لانگ^۱ و کللاند^۲ در سال ۱۹۹۳، یک مطالعه آزمایشگاهی بر روی پانل‌های کناری دال پس‌کشیده نچسبیده انجام دادند [۱۰]. برنامه آزمایشگاهی شامل پنج مدل بود که از لحاظ ابعادی مشابه هم بودند. در این آزمایش از آرماتورهای با قطر ۶ میلیمتر در بالای ناحیه اطراف ستون استفاده شده بود. متغیرهای اولیه شامل میزان پیش‌تنیدگی در دال و استفاده از تاندون‌های نواری یا گسترده بود. نتایج این تحقیق حاکی از این بود که :

- ۱- در قسمت‌هایی از دال پس‌کشیده که حداکثر لنگر اتفاق می‌افتد، جهت کنترل ترک خوردگی و تامین شکل پذیری باید از آرماتور استفاده شود. در گسیختگی نهایی ناشی از برش پانچ، منطقه آسیب دیده در امتداد این آرماتورها کاهش می‌یابد اما هیچ شواهدی مبنی بر اینکه ظرفیت باربری

^۱ Long

^۲ Cleland

افزایش یابد، وجود ندارد.

۲- اجرای تاندون‌ها به صورت نواری باعث افزایش ظرفیت اندک در اتصال ستون کناری می شود.

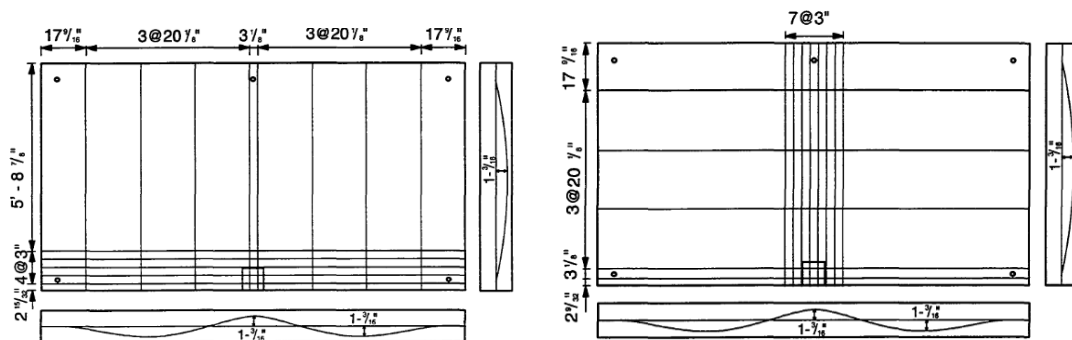
۳- تنش در تاندون‌ها در هنگام گسیختگی دال به طور معمول ۵ تا ۱۰ درصد افزایش می یابد.

۴- آیین نامه ACI-ASCE423 روابط بسیار محافظه کارانه‌ای را برای مقاومت برش پانچ در ستون‌های کناری بیان می‌کند. اگر از مقدار میانگین برای پیش‌بینی استفاده شود نتایج همبستگی بهتری را نشان می‌دهد.

۲-۶-۱-۴ آزمایش کروزادو^۱، ۱۹۹۳

کروزادو در سال ۱۹۹۳ دو نمونه اتصال کناری و دو اتصال گوشه دال پس‌کشیده نچسبیده به ستون را در دانشگاه برکلی مورد بررسی قرار داد [۱۱]. هدف اصلی در این تحقیق بررسی سختی، مقاومت و تغییر شکل اتصالات خارجی دال تخت پس‌کشیده به ستون در معرض بارهای جانبی ناشی از زلزله بود. در نمونه‌های مورد آزمایش ستون‌ها و دال در نقاط عطفشان که در وسط دهانه در نظر گرفته شده بود، قطع شده بودند. چهار نمونه ساخته شد و مورد آزمایش قرار گرفت. نمونه‌های E1 و E2 اتصالات کناری و نمونه‌های C1 و C2 اتصالات گوشه بودند. انتهای پایین ستون‌ها برای شبیه سازی نقطه عطف، به صورت مفصل در نظر گرفته شد. این مفصل بر روی یک جک عمودی قرار داده شد تا قادر به کنترل نیروی محوری ستون (برش ایجاد شده در ناحیه اتصال) باشد. برای اعمال بار جانبی در بالای ستون یک اکچویتور قرار داده شد. همچنین در انتهای دال از تکیه‌گاه غلتکی استفاده شد. بارهای ثقلی به صورت متمرکز در نقاط خاصی اعمال شد تا حالت تنش بوجود آمده در ناحیه اتصال را شبیه سازی کند. تفاوت دو نمونه کناری E1 و E2 در نحوه آرایش کابل‌ها بود. نمونه E1 دارای کابل‌های نواری در جهت عمود بر لبه آزاد دال و کابل‌های گسترده در جهت موازی با لبه آزاد دال بود در حالی که برای نمونه E2 عکس آن صادق بود. دو اتصال گوشه نیز دارای ابعاد و آرماتور گذاری یکسان بودند. میلگردهای قرار گرفته در ناحیه اتصال فقط در بالای ناحیه اتصال قرار گرفته بودند.

¹ Cruzado



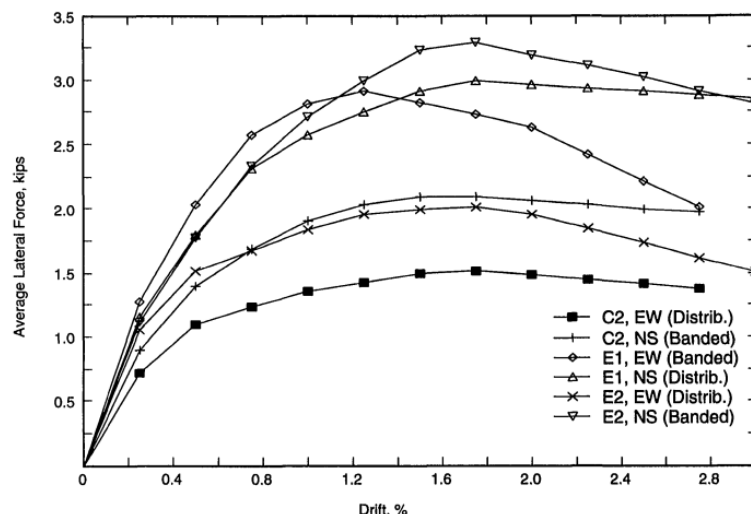
(ب)

(الف)

شکل ۲-۶: آرایش کابل ها در نمونه های الف (E1 و ب (E2 [۱۱]

ستون ها طوری طراحی شده بودند که تحت بارهای جانبی زیاد، در طی آزمایش به صورت الاستیک باقی بمانند. نتایج حاصل از این تحقیق نشان داد که تنش های فشاری زیاد در ناحیه اتصال دال به ستون زمانی که کابل ها در جهت عمود بر لبه آزاد، به صورت نواری هستند، زوال سختی اولیه را کاهش داده و مقاومت اتصال افزایش می یابد. این تاثیر بر روی سختی اولیه با افزایش دریافت کاهش می یابد.

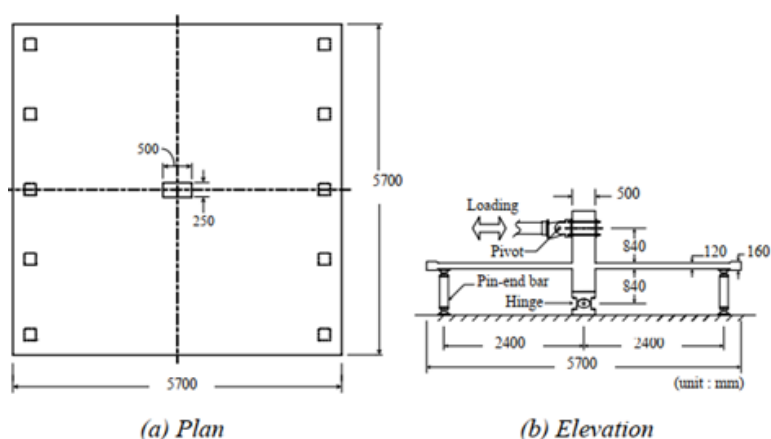
همچنین این تنش های فشاری بالا در ناحیه اتصال باعث تسریع در زوال مقاومت به علت لغزش و خرد شدگی بتن و کاهش همزمان تنش های کششی کابل ها می شود. برای جلوگیری از این موضوع بهتر است، در جهت نواری، کابل ها توسط یک صفحه بزرگ فلزی در انتهای خود گیردار شوند. همچنین مقایسه نمودارهای نیروی جانبی در مقابل نسبت دریافت در نمونه ها نشان داد که اتصال کناری E2 زمانی که بار جانبی در جهت تاندون های گسترده اعمال می شود، سخت تر و قوی تر از اتصال گوشه C2 می باشد (شکل ۲-۷). نتایج حاکی از این بود که ضوابط پیشنهادی توسط آیین نامه ACI318-89 جهت محاسبه مقاومت برشی اتصالات کناری دال پس کشیده، فارغ از جهت اعمال بار جانبی، نتایج قابل قبولی را ارائه می دهد، اما برای اتصالات گوشه کمی محافظه کارانه است.



شکل ۲-۷: نمودارهای نیرو جانبی متوسط در برابر درصد دررفت نمونه‌های کناری و گوشه در آزمایش کروزادو [۱۱]

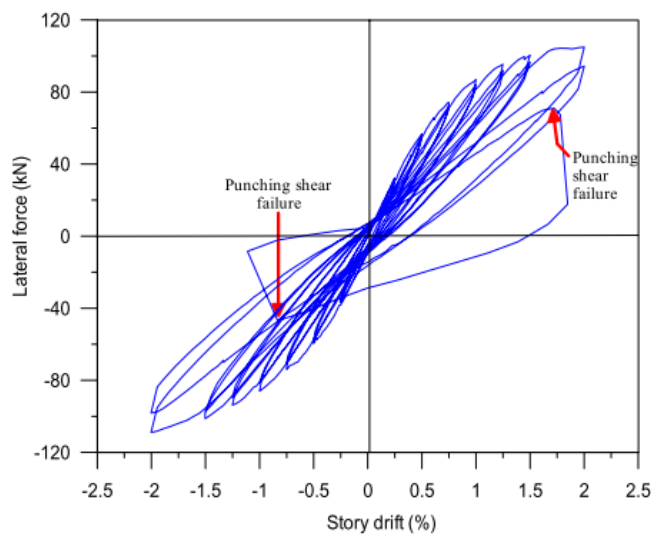
۲-۶-۱-۵ آزمایش وارنیتچای^۱ و همکاران، ۲۰۰۴

در سال ۲۰۰۴ وارنیتچای و همکارانش یک نمونه اتصال داخلی ستون به دال پس کشیده را مورد آزمایش بارگذاری چرخه ای قرار دادند روابط نیرو تغییر مکان جانبی نشان داد که مدل اتصال همانند یک سیستم الاستیک خطی با استهلاک انرژی کم رفتار می‌کند. با افزایش سطح دررفت ترک‌ها در ناحیه اطراف ستون شروع به گسترش می‌کنند و سختی جانبی مدل به طور قابل توجهی کاهش می‌یابد بلافاصله بعد از رسیدن به حداکثر مقاومت جانبی در دررفت ۲٪ نمونه تحت برش پانچ می‌شکند [۱۲].



شکل ۲-۸: ابعاد نمونه اتصال داخلی دال به ستون [۱۲]

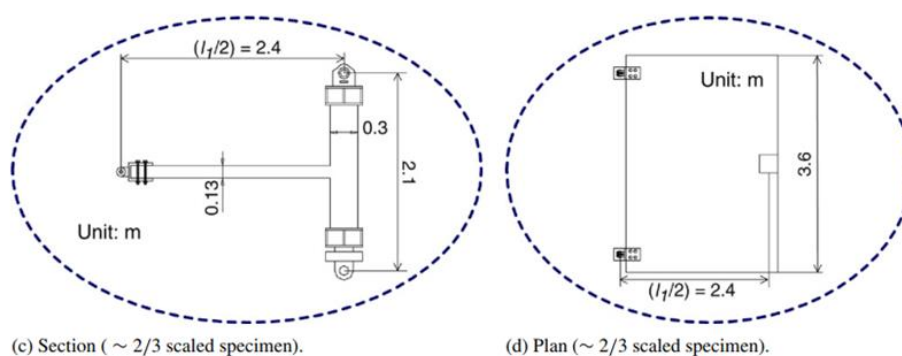
^۱ Warnitchai



شکل ۲-۹: نمودار هیستریزیس اتصال دال به ستون [۱۲]

۲-۶-۱-۶ آزمایش سانگ وان هان^۱ و همکاران، ۲۰۰۶

سانگ وان هان و همکاران در سال ۲۰۰۶ رفتار هیستریزیس اتصال خارجی دال پس کشیده به ستون را مورد ارزیابی قرار دادند [۱۳]. برای این منظور سه نمونه اتصال ستون به دال تخت که دو نمونه آن اتصال ستون به دال پس کشیده با آرایش تاندون‌های مختلف (PE-B50 و PE-D50) و یک نمونه اتصال ستون به دال تخت بتن مسلح معمولی (RE-50) بود مورد آزمایش قرار گرفتند.



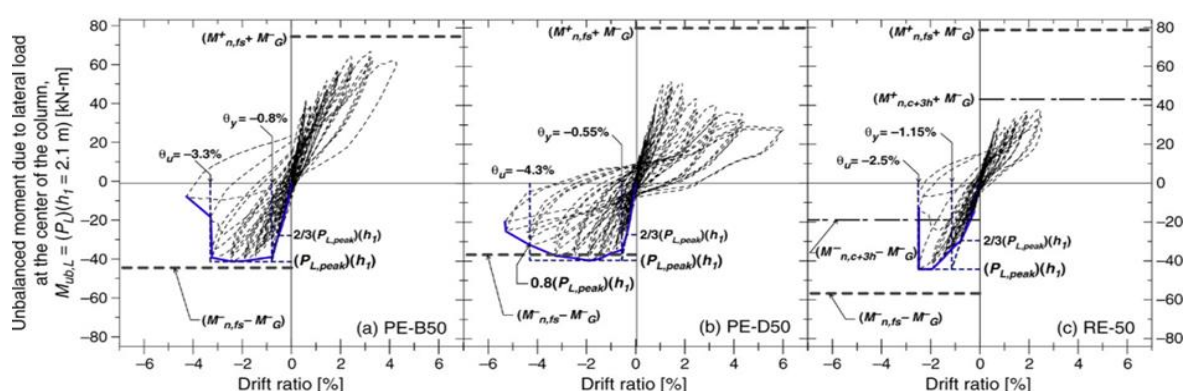
شکل ۲-۱۰: ابعاد نمونه اتصال خارجی آزمایش هان و همکاران [۱۳]

یک بارگذاری چرخه ای شبه استاتیک با یک برش ثقلی ثابت به نمونه‌ها وارد شد. تمام نمونه‌ها دارای

^۱ Sang Wan Han

آرماتور گذاری شبکه پایین مطابق ACI 352.1R-89 بودند. این مطالعه نشان داد که آرایش تاندون ها بر رفتار هیستریزیس اتصال خارجی دال پس کشیده تاثیر گذار است. همچنین آزمایش ها نشان داد که نمونه های اتصال دال پس کشیده به ستون به تمام ظرفیت خمشی خود قبل از گسیختگی برش پانچ رسیدند در حالی که نمونه دال بتن مسلح معمولی قبل از اینکه به تمام ظرفیت خمشی خود برسد تحت اثر برش پانچ گسیخته شد. در نتیجه اتصال خارجی دال پس کشیده به ستون دارای نسبت دررفت بالاتری نسبت به دال بتن مسلح معمولی در یک برش ثقلی ثابت می باشد. از دلایل بیشتر بودن ظرفیت دررفت در دال های پس کشیده نسبت به دال های معمولی می توان به دو مورد اشاره کرد. اول اینکه نسبت دهانه به ضخامت در دال های پس کشیده بیشتر است که منجر به انعطاف پذیری بیشتر می شود و دوم اینکه نیروی های فشاری داخل صفحه پیش تنیدگی منجر به افزایش مقاومت برشی اتصال و به تاخیر افتادن برش پانچ می شود.

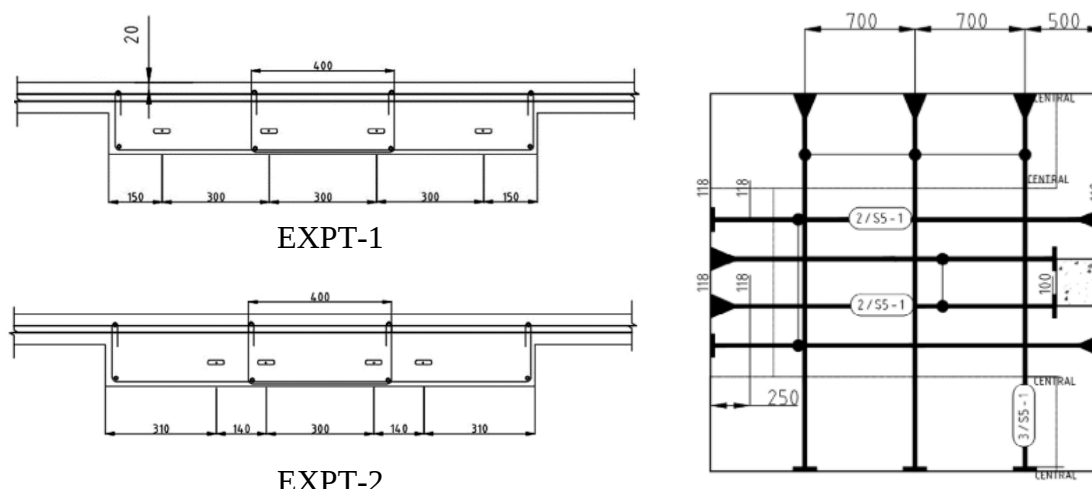
جهت صحت سنجی اتصال دال پس کشیده به ستون در این پژوهش از آزمایش های انجام شده توسط این محقق استفاده شده است که جزئیات بیشتر آن در فصل های بعدی شرح داده خواهد شد.



شکل ۱۱-۲: نمودارهای لنگر نامتعادل در برابر دررفت آزمایش ها و همکاران [۱۳]

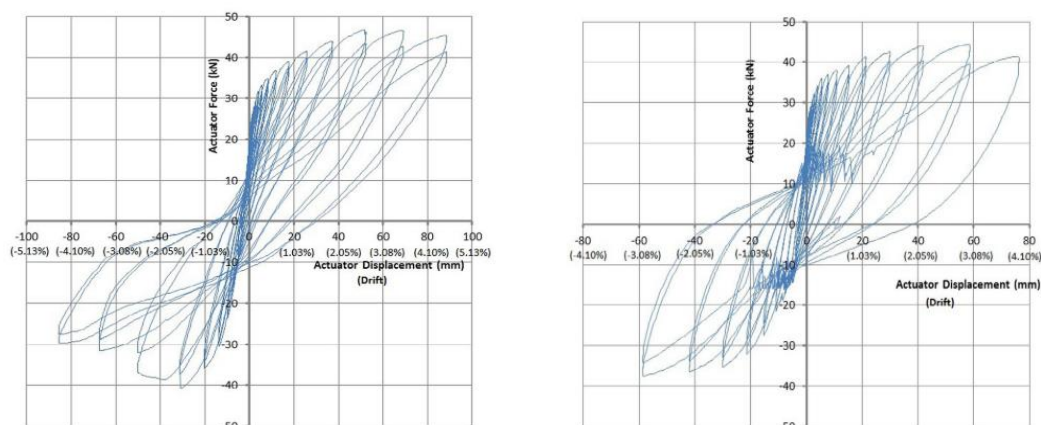
۲-۶-۱-۷ آزمایش دیوی و همکاران، ۲۰۱۵

دیوی و همکارانش در سال ۲۰۱۵ دو نمونه اتصال خارجی تیر نواری همراه با دال پس کشیده به ستون بتن مسلح را تحت بارگذاری لرزه ای مورد آزمایش قرار دادند [۱۴]. نمونه ها مطابق نسخه سال ۲۰۰۹ آیین نامه استرالیا فقط برای های ثقلی طراحی شده بودند. در نمونه اول تاندون ها در عرض تیر توزیع شده بودند در حالی که در نمونه دوم تاندون ها به وجه ستون نزدیک تر شدند.



شکل ۲-۱۲: جزئیات نمونه‌های EXPT-1 و EXPT-2 [۱۴]

نتایج نشان داد که هر دو نمونه عملکرد تقریباً مشابهی داشتند و قادر به تحمل دررفت‌های ۳٪ و بالاتر بدون از دست دادن قابل توجه ظرفیت باربری بودند. این مقدار بالاتر از حداکثر مقدار دررفت مجاز آیین نامه‌های طراحی است. همچنین نمونه‌های تست شده دارای سختی اولیه و شکل‌پذیری بیشتری نسبت به نمونه‌های معمولی بدون پس‌کشیدگی بودند و پس‌کشیدگی تاثیر مطلوبی در ترک خوردگی گذاشت. همچنین نتایج نشان داد افزایش سطح پیش‌تنیدگی باعث افزایش ظرفیت باربری و کاهش شکل‌پذیری می‌شود.

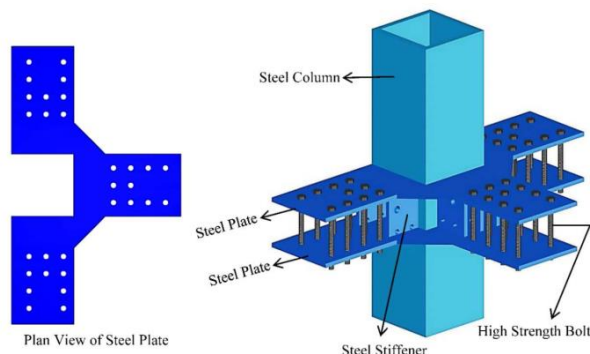


شکل ۲-۱۳: نمودارهای نیرو تغییر مکان نمونه‌های EXPT-1 و EXPT-2 [۱۴]

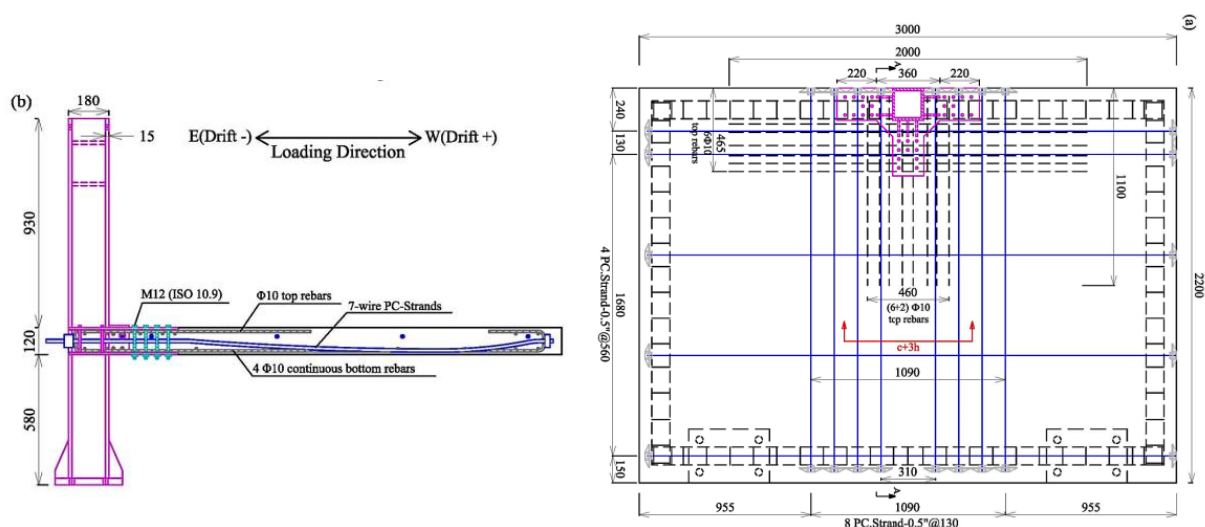
۲-۶-۱-۸ آزمایش رفیعی و همکاران، ۲۰۲۰

رفیعی و همکاران در سال ۲۰۲۰ مطالعاتی بر روی اتصالات دال تخت پس‌کشیده به ستون فلزی انجام دادند [۱۵]. هدف از این تحقیق ارائه جزئیاتی برای اتصال دال پس‌کشیده به ستون فلزی بود که از شکل

پذیری کافی برخوردار باشد. برای این منظور یک نمونه اتصال شامل صفحات فلزی، سخت کننده‌های عمودی و بولت‌های پس کشیده با مقاومت بالا، تحت بار چرخه‌ای مورد آزمایش قرار گرفت. جزئیات ناحیه اتصال و ابعاد دال در شکل ۱۴-۲ و ۱۵-۲ نشان داده شده است.

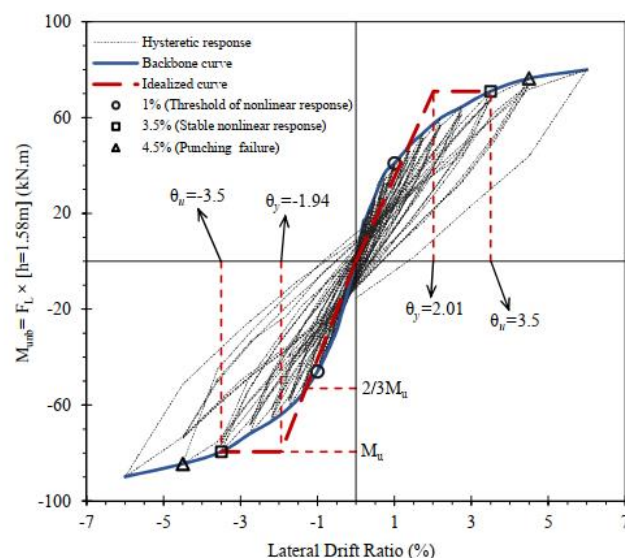


شکل ۱۴-۲: جزئیات ناحیه اتصال [۱۵]



شکل ۱۵-۲: ابعاد نمونه آزمایش رفیعی و همکاران [۱۵]

نتایج آزمایش نشان داد که اتصال تا دریفت ۱٪ به صورت الاستیک باقی می ماند، همچنین تا دریفت ۳/۵٪ پاسخ غیر خطی پایدار مشاهده می شود و در نهایت قادر به تحمل دریفت‌های نسبتاً بزرگ تا ۶٪ بدون از دست دادن ظرفیت باربری ثقلی می باشد. شکل منحنی هیستریزیس و دو خطی شده آن در شکل ۱۶-۲ نشان داده شده است.



شکل ۲-۱۶: منحنی هیستریزیس و ایده آل سازی شده [۱۵]

۷-۲ مطالعات صورت گرفته بر روی مدلسازی اجزا محدود اعضای

بتنی پیش تنیده

در دهه‌های اخیر مطالعات مختلفی در مورد مدلسازی سازه‌های پیش‌تنیده به روش اجزا محدود صورت گرفته است. انگو^۱ و اسکردلیز^۲ اولین کسانی بودند که در سال ۱۹۶۷ تحقیقاتی در این زمینه انجام دادند [۱۶]. در مدلسازی انواع مختلف سیستم‌های پیش‌تندگی، اندرکنش میان بتن و کابل‌ها از اهمیت زیادی برخوردار می‌باشد. در روش پیش کشیدگی می‌توان با اعمال یک میدان دمایی اولیه یا کرنش غیر صفر، قبل از اعمال بارهای سرویس شبیه سازی را به طور مناسب انجام داد. این نوع مدلسازی عددی نسبتاً ساده است و توسط بسیاری از محققان از جمله استاورلاکی^۳ در سال ۱۹۹۳ [۱۷]، کاواکامی^۴ و ایتو^۵ در سال ۲۰۰۳ [۱۸] و مرکان^۶ در سال ۲۰۱۰ [۱۹] مورد مطالعه قرار گرفته است. در مقابل شبیه سازی عددی سیستم‌های پس کشیده چسبیده و نچسبیده کمی پیچیده تر است. مطالعات گذشته در این خصوص توسط تعداد کمی از محققان انجام شده است.

¹ Ngo

² Scordlis

³ Stavroulaki

⁴ Kawakami

⁵ Ito

⁶ Mercan

کنگ^۱ و اسکردلیز در سال ۱۹۸۰ [۲۰] و ون گرون^۲ و اسکردلیز در سال ۱۹۸۳ [۲۱]، یک روش غیر خطی را برای مدلسازی سیستم‌های پس کشیده با کابل‌های چسبیده و نچسبیده توسعه دادند. در روش ارائه شده توسط کنگ و اسکردلیز، میلگردهای فولادی به صورت لایه‌های مجزا با فرض چسبندگی کامل مدلسازی شدند. تاندون‌های منحنی شکل پیش‌تنیدگی به اجزای خطی زیاد در طول آن تقسیم شد. تاندون‌های پیش‌تنیدگی مانند میلگردهای غیر پیش‌تنیده با چسبندگی کامل به بتن عمل کردند و کرنش تاندون‌ها از طریق تغییر هندسه آن‌ها محاسبه شد. از دست رفتن نیروی پیش‌تنیدگی در اثر اصطکاک و لغزش اعضای پیش‌تنیده، از طریق معادلات تجربی محاسبه و در این روش گنجانده شده بود. برای حالت پیش‌کشیده و پس‌کشیده چسبیده، سختی تاندون‌های پیش‌تنیدگی در نظر گرفته شده بود در حالی که برای حالت نچسبیده از آن صرف نظر شده بود. صحت سنجی برخی از آزمایشات انجام شده در گذشته، از طریق این روش، نشان دهنده قابلیت خوب این روش جهت مدلسازی هر دو حالت چسبیده و نچسبیده می باشد.

روش المان محدود ارائه شده توسط ون گرون و اسکردلیز نیز توانایی تحلیل هر دو حالت چسبیده و نچسبیده را دارا بود. این روش در قالب یک برنامه کامپیوتری که قادر به تحلیل دال‌های پیش‌تنیده بود ارائه شد. در این روش برای بتن از المان‌های مثلثی از نوع صفحه ای استفاده شد. نتایج آزمایش‌های صحت سنجی شده با این روش نشان دهنده اندکی تفاوت میان نتایج عددی و آزمایشگاهی بود. ون گرون و اسکردلیز علت این تفاوت را در مش بندی بزرگ و مشکلات مدلسازی دقیق نیروی پیش‌تنیدگی می دانستند.

ال مزاینی^۳ و همکارانش در سال ۱۹۹۱ [۲۲] و وچیو^۴ و همکارانش در سال ۲۰۰۶ [۲۳]، المان‌های پیوند را جهت مدلسازی رفتار لغزشی تاندون‌ها توسعه دادند. ال مزینانی و همکاران از فنرهای خطی جهت مدلسازی شرایط چسبندگی میان کابل‌ها و بتن استفاده کردند. صحت سنجی‌های انجام شده توسط این روش بیانگر مطابقت قابل قبول این روش با نتایج آزمایشگاهی بود. وچیو و همکارانش یک مدل سازنده برای رفتار لغزش تاندون‌های نچسبیده در تیرهای پس کشیده را فرموله کرده و آن را در الگوریتم المان محدود غیرخطی خود گنجانده. با این حال این الگوریتم برای حالت دو بعدی کاربرد داشت و امکان استفاده از آن در حالت کلی وجود نداشت.

¹ Kang

² Van Greunen

³ El-Mezaini

⁴ Vecchio

نیکولیک^۱ و میهانوویچ^۲ در سال ۱۹۹۷ روشی را جهت مدل‌سازی سازه‌های پس‌کشیده ارائه دادند. [۲۴] در این روش برای مدل‌سازی تاندون‌ها از المان‌های سه‌گره‌ای و برای بتن از المان‌های هشت‌گره‌ای استفاده شده بود. انتقال نیروی پیش‌تنیدگی از طریق بدست آوردن نیروی گره‌ای معادل پیش‌تنیدگی بر روی المان‌های بتن شبیه‌سازی می‌شود. تاندون‌های پیش‌تنیدگی و میلگردها در داخل بتن به صورت مدفون در نظر گرفته شدند. نتایج عددی مطابقت خوبی را با نتایج آزمایشگاهی نشان دادند.

هووانگ^۳ در سال ۲۰۱۲ دو روش را جهت مدل‌سازی سازه‌های پس‌کشیده ارائه داد. این روش‌ها بر مبنای تبدیل شرایط مرزی غیر خطی به خطی (روش سیستم فنر^۴) یا فرمول بندی شرایط مرزی غیر خطی به طور مستقیم (روش فرمول بندی تماسی مستقیم^۵) بودند [۲۵]. این روش‌ها در بستر نرم‌افزار المان محدود آباکوس معرفی شده‌اند. برای بتن و غلاف‌ها از المان‌های سالیید هشت‌گره‌ای مرتبه اول و برای میلگردها از المان‌های دو‌گره‌ای خطی خریا، موجود در کتابخانه المان نرم‌افزار آباکوس استفاده شده است. در صورت استفاده از روش سیستم فنر، المان‌های فنر باید به اندازه کافی صلب بوده تا چرخش آن‌ها بدون هیچگونه تغییر شکل محوری یا خمشی باشد. روش فنر، تنها قابلیت مدل‌سازی حالت چسبیده را دارد اما روش فرمول بندی تماسی برای هر دو حالت چسبیده و نچسبیده مناسب است. در این تحقیق تعدادی اتصال دال پس‌کشیده به ستون از هر دو روش مورد صحت‌سنجی قرار گرفت که نتایج حاصله نشان‌دهنده مطابقت خوب نتایج عددی و آزمایشگاهی بوده و قدرت هر دو روش در مدل‌سازی دال‌های پس‌کشیده را نشان می‌دهد.

در صحت‌سنجی‌های انجام شده در این تحقیق از روش فرمول بندی تماسی استفاده شده است که جزئیات آن در فصل چهارم بیان خواهد شد.

۲-۷-۱ مطالعات اجزا محدود دال پیش‌تنیده

۲-۷-۱-۱ مطالعات کنگ و هووانگ، ۲۰۱۲

کنگ و هووانگ در سال ۲۰۱۲ یک مدل غیر خطی برای ارزیابی رفتار اتصال دال تخت پس‌کشیده به

¹ Nikolic

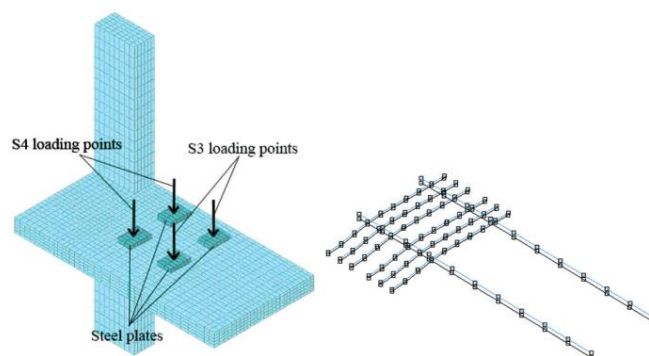
² Mihanovic

³ Huang

⁴ Spring system method

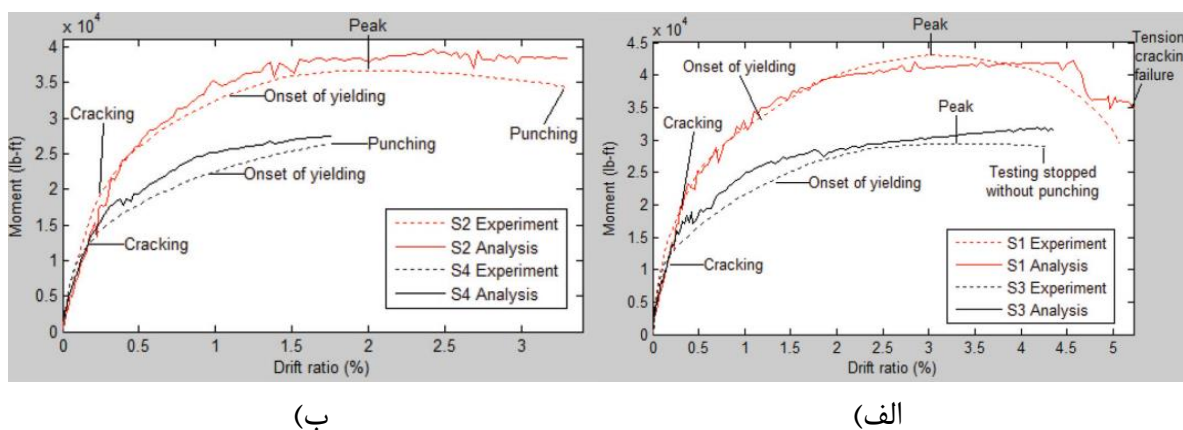
⁵ Direct contact formulation

ستون با استفاده از ترکیب روش المان‌های فنر و مدفون سازی، توسعه دادند [۲۶]. در این تحقیق دو نمونه دال بتن مسلح معمولی و چهار نمونه دال پس کشیده که قبلاً توسط سانجیا و همکاران (بخش ۲-۶-۱-۲) مورد آزمایش قرار گرفته بود جهت شبیه سازی در نرم افزار آباکوس انتخاب شدند.



شکل ۲-۱۷: مش بندی مدل اجزا محدود [۲۶]

مدل توسعه داده شده به طور مناسبی قادر به شبیه سازی رفتار نمونه‌ها می باشد. همچنین نتایج نشان داد ظرفیت برش پانچ اتصالات کناری دال پس کشیده به ستون در اثر پیش تنیدگی بهبود پیدا کرده است. این مورد هم برای توزیع تاندون‌ها به صورت گسترده و هم به صورت نواری صادق است.

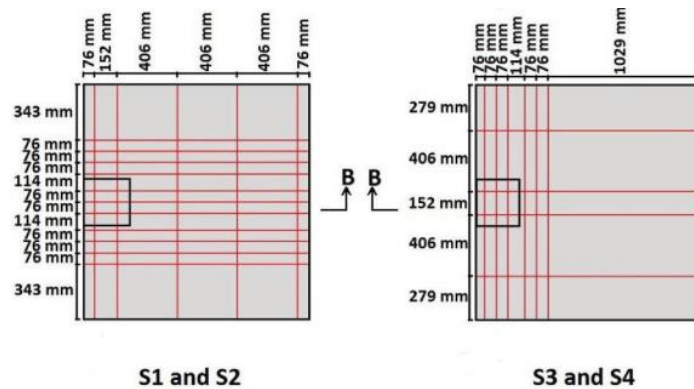


شکل ۲-۱۸: مقایسه نمودار مدل اجزا محدود و آزمایشگاهی الف (نمونه‌های S1 و S3 ب) نمونه‌های S2 و S4 [۲۶]

۲-۱-۷-۲ مطالعات جانقربان و همکاران، ۲۰۲۰

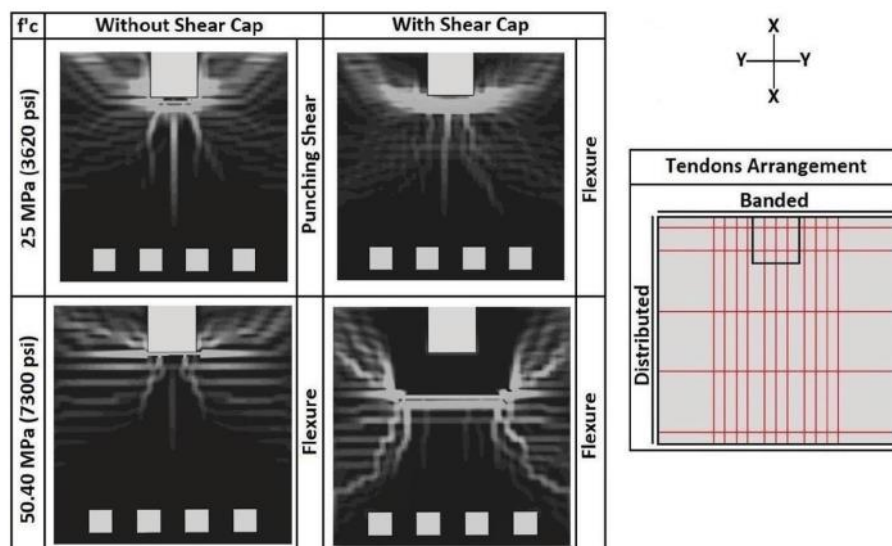
جانقربان و همکارانش در سال ۲۰۲۰ تاثیر نحوه آرایش تاندون‌ها بر رفتار اتصالات کناری دال پس کشیده

به ستون را با استفاده از یک مدل اجزا محدود مورد بررسی قرار دادند [۲۷]. در این تحقیق دو نوع نحوه قرار گیری تاندون‌ها به صورت گسترده و نواری مورد بررسی قرار گرفت. برای این منظور ابتدا چهار نمونه اتصال کناری دال پس کشیده به ستون کناری شبیه سازی شد سپس تاثیر نحوه آرایش تاندون‌ها در حضور و عدم حضور کلاhek برشی در ناحیه اطراف ستون و مقاومت فشاری‌های مختلف برای بتن مورد بررسی قرار گرفت.

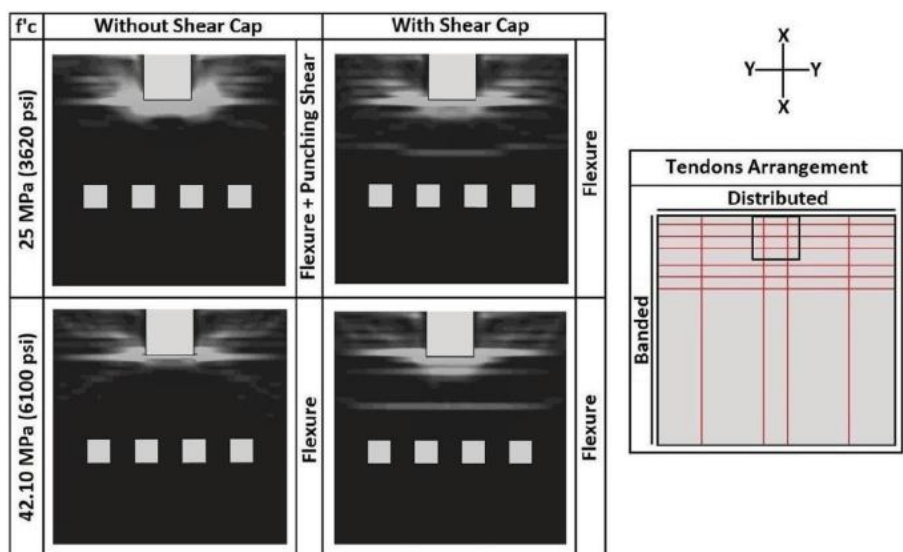


شکل ۲-۱۹: نحوه آرایش تاندون‌ها به صورت نواری و گسترده [۲۷]

نتایج نشان داد اگر آرایش تاندون‌ها در جهت عمود بر بارگذاری به صورت نواری باشد، افزایش سختی اولیه، کاهش ظرفیت خمشی و تغییر نحوه شکست اتصال مشاهده می‌شود. همچنین حضور کلاhek برشی در تمام نمونه‌ها باعث افزایش ظرفیت خمشی می‌شود.



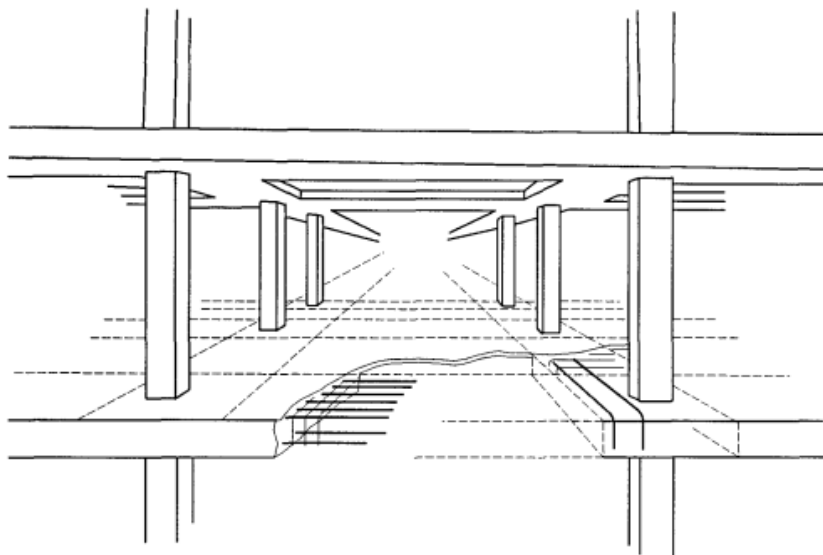
شکل ۲-۲۰: ترک خوردگی سطح بالایی دال با آرایش کابل‌ها به صورت نواری [۲۷]



شکل ۲-۲۱: ترک خوردگی سطح بالایی دال با آرایش کابل‌ها به صورت گسترده [۲۷]

۸-۲ سیستم قاب خمشی با تیر عریض

به تیری که عرض بیشتری نسبت به عرض ستون متصل به آن داشته باشد، تیر عریض گفته می‌شود. سیستم قاب خمشی با تیر عریض را می‌توان سیستمی بین قاب خمشی متداول و دال تخت دانست. اتصالات تیر عریض به ستون معمولاً در ساختمان‌های دارای محدودیت ارتفاعی کاربرد دارند. استفاده از این سیستم‌ها تا حدودی باعث حذف آویز تیر و افزایش ارتفاع مفید طبقه و فراهم آوردن فضای دید بیشتر در ساختمان‌ها می‌شوند. در این سیستم‌ها به علت بیشتر بودن عرض تیر نسبت به ستون متصل به آن بخشی از آرماتورهای تیر از خارج از هسته اتصال عبور می‌کنند که باعث کاهش تراکم آرماتور در هسته اتصال شده و عملیات بتن ریزی و ویبره راحت تر صورت می‌گیرد. بنابراین انتقال بخشی از برش و لنگر از تیر به ستون مانند عملکرد یک سیستم دال تخت در انتقال نیرو و لنگرها به ستون می‌باشد و ممکن است باعث ایجاد پیچش در تیر عرضی شود. [۲۸].



