

باز توزیع لنگر و شکل پذیری (تئوری و آزمایشگاهی) تیرهای I - شکل سراسری پس کشیده (بدون پیوستگی) با آبر بتن خودتراکم

محمد مقصودی* (دانشجوی دکتری)

علی اکبر مقصودی (استاد)

دانشکده فنی و مهندسی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شهید باهنر کرمان

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۳۹۷)
دوری ۲ - ۳۴، شماره ۲/۲، ص. ۱۱۳-۱۲۴، (پادداشت نشی)

تعیین مد شکست، درصد بازتوزیع لنگر و شکل پذیری، با کاربرد آبر بتن خودتراکم (UHSSCC)^۱ در اعضاء پس کشیده نامعین (در مقیاس واقعی با طول ۹ متر) با دو کابل با خروج از مرکزیت متغیر بدون پیوستگی^۲ کاوش شد. ابتدا چنین آبر بتنی در فاز خمیری با معیارهای جهانی طراحی و با موفقیت ساخته شد. سپس کاربرد آبر بتن با مقاومت فشاری ۹۵ مگاپاسگال، در طراحی تیر ساخته شده که تا مرحله تخریب بارگذاری و با انواع حس گرهای پایش^۳ شد، ارزیابی شد. یافته های پایش، تئوری (۶ آیین نامه) و پژوهشگران مختلف مقایسه و مشخص شد که به ترتیب بیشترین و کمترین درصد بازتوزیع لنگر تئوری (۲۵ و ۱۵) مربوط به آیین نامه های CEB-FIP و آیین نامه های EC۲ و DIN است که بیشترین مقدار، بسیار نزدیک و کمترین آن ۶۱٪ کمتر از مقدار ۲۴/۱٪ آزمایشگاهی است. امکان دسترسی به بازتوزیع لنگر و شکل پذیری چنین اعضایی در صورت استفاده از کمینهای مجاز فولاد کششی معمولی وجود دارد. اهمیت بازتوزیع لنگر و شکل پذیری چنین اعضایی، در مناطق زلزله خیز حائز اهمیت است.

واژگان کلیدی: تیر سراسری، پس کشیده بدون پیوستگی، آبر بتن خودتراکم، پایش، بازتوزیع لنگر، شکل پذیری.

maghsoudi_mohammad@yahoo.com
maghsoudi.a.a@uk.ac.ir

۱. مقدمه

همچنین لرزه خیزی بالای کشور ژاپن که منجر به نیاز به تراکم زیاد آرماتورها در طراحی و ساخت سازه ها می شد، استفاده از بتن خودتراکم را به عنوان یک راه حل در قسمت هایی از سازه که دسترسی و پر کردن آن توسط روش های سنتی تراکم بتن ممکن نبود، پیشنهاد شد. استفاده از بتن خودتراکم در سازه ها منجر به افزایش سرعت اجرا (به دلیل کاهش نیروی انسانی و تأخیرهای ناشی از جاگذاری و لرزه یی بتن) و همچنین افزایش عمر و دوام سازه به دلیل کاهش نفوذ پذیری می شود.^[۱] بتن پیش تنیده، یک مفهوم سازه یی است که برای اولین بار در سال ۱۹۴۰ به منظور غلبه بر ضعف ذاتی بتن در کشش معرفی شد و در سال ۱۹۵۱، پروژه ی بتن پیش تنیده با نام پل Walnut Lane Memorial Bridge در پنسیلوانیا ساخته شد. تلاش های متعدد مهندسان طی ۶۰ سال اخیر، جهت ارتقاء سیستم طرح و ساخت اعضاء بتنی پیش تنیده در حدی است که امروزه استفاده از بتن پیش تنیده در بسیاری از اعضاء سازه یی به منظور استفاده از کل ظرفیت فشاری بتن، کنترل عرض ترک، خیز، و غیره ضروری به نظر می رسد.

تا اوایل دهه ۱۹۸۰، کمبود کارگر ماهر برای تراکم بتن در سازه های بتنی به عنوان مهم ترین عامل پایین آمدن دوام و کارایی مؤثر آنها در کشور ژاپن شناخته می شد. پژوهشگری در ژاپن، با انجام آزمایش ها و پژوهش های بسیار توانست به تکنولوژی ساخت بتنی با نام بتن خودتراکم^۴ دست یابد که بدون نیاز به ویریه است و بنابراین، عملیات متراکم کردن آن وابسته به مهارت کارگر ساختمانی نیست. بتن خودتراکم، تحت وزن خود بدون اعمال انرژی خارجی و داخلی، به سطح بسیار مطلوبی از تراکم دست می یابد. به منظور اینکه بتنی بتواند خاصیت خودتراکمی داشته باشد، باید ۳ خصوصیت: قابلیت پرکنندگی، مقاومت در برابر جداسدگی و قابلیت عبورکنندگی در حالت خمیری را کسب کند. به منظور رسیدن به قابلیت ها و خصوصیات ذکر شده، باید آزمون هایی برای بتن روان در حالت خمیری انجام شود، تا خودتراکم بودن آن تأیید شود. امروزه، آزمون ها و روش های تأیید قابلیت های ذکر شده از طریق آیین نامه ها، استانداردها و افراد مختلف در سراسر جهان به دست آمده است.^[۱]

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۷/۱۱، اصلاحیه ۱۳۹۵/۵/۳۱، پذیرش ۱۳۹۵/۸/۸

DOI:10.24200/J30.2018.1362

به طور کلی پیش تنیدگی به دو روش ایجاد می شود: ۱. پیش کشیدگی و ۲. پس کشیدگی که خود به دو روش پس کشیدگی با پیوستگی^۵ و بدون پیوستگی

اجرا می‌شود. در تحلیل تئوری اعضاء بتن مسلح و پس‌کشیده با پیوستگی با توجه به پیوستگی کامل بین فولادهای پس‌کشیده با بتن پیرامون خود، به سادگی می‌توان تنش یا کرنش فولادهای پس‌کشیده را با توجه با صادق بودن اصل سازگاری کرنش‌ها^۶ و تعادل نیروها^۷ در یک مقطع تعیین کرد. این در حالی است که در اعضاء پس‌کشیده بدون پیوستگی، نکته‌ی چالش‌برانگیز در تحلیل تئوری اعضاء ذکر شده، تعیین تنش‌ها و کرنش‌های فولادهای پس‌کشیده به دلیل عدم پیوستگی و امکان لغزش فولادهای مذکور نسبت به بتن اطراف خود و نتیجتاً عدم سازگاری کرنش فولادهای پس‌کشیده است. بنابراین تنش و کرنش فولادهای پس‌کشیده بدون پیوستگی در هر مقطع بحرانی و با هر میزان باری در حالت سرویس و همچنین در حالت نهایی، فقط از سازگاری افزایش طول^۸ تاندون‌ها بین تکیه‌گاه‌های انتهایی که مستقیماً به میزان خیز یا تغییرشکل^۹ اعضاء وابسته است، باید تعیین شود. اگرچه عوامل زیادی همچون نوع بارگذاری، نوع پروفیل تاندون، میزان توسعه‌ی ترک و تعداد دهانه‌های بارگذاری شده در تعیین افزایش طول تاندون مؤثر است.^[۵-۳]

در پژوهش گسترده‌ی در سال ۱۹۶۲، تعداد ۸۲ تیر با دهانه‌ی ساده آزمایش شدند که نیمی از آن‌ها با فولاد پس‌کشیده بدون پیوستگی و نیمی دیگر با فولاد پس‌کشیده با پیوستگی ساخته شدند. تیرها با نسبت طول دهانه به عمق مقطع ۱۳/۸ تا ۱۵/۲ و مقاومت بتن تیرها کمتر از ۵۸ مگاپاسگال، متغیر انتخاب شدند. مقدار فولاد پس‌کشیده از ۰/۸٪ تا ۰/۹۵٪ متغیر در نظر گرفته شد. بعضی از تیرهای بدون خیز زیاد منهدم شدند که علت آن هم کنترل فشار در عضو یا تردشکن شدن آن معرفی شد. در یکی از تیرها که فاقد آرماتور (معمولی) پیوستگی بود ($\rho = 0$)، شکست ناگهانی و ترد ایجاد شد. آزمایش مذکور به خوبی نیاز به کمیته‌ی فولاد پیوستگی را برای شکل‌پذیری تیر نشان می‌دهد. شایان ذکر است که در هیچ‌یک از تیرها، تنش در فولادهای پس‌کشیده از حالت تسلیم بیشتر نشد.^[۶]

همچنین در پژوهش دیگری در سال ۱۹۶۷،^[۷] سه تیر سراسری با ۲ دهانه‌ی مساوی آزمایش شدند که از اولین آزمایش‌ها برای اعضاء سراسری بودند. نمونه‌ها با مقطع دابل T و با پروفیل کابل سهمی بودند. متغیرهای اصلی، مقدار فولادهای پس‌کشیده و معمولی و همچنین تنش مؤثر فولادهای پس‌کشیده بود. اگرچه در پژوهش مذکور مقدار تنش در فولادهای پس‌کشیده گزارش نشد، اما دو نکته‌ی مهم از رفتار تیرهای موردآزمایش بیان شد: ۱. قرار دادن فولاد معمولی در ناحیه‌ی فشاری تیر می‌تواند باعث افزایش ظرفیت دوران تیر و عمیق‌تر شدن ترک‌های روی تکیه‌گاه شود، و ۲. اگر ملاحظات کافی برای جلوگیری از شکست برشی تیرها صورت گرفته باشد، می‌توان انتظار تشکیل مفصل خمیری در محل لنگرهای بیشینه‌ی اعضاء مذکور را داشت.

در پژوهشی در سال ۱۹۵۴،^[۸] نیز ۴ عدد تیر با تکیه‌گاه ساده، پس‌کشیده‌ی کامل^{۱۰} با کابل بدون پیوستگی و پروفیل سهمی آزمایش شدند و به منظور اعمال بار گسترده، از ۸ بار نقطه‌ی استفاده شد. نکته‌ی قابل تأمل در نتایج آزمایش مذکور، ایجاد ترک‌های متعدد به جای یک ترک عمیق است که در بیشتر تیرهای پس‌کشیده با فولادهای بدون پیوستگی و بدون فولاد کششی قابل انتظار است. برای توجیه رفتار غیرقابل پیش‌بینی مذکور، استفاده از بار گسترده و همچنین منحنی بودن پروفیل کابل که باعث ایجاد اصطکاک بین بتن و فولاد پس‌کشیده می‌شود، ذکر شده است. همچنین، در سال ۱۹۵۶،^[۹] هفت تیر با مقطع مستطیل‌شکل با دهانه‌ی ساده و نسبت طول دهانه به ارتفاع مقطع (۱)، آزمایش شدند. سه عدد از آن‌ها با فولاد غیر پس‌کشیده یا معمولی بودند (پیش‌تیده‌ی جزئی). متغیرهای اصلی پژوهش مذکور،

مقدار فولاد پس‌کشیده‌ی بدون پیوستگی و مقدار تنش مؤثر فولادهای مذکور منظور شد. نتیجه‌ی پژوهش نشان داد که فولادهای معمولی فقط باعث افزایش لنگر مقاوم مقطع می‌شوند و تأثیر محسوسی در مقدار افزایش تنش در فولادهای پس‌کشیده بدون پیوستگی ندارند.

