

تحلیل عددی و آزمایشگاهی تیرهای I- شکل سراسری پس کشیده (بدون پیوستگی) مقاوم سازی شده با الیاف CFRP دارای آبر بتن خودتراکم

محمد مقصودی

دانشجوی دکتری سازه بخش مهندسی عمران، دانشگاه شهید باهنر کرمان

علی اکبر مقصودی*

استاد بخش مهندسی عمران، دانشگاه شهید باهنر کرمان

سعید شجاعی

دانشیار بخش مهندسی عمران، دانشگاه شهید باهنر کرمان

چکیده

پیش تنیدگی اعضای بتنی، بمنظور غلبه بر ضعف ذاتی کششی بتن و با هدف به کارگیری کل ظرفیت فشاری بتن و بهبود شرایط بهره برداری سازه معرفی شد. در چنین سازه‌هایی، نیاز به بتن‌های با مقاومت بالاتر نسبت به سازه‌های بتن آرمه، بدلیل افت کمتر نیروی پیش‌تنیدگی، تشخیص داده شده است. تحقیقات بسیار اندکی در مورد کاربرد آبر بتن‌های خودتراکم (مقاومت فشاری بیش از ۸۰ مگاپاسکال)، در چنین اعضای در اختیار است. در تحقیق حاضر روش‌های مدل‌سازی عددی اجزا محدود، شامل فنر و فرمول‌بندی تماس در اعضای پس کشیده با کابل بدون پیوستگی، مورد بررسی قرار گرفت. سپس در مقیاس واقعی، تیر I- شکل پس کشیده، دو دهانه با یک عدد کابل بدون پیوستگی و خروج از مرکزیت متغیر دارای آبر بتن خودتراکم مقاوم‌سازی شده با الیاف CFRP در دو ناحیه ممان منفی و مثبت، ساخته و در حین آزمایش بارگذاری، بکمک انواع حسگرهای نصب شده بر آن، پایش شد. مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی به روش فرمول‌بندی تماس و پایش تیر مزبور برای الگوی ترک‌خوردگی و انواع شکل‌پذیری‌ها (که در نواحی زلزله خیز حائز اهمیت است)، مورد ارزیابی قرار گرفته و این نتایج حاصل شد: با استفاده از مدل‌سازی انجام شده و با مش بندی بهینه بدست آمده، آنالیز حساسیت نسبت به زاویه اتساع انجام گرفت که زاویه اتساع ۳۶ درجه بهترین تطابق را برای نتایج عددی و آزمایشگاهی تیر مزبور، بدست داد. علیرغم عدم پیوستگی تاندون در طول دو دهانه تیر مقاوم‌سازی شده، الگوی ترک‌خوردگی آزمایشگاهی و عددی در مراحل مختلف بارگذاری تا مرحله تخریب عضو، از تطابق بسیار مطلوبی برخوردار است.

واژه‌های کلیدی: پایش، تیر سراسری پس کشیده، آبر بتن خودتراکم، مقاوم‌سازی، اجزاء محدود.

* نویسنده مسئول: maghsoudi.a.a@uk.ac.ir

۱- مقدمه

پس کشیده با کابل بدون پیوستگی و بتن معمولی گزارش شده است [۱۲-۶]. در سال ۲۰۱۳ مرجع [۱۲] تعداد ۱۱ تیر با دهانه ساده پس کشیده با کابل بدون پیوستگی دارای بتن سبک را ساخته و مورد آزمایش قرار دادند. بررسی این محققین نشان داد که روابط آیین نامه بتن آمریکا ویرایش ۲۰۱۱ [۱۳] جهت تخمین افزایش تنش تاندون‌ها در چنین اعضایی، محافظه کارانه است. علیرغم کثرت پارامترهای بررسی شده، تعیین رابطه‌ای جهت تعیین تنش در کابل‌های بدون پیوستگی، همچنان پیچیده است بنحویکه، در حال حاضر رابطه واحدی جهت محاسبه افزایش تنش در چنین کابل‌هایی، با در نظر گرفتن تمامی پارامترهای بررسی شده، در اغلب آیین‌نامه‌ها ارائه نشده است.

اجازه کاربرد آبر بتن‌های با^۷ و بدون نیاز به ویریه^۸ در سازه‌های بتن مسلح (مقاومت فشاری بیش از ۸۰ مگاپاسکال) در تعداد محدودی از آیین‌نامه‌ها، قدمتی حدود یک دهه را تجربه می‌کند. استفاده از چنین بتنی در سازه‌های پیش‌تنیده، می‌تواند، منجر به کاهش در افت نیرو^۹، شده و لذا، صرفه جویی قابل توجهی در طراحی‌ها و سازه‌هایی با عمر و دوام بیشتر و متعاقب آن طرح‌های اقتصادی‌تر، گردد. بررسی‌های انجام شده، حاکی از آن است که برای اولین بار در کشور، کاربرد آبر بتن معمولی و خودتراکم (با و بدون نیاز به ویریه)، در اعضای پس کشیده دارای یک عدد کابل بدون پیوستگی، توسط مقصودی و همکاران [۱۶-۱۴] گزارش شده است.

در مدل‌سازی اعضای پس کشیده با کابل بدون پیوستگی چالش اصلی مدل‌سازی، تماس بین بتن و چنین کابل پس کشیده‌ای و تعیین کرنش‌های ایجاد شده در آنها (به دلیل عدم پیوستگی بین کابل و بتن اطراف و حاکم نبودن روابط سازگاری کرنش‌ها)، می‌باشد. تا کنون دو روش برای مدل‌سازی تماس بین بتن و چنین تاندون‌هایی مورد بررسی قرار گرفته است [۱۷]. در روش اول که روش مدل‌سازی با فنر^{۱۰} نام دارد، از تعدادی المان فنر خطی برای تقریب رفتار لغزشی تاندون‌ها در محل تماس با بتن استفاده می‌گردد. روش دوم که روش فرمول بندی تماس^{۱۱} نام دارد، تماس

کاربرد بتن خودتراکم^۱ در جهان و اخیراً در کشور، رو به گسترش است. بتن خودتراکم، بتنی است که بدون اعمال انرژی خارجی (ویریه کردن) و تحت اثر وزن خود، متراکم می‌شود [۱]. این بتن که ماده‌ای سیال و مخلوطی همگن است، بسیاری از مشکلات بتن معمولی (بتن با نیاز به ویریه) نظیر جداشدگی، آب‌انداختگی، جذب آب، نفوذپذیری و ... را بهبود می‌بخشد. چنین بتنی، به راحتی توانایی پر کردن قالب در محل شبکه‌های فشرده آرماتور، از جمله اعضای پیش و پس کشیده که دارای مقاطع بالدار با ضخامت کم هستند، را دارد. ضمن اینکه، از فضاها غیر قابل دسترس، به راحتی عبور می‌کند. کارایی خوب، دوام بالا، مدت زمان کم اجرا و صرفه‌جویی در مصرف انرژی باعث شده است تا این نوع بتن در صنعت بتن پیش‌تنیده^۲ با اقبال عمومی روبرو شود [۲]. همچنین، امروزه بسیاری از تولیدکنندگان بتن پیش‌تنیده در جهان بدنبال جایگزینی بتن خودتراکم با بتن معمولی در تولیدات خود هستند [۳]. در کشور برای اولین بار کاربرد بتن خودتراکم مقاومت بالا در قطعات پس کشیده^۳، توسط مقصودی و همکاران [۴ و ۵] گزارش شده است. آنها به بررسی تاثیر نواقص اجرایی بر عملکرد خمشی و بررسی باز توزیع لنگر در دال‌های پس کشیده ساخته شده با بتن خودتراکم پرداختند. سازه‌های بتنی پیش‌تنیده به یکی از روش‌های پیش کشیده^۴ و یا پس کشیده اجرا می‌گردد. در روش موخر، پس کشیدگی با کابل دارای پیوستگی^۵ و یا با کابل بدون پیوستگی^۶، انجام می‌گیرد. در سازه‌های پس کشیده، بدلیل مزایای سیستم پس کشیده بدون پیوستگی، امروزه استفاده از آن در این نوع سازه‌ها تقریباً امری رایج شده است. تعیین تنش در کابل‌های بدون پیوستگی، به علت عدم وجود پیوستگی بین کابل و بتن اطراف، که باعث عدم سازگاری کرنش می‌گردد، در حالت بهره‌برداری و نهایی عضو، دشوارتر و نیازمند تحقیق بیشتر است، تا در آیین‌نامه‌ها راه یابد. هرچند در سال‌های اخیر، محققین بمنظور تعیین معادله‌ای با دقت مناسب، آزمایش‌هایی برای تیرها و دال‌های