شکل ۲-۲۲: سیستم قاب خمشی با تیر عریض [۲۸]

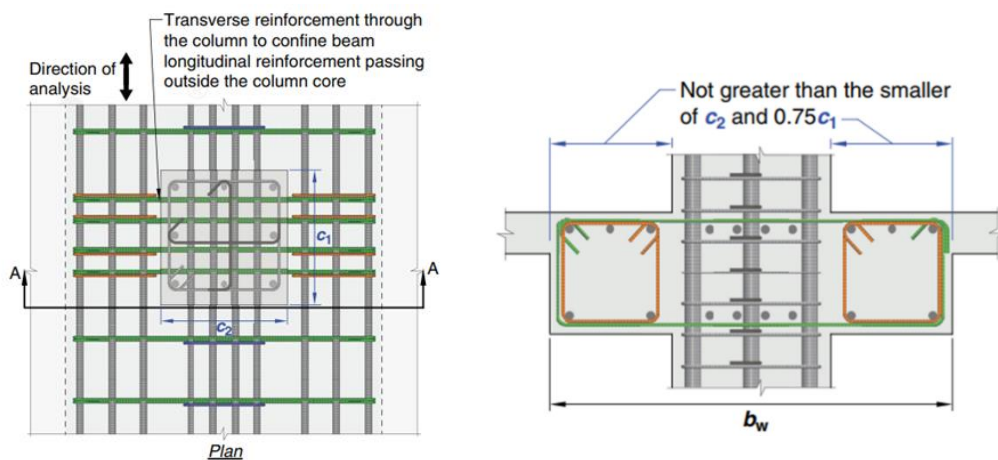
۸-۲-۱ ضوابط آیین نامه‌ها در مورد محدودیت ابعادی تیرهای عریض

استفاده از تیرهای عریض به عنوان قاب خمشی ویژه در مناطق لرزه خیز مستلزم رعایت محدودیت ابعادی برای عرض تیر می‌باشد. جدول ۱-۲ نشان دهنده ضوابط و محدودیت‌های آیین نامه‌های کشورهای مختلف برای عرض تیر می‌باشد. همانطور که مشاهده می‌شود استفاده از این سیستم‌ها به عنوان قاب خمشی ویژه قبلاً ممنوع بوده است ولی با توجه مطالعات متعدد صورت گرفته بر روی این اتصالات، هم اکنون با رعایت محدودیت‌هایی مجاز شمرده می‌شود.

جدول ۱-۲: ضوابط آیین نامه‌های مختلف برای استفاده از تیرهای عریض در مناطق لرزه‌خیز [۲۹]

کشور	ضوابط	مجوز استفاده	سال	آیین نامه
اسپانیا	بدون ضابطه	غیر مجاز	۱۹۷۴	CDSC 1974
نیوزلند	غیر مجاز	غیر مجاز	۱۹۸۵	NZS3101-85
آمریکا	غیر مجاز	غیر مجاز	۱۹۹۱	ACI-352
اسپانیا	غیر مجاز در مناطقی که $PGA > 0.16g$	مجاز	۱۹۹۴	CDSC 1994
آمریکا	$b_b \leq (b_c + 1.5h_b)$	مجاز	۱۹۹۵	ACI-318-95
نیوزلند	$b_b \leq \min(b_c + 0.5h_b; 2h_c)$	مجاز	۱۹۹۵	NZS3101-95
آمریکا	$b_b \leq (b_c + 1.5h_b)$	مجاز	۱۹۹۹	ACI318-99
اسپانیا	$b_b \leq (b_c + h_b)$	مجاز	۲۰۰۲	NCSE-02
اروپا	$b_b \leq \min(b_c + h_b; 2h_c)$	مجاز	۲۰۰۴	EN1998-1
آمریکا	$b_b \leq \min(b_c + 1.5h_c; 3b_c)$	مجاز	۲۰۰۵	ACI-318-05
آمریکا	$b_b \leq \min(b_c + 1.5h_c; 3b_c)$	مجاز	۲۰۰۸	ACI-318-08
آمریکا	$b_b \leq \min(b_c + 1.5h_c; 3b_c)$	مجاز	۲۰۱۱	ACI-318-11
آمریکا	$b_b \leq \min(b_c + 1.5h_c; 3b_c)$	مجاز	۲۰۱۴	ACI-318-14
آمریکا	$b_b \leq \min(b_c + 1.5h_c; 3b_c)$	مجاز	۲۰۱۹	ACI-318-19

محدودیت ابعادی و نحوه آرماتورگذاری ویژه ناحیه اتصال مطابق آیین نامه ACI318-19 در شکل ۲۳-۲ نشان داده شده است



شکل ۲۳-۲: جزئیات آرماتورگذاری ناحیه اتصال تیر عریض به ستون مطابق آیین نامه ACI318-19 [30]

۹-۲ مطالعات صورت گرفته بر روی اتصالات تیر عریض به ستون

۹-۲-۱ مرور کلی

مطالعه بر روی رفتار اتصالات تیر عریض ستون بتن مسلح در سال ۱۹۹۱ توسط هاتاموتو^۱ و همکارانش با بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات تیر عریض-ستون بتن مسلح تحت بار جانبی آغاز شد. [۳۱] پیف^۲ و همکارانش در سال ۱۹۹۲ آزمایشاتی را بر روی اتصالات داخلی تیر عریض ستون بتن مسلح انجام دادند اتصالات تحت بار چرخه‌ای قرار داده شد و مشاهده شد میلگردهایی که خارج از هسته اتصال قرار دارند سهم زیادی در مقاومت جانبی و استهلاک انرژی دارند. [۳۲]. جنتری^۳ و وایت^۴ در سال ۱۹۹۴ مطالعاتی بر روی اتصالات خارجی تیر عریض تحت بار جانبی انجام دادند [۲۸]. لفافه^۵ در سال ۱۹۹۷ آزمایش‌هایی را بر روی اتصالات کناری تیر عریض در دانشگاه میشیگان انجام داد. نتایج نشان داد حتی زمانی که نسبت عرض تیر به عرض ستون بیشتر از سه بوده و بیش از دو سوم میلگردهای خمشی تیر عریض از خارج از هسته ستون عبور کنند، اتصال دال تیر عریض ستون عملکرد خوبی خواهد داشت. [۳۳] فبرس^۶ در سال ۱۹۹۷، اتصالات میانی تیر عریض را تحت بارگذاری چرخه‌ای شبه استاتیکی مورد بررسی قرار داد [۳۴] استل^۷ و همکارانش در سال ۲۰۰۱ آزمایشاتی بر روی دو نمونه اتصال میانی تیر عریض ستون بتن مسلح، تحت بارگذاری چرخه‌ای جانبی انجام دادند. نتایج نشان داد که از اتصال تیر عریض به ستون می‌توان به عنوان قاب خمشی در مناطق لرزه خیز استفاده کرد. بناوانت در سال‌های ۲۰۰۵ و ۲۰۰۷ رفتار لرزه‌ای اتصالات تیر عریض به ستون بتن مسلح را تحت بار دینامیکی مورد مطالعه قرار داد [۳۵، ۳۶]. بناوانت در سال ۲۰۱۰ نیز مطالعاتی بر روی اتصالات میانی انجام داد. بینگ لی^۸ و همکارانش در سال ۲۰۱۰ آزمایش‌هایی برای بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات کناری تیر عریض ستون بتن مسلح انجام دادند و با استفاده از نرم‌افزار اجزا محدود به مطالعه عددی و پارامتریک اتصالات مذکور پرداختند. در سال ۲۰۱۴ فدوا^۹ و همکارانش آزمایش‌هایی بر روی اتصالات کناری و میانی تیر عریض - ستون بتن مسلح و اتصالات معمولی با مقیاس کامل برای بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات مذکور انجام دادند. دو نمونه برای بار ثقلی و دو نمونه دیگر

¹ Hatamoto

² Popov

³ Gentry

⁴ White

⁵ Lafave

⁶ Febres

⁷ Stehle

⁸ Bing Li

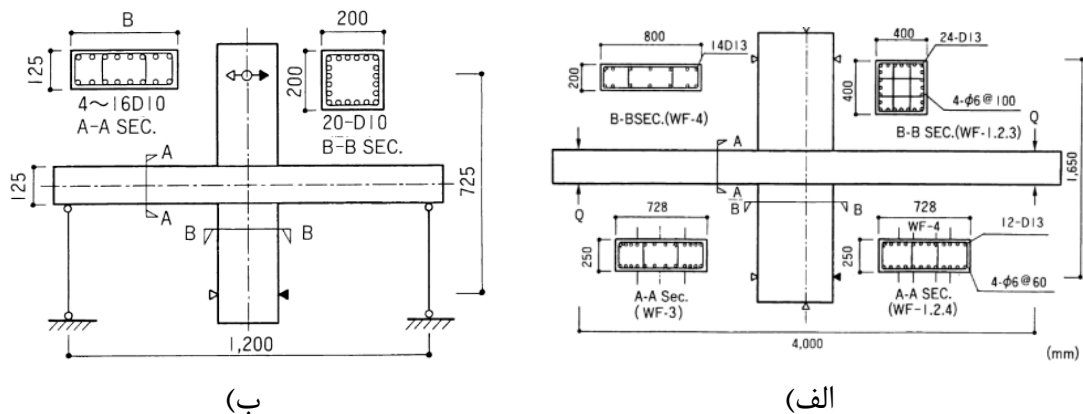
⁹ Fadwa

علاوه بر بار ثقلی برای الزامات لرزه‌ای نیز طراحی شدند. در سال ۲۰۱۷ لوک و همکارانش رفتار لرزه‌ای اتصال خارجی تیر عریض ستون بتن مسلح را با استفاده از نرم‌افزار آباکوس با هدف یافتن مسیرهای انتقال بار و ارزیابی عملکرد اتصالات با تیر معمولی و تیر عریض مورد بررسی قرار دادند. بهنام و همکارانش در سال ۲۰۱۸ مطالعاتی بر روی اتصالات خارجی تیر عریض به ستون بتن مسلح با استفاده از نرم‌افزار آباکوس انجام دادند. پاکزاد و خان محمدی در سال ۲۰۲۰ آزمایشاتی بر روی اتصالات خارجی تیر عریض ستون بتن مسلح تحت بارگذاری چرخه ای شبه استاتیک انجام دادند

۲-۹-۲ بررسی مطالعات آزمایشگاهی

۱-۲-۹-۲ آزمایش هاتاموتو و همکاران، ۱۹۹۱

مطالعات هاتاموتو و همکارانش بر روی شش نمونه اتصال کناری با نسبت عرض تیر به عرض ستون متغیر از یک تا چهار و با مقیاس یک ششم (نمونه‌های WB) و چهار نمونه اتصال کناری و میانی با مقیاس یک دوم (نمونه‌های WF) بود. در این آزمایش‌ها مقدار مجاز میلگردهایی که می‌تواند از خارج از هسته ستون عبور کند، مورد بررسی قرار گرفت.



شکل ۲-۲۴: ابعاد نمونه‌های الف (WF) و ب (WB)

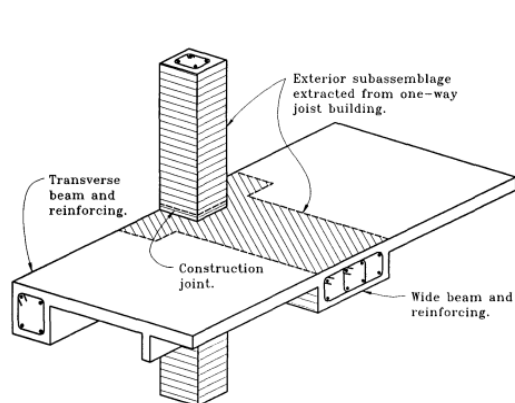
نتایج نشان داد که تغییر شکل متناظر با تسلیم تمام میلگردها با افزایش عرض تیر افزایش می‌یابد و در برخی موارد تمام میلگردها در تغییر مکان نسبی ۴٪ به کرنش تسلیم نمی‌رسند و این بدین معناست که ظرفیت شکل پذیری قابل توجهی به دست می‌آید.

۲-۹-۲ آزمایش پیف و همکاران، ۱۹۹۲

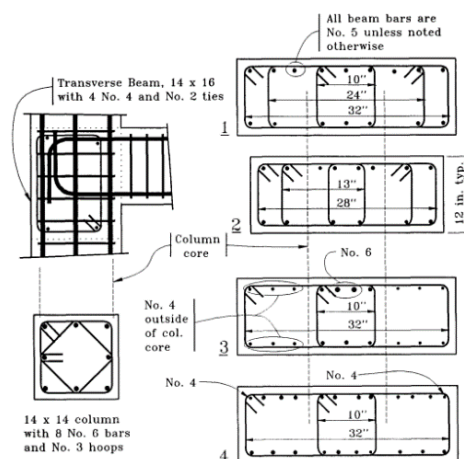
در این آزمایش، اتصالات تیر عریض ستون بتن مسلح همراه با دال در مقیاس یک دوم مورد بررسی قرار گرفتند. نمونه‌ها تحت بارگذاری چرخه ای جانبی قرار گرفتند. نتایج حاصل از این تحقیق نشان داد که میلگردهای عبوری از خارج از هسته اتصال باعث افزایش مقاومت جانبی نمونه‌ها شده و رسیدن به کرنش‌های بالا قبل از گسیختگی در این میلگردها عامل این موضوع می باشد. در نتیجه این اتصالات دارای استهلاک انرژی زیادی می باشند [۳۲].

۳-۹-۲ آزمایش جنتری و وایت، ۱۹۹۲

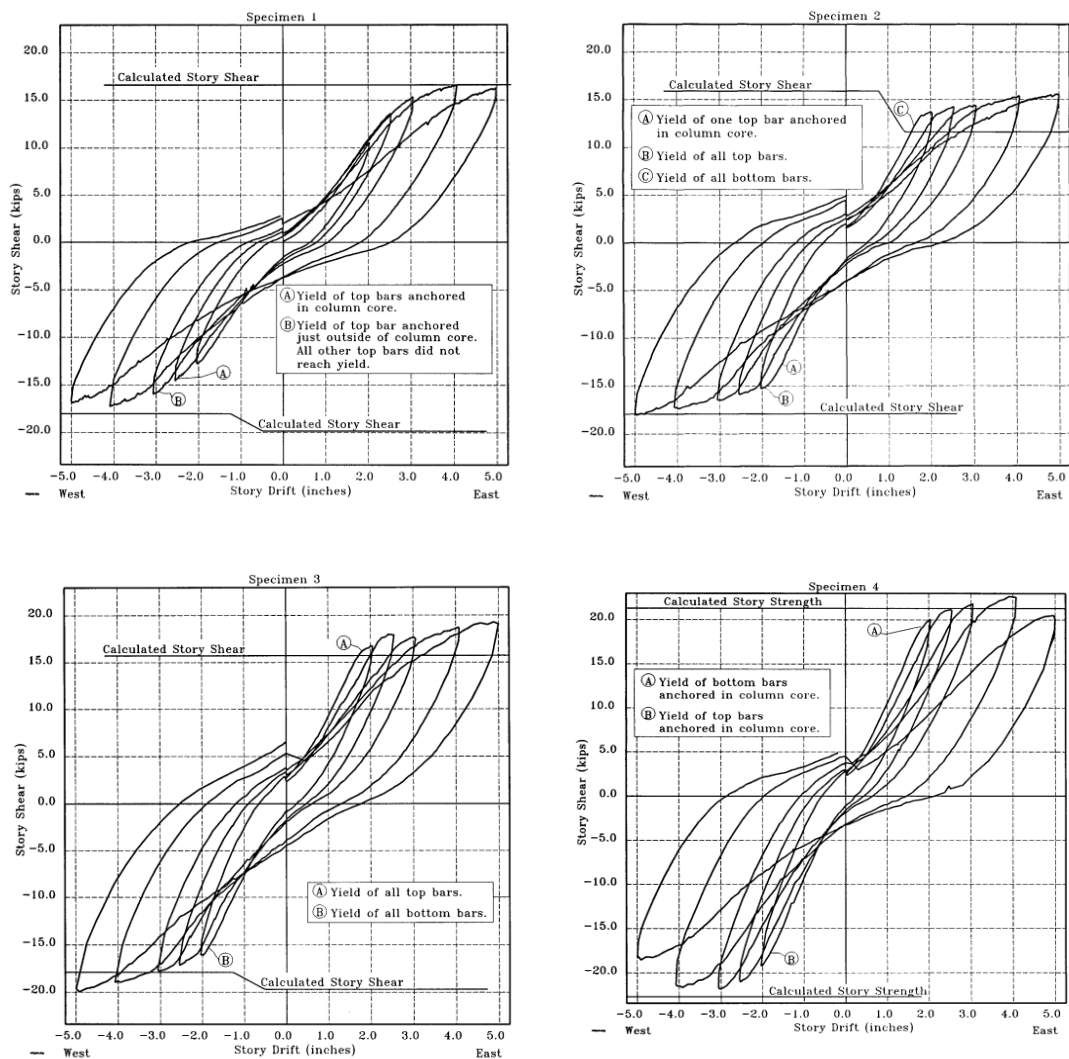
چهار نمونه اتصال خارجی با مقیاس سه چهارم در آزمایشگاه دانشگاه میشیگان تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد آزمایش قرار گرفتند [۳۷]. متغیرهای اولیه که نقش مهمی را در رفتار اتصالات ایفا می کردند شامل میزان تنش برشی اتصال، تعداد میلگردهای طولی تیر که از خارج از ناحیه اتصال عبور می کنند و نسبت عرض تیر به عرض ستون بودند. نتایج نشان داد با وجود سختی جانبی کم، اگر اتصالات تیر عریض به ستون به درستی و با جزئیات به کار برده شوند می توان از آن‌ها در مناطق با خطر لرزه‌ای بالا استفاده کرد. در صورت عدم رعایت جزئیات دقیق از جمله نسبت عرض تیر به عرض ستون، اتصالات خارجی قادر به انتقال مناسب لنگرهای خمشی مفصل پلاستیک به ستون نیستند. همچنین در صورتی که تیر عرضی سختی خود را به دلیل ترک خوردگی از دست دهد، آرماتورهای طولی مهار شده در تیر عرضی بی اثر خواهد بود و مقاومت خمشی اتصال کاهش می یابد.



شکل ۲-۲۶: جزئیات اتصال خارجی تیر عریض به ستون [۳۶]



شکل ۲-۲۵: جزئیات نمونه‌ها در آزمایش جنتری [۳۶]

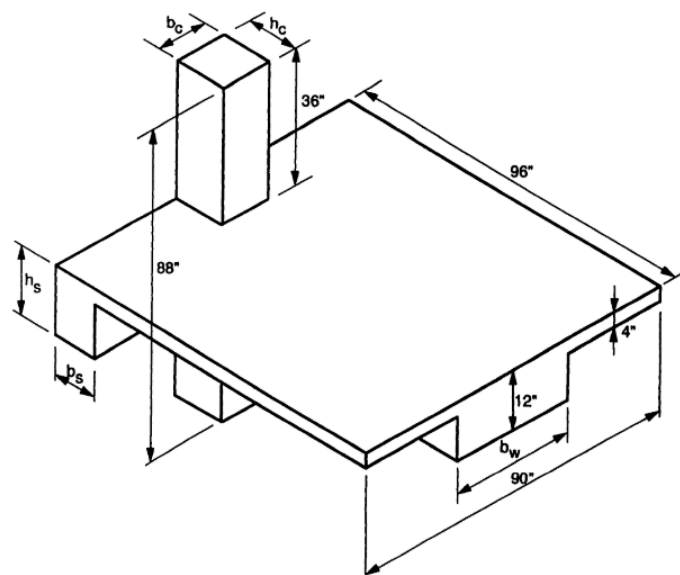


شکل ۲-۲۷: نمودارهای هیستریزیس نمونه‌ها [۳۷]

۲-۹-۴ آزمایش لفافه، ۱۹۹۷

لفافه آزمایش‌هایی را بر روی چهار نمونه اتصال خارجی انجام داد که سه نمونه آن اتصال تیر عریض به ستون بتن مسلح و یک نمونه اتصال تیر معمولی به ستون بتن مسلح بود [۳۳]. نمونه‌های دارای تیر عریض (EWB-1 تا EWB-3) دارای عمق تیری برابر ۱۲ اینچ بودند و نمونه دارای تیر معمولی (ENB) عمقی برابر ۲۲ اینچ داشت. عرض تیرها از ۳۴ تا ۳۷ اینچ متغیر بود در حالی که عرض نمونه معمولی ۱۲ اینچ بود. نمونه EWB-1 برای تعیین نقش مشارکت دال در رفتار اتصال خارجی، EWB-2 برای در نظر گیری تیرهای عرضی عمیق در رفتار اتصال و نمونه EWB-3 برای مشخص کردن اثر ستون مستطیلی در رفتار

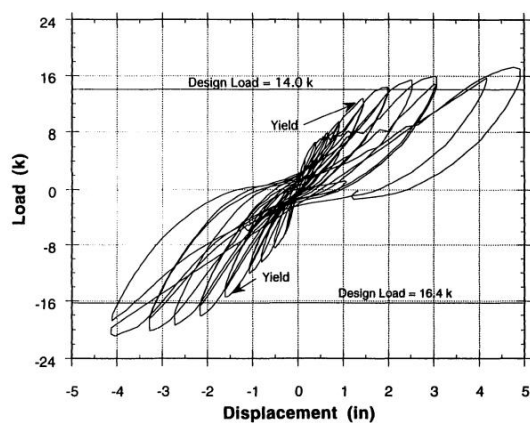
اتصال خارجی، در نظر گرفته شده بودند.



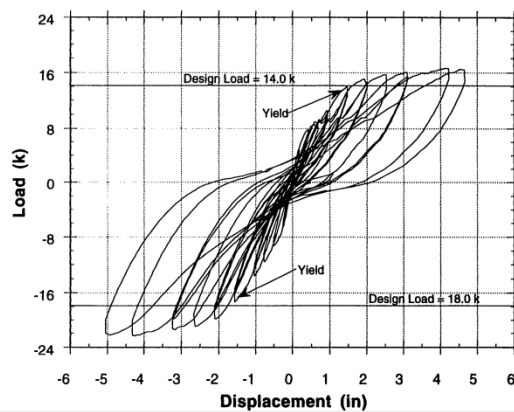
شکل ۲-۲۸: ابعاد آزمایش لفاوه [۳۳]

نمونه‌ها تحت بارگذاری جانبی چرخه ای در بالای ستون قرار گرفتند. نتایج حاصل از این آزمایشات نشان داد :

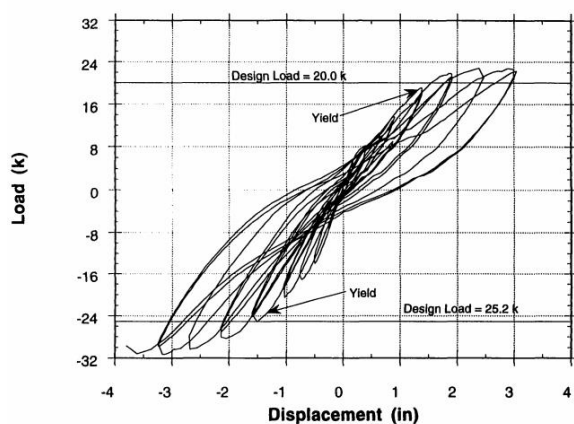
- (۱) حتی زمانی که نسبت عرض تیر به عرض ستون بیشتر از سه بوده و بیش از دو سوم میلگردهای خمشی تیر عریض از خارج از هسته ستون عبور کنند، اتصال دال تیر عریض ستون عملکرد مناسبی خواهد داشت.
- (۲) سختی الاستیک نمونه‌های دارای تیر عریض حدود ۱۵٪ کمتر از نمونه با تیر معمولی بود.
- (۳) مشارکت دال در تیرهای عریض نسبت به تیر معمولی بیشتر بود.
- (۴) ناحیه اتصال در نمونه‌های دارای تیر عریض ترک خوردگی برشی کمتری را نسبت به نمونه معمولی تجربه کرد. همچنین ترک‌های برشی در تیرهای عریض در نسبت‌های تغییر مکان جانبی نسبی بالاتری نسبت به نمونه معمولی رخ داد.



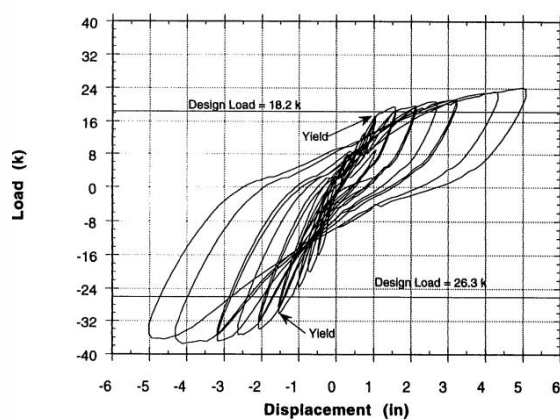
EWB1



EWB2



EWB3



EWB4

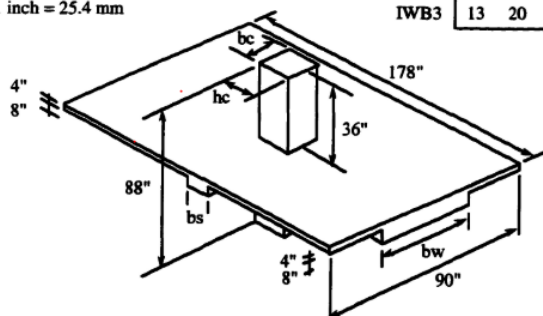
شکل ۲-۲۹: نمودارهای هیستریزیس نمونه‌های EWB و ENB آزمایش لفافه

۲-۹-۵-۲ آزمایش فبرس، ۱۹۹۷

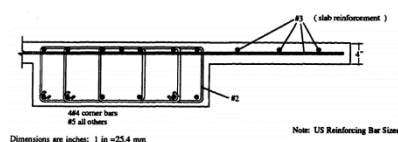
فبرس آزمایشاتی را بر روی سه نمونه اتصال داخلی در یک قاب سه بعدی، شامل ستون، تیرهای عریض، تیرهای عرضی و بخشی از دال، تحت اثر بار جانبی انجام داد. نمونه‌ها با مقیاس سه چهارم مورد آزمایش قرار گرفتند [۳۴].

Dimensions in inches

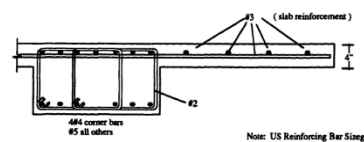
1 inch = 25.4 mm



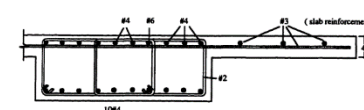
	bc	hc	bw	bs
IWB1	14	14	35	12
IWB2	14	14	26	12
IWB3	13	20	33	16



IWB1



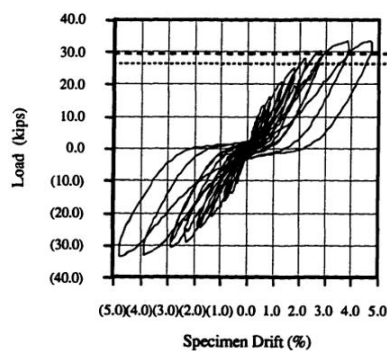
IWB2



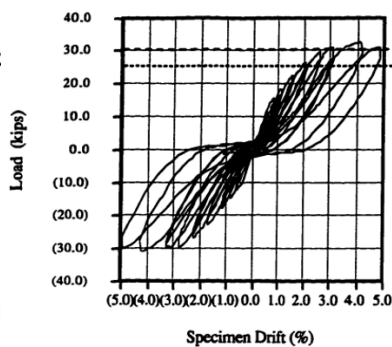
IWB3

شکل ۲-۳: ابعاد آزمایش فبرس [۳۴]

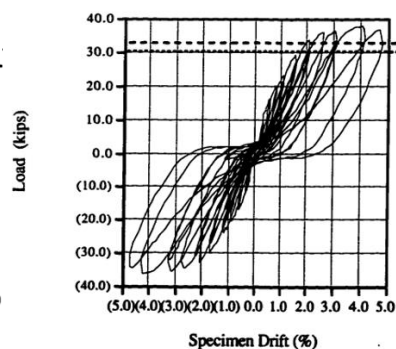
پای ستون‌ها مفصل شد و بار جانبی از طریق یک محرک هیدرولیکی با ظرفیت ۲۲۲ کیلونیوتن به بالای ستون اعمال شد. نمونه‌ها تا تغییر مکان نسبی جانبی ۵٪ در هر جهت بارگذاری شدند نتایج نشان داد که رفتار کلی نمونه‌ها در ترم مقاومت رضایت بخش بود و تمام نمونه‌ها به ظرفیت‌های مورد انتظار خود قبل از تغییر مکان نسبی جانبی ۲٪ رسیدند و آن را تا انتهای آزمایش حفظ کردند. نمودارهای نیرو در مقابل تغییر مکان جانبی نسبی برای نمونه‌های IWB1، IWB2 و IWB3 در شکل ۲-۳۱ نشان داده شده است.



IWB1



IWB2

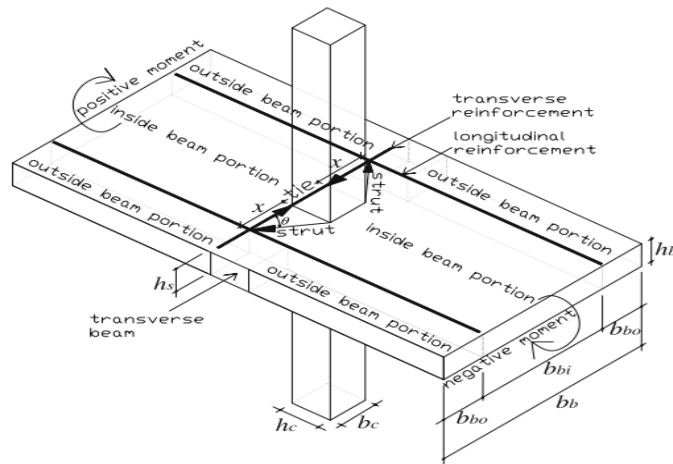


IWB3

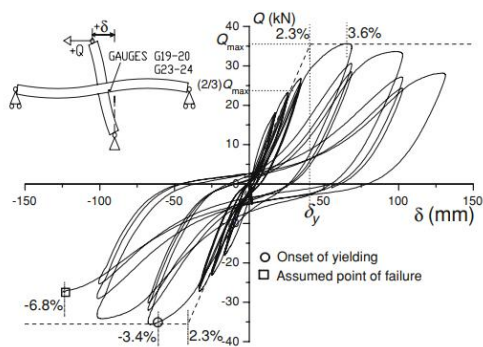
شکل ۲-۳۱: نمودارهای هیستریزیس نمونه‌های IWB1 تا IWB3 [۳۴]

۲-۹-۲ آزمایش بناونت و همکاران، ۲۰۱۰

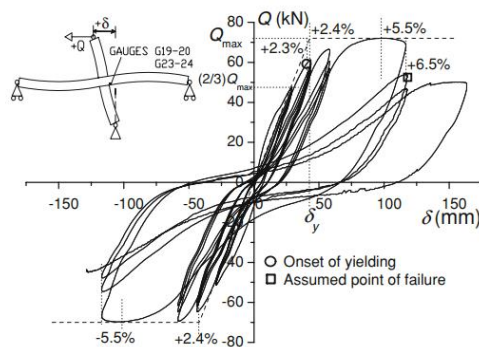
عملکرد لرزه‌ای دو اتصال داخلی تیر عریض ستون بتن مسلح در مناطق مدیترانه‌ای مورد آزمایش قرار گرفت [۳۸]. یکی از نمونه‌ها از بخش پایینی (طبقه دوم) و دیگری از بخش بالایی (طبقه پنجم) از یک ساختمان شش طبقه انتخاب شدند. در این آزمایش‌ها نمونه‌ها تحت بارهای محوری، مقداری بار ثقلی و بار چرخه‌ای تا هنگام گسیختگی بارگذاری شدند. نحوه گسیختگی نمونه‌ها نشان دهنده مکانیزم ستون قوی - تیر ضعیف بود. تیرهای عریض به ظرفیت‌های مورد انتظار جهت تشکیل مفصل پلاستیک کامل نرسیدند. میلگردهای طولی تیر عریض دچار لغزش شدند و ترک‌های پیچشی شدید در تیرهای عرضی بوجود آمد و در نهایت موجب گسیختگی آن‌ها شد. این موضوع باعث باریک شدن حلقه‌های هیستریزس گردید.



شکل ۲-۳۲: نحوه انتقال ممان از تیر عریض به ستون [۳۸]



(ب)



(الف)

شکل ۲-۳۳: نمودارهای نیرو جابجایی (الف) اتصال طبقه دوم و (ب) اتصال طبقه پنجم [۳۸]

۲-۹-۲-۷ آزمایش لی و کولکارنی، ۲۰۱۰

در این مطالعه سه نمونه اتصال خارجی تیر عریض به ستون بتن مسلح در دانشگاه صنعتی نانیانگ سنگاپور، تحت بارگذاری جانبی چرخه ای شبه استاتیک مورد آزمایش قرار گرفت [۳۹]. تفاوت سه نمونه در ابعاد تیر و ستون، میزان آرماتورهای طولی و مقاومت فشاری بتن بود. پایین ستون مفصل و جابجایی قائم تیر مهار شد و بار جانبی از طریق دو محرک به بالای ستون اعمال گردید. برای درک بهتر رفتار اتصال مدل المان محدود آن نیز در نرم افزار دیانا^۱ ساخته و صحت سنجی شد.



شکل ۲-۳۴: مدل آزمایشگاهی لی و کولکارنی [۳۹]

نتایج مطالعات آزمایشگاهی و عددی نشان داد :

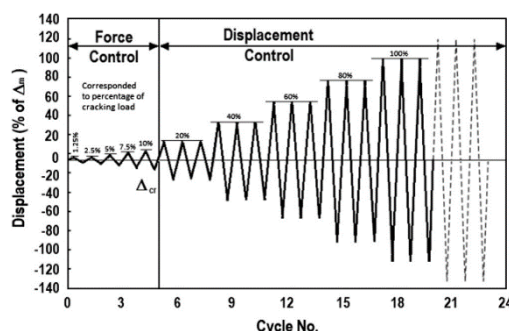
- (۱) اتصالات تیر عریض به ستون زمانی که با پارامترهای مناسب طراحی شوند، عملکرد خوبی در برابر بارهای جانبی دارند به نحوی که می تواند به مقاومت و ظرفیت تغییر شکل خود دست یابند.
- (۲) مقدار مقاومت فشاری بتن تاثیر زیادی روی عملکرد نمونه ها ندارد.
- (۳) میلگردهای طولی گذرنده از خارج از هسته اتصال تیر عریض در بارهای بیشتری نسبت به میلگردهای گذرنده از هسته ستون تسلیم می شوند که باعث تاخیر در تشکیل مفصل پلاستیک می شود.
- (۴) رفتار پیچشی تیرهای عرضی بر عملکرد لرزه ای اتصال تاثیر گذار است. و نتایج نشان می دهد زمانی که تیرهای عرضی به ظرفیت پیچشی خود می رسند نمونه ها نیز به مقاومت اسمی خود می رسند.
- (۵) به علت مقطع بزرگ تر تیرهای عریض تنش های برشی در آرماتورهای تیرهای عرضی خیلی کم

^۱ DIANA

است به همین دلیل نیاز به آرماتور برشی در تیر کمتر می شود.

۲-۹-۸ آزمایش فدوا و همکاران، ۲۰۱۴

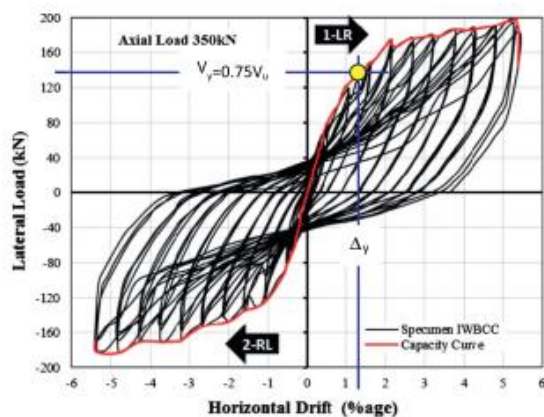
در سال ۲۰۱۴ فدوا و همکارانش آزمایش‌هایی بر روی اتصالات کناری و میانی تیر عریض - ستون بتن مسلح و اتصالات معمولی با مقیاس کامل برای بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات مذکور انجام دادند [۲۹]. در این تحقیق چهار نمونه اتصال که شامل دو نمونه اتصال داخلی با تیر عریض و معمولی و دو نمونه اتصال خارجی شامل تیرهای عریض و معمولی بودند، ساخته شد. پایین ستون‌ها مفصل و جابجایی قائم انتهای تیرها بسته شد. پس از اعمال بار مرده و زنده به کف تیرها و بار محوری به بالای ستون، بار جانبی شبه استاتیک از طریق یک محرک هیدرولیکی با ظرفیت ۱۰۰۰ کیلونیوتن به بالای ستون وارد شد. تاریخچه بارگذاری شامل دو فاز نیرو کنترل و جابجایی کنترل بود.



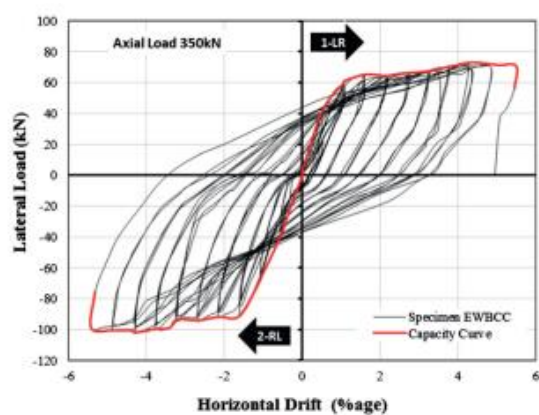
شکل ۲-۳۵: تاریخچه بارگذاری برای تمام نمونه‌ها (فدوا و همکاران) [۲۹]

نتایج نشان داد زمانی که اتصالات تیر عریض به ستون با پارامترهای مناسب و بر اساس آیین نامه‌های ACI318 و ACI 352-R02 طراحی شوند، عملکرد خوبی در برابر بارهای جانبی از خود نشان می دهند به نحوی که به ظرفیت مقاومتی و تغییر شکلی خود می رسند همچنین نسبت جابجایی نسبی جانبی اتصالات داخلی و خارجی تیر عریض حدود ۶٪ است که نشان دهنده شکل پذیری خوب این اتصالات میباشد. همچنین نتایج نشان داد در یک نسبت تغییر مکان نسبی جانبی یکسان اتصال تیر معمولی به ستون اتلاف انرژی بیشتری دارد اما در انتهای آزمایش مشاهده شد اتصالات تیر عریض در تغییر مکان های نسبی جانبی بالاتری گسیخته می‌شوند. بنابراین در اتصالات تیر عریض به ستون انرژی اتلاف شده نهایی بیشتر از اتصالات معمولی می‌باشد. نسبت ظرفیت اتلاف انرژی اتصالات تیر عریض نسبت به اتصالات معمولی برای اتصالات میانی و کناری به ترتیب ۲۳ و ۴۶ درصد بود. نمودارهای هیستریزس نمونه ها در شکل ۲-۳۶

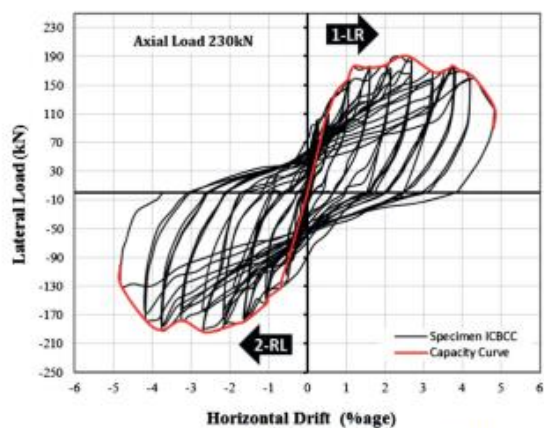
نشان داده شده است.



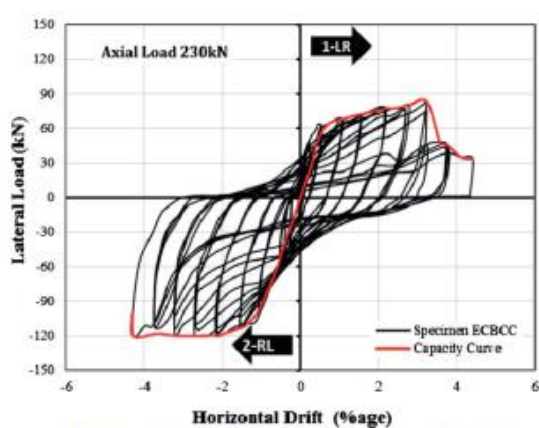
(a) Lateral load-drift ratio, Specimen IWBCC



(b) Lateral load-drift ratio, Specimen EWBCC



(c) Lateral load-drift ratio, Specimen ICBCC



(d) Lateral load-drift ratio, Specimen ECBCC

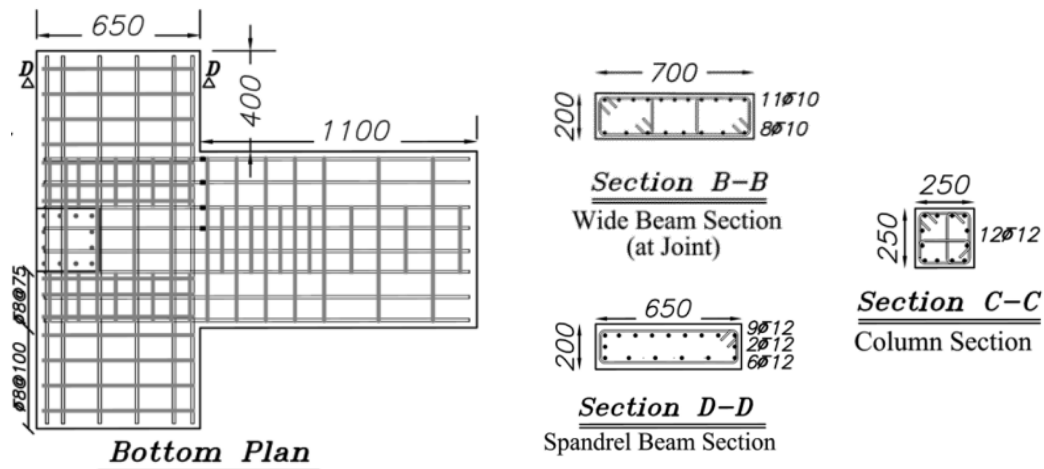
شکل ۲-۳۶: نمودارهای هیستریزیس اتصالات داخلی و خارجی تیر عریض و معمولی به ستون بتن مسلح فدوا و همکاران [۲۹]

برای صحت سنجی نمونه‌های دارای تیر عریض از نتایج این آزمایش استفاده شده است که جزئیات آن در فصل چهارم به طور کامل تر توضیح داده خواهد شد.

۲-۹-۲-۹ آزمایش پاکزاد و خان محمدی، ۲۰۲۰

این مطالعه به بررسی رفتار لرزه‌ای اتصالات تیر عریض - ستون با در نظر گرفتن پیکربندی‌های مختلف برای تیرها و ستون‌ها پرداخته است [۴۰]. چهار اتصال تیر - ستون بتن مسلح با مقیاس ۳:۵ تحت بارگذاری جانبی چرخه‌ای شبه استاتیک آزمایش شدند. انواع مختلف تیر عرضی، معمولی و عریض، و هندسه‌های مختلف ستون‌ها مانند مربع، مستطیل و دایره برای نمونه‌های آزمایش در نظر گرفته شدند. هر چهار نمونه مطابق ACI318-14 و ACI352R02 طراحی شدند. توجه ویژه‌ای به جزئیات آرماتور گذاری تیر عریض و

عرضی در منطقه اتصال شده بود.