در سال ۲۰۱۲ نیز یک مدل غیرخطی با تأثیر بازپخش لنگر و تغییرات سختی جهت پیش‌بینی رفتار اعضاء سراسری پس‌کشیده بدون پیوستگی ارائه شد.^[۱۰] متغیرهای اصلی پژوهش شامل: نوع بارگذاری، مسیر تاندون (مستقیم یا سهمی^{۱۱})، شکل مقطع و میزان فولاد معمولی بود. دقت نتایج مدل مزبور با نتایج اعضاء پس‌کشیده‌ی آزمایشگاهی پژوهشگران پیشین بررسی و چنین نتیجه‌گیری شد که مدل عددی مذکور، دقت و هم‌گرایی مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. همچنین در سال ۲۰۱۰،^[۱۱] روابطی جهت پیش‌بینی ظرفیت خمشی نهایی اعضاء سراسری پس‌کشیده بدون پیوستگی با انعکاس تأثیر بازپخش لنگر و میزان فولاد معمولی ارائه و نتیجه‌گیری شد که امکان وقوع بازپخش لنگر در چنین اعضایی وجود دارد؛ لیکن مقدار آن وابسته به میزان فولاد معمولی است که منجر به افزایش قطر مفصل خمیری و رخداد مناسب‌تر مکانیزم شکست می‌شود. همچنین روابطی جهت تعیین طول مفصل خمیری اعضاء مذکور پیشنهاد شده است.

در پژوهش دیگری در سال ۲۰۱۳،^[۱۲] نیز رفتار خمشی دال‌های پس‌کشیده‌ی یک‌طرفه با بتن سبک و معمولی بررسی و نسبت طول به عمق مؤثر، مسیر تاندون، و میزان فولاد معمولی به عنوان متغیرهای اصلی انتخاب شدند. نتایج به دست آمده عبارت بودند از: ۱. میزان افزایش تنش تاندون‌ها در یک مقدار فولاد معمولی مشابه در دال‌های با بتن سبک بیش از دال‌های با بتن معمولی است؛ ۲. تغییر مسیر تاندون در افزایش بار ترک‌خوردگی نمونه‌های بتن سبک بی‌تأثیر است، در حالی که با تغییر مسیر تاندون از حالت مستقیم به حالت متغیر خطی در طول نمونه‌های مذکور، بار نهایی به مقدار ۴ تا ۱۰ درصد افزایش یافته است؛ ۳. روابط ارائه شده در آیین‌نامه‌ی ACI 318-11 برای تخمین افزایش تنش تاندون‌ها در اعضاء مذکور، محافظه‌کارانه است.

همچنین در بررسی علل اختلاف بین نتایج آزمایشگاهی و روابط موجود تیرهای پس‌کشیده با کابل بدون پیوستگی (۲۰۰۶) چنین نتیجه‌گیری شد: ۱. در تمام مدل‌ها فرض می‌شود که برای فولادهای پس‌کشیده، رابطه‌ی هوک $f_{ps} = E_{ps} \epsilon_{ps}$ در حالت حدی نهایی نیز برقرار است، اما به علت اینکه مدول کشسانی فولاد پس از نقطه‌ی تسلیم حدود ۰/۱ قبل از آن است، این امر باعث خطا در نتایج می‌شود. به همین علت در بیشتر روابط، سقف تنش در فولادهای بدون پیوستگی را تنش تسلیم فرض می‌کنند؛ ۲. بسته به نوع بارگذاری و مقدار فولادهای معمولی، مقدار کرنش در بتن می‌تواند از مقدار ۰/۰۰۳ فراتر رود و حتی در بعضی نمونه‌ها به مرز ۰/۰۰۶ برسد؛ و ۳. به علت اینکه در اعضاء مذکور، شکست اغلب با تعداد اندکی ترک همراه است، تعیین طول مفصل خمیری در اعضاء ساده (L_p) و یا در اعضاء سراسری ($n_p L_p$) در مقایسه با اعضاء پیش‌کشیده دشوار است (n_p تعداد مفاصل لازم برای تشکیل مکانیزم و L_p طول مفصل خمیری است).^[۴]

در پژوهش دیگری (۲۰۰۸)،^[۱۳] نیز تعداد ۲۵ تیر با دهانه‌ی ساده که با بتن مقاومت بالا ساخته شده بودند، آزمایش شدند و متغیرهای اصلی نوع مقطع (مستطیلی و T - شکل)، مقدار فولاد پس‌کشیده، نسبت طول دهانه به ارتفاع مقطع، مقدار فولاد معمولی و مقدار تنش وارده به فولاد پس‌کشیده بدون پیوستگی بود و براساس نتایج آزمایشگاهی به دست آمده، یک مدل اجزاء محدود برای تخمین تنش معرفی شد.



بارگذاری تیر

شکل ۱. ساخت و بارگذاری تیر.

۲. مدل آزمایشگاهی

به منظور ارزیابی رفتار و عملکرد خمشی ابر بتن خودتراکم، یک عدد تیر سراسری I - شکل پس کشیده با دو عدد فولاد ۷ رشته‌بی پس کشیده بدون پیوستگی در مقیاس واقعی، طراحی و ساخته شد. پس از عمل‌آوری عضو، بارگذاری آن در آزمایشگاه تا مرحله تخریب همراه با پایش آن (به کمک ابزارهای دقیق نصب شده) انجام شد (شکل ۱). با توجه به عدم وجود آیین‌نامه‌ی جامع و کامل در زمینه طراحی اعضای بتن مسلح با بتن‌های خودتراکم، برای ساخت تیر از ضوابط آیین‌نامه‌ی بتن آمریکا (ACI 318-11) استفاده شد.^[۱۸] اگرچه آیین‌نامه‌ی مذکور برای طرح اعضای بتن مسلح با بتن معمولی (بتن نیازمند به لرزه) در نظر گرفته شده است، اما به منظور ارزیابی و مقایسه‌ی عملکرد بتن خودتراکم در اعضای پس کشیده، طراحی تیر با آیین‌نامه‌ی بتن آمریکا صورت گرفت.

۳. مشخصات مصالح

۱.۳. بتن

۱.۱.۳. طرح اختلاط و مشخصات بتن تازه

بتن خودتراکم، بتنی با کارایی (روانی) بالاست که می‌تواند بدون نیاز به هرگونه لرزانده‌ی داخلی یا خارجی، بدون جداشدگی در دانه‌ها و هر نوع آب‌انداختگی به طور مناسبی تحت اثر وزن خود تمام فضاهای خالی را پر کند.^[۱۹] بنابراین طبق تعریف ذکر شده، سه قابلیت: عبورکنندگی، پرکنندگی و مقاوم در برابر جداشدگی در حالت خمیری باید جهت تأیید بتن به عنوان بتن خودتراکم آزمایش شود. آزمون‌ها و روش‌های تأیید قابلیت‌های مذکور، توسط افراد مختلف در سراسر جهان به دست آمده است که شرح کامل تمام آزمایش‌ها و نحوه‌ی انجام آن‌ها در مرجع^[۱] ارائه شده است. در پژوهش حاضر، طرح اختلاط بتن خودتراکم با میانگین مقاومت فشاری استوانه‌یی ۹۵ مگاپاسکال اجرا شد، که طرح اختلاط آن در جدول ۱ ارائه شده است. با توجه به توضیحات ارائه شده، آزمایش‌های بتن خودتراکم در فاز خمیری شامل:

جدول ۱. طرح اختلاط ابر بتن خودتراکم استفاده شده در ساخت تیر پس کشیده (۱ متر مکعب).

فیبر (kg)	میکروسیلیس (kg)	مصالح سنگی (kg)	سیمان (kg)
۴۵	۶۰	۱۶۰۰	۶۱۲٫۵

همچنین برای مقایسه و بررسی رفتار سازه‌ی بتن خودتراکم و معمولی (NC) (۲۰۰۴)،^[۱۴] یک پژوهش آزمایشگاهی برای دو تیر پیش کشیده‌ی I - شکل با دهانه‌ی ساده و به طول ۱۶٫۷ متر انجام شد و نتایج آن نشان داد که تیرهای ساخته شده از بتن خودتراکم در حالت سرویس با رابطه‌ی بار - خمیری همانند بتن، نیازمند به لرزش است. همچنین بتن خودتراکم، مدول کشسانی کمتر، خزش و انقباض بیشتری نسبت به بتن معمولی از خود نشان داده است.

در سال ۲۰۰۶، نیز تعداد ۴ تیر دبل T - شکل پیش تنیده‌ی یک دهانه به طول ۱۰ متر که دو عدد از آن‌ها با بتن خودتراکم مقاومت بالا و دو عدد دیگر با بتن معمولی مقاومت بالا ساخته شده بودند، آزمایش شدند. از نتایج مهم پژوهش مذکور می‌توان به افت کمتر تنش تاندون‌ها در بتن معمولی نسبت به بتن خودتراکم و تخریب شکل پذیرتر نمونه‌های ساخته شده با SCC نسبت به نمونه‌های ساخته شده با بتن معمولی اشاره کرد. همچنین مقادیر مقاومت برشی و خمشی همه‌ی نمونه‌ها از مقادیر اسمی بیشتر به دست آمد.^[۱۵]

در سال ۲۰۰۹، نیز برای اولین بار در دنیا، دال‌های سراسری پس کشیده با کابل بدون پیوستگی با بتن خودتراکم مقاومت بالا مطالعه شدند.^[۱۶] و شکل پذیری و بازتوزیع لنگر سه دال سراسری در مقیاس واقعی به ابعاد ۷۵۰ × ۱۲۰۰ × ۲۰۰ میلی‌متر با خروج از مرکزیت متغیر بررسی شد و به طور خلاصه این نتایج به دست آمد: ۱. در هنگام طرح سازه‌های سراسری پس کشیده (تیرها و دال‌ها) با فولاد پس کشیده‌ی بدون پیوستگی، می‌توان با تعبیه‌ی فولاد معمولی پیوسته (تعبیه شده در سراسر طول دهانه‌ها)، از رفتار شکل پذیر عضو اطمینان حاصل کرد، این نکته در مناطقی زلزله خیز حائز اهمیت است؛ ۲. در تمام نمونه‌های گزارش شده برای اعضای با فولاد معمولی پیوسته، قبل از تخریب عضو (در نمونه‌های با شکست خمشی) فولاد به تسلیم رسیده و سپس سازه منهدم شده است؛ ۳. ظرفیت خمشی اسمی (نهایی) مقطع تیرهای یک سره‌ی پس کشیده با فولاد پس کشیده بدون پیوستگی با دقت زیاد، را نمی‌توان فقط از راه محاسبات وابسته به مقطع به دست آورد؛ ۴. به طور میانگین به منظور دسترسی به مقدار ۲۰٪ بازخوش لنگر در سازه‌های پس کشیده با فولاد بدون پیوستگی مورد پذیرش و مناسب است. این امر در صورتی امکان پذیر است که از کمیته‌ی فولاد معمولی پیوسته به صورت سراسری در عضو استفاده شود.