⁷ Ultra High-Strength Normal Concretes, UHSNCs

⁸ Ultra High-Strength Self-Compacting Concretes, UHSSCCs

⁹ Losses of Forces

¹⁰ Spring System Method

¹¹ Contact Formulation Method

¹ Self-Compacting Concrete, SCC

² Prestressed Concrete, PC

³ Posttensioned Concrete

⁴ Pretensioned Concrete

⁵ Bounded Tendon

⁶ Unbounded Tendon

۱-۲- مشخصات بتن تازه (خمیری) و سخت شده برای بتن خودتراکم در فاز خمیری، سه قابلیت (خصوصیت) عبورکنندگی، پرکنندگی و مقاومت در برابر جداشدگی جهت تایید بتن به عنوان بتن خودتراکم مورد آزمایش قرار گرفت (شکل (۲)) که شرح کامل آزمایش‌ها و نحوه انجام آنها در مرجع [۱۸] آورده شده است. نتایج فاز خمیری بتن و مقایسه آنها با معیارهای جهانی مرجع [۱]، در جدول (۱) آورده شده است. طراحی و ساخت آبرتن خودتراکم با مقاومت فشاری استوانه‌ای حدود ۹۰ مگاپاسکال به روش سعی و خطا با نسبت آب به سیمان ثابت و تغییر در مقدار فوق روان کننده، انجام شد (جدول (۲)).



شکل ۲- آزمایشات فاز خمیری بتن خودتراکم

جدول ۱- مقایسه نتایج آزمایش‌های فاز خمیری آبر بتن خودتراکم با مرجع [۱۹]

عنوان تیر	جریان اسلامپ		حلقه J		
	قطر (cm)	T50 (sec)	قطر (cm)	ΔH (cm)	T50 (sec)
SUPS 1-22	۷۲	۲/۴	۷۱	۰/۴۵	۳/۴
مرجع [۱۹]	۵۵-۸۵	۲-۷	۵۵-۸۵	$\leq 1/5$	۲-۷
عنوان تیر	قیف V (sec)	جعبه L			
		h ₂ /h ₁	T20 (sec)	T40 (sec)	
SUPS 1-22	۶/۳	۰/۸۵	۱/۵	۳/۰	
مرجع [۱۹]	۶-۱۲	۰/۸-۱	---	---	

جدول ۲- طرح اختلاط آبر بتن خودتراکم (1m³)

سیمان (kg)	مصلح سنگی (kg)	میکروسیلیس (kg)	فیلر (kg)
۶۱۲/۵	۱۶۰۰	۶۰	۴۵

تاندون‌ها با غلاف پیرامونی به صورت تماس سطح به سطح^۱ در دو جهت مماسی و نرمال مدل‌سازی می‌گردد.

در تحقیق حاضر، بمنظور بررسی و صحت سنجی مدل‌سازی عددی (اجزا محدود) چنین اعضای سراسری با کابل بدون پیوستگی و مقاوم‌سازی شده بکمک کامپوزیت‌های CFRP در ناحیه ممان‌های مثبت و منفی، برای اولین بار در کشور ابتدا، طراحی، ساخت، مقاوم‌سازی و آزمایش بارگذاری تیر I- شکل دو دهانه (با طول ۹ متر)، پس کشیده با یک عدد رشته فولاد^۲ بدون پیوستگی و خروج از مرکزیت متغیر با آبرتن خودتراکم و ۲۲Φ۲۲ آرماتور معمولی در بالا و پایین مقطع که، با نام SUPS1-22 معرفی شده است، انجام شد (تیر مزبور در حین بارگذاری به کمک ابزارهای دقیق اندازه‌گیری، پایش^۳ گردید). سپس، نتایج پایش با مدل‌سازی عددی انجام شده، مقایسه و گزارش شده است. لازم به ذکر است که مقاوم‌سازی تیر با هدف افزایش مقاومت یا شکل‌پذیری (عمدتاً ظرفیت تغییر شکل) عضو نسبت به آنچه که طراحی شده است صورت گرفته است، که این افزایش می‌تواند جهت سازگاری عضو با تغییرات آیین‌نامه‌های به روز شده و یا تغییر در کاربری سازه، مورد نیاز باشد.

۲- مدل آزمایشگاهی

به منظور بررسی عملکرد آبرتن خودتراکم در حالات بهره‌برداری و نهایی، تیر SUPS1-22، طراحی، ساخته، بارگذاری و پایش شد. بمنظور تحلیل واقعی تنش کابل و بتن، از انواع مختلف ابزارهای دقیق اندازه‌گیری الکتریکی و مکانیکی نصب شده در قسمت‌های مختلف انواع فولادهای معمولی و پس کشیده و بتن، استفاده شد (شکل (۱)).



شکل ۱- تصویری از ابزاربندی پایش و آزمایش بارگذاری تیر

³ Monitoring

¹ Surface to Surface

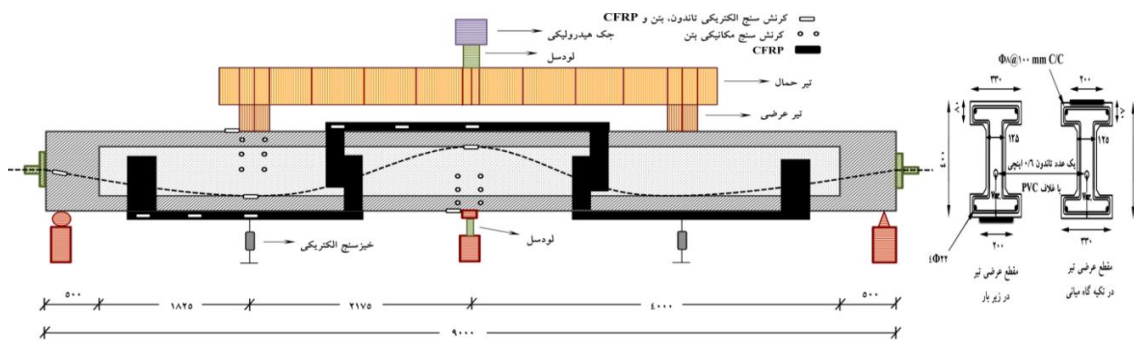
² Strand

۲-۲- آماده سازی و آزمایش بارگذاری تیر

کامپیوتر و بارگذاری عضو طی چندین مرحله مختلف، صورت گرفت. در هر مرحله از بارگذاری، عرض و پیشروی ترک‌های بوقوع پیوسته، خیز، قرائت کرنش مصالح مختلف شامل کرنش در نواحی لنگر منفی و مثبت کامپوزیت‌های CFRP، صورت گرفت. تیر مزبور با نام SUPS1-22 معرفی می‌گردد که حرف S مفهوم Strengthened، حرف U مفهوم Unbound، حرف P مفهوم Post-tensioned، حرف S مفهوم SCC، عدد ۱ بعد از حرف S، دارای مفهوم یک عدد کابل از نوع رشته فولاد هفت تایی و نهایتاً، عدد ۲۲ بیانگر قطر میلگرد معمولی بر حسب میلیمتر، انتخاب شده است. لازم به ذکر است که طراحی تیر مزبور، در حالت کنترل شده در کشش^۲ آیین‌نامه ACI [۱۳] انجام شده است.