شکل ۲-۳۷: ابعاد نمونه دارای ستون مربعی و تیر عرضی از نوع عریض [۴۰]

نتایج آزمایش‌ها نشان داد در مواردی که تیر عرضی از نوع عریض بود، ترک‌های پیچشی بیشتری ایجاد شد. عملکرد تمامی نمونه‌ها از نظر مقاومت، شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی رضایت بخش بود. همچنین مشاهده شد که مکانیزم انتقال بار از تیر عریض به ستون، ترکیبی از پیچش و خمش است. در نمونه با ستون دایره‌ای، شکل‌پذیری بالاتر و اتلاف انرژی کم‌تر در مقایسه با نمونه مشابه حاوی ستون مربعی مشاهده شد. نتایج اصلی به صورت زیر خلاصه می‌شوند:

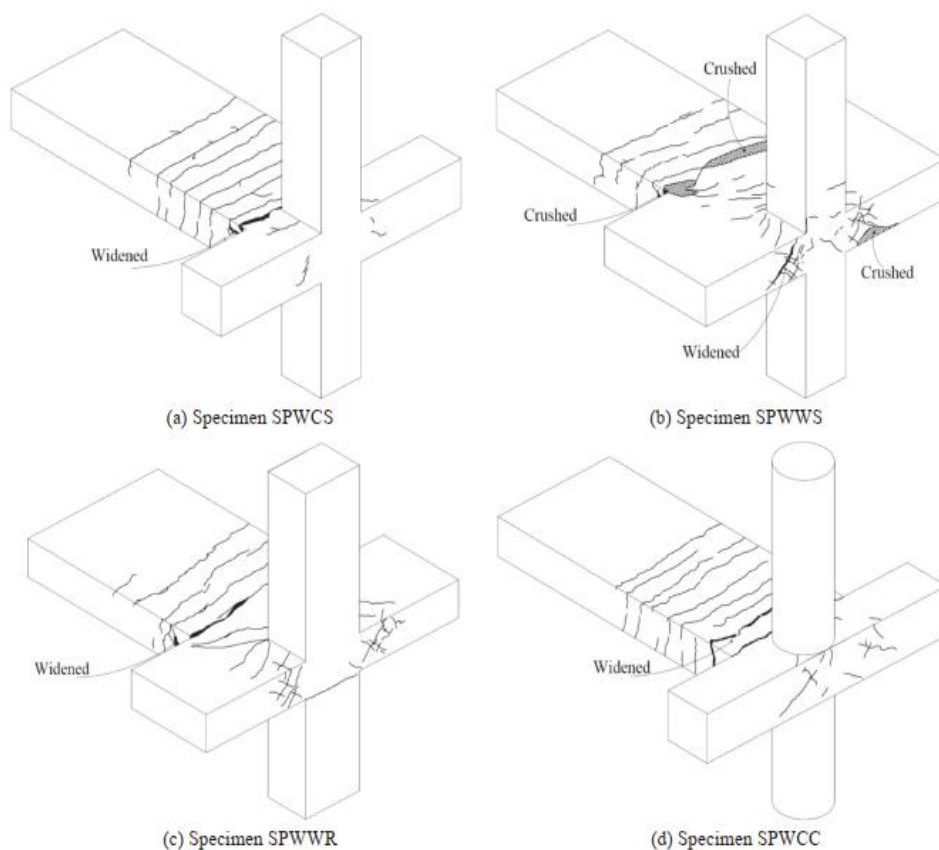
(۱) هر چهار نمونه به قابلیت‌های مورد انتظار خود بدون هیچ گونه شکست برشی یا پیچشی دست یافتند. نمونه‌ها توانستند تا بیش از ۵٪ جابجایی نسبی جانبی مقاومت خود را حفظ کنند. هیچ باریک شدگی در منحنی‌های هیستریزس پاسخ بار - جابجایی نمونه‌های تست شده مشاهده نشد. پیکربندی ستون و تیر عرضی بر ظرفیت جابجایی نمونه‌ها موثر بود. زیر سازه‌ها با تیر عرضی از نوع عریض دارای ظرفیت جابجایی جانبی بالاتری بودند.

(۲) ظرفیت استهلاک انرژی عالی برای تمام نمونه‌ها مشاهده شد. نمونه‌های با تیر عرضی از نوع عریض در مقایسه با تیر عرضی معمولی جذب انرژی کمتری داشتند.

(۳) آرماتورهای عرضی تیرهای عریض در ناحیه اتصال کرنش‌های قابل توجهی را تجربه کردند. نتایج نشان داد که حضور مقداری آرماتور از ترک خوردگی تیر عریض در ناحیه اتصال جلوگیری می‌کند

(۴) در سه مورد از نمونه‌های مورد آزمایش عرض تیر از $1.5h_c + bc$ بزرگتر بود. تغییر شکل مفصل پلاستیک در این سه نمونه نشان می‌دهد که نقض محدودیت‌های آیین نامه ACI318-14 بر روی عرض تیر عریض تاثیری روی انتقال بار از تیر عریض به ستون ندارد.

(۵) الگوهای ترک خوردگی در نمونه‌های با ستون دایره ای با نمونه‌های مربعی متفاوت بود. انتشار ترک‌های خمشی در نزدیک ستون‌های دایره ای بیشتر بود استفاده از هندسه دایره ای برای ستون‌ها به جای مربعی باعث افزایش شکل پذیری جابجایی اتصال و کاهش ظرفیت اتلاف انرژی شد.

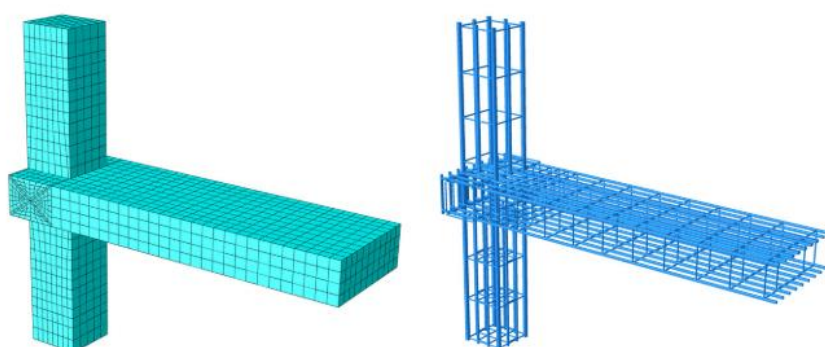


شکل ۲-۳۸: ترک خوردگی نمونه ها [۴۰]

۲-۹-۳ مطالعات اجزا محدود تیر عریض

۲-۹-۳-۱ مطالعات لوک^۱ و همکاران، ۲۰۱۷

در سال ۲۰۱۷ توسط لوک و همکارانش رفتار لرزه ای اتصال خارجی تیر عریض ستون بتن مسلح با استفاده از نرم افزار آباکوس بررسی شد و هدف اصلی این پژوهش، یافتن مسیر های انتقال بار و ارزیابی عملکرد اتصالات با تیر معمولی و تیر عریض بود [۴۱].



شکل ۲-۳۹: مدل اجزا محدود لوک و همکاران [۴۱]

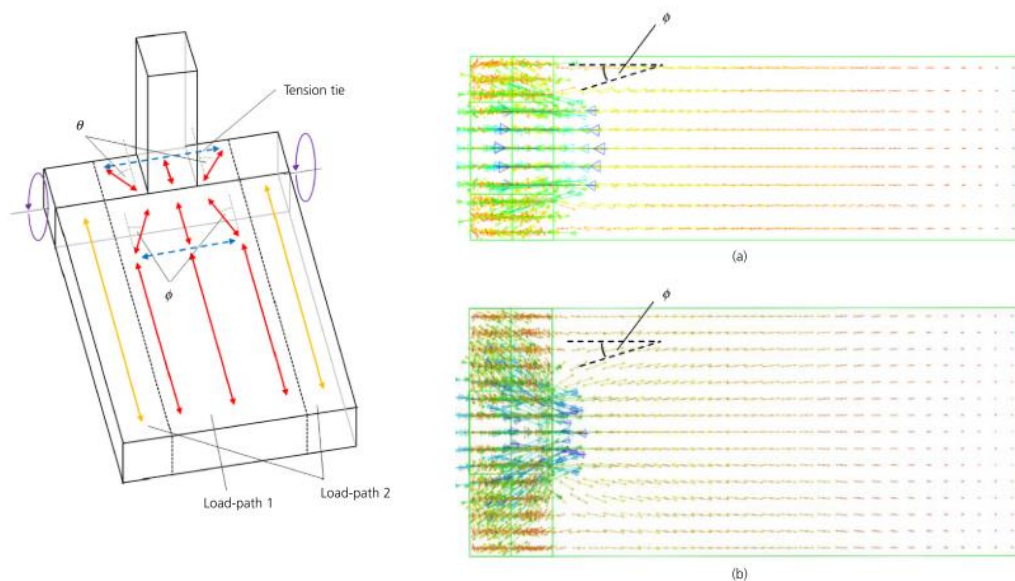
نتایج نشان داد :

(۱) در حالی که اتصالات تیر به ستون بتن مسلح معمولی ظرفیت باربری و سختی جانبی بیشتری داشتند اتصالات تیر عریض به ستون دارای ظرفیت شکل پذیری بالاتر و زوال مقاومت تدریجی بیشتری بودند و به طور کلی رفتار چرخه ای اتصالات تیر عریض-ستون بتن مسلح مشابه رفتار اتصالات تیر معمولی-ستون بتن مسلح بود

(۲) علت ایجاد ترک های مورب کوچک در تیر عریض در مقابل های گسترده در تیر معمولی این بود که آرماتور های طولی در اتصال تیر معمولی تحت یک تنش کششی زیاد قرار گرفته بودند که باعث تسلیم آرماتور ها شده و از بسته شدن ترک های مورب جلوگیری می کرد

(۳) عرض تیر در تیر های عریض اثر قابل ملاحظه ای در مسیر های انتقال نیرو دارد. زمانی که عرض تیر از دو برابر عرض ستون تجاوز می کند نیرو ها در تیر عریض از دو مسیر مختلف به ستون منتقل می شوند نیرو ها در بخش داخلی تیر به طور مستقیم به روش دستک فشاری و کششی به ستون منتقل می شوند در حالی که در بخش خارجی به طور غیر مستقیم از طریق ایجاد پیچش در تیر های عرضی منتقل می شوند

^۱ Luk

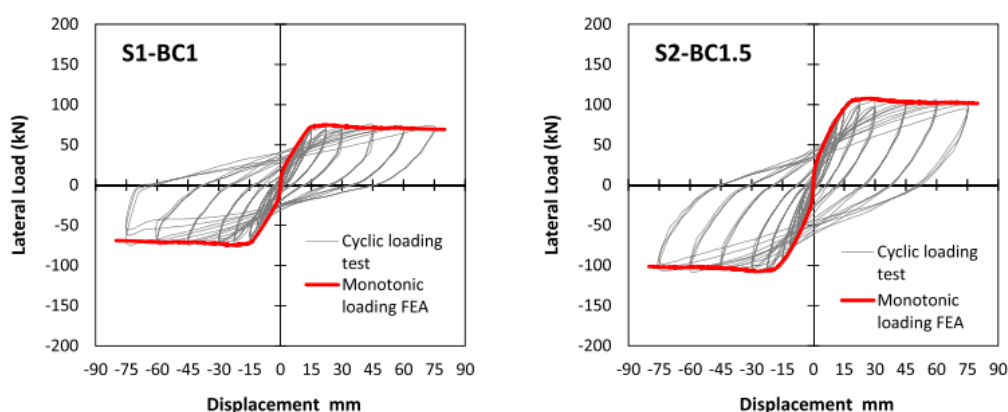


شکل ۲-۴۰: مسیرهای انتقال بار [۴۱]

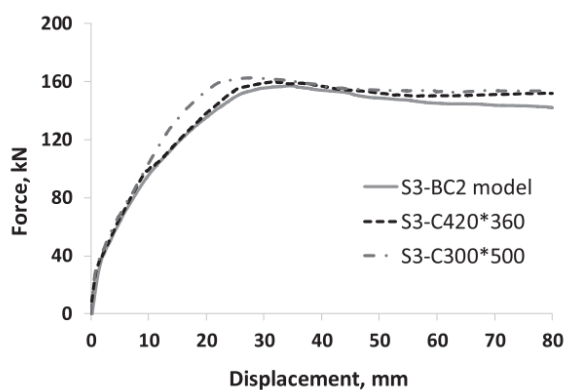
۲-۳-۹-۲ مطالعات بهنام^۱ و همکاران، ۲۰۱۸

بهنام و همکارانش در سال ۲۰۱۸ با استفاده از نرم افزار آباکوس به تحلیل اجزا محدود اتصالات خارجی تیر عریض به ستون بتن مسلح پرداختند [۴۲]. در این تحقیق تیرهای با عرض به ترتیب ۳۰، ۴۵، ۶۰ و ۷۵ سانتی متر مورد مطالعه قرار گرفتند. برای مدل سازی بتن از مدل آسیب پلاستیسیته استفاده شد. مقایسه نتایج بارگذاری یکطرفه در مدل عددی با پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای نشان دهنده مطابقت خوب نتایج مدل اجزا محدود با مدل آزمایشگاهی بود. همچنین الگوی ترک خوردگی نمونه اجزا محدود با نمونه آزمایشگاهی تا دریفت ۵٪ مطابقت خوبی داشت. همچنین در این تحقیق تاثیر پارامترهای مختلف نظیر اندازه مش، پارامتر ویسکوزیته، ارتفاع تیر، زاویه اتساع و سایر پارامترهای تاثیر گذار در رفتار اتصالات مورد بررسی قرار گرفت.

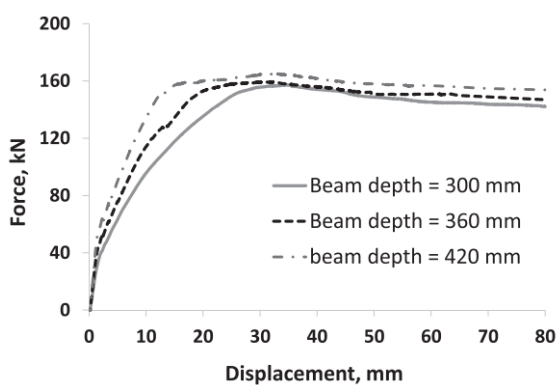
^۱ Behnam



شکل ۲-۴۱: مطابقت نمودارهای بار تغییر مکان مدل عددی و آزمایشگاهی (بهنام و همکاران) [۴۲]



شکل ۲-۴۲: تاثیر ابعاد مختلف ستون در مدل اجزا محدود بهنام و همکاران [۴۲]



شکل ۲-۴۳: تاثیر عمق تیر در مدل اجزا محدود بهنام و همکاران [۴۲]

نتایج نشان داد افزایش عرض و عمق ستون تاثیر مطلوبی بر روی عملکرد لرزه‌ای اتصالات تیر عریض ستون بتن مسلح دارد. همچنین افزایش عمق تیر در حالی که مقادیر آرماتورهای طولی تیر کاهش یابد باعث افزایش مقاومت اتصال می‌گردد.

فصل ۳ : معرفی نرم افزار و خصوصیات مصالح

۳-۱ مقدمه

ارائه طرحی ایمن جهت مقابله اعضای سازه‌های بتن مسلح در مقابل بارهای وارده، نیازمند شناخت دقیق رفتار این سازه‌ها می‌باشد. یکی از روش‌های شناخت رفتار دقیق سازه‌ها، ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی و بررسی رفتار آن‌ها تحت اثر بارهای وارده می‌باشد. با وجود اینکه روش آزمایشگاهی نتایج تقریباً دقیقی از رفتار سازه را ارائه می‌دهد، اما روشی پرهزینه و زمان‌بر است. در سال‌های اخیر روش‌های عددی جهت تحلیل غیر خطی سازه‌ها، توسعه و پیشرفت زیادی داشته است. روش المان محدود (FEM) یکی از روش‌های عددیست که می‌توان از آن به عنوان جایگزینی برای روش‌های آزمایشگاهی جهت کاهش زمان و هزینه بهره برد. در این روش می‌توان با مدل‌سازی اعضای سازه در نرم‌افزارهای المان محدود و با استفاده از محاسبات کامپیوتری به عملکرد سازه‌ها تحت اثر بارهای وارده پی برد. یکی از نرم‌افزارهای شبیه‌سازی و تحلیل مبتنی بر روش اجزا محدود، نرم‌افزار ABAQUS می‌باشد. این نرم‌افزار با بهره‌گیری از کتابخانه گسترده‌ای از المان‌ها، قادر به شبیه‌سازی هر نوع هندسه‌ای می‌باشد همچنین می‌توان خصوصیات مواد مختلف را در آن شبیه‌سازی کرد. برای مدل‌سازی اتصالات بتن آرمه در این پژوهش از نسخه 2-14-6 نرم‌افزار آباکوس استفاده شده که در ادامه به معرفی مختصر این نرم‌افزار و نحوه مدل‌سازی رفتار بتن و فولاد در این نرم‌افزار می‌پردازیم.

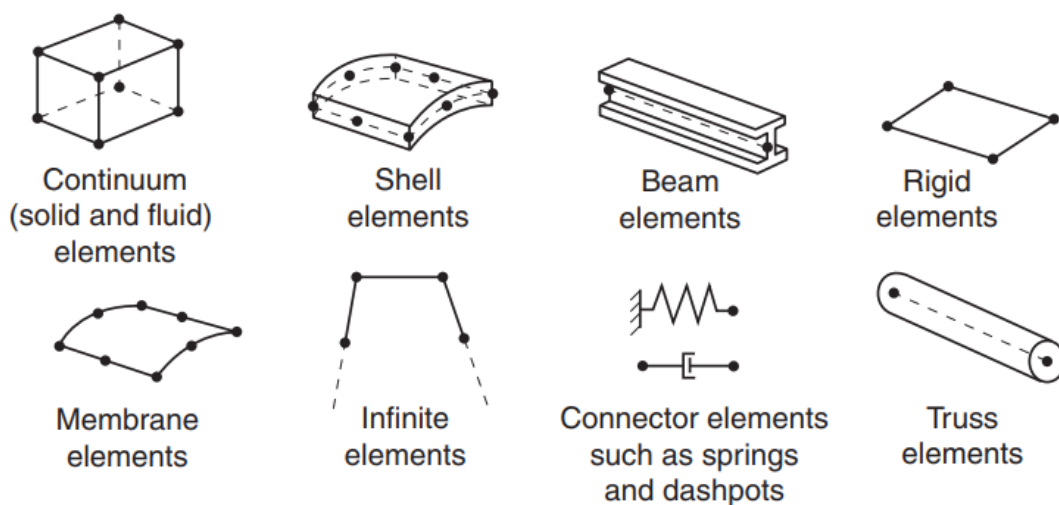
۳-۲ معرفی نرم‌افزار آباکوس

نرم‌افزار آباکوس، نرم‌افزاری قدرتمند جهت مدل‌سازی و تحلیل مسائل پیچیده مهندسی بر مبنای روش اجزا محدود می‌باشد. این نرم‌افزار با دارا بودن کتابخانه گسترده‌ای از انواع المان‌های مختلف توانایی مدل‌سازی هندسه‌های پیچیده را دارد. همچنین می‌توان هندسه مدل را از سایر نرم‌افزارهای مدل‌سازی فراخوانی کرده و تحلیل نمود. نرم‌افزار آباکوس علاوه بر تحلیل مسائل مکانیک جامدات، در تحلیل مسائل انتقال حرارت، انتقال جرم، اکوستیک و... نیز کاربرد دارد. به همین دلیل می‌توان از آن در حوزه‌های مختلف مانند خودروسازی، هوافضا، تجهیزات پزشکی، صنایع الکتریکی، مهندسی مواد و... نیز استفاده کرد. تحلیل یک مساله با استفاده از نرم‌افزار آباکوس نیازمند انجام سه مرحله پیش پردازش، پردازش و پس پردازش می‌باشد. در مرحله پیش پردازش مدل‌سازی در محیطی ساده و کاربر پسند از طریق یازده ماژول توسط کاربر انجام می‌گیرد. در مرحله پردازش نرم‌افزار از طریق حل معادلات دیفرانسیلی به تحلیل مساله می‌پردازد و در مرحله پس پردازش نتایج مدل‌سازی توسط کاربر مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرد. از قابلیت‌های مهم این نرم‌افزار توانایی کد نویسی توسط کاربران می‌باشد که امکان تحلیل هر نوع مدلی را

فراهم می کند.

۳-۳ المان‌ها

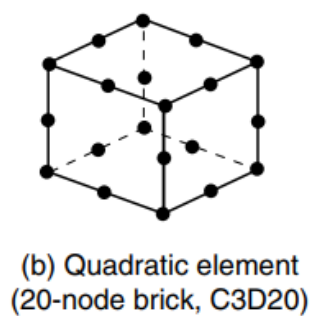
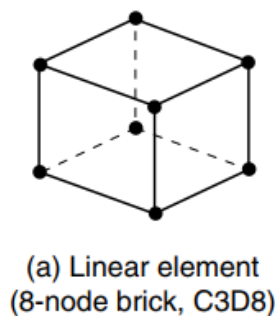
نرم‌افزار آباکوس دارای طیف گسترده‌ای از المان‌ها به عنوان ابزاری قدرتمند جهت حل انواع مسائل مختلف می باشد. هر المان دارای نامی منحصر بفرد می باشد که به ترتیب نشان دهنده خانواده المان، تعداد درجات آزادی، تعداد گره‌ها، نحوه فرمول بندی و انتگرال گیری می باشد. شکل زیر نشان دهنده خانواده المان‌هایی می باشد که در تحلیل تنش کاربرد دارد.



شکل ۳-۱: خانواده المان‌های مورد استفاده در تحلیل تنش [۴۳]

هر المان دارای تعدادی درجه آزادی بر روی گره‌های آن المان می باشد. مقدار تغییر مکان‌ها، دوران و یا سایر درجات آزادی در هر نقطه دیگری بر روی المان از طریق دورن یابی از تغییر مکان‌های گره ای حاصل می شود. المان‌هایی که فقط در گوشه‌ها دارای گره هستند (المان‌های ۸ گرهی) دارای مرتبه درونیایی خطی بوده و به همین دلیل به آن‌ها المان‌های خطی یا مرتبه اول گفته می شود. المان‌هایی که علاوه بر گوشه‌ها در وسط نیز دارای گره‌هایی می باشند به دلیل استفاده از درونیایی مرتبه دو به المان‌های مرتبه دو^۱ معروف هستند.

^۱ Quadratic



شکل ۳-۲: المان های خطی و مرتبه دو [۴۳]

نرم افزار آباکوس از روش های عددی برای انتگرال گیری از کمیت های مختلف در حجم المان استفاده می کند. رفتار ماده در هر نقطه انتگرال گیری المان از طریق روش گوس محاسبه می شود. نرم افزار آباکوس دو روش انتگرال گیری کامل و کاهش یافته را ارائه می دهد. در روش انتگرال گیری کاهش یافته از تعداد نقاط کمتری جهت انتگرال گیری و تشکیل ماتریس سختی استفاده می شود. استفاده از این روش منجر به کاهش حجم محاسبات شده اما باعث کاهش دقت حل می شود. در مقابل استفاده از روش انتگرال گیری کامل باعث بوجود آمدن پدیده قفل شدگی برشی می گردد. بروز این پدیده باعث سخت تر شدن المان و ایجاد تنش برشی در المان های تحت خمش خالص شده و از خم شدن اضلاع آن جلوگیری می کند. از آنجا که المان های خطی با انتگرال گیری کاهش یافته دارای یک نقطه انتگرال گیری در وسط المان می باشند زمانی که تحت خمش خالص قرار می گیرد مولفه های تنش در آن نقطه برابر با صفر است و زاویه خطوط عمود بر هم باقی مانده و از بروز پدیده قفل شدگی برشی^۱ جلوگیری می شود. به همین دلیل استفاده از المان های مرتبه اول با انتگرال کاهش یافته توصیه می شود. تنها مشکل اساسی در استفاده از المان های مرتبه اول کاهش یافته، صفر شدن انرژی کرنشی و در نتیجه نرمی بیش از حد و تغییر شکل های زیاد در المان می باشد که باعث بروز پدیده ساعت شنی^۲ می شود. طبق راهنمای نرم افزار آباکوس برای جلوگیری از این پدیده باید از مش ریز تر استفاده کرد همچنین بارهای متمرکز بر روی چندین گره توزیع شود.

^۱ Shear locking effect

^۲ Hourglassing effect

۳-۴ حلگرها

آباکوس دارای دو حلگر استاندارد^۱ و صریح^۲ برای حل مسائل می باشد. تفاوت این دو حلگر به روش ریاضی مورد استفاده بر می گردد. حل گر استاندارد مسئله را از طریق سعی و خطا حل کرده و معادله تعادل را در پایان هر نمو حل برقرار می کند اما در حلگر صریح نتایج در هر لحظه از نتایج در لحظه قبل بدست می آید و هیچگونه تکراری انجام نمی شود به همین علت حجم محاسبات در روش استاندارد بسیار زیاد بوده و گاهی اوقات به علت پیچیدگی مسئله، نرم افزار قادر به همگرا کردن جوابها نیست و با خطا مواجه می شود. در صورتی که حلگر صریح در هر صورت می تواند مسئله را حل کند اما صحت نتایج باید کنترل شود. صحت نتایج بدست آمده با حلگر صریح معمولاً از طریق بررسی انرژیها کنترل می شود. استفاده از روش ضمنی^۳ که از حلگر استاندارد برای حل مسائل استفاده می کند، بهترین گزینه برای حل مسائل استاتیکی و شبه استاتیکی می باشد. برای حل مسائل دینامیکی نظیر برخورد، انفجار، ضربه و... که دارای سرعت بالایی هستند استفاده از روش صریح اجتناب ناپذیر است. با این وجود در برخی از مسائل استاتیکی و شبه استاتیکی به علت پیچیدگی شرایط مرزی و هندسه مدل یا رفتار غیر خطی مصالح، استفاده از حل گر استاندارد منجر به عدم همگرایی مسئله و بروز خطا شده و تنها گزینه پیش رو استفاده از حل گر صریح برای حل اینگونه مسائل است. در چنین مواردی می توان با رعایت ملاحظات در نحوه بارگذاری و انتخاب بازه زمانی مناسب برای حل، تاثیر نیروهای اینرسی در مسئله را به حداقل رساند و به حالت استاتیکی نزدیک تر شد. انتخاب زمان تناوب^۴ مناسب در تحلیل شبه استاتیکی با حلگر صریح بسیار حائز اهمیت است. انتخاب زمان تناوبهای بسیار کوچک یا بسیار بزرگ به ترتیب می تواند باعث فاصله گرفتن از حالت شبه استاتیکی و افزایش هزینه محاسباتی شود. در نهایت باید جهت اطمینان از صحت نتایج، نمودار انرژی درونی کل با انرژی جنبشی سازه در حین تحلیل مقایسه شود. در صورتی که میزان انرژی جنبشی از ۱۰٪ مجموع انرژی درونی کمتر باشد، تحلیل حالت شبه استاتیکی دارد. در پژوهش حاضر به علت پیچیدگیهای مسئله و عدم همگرایی آن در حلگر استاندارد، از حلگر صریح برای حل مسئله شبه استاتیکی استفاده شده است.

^۱ ABAQUS/Standard

^۲ ABAQUS/Explicit

^۳ Dynamic Implicit

^۴ Time period

۳-۵ اندرکنش‌ها^۱

برای تعریف اندرکنش میان اعضای که با یکدیگر در تماس هستند و یا تعریف قیود از ماژول interaction استفاده می‌شود. نرم‌افزار آباکوس دارای قیود مختلف جهت مقید سازی درجات آزادی در هنگام تحلیل می‌باشد. برای چسباندن دو قطعه به یکدیگر از قید tie استفاده می‌شود. این قید درجات آزادی دو سطح را به هم متصل می‌کند. جهت مقید کردن حرکت یک سطح به یک نقطه مرجع^۲ از قید coupling استفاده می‌شود. با این کار می‌توان با اعمال بار به یک نقطه، آن را به تمام نقاط سطحی که به آن کوپل شده به طور یکنواخت وارد کرد. یکی دیگر از قیود پرکاربرد در مدلسازی سازه‌های بتن مسلح، قید Embedded region می‌باشد که به وسیله آن می‌توان یک عضو را درون عضو دیگر مدفون کرد به نحوی که درجات آزادی عضو مدفون به درجات آزادی عضو میزبان مقید می‌شود. همچنین برای تعریف تماس میان دو قطعه می‌توان از دو روش تماس عمومی^۳ و تماس سطح به سطح^۴ استفاده کرد. در این تحقیق برای مدلسازی تماس میان کابل و غلاف از تماس سطح به سطح استفاده شده است که جزئیات این روش در فصل چهارم تشریح خواهد شد.

۳-۶ تعریف مصالح

مدلسازی دقیق رفتار مواد و مصالح به کار رفته در تحلیل از جمله مهمترین مواردی است که تاثیر زیادی بر روی صحت نتایج بدست آمده دارد. آباکوس دارای یک کتابخانه گسترده مواد است که می‌تواند برای مدل سازی بسیاری از مواد مهندسی از جمله فلزات، لاستیک‌ها، بتن و... مورد استفاده قرار گیرد. همچنین امکاناتی را برای ایجاد و استفاده از یک مدل مواد تعریف شده توسط کاربر فراهم می‌کند.

۳-۶-۱ مدلسازی مصالح بتنی

رفتار متفاوت بتن در کشش و فشار و ترک خوردگی‌هایی که در نهایت گسترش آن‌ها باعث خرابی بتن می‌شود از جمله مواردی است که باعث رفتار پیچیده این نوع مصالح شده و به همین دلیل شبیه سازی رفتار دقیق این ماده در نرم‌افزار مشکل است. مدلسازی بتن در نرم‌افزار آباکوس از طریق سه مدل رفتاری

^۱ Interactions

^۲ Reference point

^۳ General contact

^۴ Surface to surface contact

امکان پذیر است که عبارتند از :

مدل بتن ترک خورده^۱ (در حلگر استاندارد)، مدل بتن شکننده^۲ (در حلگر صریح) و مدل پلاستیسیته آسیب بتن^۳ (در هر دو حلگر استاندارد و صریح)
هر یک از این مدل‌ها به منظور فراهم آوردن یک توانایی کلی برای مدل سازی بتن ساده و مسلح و همچنین سایر مواد شبه ترد مشابه در انواع سازه‌ها طراحی شده است. در پژوهش حاضر از مدل آسیب خمیری جهت مدلسازی رفتار بتن استفاده شده است.

۳-۶-۱-۱ مدل بتن ترک خورده

مدل بتن ترک خورده برای مواردی در نظر گرفته شده است که در آن بتن تحت فشار یکنواخت قرار می گیرد و یا دچار ترک خوردگی کششی یا خردشدگی فشاری می شود. در این مدل فرض بر این است که ظهور ترک‌ها همزمان با رسیدن بتن به سطح تسلیم خود می باشد. همچنین پس از ترک خوردگی رفتار ماده کاملاً غیر ایزوتروپیک خواهد بود. جهت ترک‌ها برای محاسبات بعدی نیاز خواهد بود زیرا تا زمانی که مولفه‌های تنش به سطح شکست نرسیده باشند، ترک خوردگی ادامه پیدا خواهد کرد. مشکل اساسی در این روش وابستگی مدل به رفتار ترک‌ها می باشد که ممکن است باعث عدم همگرایی جواب‌ها شود. همچنین امکان استفاده از این مدل در بارگذاری‌های چرخه ای وجود ندارد [۴۴].

۳-۶-۱-۲ مدل بتن شکننده

مدل ترک خوردگی شکننده برای مواردی در نظر گرفته شده است که در آن رفتار بتن تحت تأثیر ترک خوردگی کششی است و شکست فشاری مهم نیست. در این حالت رفتار بتن به علت وجود ترک‌های زیاد، غیر ایزوتروپیک است. همچنین رفتار فشاری بتن الاستیک فرض می شود و یک معیار خرابی ساده جهت حذف عناصر از مش در نظر گرفته می شود.

۳-۶-۱-۳ مدل پلاستیسیته آسیب بتن

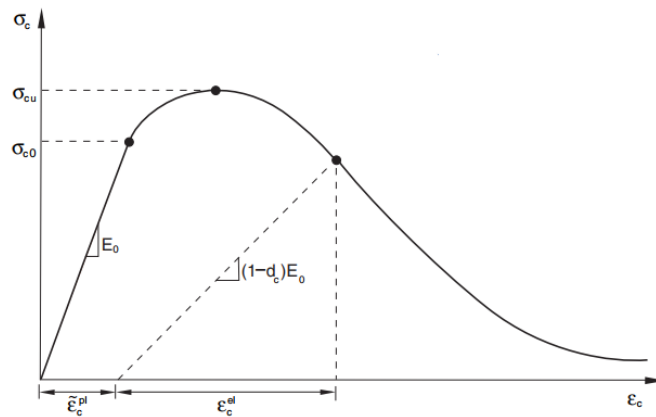
این مدل برای تحلیل رفتار غیر خطی سازه‌های بتنی تحت بارگذاری‌های چرخه ای و دینامیکی در نظر گرفته شده است همچنین برای سایر مواد شبه ترد مانند سنگ، ملات و سرامیک نیز مناسب است.

¹ Concrete Smeared Cracking

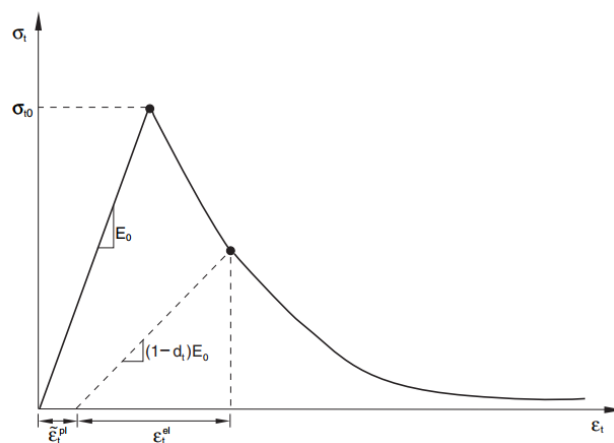
² Brittle Cracking

³ Concrete Damage Plasticity

مکانیسم‌های اصلی شکست، ترک خوردگی در کشش و خرد شدگی در فشار هستند. تکامل سطح شکست از طریق متغیرهای سخت شوندگی ε_c^{pl} در فشار و ε_t^{pl} در کشش، کنترل می‌شود. ε_c^{pl} و ε_t^{pl} کرنش‌های پلاستیک معادل می‌باشند. در این مدل فرض بر این است که پاسخ در مقابل کشش و فشار تک محوره توسط معیار خرابی پلاستیک کنترل می‌گردد. پاسخ بتن در بارگذاری تک محوره در کشش و فشار در شکل ۳-۳ نشان داده شده است. مطابق این شکل تحت کشش تک محوری، پاسخ تنش-کرنش تا زمانی که به مقدار تنش ترک خوردگی σ_{t0} برسد، از یک رابطه خطی پیروی می‌کند. پس از عبور از تنش ترک خوردگی σ_{t0} ترک‌های ریز پیش رونده در بتن بوجود می‌آید و رفتار نرم شدگی بتن آغاز می‌شود. تحت فشار تک محوره، پاسخ بتن تا نقطه شروع رفتار غیر ارتجاعی که معمولاً متناظر با ۳۰٪ مقاومت فشاری نهایی بتن است (σ_{c0}) به صورت خطی خواهد بود. در ناحیه غیر ارتجاعی، رفتار بتن توسط منحنی سخت شدگی بیان می‌شود و با رسیدن به تنش نهایی، نرم شدگی منحنی‌ها شروع می‌شود.



(الف)



(ب)

شکل ۳-۳: رفتار بتن تحت (الف) فشار و (ب) کشش تک محوره [۴۳]

در نمودارهای بالا تنش‌های فشاری به صورت تابعی از کرنش‌های غیر ارتجاعی بیان می‌شود که بر اساس روابط زیر تعریف می‌شوند :

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el} \quad (۱-۳)$$

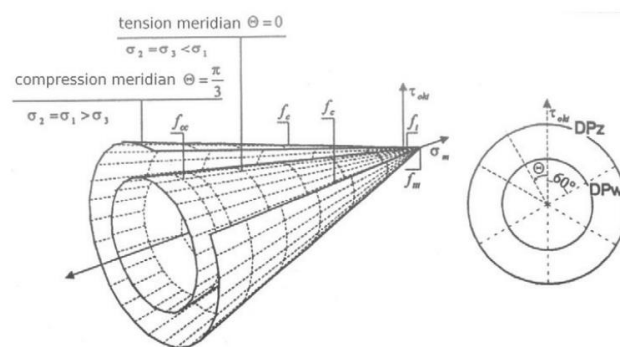
$$\varepsilon_{0c}^{el} = \frac{f_c}{E_0} \quad (۲-۳)$$

همانطور که در شکل ۳-۳ نشان داده شده است، هنگامی که از هر نقطه بر روی شاخه نرم شدگی کرنش در نمودار تنش کرنش نمونه بتنی باربرداری انجام شود، پاسخ باربرداری از پاسخ اولیه ضعیف‌تر خواهد بود. در این صورت به نظر می‌رسد سختی الاستیک مصالح خسارت دیده، کاسته خواهد شد. کاهش سختی الاستیک از طریق دو پارامتر d_t و d_c مشخص می‌شود. اگر E_0 سختی اولیه مصالح (آسیب ندیده) باشد روابط تنش-کرنش به صورت زیر خواهد بود :

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0 (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (۳-۳)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0 (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (۴-۳)$$

مدل پلاستیسیته آسیب بتن از معیار شکست داکر پراگر که یکی از تئوری‌های قدرتمند در مدل‌سازی شکست بتن می‌باشد استفاده می‌کند [۴۵]. معیار داکر پراگر یک سطح شکست مخروطی مطابق شکل ۳-۴ دارد.



شکل ۳-۴: معیار گسیختگی داکر پراگر [۴۵]

همچنین این مدل از قانون جریان غیر وابسته، برای کنترل زاویه اتساع^۱ (پارامتری که تغییرات حجمی

^۱ Dilation angle

بتن را در نظر می گیرند) استفاده می کنند. تابع پتانسیل جریان پلاستیک، تابع هذلولی دارکر-پراگر^۱ است که معادله ای به فرم زیر دارد :

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (5-3)$$

در این رابطه ψ زاویه اتساع است که در فشارهای محصور شدگی بالا اندازه گیری شده است و ϵ پارامتر خروج از مرکزیت است.

از جمله پارامترهایی که باید برای شبیه سازی رفتار پلاستیک بتن در مدل پلاستیسیته آسیب در نرم افزار آباکوس وارد شود، زاویه اتساع، پتانسیل خروج از مرکزیت پلاستیک، نسبت حداکثر تنش فشاری دو محوره به تک محوره، پارامتر K_c و پارامتر ویسکوزیته می باشد.

زاویه اتساع : زاویه اتساع بیانگر تغییرات حجمی بتن می باشد. بر طبق مطالعات گذشته معمولاً زاویه اتساع برای بتن مسلح بین ۲۰ تا ۴۰ درجه می باشد. هر چه مقدار این زاویه بیشتر باشد ماده رفتار شکل پذیر تری را از خود نشان می دهد.

پتانسیل خروج از مرکزیت پلاستیک : به نسبت مقاومت کششی به مقاومت فشاری بتن گفته می شود. مقدار این عدد معمولاً ۰/۱ در نظر گرفته می شود.

f_{b0}/f_{c0} : نسبت مقاومت فشاری دو محوره بتن به مقاومت فشاری تک محوره آن است که بیانگر مشخصات تابع گسیختگی می باشد که مقداری بین ۱ تا ۱/۲۵ دارد. راهنمای نرم افزار آباکوس مقدار ۱/۱۶ را برای آن توصیه می کند.

پارامتر K_c : صفحات دیواتوریک در معیار شکست دراگر پراگر می توانند حالتی غیر از دایره نیز داشته باشند. در واقع شکل صفحه دیواتوریک با این ضریب مشخص می شود. زمانی که این پارامتر مقدار یک داشته باشد صفحه دیواتوریک شکل دایره است و همان معیار دراگر پراگر را نشان می دهد. طبق توصیه راهنمای نرم افزار آباکوس این مقدار برابر ۰/۶۶۷ در نظر گرفته می شود.

پارامتر ویسکوزیته : به علت احتمال بالای عدم همگرایی حل المان محدود، محققان پیشنهاد کردند که بتن را مانند یک ماده ویسکو پلاستیک در نظر بگیرند تا حساسیت حل نسبت به سطوح تسلیم کمی کاهش یابد. اگر مقدار این پارامتر صفر در نظر گرفته شود ماده پلاستیک در نظر گرفته می شود. در تحلیل های با حلگر صریح می توان مقدار آن را صفر در نظر گرفت اما در حالت کلی مقداری نزدیک به

^۱ Drucker-Prager

صفر برای آن در نظر گرفته می شود.

استفاده از مدل پلاستیسیته آسیب بتن مستلزم تعریف رابطه تنش کرنش تک محوری برای بتن می باشد. در صورت عدم وجود داده‌های آزمایشگاهی میتوان از مدل‌های رفتاری ارائه شده توسط محققین استفاده کرد. در این تحقیق از مدل رفتاری ترنفلد^۱ برای شبیه سازی رفتار تک محوره بتن در فشار استفاده شده است. این مدل ابتدا توسط پوپویچ^۲ ارائه شد سپس در سال ۱۹۷۸ توسط ترنفلد اصلاح شد. از فرمول‌های زیر جهت بدست آوردن رابطه تنش و کرنش در این مدل استفاده می شود [۴۶].

$$\sigma_{ci} = \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_c} \right) f'_c \frac{n}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_c} \right)^{nk}} \quad (۶-۳)$$

$$n = 0.80 + \frac{f'_c}{17} \quad (f'_c \text{ in MPa}) \quad (۷-۳)$$

$$k = \begin{cases} 1.0 & \text{for } 0 < \varepsilon_{ci} < \varepsilon_c \\ 0.67 + \frac{f'_c}{62} \geq 1.0 & \text{for } \varepsilon_{ci} > \varepsilon_c \end{cases} \quad (۸-۳)$$

رابطه تنش کرنش بتن در کشش تنها شامل اثرات بعد از ترک خوردگی می شود. این اثرات تحت عنوان سخت شوندگی کششی در مدل پلاستیسیته آسیب بتن لحاظ می شود. اثر سخت شوندگی بیان می کند که سختی ماده بلافاصله پس از ترک خوردگی صفر نخواهد شد زیرا وجود تنش‌های چسبندگی میان میلگردها و بتن باعث می شود تا بتن حتی پس از ترک خوردگی کششی نیز قابلیت انتقال بار را داشته باشد. این اثرات به دو صورت اصلاح رابطه تنش کرنش بتن در کشش و یا از طریق معیار انرژی شکست در مدل رفتاری لحاظ می گردد. در این تحقیق از معادلات (۳-۹) و (۳-۱۰)، ارائه شده توسط وانگ و سو جهت اصلاح رابطه تنش کرنش استفاده شده است [۴۷]. نمودار تنش بر حسب کرنش ارائه شده توسط وانگ^۳ و سو^۴ نیز در شکل (۳-۵) نشان داده شده است

$$\sigma_t = E_c \varepsilon_t \quad \varepsilon_t \leq \varepsilon_{cr} \quad (۹-۳)$$

$$\sigma_t = f_{cr} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad \varepsilon_t > \varepsilon_{cr} \quad (۱۰-۳)$$

¹ Thorenfeldt

² Popovics

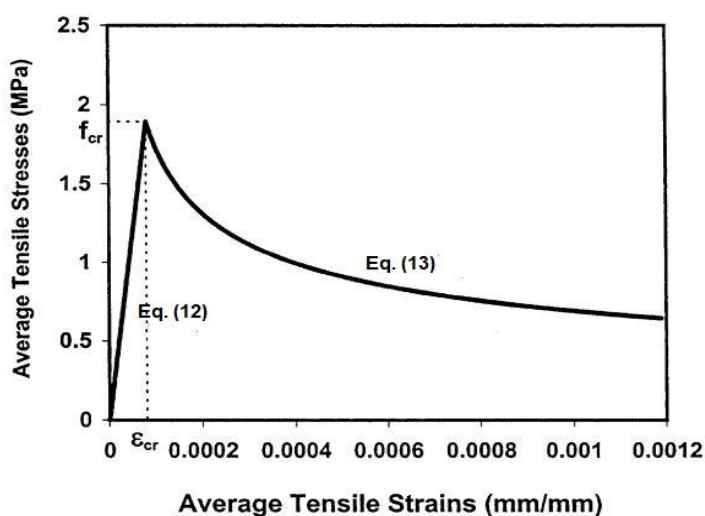
³ wang

⁴ Hsu

که در این روابط f_{cr} حداکثر مقاومت کششی بتن است که از رابطه زیر بدست می آید: [۴۸]

$$f_{cr} = 0.30 f'_c \left(\frac{2}{3}\right) \quad (۱۱-۳)$$

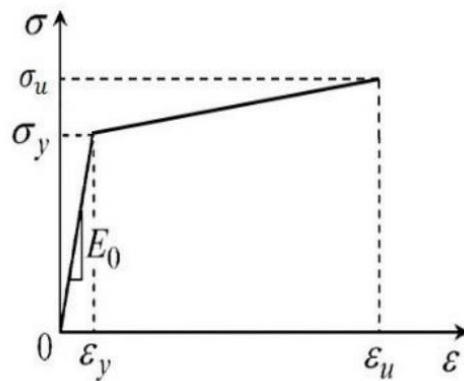
و ε_{cr} کرنش ترک خوردگی یا کرنش معادل با حداکثر مقاومت کششی بتن می باشد. مقدار c نیز برای میلگرد آج دار ۰/۴ در نظر گرفته می شود.



شکل ۳-۵: نمودار تنش کرنش کششی بتن [۴۷]

۳-۶-۲ مصالح فولادی

برای مدلسازی میلگردهای فولادی از یک مدل الاستو پلاستیک کامل استفاده شده است. با توجه به اینکه در اغلب آزمایش‌ها، مدول الاستیسیته و تنش و کرنش تسلیم و نهایی آرماتورها ذکر می شود، می توان از یک مدل دو خطی مطابق شکل (۳-۶) استفاده کرد.



شکل ۳-۶: رابطه تنش کرنش تک محوره میلگرد ها در کشش و فشار [۴۹]

برای مدلسازی رفتار کابل‌های پیش‌تنیدگی در صورت وجود داده‌های آزمایشگاهی در آزمایش مورد نظر می‌توان از آن‌ها استفاده کرد. در پژوهش حاضر از داده‌های آزمایشگاهی ارائه شده در مقاله مرجع استفاده شده است. اما در صورت عدم گزارش این داده‌ها می‌توان از مدل رفتاری ارائه شده توسط دیوالاپورا^۱ و تادرس^۲ در سال ۱۹۹۲ استفاده کرد [۵۰]. رابطه تنش و کرنش در این مدل از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$f_{ps} = \varepsilon_{ps} \left[A + \frac{B}{(1 + (C\varepsilon_{ps})^D)^{1/D}} \right] \leq f_{pu} \quad (۱۲-۳)$$

که در آن:

f_{ps} تنش موجود در کابل‌ها

ε_{ps} کرنش در کابل‌ها

و A و B و C و D ثابت‌هایی هستند که به ترتیب مقادیر ۸۸۷، ۲۷۶۱۲، ۱۱۲/۴ و ۷/۳۶ می‌باشند

^۱ Devalapura

^۲ Tadros

فصل ۴: مدلسازی عددی و صحت سنجی

۴-۱ مقدمه

در فصل پیش رو به مدل سازی یک نمونه اتصال کناری دال پس کشیده به ستون بتن مسلح و یک نمونه اتصال کناری دال معمولی (بدون پیش تنیدگی) به ستون بتن مسلح که در سال ۲۰۰۶ توسط هان و همکاران مورد آزمایش قرار گرفته است، پرداخته می شود. پس از مقایسه نتایج مدلسازی عددی دال پس کشیده و معمولی در نرم افزار با نتایج آزمایشگاهی و اطمینان از صحت نتایج، در بخش دوم، یک نمونه اتصال خارجی تیر عریض به ستون بتن مسلح که در سال ۲۰۱۴ توسط فدوا و همکارانش مورد آزمایش قرار گرفته است نیز جهت بررسی عملکرد لرزه ای تیرهای عریض و دستیابی به اهداف پایان نامه مورد صحت سنجی قرار می گیرد. اطمینان از صحت نتایج حاصل از مدل های عددی جهت انجام مطالعات پارامتری که در فصل پنجم صورت می گیرد، مورد نیاز خواهد بود.