برخی پژوهشگران (۲۰۰۲)،^[۱۷] نیز یک پژوهش آزمایشگاهی برای ۹ تیر پس کشیده‌ی (خارجی) سراسری مستطیل شکل انجام دادند و متغیرهای اصلی در پژوهش مذکور، سطح مقطع فولاد پس کشیده و معمولی و همچنین مسیر تاندون‌ها در نظر گرفته شد. بر اساس نتایج آزمایشگاهی، روابطی با در نظر گرفتن طول و تعداد مفاصل خمیری تشکیل شده در نواحی ممان منفی و مثبت برای تنش نهایی تاندون‌ها و ظرفیت خمشی اعضای مذکور ارائه شد و بر این اساس، در سال ۲۰۱۲، روابط پیشنهادی برای جایگزین کردن با روابط آیین‌نامه‌ی ACI 318 مطرح شد.^[۱۵] با توجه به مطالعات اشاره شده در زمینه‌ی پس کشیدگی با فولاد بدون پیوستگی، اگرچه روش‌های طراحی اعضای مذکور در چند دهه‌ی گذشته (برای بتن‌های معمولی) با نیاز به (بیره) پیشرفت مطلوبی داشت، ولی به نظر می‌رسد بررسی اعضای مذکور از بسیاری جنبه‌ها، از جمله: افزایش تنش در تاندون‌ها، توسعه‌ی ترک‌ها، مقایسه‌ی رفتاری حالت با و بدون پیوستگی و پایش اعضا خصوصاً برای بتن‌های تقریباً نسل جدید (بتن‌های بدون نیاز به لرزه)، شامل بتن خودتراکم HSSCC و یا حتی ابر بتن خودتراکم (UHSSCC)، در حالات خدمت و نهایی به خصوص در اعضای سراسری (نامعین) که در آن‌ها امکان بازتوزیع لنگر و شکل پذیری قابل کاوش است، همچنان ضروری و فوری است.

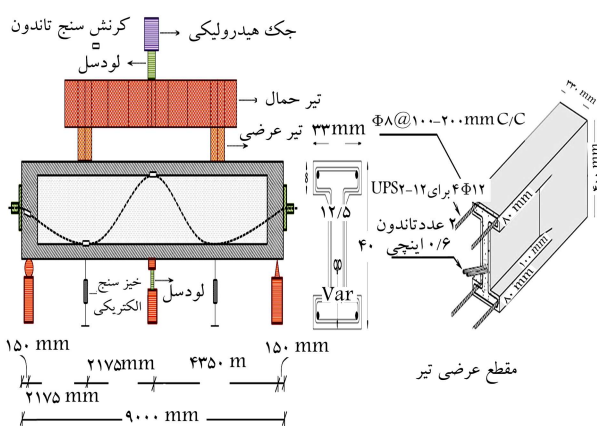
جریان اسلامپ، قیف V، جعبه‌ی L و حلقه‌ی J با فوق روان‌کننده‌های مختلف و میزان متفاوت آب انجام شد (شکل ۲) که نتایج نهایی حاصل شده در فاز خمیری و مقایسه‌ی آن‌ها با معیارهای جهانی مرجع^[۱] در جدول ۲ ارائه شده است.

۲.۳. فولادهای معمولی و پس‌کشیده

فولادهای معمولی مورد استفاده در ساخت تیر آزمایشگاهی از نوع فولاد AIII محصول شرکت ذوب آهن اصفهان بودند که آزمایش شدند و منحنی تنش - کرنش آن‌ها در کشش تعیین شد. اطلاعات تکمیلی فولادها در جدول ۳ ارائه شده است. برای فولاد پس‌کشیده از دو عدد فولاد از نوع رشته‌ی ۱۲ تا ۷۲۷۰ G با وادادگی کم ۱۳ و خروج از مرکزیت متغیر، محصول شرکت Farpecila اسپانیا که توسط غلاف پلی اتیلنی پوشانده و به وسیله‌ی گریس مخصوص (لیتینیوم)، فاصله‌ی بین فولاد و غلاف پر شده است، استفاده شد. آزمایش کشش فولاد مذکور نیز انجام شد و نمودار تنش - کرنش آن‌ها تعیین شد، همچنین مشخصات مکانیکی آن‌ها در جدول ۴ ارائه شده است.

۴. آماده‌سازی و آزمایش بارگذاری تیر

در شکل ۳، مشخصات مقطع، طول دهانه‌ها، شرایط تکیه‌گاهی، نوع بارگذاری، فولادهای معمولی و پس‌کشیده، فواصل سلاح‌های برشی و همچنین موقعیت انواع ابزارهای اندازه‌گیری دقیق الکتریکی و موقعیت نصب آن‌ها بر فولادها و تیر نشان داده شده است. اندازه، طول و ابعاد تیر با توجه به امکانات آزمایشگاه انتخاب شد. استفاده از پوشش گریس لیتینیوم کابل‌ها، ایجاد عملکرد عدم پیوستگی بین این نوع فولاد با بتن اطراف را منجر خواهد شد. بنابراین، تیر پس‌کشیده با فولاد پس‌کشیده بدون پیوستگی سراسری I - شکل (UPS) در آزمایشگاه تا مرحله‌ی تخریب، بارگذاری و پایش شده است. با توجه به محاسبات صورت‌گرفته، پروفیل فولادهای پس‌کشیده به صورت دو منحنی درجه سوم در هر دهانه برای رسیدن به بیشینه‌ی خروج از



شکل ۳. مقاطع عرضی و طولی تیر پس‌کشیده با ۲ عدد رشته‌ی فولاد بدون پیوستگی.



شکل ۲. آزمایش‌های فاز خمیری بتن خودتراکم. (الف) قیف V؛ (ب) جعبه L؛ (ج) حلقه J؛ (د) جریان اسلامپ.

جدول ۲. مقایسه‌ی نتایج آزمایش‌های فاز خمیری اُبر بتن خودتراکم ساخته شده با مرجع^[۱].

عنوان تیر	جریان اسلامپ		حلقه‌ی J		جعبه‌ی L			قیف V
	قطر (سانتی متر)	T_{50} (ثانیه)	قطر (سانتی متر)	ΔH (سانتی متر)	T_{50} (ثانیه)	T_{70} (ثانیه)	T_{40} (ثانیه)	
UPS ۲-۱۲	۷۴	۲	۷۲	۰٫۴۵	۲٫۵	۱٫۲	۲٫۴	۵٫۵۷
مرجع ^[۱]	۵۵-۸۵	۲-۷	۵۵-۸۵	$\leq ۱٫۵$	۲-۷	۰٫۸-۱	-	۶-۱۲

جدول ۳. مشخصات فولادهای مسلح‌کننده (غیر پس‌کشیده).

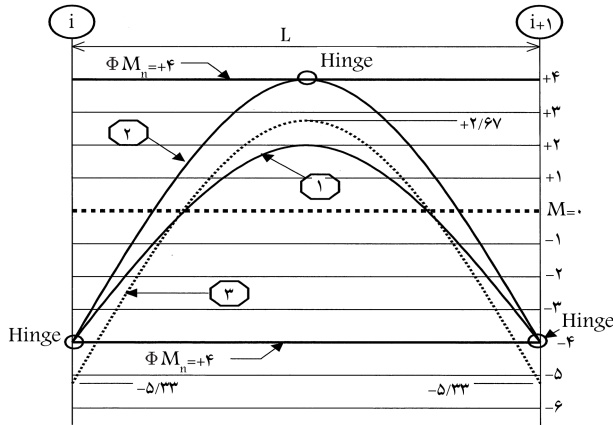
تنش گسیختگی	کرنش گسیختگی	تنش تسلیم	کرنش تسلیم	E_s
$\sigma_b (MPa)$	ϵ_b	$\sigma_y (MPa)$	ϵ_y	(GPa)
۸۰۶٫۷۵	۰٫۱۵۲	۵۰۰	۰٫۰۰۲	۲۴۰

جدول ۴. مشخصات مکانیکی فولاد پس‌کشیده.

رشته‌ی فولاد	قطر معادل	E_{ps}	تنش تسلیم	تنش نهایی	کرنش نهایی
γ تایی	(mm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(%)
۱۵٫۲۴	۱۸۰٫۵	۱۶۸۷٫۲	۱۸۱۱٫۹	۳٫۵۳	

جدول ۵. مشخصات و متغیرهای تیر آزمایشگاهی.

بتن		فولادهای معمولی				فولادهای پس کشیده		
تیر پس کشیده	مقاومت فشاری بتن در سن انتقال (مگا پاسکال)	مقاومت فشاری بتن در سن ۲۸ روز (مگا پاسکال)	d (میلی متر)	d' (میلی متر)	وسط دهانه A_s و تکیه گاه میانی (میلی متر مربع)	وسط دهانه A_s' و تکیه گاه میانی (میلی متر مربع)	d_p وسط دهانه و تکیه گاه میانی (میلی متر)	e_p (max) تکیه گاه میانی (میلی متر)
USP۲ - ۱۲	۸۵	۹۵	۳۷	۳	۲۴۱۲ (۲۲۶)	۲۴۱۲ (۲۲۶)	۳۷	۱۷



شکل ۴. منحنی ممان کشسان و خمیری تیر مزبور با اولین نقطه‌ی تسلیم در تکیه‌گاه. [۲۰]

شرایط بارگذاری مذکور ممان $= \frac{wL^2}{12}$ را برای تکیه‌گاه‌ها و $\pm \frac{wL^2}{24}$ را برای وسط دهانه نتیجه می‌دهد.