جدول ۳- مشخصات و متغیرهای تیر آزمایشگاهی

بتن خودتراکم		فولادهای معمولی و رشته‌های پس کشیده			
f_{ci} (MPa)	f_c (MPa)	d_p و d (mm)	d' (mm)	A'_s و A_s (mm ²)	A_p (mm ²)
۸۱	۹۲/۵	۳۷۰	۳۰	۲Φ۲۲ (۷۶۰)	۱۴۰



شکل ۳- مقاطع عرضی و طولی تیر مقاوم‌سازی شده و محل نصب حسگرها و شرایط تکیه‌گاهی

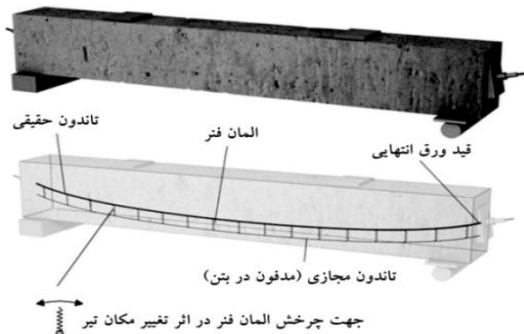
با مقاومت بالای خودتراکم و معمولی در حالات خدمت و نهایی همچنان نیاز به تحقیق و بررسی بیشتر، دارد. در این تحقیق از نرم افزار تحلیل اجزا محدود ABAQUS برای مدل‌سازی و تحلیل تیر استفاده شد. در این نرم افزار، انتخاب المان مناسب جهت کاربرد در یک تحلیل خاص وابسته است به ویژگی‌های هر المان از جمله مرتبه المان، نوع انتگرال‌گیری و شکل المان. بدین منظور: (i) از المان‌های مرتبه دو که نسبت به المان‌های مرتبه یک در مسائل تحت خمش بسیار مؤثرتر است، استفاده شد، (ii) از

۳- آنالیز اجزا محدود تیر

تلاش‌های متعدد مهندسين طی ۶۰ سال گذشته، جهت ارتقا سیستم طرح و ساخت اعضای بتنی پس کشیده به جایی رسیده است، که امروزه استفاده از آنها در بسیاری از اعضای سازه‌ای بمنظور استفاده از کل ظرفیت فشاری بتن، کنترل عرض ترک، خیز و غیره ضروری بنظر می‌رسد. اگرچه بررسی این اعضا از بسیاری جنبه‌ها از جمله افزایش تنش در تاندون‌ها، توسعه ترک‌ها، مقایسه رفتاری حالت با و بدون پیوستگی و پایش این اعضا خصوصاً برای بتن‌های

² Tension Controlled Section

¹ Data Logger

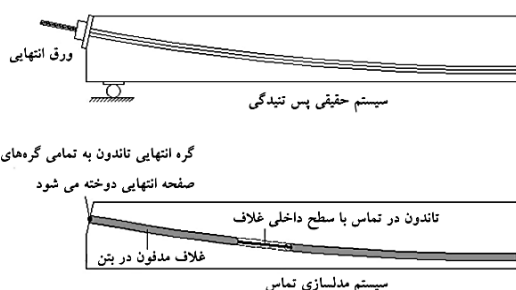


شکل ۵- مکانیزم عملکرد روش مدل‌سازی اعضای پس کشیده با فنر [۱۷]

در این روش یک تاندون حقیقی و یک تاندون مجازی ایجاد شده و توسط تعدادی فنر در گره‌های تاندون‌ها به هم متصل می‌گردند. صلبیت فنرها به اندازه کافی زیاد انتخاب می‌شود تا بدون هیچگونه تغییر شکل محوری یا خمشی فقط اجازه چرخش یابند (شکل (۵)). سختی تاندون مجازی بسیار کوچک انتخاب می‌شود و داخل بتن مدفون^۱ می‌شود تا اضافه کردن این تاندون منجر به تغییر سختی عضو نگردد.

۲-۴- روش مدل‌سازی با استفاده از فرمول بندی تماس

در این روش تاندون‌ها و غلاف‌ها به طور کامل مدل‌سازی می‌شود و از فرمول بندی تماس در نرم افزار ABAQUS استفاده می‌شود که در آن دستیابی به مدل‌سازی تماس بین تاندون و غلاف از طریق تماس سطح با سطح^۲ انجام می‌گیرد، به طوریکه رفتار مماسی تماس بدون اصطکاک و رفتار عمودی تماس از نوع Hard Contact در نظر گرفته می‌شود، تا تاندون‌ها قادر به لغزش آزادانه در مرحله پس کشیدگی باشند. غلاف با مقدار مدول الاستیسیته کم در محل خود لحاظ و در داخل بتن مدفون می‌شود و تاندون داخل آن قرار می‌گیرد (شکل (۶)).

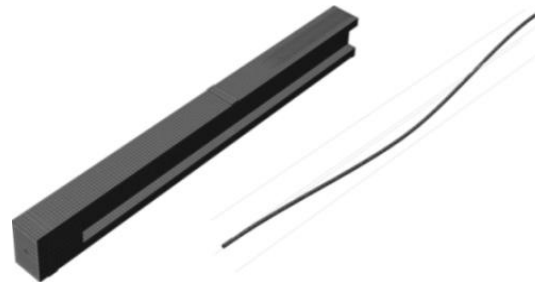


شکل ۶- مکانیزم عملکرد روش مدل‌سازی اعضای پس کشیده با

فرمول بندی تماس [۱۷]

انتگرال‌گیری کاهش یافته که از تعداد نقاط کمتری برای تشکیل ماتریس سختی استفاده می‌شود و برای کاهش زمان محاسبات به ویژه در المان‌های سه بعدی مناسب تر است، استفاده شد و (iii) از المان‌های شش وجهی، که معمولاً یک راه حل با دقت متعادل را با حداقل هزینه محاسباتی کم فراهم می‌کنند و نرخ همگرایی بهتری نسبت به المان‌های چهار وجهی دارند، استفاده گردید. یادآور می‌گردد، چنین المان‌هایی حساسیت کمتری نسبت به جهت مش‌بندی در مش‌بندی‌های معمولی را دارا هستند.

شکل (۴) تیر پس کشیده، غلاف و تاندون مدل‌سازی شده در محیط نرم افزار را نشان می‌دهد. همانگونه که در شکل (۴) نشان داده شده است، تیر دارای تقارن طولی است و بنابراین نصف تیر، مدل‌سازی و تحلیل شد.



شکل ۴- المان‌های تیر مدل‌سازی شده در نرم افزار

۴- مدل‌سازی اجزا محدود تیرهای پس کشیده بدون پیوستگی

چالش اصلی در مدل‌سازی اعضای پس کشیده بدون پیوستگی، مدل‌سازی تماس بین بتن و تاندون‌های پس کشیده (به دلیل عدم پیوستگی بین بتن و تاندون، روابط سازگاری کرنش‌ها حاکم نمی‌باشد) است. تاکنون دو روش بشرح زیر برای مدل‌سازی تماس بین بتن و تاندون‌ها مورد بررسی قرار گرفته است [۱۷].