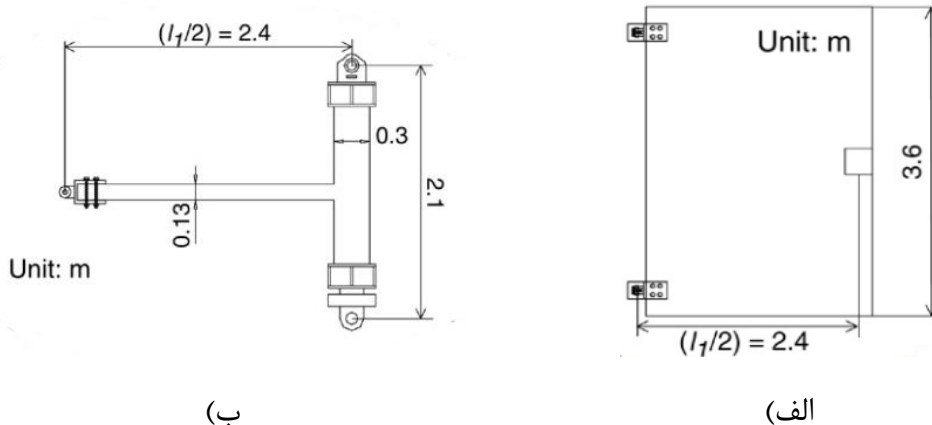
۴-۲ مدلسازی دال پس کشیده نچسبیده

در این بخش یک نمونه اتصال دال پس کشیده نچسبیده به ستون کناری که قبلاً توسط هان و همکاران آزمایش شده است، در نرم افزار آباکوس شبیه سازی و صحت سنجی شد. هندسه مدل، شرایط مرزی، بارگذاری ها و اندرکنش میان کابل و بتن، مطابق نمونه آزمایشگاهی مدلسازی شد. ویژگی های مصالح نیز با توجه به داده های گزارش شده در آزمایش مد نظر و مطابق با آنچه در فصل سوم عنوان شد، اختصاص یافت. همچنین با توجه به اینکه برخی از جزئیات مدل آزمایشگاهی در مرجع مربوطه ذکر نشده است، فرضیات منطقی برای اینگونه موارد در نظر گرفته شده است. برای مدلسازی اندرکنش میان کابل و بتن از روش فرمول بندی تماسی و برای پیش تنیده کردن کابل ها از روش حرارتی استفاده شده است که در ادامه جزئیات آن تشریح خواهد شد.

۴-۲-۱ جزئیات مدل آزمایشگاهی هان و همکاران

در آزمایش انجام شده توسط هان و همکاران [۱۳] در سال ۲۰۰۶، اتصالات کناری یک ساختمان ده طبقه با سیستم دیوار برشی ویژه و دال تخت، با مقیاس دو سوم، مورد آزمایش قرار گرفت. اتصالات شامل دو نمونه اتصال ستون به دال پس کشیده با آرایش کابل های مختلف و یک نمونه اتصال ستون به دال تخت معمولی بود. در این آزمایش فرض بر این است که نقاط عطف در وسط ارتفاع ستون طبقه و وسط دهانه دال قرار دارند. یک دال با ضخامت ۲۰ سانتی متر و نسبت دهانه به ضخامت ۴۰، انتخاب شده بود. ابعاد

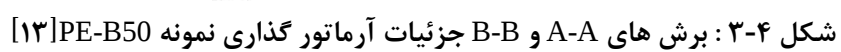
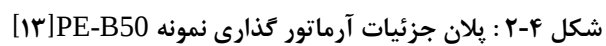
دال در نمونه‌های با مقیاس دو سوم، ۲۴۵۰*۳۶۰۰ میلی متر و ابعاد ستون مربعی ۳۰*۳۰ بود. ابعاد آزمایش در پلان و نمای جانبی در شکل ۱-۴ نمایش داده شده است. آرماتورهای دال و ستون مطابق آیین نامه ACI 318-05 برای تحمل لنگر و نیروی برشی ثقیلی طراحی شده بودند. میزان پیش‌تنیدگی موثر کابل‌ها نیز ۱/۲ مگاپاسکال گزارش شده است.



شکل ۱-۴: ابعاد نمونه‌ها در الف) پلان و ب) نمای جانبی [۱۳]

در تمام نمونه‌ها نیروی برشی ثقیلی وارد شده به اتصالات دال - ستون، تقریباً برابر ۵۰٪ مقاومت برشی اسمی اتصال است. ($\frac{V_g}{\phi V_c} = 0.5$)

نمونه PE-B50 که اتصال ستون به دال پس‌کشیده نچسبیده با کابل‌های نواری در جهت بار اعمالی و کابل‌های گسترده در جهت عمود بر آن می‌باشد، جهت صحت سنجی انتخاب شده است. در این نمونه از کابل‌های هفت رشته‌ای فولادی با قطر ۱۲/۷ میلی متر و تنش تسلیم ۱۵۵۵ مگاپاسکال استفاده شده است. میلگردهای شبکه بالایی دال در عرض موثری برابر با $c_2 + 3h$ که در آن c_2 عرض ستون، موازی با لبه دال و h ضخامت دال می‌باشد، در ناحیه اطراف ستون قرار داده شده است. میلگردهای شبکه پایین نیز در دو جهت تنها از هسته اتصال عبور می‌کنند. برای دال از میلگردهای با قطر ۱۰ میلی متر و برای ستون از میلگردهایی با قطر ۲۵ میلی متر استفاده شده است. جزئیات آرماتور گذاری در شکل‌های ۲-۴ و ۳-۴ نشان داده شده است.

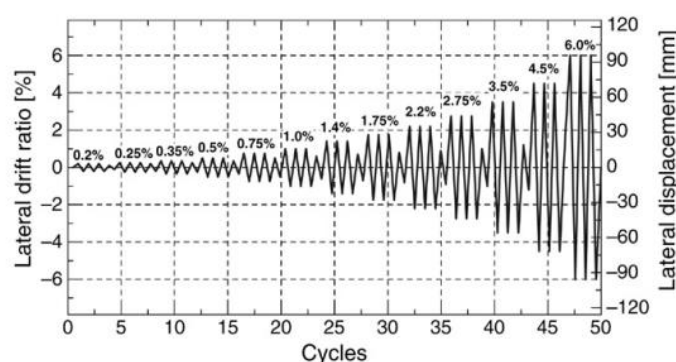


خصوصیات مصالح به کار رفته در آزمایش از جمله مقاومت فشاری بتن و تنش تسلیم و نهایی میلگردها و کابل‌ها در جدول ۴-۱ عنوان شده است.

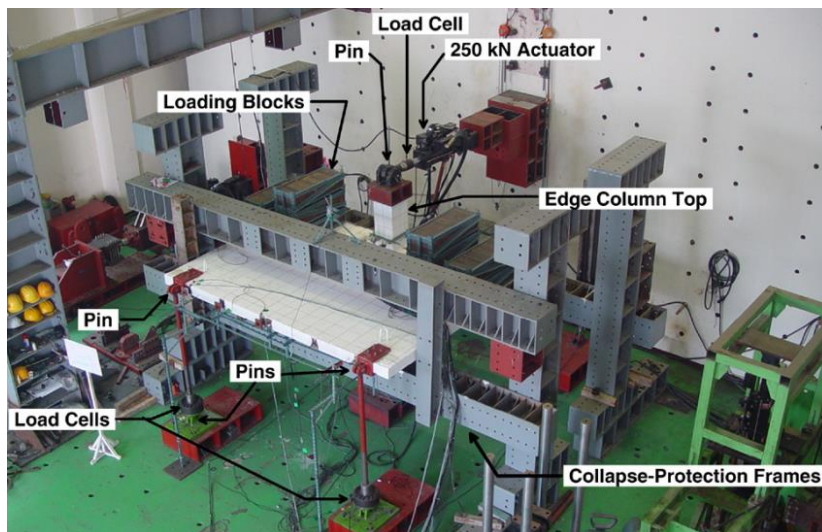
جدول ۴-۱: خصوصیات مصالح [۱۳]

بتن					
f'_c		ε_0		$E_{sec}(MPa)$	
۳۲/۲		۰/۰۰۱۸۵		۲۹۶۰۰	
میلگرد					
$d_b(mm)$	$f_y(MPa)$	ε_y	$E_s(MPa)$	$f_u(MPa)$	ε_u
۱۰	۴۶۶	۰/۰۰۲۴	۱۹۳۱۶۶	۶۹۸	۰/۱۲۴۵
۲۵	۴۶۵	۰/۰۰۲۷	۱۷۲۲۲۲	۵۸۴	۰/۰۸۱۹
کابل هفت رشته ای					
$d_{ps}(mm)$	$f_y(MPa)$	ε_y	$E_s(MPa)$	$f_u(MPa)$	ε_u
۱۲/۷	۱۵۵۵	۰/۰۰۹۸	۱۸۲۲۲۳	۱۷۵۱	۰/۰۴۹

نمونه آزمایشگاهی در پایین ستون مفصل شد همچنین جابجایی‌های قائم انتهای دال نیز بسته شد. سپس بار ثقلی توسط بلوک‌های قرار گرفته بر روی سطح دال و حرکت ستون به سمت بالا توسط جک هیدرولیکی قرار داده شده در پایین ستون و بار جانبی از طریق یک محرک هیدرولیکی به بالای ستون اعمال شد. نمونه آزمایشگاهی تحت بارگذاری چرخه ای شبه استاتیک تا لحظه گسیختگی مورد آزمایش قرار گرفت. پروتکل بارگذاری در شکل ۴-۴ نشان داده شده است.



شکل ۴-۴: پروتکل بارگذاری در آزمایش هان و همکاران [۱۳]



شکل ۴-۵: جزئیات مدل آزمایشگاهی هان و همکاران [۱۳]

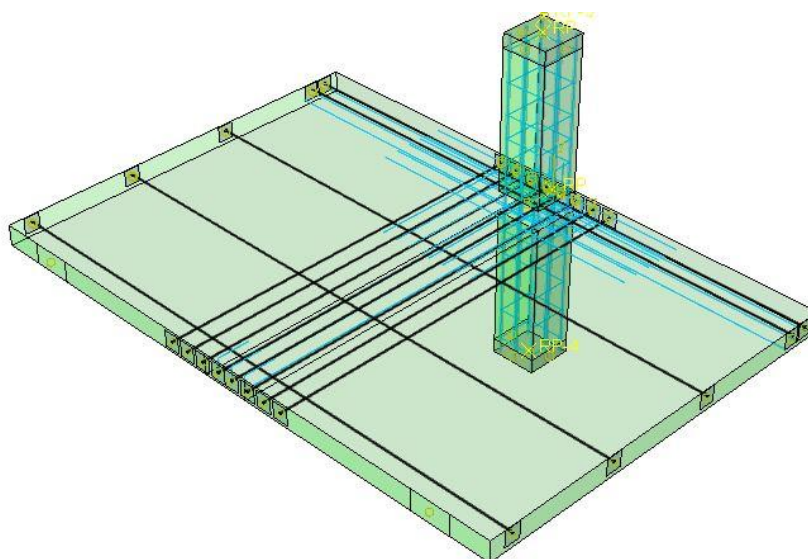
۲-۲-۴ ساخت مدل اجزا محدود

به طور کلی برای مدلسازی در نرم افزار آباکوس باید مراحل به شرح زیر انجام گیرد:

- ترسیم قطعات به کار رفته و مونتاژ آن‌ها (ساخت هندسه مدل)
- تعریف و اختصاص مصالح
- مشخص کردن اندرکنش میان اعضا
- اعمال شرایط مرزی و بارگذاری
- مش بندی مدل
- انتخاب نوع تحلیل و تنظیم خروجی‌ها

۴-۲-۲-۱ هندسه مدل

تمامی اعضای مدل از جمله بتن، میلگردها، کابل‌ها و غلاف‌ها ساخته شد. سپس این اعضا دقیقاً مشابه با مدل آزمایشگاهی سرهم بندی شد. به دلیل اعمال نیروی پیش‌تنیدگی به صورت کامل، کابل‌ها به صورت مستقیم و بدون انحنا در نظر گرفته شده است. همچنین به منظور جلوگیری از تمرکز تنش در انتهای کابل‌ها از صفحات صلب استفاده شده است. در این مدلسازی، بتن و غلاف‌ها به صورت Solid و میلگردها و کابل‌ها به صورت Wire مدلسازی شده است. هندسه مدل ساخته شده در نرم افزار در شکل ۴-۶ نشان داده شده است.



شکل ۴-۶: هندسه مدل سازی شده در نرم افزار

۴-۲-۲-۲ تعریف و اختصاص مصالح

مصالح بتنی

مدل رفتاری بتن مطابق آن چه در فصل سوم توضیح داده شد، تعریف می شود. برای شبیه سازی رفتار فشاری بتن از مدل ترنفلید و برای رفتار کششی از مدل سخت شوندگی کششی وانگ و سو استفاده شده است. همچنین از ضریب پواسون 0.2 برای بتن استفاده شده است. سایر پارامترهای مورد نیاز جهت تعریف رفتار بتن در مدل پلاستیسیته آسیب، که در فصل قبل توضیح داده شد مطابق جدول ۴-۲ انتخاب شده است.

جدول ۴-۲: پارامترهای مورد نیاز جهت تعریف رفتار بتن در نرم افزار

نام پارامتر	نماد	مقدار
خروج از مرکزیت	ϵ	0.1
نسبت تنش	f_{b0}/f_{c0}	$1/16$
ضریب شکل	K_c	0.667
ویسکوزیته	μ	0.001

علاوه بر موارد ارائه شده در جدول ۴-۲، پارامتر زاویه اتساع بتن که در فصل سوم تشریح شد نیز باید به نرم افزار وارد شود. به منظور دستیابی به نتایج دقیق تر آنالیز حساسیت نسبت به زاویه اتساع انجام

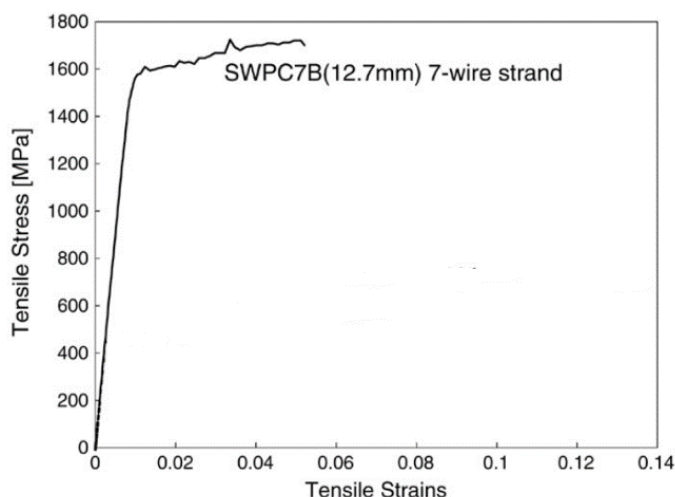
گرفته است که در بخش صحت سنجی مدل عددی مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

میلگردها

برای مدلسازی رفتار میلگردها از مدل الاستو پلاستیک کامل عنوان شده در فصل سوم استفاده شده است. در این مدل از مشخصات ذکر شده در جدول ۴-۱ برای میلگردها استفاده شده است.

کابل‌های پیش‌تنیدگی

با توجه به اینکه نمودار تنش کرنش کابل‌های پیش‌تنیدگی در مقاله مرجع ذکر شده است می‌توان از این نمودار جهت مدلسازی رفتار کابل‌ها در نرم‌افزار استفاده کرد. نمودار مذکور در شکل ۴-۷ نشان داده شده است. همچنین از ضریب پواسون $0/3$ برای کابل‌ها استفاده شده است.



شکل ۴-۷: نمودار تنش کرنش کابل‌ها [۱۳]

غلاف‌ها

برای تعیین خصوصیات تماسی میان کابل‌های نچسبیده و بتن نیاز به مدلسازی غلاف‌ها به صورت جداگانه می‌باشد. مصالح مورد استفاده برای غلاف‌ها در مقاله مرجع ذکر نشده است اما معمولاً از غلاف‌هایی از جنس پلی‌اتیلن در واقعیت استفاده می‌شود. در این مدلسازی نیز فرض بر این است که جنس غلاف‌ها پلی‌اتیلن می‌باشد. پلی‌اتیلن سنگین (HPDE) دارای چگالی $0/94$ گرم بر سانتی متر مکعب، مدول الاستیسیته 200 مگاپاسکال و تنش تسلیم 23 مگاپاسکال می‌باشد و ضریب پواسون برابر $0/3$ در نظر گرفته شده است.

میلگردها و بتن

برای مدفون کردن یک عضو درون عضو دیگر در نرم افزار آباکوس، می توان از قید Embedded region استفاده کرد. برای شبیه سازی اندرکنش میان میلگرد و بتن نیز از این قید استفاده شده است. با استفاده از این قید میلگردها در بتن مدفون شده و جابجایی گره های آن سازگار با جابجایی گره های المان های بتن اطراف قرار می گیرد.

مهار انتهایی کابل های پیش تنیدگی

یکی از قیود مورد استفاده جهت شبیه سازی مهار انتهایی^۱ سیستم های پیش تنیده، قید MPC^۲ می باشد. استفاده از این قید زمانی کاربرد دارد که بخواهیم گره های یک ناحیه را به حرکت یک گره مقید کنیم. با این کار گره های کابل ها در بتن اطراف و منطقه مهاری، مهار می شوند.

تماس بین کابل های پیش تنیدگی و غلاف های متناظر

برای مدل سازی اندرکنش میان کابل ها و غلاف های متناظر آنها از روش فرمول بندی تماسی^۳ ارائه شده توسط هوانگ در سال ۲۰۱۲ استفاده شده است [۵۱]. در این روش مدل سازی سطح تماس میان المان های کابل و غلاف متناظرشان از طریق تماس سطح به سطح در نرم افزار آباکوس استفاده شده است. رفتار تماسی به صورت بدون اصطکاک^۴ لحاظ شده است تا کابل ها اجازه لغزش درون غلاف ها در مرحله پیش تنیدگی را داشته باشند. فرض حالت بدون اصطکاک مطابق تحقیقات وچو در سال ۲۰۰۶ و کنگ در سال ۲۰۰۸ منطقی به نظر می رسد [۵۲، ۴۳]. برای مدل سازی حالت چسبیده می توان حالت بدون اصطکاک را به حالت سخت^۵ تغییر داد. همچنین در این روش غلاف ها در درون المان های بتن مدفون در نظر گرفته می شوند تا جابجایی آن ها با بتن سازگار باشد. در شکل ۴-۸ نحوه در نظر گیری این اندرکنش ها به صورت شماتیک نشان داده شده است.

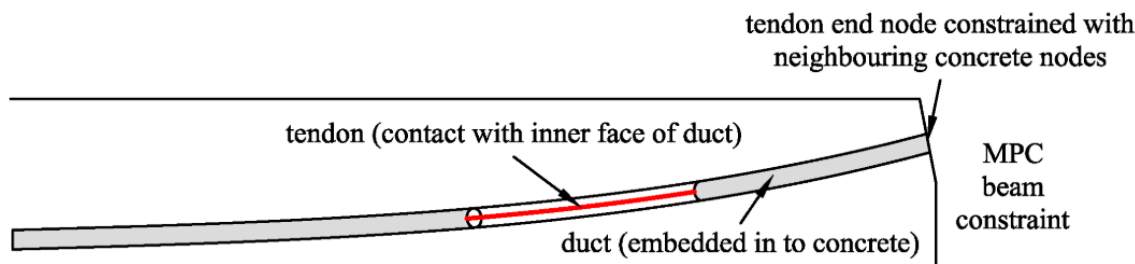
¹ Anchorage

² Multi-Point Constraint

³ Contact Formulation

⁴ Frictionless

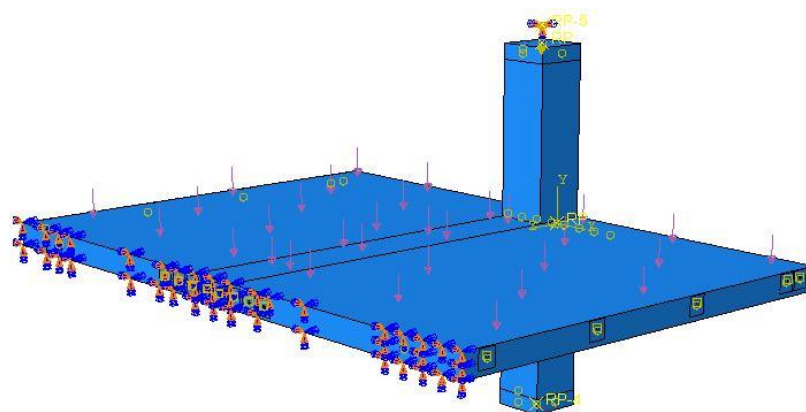
⁵ Rough



شکل ۴-۸: مدل سازی سیستم های پیش تنیده بر اساس روش فرمول بندی تماسی [۵۳]

۴-۲-۲-۴ شرایط مرزی و بارگذاری ها

در برخی از نواحی که تمرکز تنش وجود دارد از جمله تکیه گاه ها و محل اعمال نیروها از ورق های صلب استفاده شده است تا از این تمرکز تنش ها جلوگیری به عمل آید. با بستن درجات آزادی انتقالی در پایین ستون تکیه گاه مفصل شبیه سازی شد. همچنین شرایط مرزی انتهای دال نیز مطابق نمونه آزمایشگاهی مدل شد. سپس بارهای ثقلی وارد بر سطح دال و بار محوری ستون مطابق نمونه آزمایشگاهی به مدل عددی وارد شد. بار جانبی به صورت یک جهته و از نوع جابجایی کنترل به میزان ۹۲ میلی متر به بالای ستون اعمال شد.



شکل ۴-۹: شرایط مرزی و بارگذاری مدل در نرم افزار

اعمال نیروی پیش تنیدگی

پیش تنیدگی باید به صورت تدریجی و آرام به کابل ها وارد شود. برای اعمال پیش تنیدگی از یک گام جداگانه استفاده شده است. پیش تنیدگی را می توان به دو صورت دمایی و تنش اعمال کرد. در روش دمایی، میزان تغییرات دمای تاندون ها به منظور ایجاد پیش تنیدگی موثر از طریق رابطه ارائه شده توسط استاورولاکی^۱ و

^۱ Stavroulaki

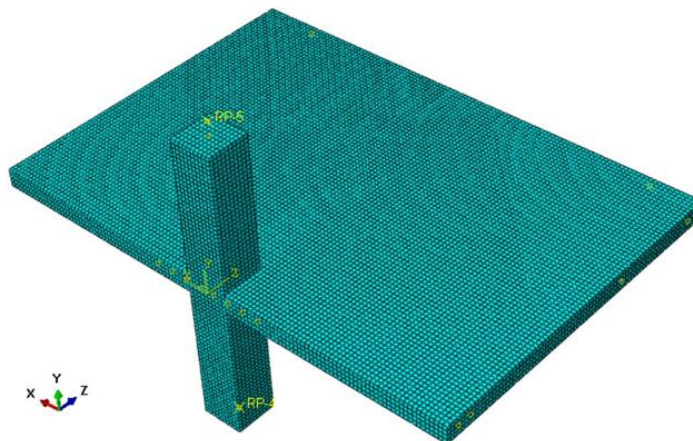
همکاران محاسبه می‌شود [۵۴].

$$f_{pe} = E_{ps} \alpha_t \Delta T \quad (۱-۴)$$

در رابطه بالا E_{ps} مدول الاستیسته کابل، ΔT تغییرات دما و α_t ضریب انبساط حرارتی کابل می‌باشد که برابر $۰/۰۰۰۰۱$ در نظر گرفته شده است.

۴-۲-۲-۵ مش بندی

انتخاب ابعاد مناسب مش بندی مناسب در دقت و همگرایی نتایج تحلیل بسیار حائز اهمیت است. برای المان‌های بتنی معمولاً از دو تا چهار برابر متوسط ابعاد سنگ دانه به عنوان ابعاد المان‌ها استفاده می‌شود. در این مدلسازی سعی بر این بوده است که ابعاد مش به گونه‌ای انتخاب شود که علاوه بر مطابقت نمودارهای نیرو جابجایی در مدل عددی و آزمایشگاهی، زمان انجام تحلیل نیز در یک محدوده مناسب باشد. در این تحقیق به منظور تحلیل حساسیت نسبت به مش بندی سه اندازه متفاوت ۳۰، ۳۵ و ۴۰ میلیمتر برای ابعاد مش در نظر گرفته شد و نتایج تحلیل مدل عددی تحت این ابعاد مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد انتخاب اندازه ۳۰ میلیمتر برای ابعاد مش بهترین نتایج را ارائه داده و نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی مطابقت بهتری با یکدیگر دارند. مقایسه نمودارهای لنگر در مقابل نسبت دریافت در نمونه عددی و آزمایشگاهی با مش بندی‌های ذکر شده در بخش صحت سنجی مدل عددی ارائه شده است.



شکل ۴-۱۰: مش بندی نمونه

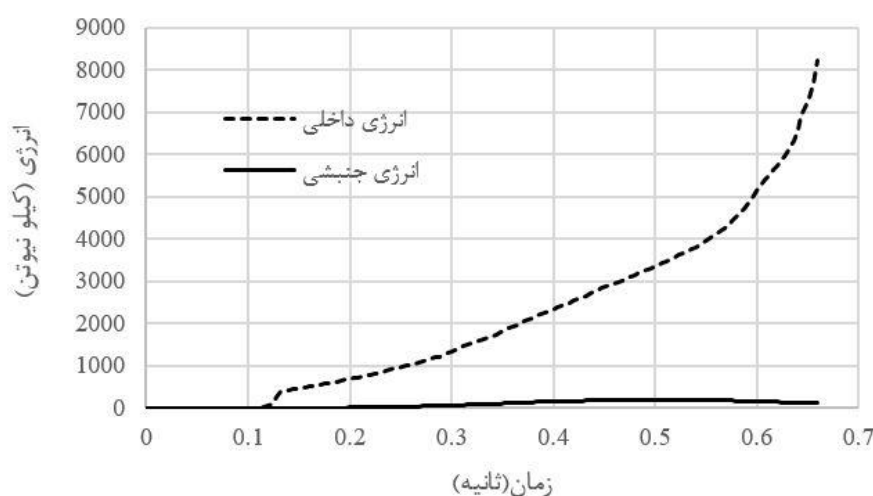
۴-۲-۲-۶ نوع المان‌ها

برای المان‌های بتن و غلاف از المان‌های پیوسته سه بعدی هشت گرهی با سه درجه آزادی انتقالی و با انتگرال گیری کاهش یافته و برای میلگردها و تاندون‌های پیش‌تنیدگی از المان‌های خرپای دو گرهی

استفاده شده است.

۴-۲-۳ بررسی نتایج و صحت سنجی

جهت اطمینان از اینکه بارگذاری در حلگر صریح به صورت شبه استاتیکی انجام شده است باید انرژی جنبشی و انرژی درونی مدل در حین تحلیل مورد بررسی قرار گیرد. در صورتی که انرژی جنبشی کمتر از ۱۰٪ انرژی درونی باشد حل به صورت شبه استاتیکی انجام شده و اثر نیروهای اینرسی در مدل لحاظ نشده است. مقایسه انرژی جنبشی و درونی در ۴-۱۱ مشاهده می شود.



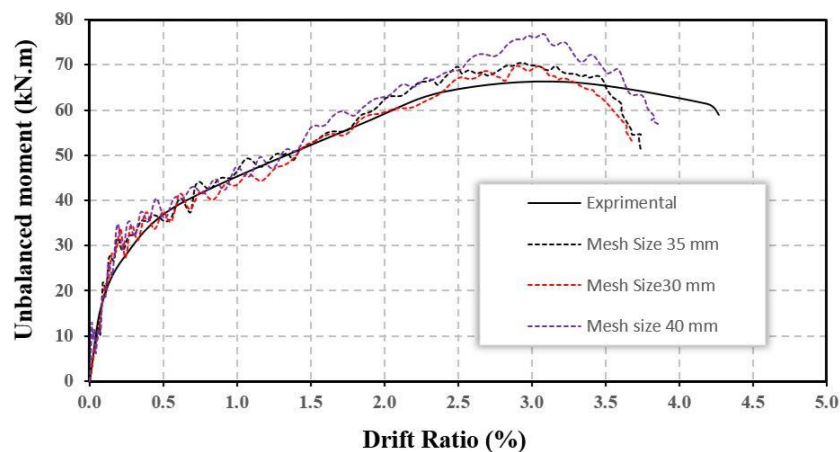
شکل ۴-۱۱: مقایسه انرژی داخلی و جنبشی

همان طور که در شکل مشاهده می شود انرژی جنبشی مدل در طول تحلیل همواره کمتر از میزان انرژی درونی می باشد. در نتیجه می توان به پاسخ های بدست آمده با استفاده از حلگر صریح اطمینان کرد. برای دستیابی به یک مدل تحلیلی مناسب که مطابقت خوبی با مدل آزمایشگاهی داشته باشد، مدل های مختلف ساخته شد. تاثیر پارامترهای مختلف از جمله اندازه مش، زاویه اتساع، مدل های رفتاری مختلف و... در این مدل ها مورد بررسی قرار گرفت و در نهایت مناسب ترین موارد انتخاب گردید.

۴-۲-۳-۱ تحلیل حساسیت نسبت به مش بندی

ابعاد مش بندی در سازه های بتنی یکی از عوامل موثر در دستیابی به جواب دقیق می باشد. در سازه های بتنی معمولاً ابعاد مش برابر با متوسط ابعاد سنگدانه ها در نظر گرفته می شود. به منظور تحلیل حساسیت مدل به مش بندی و دستیابی به یک مش بندی بهینه، مدل ساخته شده با ابعاد مش ۳۰، ۳۵ و

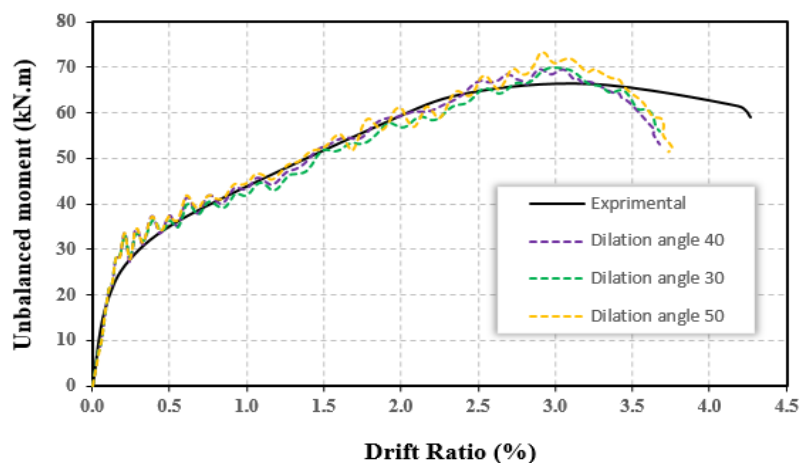
۴۰ میلیمتر مورد تحلیل قرار گرفت و نمودارهای لنگر در برابر دررفت نمونه عددی با ابعاد مش متفاوت با نمونه آزمایشگاهی مقایسه گردید که در شکل ۴-۱۲ نشان داده شده است. با توجه به مقایسه صورت گرفته از مش‌های مکعبی به ابعاد ۳۰ میلیمتر استفاده گردید.



شکل ۴-۱۲: بررسی تاثیر ابعاد مش بندی بر منحنی لنگر نامتعادل در مقابل نسبت دررفت

۴-۲-۳-۲ تحلیل حساسیت نسبت به زاویه اتساع

همانطور که در فصل سوم بیان شد، زاویه اتساع از جمله پارامترهای ورودی به نرم افزار جهت تعریف رفتار بتن می‌باشد. بر طبق مطالعات پیشین مقادیر مختلفی برای زاویه اتساع ارائه شده است که این موضوع نشان دهنده تاثیر این پارامتر در رفتار مدل‌های ساخته شده در نرم افزار می‌باشد. مقدار این زاویه معمولاً بین ۲۰ تا ۴۰ درجه گزارش شده است. با این وجود هوانگ در سال ۲۰۱۲ [۵۱] از مقدار ۵۰ درجه برای مدلسازی دال پیش‌تنیده در نرم افزار آباکوس استفاده کرد و به جواب‌های مناسبی دست پیدا کرد. در این بخش از سه زاویه اتساع ۳۰، ۴۰ و ۵۰ درجه برای بتن استفاده شده است و نتایج بدست آمده با نتایج حاصل از مدل آزمایشگاهی مقایسه شده است. مقایسه نمودارهای لنگر در مقابل درصد دررفت نمونه عددی با زاویه اتساع‌های مختلف و نمونه آزمایشگاهی در شکل ۴-۱۳ نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۳: بررسی تاثیر زاویه اتساع بر منحنی لنگر نامتعادل در مقابل نسبت دررفت

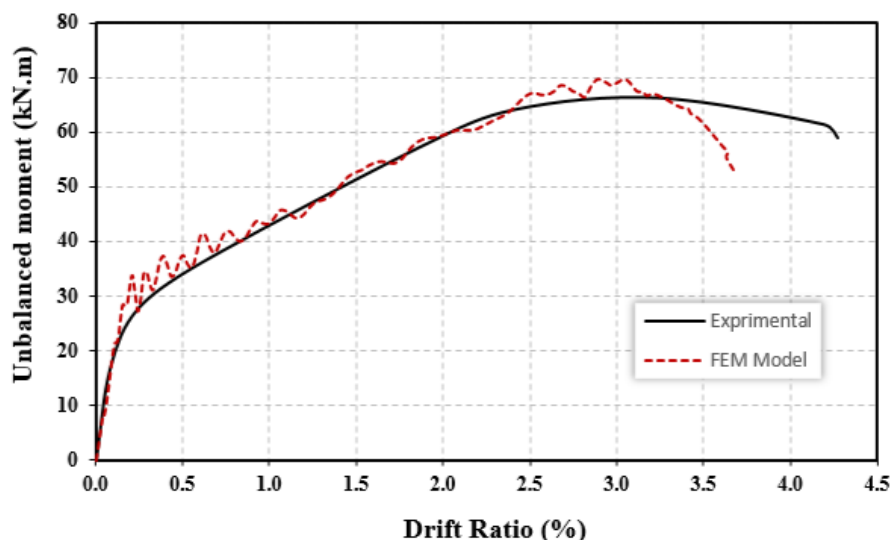
نتایج نشان می‌دهد زاویه اتساع ۴۰ درجه بهترین جواب را ارائه می‌دهد بنابراین از این مقدار برای زاویه اتساع استفاده شده است.

۴-۲-۴ مقایسه نتایج مدل اجزا محدود و آزمایشگاهی

پس از بررسی موارد مختلف و انتخاب پارامترهای مناسب برای مدلسازی، در این بخش نمودارهای لنگر در مقابل درصد دررفت نمونه عددی با مدل آزمایشگاهی مقایسه می‌گردد.

۴-۲-۴-۱ مقایسه نمودار لنگر - دررفت

نمودار لنگر نامتعادل ناشی از بار جانبی در مرکز ستون در مقابل نسبت جابجایی نسبی جانبی مدل اجزا محدود و مدل آزمایشگاهی در شکل ۴-۱۳ نشان داده شده است. مقایسه نمودار پوش حاصل از نمونه آزمایشگاهی با نمودار بدست آمده از مدل اجزا محدود نشان دهنده تطابق خوب آن‌ها با یکدیگر می‌باشد. در ابتدای تحلیل، نمونه عددی دارای سختی بیشتری نسبت به مدل آزمایشگاهی می‌باشد به نحوی که در دررفت ۰/۲۵ درصد حداکثر لنگر در نمونه آزمایشگاهی ۲۸ کیلونیوتن متر و در نمونه عددی ۳۲ کیلونیوتن متر می‌باشد. از دررفت ۰/۵ درصد تا ۳ درصد مطابقت خوبی مشاهده می‌شود.



شکل ۴-۱۴: مقایسه نمودار لنگر در مقابل دریفت نمونه عددی و آزمایشگاهی

نمونه آزمایشگاهی در دریفت $3/23$ درصد دچار افت ظرفیت تحمل لنگر شده و گسیختگی ناشی از برش پانچ در بارگذاری منفی و در دریفت $3/3$ درصد اتفاق می‌افتد. علت اندکی سختی اولیه بیشتر مدل اجزا محدود نسبت به مدل آزمایشگاهی می‌تواند به دلایلی از جمله مدفون و بدون لغزش در نظر گرفتن میلگردها در مدل عددی، بروز ترک‌های ریز اولیه در مدل آزمایشگاهی و یا تفاوت در شرایط و نحوه بارگذاری باشد. همچنین بعد از دریفت $3/23$ درصد شاهد افت ظرفیت تحمل لنگر نمونه در مدل عددی هستیم، اما با این وجود مدل عددی و آزمایشگاهی تا نسبت دریفت $3/23$ درصد مطابقت بسیار خوبی با یکدیگر دارند.

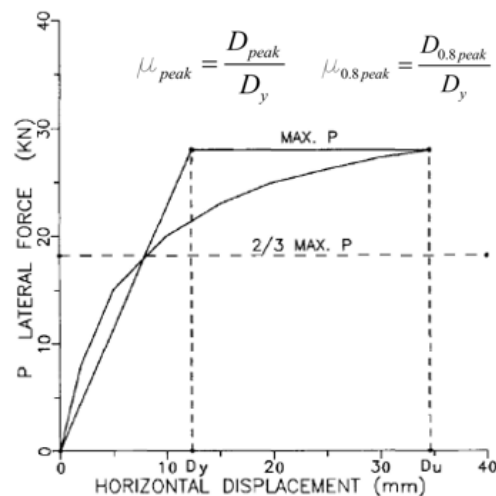
با توجه به اینکه به علت استفاده از حلگر صریح و پیچیدگی‌های مدل در اندرکنش‌ها نمودار لنگر-دریفت نمونه اجزا محدود دارای نقطه تسلیم مشخصی نمی‌باشد. به همین دلیل، برای مقایسه بهتر بین مدل اجزا محدود و مدل آزمایشگاهی از نمودارهای دو خطی شده استفاده شده است. نحوه دو خطی کردن نمودارها با استفاده از روش پن و موهل، پرستلی و پائولی و یانگ در بخش بعد توضیح داده شده است.

۴-۲-۲-۴ دو خطی کردن نمودارها و بررسی نتایج

روش‌های مختلفی جهت دو خطی کردن نمودارها توسط محققین ارائه شده است. از متداول‌ترین این روش‌ها، روش پن و موهل، روش پرستلی و پائولی و روش یانگ است که در ادامه تشریح خواهد شد. در این بخش برای مقایسه بهتر نتایج از نمودارهای نیرو-تغییر مکان دو خطی شده به هر سه روش پن و موهل، پرستلی و پائولی و یانگ استفاده شده است.

روش پن و موهل [۵۵]

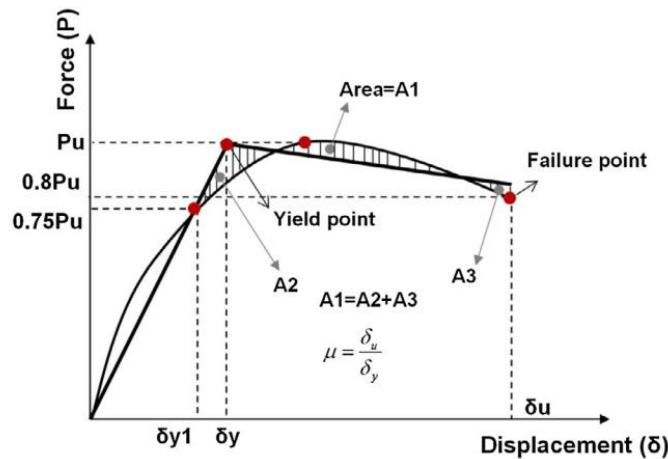
پن و موهل در سال ۱۹۸۹ روشی را جهت دو خطی کردن نمودارها در دال‌های تخت ارائه دادند [۵۵]. در روش ارائه شده توسط این محققین جهت بدست آوردن جابجایی نظیر تسلیم، خطی از مبدا مختصات و گذرنده از $0.66P_u$ بر روی منحنی ترسیم شده و تا نقطه P_u امتداد می‌یابد. سپس از نقطه، خط دوم یا به صورت افقی و یا به گونه‌ای ترسیم می‌شود که مساحت ناحیه محصور بین دو منحنی در بالا و پایین برابر شود. همچنین می‌توان جابجایی نهایی را نقطه‌ای معادل ۲۰ درصد افت نیرو در نظر گرفت.



شکل ۴-۱۵: نقاط مهم بر روی منحنی نیرو جابجایی در روش پن و موهل [۵۵]

روش پرستلی و پائولی [۵۶]

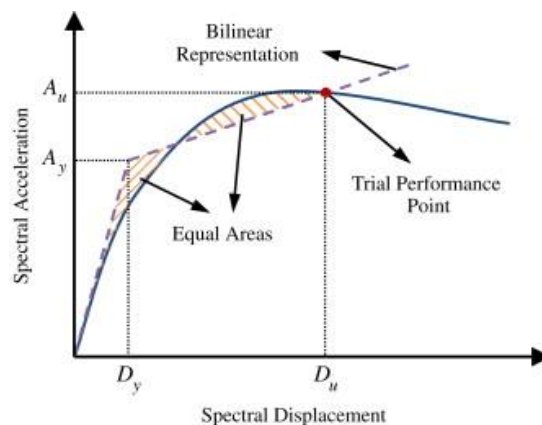
پرستلی و پائولی در سال ۱۹۹۲ روشی را برای دو خطی کردن نمودارها در سازه‌های بتن آرمه ارائه دادند. برای بدست آوردن جابجایی نظیر تسلیم در روش پرستلی و پائولی، خطی از مبدا مختصات و گذرنده از $0.75P_u$ در روی منحنی پوش‌آور ترسیم می‌شود و تا P_u امتداد داده می‌شود. برای بدست آوردن جابجایی نهایی نیز مطابق شکل ۴-۱۶ و مشابه روش پن و موهل، خط دوم به گونه‌ای رسم می‌شود که مساحت محصور بین منحنی پوش‌آور و دو خطی در بالا و پایین یکسان شود. این کار را می‌توان با آزمون و خطا انجام داد. طبق رویکرد ارائه شده توسط پارک، می‌توان مقدار جابجایی نهایی را نقطه معادل با افت ۲۰٪ نیروی حداکثر در نظر گرفت [۵۷].



شکل ۴-۱۶: نقاط مهم بر روی منحنی نیرو جابجایی در روش پرستلی و پائولی [۵۸]

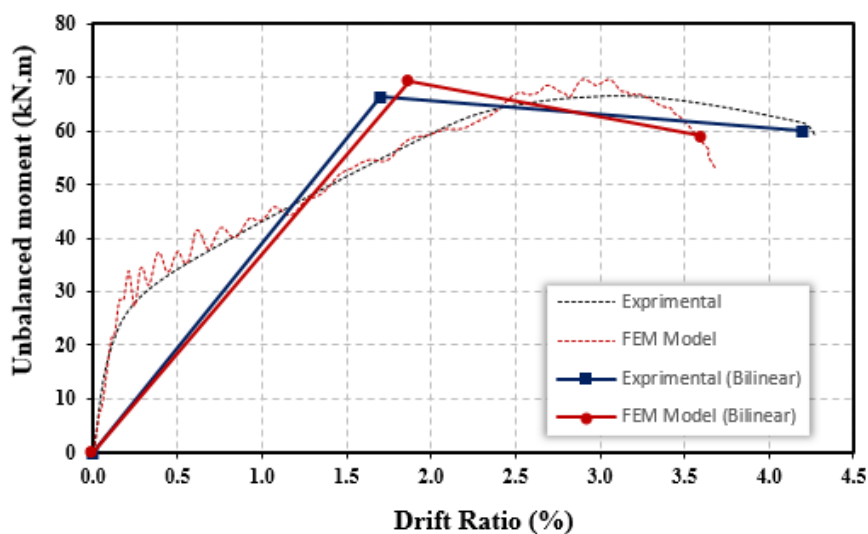
روش یانگ [۵۹]

در روش یانگ سختی اولیه نمودار دو خطی منطبق بر سختی اولیه نمودار اصلی می‌باشد. این روش بیشتر برای المان‌هایی که دارای سختی اولیه بالا هستند به کار می‌رود. مطابق این روش ابتدا خطی منطبق بر سختی الاستیک اولیه از مبدا نمودار ترسیم شده و تا نقطه تسلیم ادامه می‌یابد سپس خط دوم از نقطه تسلیم به نقطه حداکثر مقدار نیرو یا لنگر متصل می‌شود. جابجایی نظیر تسلیم در روش یانگ به گونه‌ای بدست می‌آید که سطح زیر نمودار دو خطی و نمودار اصلی یکسان باشد [۵۹].