منحنی ۱ از شکل ۴، ممان کشسان تحت بار w_1 را نشان می‌دهد که در آن ممان در تکیه‌گاه به ۴- و در وسط دهانه به ۲+ رسیده است. باری که ممان‌های مذکور را ایجاد می‌کند، از رابطه‌ی ۲ به‌دست می‌آید:

$$w_1 = 12 \times 4 / L^2 = 48 / L^2 \quad (2)$$

با افزایش بار بیش از w_1 ، در تکیه‌گاه‌های انتهایی مفصلی با چرخش‌های غیرکشسان ممان ثابت (ممان انتهایی در عدد ۴- ثابت می‌ماند) تشکیل می‌شود. بنابراین تیر به یک تیر معین با شرایط گیرداری انتهایی مفصل همراه با یک ممان ثابت تبدیل می‌شود که تا بار w_2 همچنان پایدار می‌ماند. میزان چرخش غیرکشسان بعد از تشکیل مفاصل خمیری تا لحظه‌ی شکست معیاری برای اندازه‌گیری شکل‌پذیری تیر است. نهایتاً در بار نهایی، محدودکننده‌ی $w_{limit} = w_1 + w_2$ ممان در وسط دهانه نیز به ۴+ می‌رسد و منحنی ممان غیرکشسان (منحنی ۲ از شکل ۴) تولید می‌شود. در بار مذکور، ۳ مفصل خمیری در یک راستا تشکیل و منجر به ناپایداری تیر می‌شوند. بار نهایی تیر از رابطه‌ی ۴ به‌دست می‌آید:

$$w_{limit} L^2 / 8 = \phi M_n^+ + \phi M_n^- = 8 \rightarrow w_{limit} = 64 / L^2 \quad (3)$$

قابل توجه است که منحنی ممان کشسان با فرض رفتار کشسان تیر (منحنی ۳ از شکل ۴) و ممان‌های کشسان مثبت و منفی تحت بار w_{limit} از روابط ۴ و ۵ تعیین می‌شود:

مرکزیت در محل تکیه‌گاه میانی و زیر بار (وسط دهانه) به صورت رابطه‌ی ۱ به‌دست آمد و با توجه به پروفیل طراحی شده، فولادهای پس کشیده داخل شبکه‌ی آرماتور قرار داده شدند و ابزارهای الکتریکی دقیق در مکان‌های مشخصی بر سطح فولادهای معمولی و پس کشیده قبل از بتن‌ریزی نصب شدند (شکل‌های ۱ و ۳).

$$e(x) = \begin{cases} -0.027x^2 + 0.0822x + 0.0265x + 0.002 & 0 \leq x \leq 2.175 \\ -0.0661x^2 + 0.6468x + 1.8759x - 1.53 & 2.175 \leq x \leq 4.35 \end{cases} \quad (1)$$

جزئیات تیر آزمایشی به صورت خلاصه در جدول ۵ و شکل ۳ ارائه شده است. در جدول ۵، عبارت USP۲-۱۲، حرف U با مفهوم Unbound، حرف P با مفهوم Post-tensioned، حرف S با مفهوم SCC، اعداد ۲ و ۱۲ به ترتیب با مفهوم ۲ عدد کابل و میاگرد معمولی با قطر ۱۲ هستند. از درصد کمینه‌ی مجاز فولاد معمولی طولی پیشنهادی آیین‌نامه‌ی بتن آمریکا، [۱۸] استفاده شد. به عبارت دیگر، تیر در حالت کنترل شده در کشش آیین‌نامه‌ی ACI قرار داشت.

۵. مفهوم باز توزیع لنگر

بازپخش یا باز توزیع لنگر یکی از رفتارهای مهم و مفید در سازه‌های نامعین استاتیکی است که اجازه‌ی انتقال ممان از نواحی با تنش بیشتر به نواحی با تنش کمتر را فراهم می‌سازد و منجر به طرح اقتصادی و کارآمد می‌شود. [۲۰] به‌طور کلی باز توزیع لنگر، بیانگر رفتار اعضای نامعین بتنی بعد از تسلیم فولادهای اولین مقطع بحرانی عضو است. آیین‌نامه‌ی CEB-FIP ۱۹۹۸، [۲۱] باز توزیع لنگر کل را وابسته به این دو مورد می‌داند: ۱. تغییرات سختی در طول دهانه و یا روی تکیه‌گاه به دلیل رخداد انواع ترک‌ها و ۲. میزان شکل‌پذیری فولادها در اولین تکیه‌گاهی که به ظرفیت خمیری خود می‌رسند.

۱.۵. تأثیر اولین مقطع تسلیم شده در باز پخش لنگر

رفتار غیرکشسان یک تیر سراسری به طور مستقیم وابسته به وقوع اولین نقطه‌ی تسلیم در ناحیه‌ی ممان منفی یا ناحیه‌ی ممان مثبت است. آیین‌نامه‌ی ACI ۳۱۸-۱۱، [۱۸] تسلیم در هر یک از نواحی ممان مثبت یا منفی را مجاز می‌داند. لذا به‌منظور وضوح بیشتر، با ذکر یک مثال عددی برای یک تیر سراسری، مورد ذکر شده روشن تر می‌شود:

۱.۱.۵. اولین نقطه‌ی تسلیم در ناحیه‌ی ممان منفی

شکل ۴، منحنی ممان دهانه‌ی داخلی یک تیر سراسری به طول L را که تحت بارگذاری گسترده‌ی یکنواخت قرار دارد، نشان می‌دهد. ظرفیت خمشی تیر در تکیه‌گاه وسط دهانه، یکسان و برابر با ۴ واحد فرض می‌شود. تحلیل کشسان تیر تحت

بار w_{limit} از رابطه ۹ به دست می آید:

$$w_{limit}L^3/\lambda = \varphi M_n^+ + \varphi M_n^- = 4 \rightarrow w_{limit} = 32/L^3 \quad (9)$$

ممان های کشسان مثبت و منفی نیز تحت بار w_{limit} از روابط ۱۰ و ۱۱ به دست می آیند:

$$M_e^- = \left(\frac{32}{L^3}\right) \frac{L^3}{12} = \frac{32}{12} = 2,67 \quad (10)$$

$$M_e^+ = \left(\frac{32}{L^3}\right) \frac{L^3}{24} = \frac{32}{24} = 1,33 \quad (11)$$

منحنی ممان کشسان در منحنی ۳ از شکل ۵ نشان داده شده است. همچنین میزان بازپخش در این حالت مطابق رابطه ۱۲ است:

$$\%R = 100 \left(1 - \frac{1}{1,33}\right) = \%24,8 \quad (12)$$

لازم به ذکر است که در این حالت نیاز به بروز رفتار غیرکشسان در ناحیه ی ممان منفی نیست و تمام رفتار غیرکشسان در وسط دهانه شکل می گیرد.

۲.۵. روابط پیشنهادی آیین نامه ها به منظور تعیین باز توزیع لنگر

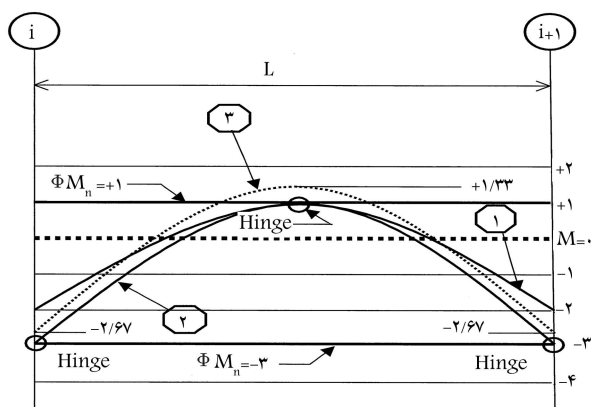
۱.۲.۵. آیین نامه ی ۱۱ - ACI 318 [۱۸]

آیین نامه ی ACI، موضوع باز توزیع لنگر در سازه های پیش تنیده را همانند سازه های بتن آرمه ی معمولی در نظر می گیرد. در ویرایش ۱۱-۳۱۸ آیین نامه ی ACI، در صورتی باز توزیع لنگر مجاز است، که کرنش در دورترین فولاد کششی ϵ_t ، به مقدار کمینه ی $0,75\%$ بدون در نظر گرفتن اثر پیش تنیده، خزش و انقباض برسد. در این صورت، آیین نامه ی مذکور، بیشینه ی 20% باز توزیع لنگر با مقدار $1000\epsilon_t$ برای هر نوع بارگذاری را در نظر می گیرد (ϵ_t عبارت است از کرنش خالص فولاد کششی). مشخص شده است که پیوستگی بین آرماتور و بتن اطراف، یکی از مهم ترین مکانیزم ها در مقاومت سازه های بتن مسلح است. در این مورد برای بتن های معمولی (بتن نیازمند به لرزه) مورد استفاده در سازه ها، مطالعات و گزارش های فراوانی موجود است، لیکن در مورد استفاده از بتن خودتراکم در سازه های بتن مسلح در مورد پیوستگی بین بتن و میلگرد، گزارش های اندکی منتشر شده است.

لذا به منظور رسیدن به مقادیر $0,75\%$ و $1000\epsilon_t$ پیشنهادی آیین نامه برای بتن معمولی، برای بتن خودتراکم، آزمایش های بیشتری نیاز است. در پژوهش حاضر از مقادیر مذکور (قابل استفاده برای بتن معمولی) برای ابر بتن خودتراکم استفاده و ارزیابی شده است.