۱-۴- روش مدل‌سازی با استفاده از فنر

در این روش برای شبیه‌سازی لغزش تاندون‌ها در داخل غلاف و رسیدن به یک مدل تماس مناسب بین تاندون و غلاف از تعداد زیادی فنر خطی استفاده می‌شود که منجر به از بین بردن ماهیت غیر خطی مرزها می‌گردد. شکل (۵) مکانیزم عملکرد روش فنر را نشان می‌دهد.

² Surface to Surface

¹ Embedded in Concrete

است و می توان به وسیله معرفی پارامترهای d_t و d_c کاهش سختی باربرداری را در محاسبات اعمال کرد.

در این تحقیق از مدل ارائه شده توسط نوه و کراتزینگ در سال ۲۰۰۳ برای مقادیر پارامترهای زوال فشاری (d_c) و کششی (d_t) بتن در مدل سازی کار آزمایشگاهی، استفاده شده است [۲۲].

۵-۱-۱- منحنی تنش- کرنش فشاری و کششی بتن

برای مدل سازی رفتار فشاری و مدول الاستیسیته بتن پیشنهاد آیین نامه Fib [۲۳] که برای بتن های با عملکرد برتر و مقاومت بالاست ارائه شده، مورد استفاده قرار گرفت.

بمنظور مدل سازی رفتار کششی، از روش پیشنهادی نرم افزار که در آن، تنش کششی در کرنشی برابر با ۱۰ برابر کرنش ترک خوردگی بتن، به صفر می رسد، استفاده گردید. بنابراین، کرنشی که در آن تنش به صفر می رسد، برابر خواهد بود با:

$$\varepsilon_u = 10\varepsilon_{cr} = 10 \times \frac{f_{ctm}}{E_{c1}} \quad (2)$$

f_{ctm} = تنش ترک خوردگی بتن است که طبق آیین نامه Fib [۲۳] از رابطه (۳) بدست می آید:

$$f_{ctm} = f_{ctko} \left(\frac{f_{cm} + \Delta f}{f_{cko} + \Delta f} \right)^{0.6} \quad (3)$$

که در آن، $f_{ctko}=1.8\text{MPa}$ و $f_{cko}=10\text{MPa}$ و $\Delta f=8\text{MPa}$ در نظر گرفته می شود.

۵-۲- فولادهای معمولی و پس کشیده

فولادهای معمولی مورد استفاده، از نوع فولاد AIII محصول شرکت ذوب آهن اصفهان با مشخصات مکانیکی جدول (۴) انتخاب شده است.

جدول ۴- مشخصات فولادهای معمولی مسلح کننده

تنش نهایی (MPa)	کرنش نهایی (%)	تنش تسلیم (MPa)	کرنش تسلیم (%)	مدول الاستیسیته (GPa)
۸۸۰	۱۵	۵۴۲	۰/۲۲	۲۱۰

نیروی موثر پس کشیدگی برای یک المان تاندون یک بعدی به روش حرارت از رابطه (۱) که توسط Stavroulaki و همکاران [۲۰] ارایه شده است، مدل سازی شد:

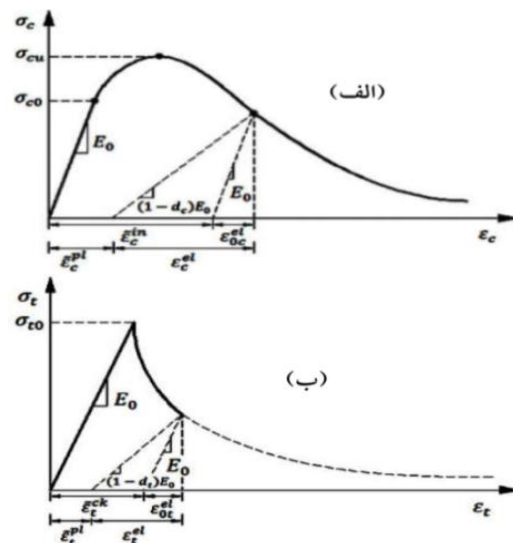
$$f_{pe} = E_{ps} \alpha_t \Delta T \quad (1)$$

که در آن E_{ps} مدول الاستیسیته تاندون، ΔT تغییرات دما و α_t ضریب انبساط حرارتی است. در این روش، حرارت پیرامون تاندون ها کاهش پیدا می کند تا به نیروی موثر مورد نظر در تاندون ها دست یابد.

۵- مشخصات مصالح مورد استفاده در مدل سازی عددی

۵-۱- مدل بتن آسیب دیده پلاستیک

در مدل بتن آسیب دیده پلاستیک^۱ فرض می گردد که پاسخ به کشش و فشار تک محوره بتن با معیار خرابی پلاستیک کنترل می شود (شکل (۷)). چنین مدل معرفی شده ای، با وجود سادگی نسبی، خصوصیات اصلی بتن را ارضا می کند.



شکل ۷- پاسخ بتن به بارگذاری تک محوره، (الف) در فشار و (ب) در کشش [۲۱]

یکی از موارد تاثیر گذار بر رفتار کلی بتن، شیب باربرداری آن است. همانگونه که در شکل (۷) نشان داده شده، معمولاً شیب باربرداری، برابر با مقدار مدول الاستیسیته ی اولیه در نظر گرفته می شود. اما برای بتن به دلیل آسیب های وارده در اثر ترک خوردگی و خرد شدگی، این شیب از مقدار اولیه خود، کمتر خواهد بود. این قابلیت در نرم افزار ABAQUS گنجانده شده

¹ Concrete Damage Plasticity Model, CDP

۶- مش بندی مدل اجزا محدود و آنالیز حساسیت نسبت به چگالی مش

برای تقسیم بندی مصالح بتن و غلاف پس کشیده، فولادهای معمولی و پس کشیده و الیاف CFRP به ترتیب از المانهای C3D8R (المان پیوسته، سه بعدی ۸ گره‌ای با انتگرال کاهش یافته)، T3D2 (المان خرپایی سه بعدی ۲ گره‌ای)، S4R (المان پیوسته ای سه بعدی ۴ گره-ای با انتگرال کاهش یافته) استفاده شد. همچنین دقت و همگرایی نتایج عددی به طور مستقیم به چگالی مش وابسته است. برای به دست آوردن تعداد بهینه مش یک آنالیز حساسیت به مش صورت گرفت تا اثر ریز تر شدن المان‌ها بر نمودار بار- تغییر مکان وسط دهانه تیر بررسی گردد. بدین منظور پنج آنالیز با اعداد مش ۲۰۰، ۱۵۰، ۱۰۰، ۵۰ و ۳۵ میلیمتر انجام شد، که دقت نتایج بدست آمده با نتایج آزمایشگاهی در جدول (۸- الف) و (۸- ب) و شکل (۸) مقایسه شده است. رفتار تیر برای مش بندی‌ها مختلف تا تسلیم فولادهای معمولی تقریباً یکسان است و تفاوت نمودارها بعد از تسلیم فولادهای معمولی، محسوس‌تر است. بنابراین، مدل با مش ۵۰ میلیمتر مطابقت خوبی با نمودار آزمایشگاهی دارد و از آن می‌توان به عنوان مش بندی بهینه یاد کرد.