شکل ۴-۱۷: دو خطی کردن نمودارها به روش یانگ [۶۰]

با توجه به موارد ذکر شده در بالا، نمودارها ابتدا با استفاده از روش پن و موهل ایده آل سازی شده اند. نمودارهای عددی و آزمایشگاهی دو خطی شده به روش پن و موهل در شکل ۴-۱۸ نشان داده شده است.

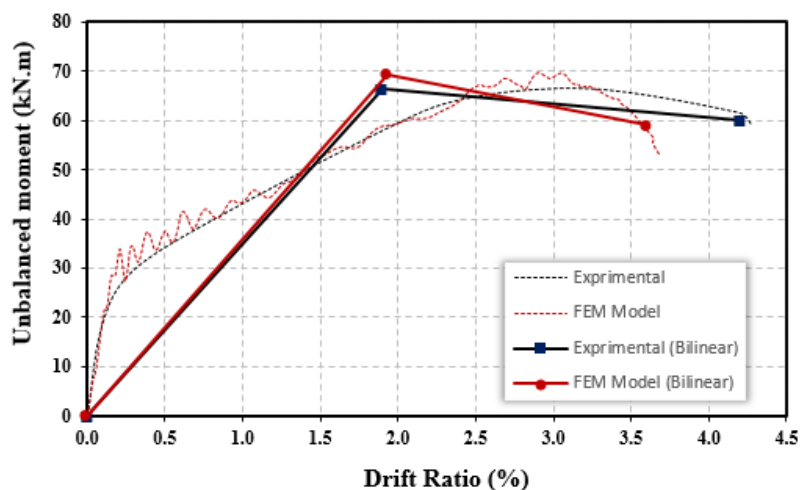


شکل ۴-۱۸: مقایسه نمودارهای دو خطی شده به روش پن و موهل در مدل اجزا محدود و آزمایشگاهی

جدول ۴-۳: مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی با استفاده از روش پن و موهل

نتایج	حداکثر لنگر	دریافت متناظر با تسلیم (%)	دریافت نهایی (%)	دریافت متناظر با ۲۰٪ افت لنگر
آزمایشگاهی	۶۶/۳	۱/۷	۳/۲۳	۴/۲
عددی	۶۹/۳	۱/۸۷	۳/۰۸	۳/۶
درصد خطا	۴/۵	۱۰	۴/۸	۱۶/۶۷

سپس نمودارها با استفاده از روش پرستلی و پائولی نیز دو خطی شده اند. نمودارهای دوخطی مدل اجزا محدود و آزمایشگاهی در شکل ۴-۱۹ نمایش داده شده است.



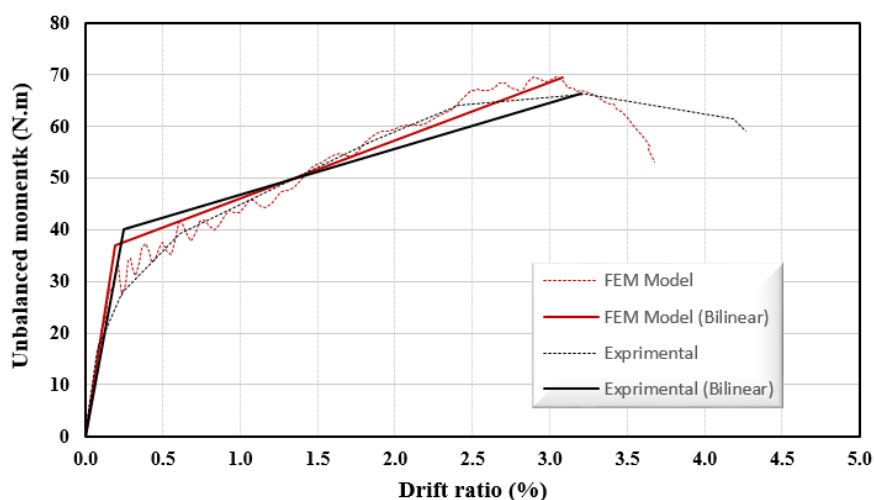
شکل ۴-۱۹: مقایسه نمودارهای دو خطی شده به روش پرستلی و پائولی در مدل اجزا محدود و آزمایشگاهی

مقایسه نتایج کمی مدل آزمایشگاهی و عددی در جدول ۴-۴ ارائه شده است.

جدول ۴-۴: مقایسه نتایج مدل آزمایشگاهی و عددی با استفاده از روش پرستلی و پائولی

دریافت متناظر با دریافت نهایی (%)	دریافت متناظر با تسلیم (%)	حداکثر لنگر	نتایج
۴/۲	۳/۲۳	۶۶/۳	آزمایشگاهی
۳/۶	۳/۰۸	۶۹/۳	عددی
۱۶/۶۷	۴/۸	۴/۵	درصد خطا

همانگونه که در شکل ۴-۱۹ مشاهده می‌شود سختی منحنی دو خطی حدود ۰/۲ سختی اولیه منحنی اصلی می‌باشد. علت این موضوع این است که روش پرستلی و پائولی از سختی موثر جهت دو خطی کردن نمودارها استفاده می‌کند در حالی که در روش یانگ سختی اولیه ملاک قرار می‌گیرد. برای دو خطی کردن نمودارها در سازه‌های بتنی معمولاً از سختی موثر و روش پرستلی و پائولی یا روش پن و موهل استفاده می‌شود. روش پرستلی و پائولی معمولاً برای قاب‌های بتنی و روش پن و موهل برای دال‌های تخت به کار می‌رود اما به منظور مقایسه دقیق تر نتایج بر مبنای سختی اولیه، نمودارهای لنگر در برابر دریفت نمونه عددی و آزمایشگاهی با استفاده از روش یانگ نیز دو خطی شده اند. شکل ۴-۲۰ نمودارهای دو خطی شده به روش یانگ را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۲۰: مقایسه نمودارهای عددی و آزمایشگاهی دو خطی شده با استفاده از روش یانگ

مقایسه کمی نتایج عددی و آزمایشگاهی با استفاده از روش یانگ در جدول ۴-۵ ارائه شده است.

جدول ۴-۵: مقایسه کمی نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی با استفاده از روش یانگ

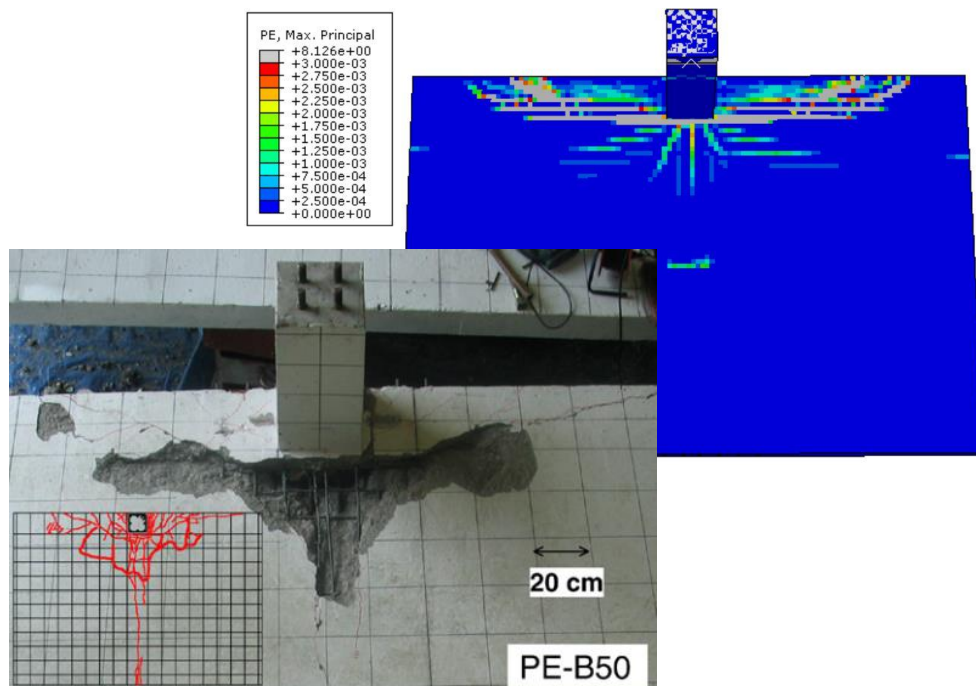
دریافت نهایی (%)	دریافت متناظر با تسلیم (%)	لنگر تسلیم شدگی (kN.m)	حداکثر لنگر (kN.m)	نتایج
۳/۲۳	۰/۲۵	۳۷	۶۶/۳	آزمایشگاهی
۳/۰۸	۰/۱۹	۴۰	۶۹/۳	عددی
۴/۸	۳/۱	۸/۱	۴/۵	درصد خطا

مقایسه نتایج مدل اجزا محدود و مدل آزمایشگاهی با استفاده از هر سه روش پن و موهل، پرستلی پائولی و یانگ نشان دهنده تطابق خوب نتایج دو مدل می باشد. با توجه به اینکه برای دو خطی کردن نمودارها در دال های تخت معمولاً از روش پن و موهل استفاده می شود، برای تمام نمونه ها از این روش برای دو خطی کردن نمودارها استفاده شده است. با وجود اینکه در فصل پنجم سیستم دال به سیستم دال با تیر عریض (قاب بندی شده) تبدیل می شود اما از جنبه مقایسه ای برای دو خطی کردن تمامی نمونه ها در این پژوهش از روش پن و موهل استفاده شده است.

۴-۲-۳-۴ مقایسه الگوی ترک خوردگی

مطابق با نمونه آزمایشگاهی ترک های خمشی در دریفت ۰/۲ درصد پدید آمد. در دریفت ۰/۷۵ درصد

اولین ترک‌های پیچشی مشاهده شد و شروع به گسترش یافتن کرد. در دریافت ۱/۲ درصد ترک‌های خمشی شدید بوجود آمد. در دریافت ۳/۳ درصد نمودار دچار افت گردید. نحوه ترک خوردگی در نمونه عددی و مقایسه آن با نمونه آزمایشگاهی در شکل ۴-۲۱ نشان داده شده است.



شکل ۴-۲۱: مقایسه الگوی ترک خوردگی نمونه آزمایشگاهی و عددی

با توجه به شکل ۴-۲۱ الگوی ترک خوردگی در نمونه عددی و آزمایشگاهی در حالت کلی مشابه همدیگر است اما به علت اینکه بارگذاری در مدل آزمایشگاهی به صورت چرخه‌ای و در مدل عددی به صورت یک جهته می‌باشد اختلاف در الگوی ترک خوردگی دو نمونه مشاهده می‌شود.

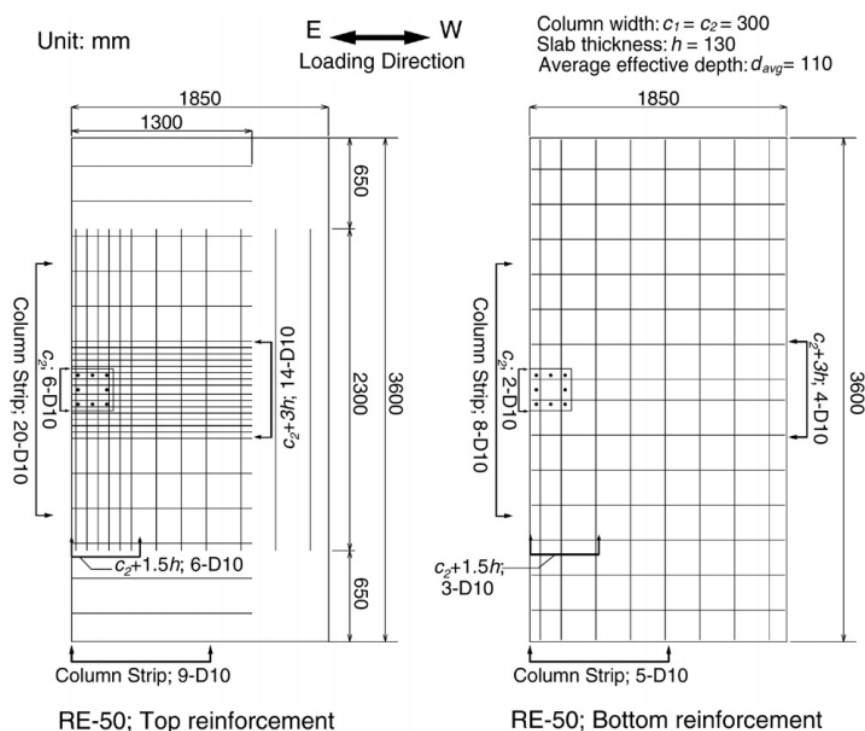
۴-۳ مدل‌سازی اتصال دال معمولی به ستون بتن مسلح

در این بخش، یک نمونه اتصال دال به ستون بتن مسلح (غیر پیش‌تنیده) که توسط هان و همکاران [۱۳] در سال ۲۰۰۶ مورد آزمایش قرار گرفته است نیز در نرم افزار اجزا محدود آباکوس مورد صحت سنجی قرار می‌گیرد. در ادامه جزئیات مدل آزمایشگاهی و مدل ساخته شده در نرم افزار تشریح خواهد شد و مقایسه بین نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی انجام خواهد گرفت.

۴-۳-۱ جزئیات مدل آزمایشگاهی هان و همکاران

نمونه مورد آزمایش بخشی از یک ساختمان ۱۰ طبقه در منطقه با خطر لرزه‌ای بالا می‌باشد که از دیوار برشی جهت مقابله با بارهای جانبی و از دال تخت برای مقابله با بارهای ثقلی استفاده شده است. دال بتنی مورد مطالعه دارای ابعاد 3600×1850 و ضخامت ۱۳۰ میلیمتر در مقیاس دو سوم می‌باشد. نمونه به نام RE-50 نامگذاری شده است. میزان برش ثقلی وارد شده به اتصال، تقریباً برابر ۵۰٪ مقاومت برشی اسمی اتصال است. ($\frac{V_g}{\phi V_c} = 0.5$). جزئیات آرماتورگذاری شبکه بالا و پایین نمونه RE-50 در شکل ۴-۲۲ نشان داده شده است.

بارگذاری جانبی چرخه‌ای بر روی مدل با استفاده از یک جک هیدرولیکی با ظرفیت ۲۵۰ کیلونیوتن به صورت جابجایی کنترل به بالای ستون اعمال شد. همچنین پای ستون مفصل شده و جابجایی عمودی انتهای دال بسته شد. خصوصیات مصالح به کار رفته در آزمایش شامل بتن و میلگرد مطابق بخش قبل و جدول ۴-۱ می‌باشد.



شکل ۴-۲۲: جزئیات آرماتورگذاری مدل RE-50 در آزمایش هان و همکاران [۱۳]

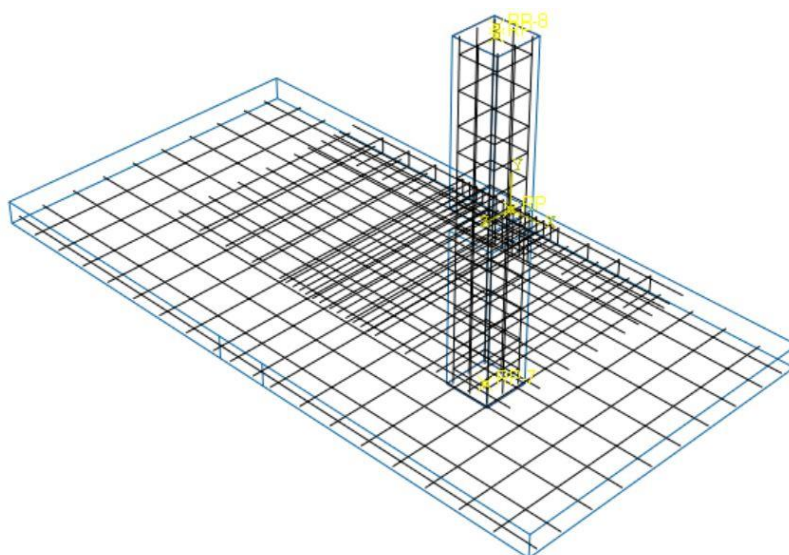
۴-۳-۲ جزئیات مدل اجزا محدود

به منظور صحت سنجی مدل آزمایشگاهی، ابتدا هندسه مدل شامل ابعاد هندسی و جزئیات

آرماتورگذاری به طور دقیق ساخته و سرهم بندی می‌شود سپس مصالح به کار رفته در آزمایش، در مدل عددی تعریف و به هر عضو اختصاص داده می‌شود. در ادامه اندرکنش میان اعضا و شرایط مرزی و بارگذاری مدل اختصاص یافته و مش بندی صورت می‌گیرد و در نهایت با انتخاب حلگر مناسب سازه تحلیل می‌شود. در این تحقیق به منظور مقایسه بهتر و دقیق تر نتایج با حالت پس کشیده، مانند بخش قبل از حلگر صریح به منظور تحلیل مدل عددی استفاده شده است.

۴-۳-۱ ساخت هندسه مدل

هندسه مدل که شامل ابعاد دال و ستون، محل قرار گیری مفاصل و تعداد و محل قرار گیری آرماتورها دقیقاً مشابه نمونه آزمایشگاهی ساخته شده است. هندسه مدل ساخته شده در نرم افزار آباکوس در شکل ۴-۲۳ نشان داده شده است.



شکل ۴-۲۳: هندسه مدل RE-50 ساخته شده در نرم افزار آباکوس

۴-۳-۲ تعریف و اختصاص مصالح

به منظور مدلسازی رفتار بتن از مدل پلاستیسیته آسیب بتن استفاده شده است که جزئیات آن در فصل سوم تشریح شد. همچنین برای تعریف رفتار فشاری بتن مشابه بخش قبل از مدل ترنفلد و برای رفتار کششی بتن از مدل رفتاری وانگ و سو استفاده شده است. پارامترهای مورد نیاز جهت تعریف رفتار بتن در مدل پلاستیسیته آسیب نیز در جدول ۴-۶ ارائه شده است

جدول ۴-۶: پارامترهای ورودی به نرم افزار در مدل پلاستیسیته آسیب بتن

نام پارامتر	نماد	مقدار
خروج از مرکزیت	ϵ	۰/۱
نسبت تنش	f_{b0}/f_{c0}	۱/۱۶
ضریب شکل	K_c	۰/۶۶۷
ویسکوزیته	μ	۰/۰۰۱
زاویه اتساع	ψ	۴۰

با توجه به در اختیار داشتن رفتار مکانیکی مصالح، برای مدلسازی رفتار میلگردها، از یک مدل الاستو پلاستیک کامل استفاده شده است. جزئیات این مدل در فصل سوم تشریح شده است.

۴-۳-۲-۳ اندرکنش میان اعضا

به منظور مدلسازی اندرکنش میان بتن و میلگردها از قید مدفون سازی در نرم افزار آباکوس استفاده شده است. با استفاده از این قید آرماتورها در بتن مدفون شده و گره‌های آن با گره‌های المان‌های بتنی سازگار می‌شود.

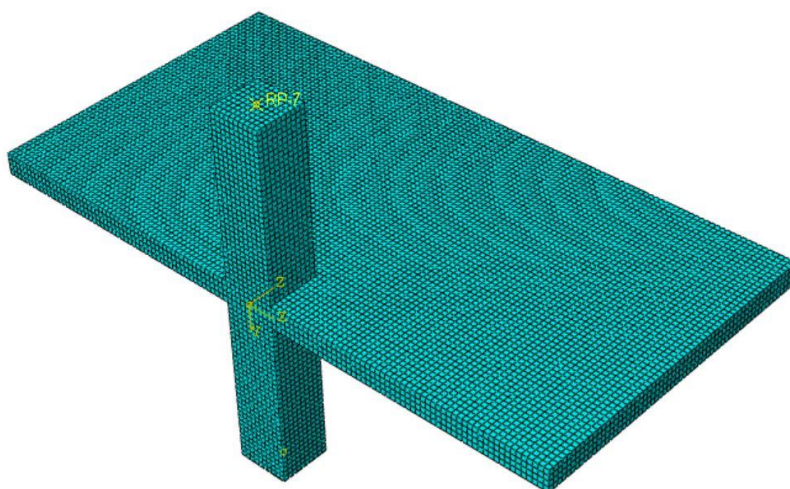
۴-۳-۲-۴ شرایط مرزی و بارگذاری

با توجه به نمونه آزمایشگاهی تمام درجات آزادی انتهای دال به جز جابجایی افقی، بسته شد. همچنین بار ثقلی وارد بر سطح دال و بار محوری ستون نیز مطابق نمونه آزمایشگاهی مدل شد. پایین ستون مفصل شد و بار جانبی به صورت جابجایی کنترل به میزان ۹۲ میلیمتر به صورت گام نرم^۱ به یک نقطه مرجع که به سطح بالای ستون کوپل شده است، اعمال گردید.

۴-۳-۲-۵ نوع المان‌ها و مش بندی

برای بتن از المان‌های پیوسته هشت گرهی با سه درجه آزادی انتقالی و انتگرال گیری کاهش یافته استفاده شده است و برای میلگردها از المان‌های خرپای دو گرهی استفاده شده است. جهت مش بندی مدل مشابه نمونه دال پس کشیده از مشی با ابعاد ۳۰ میلیمتر استفاده شده است که بهترین نتایج را ارائه می‌دهد. نمونه مش بندی شده در شکل ۴-۲۴ نشان داده شده است.

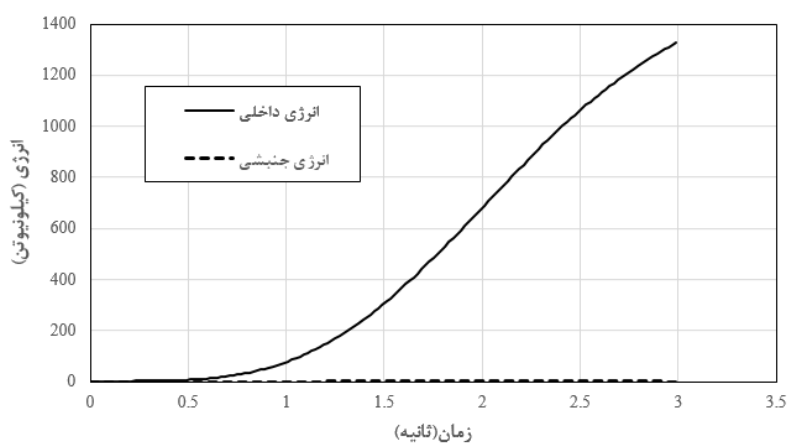
^۱ Smooth step



شکل ۴-۲۴: مش بندی مدل RE-50

۳-۳-۴ بررسی صحت نتایج

جهت اطمینان از صحت نتایج بدست آمده از مدل عددی در حلگر صریح باید مقادیر انرژی جنبشی و انرژی داخلی مدل در طول تحلیل مقایسه شود. در صورتی که انرژی جنبشی مدل کمتر از ۱۰٪ انرژی داخلی باشد نشان دهنده این است که حل به صورت شبه استاتیکی انجام شده و می‌توان با جواب‌های حاصله اطمینان داشت.



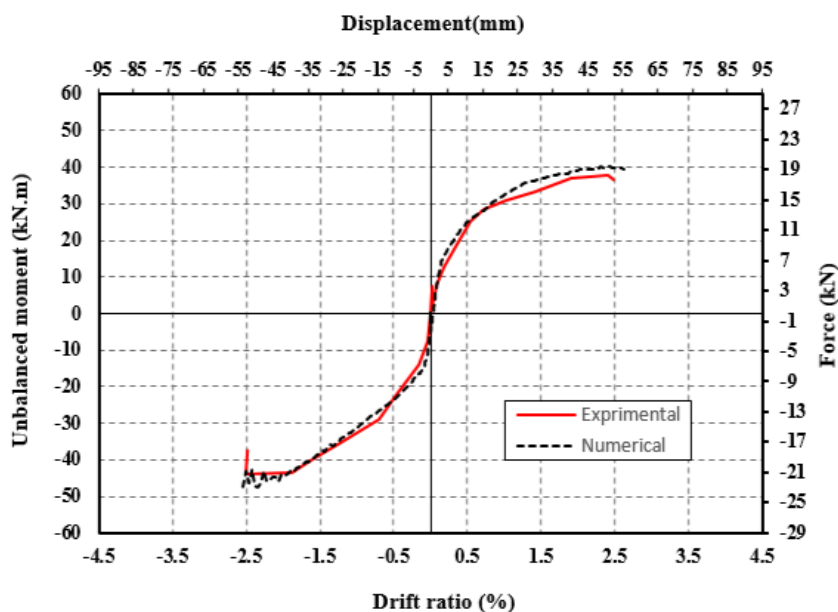
شکل ۴-۲۵: مقایسه انرژی جنبشی و داخلی مدل در هنگام تحلیل مدل RE-50

مقایسه انرژی جنبشی و داخلی مدل عددی در شکل ۴-۲۵، نشان می‌دهد که در طول تحلیل همواره شرط فوق برقرار است.

۴-۳-۱ مقایسه نمودار نیرو- تغییر مکان و لنگر-دریافت

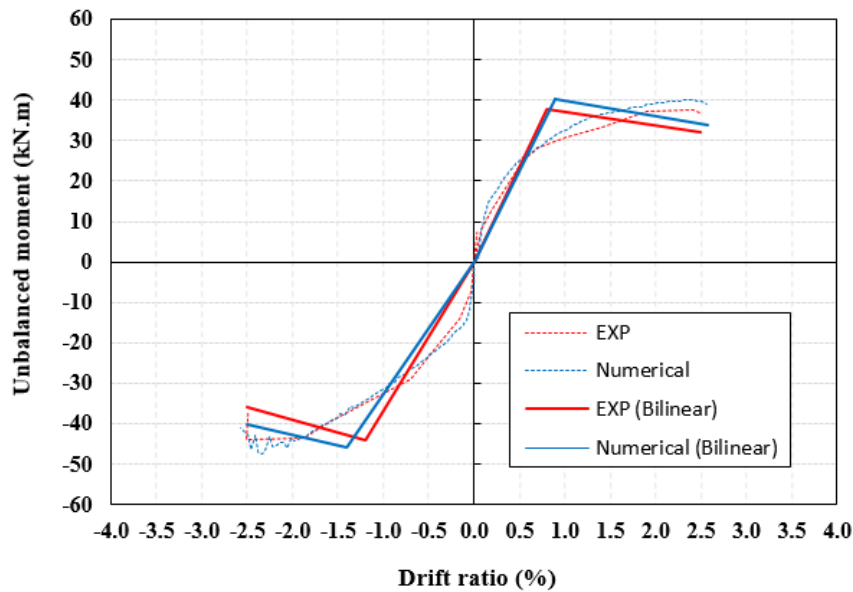
نمودارهای لنگر نامتعادل در مقابل درصد دریافت و نیرو در برابر جابجایی مدل عددی و آزمایشگاهی در شکل ۴-۲۶ نشان داده شده است.

همانطور که مشاهده می‌شود مدل عددی مطابقت بسیار خوبی با مدل آزمایشگاهی داد. در بارگذاری مثبت و منفی در ابتدای بارگذاری سختی نمونه عددی اندکی بیشتر از نمونه آزمایشگاهی است که ممکن است به علت عدم در نظر گیری لغزش آرماتورها باشد.



شکل ۴-۲۶: مقایسه نمودارهای مدل عددی و آزمایشگاهی نمونه RE-50

همچنین قبل از گسیختگی برش پانچ در دریافت ۲/۵٪ و جابجایی حدود ۵۵ میلیمتر نمونه عددی در بارگذاری مثبت ۱۹ کیلونیوتن و نمونه آزمایشگاهی ۱۸ کیلونیوتن نیرو تحمل می‌کند که نشان دهنده خطایی در حدود ۵ درصد می‌باشد. این موضوع می‌تواند به علت اختلاف در نحوه بارگذاری باشد. زیرا مدل آزمایشگاهی به صورت چرخه‌ای و مدل عددی به صورت یک جهته بارگذاری شده است. در جهت منفی نیز مطابقت بسیار خوبی تا لحظه گسیختگی مدل مشاهده می‌شود. در دریافت ۲٪ به بعد نیز نمونه عددی اندکی سخت تر از نمونه آزمایشگاهی می‌باشد. جهت مقایسه بهتر نتایج مدل عددی با مدل آزمایشگاهی نمودارهای لنگر در برابر دریافت با استفاده از روش پن و موهل دو خطی شده اند. این نمودارها در شکل ۴-۲۷ نشان داده شده است.



شکل ۴-۲۷: مقایسه نمودارهای دوخطی مدل عددی و آزمایشگاهی

مقایسه کمی نتایج در جدول ۴-۷ ارائه شده است.

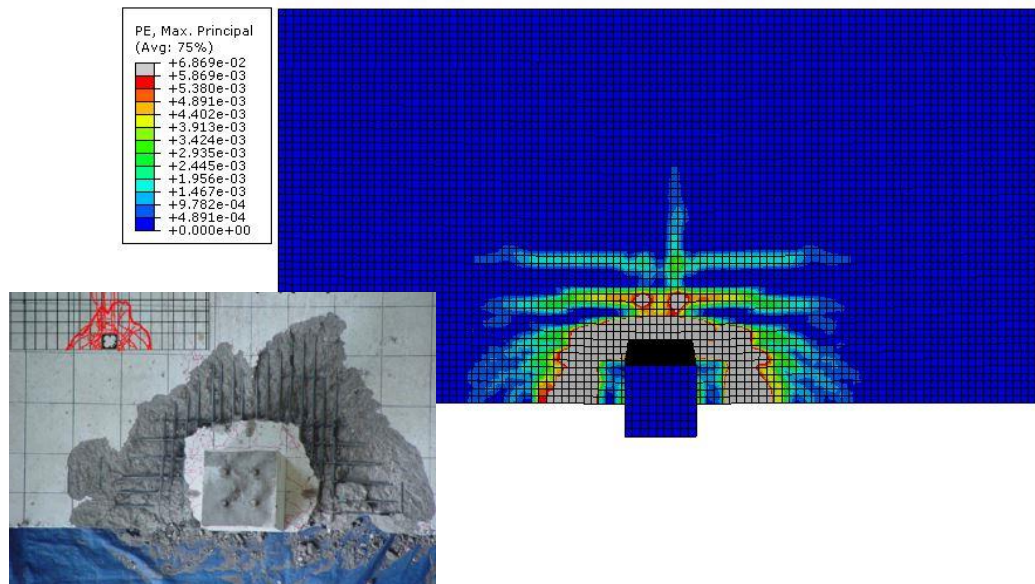
جدول ۴-۷: مقایسه نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی

دریافت نهایی (%)		دریافت متناظر با تسلیم (%)		حداکثر لنگر (kN.m)		نتایج
				-	+	
-	+	-	+	-۴۴	۳۷/۷	آزمایشگاهی
۲/۵	۲/۵	-۱/۲	۰/۸	-۴۶/۹	۴۰/۰۵	عددی
۲/۵۷	۲/۵۷	-۱/۴	۰/۹	۶/۵	۶/۲	درصد خطا
۲/۸	۲/۸	۱۶/۶	۱۲/۵			

۴-۳-۳-۲ مقایسه الگوی ترک خوردگی

مقایسه الگوی ترک خوردگی در نمونه عددی و آزمایشگاهی مطابقت بسیار خوبی را نشان می‌دهد. در نمونه آزمایشگاهی با افزایش تغییر مکان اعمالی به بالای ستون، ترک‌های پیچشی با زاویه ۴۵ درجه از کنار ستون شروع به گسترش یافتن می‌کنند و در نهایت دال در دریفت ۲/۵٪ دچار گسیختگی برش پانچ می‌شود. در مدل عددی نیز ترک خوردگی از بر ستون شروع شده و با زاویه ۴۵ درجه به اطراف ستون

گسترش می‌یابد. مقایسه الگوی ترک خوردگی نمونه عددی و آزمایشگاهی در شکل ۴-۲۸ نشان داده شده است



شکل ۴-۲۸: مقایسه الگوی ترک خوردگی نمونه عددی و آزمایشگاهی مدل RE-50

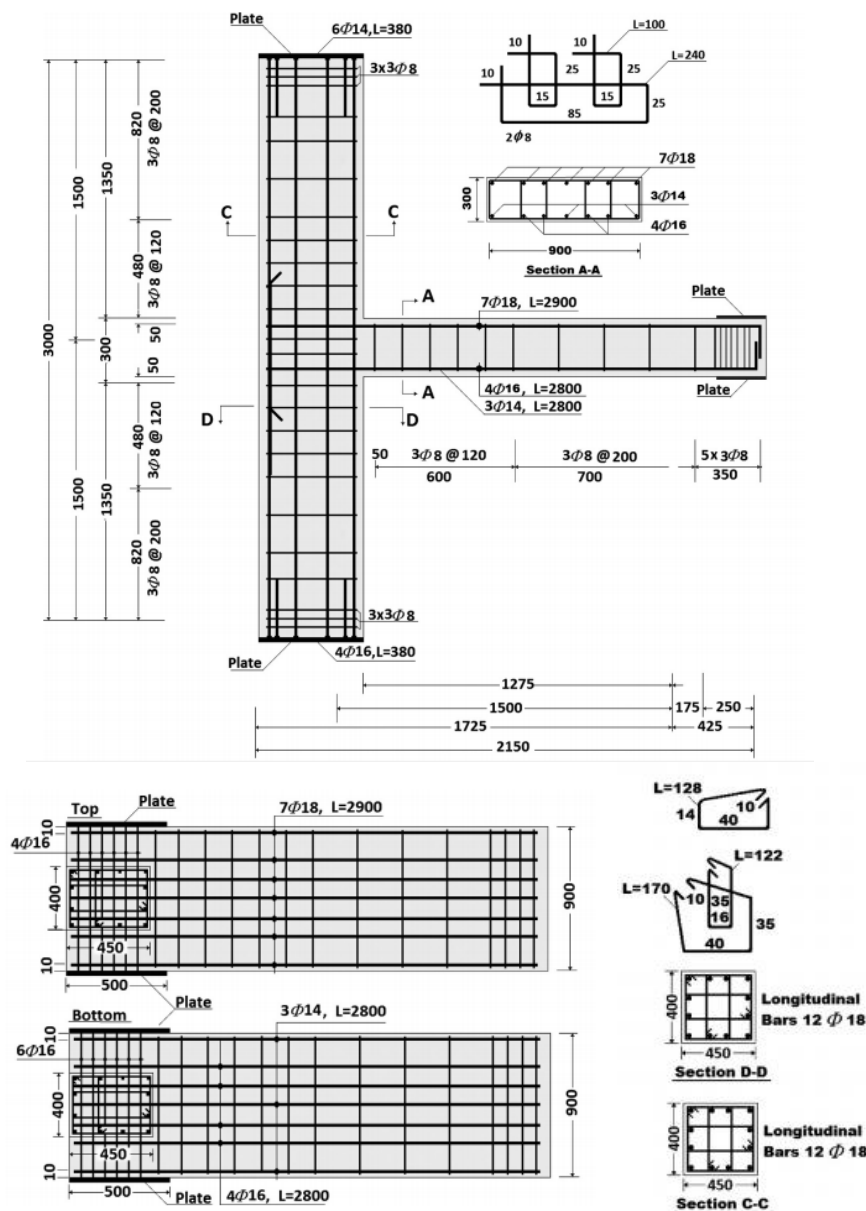
۴-۴ مدل‌سازی اتصال تیر عریض به ستون بتن مسلح

در این بخش یک نمونه اتصال تیر عریض به ستون بتن مسلح که قبلاً توسط فدوا و همکارانش [۱۳] مورد آزمایش قرار گرفته است، مدل‌سازی و صحت‌سنجی می‌گردد. در این مدل نیز مانند مدل‌سازی اتصال دال پس‌کشیده به ستون از حلگر صریح برای حل مسئله شبه‌استاتیکی استفاده شده است. از نتایج صحت‌سنجی مدل تیر عریض در این بخش، به منظور دستیابی به اهداف پژوهش، در فصل پنجم مورد استفاده قرار خواهد گرفت.

۴-۴-۱ جزئیات مدل آزمایشگاهی فدوا و همکاران

در آزمایشی که در سال ۲۰۱۴ توسط فدوا و همکارانش انجام شد، چهار نمونه اتصال تیر به ستون بتن مسلح با مقیاس کامل، مورد آزمایش قرار گرفت. دو نمونه از این اتصالات، اتصال کناری و دو نمونه اتصال

میانی با تیرهای معمولی و عریض بودند. اتصالات موجود از دو ساختمان ده طبقه با سیستم دیوار برشی معمولی به همراه قاب خمشی متوسط که با استفاده از نسخه سال ۲۰۰۶ آیین نامه سوریه (وابسته به آیین نامه‌های ACI318 و ACI352-R02) طراحی شده بودند، انتخاب شده و در آزمایشگاه تحت آزمایش بارگذاری چرخه ای شبه الاستاتیک، قرار گرفتند. اتصال کناری همراه با تیر عریض (EWBCC) جهت مدلسازی و صحت سنجی در پژوهش حاضر، انتخاب شده است. ابعاد و جزئیات آرماتور گذاری این نمونه در شکل ۴-۲۹ نشان داده شده است



شکل ۴-۲۹: جزئیات ابعاد و آرماتور گذاری نمونه EWBCB [۶۱]

مقطع تیر عرضی 900×300 میلی متر در نظر گرفته شده است. مقدار 900 میلی متر برای عرض تیر از حداکثر مقدار مجاز تعیین شده در آیین نامه ACI318-99 تجاوز می کند ($b_c + 1.5h_b = 850 \text{ mm}$). اما از آن چه در آیین نامه های ACI352R-02 ، ACI318-08 و ACI318-11 برای مقدار مجاز عرض تیر عنوان شده، کمتر است. ($b_c + 1.5h_c = 1075 \text{ mm}$) در این نمونه از بتن با مقاومت فشاری $28/73$ مگاپاسکال و مقاومت کششی $2/68$ مگاپاسکال استفاده شد. جزئیات مصالح به کار برده شده در این آزمایش در جداول زیر آمده است.

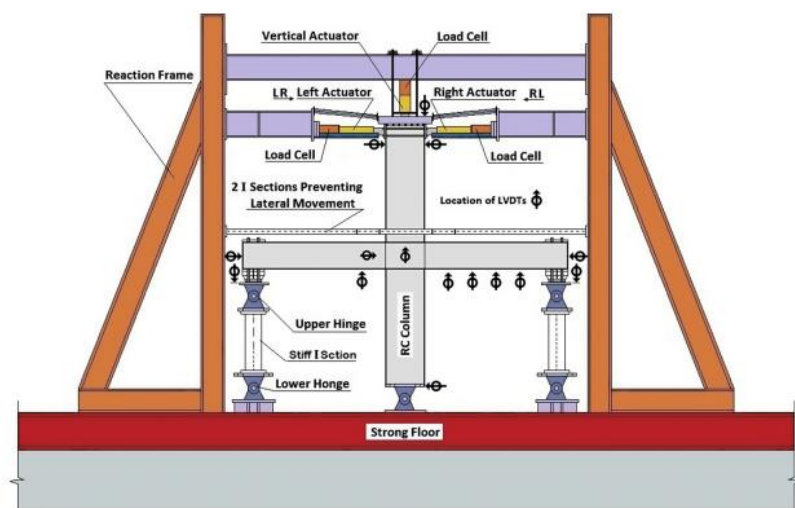
جدول ۴-۸: خصوصیات مصالح بتنی [۶۱]

بتن		
مدول الاستیسیته $E_c (MPa)$	مقاومت کششی $f_t (MPa)$	مقاومت فشاری $f_c (MPa)$
۲۰۱۸۰	۲/۶۸	۲۸/۷۳

جدول ۴-۹: خصوصیات مصالح فولادی [۶۱]

میلگردها			
کرنش تسلیم ϵ_{cy}	مدول الاستیسیته $E_s (MPa)$	تنش تسلیم $f_{cy} (MPa)$	قطر میلگرد
۰/۰۰۱۷۷	۱۹۵۷۳۳	۳۴۶/۸۴	۸φ
۰/۰۰۱۷۱	۲۰۲۴۰۵	۳۴۵/۳۸	۱۴φ
۰/۰۰۲۴۷	۲۰۱۷۳۸	۴۹۷/۶۴	۱۶φ
۰/۰۰۲۲۰	۲۲۴۵۰۳	۴۹۴/۶۲	۱۸φ
۰/۰۰۲۲۰	۱۹۸۱۰۸	۴۳۶/۱۰	۲۰φ

نمونه تحت بار محوری 350 کیلونیوتن اعمال شده به سطح بالای ستون و بارگذاری چرخه ای شبه استاتیکی، قرار داشت. در این بارگذاری، قسمت بالای ستون به میزان 150 میلی متر در هر سمت جابجا شد.



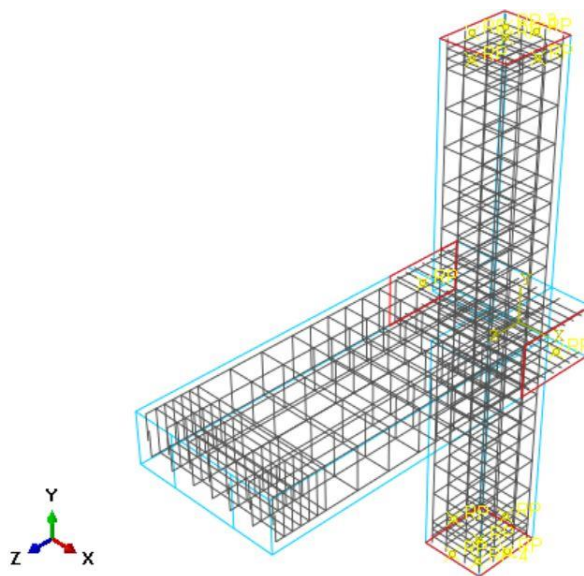
شکل ۴-۳۰: شماتیک پیکربندی نمونه آزمایشگاهی [۶۱]

۴-۲-۴ مدل اجزا محدود

ابتدا هندسه مدل دقیقاً مطابق نمونه آزمایشگاهی، در نرم‌افزار ساخته می‌شود. سپس رفتار مصالح با استفاده از خصوصیات مصالح ذکر شده در نمونه آزمایشگاهی و مدل‌های رفتاری برای مصالح بتنی و فولادی، شبیه‌سازی می‌شود. شرایط مرزی، بارگذاری‌ها و اندرکنش میان اعضا به مدل عددی وارد شده و پس از مش‌بندی، به تحلیل و بررسی نتایج و صحت سنجی مدل پرداخته می‌شود.

۴-۲-۴-۱ ساخت هندسه مدل

هندسه مدل مطابق ابعاد نمونه آزمایشگاه ساخته شد. در این مدلسازی بتن به صورت سالیید و میلگردها به صورت وایر مدلسازی شد. همچنین برای جلوگیری از تمرکز تنش، صفحاتی به صورت صلب در محل تکیه‌گاه‌ها مدلسازی شد. برای در نظر گیری اثر حضور تیر عرضی در مدل آزمایشگاهی، میلگردهای تیر عرضی در عرضی برابر تیر عریض به صفحات فولادی متصل شده‌اند که در نمونه عددی نیز برای مدلسازی این مساله از صفحات صلب استفاده شده است. هندسه مدل ساخته شده در نرم‌افزار آباکوس در شکل ۴-۳۱ نشان داده شده است.



شکل ۴-۳۱: هندسه مدل ساخته شده در نرم افزار

۴-۲-۲ تعریف و اختصاص مصالح

مصالح بتنی

برای تعریف رفتار بتن از مدل پلاستیسیته آسیب استفاده شده است. در این مدل برای تعریف رفتار بتن در فشار از مدل رفتاری ارائه شده توسط ترنفلد و برای تعریف رفتار کششی از مدل رفتاری وانگ و سو استفاده شده است که جزئیات این مدل‌ها در فصل سوم مورد بررسی قرار گرفت. همچنین ضریب پواسون بتن نیز برابر 0.2 در نظر گرفته شده است. برای تعریف سایر پارامترهای مورد نیاز جهت معرفی رفتار بتن به نرم افزار آباکوس از مقادیر جدول زیر استفاده شده است.

جدول ۴-۱۰: پارامترهای به کار رفته در نرم افزار جهت تعریف رفتار بتن

نام پارامتر	نماد	مقدار
زاویه اتساع	ψ	۲۰
خروج از مرکزیت	ϵ	۰/۱
نسبت تنش	f_{b0}/f_{c0}	۱/۱۶
ضریب شکل	K_c	۰/۶۶۷
ویسکوزیته	μ	۰/۰۰۰۱

برای مدلسازی رفتار میلگردها نیز از مدل الاستو پلاستیک کامل تشریح شده در فصل سوم استفاده شده

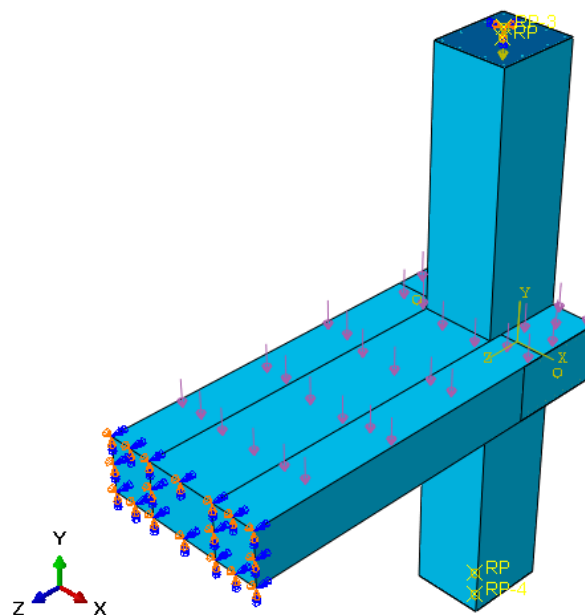
است. مقادیر مدول الاستیسته و تنش و کرنش تسلیم میلگردها نیز مطابق جدول ۴-۶ می باشد.