۲.۲.۵. آیین نامه ی EC2 (۲۰۰۴)، Euro code 2 [۲۲]

آیین نامه ی EC2 بدون توضیحی در مورد چرخش خمیری، استفاده از روش تحلیل براساس آنالیز خطی با در نظر گرفتن باز توزیع لنگر را برای اعضاء خمشی مجاز دانسته است. موارد آیین نامه یی در جدول ۶ نشان داده شده است. قابل ذکر است که ϵ_{cu}



شکل ۵. منحنی ممان کشسان و خمیری تیر مزبور با اولین نقطه ی تسلیم در وسط دهانه. [۲۰]

$$M_e^- = \left(\frac{64}{L^3}\right) \frac{L^3}{12} = \frac{64}{12} = 5,33 \quad (4)$$

$$M_e^+ = \left(\frac{64}{L^3}\right) \frac{L^3}{24} = \frac{64}{24} = 2,67 \quad (5)$$

فاصله ی بین ممان تسلیم و ممان کشسان در هر نقطه از عضو معیاری است برای میزان رفتار غیرکشسانی که عضو در آن مقطع باید از خود نشان دهد تا به بار w_{limit} برسد. بنابراین میزان بازپخش مورد نیاز در یک مقطع از رابطه ی ۶ به دست می آید:

$$\%R = 100 \left(1 - \frac{\varphi M_n}{M_e}\right) \quad (6)$$

برای مثال میزان بازپخش مورد نیاز در تکیه گاه های انتهایی تیر مورد نظر از رابطه ی ۷ به دست می آید:

$$\%R = 100 \left(1 - \frac{4}{5,33}\right) = \%24,9 \quad (7)$$

۲.۱.۵. اولین نقطه ی تسلیم در ناحیه ی ممان مثبت

این امکان وجود دارد که تسلیم ابتدا در ناحیه ی ممان مثبت رخ دهد. همان طور که در شکل ۵ نشان داده شده است، ظرفیت خمشی در تکیه گاه ها -۳- و در وسط دهانه +۱- است. بار w_1 منحنی ۱ از شکل ۵ را ایجاد می کند، جایی که ممان در وسط دهانه به ظرفیت خمشی خود یعنی $\varphi M_n = +1,7$ می رسد. مقدار بار w_1 از رابطه ی ۸ به دست می آید:

$$w_1 = 24/L^3 \quad (8)$$

در بار مذکور، مفصل خمیری در وسط دهانه به وجود می آید و باقی مانده ی بار از w_1 تا w_2 توسط دو طره ی انتهایی چپ و راست تحمل می شود. ممان تکیه گاه ها افزایش می یابد تا در بار نهایی $w_{limits} = w_1 + w_2$ به ممان تسلیم خود برسند (ممان تولید شده توسط بار w_{limit} در منحنی ۲ از شکل ۵ نشان داده شده است).

جدول ۶. باز توزیع لنگر مطابق با Euro code 2 (۲۰۰۴). [۲۲]

مقاومت بتن و شکل پذیری فولاد	درصد باز توزیع لنگر
$f_{ck} \leq 50 MPa$	$\beta \geq 0,44 + 1,25(0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu})x/d$
$f_{ck} \geq 50 MPa$	$\beta \geq 0,54 + 1,25(0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu})x/d$
فولاد با شکل پذیری زیاد و معمولی	$\beta \geq 0,70$
فولاد با شکل پذیری کم	$\beta \geq 0,80$

جدول ۷. بازتوزیع لنگر مطابق با (۲۰۰۱) DIN ۱۰۴۵ - part ۱ [۲۳]

$0.7 \geq \beta \geq 0.64 + 0.18x/d$	بتن با رتبه‌ی کمتر از $C50/f_{ck}$	فولاد با شکل‌پذیری معمولی (نوع H)
$0.8 \geq \beta \geq 0.72 + 0.18x/d$	بتن با رتبه‌ی بیش از $C55/f_{ck}$	
$0.85 \geq \beta \geq 0.64 + 0.18x/d$	بتن با رتبه‌ی کمتر از $C50/f_{ck}$	فولاد با شکل‌پذیری معمولی (نوع N)
$\beta = 1.0$	بتن با رتبه‌ی بیش از $C55/f_{ck}$	

جدول ۸. بازتوزیع لنگر مطابق با CEB-FIP [۲۱]

شکل‌پذیری فولاد	مقاومت بتن یا سازه	درصد بازتوزیع لنگر
زیاد و معمولی (کلاس‌های S و A)	$12 MPa \leq f_{ck} \leq 35 MPa$	$\beta \geq 0.44 + 1.25x/d$
زیاد و معمولی	$40 MPa \leq f_{ck} \leq 60 MPa$	$\beta \geq 0.56 + 1.25x/d$
زیاد و معمولی	تیرهای سراسری و قاب‌های مهاربندی‌شده	$0.75 \leq \beta \leq 1.0$
زیاد و معمولی	قاب‌های مهاربندی‌نشده	$0.90 \leq \beta \leq 1.0$
کم (کلاس B)	$12 MPa \leq f_{ck} \leq 60 MPa$	$\beta \geq 0.75 + 1.25x/d;$ $0.90 \leq \beta \leq 1.0$

۶.۲.۵. آیین‌نامه‌ی AS ۳۶۰۰ [۲۵]

آیین‌نامه‌ی استرالیا (۲۰۰۱)، سه محدودیت برای بازتوزیع لنگر را منظور کرده است: اگر $K_u \leq 0.2$ ، بازپخش ممان ۳٪؛ اگر $K_u \geq 0.4$ ، بازپخش ممان مجاز نیست؛ و اگر $0.2 \leq K_u \leq 0.4$ باشد، مقدار بازپخش ممان $(0.4 - K_u) \cdot 75$ در نظر گرفته می‌شود (K_u عبارت است از عمق تار خنثی در حالت نهایی تقسیم بر عمق مؤثر فولادهای کششی (c/d)). لازم به ذکر است همه‌ی موارد ذکرشده برای مقاومت بتن تا ۵۰ مگاپاسکال و فولادهای مصرفی با شکل‌پذیری نرمال قابل استفاده است. برای فولادهایی با شکل‌پذیری کم، همانند فولادهای پیش و پس‌کشیده، اجازه‌ی بازتوزیع لنگر داده نشده است.

۶. مقایسه‌ی نتایج تحلیل تئوری و آزمایشگاهی

نمودار بار - لنگر (کشسان و آزمایشگاهی) و همچنین بار - عکس‌العمل تکیه‌گاهی (کشسان و آزمایشگاهی) در شکل ۶-الف، برای تیر پس‌کشیده مشاهده می‌شود که مطابق آن مقادیر کشسان و آزمایشگاهی عکس‌العمل تکیه‌گاه‌های داخلی و خارجی تا قبل از ترک‌خوردگی نمونه‌ها تقریباً بر هم منطبق بوده و با وقوع و گسترش ترک در عضو، مقادیر کشسان از مقادیر آزمایشگاهی فاصله گرفته است، به این صورت که مقادیر آزمایشگاهی عکس‌العمل تکیه‌گاه داخلی بعد از ترک‌خوردگی به تدریج کاهش یافته و منجر به افزایش مقادیر آزمایشگاهی عکس‌العمل‌ها در تکیه‌گاه خارجی شده و این روند تا تخریب عضو ادامه یافته است. این به مفهوم رخداد بازتوزیع لنگر در تیر است (یادآور می‌شود که باز توزیع لنگر در سازه‌های با شکست خمشی مطرح است). چنین انتظار می‌رود که با افزایش میزان فولاد معمولی در چنین اعضایی، احتمال تشکیل مفاصل خمیری در مقاطع بحرانی و باز توزیع لنگر کاهش یابد (این موضوع خصوصاً برای چنین اُبر‌بتن‌های بدون نیاز به لرزه، مستلزم بررسی‌های آزمایشگاهی بیشتر و فوری است). همچنین همان‌طور که در منحنی لنگرهای کشسان و آزمایشگاهی در طول تیر قابل مشاهده است (شکل ۶-ب)، بازتوزیع لنگر از ناحیه‌ی ممان منفی به ممان مثبت و با کاهش ممان تکیه‌گاه میانی و افزایش در ممان زیر بار رخ داده و بیشینه‌ی آن در لحظه‌ی تخریب عضو به‌وقوع پیوسته است. لازم به توضیح است که پایش حس‌گرهای نصب‌شده بر موقعیت‌های مختلف فولادها در طول تیر (جدول ۹) حاکی از آن است که به ترتیب ابتدا تسلیم فولادهای معمولی

کرنش نهایی در بحرانی‌ترین تار فشاری برای بتن‌های با مقاومت کمتر یا مساوی ۵۰ مگاپاسکال، برابر 0.35 و برای مقاومت ۵۰ تا ۹۰ مگاپاسکال مطابق رابطه‌ی ۱۳ است.

$$\varepsilon_{cu} = 2.8 + 27 \left[\frac{98 - f_{cm}}{100} \right]^2 \quad (13)$$

۳.۲.۵. آیین‌نامه‌ی آلمان DIN ۱۰۴۵ - part ۱ [۲۳]

محدودیت‌های آیین‌نامه‌ی آلمان پیرامون بازتوزیع لنگر در جدول ۷ به اختصار ارائه شده است که در آن نسبت $c/d < 0.45$ را شرط لازم برای بازتوزیع لنگر می‌داند. همچنین اگر مقاومت بتن بیش از ۵۵ مگاپاسکال شود، این حد بالا به 0.35 کاهش می‌یابد. همچنین برای بتن‌های با مقاومت بیش از ۵۵ مگاپاسکال نیاز به کمینه‌ی محصورشدگی توسط خاموت در نواحی بحرانی است. در صورتی که اگر کمینه‌ی محصورشدگی تأمین نشود، ملزم به کنترل چرخش در نواحی مفصل خمیری است.

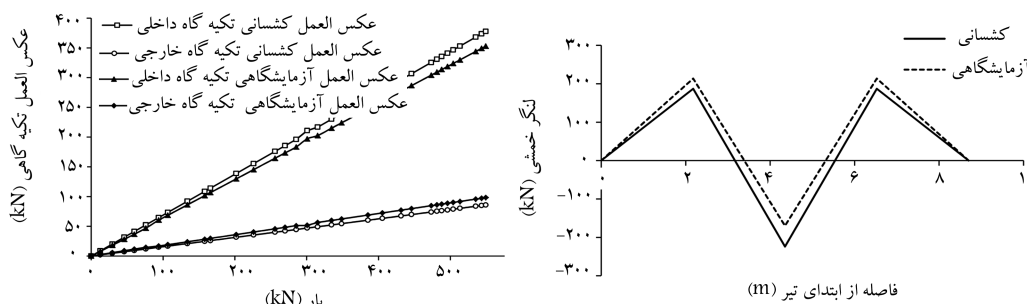
۴.۲.۵. آیین‌نامه‌ی CEB-FIP [۲۱]

در آیین‌نامه‌ی CEB-FIP [۲۱]، درصد پخش مجدد لنگر به شکل‌پذیری فولاد، مقاومت بتن و نوع سازه بستگی دارد. این شرایط در جدول ۸ ارائه شده است. برای تعیین کلاس نوع A یا B برای فولاد پس‌کشیده، آیین‌نامه‌ی مذکور پیشنهادهایی ارائه داده است که در ۳ سطر آخر جدول ۸ ارائه شده است، مبنی بر اینکه اگر الزامات ذکرشده در تیرهای سراسری ایجاد شود، تا ۲۵٪ بازتوزیع لنگر در اعضا پس‌کشیده مجاز است. یادآور می‌شود که به نظر می‌رسد، و برایش سال ۱۹۹۲ آیین‌نامه‌ی CEB-FIP، اولین آیین‌نامه‌ی است که بازتوزیع لنگر را به مقاومت بتن و شکل‌پذیری فولاد وابسته کرده است.