جدول ۸- الف- مشخصات مش بندی، مقایسه نتایج عددی و

آزمایشگاهی تیر

عدد مش بندی	خطا (%)	P_u (عددی)	P_u (آزمایشگاهی)
۲۰۰	۲/۹	۷۴۰/۵	۷۱۹/۶
۱۵۰	۲/۸	۷۳۹/۹	
۱۰۰	۰/۸	۷۲۵/۶	
۵۰	۰/۴	۷۲۲/۴	
۳۵	۰/۳	۷۲۲/۰	

جدول ۸- ب- مشخصات مش بندی، مقایسه نتایج عددی و

آزمایشگاهی تیر

عدد مش بندی	خطا (%)	P_y (عددی)	P_y (آزمایشگاهی)
۲۰۰	۸/۷	۵۱۶/۶	۴۷۴/۹
۱۵۰	۱/۷	۴۸۳/۲	
۱۰۰	۱/۱	۴۸۰/۱	
۵۰	۱/۰	۴۶۹/۹	
۳۵	۱/۰	۴۶۹/۹	

برای فولاد پس کشیده از رشته فولاد G270 به قطر ۱۵ میلی‌متر استفاده شد. مشخصات مکانیکی فولاد پس کشیده در جدول (۵) آورده شده است. در مدل‌سازی غلاف از یک ماده با مدول الاستیسیته پایین استفاده شد که در داخل بتن مدفون بوده و نوع تماس فولاد با غلاف با استفاده از فرمول بندی تماس که پیش‌تر توضیح داده شد، مدل‌سازی گردید.

جدول ۵- مشخصات مکانیکی رشته فولاد پس کشیده

کرنش نهایی (%)	تنش نهایی (MPa)	تنش تسلیم (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)
۳/۵۳	۱۸۱۲	۱۶۸۷	۱۸۰

۵-۳- الیاف CFRP

جهت مقاوم‌سازی خمشی تیر ساخته شده، از کامپوزیت‌های جنس کربن (CFRP)، که دارای الیاف یک جهته می‌باشند، استفاده شد. مشخصات مکانیکی آن در جدول (۶) آورده شده است.

جدول ۶- مشخصات CFRP استفاده شده در مقاوم‌سازی

کرنش نهایی (%)	مدول الاستیسیته (GPa)	تنش کششی نهایی (MPa)	ضخامت هر لایه (mm)
۱/۸	۲۳۸۰۰۰	۴۳۰۰	۰/۱۳

در این تحقیق از رفتار Lamina برای CFRP که اطلاعات مربوط به آن در جهات مختلف در جدول (۷) آورده شده، استفاده شد. در صورتی، مود خرابی، جدایش FRP باشد، اندرکنش و اتصال بین سطوح بتن و FRP که به خصوصیات مکانیکی چسب، سطح بتن و FRP بستگی دارد، از اهمیت زیادی برخوردار است. به نظر می‌رسد هنگامی که شکل خرابی جدایش نباشد، می‌توان تاثیر اندرکنش بتن و FRP را نادیده گرفت و ارتباط بین سطح دو ماده را پیوستگی کامل فرض کرد. در این تحقیق از چنین فرضی استفاده شده است [۲۴].

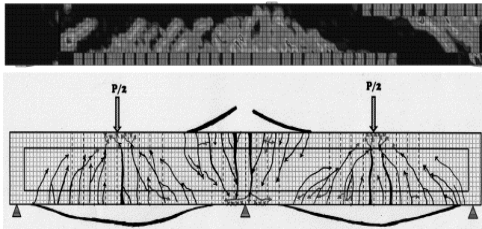
جدول ۷- پارامترهای رفتار Lamina برای CFRP

v12 (GPa)	G23 (GPa)	G13 (GPa)
۰/۳	۱۰/۸	۱۲/۴
G12 (GPa)	E2 (GPa)	E1 (GPa)
۱۲/۴	۱۵/۶	۲۳۸

۸- مقایسه نتایج تحلیل اجزا محدود با نتایج آزمایشگاهی

۸-۱- الگوی ترک خوردگی

تیر مزبور با تشکیل مفصل در محل تکیه گاه میانی همزمان با تخریب بتن فشاری و گسیختگی CFRP و در محل وسط دهانه تخریب بتن فشاری و جداسازی CFRP را تجربه کرد (شکل ۱۰). الگوی ترک خوردگی آزمایشگاهی برای دو دهانه و الگوی عددی بعث تقارن عضو، برای نصف طول تیر، در شکل ۱۰) مقایسه شده است.



شکل ۱۰- الگوی ترک خوردگی آزمایشگاهی (کل طول تیر) و عددی (نصف طول تیر) تیر آزمایش شده

۸-۲- مقایسه نتایج شکل پذیری تغییر مکانی، μ_{Δ} آزمایشگاهی و عددی تیر

تغییر مکان از مهمترین کمیت‌هایی است که برای محاسبه شکل پذیری سازه در نظر گرفته می‌شود و ضریب شکل پذیری تغییر مکان از رابطه (۴) بدست می‌آید [۲۶]:

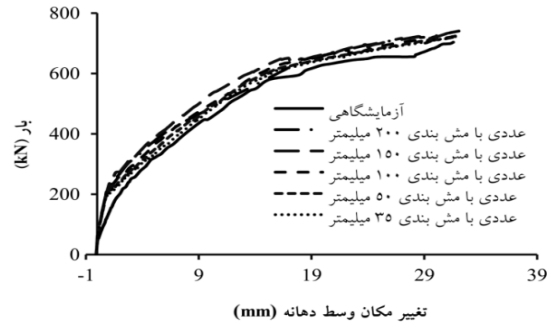
$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4)$$

لازم به ذکر است، خیز تسلیم خیز متناظر با تسلیم فولادهای معمولی (غیر پیش‌تنیده) کششی مقطع (برای اعضای پس کشیده با فولاد بدون پیوستگی) است. مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی ضریب شکل پذیری بر مبنای تغییر مکان در جدول (۹) نشان داده شده است.

جدول ۹- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و اجزا محدود تیر برای

ضریب شکل پذیری خیز

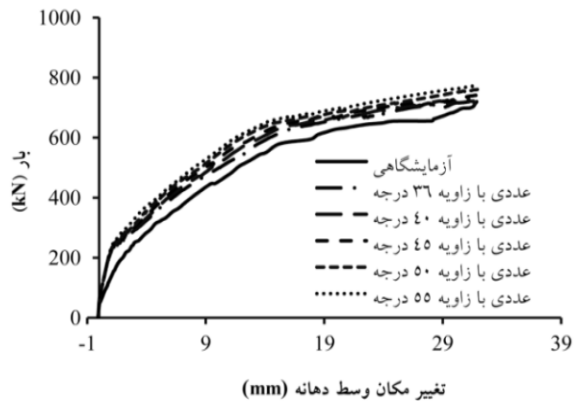
آزمایشگاهی (E.)					
Δ_y (mm)		Δ_u (mm)		μ_{Δ}	
۱۰/۹		۳۱/۹		۲/۹	
عددی (N.)					
Δ_y (mm)		Δ_u (mm)		μ_{Δ}	
N.	E./N.	N.	E./N.	N.	E./N.
۹/۲	۱/۱۸	۳۱/۹	۱/۰	۳/۴	۰/۸۵



شکل ۸- بررسی اثر مش بندی‌های مختلف بر منحنی بار-تغییر مکان در وسط دهانه‌ی تیر پس کشیده مقاوم‌سازی شده