۴-۲-۴-۳ اندرکنش میان اعضا

میلگردها کاملاً مدفون در بتن در بتن در نظر گرفته شده اند. برای شبیه سازی این اندرکنش از قید Embedded region استفاده شده است. همچنین صفحات صلب نیز با استفاده از قید tie به بتن چسبانده شده است.

۴-۲-۴-۴ شرایط مرزی و بارگذاری

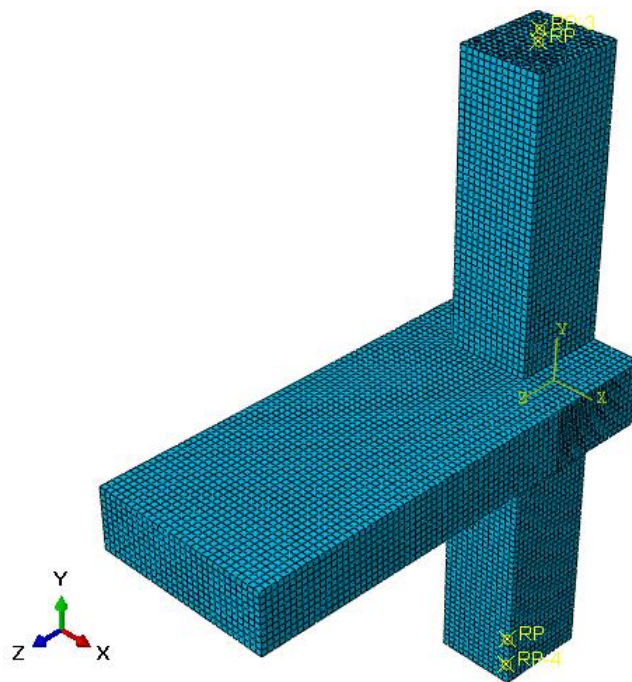
شرایط مرزی مطابق با مدل آزمایشگاهی تعریف شده است به صورتی که پای ستون مفصل و جابجایی قائم انتهای تیر بسته شده است. بار مرده و زنده ای به مقدار ۲ کیلونیوتن بر متر مربع در سطح روی تیر عریض وارد می شود. یک بار محوری به میزان ۳۵۰ کیلونیوتن نیز، به بالای ستون وارد می شود. همچنین بارگذاری جانبی یک طرفه به صورت جابجایی کنترل و به میزان ۱۵۰ میلی متر به سر ستون اعمال می شود.



شکل ۴-۳۲: شرایط مرزی و بارگذاری

۴-۲-۵ مش بندی و المان‌ها

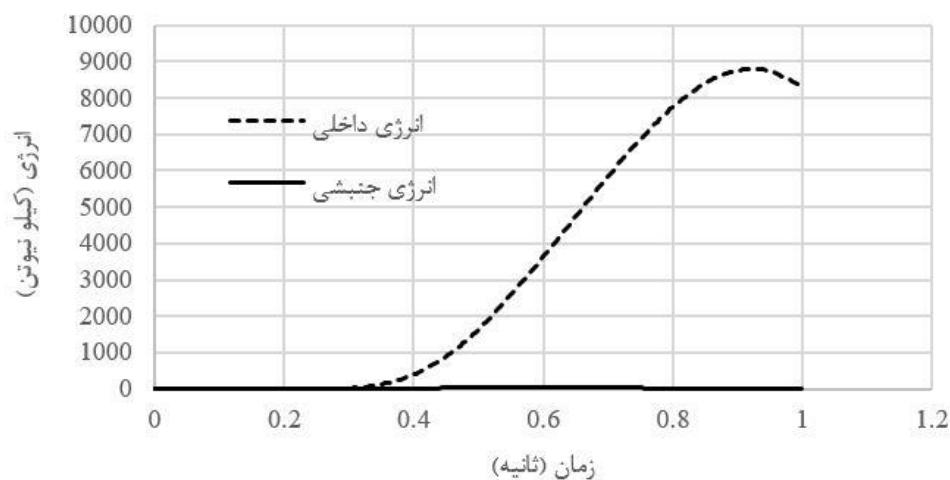
ابعاد مش ۳۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. برای بتن از المان‌های هشت گرهی پیوسته با انتگرال گیری کاهش یافته (C3D8R) و برای میلگردها از المان‌های خرابایی دو گرهی (T3D2) استفاده شده است.



شکل ۴-۳۳: مش بندی نمونه EWBC

۴-۳ بررسی نتایج و صحت سنجی

در صورت استفاده از حلگر صریح برای حل مسائل شبه استاتیکی، باید شرط کمتر بودن انرژی جنبشی نسبت به انرژی داخلی مدل در حین تحلیل کنترل شود. در صورتی که این شرط برقرار باشد نشان دهنده این است که تحلیل به صورت شبه استاتیکی انجام شده و می‌توان به نتایج تحلیل اطمینان کرد. به همین منظور نمودارهای انرژی داخلی و جنبشی مدل مورد بررسی و مقایسه قرار گرفت. این مقایسه در شکل ۴-۳۴ نمایش داده شده است.

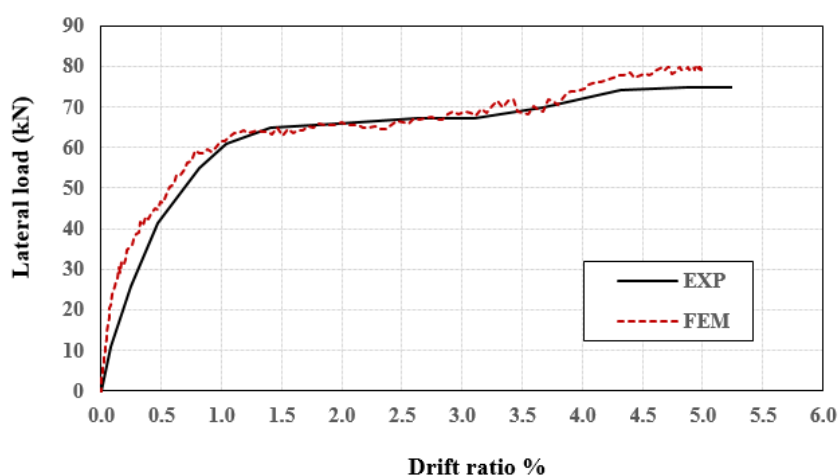


شکل ۴-۳۴: مقایسه انرژی جنبشی و داخلی در تحلیل اجزا محدود

همان طور که در شکل ۴-۲۳ نشان داده شده است انرژی جنبشی کمتر از ۱۰٪ انرژی داخلی می باشد بنابراین می توان به نتایج بدست آمده اطمینان کرد.

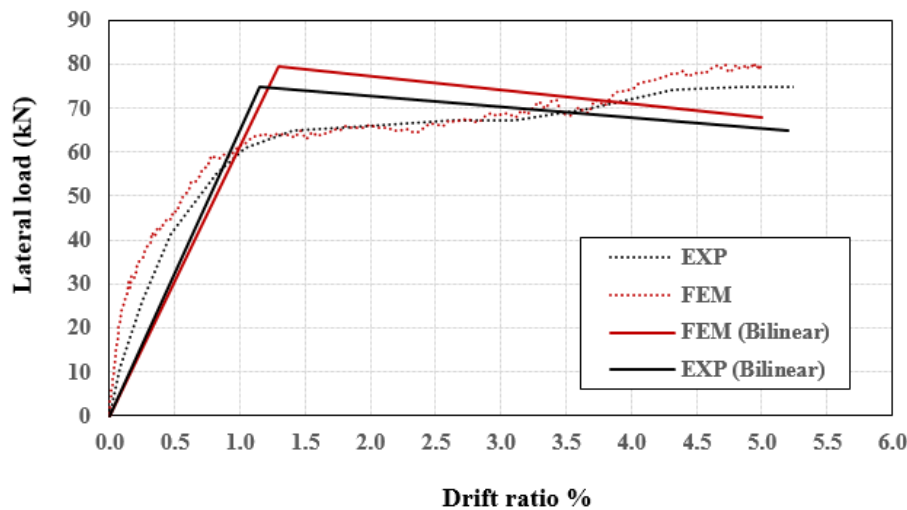
۴-۳-۱ مقایسه نمودار نیرو تغییر مکان

برای دستیابی به مدلی که با نتایج حاصل از نمونه آزمایشگاهی مطابقت داشته باشد مدل های مختلفی در نرم افزار ساخته شد که در نهایت از مدلی که بیشترین تطابق را با مدل آزمایشگاهی داشت استفاده گردید. شکل ۴-۳۵ مقایسه مقادیر بار جانبی در مقابل نسبت جابجایی نسبی جانبی (دریفت) را نشان می دهد.



شکل ۴-۳۵: مقایسه نمودار بار جانبی در برابر دریفت نمونه آزمایشگاهی و اجزا محدود

جهت مقایسه بهتر نتایج آزمایشگاهی و عددی، نمودارها با استفاده از روش پرستلی و پائولی که در بخش-های قبل تشریح شد، به نمودارهای دو خطی تبدیل شده اند. مقایسه نمودارهای دو خطی مدل آزمایشگاهی و عددی در شکل ۴-۳۶ نشان داده شده است.



شکل ۴-۳۶: مقایسه نمودارهای دو خطی مدل آزمایشگاهی و عددی

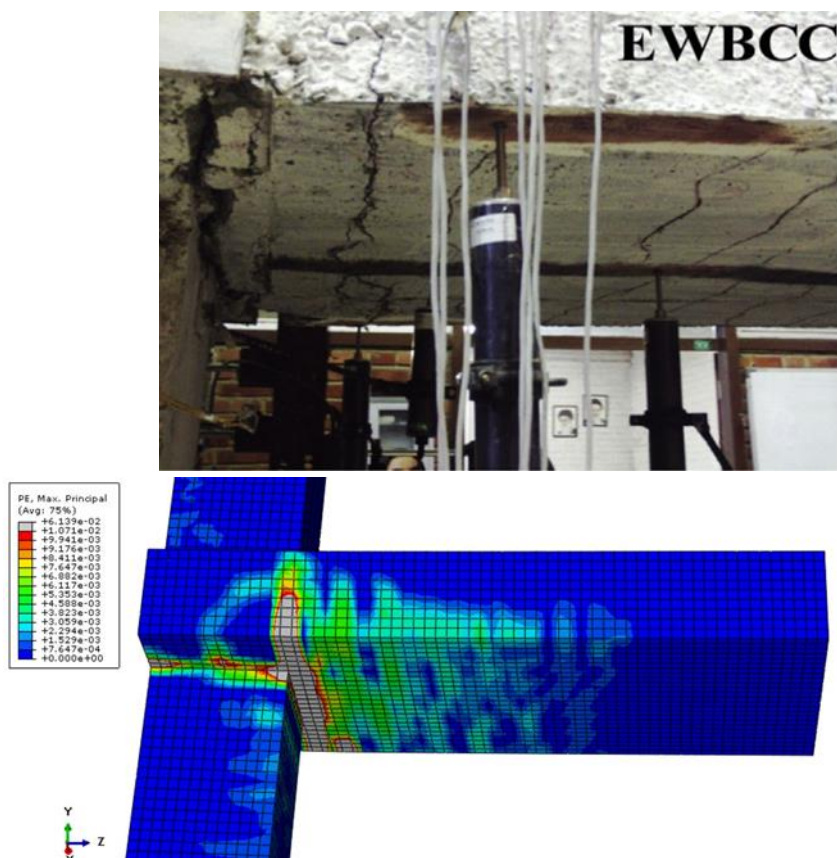
همچنین نتایج به صورت کمی در جدول ۴-۱۰ مورد بررسی قرار گرفته است.

جدول ۴-۱۱: مقایسه کمی نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی

دریفت نهایی (%)	دریفت متناظر با تسلیم (%)	مقاومت نهایی (KN)	نتایج
۵/۳	۱/۱۵	۷۴/۸	آزمایشگاهی
۵	۱/۳	۷۹/۲۲	عددی
۵/۶	۱۳	۵/۹	درصد خطا

۴-۳-۲ مقایسه الگوی ترک خوردگی

شکل ترک خوردگی و گسیختگی نمونه نیز نشان دهنده تطابق مناسب نمونه عددی با مدل آزمایشگاهی می باشد. شکل الگوی ترک خوردگی دو نمونه در شکل ۴-۳۷ نشان داده شده است.



شکل ۴-۳۷: مقایسه ترک خوردگی نمونه آزمایشگاهی و اجزا محدود

فصل ۵ : مطالعات پارامتریک

۵-۱ مقدمه

در این فصل پس از حصول اطمینان از صحت نتایج مدلسازی‌های صورت گرفته در نرم افزار اجزا محدود آباکوس، به بررسی پارامترهای تاثیرگذار بر رفتار اتصالات دال پس کشیده به ستون بتن مسلح پرداخته می‌شود. هدف اصلی در این فصل دستیابی به نتایجی است که قابلیت تعمیم به دال پس کشیده واقعی را داشته باشند زیرا بررسی این پارامترها در آزمایشگاه مستلزم صرف زمان و هزینه زیاد است. برای دستیابی به این هدف ابتدا پارامترهای تاثیرگذار بر رفتار اتصالات از جمله مقاومت فشاری بتن، میزان نیروی پیش تنیدگی و تغییر حالت کابل‌ها از نچسبیده به چسبیده مورد بررسی قرار می‌گیرند. هندسه دال‌های مورد بررسی مشابه نمونه صحت سنجی شده PE-B50 می‌باشد. سپس با اضافه کردن تیر عریض به دال معمولی و پس کشیده صحت سنجی شده اثر حضور تیر عریض با ابعاد مختلف در دال مورد بررسی قرار می‌گیرد. همچنین با اضافه کردن دال به تیر عریض صحت سنجی شده در فصل چهارم و پیش تنیده کردن آن، اثرات پیش‌تنیدگی بر روی رفتار لرزه‌ای اتصال مورد بررسی قرار می‌گیرد.

پس از بررسی نتایج و مقایسه نمودارهای لنگر خمشی در مقابل نسبت دریافت و نمودارهای نیرو تغییر مکان دو خطی شده سازه و بررسی حالت‌های مختلف شکست اتصالات، پارامترهای لرزه‌ای از جمله مقاومت نهایی، سختی و شکل‌پذیری اتصالات در حالات مختلف بررسی می‌شود. نام تمامی نمونه‌های مورد بررسی به همراه توضیحات آن در جدول ۵-۱ به طور مختصر ارائه شده است.

جدول ۵-۱: نام نمونه ها و پارامترهای مورد بررسی

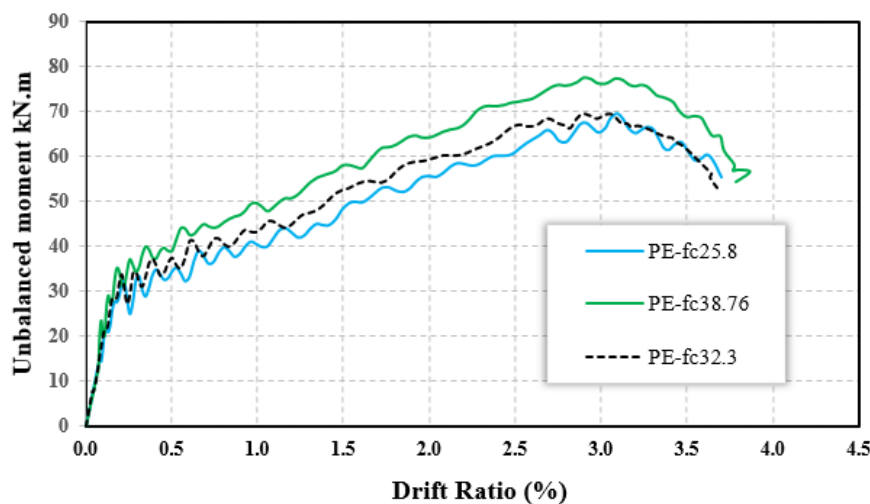
پارامتر مورد بررسی	نام نمونه	توضیحات
مقاومت فشاری بتن	PE - f_c 32.3	نمونه اصلی با مقاومت فشاری ۳۲/۳ مگاپاسکال
	PE - f_c 25.8	کاهش ۲۰ درصدی مقاومت فشاری بتن
	PE - f_c 38.76	افزایش ۲۰ درصدی مقاومت فشاری بتن
	PE - f_c 43.6	افزایش ۳۵ درصدی
	PE - f_c 48.45	افزایش ۵۰ درصدی مقاومت فشاری بتن
میزان پیش تنیدگی	PE - f_{pc} 1.2	نمونه اصلی با میزان تنش پیش تنیدگی ۱/۲ مگاپاسکال
	PE - f_{pc} 1.5	افزایش ۲۵ درصدی تنش پیش تنیدگی
	PE - f_{pc} 1.8	افزایش ۵۰ درصدی تنش پیش تنیدگی
	PE - f_{pc} 2.1	افزایش ۵۰ درصدی تنش پیش تنیدگی
نوع چسبندگی کابل ها	PE-U	نمونه اصلی با کابل های نچسبیده
	PE-B	تغییر حالت چسبندگی به چسبیده
حضور تیر عریض در دال معمولی	RE50	نمونه اتصال دال معمولی به ستون (بدون تیر عریض)
	REW1	افزودن تیر عریض به ابعاد ۱۳۰*۵۰۰ (میلیمتر)
	REW2	افزودن تیر عریض به ابعاد ۲۰۰*۶۰۰ (میلیمتر)
	REW3	افزودن تیر عریض به ابعاد ۲۰۰*۷۵۰ (میلیمتر)
حضور تیر عریض در دال پس کشیده	PE	نمونه اتصال دال پس کشیده به ستون (بدون تیر عریض)
	PEW1	افزودن تیر عریض به ابعاد ۱۳۰*۵۰۰ (میلیمتر)
	PEW2	افزودن تیر عریض به ابعاد ۲۰۰*۶۰۰ (میلیمتر)
	PEW3	افزودن تیر عریض به ابعاد ۲۰۰*۷۵۰ (میلیمتر)
حضور تیر عریض در دال معمولی	EWBCC	نمونه تیر عریض به ستون بتن مسلح
	EWBCC-S	افزودن دال معمولی با ضخامت ۲۰۰ میلیمتر
	EWBCC-PT	افزودن دال پس کشیده با ضخامت ۱۵۰ میلیمتر

۵-۲ تاثیر مقاومت فشاری بتن

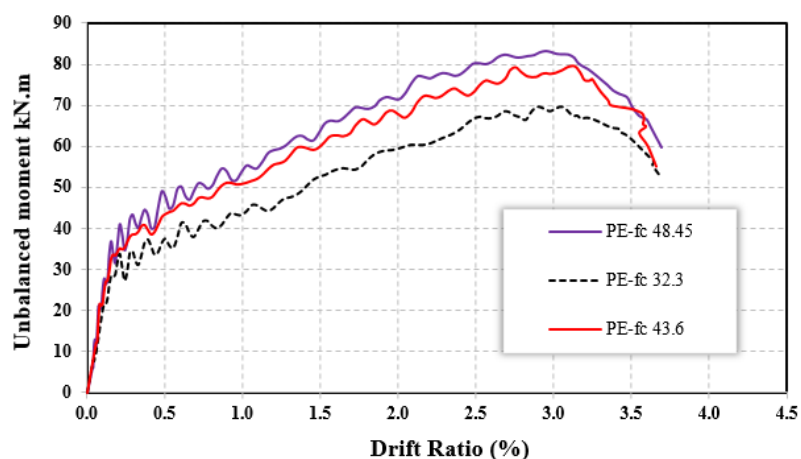
عوامل مختلفی ممکن است بر رفتار ناحیه اتصالات بتن آرمه تاثیر گذار باشد که یکی از این موارد مقاومت فشاری بتن است. مقاومت فشاری بتن به علت اینکه در مقاومت ناحیه فشاری بتن و همچنین به طور غیر مستقیم بر روی مقاومت کششی بتن تاثیر گذار است، می تواند به عنوان عاملی تعیین کننده در میزان ظرفیت باربری اتصالات به شمار رود.

جهت بررسی تاثیر مقاومت فشاری بتن بر میزان ظرفیت باربری و شکل پذیری اتصالات بتنی در این بخش، تعداد ۴ نمونه با مقاومت فشاری‌های مختلف علاوه بر نمونه اصلی ساخته شد. تمام نمونه‌های ساخته شده دارای ابعادی مشابه با نمونه PE-B50 بوده و تنها تفاوت آن‌ها در خصوصیات مصالح بتن می‌باشد. همچنین جهت تعیین رفتار فشاری و کششی بتن از مدل‌های رفتاری بیان شده در فصل سوم استفاده شده است. نمونه‌های مدلسازی شده به نام‌های $PE - f'_c 25.8$ ، $PE - f'_c 38.76$ ، $PE - f'_c 43.6$ و $PE - f'_c 48.45$ نامگذاری شدند که به ترتیب نشان دهنده ۲۰ درصد کاهش و ۲۰، ۳۵ و ۵۰ درصد افزایش مقاومت فشاری نسبت به نمونه اصلی با مقاومت فشاری ۳۲/۳ مگاپاسکال می‌باشند.

نمونه‌ها همانند نمونه اصلی تحت بارگذاری جانبی یک جهته به میزان ۹۲ میلیمتر در بالای ستون قرار گرفتند. نمودارهای لنگر در مقابل دریافت نمونه‌ها در شکل‌های ۵-۱ و ۵-۲ نشان داده شده است.

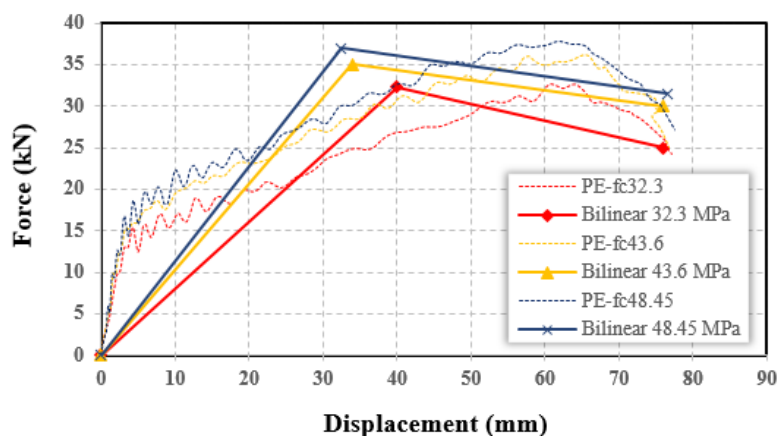
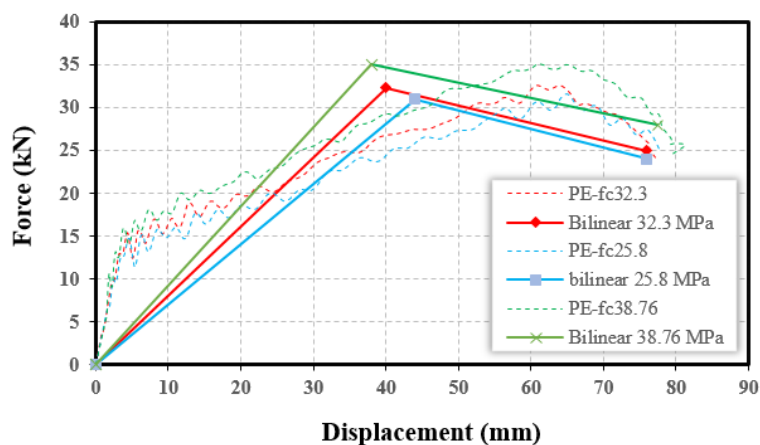


شکل ۵-۱: نمودار لنگر در مقابل دریافت نمونه‌های با مقاومت فشاری ۳۲/۷۶ و ۲۵/۸ و آزمایش اصلی



شکل ۵-۲: نمودار لنگر در مقابل دریفت نمونه‌های با مقاومت فشاری ۴۳/۶ و ۴۸/۴۵ و آزمایش اصلی

نمودارهای شکل ۵-۱ و ۵-۲ که ابتدا به نمودارهای نیرو جابجایی تبدیل شده و سپس توسط روش پن و موهل دو خطی شده اند در شکل ۵-۳ نشان داده شده است.



شکل ۵-۳: نمودارهای دو خطی نیرو جابجایی با مقاومت فشاری‌های مختلف

مقادیر سختی اولیه نمونه و سختی موثر که از روش دو خطی پن و موهل بدست آمده است و درصد تغییرات آن در جدول ۵-۲ ارائه شده است. همچنین مقادیر مقاومت نهایی و درصد تغییرات آن در مقایسه با نمونه اصلی دارای مقاومت فشاری ۳۲/۳ مگاپاسکال، در جدول ۵-۱ ارائه شده است.

جدول ۵-۲: مقایسه مقادیر سختی نمونه ها با افزایش مقاومت فشاری بتن

نام نمونه	سختی اولیه ($\frac{kN}{mm}$)	سختی موثر ($\frac{kN}{mm}$)	نسبت سختی موثر به سختی اولیه	درصد تغییرات سختی موثر نسبت به نمونه اصلی (%)
PE - f_c 32.3	۳/۸۴	۰/۸۱	۰/۲۱	----
PE - f_c 25.8	۳/۴۸	۰/۷	۰/۲	-۱۲/۵
PE - f_c 38.76	۴/۲۸	۰/۹۲	۰/۲۱	۱۵
PE - f_c 43.6	۴/۶۸	۱/۰۳	۰/۲۲	۲۸/۷
PE - f_c 48.45	۵	۱/۱۴	۰/۲۳	۴۲/۵

مقادیر سختی اولیه و سختی موثر نمونه های با مقاومت فشاری مختلف نشان می دهد با کاهش مقاومت فشاری بتن به میزان ۲۰ درصد سختی موثر نمونه نیز ۱۲/۵ درصد کاهش پیدا کرده است. همچنین با افزایش ۲۰، ۳۵ و ۵۰ درصدی مقاومت فشاری بتن سختی موثر نمونه ها به ترتیب ۱۵، ۲۸/۷ و ۴۲/۵ درصد افزایش یافته است. افزایش سختی نمونه ها به دلیل افزایش قفل و بست میان سنگدانه ها و کاهش ترک های کششی در اثر افزایش مقاومت فشاری بتن می باشد.

جدول ۵-۳: مقادیر نیروی نهایی و تغییر مکان تسلیم و نهایی نمونه ها

نام نمونه	مقاومت فشاری (MPa)	مقاومت نهایی (kN)	درصد تغییرات مقاومت نهایی
PE - f_c 25.8	۲۵/۸	۳۰/۶۷	-۵/۸
PE - f_c 32.3	۳۲/۳	۳۲/۵۸	----
PE - f_c 38.76	۳۸/۷۶	۳۵/۱۶	۷/۹
PE - f_c 43.6	۴۳/۶	۳۶/۰۵	۱۰/۶
PE - f_c 48.45	۴۸/۴۵	۳۷/۷۶	۱۵/۸

همانگونه که در جدول ۵-۳ مشاهده می شود، کاهش ۲۰ درصدی مقاومت فشاری از ۳۲/۳ به ۲۵/۸ مگاپاسکال منجر به کاهش ظرفیت باربری به میزان ۵/۸٪ می شود. همچنین افزایش مقاومت فشاری به میزان ۲۰، ۳۵ و ۵۰ درصد نسبت به نمونه اصلی با مقاومت فشاری ۳۲/۳ مگاپاسکال، به ترتیب باعث افزایش ظرفیت باربری نمونه ها به میزان ۷/۹، ۱۰/۶ و ۱۵/۸ درصد می شود.

افزایش ظرفیت باربری نمونه‌ها در اثر افزایش مقاومت فشاری بتن می‌تواند به علت افزایش مقاومت ناحیه فشاری بتن در محل اتصال ناشی از اثر قفل و بست میان سنگدانه‌ها باشد. همچنین افزایش مقاومت فشاری تاثیر غیر مستقیم بر روی افزایش مقاومت کششی بتن داشته که منجر به افزایش مولفه قائم تنش‌های کششی و در نهایت افزایش ظرفیت باربری اتصال می‌شود. همچنین نتایج نشان می‌دهد با افزایش مقاومت فشاری بتن، میزان شکل پذیری اتصال نیز افزایش می‌یابد. مقادیر جابجایی نظیر تسلیم و نهایی، شکل پذیری و درصد تغییر شکل پذیری در نمونه‌های با مقاومت فشاری مختلف در جدول ۴-۵ ارائه شده است.

جدول ۴-۵: مقادیر نسبت شکل‌پذیری و درصد تغییرات شکل‌پذیری نمونه‌های با مقاومت فشاری مختلف

نام نمونه	جابجایی تسلیم (mm)	جابجایی نهایی (mm)	جابجایی نهایی متناظر با ۲۰ درصد افت نیرو	شکل‌پذیری	درصد تغییر شکل - پذیری نسبت به نمونه PE-fc 32.3
PE - f'_c 32.3	۴۰	۶۱/۱	۷۶	۱/۹۰	-----
PE - f'_c 25.8	۴۴	۶۳/۳	۷۶	۱/۷۲	۹/۴٪ -
PE - f'_c 38.76	۳۸	۶۴/۸	۷۷/۵	۲/۰۳	۶/۸
PE - f'_c 43.6	۳۴	۶۵/۲	۷۶	۲/۲۳	۱۷/۳
PE - f'_c 48.45	۳۲/۵	۶۵/۷	۷۵/۵	۲/۳۲	۲۲/۱

همانگونه که در جدول ۲-۵ نشان داده شده است به ازای ۲۰٪ کاهش مقاومت فشاری بتن، شکل‌پذیری به میزان ۹/۴٪ کاهش یافته است و افزایش ۲۰، ۳۵ و ۵۰ درصدی مقاومت فشاری به ترتیب باعث افزایش شکل‌پذیری به میزان ۶/۸، ۱۷/۳ و ۲۲/۱ درصد شده است.

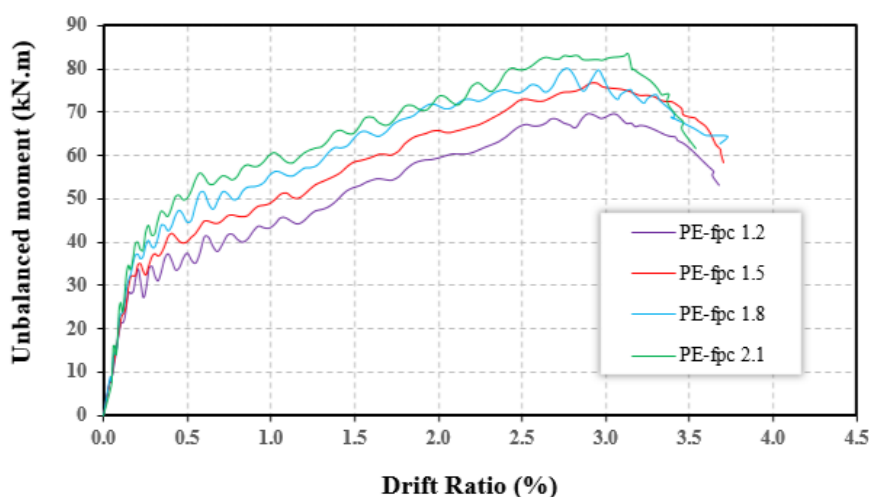
افزایش ظرفیت باربری نهایی بتن در اثر افزایش مقاومت فشاری باعث افزایش سختی موثر می‌شود که این موضوع سبب می‌شود تا تغییر مکان متناظر با تسلیم کاهش یابد. با کاهش تغییر مکان متناظر با تسلیم، آرماتورها فرصت بیشتری برای نشان دادن رفتار شکل‌پذیر داشته و تسلیم‌شدگی به نواحی دورتر از ناحیه اتصال گسترش می‌یابد. با توجه به اینکه تغییر شکل متناظر با گسیختگی برش پانچ تقریباً افزایش قابل توجهی ندارد بنابراین افزایش شکل‌پذیری عمدتاً به دلیل کاهش تغییر شکل متناظر با تسلیم می‌باشد.

۳-۵ تاثیر میزان پیش تنیدگی

در سیستم‌های پیش‌تنیده نیروی پیش‌تنیدگی موجود در کابل از طریق اندرکنش میان کابل و بتن، منجر به ایجاد تنش فشاری در بتن می‌شود. میزان تنش پیش‌تنیدگی موثری که از طریق کابل‌ها به بتن منتقل می‌شود عامل مهمی در تعیین ظرفیت باربری اتصال می‌باشد. مطابق آیین نامه بتن آمریکا مقدار متوسط پیش‌تنیدگی مجاز در بتن، عددی بین $0/۸۶$ تا $۳/۴۴$ مگاپاسکال می‌باشد [۳۰].

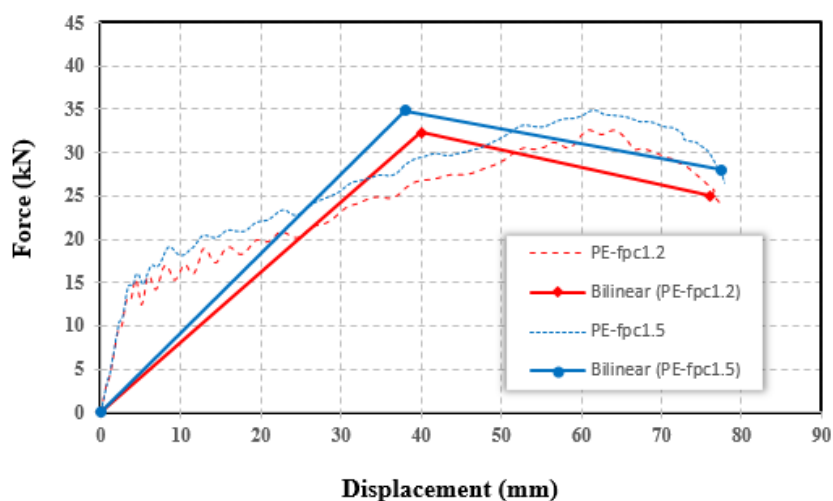
در این بخش به منظور بررسی تاثیر میزان پیش‌تنیدگی بر رفتار اتصالات دال پس‌کشیده به ستون، علاوه بر نمونه اصلی با میزان پیش‌تنیدگی $۱/۲$ مگاپاسکال، سه نمونه دیگر با میزان پیش‌تنیدگی $۱/۵$ ، $۱/۸$ و $۲/۱$ مگاپاسکال مدلسازی و به نام‌های PE-fpc1.5، PE-fpc1.8 و PE-fpc2.1 نامگذاری شدند.

نمودارهای لنگر نامتعادل در برابر درصد دریافت نمونه‌های با میزان پیش‌تنیدگی‌های مختلف در شکل ۵-۴ نشان داده شده است.

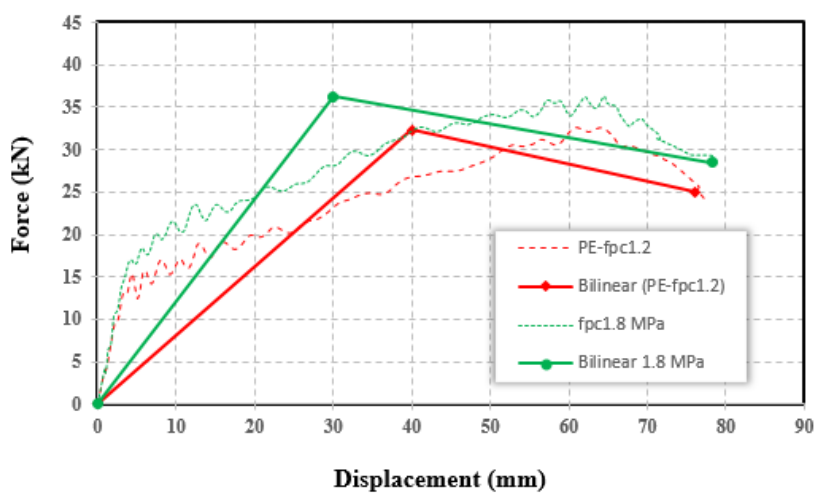


شکل ۵-۴: مقایسه نمودار لنگر در مقابل دریافت با سطوح پیش‌تنیدگی مختلف

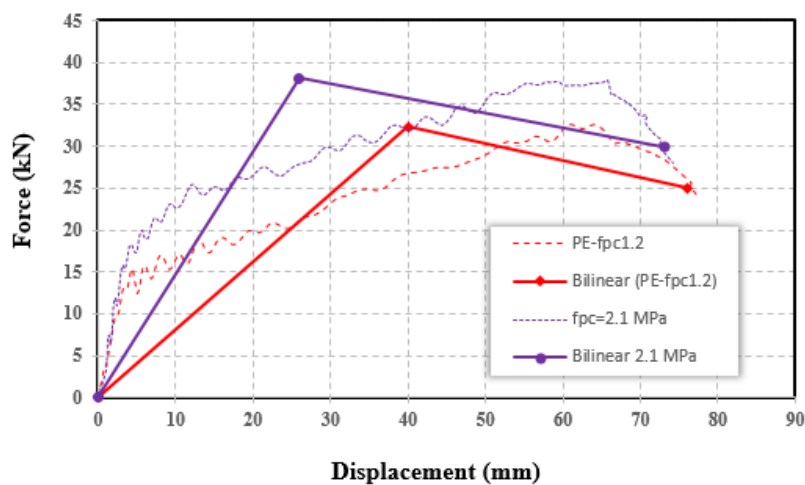
همانطور که در نمودارهای لنگر در مقابل دریافت نمونه‌ها مشاهده می‌شود با افزایش میزان پیش‌تنیدگی سختی دال افزایش یافته و به ازای لنگر یکسان، دال‌های با میزان پیش‌تنیدگی بیشتر، دارای درصد دریافت کمتری می‌باشند. همچنین با افزایش میزان پیش‌تنیدگی ظرفیت باربری اتصال افزایش می‌یابد. با توجه به رفتار غیر خطی زیاد نمونه‌ها، برای مقایسه بهتر نتایج، نمودارها با استفاده از روش پن و موهل دو خطی شده‌اند. نمودارهای دو خطی نیرو تغییر مکان نمونه‌ها در شکل‌های ۵-۵، ۵-۶ و ۵-۷ نشان داده شده است.



شکل ۵-۵: مقایسه نمودارهای دو خطی نیرو-جابجایی نمونه با تنش پیش‌تنیدگی ۱/۵ و ۱/۲ مگاپاسکال



شکل ۵-۶: مقایسه نمودارهای دو خطی نیرو-جابجایی نمونه با تنش پیش‌تنیدگی ۱/۸ و ۱/۲ مگاپاسکال



شکل ۵-۷: مقایسه نمودارهای دو خطی نیرو-جابجایی نمونه با تنش پیش‌تنیدگی ۲/۱ و ۱/۲ مگاپاسکال

مقادیر سختی اولیه و موثر نمونه ها در جدول ۵-۵ ارائه شده است.

جدول ۵-۵: مقایسه مقادیر سختی نمونه ها در اثر افزایش تنش موثر پیش تنیدگی

نام نمونه	سختی اولیه ($\frac{kN}{mm}$)	سختی موثر ($\frac{kN}{mm}$)	نسبت سختی موثر به سختی اولیه	درصد تغییرات سختی موثر نسبت به نمونه اصلی (%)
PE - $f_{pc}1.2$	۳/۸۴	۰/۸	۰/۲۳	-----
PE - $f_{pc}1.5$	۴/۲۸	۰/۹۱	۰/۲۱	۱۳/۷
PE - $f_{pc}1.8$	۴/۵۴	۱/۲	۰/۲۶	۵۰
PE - $f_{pc}2.1$	۵	۱/۴۵	۰/۲۹	۸۱

با توجه به جدول ۵-۵ نتایج نشان می دهد که افزایش میزان تنش موثر پیش تنیدگی از ۱/۲ مگاپاسکال به ۱/۵، ۱/۸ و ۲/۱ مگاپاسکال به ترتیب باعث افزایش سختی موثر به میزان ۱۳/۷، ۵۰ و ۸۱ درصد می شود. این مساله نشان می دهد که افزایش تنش پیش تنیدگی موثر تاثیر قابل توجهی در افزایش سختی موثر نمونه ها دارد. همچنین مقادیر مقاومت نهایی و تغییرات آن در نمونه های مختلف در جدول ۵-۶ ارائه شده است.

جدول ۵-۶: مقادیر مقاومت نهایی و تغییر مکان تسلیم و نهایی نمونه ها

نام نمونه	تنش پیش تنیدگی (MPa)	مقاومت نهایی (kN)	درصد تغییرات مقاومت نهایی
PE - $f_{pc}1.2$	۱/۲	۳۲/۵۹	-----
PE - $f_{pc}1.5$	۱/۵	۳۴/۸۳	۶/۸
PE - $f_{pc}1.8$	۱/۸	۳۶/۲۴	۱۱/۲
PE - $f_{pc}2.1$	۲/۱	۳۷/۸۹	۱۶

با توجه به نتایج بدست آمده مشاهده می شود که افزایش میزان پیش تنیدگی از ۱/۲ به ۱/۵ مگاپاسکال باعث افزایش ظرفیت باربری نمونه به میزان ۶/۸٪ می شود همچنین با افزایش میزان پیش تنیدگی به ۱/۸ و ۲/۱ مگاپاسکال ظرفیت باربری به ترتیب ۱۱/۲٪ و ۱۶٪ افزایش می یابد. با توجه به اینکه نیروی پیش تنیدگی تاثیر مستقیم بر روی مقاومت کششی بتن داشته و افزایش نیروی پیش تنیدگی باعث کاهش تنش های کششی می شود، بنابراین تاثیر مقاومت فشاری بتن افزایش یافته و منجر به افزایش ظرفیت باربری نمونه ها می گردد. همچنین مقایسه شکل پذیری اتصال که به صورت نسبت جابجایی نهایی به جابجایی نظیر

تسلیم نمونه‌ها تعریف می‌شود، نشان می‌دهد که با افزایش نیروی پیش‌تنیدگی مقدار شکل‌پذیری اتصال نیز افزایش می‌یابد. مقادیر جابجایی نظیر تسلیم و نهایی، شکل‌پذیری و درصد تغییرات آن در جدول ۷-۵ ارائه شده است.

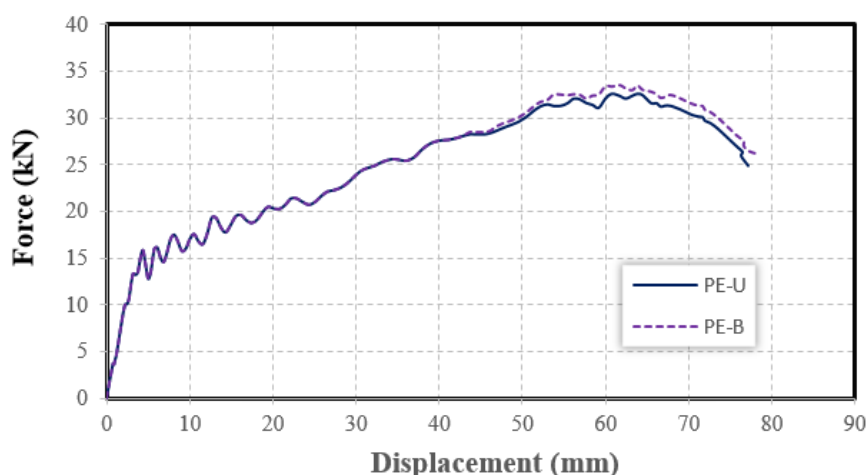
جدول ۷-۵: مقایسه شکل‌پذیری و درصد تغییرات آن با سطوح پیش‌تنیدگی مختلف

نام نمونه	جابجایی تسلیم (mm)	جابجایی نهایی (mm)	جابجایی نهایی متناظر با ۲۰ درصد افت نیرو (mm)	شکل‌پذیری	درصد تغییر شکل‌پذیری نسبت به نمونه PE-fc 32.3
PE - $f_{pc}1.2$	۴۰	۶۳/۳	۷۶	۱/۹۰	-----
PE - $f_{pc}1.5$	۳۸	۶۴/۱	۷۷/۴۵	۲/۰۳	۶/۸
PE - $f_{pc}1.8$	۳۰	۶۴/۴	۷۸	۲/۶۰	۳۶/۸
PE - $f_{pc}2.1$	۲۶	۶۵/۶	۷۴	۲/۸۴	۴۹/۳

نتایج حاصل نشان می‌دهد که با افزایش نیروی پیش‌تنیدگی از ۱/۲ مگاپاسکال به ۱/۵، ۱/۸ و ۲/۱ مگاپاسکال مقدار شکل‌پذیری اتصال به ترتیب ۶/۸، ۳۶/۸ و ۴۹/۳ درصد افزایش می‌یابد. افزایش تنش پیش‌تنیدگی در بتن سبب افزایش مقاومت ناحیه فشاری و کاهش تنش‌های کششی می‌شود که باعث افزایش سختی موثر می‌گردد. این موضوع سبب می‌شود تسلیم شدگی در تغییر مکان‌های کمتری اتفاق افتاده و با توجه به اینکه برش پانچ نیز اندکی به تاخیر افتاده است، با افزایش تنش پیش‌تنیدگی شکل‌پذیری نمونه‌ها افزایش می‌یابد.

۴-۵ تاثیر چسبندگی کابل‌ها

همانگونه که در فصل دوم بیان شد در روش پس‌کشیده کابل‌ها به دو صورت چسبیده و نچسبیده اجرا می‌شوند. استفاده از کابل‌های نچسبیده نسبت به چسبیده متداول تر است و مطالعات صورت گرفته بر روی دال‌های پس‌کشیده اجرا شده با استفاده از روش چسبیده کمتر می‌باشد. بنابراین شناخت رفتار لرزه‌ای این سیستم‌ها زمانی که نوع چسبندگی کابل‌ها تغییر می‌کند مورد نیاز است. همانگونه که در فصل چهارم بیان شد برای تغییر حالت کابل‌ها از نچسبیده به چسبیده در مدل عددی، می‌توان بعد از مرحله پیش‌تنیدگی حالت تماس بین کابل‌ها را از حالت بدون اصطکاک به سخت تغییر داد تا پس از پیش‌تنیده کردن کابل‌ها نیروی پیش‌تنیدگی از طریق اصطکاک موجود میان کابل و بتن به بتن منتقل شود. نمونه اصلی با کابل نچسبیده به نام PE-U و نمونه با کابل چسبیده به نام PE-B نامگذاری شده است. نمودار نیرو جابجایی نمونه اصلی در حالت نچسبیده در مقایسه با حالت چسبیده در شکل ۵-۸ نشان داده شده است.