۵.۲.۵. آیین‌نامه‌ی BS ۸۱۱۰-۱۹۹۷ [۲۲]

آیین‌نامه‌ی مذکور همانند آیین‌نامه‌ی Euro code ۲ [۲۲]، حدود مشابهی را ارائه می‌دهد، اما بازتوزیع لنگر را مطابق با رابطه‌ی ۱۴ وابسته به پارامتر c/d لحاظ کرده است.

$$\beta \geq \begin{cases} 0.7 & \text{اعضای بتن مسلح} \\ 0.8 & \text{اعضای پیش‌تنیده} \end{cases} \quad (14)$$



شکل ۶. نمودار بار - لنگر (کشسان و آزمایشگاهی) و بار - عکس العمل تکیه گاهی (کشسان و آزمایشگاهی) تیر سراسری پس کشیده بدون پیوستگی با ابر بتن خودتراکم.

جدول ۹. مقادیر آزمایشگاهی کرنش مصالح در مقاطع بحرانی تیر حین بارگذاری.

کرنش مصالح در تکیه گاه میانی (۱۰ ^{-۶})		کرنش مصالح در وسط دهانه (۱۰ ^{-۶})		بار (kN)		عملکرد تیر در حالات مختلف	
ϵ_{ps}	ϵ_{cc}	ϵ_s	ϵ_{ps}	ϵ_{cc}	ϵ_s		
۳۳۶۸	۱۵۷	۲۰۲	۳۳۶۷	۴۴۰	۱۵۸	۱۶۵	ترک خوردگی
۳۴۳۳	۱۸۶	۴۸۱	۳۳۷۹	۵۱۶	۱۶۱	۲۰۰	تسلیم فولادهای معمولی کششی، تکیه گاه میانی
۳۴۹۴	۳۵۶	۱۲۸۰	۳۴۸۵	۸۹۸	۲۰۰۰	۲۷۰	تسلیم فولادهای معمولی کششی، زیر بار
۴۲۲۳	۲۱۰۰	۸۰۹۸	۷۴۰۵	۳۲۰۰	۹۴۸۵	۵۴۳	نقطه ی اوج قبل از پارگی تاندون ها (شکل ۷)

جدول ۱۰. مقایسه مقدار درصد باز توزیع لنگر تیر آزمایشگاهی و تئوری (آیین نامه های مختلف).

تیر	ACI 318 - 11 [۱۸]	EC 2 [۲۲]	DIN 1045 [۲۳]	CEB-FIP [۲۱]	BSA 110 [۲۴]	AS 3600 [۲۵]	آزمایشگاهی
UPS 2-12	۲۰	۱۵	۱۵	۲۵	۲۰	۰	۲۴٫۱

در ساختمان سازی دارند)، بسیار مشهودتر است. هر چند در ایران، اولین گزارش ها مربوط به بررسی رفتار شکل پذیر و باز توزیع لنگر بعضی از انواع سازه های بتن آرمه، پیش تنیده و پس تنیده با فولاد بدون پیوستگی در مقیاس واقعی با بتن های مقاومت بالا و یا ابر بتن های با و یا بدون نیاز به لرزه بوده است. [۲۶-۲۹]

برای ارزیابی شکل پذیری و باز توزیع لنگر یک سازه، باید رفتار کلی سازه از ابتدا تا انتهای بارگذاری مدنظر باشد (به عنوان مثال در تیرها، نیاز به بررسی تیرهای نامعین در چنین مواردی حائز اهمیت است و نه تیرهای با تکیه گاه ساده. در حالی که حدود ۹۰٪ مطالعات موجود، مربوط به تیرهای با تکیه گاه ساده و بتن های معمولی (نیازمند به لرزه) است و نه تیرهای یک سره. ضمن اینکه، همان گونه که اشاره شد، امروزه در جهان کاربرد بتن های مقاومت بالا و ابر بتن ها نیز رو به رشد است).

۱.۷. منحنی بار - خمیر تیر آزمایش شده و محاسبه ی شکل پذیری خمیر

(μ_{Δ})

نکته ی قابل ذکر آن است که در سازه های بتن آرمه در اغلب مطالعات بعد از تسلیم شدن فولاد، مقدار بار ثابت فرض می شود در حالی که در سازه های با فولاد بدون پیوستگی بعد از تسلیم فولادهای معمولی، همچنان شیب رو به رشد نمودار موجود است و بار در حال افزایش است. این بدان دلیل است که فولاد پس کشیده بدون پیوستگی هنوز به مرحله ی تسلیم نرسیده است. چنین اختلافی در نمودارهای بار - خمیر باعث ایجاد تغییر در سختی خمشی شده و باعث ایجاد تغییر در مقادیر باز پخش لنگر و مد شکست سازه می شود. یکی از روش های معمول تعیین شکل پذیری که رفتار کلی عضو را در حین بارگذاری نشان می دهد، نمودار بار - خمیر است. نمودار بار - خمیر (مقطع وسط دهانه) تیر در شکل ۷ نشان داده شده است که مطابق آن در تیر

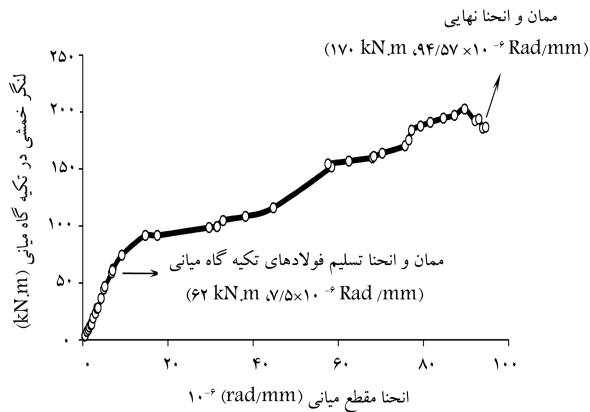
طولی روی تکیه گاه میانی و سپس تسلیم آن ها در زیر بار رخ داده است که این امر به دلیل لنگر بیشتر در تکیه گاه میانی نسبت به زیر بار است. با توجه به مقادیر لنگر کشسان و آزمایشگاهی (شکل ۶)، مقادیر باز توزیع لنگر آزمایشگاهی با مقادیر آیین نامه یی مقایسه و نتایج آن نیز در جدول ۱۰ ارائه شده است.

۷. شکل پذیری خمشی اعضا پس کشیده بدون پیوستگی

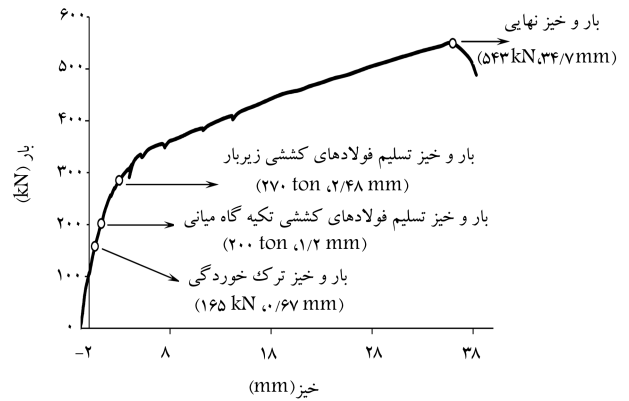
اگرچه مطالعات در زمینه ی اعضا با فولاد پس کشیده بدون پیوستگی با بتن نیازمند به لرزه به بیش از ۵۰ سال گذشته می رسد، اما مطالعات شکل پذیری آن ها بسیار محدود است. در مناطق زلزله خیز، یک پارامتر مهم در طراحی سازه ها، شکل پذیر بودن آن هاست و به این دلیل است که در طرح لرزه یی یک سازه، فلسفه ی جذب انرژی در حالت غیرکشسان برای زلزله های مهیب مورد توجه است. با توجه به اهمیت شکل پذیری و تفاوت های بسیار زیاد بین سازه ی بتن آرمه ی معمولی و سازه ی پس کشیده و خصوصاً از نوع فولاد پس کشیده بدون پیوستگی، این سؤال مطرح است که چرا آیین نامه های همچون ACI 318 [۱۸]، BSA 110 [۲۴]، EC 2 [۲۲] هنوز قوانین مجزایی برای شکل پذیری سازه های مذکور در نظر نگرفته اند و از همان محدودیت های سازه ی بتن آرمه ی معمولی برای سازه با نیروی محوری فشاری و فولاد با شکل پذیری متفاوت نوع فولاد (همان گونه که بیان شد، اثر مهمی در شکل پذیری کلی سازه دارد (جدول های ۶ تا ۸))، استفاده می شود. یکی از دلایل آن، کمبود اطلاعات آزمایشگاهی (در مقیاس واقعی) و تئوری مورد نیاز برای ورود چنین مباحث مهمی در آیین نامه هاست. چنین کمبودی برای بتن های خودتراکم، خصوصاً از نوع مقاومت بالا و یا چنین ابر بتن هایی (که تردشکن تر هستند و امروزه کاربرد رو به رشدی

جدول ۱۱. مقدار شکل پذیری انحناء و خیز آزمایشگاهی مقطع تیر.

شکل پذیری انحناء (μ_φ)			شکل پذیری خیز (μ_Δ)		
μ_Δ	Δ_μ (mm)	Δ_y (mm)	μ_φ	φ_u (10^{-6} rad/mm)	φ_y (10^{-6} rad/mm)
۱۴	۳۴٫۷	۲٫۴۸	۱۲٫۵	۹۴٫۵	۷٫۵

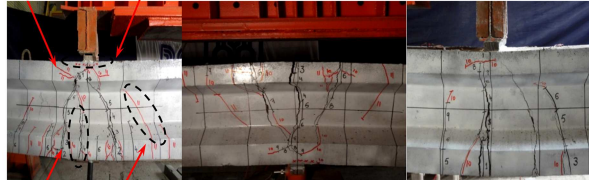


شکل ۸. نمودار ممان - انحناء وسط دهانه برای تیر آزمایش شده.



شکل ۷. نمودار بار - خیز وسط دهانه برای تیر آزمایش شده.

خرد شدن بتن - چگالی شدن ترک ها



ترک خمشی - برشی ترک خمشی

شکل ۹. نمایی از تخریب تیر و وقوع و پیشروی انواع ترک ها.