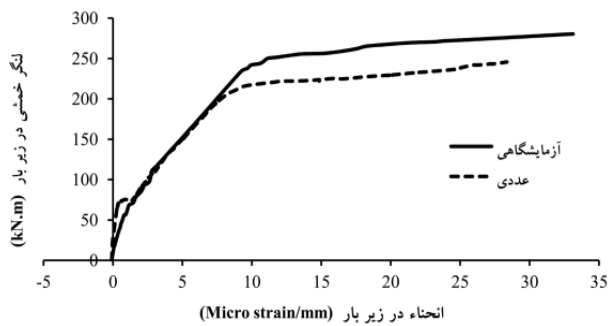
۷- آنالیز حساسیت نسبت به زاویه اتساع

جهت تعریف رفتار بتن در مدل CDP، از پنج پارامتر خرابی پلاستیک که عبارتند از زاویه اتساع، خروج از محوریت، نسبت تنش فشاری حداکثر دو محوره به یک محوره (f_{bo}/f_{co}) ، نسبت ثابت دوم تانسور تنش روی نصف النهار کششی به همین مقدار روی نصف النهار فشاری (k) و پارامتر ویسکوزیته (μ) استفاده می‌شود. از میان پارامترهای فوق پارامترهای k ، e و f_{bo}/f_{co} تقریباً در اکثر تحقیقات مقادیر ثابتی را داراست. اما برای زاویه اتساع مناسب در اعضای پس کشیده مقادیر مختلفی توسط محققین ارائه شده است. Mercan و همکاران [۲۵] برای تیرهای پیش‌تنیده، زاویه اتساع ۵۵ درجه را مناسب گزارش کردند و همچنین در تحقیق Huang [۱۷] زاویه ۵۰ درجه برای تیرهای پس کشیده بدون پیوستگی گزارش شد. بنابراین با استفاده از مش بندی بهینه بدست آمده، آنالیز حساسیت دیگری نسبت به زاویه اتساع انجام گرفت (شکل ۹)). با توجه به شکل (۹) زاویه اتساع مناسب در این تحقیق برابر با ۳۶ درجه بدست آمد.



شکل ۹- بررسی اثر تغییرات پارامتر زاویه اتساع برای تیر پس کشیده مقاوم‌سازی شده

فولاد پیش‌تینیده می‌گذرد را، به عنوان نقطه انحنای تسلیم در نظر گرفت. در نظریات فوق که برای اعضای پیش‌تینیده با فولادهای پیش‌تینیدگی دارای پیوستگی ارائه شده است، تسلیم فولاد پیش‌تینیدگی محتمل است. در حالیکه، در تیرهای پس-کشیده با فولاد بدون پیوستگی که امکان تسلیم فولاد پس-کشیده در شرایط معمول نیست، در نظر گرفتن انحنای تسلیم در محل تسلیم فولاد معمولی منطقی‌تر است و همان‌طور که نتایج جدول (۱۰) نشان می‌دهد، اعداد شکل پذیرگی انحنای براساس روش Bartlett و Cohn [۲۷] به سایر ضرایب شکل پذیرگی (انرژی و تغییر مکان) در تیر تحقیق حاضر، نزدیک‌تر است. مقایسه آزمایشگاهی و عددی شکل پذیرگی انحنای براساس نمودار ممان-انحنای آزمایشگاهی و عددی (شکل (۱۱)) در جدول (۱۰) ارائه شده است.



شکل ۱۱- مقایسه ممان-انحنای عددی و آزمایشگاهی در وسط دهانه

جدول ۱۰- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و اجزا محدود تیر برای ضریب شکل پذیرگی انحنای

روش محاسبه	لنگر و انحنای آزمایشگاهی (E.)					لنگر و انحنای عددی (N.)									
	M_y (kN.m)	ϕ_y	M_n (kN.m)	ϕ_u	μ_ϕ	M_y (kN.mm)		ϕ_y		M_n (kN.mm)		ϕ_u		μ_ϕ	
						N.	E./N.	N.	E./N.	N.	E./N.	N.	E./N.	N.	E./N.
[۲۷]	۱۷۳	۶/۰	۲۸۰	۳۳/۱	۵/۵	۱۶۰	۱/۰۸	۵/۵	۱/۰۹	۲۴۵	۱/۱۴	۲۸/۴	۱/۱۶	۵/۱	۱/۰۸
[۲۸]	۱۲۹	۴/۰	۲۸۰	۳۳/۱	۸/۳	۱۲۰	۱/۰۸	۳/۴	۱/۱۷	۲۴۵	۱/۱۴	۲۸/۴	۱/۱۶	۸/۳	۱/۰
[۲۹]	۲۳۳	۹/۳	۲۸۰	۳۳/۱	۳/۶	۲۱۳	۱/۱	۹/۱	۱/۰۲	۲۴۵	۱/۱۴	۲۸/۴	۱/۱۶	۳/۱	۱/۱۶

شکست (E_y) (سطح زیر نمودار بار- تغییر مکان تا لحظه شکست نمونه) به انرژی جذب شده در سیستم تا لحظه تسلیم فولادهای معمولی (E_{U1}) تعریف کردند. جذب انرژی عددی و آزمایشگاهی تیر مورد نظر در در جدول (۱۱) و شکل (۱۲) مورد مقایسه قرار گرفته است.

۳-۸- مقایسه نتایج شکل پذیرگی انحنایی، μ_ϕ آزمایشگاهی و عددی تیر

یکی از مهمترین منابع برای مطالعه شکل پذیرگی سازه، شکل پذیرگی بر مبنای انحنای می‌باشد. ضریب شکل پذیرگی انحنای از رابطه (۵) قابل تعیین است:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (5)$$

که ϕ_u انحنای نهایی و ϕ_y انحنای تسلیم مقطع است.

محققین در مورد نحوه تعریف محل انحنای تسلیم و نهایی در نمودار لنگر- انحنای تیرهای پیش‌تینیده با تاندون‌های پیوسته و بتن‌های با نیاز به ویرنه، روش‌هایی را ارائه نموده‌اند. Bartlett و Cohn [۲۷] انحنای تسلیم را انحنایی که در آن کرنش فولادهای کششی (غیر پیش‌تینیده) به کرنش تسلیم می‌رسد و انحنای نهایی را انحنای متناظر با لنگری برابر با $0.85M_n$ پس از عبور از لنگر اسمی، M_n در نظر می‌گیرد. در مدل Park [۲۸] محل برخورد خط عبوری از مبدا و $0.75M_n$ (M_n لنگر مقاوم اسمی زمانی که کرنش در بحرانی‌ترین تار فشاری بتن به مقدار 0.003 می‌رسد) بر منحنی مشخص‌کننده نقطه تسلیم است. Naaman [۲۹] نقطه تسلیم فرضی که از برخورد خط عبور از مبدا و حد تناسب فولاد پیش‌تینیدگی با خطی که از محل لنگر مقاوم اسمی و پایان قسمت انحنایی، منحنی تنش-کرنش

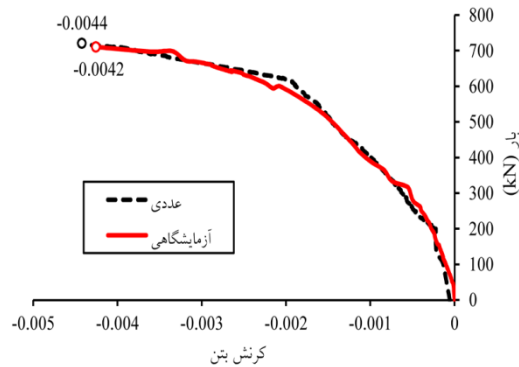
۴-۸- مقایسه نتایج شکل پذیرگی انرژی، μ_E آزمایشگاهی و عددی تیر

Thomsen و همکاران [۳۰] ضریب شکل پذیرگی انرژی (μ_E) را برای تیر پیش‌تینیده به صورت نسبت انرژی جذب شده در سیستم در لحظه

جدول ۱۱- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و اجزا محدود تیر برای