شکل ۵-۸: نمودارهای نیرو-تغییر مکان در حالت چسبیده و نچسبیده

همانگونه که در نمودار شکل ۵-۸ نشان داده شده است نوع چسبندگی کابل‌ها تاثیری در سختی اولیه و شکل‌پذیری نمونه نداشته و تنها باعث افزایش اندک مقاومت نهایی می‌شود. افزایش اندک در ظرفیت باربری نهایی در دررفت‌های بالای ۲٪ ممکن است به علت تغییر نحوه انتقال نیروی پیش‌تندگی از کابل به بتن باشد. مقادیر مقاومت نهایی درصد تغییر مقاومت نهایی نمونه در حالت چسبیده در جدول ۵-۸ ارائه شده است.

جدول ۵-۸: مقایسه نیروی حداکثر و درصد تغییرات نسبت به نمونه اصلی در حالت چسبیده و نچسبیده

نام نمونه	نوع چسبندگی کابل‌ها	مقاومت نهایی (kN)	درصد تغییر نسبت به نمونه اصلی (%)
PE-U	نچسبیده	۳۲/۵۴	-----
PE -B	چسبیده	۳۳/۴۵	۲/۷۹

طبق مطالعات صورت گرفته توسط اعلامی در سال ۱۹۹۴، افت نیروی پیش‌تندگی در سیستم‌های چسبیده بیشتر از نچسبیده و مقاومت نهایی مقطع نیز در حالت چسبیده بیشتر از حالت نچسبیده است [۵]. افزایش مقاومت نهایی مقطع بتنی در حالت چسبیده به علت تماس میان کابل و بتن در حالت چسبیده و انتقال کرنش از بتن به کابل می‌باشد که در نهایت منجر به افزایش مقاومت نهایی در حالت چسبیده می‌شود. هوانگ نیز در سال ۲۰۱۲ با بررسی هر دو حالت چسبیده و نچسبیده در یک مدل‌سازی عددی نشان داد تفاوت چندانی در استفاده از روش چسبیده و نچسبیده وجود ندارد و نمودارهای ظرفیت در هر دو حالت تقریباً یکسان می‌باشد [۲۵].

۵-۵ تاثیر حضور تیر عریض

همانطور که در فصل دوم بیان شد تیر عریض به تیری گفته می‌شود که عرضی بیشتر از عرض ستون متصل به آن داشته باشد. در این سیستم ها ارتفاع تیر نسبت به تیر معمولی کمتر بوده و همین عامل باعث می‌شود به منظور تامین مقاومت و سختی لازم برای تحمل نیروهای وارد شده، عرض تیر افزایش یافته و بخشی از آرماتورهای تیر از خارج از هسته اتصال تیر به ستون عبور کنند. استفاده از این نوع تیر باعث کاهش ضخامت دال و کاهش تراکم آرماتور در ناحیه اتصال می‌شود. آیین نامه‌ها استفاده از این تیرها در مناطق لرزه‌خیز را با رعایت محدودیت‌هایی برای عرض تیر که در جدول ۲-۱ ارائه شد، به عنوان قاب خمشی ویژه، مجاز دانسته‌اند.

در این بخش به منظور تاثیر استفاده از تیرهای عریض در حضور دال معمولی و پیش‌تنیده و همچنین اثر پیش‌تنیدگی بر روی تیرهای عریض مطالعات پارامتریک بر روی تیرهای عریض با ابعاد متفاوت صورت گرفته است که شامل دو بخش است. در بخش نخست با افزودن تیر عریض با ابعاد مختلف به دال بتن مسلح معمولی و پیش‌تنیده صحت سنجی شده در فصل چهارم، اثر حضور تیر عریض بر روی ظرفیت باربری، سختی و شکل‌پذیری اتصالات و الگوی ترک خوردگی بررسی می‌شود و در بخش دوم با افزودن دال و پیش‌تنیده کردن آن تاثیر افزودن دال پیش‌تنیده در سیستم‌های قاب خمشی با تیر عریض، از لحاظ پارامترهای لرزه‌ای و نحوه شکست اتصال مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

۵-۵-۱ بررسی رفتار دال تخت بتن مسلح معمولی با تیر عریض

در این بخش به منظور بررسی اثر حضور سیستم تیر عریض در کنار سیستم‌های دال تخت بتن مسلح بدون پیش‌تنیدگی، نمونه دال تخت صحت سنجی شده در فصل قبل به همراه تیرهای عریض با ابعاد مختلف مورد بررسی قرار می‌گیرد. بدین منظور سه نمونه به نام‌های REW1، REW2 و REW3 ساخته شد. شرایط مرزی، بارگذاری، اندرکنش ها و نوع المان و انداز مش دقیقاً با نمونه صحت سنجی شده RE50 یکسان می‌باشد. نمونه اول دارای تیر عریض و عرضی مدفون در دال می‌باشد و نمونه‌های دوم و سوم دارای تیر عریضی به عمق ۲۰ سانتی متر و با عرض متفاوت می‌باشند. تمام نمونه‌ها دارای مقیاس دو سوم می‌باشد. حداکثر عرض تیر با توجه با ضابطه موجود در آیین نامه بتن آمریکا نسخه سال ۲۰۱۹ محاسبه شده است که در این رابطه حداقل عرض تیر با توجه به عرض و عمق ستون محاسبه می‌شود [۳۰]. با توجه به اینکه ابعاد ستون ۳۰*۳۰ می‌باشد، حداکثر عرض تیر برای هر کدام از نمونه‌ها به ترتیب زیر محاسبه می‌شود:

$$b_b \leq \min(b_c + 1.5h_c: 3b_c) = \min(30 + 1.5(30): 3(30) = \min(75\text{cm}, 90\text{cm})$$

بنابراین حداکثر عرض تیر در هر کدام از نمونه‌ها نباید از مقدار ۷۵ سانتی متر تجاوز کند. با توجه به این موضوع ابعاد ۱۳۰*۵۰۰، ۲۰۰*۶۰۰ و ۲۰۰*۷۵۰ میلیمتر به ترتیب برای نمونه‌های REW1، REW2 و REW3 انتخاب شده است که در این صورت نسبت عرض تیر به عرض ستون، به ترتیب برابر ۱/۶، ۲ و ۲/۵ می‌باشد. مطالعات قبلی نشان می‌دهد با افزایش نسبت عرض تیر به عرض ستون، بخشی از آرماتورهای که از خارج از ناحیه اتصال عبور می‌کنند نسبت به آرماتورهای گذرنده از هسته اتصال، دیرتر به تسلیم می‌رسند که این پدیده را تاخیر برشی می‌نامند [۶۲].

برای تیرهای عریض از درصد آرماتور متوسط ۱/۷ درصد استفاده شده است. با توجه به الزامات آیین نامه ACI352-02 تیرهای عرضی باید برای پیچش ناشی از تسلیم خمشی تیر عریض طراحی شوند و در صورتی که شکست پیچشی در تیر عرضی اتفاق افتد، مفصل پلاستیک در تیر عریض به طور کامل تشکیل نشده و افت مقاومت و گسیختگی در ناحیه اتصال اتفاق می‌افتد. با این وجود تعیین مقدار دقیق نیروی پیچشی طراحی در تیر عرضی مساله‌ای بسیار چالش برانگیز است و تعیین دقیق آن مستلزم تحقیقات بیشتر در خصوص مکانیزم انتقال نیرو در این گونه اتصالات می‌باشد.

در این پژوهش عمق تیرهای عرضی برابر تیر عریض و مقدار متوسط ۱/۵ درصد برای درصد آرماتور مقطع تیر عرضی فرض شده است. با وجود اینکه ممکن است تیر عرضی به کار برده شده مقاومت پیچشی کافی برای جلوگیری از شکست پیچشی را نداشته باشد اما جهت مقایسه تاثیر پیش‌تندگی در جلوگیری از این گونه گسیختگی مناسب به نظر می‌رسد. مشخصات کلی نمونه‌ها در جدول ۵-۹ ارائه شده است.

جدول ۵-۹: مشخصات نمونه‌های دال معمولی با تیر عریض

نمونه	عرض تیر (b_w)(mm)	عمق تیر (h_b)(mm)	نسبت عرض تیر به عرض ستون (b_w/b_c)	آرماتور طولی	درصد آرماتور طولی (ρ)	ابعاد تیر عرضی	آرماتور عرضی	درصد آرماتور تیر عرضی
REW1	۵۰۰	۱۳۰	۱/۶	۱۲φ۵ و پایین	۱/۷۴	۳۰۰*۱۳۰	۱۲φ۳ و پایین	۱/۷
REW2	۶۰۰	۲۰۰	۲	۱۴φ۷ و پایین	۱/۷۹	۳۰۰*۲۰۰	۱۴φ۳ و پایین	۱/۵۳
REW3	۷۵۰	۲۰۰	۲/۵	۱۴φ۸ و پایین	۱/۶۴	۳۰۰*۲۰۰	۱۴φ۳ و پایین	۱/۵۳

۵-۱-۵-۱ بررسی رفتار نمونه REW1

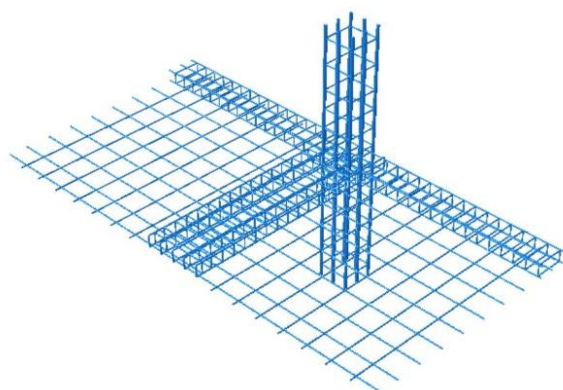
نمونه REW1 به صورت یک تیر عریض مدفون در دال در نظر گرفته شده است. در این نمونه عرض تیر با توجه به عمق تیر در نظر گرفته شده است. نسبت میان عرض و عمق تیر در نسخه سال ۱۹۹۹ آیین نامه بتن آمریکا، ارائه شده است. با توجه به مطالعات صورت گرفته بر روی مسیرهای انتقال بار در تیرهای عریض، در آیین نامه‌های بعد از سال ۱۹۹۹، عرض تیر عریض تنها به عرض و عمق ستون وابسته است. با این وجود رابطه ارائه شده در آیین نامه سال ۱۹۹۹ برای تمام نمونه‌ها بررسی شده است. آیین نامه ACI318-99 :

$$b_b \leq (b_c + 1.5h_b) = (300 + 1.5(130)) \sim 500 \text{ mm}$$

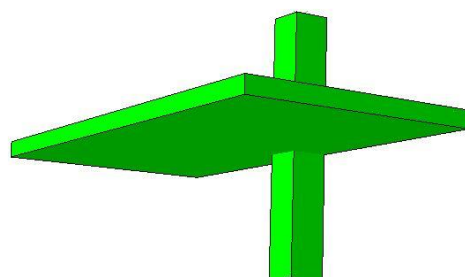
آیین نامه ACI318-19 :

$$b_b \leq \min(b_c + 1.5h_c : 3b_c) = \min(30 + 1.5(30) : 3(30)) = \min(75\text{cm}, 90\text{cm})$$

با توجه به موارد فوق عرض تیر برابر ۵۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شده است. همچنین برای آرماتورهای طولی تیر عریض از ۵ عدد میلگرد ۱۲ از نوع AIII در بالا و پایین استفاده شده است. این تعداد میلگرد طولی مقدار متوسط ۱/۷ درصد آرماتور را با توجه به ابعاد مقطع فراهم می‌کند. تعداد و فاصله خاموت‌ها نیز مطابق ضوابط ACI318-19 و ACI352-02 در نظر گرفته شده است. بر طبق آیین نامه ACI318 نباید فاصله خاموت‌ها در ناحیه نزدیک به اتصال، از یک چهارم عمق دال تجاوز کند. اما به علت عمق کم تیرهای عریض اجرای این ضابطه در عمل مشکل است، اما آزمایش‌های مختلف نشان داده که در تیرهای عریض می‌توان این مقدار را تا نصف ضخامت دال کاهش داد [۲۹، ۳۷]. شکل ۵-۹ شکل هندسه مدل و آرماتورها را نشان می‌دهد.



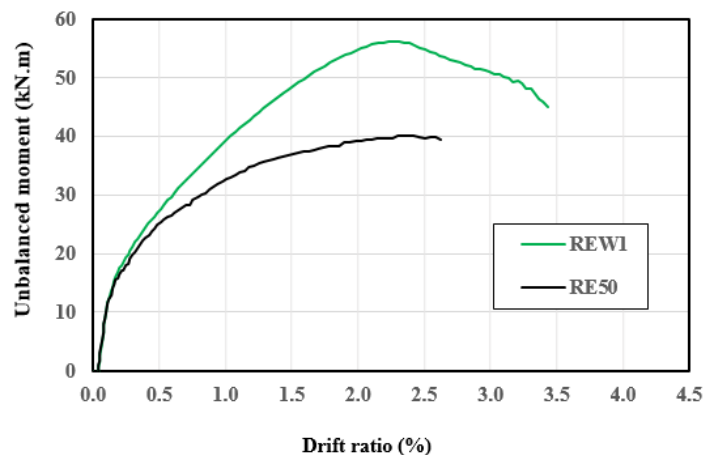
(ب)



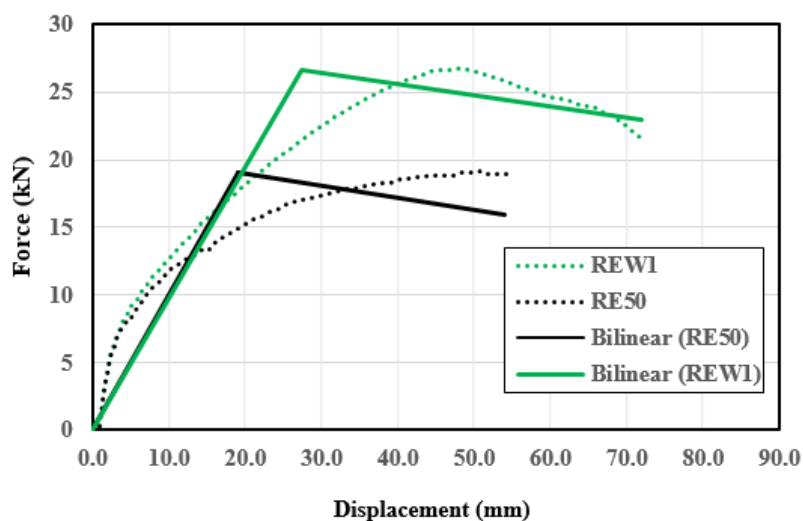
(الف)

شکل ۵-۹: (الف) هندسه و (ب) آرماتورگذاری نمونه REW1

نمونه تحت بارگذاری جانبی به صورت جابجایی کنترل به میزان ۹۲ میلی‌متر به بالای ستون قرار گرفت. نمودار لنگر در برابر دریفت نمونه REW1 در مقایسه با نمونه RE50 که دال معمولی بدون تیر عریض است در شکل ۵-۱۰ نشان داده شده است. نمودارها با استفاده از روش پن و موهل دو خطی شده اند.



شکل ۵-۱۰: مقایسه نمودارهای لنگر در برابر دریفت نمونه‌های REW1 و RE50



شکل ۵-۱۱: مقایسه نمودارهای نمونه REW1 و RE50

همانطور که در شکل ۵-۱۱ و جدول ۵-۹ نشان داده شده است افزودن تیر عریض به علت مدفون بودن آن در دال تأثیری زیادی در افزایش سختی موثر نمونه ندارد اما حضور میلگردهای تیر عریض منجر به افزایش مقاومت نمونه به میزان حدود ۴۰ درصد شده است. همچنین شکل پذیری نمونه نیز به میزان ۴/۵ درصد کاهش می‌یابد. مقایسه مقادیر مقاومت نهایی و شکل پذیری دو نمونه در جدول ۵-۱۰ ارائه شده

است.

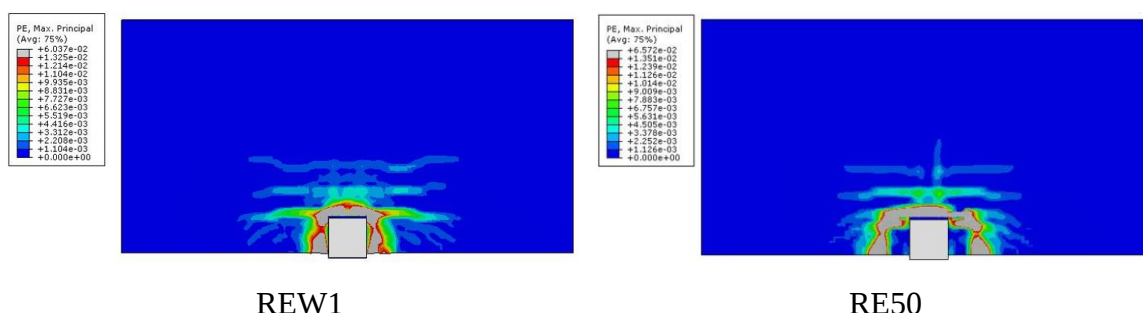
جدول ۵-۱۰: مقایسه مقادیر سختی نمونه های REW1 و RE50

نام نمونه	سختی اولیه ($\frac{kN}{mm}$)	سختی موثر ($\frac{kN}{mm}$)	نسبت سختی موثر به سختی اولیه	درصد تغییرات سختی موثر نسبت به نمونه اصلی (%)
RE50	۲/۲۶	۱	۰/۴۴	-----
REW1	۲/۲۸	۰/۹۷	۰/۴۳	-۲/۹

جدول ۵-۱۱: مقایسه مقادیر مقاومت نهایی و شکل پذیری نمونه REW1 و RE50

نام نمونه	مقاومت نهایی (kN)	تغییرات مقاومت نهایی (%)	جابجایی نظیر تسلیم (mm)	جابجایی نهایی (mm)	شکل پذیری	تغییرات شکل پذیری (%)
RE50	۱۹/۰۷	-----	۱۹	۵۴	۲/۸۴	----
REW1	۲۶/۷	۴۰	۲۶/۵	۷۲	۲/۷۱	-۴/۵

مطابق با الگوی ترک خوردگی، شکست اتصال از نوع گسیختگی برش پانچ می باشد. مقایسه الگوی ترک خوردگی دو نمونه در هنگام شکست در شکل ۵-۱۲ نشان داده شده است.

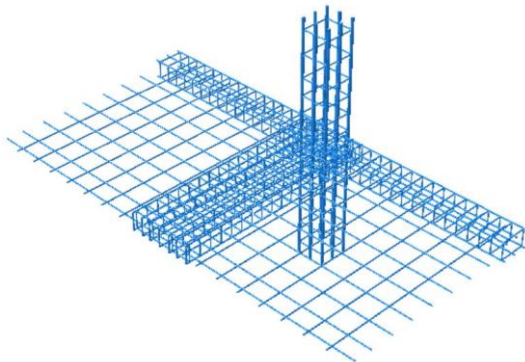


شکل ۵-۱۲: مقایسه الگوی ترک خوردگی سطح پایین دال نمونه REW1 و RE50 در هنگام گسیختگی

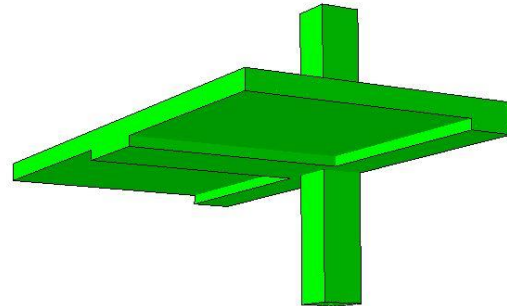
۵-۵-۱-۲ بررسی رفتار نمونه REW2

نمونه REW2 یک نمونه دال بتن مسلح با تیر عریضی به عرض ۶۰۰ میلیمتر و عمق ۲۰۰ میلیمتر می باشد. نسبت عرض تیر به عرض ستون ۲ می باشد که در محدوده مجاز آیین نامه قرار گرفته است. از مجموع ۷ میلگرد تیر عریض ۳ عدد میلگرد از ناحیه اتصال و مابقی میلگردها از خارج از ناحیه اتصال عبور می کنند. همچنین تیر عرضی در این نمونه دارای عمقی برابر با تیر عریض و عرض ۳۰۰ میلیمتر و برابر عمق ستون می باشد. در ساخت این نمونه از ضوابط آیین نامه های ACI318-19 و ACI352-02 استفاده شده است. برای تیر عریض از ۷ میلگرد با قطر ۱۴ میلیمتر و از نوع AIII در بالا و پایین مقطع تیر استفاده

شده است. استفاده از این مقدار میلگرد، درصد آرماتور $1/79$ درصد را فراهم می کند. خاموت ها نیز با فاصله 10 سانتی متر از یک دیگر قرار داده شده اند.



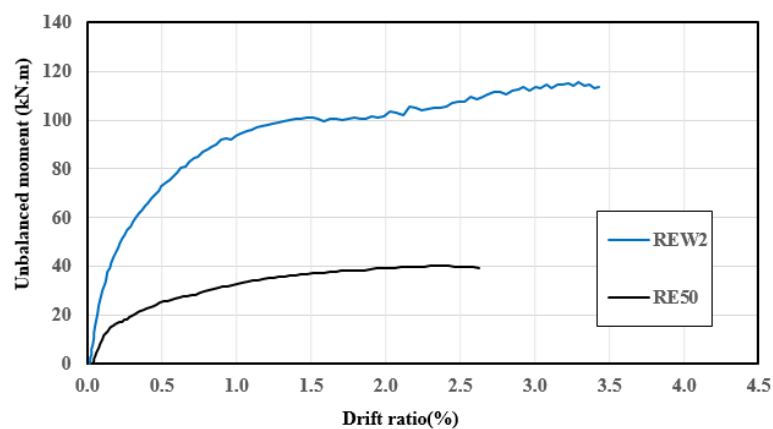
(ب)



(الف)

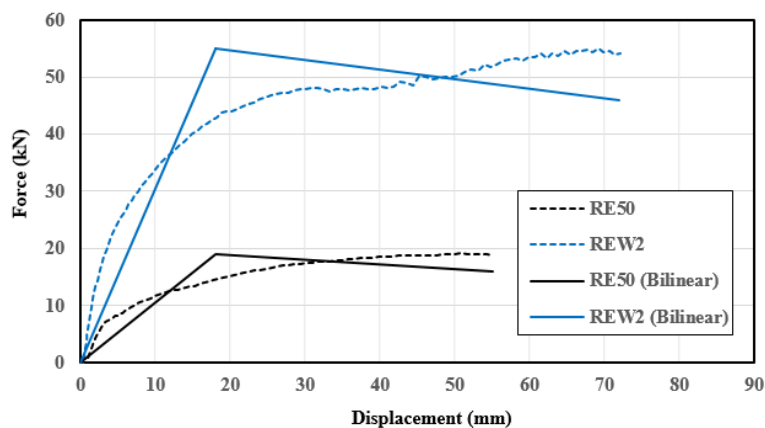
شکل ۵-۱۳: میلگرد گذاری نمونه REW2

مشابه حالت قبل نمونه تحت بارگذاری جانبی قرار گرفت. نمودارهای لنگر در برابر نسبت دریفت نمونه REW2 و RE50 در شکل ۵-۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۴: مقایسه نمودارهای لنگر در برابر نسبت دریفت نمونه های REW2 و RE50

جهت مقایسه نتایج، نمودارهای لنگر در مقابل دریفت به نمودارهای نیرو-جابجایی تبدیل شده و با استفاده از روش پن و موهل دو خطی شده اند. نمودارهای نیرو جابجایی در شکل ۵-۱۵ نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۵: مقایسه نمودار های دو خطی نیرو-جابجایی مدل RE50 و REW2

شکل ۵-۱۵ نشان می دهد که افزایش عرض و عمق تیر عریض باعث افزایش قابل توجه سختی و ظرفیت باربری و همچنین شکل پذیری نمونه دال بتن مسلح شده است. مقادیر سختی، مقاومت نهایی و شکل پذیری دو نمونه به ترتیب در جداول ۵-۱۲ و ۵-۱۳ ارائه شده است.

جدول ۵-۱۲: مقایسه مقادیر سختی نمونه RE50 و REW2

نام نمونه	سختی اولیه ($\frac{kN}{mm}$)	سختی موثر ($\frac{kN}{mm}$)	نسبت سختی موثر به سختی اولیه	درصد تغییرات سختی موثر نسبت به نمونه اصلی (%)
RE50	۲/۲۶	۱	۰/۴۴	-----
REW2	۶/۸	۲/۸۹	۰/۴۴	۱۸۷

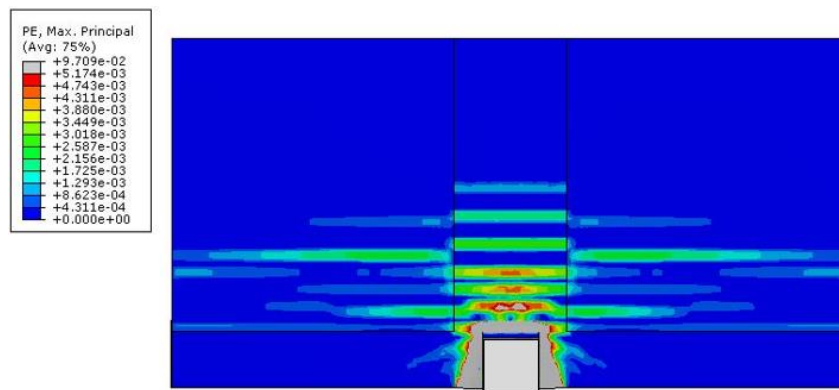
نتایج نشان می دهد استفاده از سیستم قاب بندی شده با تیر عریضی به عمق ۲۰ سانتی متر و عرض ۶۰ سانتی متر و تیر عرضی به عمق ۲۰ سانتی متر و عرض ۳۰ سانتی متر باعث افزایش قابل توجه در سختی نمونه می شود به طوری که سختی نمونه نسبت به حالت بدون تیر عریض بیش از ۲/۵ برابر شده است.

جدول ۵-۱۳: مقایسه مقادیر مقاومت نهایی و جابجایی های تسلیم و نهایی مدل RE50 و REW2

نام نمونه	مقاومت نهایی (kN)	درصد تغییرات مقاومت نهایی (%)	جابجایی نظیر تسلیم (mm)	جابجایی نهایی (mm)	شکل پذیری	درصد تغییرات شکل پذیری
RE50	۱۹/۰۷	----	۱۹	۵۴	۲/۸۴	-----
REW2	۵۵/۰۴	۱۸۸	۱۹	۷۲	۳/۷۸	۳۳

نتایج نشان می دهد که افزایش ابعاد تیر عریض باعث افزایش قابل توجه در ظرفیت باربری و شکل پذیری

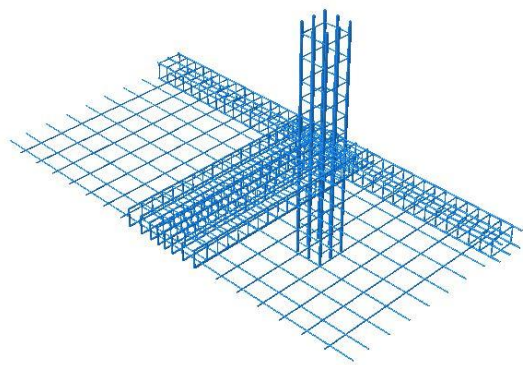
مدل نسبت به حالت دال بتن مسلح بدون تیر عریض شده است. همانگونه که در نمودار شکل ۵-۱۱ مشخص است شروع تسلیم شدگی نمونه REW2 با تسلیم آرماتورهای گذرنده از هسته ستون آغاز می‌شود. سپس در جابجایی‌های بعد از ۴۵ میلیمتر شاهد افزایش سختی نمونه هستیم که به علت تسلیم شدگی در آرماتورهای عبوری از خارج از هسته اتصال می‌باشد. در سیستم‌های تیر عریض آرماتورهای گذرنده از خارج از هسته اتصال در جابجایی‌های بالاتری تسلیم شده است. این پدیده که تاخیر برش نامیده می‌شود، سبب افزایش شکل پذیری نمونه می‌گردد. در ادامه قبل از اینکه آرماتورهای گذرنده از خارج از ناحیه اتصال به ظرفیت خمشی خود برسند، نمونه در دریفت ۳/۴۳ درصد یا جابجایی ۷۲ میلیمتر دچار گسیختگی برش پانچ می‌شود. این نوع گسیختگی می‌تواند به علت ایجاد پیچش در تیر عرضی ایجاد شود. شکل گسیختگی نمونه REW2 در شکل ۵-۱۶ نشان داده شده است.



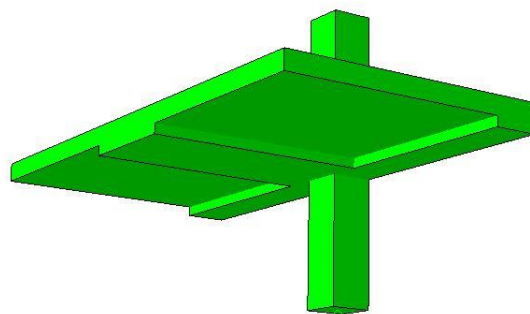
شکل ۵-۱۶: الگوی ترک خوردگی سطح پایین دال در هنگام گسیختگی نمونه REW2

۵-۱-۵-۳ بررسی رفتار نمونه REW3

نمونه REW3 دارای تیر عریضی به عرض ۷۵۰ میلیمتر و عمق ۲۰۰ میلیمتر در مقیاس دو سوم می‌باشد. هدف از ساخت و بررسی این نمونه ارزیابی تاثیر افزایش عریض تیر در تیرهای عریض بر میزان ظرفیت باربری، سختی و شکل‌پذیری می‌باشد. همانطور که در بخش ۵-۵-۱ عنوان شده، انتخاب عرض ۷۵۰ میلیمتر مطابق ضوابط آیین نامه ACI318-19 می‌باشد. همچنین برای تیر عریض از $\phi 14$ که ۴ عدد میلگرد از داخل هسته اتصال عبور میکند و برای تیر عرضی از $\phi 14$ استفاده شده است که به ترتیب درصد آرماتور ۱/۶۴ و ۱/۵۳ را فراهم می‌کند. شکل هندسه و آرماتور گذاری نمونه REW3 در شکل ۵-۱۷ نشان داده شده است



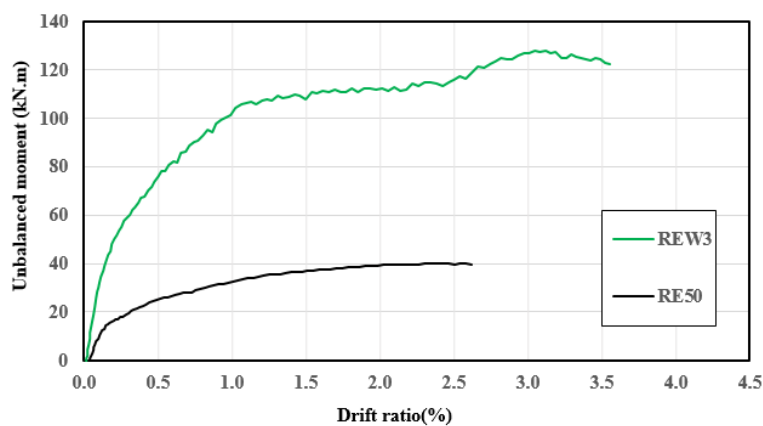
(ب)



(الف)

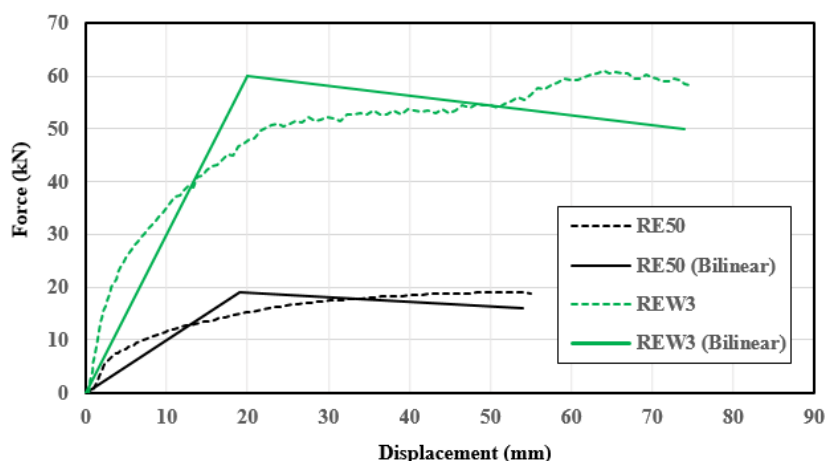
شکل ۵-۱۷: (الف) هندسه و (ب) آرماتورگذاری نمونه REW3

مشابه حالت های قبل نمونه تحت بارگذاری جانبی به میزان ۹۲ میلیمتر در بالای ستون به صورت جابجایی کنترل قرار گرفت. نمودار لنگر در برابر نسبت دریافت نمونه در مقایسه با مدل های قبل در شکل ۵-۱۸ نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۸: مقایسه نمودار لنگر دریافت نمونه REW3 با نمونه های RE50

برای مقایسه بهتر پارامترهای لرزه ای از نمودارهای نیرو جابجایی دو خطی شده با استفاده از روش پن و موهل استفاده شده است که در شکل ۵-۱۹ نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۹: مقایسه نمودارهای دو خطی نیرو و جابجایی RE50 و REW3

مقادیر سختی اولیه و موثر نمونه ها به صورت کمی در جدول ۵-۱۴ مورد بررسی قرار گرفته است.

جدول ۵-۱۴: مقایسه مقادیر سختی نمونه های RE50 و REW3

نام نمونه	سختی اولیه ($\frac{kN}{mm}$)	سختی موثر ($\frac{kN}{mm}$)	نسبت سختی موثر به سختی اولیه	درصد تغییرات سختی موثر نسبت به نمونه اصلی (%)
RE50	۲/۲۶	۱	۰/۴۴	-----
REW3	۶/۸	۳	۰/۴۴	۱۹۹

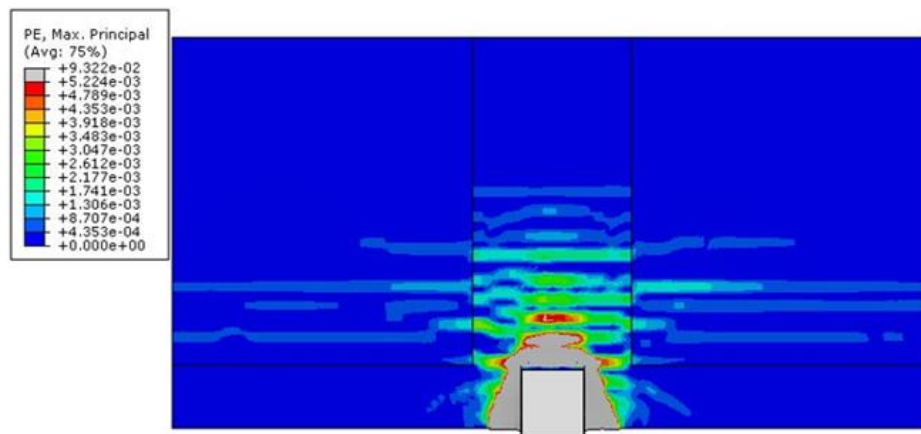
همانطور که مشاهده می شود سختی نمونه نسبت به حالت قبل (نمونه REW2) حدود ۳/۸ درصد افزایش پیدا کرده است و این موضوع نشان می دهد افزایش عرض تیر تاثیر زیادی در افزایش سختی نمونه ندارد. مقادیر مقاومت نهایی و شکل پذیری نمونه ها نیز در جدول ۵-۱۵ ارائه شده است.

جدول ۵-۱۵: مقایسه مقادیر مقاومت نهایی و شکل پذیری نمونه RE50 و REW3

نام نمونه	مقاومت نهایی (kN)	درصد تغییر مقاومت نهایی (%)	جابجایی نظیر تسلیم (mm)	جابجایی نهایی (mm)	شکل پذیری	درصد تغییر شکل پذیری
RE50	۱۹/۰۷	----	۱۹	۵۴	۲/۸۴	----
REW3	۶۰/۱	۲۱۵	۲۰	۷۴	۳/۷	۳۰

نتایج نشان می دهد استفاده از تیر عریض به عمق ۲۰ و عرض ۷۵ سانتی متر باعث افزایش ۳/۱ برابری مقاومت نهایی شده و همچنین باعث افزایش شکل پذیری به میزان ۳۰ درصد می شود. همچنین نتایج نشان می دهد که نسبت به نمونه REW2 با عرض ۶۰ سانتی متر، افزایش ۲۵ درصدی عرض تیر باعث

افزایش ۱۰ درصدی مقاومت نهایی می‌شود. این مساله باعث شده نقطه شروع تسلیم آرماتورها در تغییر مکان های بالاتری اتفاق افتاده و با وجود اینکه نمونه REW3 در تغییر مکان‌های بالاتری گسیخته می‌شود، اما شکل پذیری نمونه نسبت به نمونه REW2 کاهش ۲/۱۶ درصدی داشته باشد. نمونه در جابجایی ۷۴ میلیمتر معادل با دریافت ۳/۵۵ درصد تحت برش پانچ گسیخته می‌شود. این نوع گسیختگی می‌تواند ناشی از پیچش در تیر عرضی باشد. شکل گسیختگی مدل REW3 در شکل ۵-۲۰ نشان داده شده است.



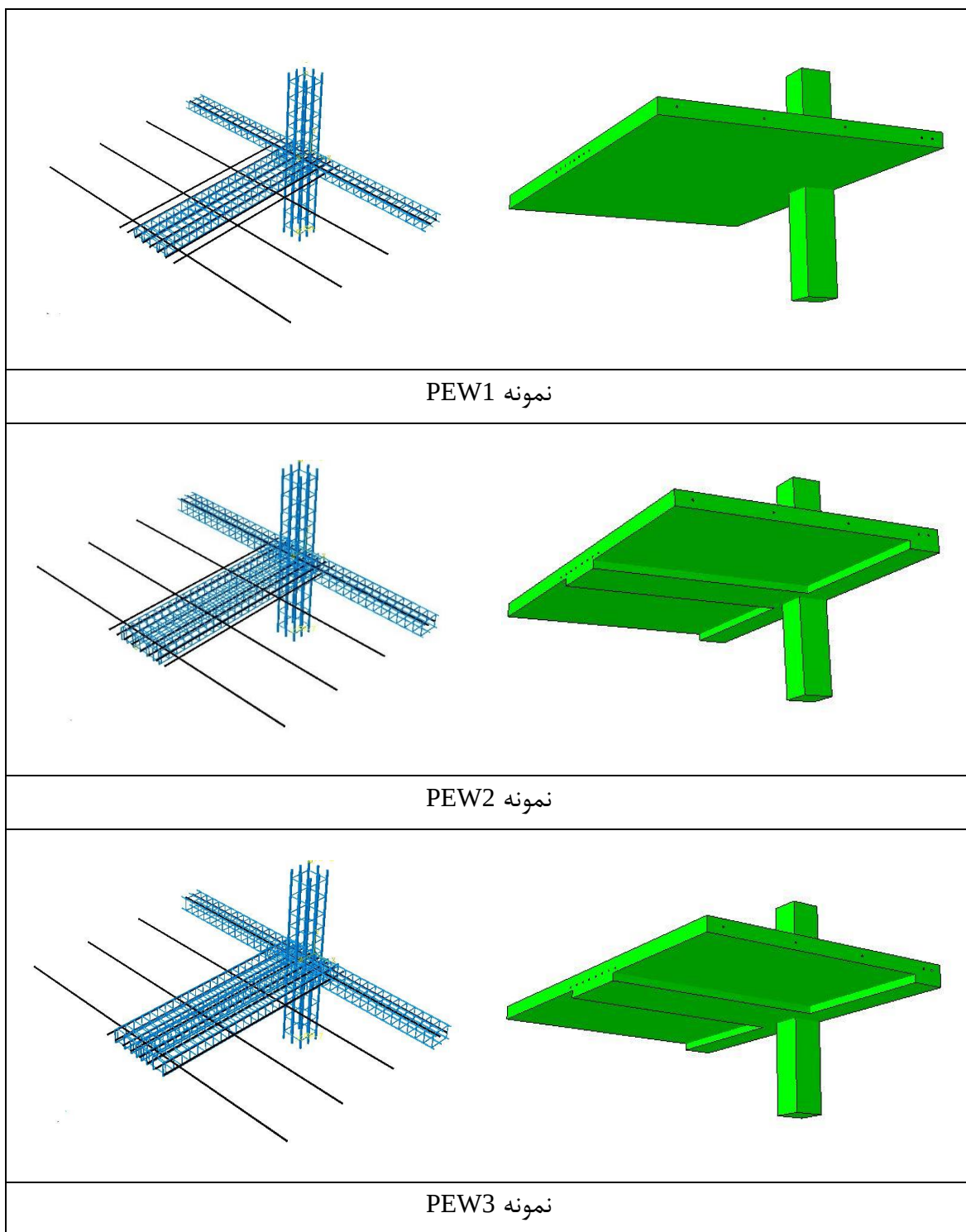
شکل ۵-۲۰: الگوی ترک خوردگی سطح پایین دال در هنگام گسیختگی نمونه REW3

۵-۵-۲ بررسی رفتار دال تخت پس کشیده با تیر عریض

به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای دال‌های پیش تنیده در حضور تیرهای عریض سه نمونه دال پیش‌تنیده پس‌کشیده به همراه تیر عریض با نسبت ابعادی مختلف مدلسازی شدند. این نمونه‌ها به نام‌های PEW1، PEW2 و PEW3 نامگذاری شدند. درصد آرماتور مقطع نیز در تمام نمونه‌ها تقریباً یکسان و برای تیر عریض حدود ۱/۷ درصد و برای تیرهای عرضی حدود ۱/۵ درصد انتخاب شده است. ابعاد تیرهای عریض به کار برده شده در این بخش برای نمونه‌های مختلف مطابق بخش ۵-۵-۱ می‌باشد و تنها تفاوت در این بخش استفاده از دال پیش‌تنیده به جای دال معمولی است تا تاثیر پیش‌تنیدگی دال بر رفتار سیستم‌های دال پیش‌تنیده با تیر عریض مورد ارزیابی قرار گیرد. هندسه مدل‌ها، میلگردگذاری و نحوه قرار گیری کابل‌های پیش‌تنیدگی در شکل ۵-۲۱ نشان داده شده است. همچنین مشخصات کلی نمونه‌ها نیز در جدول ۵-۱۶ ارائه شده است.

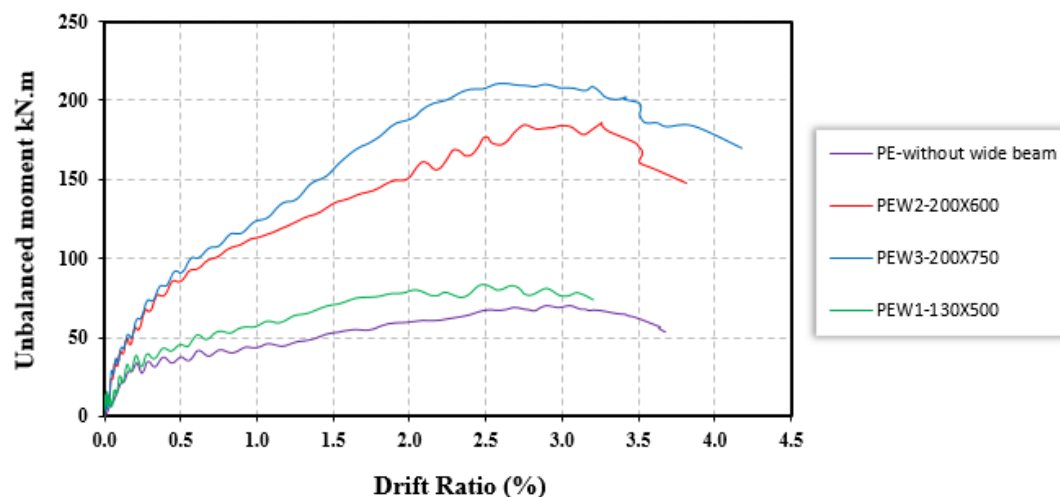
جدول ۵-۱۶: مشخصات کلی نمونه‌های دال با تیر عریض

نام نمونه	عرض تیر (b_w)(mm)	عمق تیر (h_b)(mm)	نسبت عرض تیر به عرض ستون (b_w/b_c)	آرماتور طولی	درصد آرماتور طولی (ρ)	ابعاد تیر عرضی	آرماتور عرضی	درصد آرماتور عرضی
PEW1	۵۰۰	۱۳۰	۱/۶	۱۲φ۵ بالا و پایین	۱/۷۴	۳۰۰*۱۳۰	۱۲φ۳ بالا و پایین	۱/۷
PEW2	۶۰۰	۲۰۰	۲	۱۴φ۷ بالا و پایین	۱/۷۹	۳۰۰*۲۰۰	۱۴φ۳ بالا و پایین	۱/۵۳
PEW3	۷۵۰	۲۰۰	۲/۵	۱۴φ۸ بالا و پایین	۱/۶۴	۳۰۰*۲۰۰	۱۴φ۳ بالا و پایین	۱/۵۳



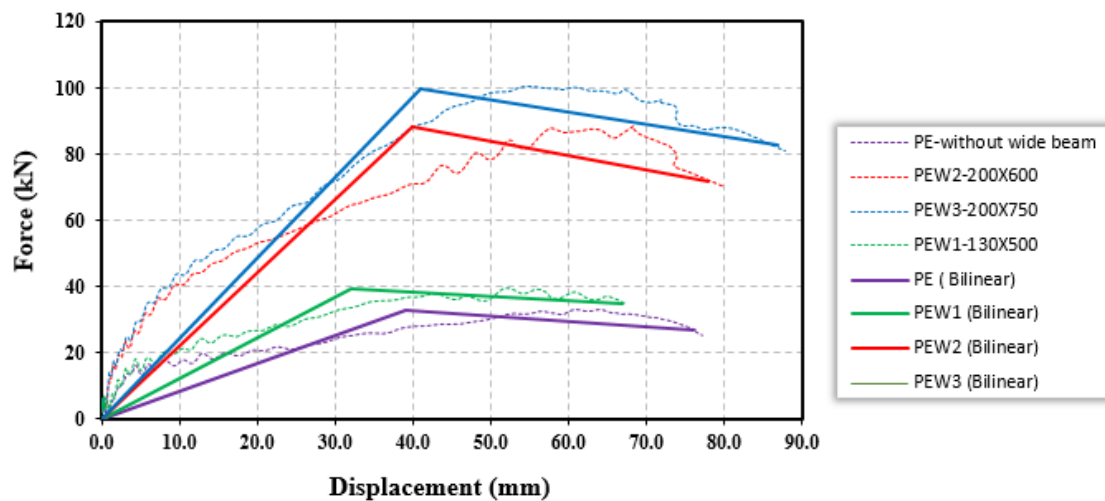
شکل ۵-۲۱: نمای کلی هندسه و میلگردگذاری نمونه‌های PEW1، PEW2 و PEW3

نمونه‌ها مشابه حالت‌های قبل تحت بارگذاری جانبی قرار گرفتند. نمودار لنگر در مقابل دریافت نمونه‌ها در مقایسه با دال تخت پس‌کشیده بدون تیر عریض که در فصل چهارم مورد سنجش قرار گرفت، در شکل ۵-۲۲ نشان داده شده است.