۸. مقایسه و بحث یافته‌های آزمایشگاهی (پایش) تیر

آزمایش شده با مطالعات پیشین

در تیر آزمایشی، ابتدا میلگردهای کششی در تکیه‌گاه میانی و پس از آن در زیر بار به تسلیم رسیده‌اند (که با آیین‌نامه‌ی آمریکا، [۱۸] که در بند ۱۱.۴ آن اشاره شد، سازگار است) (شکل ۷ و جدول ۹). ضمن اینکه با هر افزایش بار بر روی تیر، بر تعداد، عرض و نوع ترک‌ها (ترک‌های خمشی و خمشی - برشی (شکل ۹)) اضافه شده است. یادآور می‌شود، چنین نتیجه‌ی مغایر با یافته‌ی پژوهشی در سال ۲۰۰۶ است، [۴] (که پیش‌تر اعلام شد: اعضاء شکست مذکور اغلب با تعداد اندکی ترک همراه هستند (شکل ۹)) و همسو با نتیجه‌ی اعلام‌شده‌ی دیگری، [۸] (که پیش‌تر بیان شد: ایجاد ترک‌های متعدد به جای یک ترک عمیق است که در بیشتر تیرهای پس‌کشیده با فولادهای بدون پیوستگی و بدون فولاد کششی قابل انتظار است) است. در پژوهش مذکور، برای توجیه این رفتار غیرقابل پیش‌بینی، استفاده از بارگسترده و همچنین منحنی بودن پروفیل کابل که باعث ایجاد اصطکاک بین بتن و فولاد پس‌کشیده شده است، را می‌توان مطرح کرد (شکل‌های ۱ و ۹).

در نهایت با ایجاد تغییر شکل (خیز) زیاد در نواحی تکیه‌گاه میانی و زیر دو بار متمرکز، ترک‌های خمشی به سمت بتن نواحی فشاری تیر، به ترتیب برای تکیه‌گاه میانی و زیر بار، در بال پایین و بال بالای تیر I - شکل گسترش پیدا کرده‌اند. گسترش بیشتر

پس‌کشیده با اُتر بتن خودتراکم، مشابه با تیرهای ساخته‌شده با بتن معمولی (نیازمند به لرزه) اغلب چهار ناحیه وجود دارد: ۱. ناحیه‌ی کشسان قبل از ترک‌خوردگی (قبل از الف)، ۲. ناحیه‌ی کشسان ترک خورده (الف تا ب)، ۳. ناحیه‌ی کشسان خمیری (ب تا ج) و ۴. ناحیه‌ی خمیری (ج تا د). در ناحیه‌ی کشسان ترک‌خورده (الف تا ب)، یک کاهش سختی نسبت به ناحیه‌ی کشسان ترک‌نخورده (قبل از الف) مشاهده می‌شود. به‌طور کلی با ورود از ناحیه‌ی بی به ناحیه‌ی دیگر، کاهش سختی نسبت به مرحله‌ی قبل مشهود است. بیشترین کاهش سختی با شروع تسلیم فولاد معمولی رخ داده است. با توجه به نواحی مزبور مشاهده می‌شود که در مرحله‌ی قبل از ترک‌خوردگی یا مرحله‌ی کشسان کامل، شیب نمودار زیاد و در مقابل خیز کم و بار زیادی توسط نمونه حمل شده است. در حالی که در مراحل بعدی، شیب به مراتب کاهش یافته و برای انتقال به مرحله‌ی بعدی، نمودار حالت هموارتری پیدا کرده است.

۲.۷. منحنی آزمایشگاهی لنگر - انحناء و شکل پذیری انحناء (μ_φ) تیر

روش دیگر محاسبه‌ی شکل‌پذیری یک عضو، تعیین شکل‌پذیری انحناء آن است. برخی پژوهشگران (۱۹۸۲)، [۳۰] انحناء تسلیم را انحنایی که در آن کرنش فولادهای کششی (غیر پس‌کشیده) به کرنش تسلیم می‌رسد و انحناء نهایی را انحناء متناظر با لنگری برابر با $0.185 M_n$ پس از عبور از لنگر اسمی M_n در نظر می‌گیرند. در تیرهای پس‌کشیده با فولاد بدون پیوستگی با بتن خودتراکم یا بتن معمولی، به‌دلیل عدم پیوستگی بین فولادهای پس‌کشیده با بتن اطراف و صادق نبودن اصل سازگاری کرنش‌ها، می‌توان با داشتن مقادیر کرنش‌های آزمایشگاهی بتن و فولاد، منحنی لنگر - انحناء، را رسم کرد (شکل ۸). اعداد شکل‌پذیری انحناء و خیز، در مقطع تیر آزمایش شده نیز در جدول ۱۱ مشاهده می‌شود.

جدول ۱۲. مقایسه‌ی لنگرهای تئوریک و آزمایشگاهی تیر آزمایشی. [۱۸]

لنگر ($kN.m$)	با تاثیر $A's, A_s$	با تاثیر A_s	بدون تاثیر $A's, A_s$
تکیه‌گاه میانی	۱۷۰	-	-
زیر بار	۲۱۳/۵	-	-
تئوریک	۱۵۸/۶	۱۶۰/۰	۱۲۷/۸

خمش پیش‌آمده خصوصاً برای آبر بتن‌ها که رفتاری ترد شکن دارند، مناسب تلقی می‌شود (شکل ۹). لازم به یادآوری است، چنین یافته‌یی با نتایج اعلام‌شده‌ی برخی پژوهش‌های پیشین همسواست. برای مثال با نتایج پژوهشی در سال ۱۹۶۲، [۶] که پیش‌تر اعلام کرده بود: تیرهای فاقد آرماتور (معمولی) پیوستگی ($\rho = 0$)، شکستی ترد و ناگهانی دارند و اینکه نتایج آزمایش به خوبی نیاز به کمینه‌ی فولاد پیوستگی را برای شکل‌پذیری تیر نشان می‌دهد. و یا پژوهش دیگری در سال ۱۹۶۷ [۷] که اعلام کرده بود: ۱. تعبیه‌ی فولاد معمولی در ناحیه‌ی فشاری می‌تواند باعث افزایش ظرفیت دوران تیر و عمیق‌تر شدن ترک‌های روی تکیه‌گاه شود و ۲. اگر ملاحظات کافی برای جلوگیری از شکست برشی تیرها صورت گرفته باشد، می‌توان انتظار تشکیل مفصل خمیری در محل لنگرهای پیشینه را داشت. همچنین با نتایج برخی پژوهش‌های دیگر، همسواست. [۱۱، ۱۲]

به‌منظور بررسی نتیجه‌ی اعلام‌شده‌ی پژوهشی در سال ۱۹۵۶، [۹] مبنی بر اینکه فولادهای معمولی فقط باعث افزایش لنگر مقاوم مقطع می‌شوند و تأثیر محسوسی در مقدار افزایش تنش در فولادهای پس‌کشیده بدون پیوستگی ندارند، مقادیر لنگر تئوری تیر I - شکل آزمایشی پژوهش حاضر براساس آیین‌نامه‌ی ACI 318-11، [۱۸] برای سه حالت: ۱. با فقط کابل بدون پیوستگی؛ ۲. با در نظر گرفتن حالت اول و تأثیر فقط فولاد معمولی کششی؛ و ۳. با در نظر گرفتن حالت دوم به‌علاوه‌ی تأثیر فولاد معمولی فشاری تعیین شد (جدول ۱۲). همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، کمترین مقدار به‌دست آمده مربوط به حالت اول است و بنابراین نتیجه‌ی پژوهش حاضر برای این نوع آبر بتن بدون نیاز به لرزه، همسو با نتایج پژوهش مذکور در سال ۱۹۵۶، [۹] است که برای بتن‌های نیازمند به لرزه است.

۹. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، تیر سراسری به طول ۹ متر با دو عدد کابل پس‌کشیده بدون پیوستگی و خروج از مرکزیت متغیر با آبر بتن خودتراکم طراحی و تا مرحله‌ی تخریب بارگذاری و به کمک انواع حس‌گرها پایش شد. یافته‌های آزمایشگاهی با نتایج تئوری (۶ آیین‌نامه) و همچنین پژوهشگران مختلف مقایسه شد و این نتایج به‌دست آمد:

- امکان دسترسی به بازتوزیع لنگر و شکل‌پذیری، در چنین اعضای در صورت استفاده از کمینه‌ی مجاز فولاد کششی معمولی و استقرار آن در سراسر طول دهانه‌ها در بالا و پایین مقطع، همراه با خاموت‌های بسته در تیر وجود دارد. اهمیت ایجاد بازتوزیع لنگر و شکل‌پذیری چنین اعضای، در مناطق زلزله‌خیز حائز اهمیت است.
- به لحاظ تئوری به‌ترتیب بیشترین مقدار (۲۵٪) و کمترین (۱۵٪) بازتوزیع لنگر مربوط به آیین‌نامه‌ی CEB-FIP و آیین‌نامه‌های EC2 و DIN است. این در حالی است که دسترسی به مقدار متوسطی با استفاده از دو آیین‌نامه ACI و BS مقدور است.
- در حالت نهایی کسب مقدار آزمایشگاهی کرنش نهایی فشاری در بحرانی‌ترین تار



شکل ۱۰. پارگی تاندون‌ها و پرتاب گیره‌های انتهایی.

ترک‌های خمشی، در مراحل نهایی بارگذاری، به صورت چند شاخه‌یی (چنگالی) به‌وقوع پیوست. در حالی که مطابق شکل ۹، شروع چنگالی شدن آن‌ها در کمتر از نصف ارتفاع بال‌ها (حدود ۲۵ میلی‌متر) رخ داده است. با رسیدن به بار نهایی ($543 kN$)، جدول ۹)، با کاهش بیشتر ارتفاع محور خنثی، بتن فشاری بال پایین (تکیه‌گاه میانی) و بال بالا (زیر بار)، شروع به خرد شدن کرده است. بار نهایی و مقادیر کرنش نهایی بتن در بحرانی‌ترین تارهای فشاری، به‌کمک کرنش‌سنج‌های الکترونیکی نصب‌شده بر سطح بتنی، برابر با 0.0021 و 0.0032 ، به ترتیب در تکیه‌گاه میانی و زیر بار قرائت شد (جدول ۹). بنابراین، تیر I - شکل پس‌کشیده با آبر بتن خودتراکم و کابل بدون پیوستگی در بار نهایی، مد شکست خمشی را با وقوع دو نوع ترک خمشی و خمشی - برشی در تکیه‌گاه میانی و زیر بارها (بدون وقوع هیچ‌گونه ترک برشی در جان تیر) با کاهش شدید ارتفاع محور خنثی تجربه کرد (شکل ۹). چنین نوع شکستی در اعضاء پس‌کشیده بدون پیوستگی و آبر بتن (به‌دلیل عدم پیوستگی کابل، تحمل کرنش بسیار کم کابل در هنگام پارگی و مقاومت زیاد بتن) که اغلب از آن‌ها انتظار شکست‌های ترد و ناگهانی همراه با وقوع تعداد کم ترک می‌رود، یک مزیت تلقی می‌شود که بصورت کم آرمه و یا کنترل شده در کشش (که در نوع خود قابل توجه است) و کسب شکل‌پذیری ۱۴ (جدول ۱۱)، که بیش از حداقل مقدار پیشنهادی توصیه شده ($\mu_{\Delta min} = 3/5$) می‌باشد، تخریب شد. همچنین مشاهدات با دقت آزمایشگاهی بیانگر آن است که در این مد شکست تیر، با شنیدن صدای پاره شدن تک تک رشته‌های فولادی، که در مدت زمانی حدود ۵ ثانیه بود و بلافاصله با رسیدن به پیشینه‌ی کرنش فشاری بتن در نواحی لنگر منفی و مثبت و با خرد شدن بتن فشاری این نواحی است، اتفاق افتاده است. به‌عبارت دیگر، تقریباً وقوع، پارگی تاندون‌ها و خردشدگی بتن فشاری در بحرانی‌ترین تارهای بتن، هم‌زمان صورت گرفته (شکل ۹) و گسیختگی تیر همراه با صدای مهیب و پرتاب قفل و بست‌های انتهایی تاندون‌ها از یک انتها به فاصله‌ی نزدیک به ۳۰ متر صورت گرفته است (شکل ۱۰).