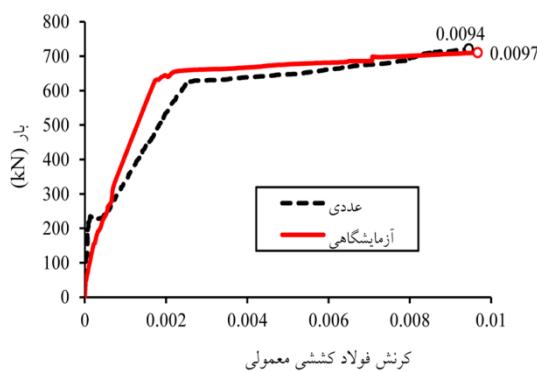
ضریب شکل پذیری انرژی

آزمایشگاهی (E.)					
E_y (kN.mm)		E_u (kN.mm)		μ_E	
۳۴۱۱		۱۶۴۰۴/۴		۴/۸	
عددی (N.)					
E_y (kN.mm)		E_u (kN.mm)		μ_E	
N.	E./N.	N.	E./N.	N.	E./N.
۳۰۵۳	۱/۱۱	۱۷۴۱۶	۰/۹۴	۵/۷	۰/۸۴



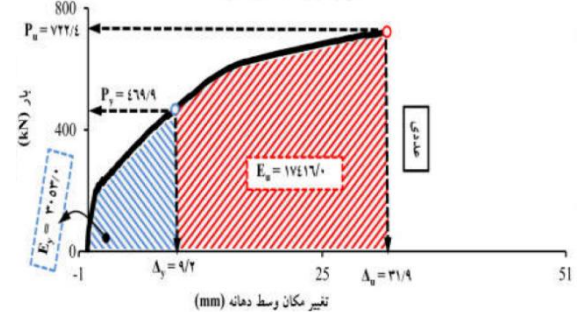
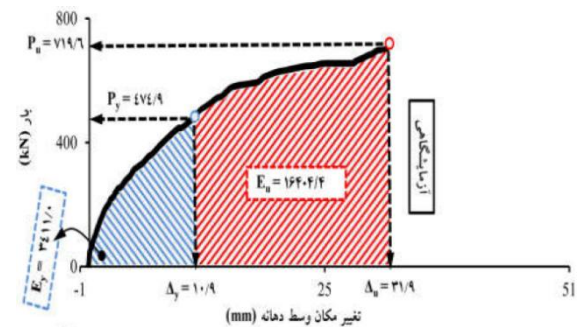
شکل ۱۳- مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی بار- کرنش

فشاری بتن در تکیه گاه میانی



شکل ۱۴- مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی بار-کرنش فولاد

معمولی کششی در تکیه گاه میانی



شکل ۱۲- مقایسه مقادیر انرژی تسلیم و نهایی عددی و آزمایشگاهی

۹- نتیجه گیری و جمع بندی

در تحقیق حاضر، روش‌های مدل‌سازی اجزا محدود در اعضای پس کشیده با کابل بدون پیوستگی مورد بررسی قرار گرفت. سپس تیر I- شکل پس کشیده (SUPS1-22)، دو دهانه با یک عدد کابل بدون پیوستگی و خروج از مرکزیت متغیر دارای آبرتن خودتراکم و مقاوم‌سازی شده با الیاف CFRP (در ناحیه ممان منفی و نواحی ممان مثبت)، ساخته و بکمک انواع حسگرهای نصب شده بر آن، در حین بارگذاری پایش شد. مقایسه نتایج مدل-سازی به روش فرمول‌بندی تماس و آزمایشگاهی تیر مزبور برای الگوی ترک خوردگی و انواع شکل‌پذیری (که در نواحی زلزله خیز حائز اهمیت است)، مورد ارزیابی قرار گرفته و نتایج زیر حاصل گردید:

۱- با استفاده از مدل‌سازی انجام شده و با مش بندی بهینه بدست آمده، آنالیز حساسیت نسبت به زاویه اتساع انجام گرفت و زاویه

۸-۵- مقایسه کرنش بتن و فولادهای کششی معمولی

در شکل (۱۳) و (۱۴) نتایج عددی و آزمایشگاهی کرنش فشاری بتن و فولاد کششی معمولی (A_S) بر حسب بار، در بحرانی ترین مقطع تیر (تکیه گاه میانی) مقایسه شده است. همانطور که مشاهده می‌گردد، نتایج آزمایشگاهی و عددی از تطابق بسیار مناسبی برخوردار است. نتایج بدست آمده حاکی از آن است که، کرنش نهایی بتن فشاری بیش از مقدار کرنش توصیه شده توسط آیین‌نامه ACI [۳۱] در لحظه شکست ($\epsilon_{cu} = 0.003$) بدست آمده است. همچنین، همانطور که در شکل (۱۴) نشان داده شده است، کرنش فولاد کششی برابر با ۰/۰۱ را می‌توان نشانه شکست (Collapse sign) در اعضای پس کشیده مقاوم‌سازی شده دانست.

[۵] ترکمان زاده، میثم؛ مقصودی، علی اکبر؛ "ضرورت بررسی مفهوم باز توزیع لنگر و تعیین مقدار (آزمایشگاهی و تئوری) آن در دال‌های سراسری پس‌تینده با بتن خودتراکم"، مجله عمران شریف، دوره ۲-۲۸، شماره ۲، ص. ۱۳۱-۱۳۸.

[6] Warwaruk, J.; Sozen, M.A.; Siess, C.P.; "Strength and behavior in flexure of prestressed concrete beams", Engineering Experimental Station, University of Illinois, Urbana, Bulletin, 1962, No. 464.

[7] Cooke, N.I.; Park, R.; Yong, P.; "Flexural strength of prestressed concrete member with unbounded tendons", PCI Journal, Vol. 26, No. 6, 1981, pp. 52-81.

[8] Harajli, M. H.; "On the stress in unbonded tendons at ultimate: critical assessment and proposed changes", ACI Structural Journal, Vol. 103, No. 5, 2006, pp. 803-812.

[9] Du, G.; Tao, X.; "Ultimate stress in unbonded tendons of partially prestressed concrete beams", PCI Journal, Vol. 30, No. 6, 1985, pp. 72-91.

[10] Harajli, M. H.; "On the stress in unbonded tendons at ultimate: Critical assessment and proposed changes." ACI Structural Journal, Vol. 103, No. 6, 2006, pp. 803-812.

[11] 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, Vol. 103, No. 2, 2012, pp. 183-192.

[12] Keun Hyeok, Yang; Ju Hyun, Mun; Gwang Hee, Kim; "Flexural behavior of post-tensioned normal-strength lightweight concrete one-way slabs", Engineering Structures, Vol. 56, 2013, pp. 1295-1307.

[13] ACI 318-11, "Building code requirements for structural concrete and commentary", ACI, Farmington Hills, Michigan, USA. 2011.

[۱۴] مقصودی، علی اکبر؛ درتاج، امین رضا؛ ذوالقدری، سعید؛ "ضرورت بررسی مفهوم باز توزیع لنگر و تعیین مقدار (آزمایشگاهی و آیین‌نامه‌ای) در تیرهای I- شکل سراسری پس‌کشیده دارای بتن خودتراکم" دومین کنفرانس ملی سالیانه بتن ایران، تهران، ۱۵ مهرماه ۱۳۸۹.

[۱۵] درتاج، امین‌رضا؛ "تحلیل تیرهای I- شکل نامعین پس‌تینده (بدون پیوستگی) دارای بتن خودتراکم مقاومت بالا (HSSCC)", پایان‌نامه کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه شهید باهنر کرمان، شهریور ۱۳۹۰.

اتساعی برابر با ۳۶ درجه بهترین تطابق را برای نتایج عددی و آزمایشگاهی تیر مزبور، بدست داد.

۲- الگوی ترک‌خوردگی آزمایشگاهی و عددی در مراحل مختلف بارگذاری، از تطابق بسیار مطلوبی برخوردار است.