شکل ۵-۲۲: مقایسه نمودارهای لنگر-دریفت نمونه‌های با تیر عریض و بدون تیر عریض

جهت بررسی بهتر پارامترهای لرزه‌ای از جمله سختی، مقاومت نهایی و شکل پذیری، از نمودار نیرو-جابجایی دو خطی شده با روش پن و موهل استفاده شده است. این نمودارها در شکل ۵-۲۳ نشان داده شده است.



شکل ۵-۲۳: نمودارهای نیرو جابجایی نمونه اصلی و نمونه‌های با تیر عریض

مقایسه سختی نمونه‌ها در جدول ۵-۱۷ ارائه شده است.

جدول ۵-۱۷: مقایسه سختی نمونه‌های با تیر عریض و نمونه اصلی بدون تیر عریض

نام نمونه	سختی اولیه ($\frac{kN}{mm}$)	سختی موثر ($\frac{kN}{mm}$)	نسبت سختی موثر به سختی اولیه	درصد تغییرات سختی موثر نسبت به نمونه اصلی (%)
PE	۳/۸۴	۰/۸۴	۰/۲۱	-----
PEW1	۵	۱/۲۳	۰/۲۴	۴۶
PEW2	۷/۷۴	۲/۲۱	۰/۲۸	۱۶۳
PEW3	۹/۵۲	۲/۴۳	۰/۲۵	۱۸۹

نتایج حاصل نشان می‌دهد که استفاده از تیر عریض مدفون در دال، باعث افزایش سختی موثر نمونه به میزان ۴۶ درصد شده است. با توجه به اینکه حضور تیر عریض مدفون در دال معمولی، تاثیری در افزایش سختی نمونه REW1 نداشت، می‌توان به این نتیجه رسید که حضور نیروهای پیش‌تنیدگی منجر به افزایش سختی نمونه می‌شود. همچنین استفاده از تیر عریض به عمق ۲۰ و عرض ۶۰ و ۷۵، در یک میزان تنش پیش‌تنیدگی ثابت، به ترتیب باعث افزایش چشمگیر سختی نمونه به میزان ۱۶۳ و ۱۸۹ درصد شده است. همچنین با مقایسه نسبت سختی موثر به سختی اولیه در نمونه‌های با دال پس کشیده در مقایسه با دال معمولی نشان می‌دهد که پیش‌تنیدگی باعث کاهش این نسبت می‌شود. با بررسی مقادیر سختی اولیه و موثر می‌توان دریافت که حضور نیروهای پیش‌تنیدگی عمدتاً باعث افزایش سختی اولیه می‌شود. در ادامه مقادیر مقاومت نهایی و شکل‌پذیری نمونه‌ها نیز در جدول ۵-۱۸ ارائه شده است.

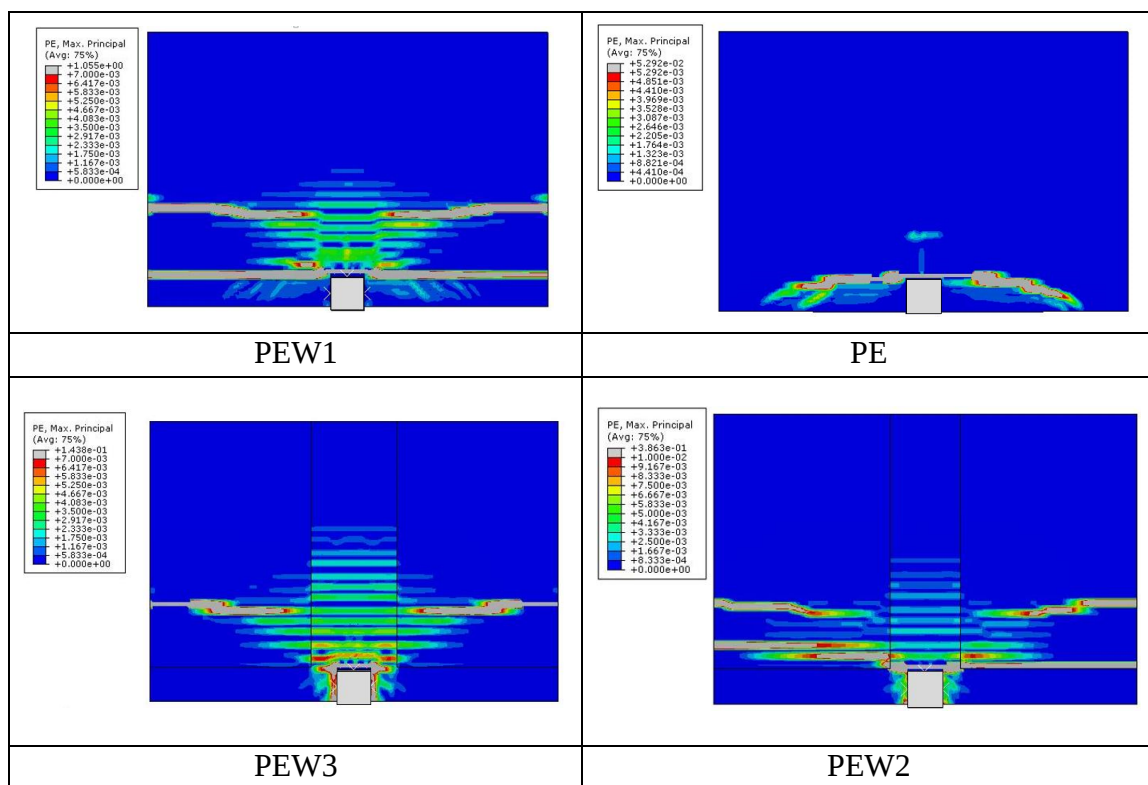
جدول ۵-۱۸: مقایسه مقادیر مقاومت نهایی و شکل‌پذیری نمونه‌های با تیر عریض و نمونه اصلی

نمونه	مقاومت نهایی (kN)	درصد تغییرات مقاومت نهایی (%)	جابجایی نظیر تسلیم (mm)	جابجایی نهایی (mm)	شکل پذیری	درصد تغییرات شکل پذیری
PE	۳۲/۵۸	----	۴۰	۷۶	۱/۹۰	----
PEW1	۳۹/۵۹	۲۱/۵	۳۲	۶۷	۲/۰۹	۱۰
PEW2	۸۸/۴۷	۱۷۱/۵	۴۰	۷۸	۱/۹۵	۲/۶۳
PEW3	۱۰۰/۲۴	۲۰۷	۴۱	۸۷	۲/۱۳	۱۲/۱

نتایج حاصل نشان می‌دهد حضور تیر عریض مدفون در دال باعث افزایش ۲۱/۵ درصدی مقاومت نهایی و تیر عریض با عمق ۲۰ و عرض ۶۰ و ۷۵ سانتی متر به ترتیب باعث افزایش ۱۷۱/۵ و ۲۰۷ درصدی مقاومت نهایی نسبت به نمونه اصلی شده است. این در حالیست که مقاومت نهایی در حضور نیروهای پیش‌تنیدگی در نمونه‌های PE، PEW1، PEW2 و PEW3 نسبت به نمونه‌های دارای دال معمولی بدون پیش‌تنیدگی (نمونه‌های REW1، REW2، REW3 و REW50) به ترتیب ۷۰٪، ۴۸٪، ۶۰٪ و ۶۶٪ افزایش پیدا کرده است. همچنین با توجه به اینکه در حضور نیروهای پیش‌تنیدگی تمام میلگردهای تیر عریض (میلگردهای عبوری

از داخل و خارج ناحیه اتصال) همزمان شروع به تسلیم می‌کنند و پدیده تاخیر برش اتفاق نمی‌افتد، تاثیر زیادی در افزایش شکل‌پذیری ندارند اما افزایش مقاومت نهایی در سیستم‌های پیش‌تنیده می‌تواند تاثیر زیادی در استهلاک انرژی داشته باشد.

نحوه گسیختگی دال نیز در حضور نیروهای پیش‌تنیدگی از گسیختگی برش پانچ به صورت گسیختگی خمشی یا تلفیق برش و خمش تبدیل شده است. الگوی ترک خوردگی سطح پایین دال در هنگام گسیختگی در نمونه‌های مختلف در شکل ۵-۲۴ نشان داده شده است.



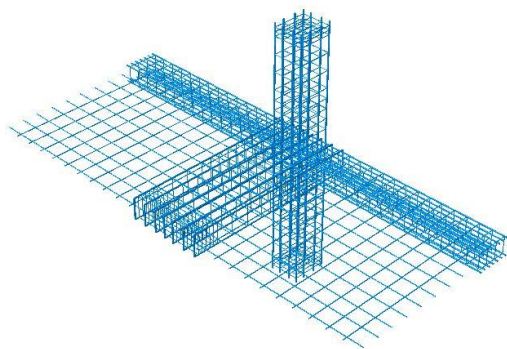
شکل ۵-۲۴: الگوی ترک خوردگی سطح پایین دال در هنگام گسیختگی در نمونه‌های مختلف

۵-۶ تاثیر پیش‌تنیدگی دال در سیستم قاب خمشی با تیر عریض

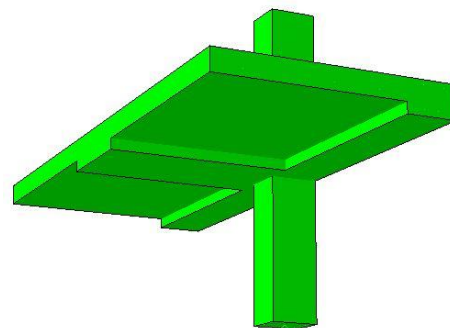
در این بخش، به منظور بررسی اثر نیروی پیش‌تنیدگی بر روی رفتار لرزه‌ای سیستم‌های دارای قاب خمشی با تیر عریض، یک نمونه اتصال کناری تیر عریض به ستون بتن مسلح که در فصل چهارم مورد سنجی قرار گرفت، در حضور دال معمولی بدون پیش‌تنیدگی و دال پیش‌تنیده پس کشیده مدلسازی شد و پارامترهای لرزه‌ای از جمله سختی، مقاومت نهایی و شکل‌پذیری مورد بررسی قرار گرفت. نمونه اصلی به نام EWBCC، نمونه دارای دال معمولی به نام EWBCC-S و نمونه دارای دال پس کشیده به نام EWBCC-

PT نامگذاری شدند. برای دال معمولی ضخامت ۲۰ سانتی متر و برای دال پس کشیده ضخامت ۱۵ سانتی متر، فرض شده است. همچنین برای دال معمولی از یک شبکه آرماتور با میلگردهای با قطر ۱۰ میلی متر و فاصله ۲۰ سانتی متر استفاده شده است.

کابل‌های پیش‌تنیدگی با فرض تنش فشاری ایجاد شده در بتن ناشی از پیش‌تنیدگی موثر برابر با ۱/۲ مگاپاسکال و با استفاده از میدان دمایی پیش‌تنیده شده اند. نحوه مدلسازی پیش‌تنیدگی و اندرکنش میان کابل، بتن و غلاف‌ها در فصل چهارم تشریح شده است. همچنین برای جلوگیری از تمرکز تنش از صفحات صلب در انتهای کابل‌ها استفاده شده است. شکل مدل‌های ساخته شده در نرم افزار آباکوس در شکل ۵-۲۵ و ۵-۲۶ نشان داده شده است.

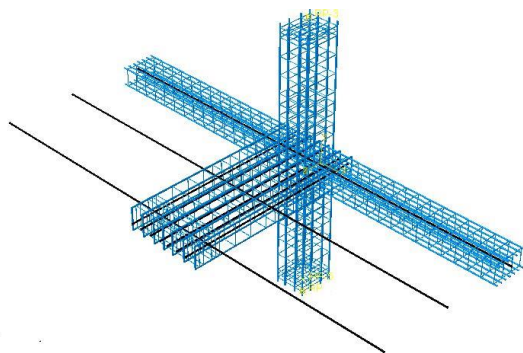


(ب)

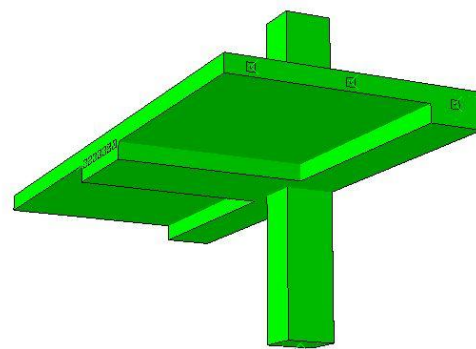


(الف)

شکل ۵-۲۵: شکل الف) هندسه مدل‌ها و ب) میلگرد گذاری در دال با تیر عریض



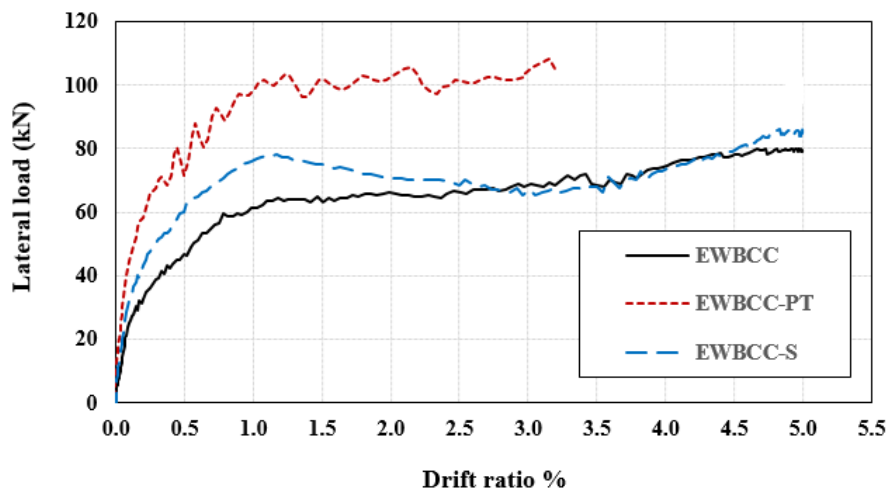
(ب)



(الف)

شکل ۵-۲۶: شکل الف) هندسه مدل‌ها و ب) میلگرد گذاری و آرایش کابل‌ها در دال پس کشیده با تیر عریض

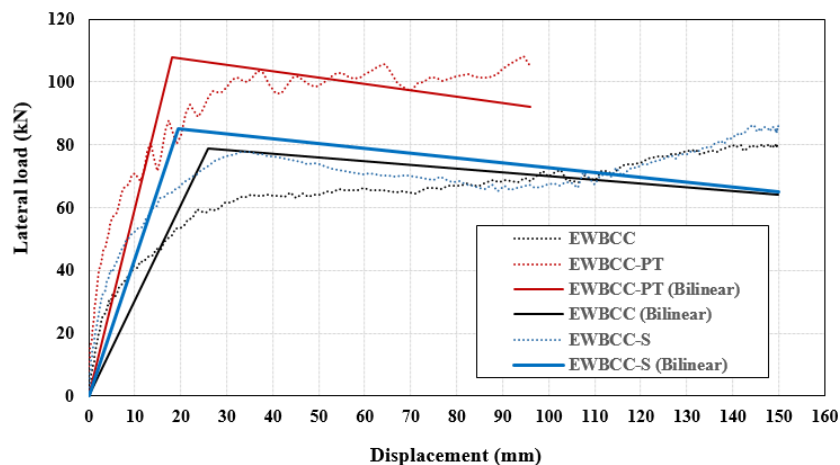
نمونه‌ها تحت بارگذاری جانبی به اندازه ۱۵۰ میلی‌متر در بالای ستون قرار گرفتند. نمودار نیروی جانبی در برابر نسبت دریافت نمونه در مقایسه با نمونه اصلی (قاب خمشی با تیر عریض) در شکل ۵-۲۷ نشان داده شده است.



شکل ۵-۲۷: نمودارهای نیروی جانبی در برابر دررفت نمونه‌ها

همانطور که در شکل ۵-۲۷ مشخص است نمونه دارای دال پیش‌تنیده در تغییر مکان‌های پایین تری گسیخته شده و سختی اولیه بالاتری دارد.

جهت مقایسه بهتر نتایج، از نمودارهای نیرو-تغییر مکان دو خطی شده با استفاده از روش پرستلی و پائولی استفاده شده است که در شکل ۵-۲۸ نشان داده شده است.



شکل ۵-۲۸: نمودارهای نیرو-تغییر مکان نمونه‌های EWBCC، EWBCC-S و EWBCC-PT

مقایسه مقادیر کمی سختی اولیه و موثر در حالات مختلف در جدول ۵-۱۹ نشان داده شده است.

جدول ۵-۱۹: مقایسه سختی نمونه‌ها

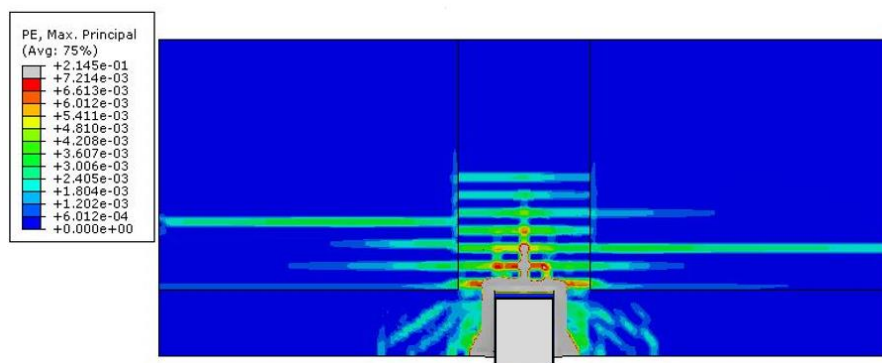
نام نمونه	سختی اولیه ($\frac{kN}{mm}$)	سختی موثر ($\frac{kN}{mm}$)	نسبت سختی موثر به سختی اولیه	درصد تغییرات سختی موثر نسبت به نمونه اصلی (%)
EWBCC	۷/۷	۲/۵۴	۰/۳۲	-----
EWBCC-S	۱۲/۱	۳/۸۶	۰/۳۱	۵۱/۹
EWBCC-PT	۲۰	۵/۱۴	۰/۲۵	۱۰۲

نتایج نشان می‌دهد که حضور دال معمولی سبب افزایش سختی موثر نمونه به میزان ۵۱/۹ درصد و حضور نیروهای پیش‌تنیدگی سبب افزایش قابل توجه سختی موثر به میزان ۱۰۲ درصد نسبت به نمونه بدون دال شده است. مقادیر مقاومت نهایی و شکل پذیری نمونه‌ها نیز در جدول ۵-۲۰ ارائه شده است.

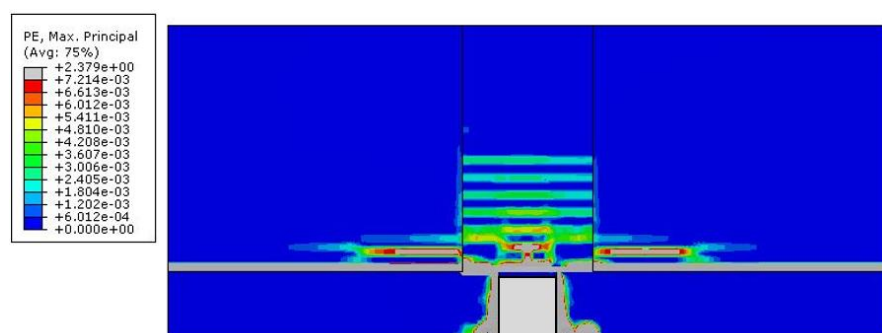
جدول ۵-۲۰: مقادیر مقاومت نهایی و شکل پذیری و درصد تغییرات آن‌ها

نمونه	مقاومت نهایی (kN)	درصد تغییرات مقاومت نهایی (%)	جابجایی نظیر تسلیم (mm)	جابجایی نهایی (mm)	شکل پذیری	درصد تغییرات شکل پذیری
EWBCC	۷۹/۳۴	-----	۳۱	۱۵۰	۴/۸۳	-----
EWBCC-S	۸۵/۹	۸/۲	۲۲	۱۵۰	۶/۸۱	۴۰
EWBCC-PT	۱۰۸/۱۳	۳۶/۲	۲۱	۹۶	۴/۵۷	-۵/۳

همانطور که مشاهده می‌شود با افزودن دال مقاومت نهایی مقدار کمی افزایش یافته است اما شکل‌پذیری به میزان ۴۰ درصد افزایش می‌یابد. حضور دال باعث شده مقاومت و سختی افزایش یافته و تسلیم مقطع در تغییر مکان‌های پایین تری اتفاق افتد و باعث افزایش شکل‌پذیری می‌شود. اما با پیش‌تنیده کردن دال مقاومت نهایی به میزان ۳۶ درصد افزایش یافته اما شکل‌پذیری تغییر زیادی نکرده است و حدود ۵ درصد دچار کاهش شده است. الگوی ترک خوردگی مدل با دال معمولی و پیش‌تنیده نیز در شکل‌های ۵-۲۹ و ۵-۳۰ نشان داده شده است.



شکل ۵-۲۹: الگوی ترک خوردگی نمونه EWBC-S با دال معمولی



شکل ۵-۳۰: الگوی ترک خوردگی نمونه EWBC-PT با دال پس کشیده

الگوی ترک خوردگی در دو نمونه نشان می‌دهد در حضور نیروهای پیش تنیدگی، حالت شکست از گسیختگی برش پانچ به حالت تلفیقی از گسیختگی خمشی و برش پانچ تبدیل شده است.

فصل ۶ : نتیجه گیری و پیشنهادات

۶-۱ مقدمه

در این مطالعه، ابتدا به منظور شناخت بهتر رفتار لرزه‌ای اتصالات دال پیش‌تنیده به ستون تحت اثر بارگذاری جانبی، یک نمونه اتصال کناری دال پس‌کشیده به ستون بتن مسلح در نرم افزار آباکوس مورد صحت سنجی قرار گرفت. مدلسازی صحیح دال‌های پس‌کشیده در نرم افزار آباکوس و شبیه سازی دقیق نیروی پیش‌تنیدگی، اندرکنش میان کابل، بتن و غلاف‌ها و همچنین مهار انتهایی کابل‌ها در این سیستم‌ها یکی از مسائل چالش برانگیز در این تحقیق بود. برای مدلسازی رفتار دال‌های پس‌کشیده در نرم افزار آباکوس از روش فرمول بندی تماسی که در فصل چهارم توضیح داده شده است، استفاده گردید. پس از مقایسه نمونه عددی و آزمایشگاهی و اطمینان از صحت نتایج بدست آمده، مطالعات پارامتریک بر روی اثرات مقاومت فشاری بتن، میزان تنش پیش‌تنیدگی و نوع چسبندگی کابل‌ها به منظور شناخت بیشتر و بهتر رفتار لرزه‌ای اتصال و بررسی میزان ظرفیت باربری، سختی و شکل‌پذیری اتصال با ایده آل سازی نمودارها به روش پن و موهل انجام شد.

در ادامه یک نمونه اتصال دال معمولی (غیر پیش‌تنیده) و یک نمونه اتصال تیر عریض به ستون بتن مسلح در نرم افزار آباکوس مورد صحت سنجی قرار گرفت. هدف از این کار بررسی رفتار لرزه‌ای استفاده از سیستم قاب خمشی با تیرهای عریض در کنار دال‌های معمولی و پس‌کشیده بود. سه نمونه تیر عریض با ابعاد مختلف که نسبت عرض تیر به عرض ستون در سه نمونه به ترتیب برابر $1/6$ ، 2 و $2/5$ و عمق 13 و 20 سانتی متر که همگی در محدوده مجاز آیین نامه ACI318-19 بودند در حضور دال‌های معمولی غیر پیش‌تنیده و پس‌کشیده ساخته شد و در نرم افزار آباکوس تحت بارگذاری جانبی قرار گرفت و مقادیر سختی، ظرفیت باربری و شکل‌پذیری و نحوه گسیختگی نمونه‌ها مورد بررسی قرار گرفت. همچنین در بخش انتهایی اثر حضور دال پیش‌تنیده بر روی یک سیستم قاب خمشی با تیر عریض که در فصل چهارم صحت سنجی شد، مورد بررسی قرار گرفت. نتایج مختلفی از این تحقیق بدست آمد که در بخش ۶-۲ به تفکیک بیان شده است. همچنین در بخش ۷-۲ پیشنهاداتی برای تحقیقات آتی بیان خواهد شد.

۶-۲ نتایج

نتایج حاصل از این تحقیق نشان داد که :

- ۱- مقاومت فشاری بتن به عنوان یکی از پارامترهای تاثیرگذار بر رفتار اتصال به شما می‌رود به نحوی که کاهش ۲۰ درصدی مقاومت فشاری بتن باعث کاهش سختی موثر، مقاومت نهایی و شکل‌پذیری اتصال به ترتیب به میزان $12/5\%$ ، $5/8\%$ و $9/4\%$ می‌شود. همچنین افزایش ۲۰، ۳۵ و ۵۰ درصدی

مقاومت فشاری بتن به ترتیب باعث افزایش ۱۵، ۲۸/۷ و ۴۲/۵ درصدی سختی موثر، ۷/۹، ۱۰/۶ و ۱۵/۸ درصدی مقاومت نهایی و ۶/۸، ۱۷/۳ و ۲۲/۱ درصدی شکل پذیری اتصال می شود.

۲- میزان پیش تنیدگی دال به میزان قابل توجهی سبب افزایش سختی، مقاومت نهایی و شکل پذیری اتصال می شود. افزایش تنش متوسط پیش تنیدگی وارد بر بتن از ۱/۲ مگاپاسکال به ۱/۵، ۱/۸ و ۲/۱ مگاپاسکال، به ترتیب منجر به افزایش سختی به میزان ۱۳/۷، ۵۰ و ۸۱ درصد، افزایش ظرفیت باربری به میزان ۶/۸، ۱۱/۲ و ۱۶ درصد و افزایش شکل پذیری به میزان ۶/۸، ۳۶/۸ و ۴۹/۴ درصد می شود.

۳- نوع چسبندگی کابل ها تاثیر قابل توجهی در ظرفیت باربری و شکل پذیری اتصال نداشته و تغییر نوع چسبندگی کابل ها از حالت چسبیده به نچسبیده منجر به افزایش ظرفیت مقطع به میزان ۲/۷۹ درصد می شود که به دلیل نحوه انتقال تنش پیش تنیدگی از کابل به بتن می باشد.

۴- حضور تیر عریض و عرضی مدفون در دال معمولی (غیر پیش تنیده) تاثیر زیادی در افزایش سختی موثر نمونه ندارد اما باعث افزایش ۴۰ درصدی مقاومت نهایی و کاهش ۴/۵ درصدی شکل پذیری می شود. در حالی که حضور تیر عریض مدفون در دال پیش تنیده باعث افزایش سختی موثر به میزان ۴۶ درصد، افزایش مقاومت نهایی به میزان ۲۱/۵ درصد و افزایش شکل پذیری به میزان ۱۰ درصد می شود.

۵- حضور تیر عریض با عمق ۲۰ سانتی متر و عرض ۶۰ سانتی متر در دال معمولی باعث افزایش ۱۸۷ درصدی سختی موثر نمونه و افزایش مقاومت نهایی و شکل پذیری به ترتیب به میزان ۱۸۸ و ۳۳ درصد می شود. افزایش شکل پذیری نمونه به علت پدیده تاخیر برش در آرماتورهای عبوری از خارج هسته اتصال می باشد. همچنین پیچش در تیر عرضی سبب گسیختگی برش پانچ در نمونه می گردد.

۶- حضور تیر عریض با عمق ۲۰ سانتی متر و عرض ۷۵ سانتی متر در دال معمولی سبب افزایش ۱۹۹ درصدی سختی موثر نمونه می شود. همچنین در این حالت مقاومت نهایی به میزان ۲۱۵ و شکل-پذیری به میزان ۳۰ درصد نسبت به نمونه دال بدون تیر عریض افزایش می یابد.

۷- استفاده از تیر عریض با عمق ۲۰ سانتی متر و عرض ۶۰ سانتی متر در دال های پیش تنیده باعث افزایش ۱۶۳ درصدی سختی موثر، افزایش ۱۷۱/۵ درصدی مقاومت نهایی و افزایش ۲/۶۳ درصدی مقدار شکل پذیری می شود.

۸- حضور تیر عریض با عمق ۲۰ و عرض ۷۵ سانتی متر منجر به افزایش ۱۸۹ درصدی سختی موثر، ۲۰۷ درصدی مقاومت نهایی و ۱۲/۱ درصدی شکل پذیری می شود.

۹- حضور دال بتنی با ضخامت ۲۰ سانتی متر در کنار سیستم قاب خمشی با تیر عریض باعث افزایش

۸/۲ درصدی مقاومت نهایی، ۴۰ درصدی شکل پذیری و ۵۱/۹ درصدی سختی موثر نسبت به نمونه بدون دال می‌شود.

۱۰- افزودن دال پیش‌تنیده با ضخامت ۱۵ سانتی متر به سیستم قاب خمشی با تیر عریض باعث افزایش سختی موثر به میزان ۱۰۲ درصد و افزایش مقاومت نهایی به میزان ۳۶ درصد می‌شود اما بر روی شکل پذیری دال تاثیر زیادی نداشته و باعث کاهش ۵/۳ درصدی آن نسبت به نمونه تیر عریض بدون دال پیش‌تنیده می‌شود.

۱۱- حضور نیروهای پیش‌تنیدگی با وجود اینکه تاثیر زیادی در شکل‌پذیری نداشته و در برخی موارد باعث کاهش شکل‌پذیری می‌گردند، اما مقاومت نهایی مقطع را نسبت به دال معمولی به شدت بالا برده و از قابلیت استهلاک انرژی مناسبی برخوردارند.

۱۲- حضور تیر عریض در دال‌های معمولی و پیش‌تنیده به طور کلی باعث افزایش مقاومت نهایی مقطع به میزان قابل توجهی می‌شود.

۱۳- حضور نیروهای پیش‌تنیدگی باعث شده تمام آرماتورهای تیر عریض با هم شروع به تسلیم کنند و حالت شکست اتصال از برش پانچ به شکست خمشی تبدیل شود در حالی که تاخیر در تسلیم آرماتورهای عبوری از خارج از ناحیه اتصال در عدم حضور نیروهای پیش‌تنیدگی سبب افزایش شکل‌پذیری و شکست برش پانچ در اثر پیچش ایجاد شده در تیر عرضی می‌شود.

۳-۶ پیشنهادات برای تحقیقات آینده

با توجه به اینکه مباحث مختلفی در زمینه اتصالات دال پس‌کشیده به ستون و سیستم‌های قاب خمشی با تیر عریض هنوز مورد ابهام بوده و نیازمند تحقیقات بیشتر در این زمینه می‌باشد، مواردی برای مطالعات بعدی به شرح زیر پیشنهاد می‌گردد:

- ۱- مطالعه بر روی اتصالات گوشه و میانی در سیستم‌های دال پس‌کشیده با تیر عریض.
- ۲- بررسی رفتار لرزه‌ای سیستم دال پس‌کشیده با تیر عریض تحت بارگذاری‌های چرخه‌ای.
- ۳- بررسی اثر میزان برش ثقلی و تاثیر بارهای محوری زیاد و تغییرات آن در ستون بر روی اتصالات دال پس‌کشیده به ستون بتن مسلح.
- ۴- مطالعه بر روی نحوه توزیع کابل‌ها در سیستم‌های دال پس‌کشیده با تیر عریض.
- ۵- طراحی سیستم‌های دال پس‌کشیده با تیر عریض در نرم افزار ETABS و بررسی اثر پیش‌تنیدگی بر روی رفتار قاب خمشی.

۶- تعیین ضریب رفتار و ضریب بزرگنمایی در سیستم‌های دال پس کشیده با تیر عریض.

1. Lin, T.Y. and N.H. Burns, Design of prestressed concrete structures. 1981.
2. Billington, D.P., Historical perspective on prestressed concrete. PCI Journal, 1976. 21(5).
3. Khan, S., Post-tensioned concrete floors. 1995: CRC Press.
4. Collins, M.P. and D. Mitchell, Prestressed concrete structures. Vol. 9. 1991: Prentice Hall Englewood Cliffs, NJ.
5. Aalami, B., Unbonded and Bonded Post-Tensioning Systems in Building Construction: A Design and Performance Review. 1994: Post-Tensioning Institute.
6. Society, C., Post-tensioned concrete floors. Design handbook. 2nd edition, 2005.
7. Stevenson, A.M., Post-tensioned Concrete Floors in Multi-Storey Buildings: An introduction to the development, benefits, design and construction of in-situ prestressed suspended floors. 1994: British Cement Association.
8. Trongtham, N. and N.M. Hawkins, Moment transfer to columns in unbonded post-tensioned prestressed concrete slabs. 1977: Department of Civil Engineering, University of Washington.
9. Sunidja, H., Response of prestressed concrete plate-edge column connections. 1982: University of Illinois at Urbana-Champaign.
10. Long, A.E. and D.J. Cleland, Post-tensioned concrete flat slabs at edge columns. Materials Journal, 1993. 90(3): p. 207-213.
11. Martinez-Cruzado, J.A., Experimental study of post-tensioned flat plate exterior slab-column connections subjected to gravity and biaxial loading. 1993, University of California, Berkeley.
12. Warnitchai, P., et al. Seismic performance of post-tensioned interior flat slab-column connections. in Proceedings of Third International Symposium on New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia. 2004. Citeseer.
13. Han, S.W., et al., Hysteretic behavior of exterior post-tensioned flat plate connections. Engineering Structures, 2006. 28(14): p. 1983-1996.
14. Davey, M.J., K. Abdouka, and R. Al-Mahaidi, Exterior post-tensioned band beam to column connections under earthquake loading. Australian Journal of Structural Engineering, 2016. 17(1): p. 14-27.
15. Rafiee, S., A. Hosseini, and M.S. Marefat, Seismic details for exterior connections of post-tensioned flat slabs to steel columns using steel plates, vertical stiffeners and bolts. Journal of Building Engineering, 2021. 36: p. 102140.
16. Ngo, D. and A.C. Scordelis. Finite element analysis of reinforced concrete beams. in Journal Proceedings. 1967.
17. Stavroulaki, M., G. Stavroulakis, and B. Leftheris, Modelling prestress restoration of buildings by general purpose structural analysis and optimization software, the optimization module of MSC/NASTRAN. Computers & structures, 1997. 62(1): p. 81-92.
18. Kawakami, M. and T. Ito, Nonlinear finite element analysis of prestressed concrete members using ADINA. Computers & structures, 2003. 81(8-11): p. 727-734.

19. Mercan, B., A.E. Schultz, and H.K. Stolarski, Finite element modeling of prestressed concrete spandrel beams. *Engineering Structures*, 2010. 32(9): p. 2804-2813.
20. Kang, Y.-J. and A.C. Scordelis, Nonlinear analysis of prestressed concrete frames. *Journal of the structural division*, 1980. 106(2): p. 445-462.
21. Van Greunen, J. and A.C. Scordelis, Nonlinear analysis of prestressed concrete slabs. *Journal of Structural Engineering*, 1983. 109(7): p. 1742-1760.
22. El-Mezaini, N. and E. Çıtıptıo g ˘ lu, Finite element analysis of prestressed and reinforced concrete structures. *Journal of Structural Engineering*, 1991. 117(10): p. 2851-2864.
23. Vecchio, F.J., P. Gauvreau, and K. Liu, Modeling of unbonded post-tensioned concrete beams critical in shear. *ACI structural journal*, 2006. 103(1): p. 57.
24. Nikolic, Z. and A. Mihanovic, Non-linear finite element analysis of post-tensioned concrete structures. *Engineering Computations*, 1997.
25. Huang, Y., Finite element method for post-tensioned prestressed concrete structures . 2012:The University of Oklahoma.
26. Thomas, H.-K.K., NoNlINear FINITE elemeNT aNalyses oF Unbonded Post-tensioned slab-ColUmn ConneCtions.
27. Janghorban, F., A. Hoseini, and W.L. Gamble, Effects of Tendon Arrangements on Two-Way Unbonded Post-Tensioned Slab-Edge Column Connections. *ACI Structural Journal*, 2020. 117(2): p. 33-44.
28. Gentry, T.R. and J.K. Wight, Wide beam-column connections under earthquake-type loading. *Earthquake Spectra*, 1994. 10(4): p. 675-703.
29. Fadwa, I., et al., Reinforced concrete wide and conventional beam–column connections subjected to lateral load. *Engineering Structures*, 2014. 76: p. 34-48.
30. ACI 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19): An ACI Standard ; Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19). 2019: American Concrete Institute.
31. Hatamoto, H., S. Bessho, and Y. Matsuzaki, Reinforced concrete wide-beam-to-column subassemblages subjected to lateral load. *Special Publication*, 1991. 123: p. 291-316.
32. Popov, E.P., et al., Behavior of interior narrow and wide beams. *Structural Journal*, 1992. 89(6): p. 607-616.
33. LaFave, J.M., Behavior of reinforced concrete exterior wide beam-column-slab connections subjected to lateral earthquake loading. 1997: University of Michigan.
34. Quintero-Febres, C.G., Investigation on the seismic behavior of RC interior wide-beam connections. 1997: University of Michigan.
35. Benavent-Climent, A., Shaking table tests of reinforced concrete wide beam–column connections. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 2005. 34(15): p. 1833-1839.
36. Benavent-Climent, A., Seismic behavior of RC wide beam-column connections under dynamic loading. *Journal of earthquake engineering*, 2007. 11(4): p. 493-511.
37. Gentry, T.R., Reinforced concrete wide beam-column connections under earthquake-type loading. 1992, University of Michigan.

38. Benavent-Climent, A., X. Cahís, and J. Vico, Interior wide beam-column connections in existing RC frames subjected to lateral earthquake loading .*Bulletin of Earthquake Engineering*, 2010. 8(2): p. 401-420.
39. Li, B. and S.A. Kulkarni, Seismic behavior of reinforced concrete exterior wide beam-column joints. *Journal of structural engineering*, 2010. 136(1): p. 26-36.
40. Pakzad, A. and M. Khanmohammadi, Experimental cyclic behavior of code-conforming exterior wide beam-column connections. *Engineering Structures*, 2020. 214: p. 110613.
41. Luk, S. and J.S. Kuang, Seismic performance and force transfer of wide beam-column joints in concrete buildings .*Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Engineering and Computational Mechanics*, 2017. 170(2): p. 71-88.
42. Behnam, H., J. Kuang, and B. Samali, Parametric finite element analysis of RC wide beam-column connections. *Computers & Structures*, 201:205.8p. 28-44.
43. Systèmes, D., Abaqus/CAE User's Guide 6.14 Online Documentation. Online]. <http://130.149>, 2014. 89(2080): p. v6.
44. ABAQUS6.14 ,ANALYSIS USER'S GUIDE VOLUME III: MATERIALS. 2014.
45. Kmiecik, P. and M. Kamiński, Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of civil and mechanical engineering*, 2011. 11(3): p. 623-636.
46. Thorenfeldt, E. Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design. in *Symposium Proceedings, Utilization of High-Strength Concrete*, Norway, 1987. 1987.
47. Wang, T. and T.T. Hsu, Nonlinear finite element analysis of concrete structures using new constitutive models. *Computers & structures*, 2001. 79(32):p. 2781-2791.
48. Code, P., Eurocode 2: design of concrete structures-part 1-1: general rules and rules for buildings. British Standard Institution, London, 2005.
49. Chen, W.-F., *Plasticity in reinforced concrete*. 2007: J. Ross Publishing.
50. Devalapura, R.K. and M.K. Tadros, Stress-strain modeling of 270 ksi low-relaxation prestressing strands. *PCI Journal*, 1992. 37(2): p. 100-106.
51. Huang, Y., *Finite element method for post-tensioned prestressed concrete structures*. 2012.
52. Kang, T.H.-K. and J.W. Wallace, Stresses in unbonded tendons of post-tensioned flat plate systems under dynamic excitation. *PTI J*, 2008. 61: p. 45-59.
53. Kang, T., *Recent Advances in Computational Design and Analysis of Unbonded Post-Tensioned Concrete Structures*.
54. Stavroulakis, M., B. Leftheris, and G. Stavroulakis, Optimal prestress in modal analysis via induced temperature modelling. *Structural optimization*, 1997. 13(2): p. 95-103.
55. Pan, A. and J.P. Moehle, Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat plates. *Structural Journal*, 1989. 86(3): p. 250-258.
56. Paulay, T. and M.N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. 1992.
57. Park, R., Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing. *Bulletin of the new Zealand society for earthquake engineering*, 1989. 22(3): p. 155-166.

58. Shafaei, J., A. Hosseini, and M.S. Marefat, Seismic retrofit of external RC beam–column joints by joint enlargement using prestressed steel angles. *Engineering Structures*, 2014. 81: p. 265-288.
59. Uang, C.-M., Establishing R (or R_w) and C_d factors for building seismic provisions. *Journal of structural Engineering*, 1991. 117(1): p. 19-28.
60. Gencurk, B. and A.S. Elnashai, Development and application of an advanced capacity spectrum method. *Engineering structures*, 2008. 30(11): p. 3345-3354.
61. Issa Fadwa , T.A.A., Reinforced concrete wide and conventional beam–column connections subjected to lateral load. *Engineering Structures*, 2014.
62. Behnam, H., J .Kuang, and R.Y. Huang, Exterior RC wide beam-column connections: Effect of beam width ratio on seismic behaviour. *Engineering Structures*, 2017. 147: p. 27-44.

Abstract

Today, the use of prestressed slabs has become widespread due to their many advantages. By applying the prestressing technique in flat slabs, it is possible to achieve structures with longer spans and less thickness than conventional flat slabs, which leads to a reduction in material consumption and weight of the structure. Post-tensioned slabs are usually designed and constructed to withstand gravity loads and the use of these systems as a lateral force resisting system in areas with high seismic risk is prohibited. However, prior experimental studies reveal that these systems have the potential for energy dissipation, which can be used as a lateral force resisting system or a system that can help the other lateral force resisting systems. In this research, conventional and prestressed slab systems along with moment frame systems with wide beams have been used to investigate their seismic behavior. The use of wide beam moment frame systems in seismic areas is allowed as a lateral force resisting system and also increase ceiling height. For this purpose, in order to better understand the seismic behavior of post tensioned slabs, an exterior unbonded post tension slab column connection has been validated in ABAQUS software and the effect of various parameters such as compressive strength of concrete, the amount of effective prestressing levels and the bonding influence in the seismic behavior of post tension slab joints are investigated by comparing the ultimate strength, stiffness and ductility, then a reinforced concrete (non-prestressed) slab column connection and an exterior RC wide beam column connection validation was performed, then three specimens of wide beams with different dimensions were modeled with post tension and conventional slabs and seismic parameters in this system were investigated. Also, by adding the slab and prestressing it to the wide beam moment frame system, the effect of prestressing forces on the seismic behavior of the slab has been investigated. The results showed that increasing the compressive strength and prestressing level of concrete increases the stiffness, ultimate strength and ductility, while the bonding condition does not have much effect on the behavior of the joints. Adding a wide beam to a conventional slab also significantly increases the ultimate strength and ductility. The stiffness of the model also increases in specimens with a wide beam thicker than the slab thickness. In specimens with post tension slab and wide beam, an increase in stiffness and strength is observed, but no significant change in ductility is observed. Also, adding slab to wide beam moment frame systems does not have much effect on the ultimate strength but increases the stiffness and ductility and the presence of prestressing forces causes a significant increase in the ultimate strength but has little effect on ductility. .

Keywords: Reinforced concrete, prestressed slab, post-tension slab, wide beam, moment frame



Faculty of Civil Engineering

M.Sc. Thesis in Structural Engineering

Analytical Evaluation of Seismic Performance of RC Wide Beam with Post-Tensioned Slab Joints to column

By: Amin Behrouz

Supervisor:
Dr. Jalil Shafaei

Oct, 2021