نکته‌ی قابل تأمل دیگر آنکه تعبیه‌ی کمینه‌ی فولاد کششی و استقرار آن‌ها در سراسر طول تیر در بالا و پایین مقطع (به‌عنوان فولاد کششی و فشاری) همراه با خاموت‌های بسته با فواصل انتخاب‌شده بین آن‌ها (شکل ۱)، باعث شده است که در حالت نهایی، پارگی تاندون‌ها با رسیدن به تنش برابر با $1367 MPa$ و با ایجاد شکل‌پذیری تیر و فراهم شدن بازتوزیع لنگر همراه شود. در چنین اعضای، شکست

به تنش برابر با ۱۳۶۷MPa و کرنش متوسط فشاری بتن برابر با $۰/۰۰۳۱$ در باری برابر با بیش از ۲ برابر بار تسلیم فولادهای کششی معمولی و با ایجاد شکل پذیری تیر و بازتوزیع لنگر با مد شکست خمشی به همراه داشت.

- در اعضا فاقد پیوستگی، وقوع شکست خمشی که پس از وقوع تعداد زیادی از انواع ترکها (خمشی و خمشی - برشی) خصوصاً برای ابر بتن‌ها که رفتار تردشکن دارند، مناسب تلقی می‌شود.
- علی‌رغم اینکه آیین‌نامه‌ی $AS۳۶۰۰$ اجازه‌ی بازتوزیع لنگر در اعضا پس‌کشیده با کابل بدون پیوستگی را نمی‌دهد، برای تیر مزبور دسترسی به $۲۴/۱\%$ میسر شده است.
- در مقایسه با آیین‌نامه‌های بررسی‌شده، بیشترین درصد بازتوزیع لنگر مربوط به آیین‌نامه‌ی CEB-FI است که در صورت عدم استفاده از کمینده‌ی فولاد معمولی طولی در بالا و پایین چنین اعضا کابل فاقد پیوستگی می‌تواند خطرآفرین باشد.

بتن ($\epsilon_{cu} = ۰/۰۰۳۱$) نزدیک به مقدار پیشنهادی آیین‌نامه‌ی ACI ($\epsilon_{cu} = ۰/۰۰۳$) پس از تسلیم فولادها، تداعی‌کننده‌ی امکان طرح شکل‌پذیر اعضا پس‌کشیده با کابل بدون پیوستگی با ابر بتن خودتراکم است.

- علی‌رغم تعداد اندک نمونه‌ی آزمایشی پژوهش حاضر، اعلام نظر کلی در مورد اثر مقاومت فشاری بتن خودتراکم در چنین اعضایی با مشکل روبرو است، لیکن در حال حاضر چنین به نظر می‌رسد که استفاده از ابر بتن، منجر به ۱۰% افزایش تنش بیش از تنش نهایی در فولاد پس‌کشیده بدون پیوستگی و با فولاد معمولی شده است.
- تعبیه‌ی کمینده‌ی فولاد کششی با استقرار در سراسر طول تیر در بالا و پایین مقطع (به‌عنوان فولاد کششی و فشاری)، همراه با خاموت‌های بسته منجر به نه فقط تسلیم فولادهای نواحی کششی در ابتدا شد، بلکه پارگی تاندون‌ها را با رسیدن

پانویسها

1. ultra high strength self compacting concrete (UHSSCC)
2. unbonded
3. monitoring
4. self compacting concrete
5. bonded
6. strain compatibility
7. force equilibrium
8. elongation compatibility
9. deformation compatibility
10. fully prestressed
11. parabolic
12. strand
13. low steel relaxation
14. moment redistribution

منابع (References)

1. Maghsoudi, A.A., *Self Compacting Concrete*, Nezam Mohandesii Bookseries, Kerman, Iran (2011).
2. Khayat, K.H. and Feys, D., *Design, Production and Placement of Self-Consolidating Concrete*, RILEM Bookseries, Canada (2010).
3. Naaman, A.E., Burns, N., French, C., Gamble, W.L. and Mattock, A.H. "Stresses in unbonded prestressing tendons at ultimate: Recommendation", *ACI Structural Journal*, **99**(4), pp. 518-529 (2002).
4. Harajli, M.H. "On the stress in unbonded tendons at ultimate: Critical assessment and proposed changes", *ACI Structural Journal*, **103**6, pp. 803-812 (2006).
5. Harajli, M.H. "Tendon stress at ultimate in continuous unbonded post-tensioned members: Proposed modification of ACI Eqs. (18-4) and (18-5)", *ACI Structural Journal*, **103**(2), pp. 183-192 (2012).
6. Warwaruk, J., Sozen, M.A. and Siess, C.P. "Investigation of prestressed concrete for highway bridges, part III: Strength and behavior in flexure of prestressed beam", Bulletin No. 464, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, Ill, 105 p. (1962).
7. Burns, N.H. and Pierce, D.M. "Strength and behavior of prestressed concrete members with unbounded tendons", *PCI Journal*, **12**(5), pp. 15-29 (1967).
8. Gifford, F.W. "The design of simply-supported prestressed concrete beams for ultimate loads", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **3**(2), pp. 125-143 (1954).
9. Janney, J.R., Hognestad, E. and McHenry, D. "Ultimate flexural strength of prestressed and conventionally reinforced concrete beams", *ACI Journal*, **27**(6), pp. 601-620 (1956).
10. Kim, K.S. and Lee, D.H. "Nonlinear analysis method for continuous post-tensioned concrete members with unbonded-tendons", *Engineering Structures Journal*, **40**, pp. 487-500 (2012).
11. Zhou, W. and Zheng, W.Z. "Experimental research on plastic design method and moment redistribution in continuous concrete beams prestressed with unbonded tendons", *Magazine of Concrete Research*, **62**(1), pp. 51-64 (2010).
12. Yang, K.-H., Mun, J.-H. and Kim, G.-H. "Flexural behavior of post-tensioned normal-strength lightweight concrete one-way slabs", *Engineering Structures*, **56**, pp. 1295-1307 (2013).
13. Ozkul, O., Nassif, H.H., Tanchan, P. and Harajli, M.H. "Rational approach for predicting stress in beams with unbonded tendons", *ACI Structural Journal*, **105**(3), pp. 338-347 (2008).
14. Mata, L.A. "Implementation of self-consolidating concrete (SCC) for prestressed concrete girders", A Thesis Submitted to the Graduate Faculty of North Carolina State University in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Master of Science in Civil Engineering, Raleigh, North Carolina University, USA (2004).
15. Naito, C.J., Parent, G. and Brunn, G. "Performance of Bulb-Tee girders made with self-consolidating concrete", *PCI Journal*, **51**(6), pp. 72-85 (2006).
16. Maghsoudi, A.A. and Torkamanzadeh, M. "Ultimate load test and ductility of constructed post-tensioned

- SCC continuous slabs”, 8th International Congress on Civil Engineering, Shiraz University, Shiraz, Iran, pp. 11-13 (2009).
17. Harajli, M.H., Mabsout, M.E. and Al Hajj, J.A. “Response of externally post-tensioned continuous members”, *ACI Structural Journal*, **99**(5), pp. 671-680 (2002).
 18. ACI 318-11, “Building code requirements for structural concrete and commentary”, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA (2011).
 19. ACI Committee 237, “Self-consolidating concrete”, ACI 237R-07, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA (2007).
 20. Bondy, K.B. “Moment redistribution: Principles and practice using ACI318-02”, *PTI Journal*, pp. 3-21 (2003).
 21. CEB-FIP, “Ductility of reinforced concrete structures synthesis report and individual contribution”, Comite Euro-International du Beton, Switzerland (1998).
 22. *European Committee for Standardization Euro code 2, Design of Concrete Structures, Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*, European Committee for Standardization, Brussels (2004).
 23. DIN 1045, “Concrete reinforced and prestressed concrete structures, part 1: Concrete specification, properties, production and conformity”, Application Rules for DIN EN 206-1, German code (2001).
 24. BS 811. “Structural use of concrete, part 1”, British Standards Institution, 122 p. (1997).
 25. *Australian Standard for Concrete Structures (AS 3600)*, Australian Standards, Australi (2001).
 26. Maghsoudi, A.A., Torkemanzadeh, M. and Maghsoudi, M. “Ultimate states and ductility of precast prestressed hollow core slabs consisting self compacting concrete”, *Sharif Journal of Science and Technology*, **28-2**(3), pp. 131-140 (2012).
 27. Torkemanzadeh, A.A. and Maghsoudi, A.A. “A necessary investigation into the concept of moment redistribution and its experimental and theoretical determination in unbonded post tensioned continuous slabs consisting of self compacting concrete”, *Sharif Journal of Science and Technology*, **28**(2), pp. 131-138 (2012).
 28. Maghsoudi, M. “Moment redistribution and ductility of post-tensioned beams consisting of self compacting concrete strengthened with FRP”, A Thesis Submitted to the Graduate Faculty of Shahid Bahonar University of Kerman in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Master of Science in Civil Engineering, Kerman, Iran (2012).
 29. Heshmati, A. “Implementation of self-compacting concrete (SCC) for prestressed concrete T-girders”, A Thesis Submitted to the Graduate Faculty of Shahid Bahonar University of Kerman in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Master of Science in Civil Engineering, Kerman, Iran (2006).
 30. Cohn, M.Z. and Bartlett, M. “Computer simulated flexural tests of partially prestressed concrete sections”, *ASCE Journal of Structural Division*, **108**(12), pp. 2747-2765 (1982).