۳- در تیرهای پس‌کشیده با فولاد بدون پیوستگی که اغلب امکان تسلیم فولاد پس‌کشیده نیست، در نظر گرفتن انحنا تسلیم در محل تسلیم فولاد معمولی منطقی تر است. زیرا همان‌طور که نتایج نشان می‌دهد، اعداد شکل پذیری انحنا براساس روش Bartlett و Cohn به سایر ضرایب شکل پذیری (انرژی و تغییر مکان) بررسی شده در این تحقیق، برای تیر مزبور نزدیک تر است.

۴- شکل پذیری‌های تغییر مکان ($\mu\Delta$)، انحنا ($\mu\phi$) و انرژی (μE)، با استفاده از نتایج عددی و آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفت که نتایج حاکی از خطای اندکی بین مقادیر آزمایشگاهی و عددی دارد.

۵- مدل‌سازی اجزا محدود تیر در نرم افزار ABAQUS انجام شد، از مقایسه نتایج حاصله (شامل منحنی بار- تغییر مکان و ممان- انحنا)، تطابق مناسب نتایج آزمایشگاهی و عددی را نشان می‌دهد.

۶- از مدل نرم افزاری ارائه شده می‌توان برای پیش بینی رفتار تیرهای پس‌کشیده بدون پیوستگی مقاوم‌سازی شده بهره جست، اگرچه انجام تحقیقات آزمایشگاهی مشابه بیشتر، توصیه می‌گردد.

۱۰- مراجع

[1] ACI Committee 237, "Self-consolidating concrete." ACI 237R-07, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2007.

[2] Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI), "Interim guidelines for the use of self-consolidating concrete in precast/prestressed concrete institute member plants", TR-6-03. PCI, Chicago, Illinois, 2003.

[3] Walraven, J., "Structural aspects of self-compacting concrete", 3rd international symposium on self-compacting concrete", Reykjavik, Iceland, 2003, pp. 15-22.

[۴] مقصودی، علی اکبر؛ مقصودی، محمد؛ ترکمان زاده، میثم؛ "تأثیر نواقص اجرایی بر عملکرد خمشی دال‌های مجوف بتنی پیش‌ساخته پیش‌تینده"، مجله عمران شریف، دوره ۲-۲۸، شماره ۲، ص. ۹۹-۱۱۱.

- [29] Naaman, A. E., "Partially prestressed concrete: review and recommendations", PCI Journal, Vol. 33, No. 6, PP. 30-71, 1985.
- [30] Thomsen H.; Spacone E.; Limkatanyu S.; Camata G., "Failure mode analyses of reinforced concrete beams strengthened in flexure with externally bonded fiber-reinforced polymers," ASCE, Journal of Composites for Construction, 2004, pp. 123-131.
- [31] ACI (American Concrete Institute), "Building code requirements for structural concrete", 2014, Farmington Hills, MI.
- [16] Askari Dolatabad, Y.; Maghsudi, A.A.; "Monitoring and theoretical losses of post-tensioned indeterminate I-beams", Magazine of Concrete Research, Vol. 13, No. 2-3, 1997, pp. 95-103.
- [17] Huang.Y.; "Finite element method for post-tensioned prestressed concrete structures", A dissertation Submitted to the Graduate Faculty of Oklahoma in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Doctor of philosophy in Civil Engineering, Norman, Oklahoma University, USA, 2012.
- [18] Maghsoudi, A.A.; "Self-Consolidating concrete", Kerman, Nezam Mohandesi Press, 1996.
- [19] PCI (Interim guidelines for the use of self-consolidating concrete in precast/ prestressed concrete institute member plants), First Edition, 2003, Chicago, IL.
- [20] Stavroulaki, M. E.; Leftheris, B. P.; Stavroulakis, G. E.; "Optimal prestress in modal analysis via induced temperature modeling", Structural Optimization, Vol. 13, No. 2-3, 1997, pp. 95-103.
- [21] Abaqus Theory Manual, Simulia, 2014.
- [22] Sam-Young, Noh; Wilfried, B.; Kratzig, K.M.; "Numerical simulation of serviceability, damage evolution and failure of reinforced concrete shells", Journal of Computers and Structures, No. 81, 2003, pp.843-857.
- [23] Fib (fédération internationale du béton), "Constitutive modelling of high strength high performance concrete" Technical Report Bulletin 42, 2008, Lausanne.
- [۲۴] نوذرتاش، فرهاد؛ دانشگری، فارس؛ "بررسی مدل اجزای محدود کامپیوتری تقویت خارجی تیرهای بتن مسلح با ورقه‌های کامپوزیت FRP"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، ۶ و ۷ اردیبهشت، ۱۳۹۰، سمنان، ایران.
- [25] Mercan, B.; Schultz, A. E.; Stolarski, H. K.; "Finite element modeling of prestressed concrete spandrel beams", Engineering Structures, Vol. 32, 2010, pp. 2804–2813.
- [۲۶] مک گریگور، ج.گ.؛ "شکل‌پذیری سازه‌های بتن آرمه ویژه مناطق زلزله خیز"، مترجم علی اکبر مقصودی، انتشارات دانشگاه شهید باهنر کرمان، ۱۳۷۵، صفحه ۶۵.
- [27] Cohn, M. Z.; Bartlett, M., "Computer simulated flexural tests of partially prestressed concrete sections", ASCE Journal of Structural Division, Vol. 108, ST12, 1982, PP. 2747-2765.
- [28] Park R.; Paulay T., "Reinforced concrete structures", John Wiley & Sons, New York, NY, 1975.

Numerical and Experimental Analysis of CFRP Strengthened Unbonded Post-tensioned Indeterminate I-Beams Consisting UHSSCC

M. Maghsoudi

Ph.D. Student, Civil Eng. Dept., Shahid Bahonar University of Kerman, Kerman, Iran

A.A. Maghsoudi *

Prof., Civil Eng. Dept., Shahid Bahonar University of Kerman, Kerman, Iran

S. Shojaee

Associate Prof., Civil Eng. Dept., Shahid Bahonar University of Kerman, Kerman, Iran

Abstract

The prestressed concrete was first introduced to predominate the concrete tension weakness and use the concrete compressive capacity to improve the serviceability state of such members. In these members the need of utilization of concrete with higher strength due to their lower prestressed losses have been recognized. There are very little investigations on prestressed members consisting of ultra high strength concrete, UHSC (concrete with a compressive strength higher than 80MPa). This has led to concrete constructions with posttensioned ultra-high strength self-consolidating concrete, UHSSCC, which is relatively new category of concrete. Over the last two decades, numerous studies (experimentally and theoretically) have been conducted on the behavior of simply-supported and continuous reinforced concrete (RC) beams, that were strengthened with fiber reinforced polymer (FRP) composites. This paper investigates the finite element methods for modeling the unbonded posttensioned concrete beams. This objective is achieved by conducting flexural testing of unbonded post-tensioned UHSSCC continuous (full scale) I-beam strengthened by carbon fiber reinforced polymer, CFRP sheets in sagging and hogging regions. The numerical results were compared with experimental results in terms of crack pattern and different ductility indexes (which are significant in seismic zones) and the following results were drawn: Considering the optimized mesh density and the sensitivity analysis to dilation angle, a dilation angle of 36 yielded the best results comparing the numerical and experimental results. Despite the application of unbonded tendon along the two span of the beam, the numerical and experimental crack pattern at different load steps were reasonably matched.

Keywords: Monitored, Unbonded post-tensioned tendon, strengthened, Finite element, UHSSCC.

* Corresponding Author: maghsoudi.a.a@uk.ac.ir

