

بررسی آزمایشگاهی تأثیر مقدار و آرایش میلگردهای طولی و عرضی در تیرهای بتنی پیش‌تنیده تحت خمش

علیرضا خالو* (استاد)

محمدامین مسلمی (کارشناس ارشد)

عطیه دائمی (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

مهندسی عمران شریف، تابستان (۱۳۹۹)
دوری ۲-۱۳۶، شماره ۱/۲، ص ۱۱-۳

تغییر جوامع شهری و نیاز به سازه‌های ظریف و مقاوم بتنی، ذهن پژوهشگران را متوجه بتن پیش‌تنیده کرده است. با توجه به اهمیت خصوصیتی، مانند: مقدار بارگسیختگی، نرمی عضو و همچنین تشکیل و گسترش ترک‌ها در عملکرد سازه‌های بتنی، در پژوهش حاضر، تأثیر مقدار و آرایش آرماتورهای غیرپیش‌تنیده‌ی طولی و عرضی، در بهبود کارایی ۶ نمونه‌ی تیر بتنی پیش‌تنیده با هندسه و کیفیت بتن یکسان تحت بارگذاری استاتیکی بررسی شده است. ۶ نمونه‌ی تیر بتنی با استفاده از کابل‌های ۷ رشته‌ی ۵/۵ اینچی unbonded با گرید ۲۷^۰ که مستقیماً داخل آن‌ها قرار داده شده، پس کشیده شده‌اند. با توجه به نتایج حاصل از آزمایش‌ها نشان داده شده است که نرمی عضو به مقدار قابل توجهی به دلیل اضافه شدن آرماتورهای طولی و عرضی افزایش پیدا می‌کند و تندی بتن در بار نهایی کاهش می‌یابد. همچنین بارگسیختگی و بیشینه‌ی باری که هر کدام از نمونه‌ها تحمل می‌کنند، رابطه‌ی مستقیم با مقدار آرماتورهای معمولی دارد، در تشکیل و گسترش ترک‌های خمشی، آرایش آرماتورها تأثیرگذارترین نقش را ایفا می‌کنند.

واژگان کلیدی: تیرهای بتنی پیش‌تنیده، آرماتورهای غیرپیش‌تنیده، آرایش آرماتورها، بارگسیختگی، ترک، شکل‌پذیری.

khaloo@sharif.edu
moslemi.eng@gmail.com
atieh.daemi@gmail.com

۱. مقدمه

روش‌های طراحی برای سازه‌های پیش‌تنیده در آیین‌نامه‌های مختلف ارائه شده‌اند، هنوز درک رفتار مکانیکی سازه‌های پیش‌تنیده در جنبه‌های مختلف نیازمند بررسی و ارتقا است.^[۱-۳]

بتن پیش‌تنیده می‌تواند به سه روش بتن پیش‌کشیده، بتن پس‌کشیده‌ی چسبیده (bonded)، بتن پس‌کشیده‌ی غیرچسبیده (unbonded) ساخته شود و یا ترکیبی از فولاد معمولی و تاندون‌های پیش‌تندگی باشد که به سیستم‌های پیش‌تنیده‌ی جزئی معروف‌اند.^[۴] استفاده از تاندون‌های غیرچسبیده در سیستم‌های پیش‌تنیده، نه فقط منجر به ساخت سازه‌ی اقتصادی و با طراحی ساده می‌شود، بلکه جایگزینی مناسب و با سرعت نصب بالا برای تاندون‌های آسیب‌دیده خواهد بود. تاندون‌های غیرچسبیده می‌توانند به صورت خارجی در ساخت سازه‌های جدید و یا مقاوم‌سازی سازه‌های موجود از قبیل پل‌های بتنی، به خوبی تاندون‌های داخلی در تیرها و دال‌ها استفاده شوند.^[۵]

مطالعات پیشین گسترده‌ی به منظور بررسی رفتار خمشی سازه‌های پیش‌تنیده‌ی نچسبیده (UPC)^۱ و جزئی پیش‌تنیده‌ی نچسبیده (UPPC)^۲ در حالت حد نهایی توسط پژوهشگران صورت گرفته است.^[۶] در ادامه، استفاده از سازه‌های بتنی که به

یکی از مشکلات اصلی بتن، مقاومت پایین آن در برابر تنش‌های کششی است. خصوصاً در بار محوری پایین که موجب به وجود آمدن ترک در بتن در تنش‌های بسیار پایین‌تر از تنش فشاری می‌شود. با مسلح کردن بتن تحت کشش با استفاده از فولاد پر مقاومت، این مشکل را تا حدودی می‌توان برطرف کرد. با توجه به تغییر جوامع شهری و ناکارآمد بودن سیستم‌های سازه‌ی متداول، بتن پیش‌تنیده به عنوان جایگزین مناسبی برای مهندسان و طراحان به منظور ساخت سازه‌های معتبر و با مقاومت بالاتر در نظر گرفته شده است. امروزه استفاده از سیستم پیش‌تندگی در بسیاری از کاربردهای سازه‌ی، به منظور استفاده‌ی کامل از ظرفیت خمشی بتن و طراحی مناسب جهت کنترل ترک‌خوردگی و خیز ضروری به نظر می‌رسد. ایجاد پیش‌فشار در بتن با کابل‌های فولادی باعث می‌شود که بتن همواره در تنش فشاری باقی بماند و فقط تحت بارهای بسیار بالا به کشش افتد، در نتیجه میزان باربری آن افزایش خواهد یافت. با وجود اینکه از چندین دهه‌ی قبل،

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۶/۷/۲۶، اصلاحیه ۱۳۹۷/۷/۲۸، پذیرش ۱۳۹۷/۹/۱۸.

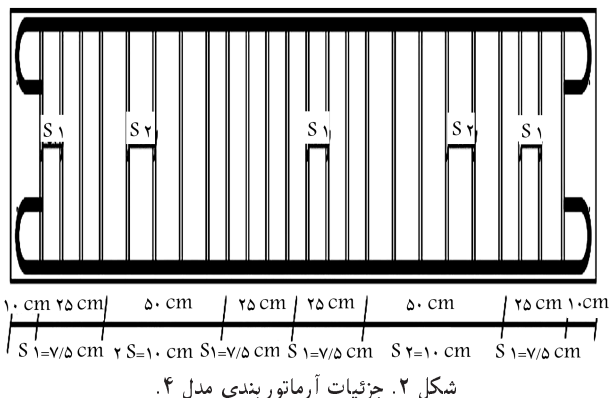
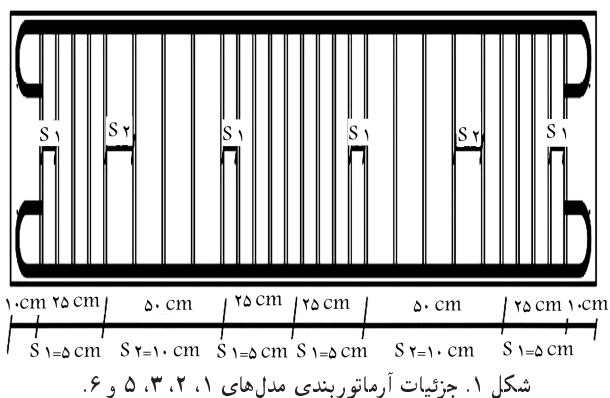
DOI:10.24200/J30.2018.5271.2224

۲. برنامه‌ی آزمایشگاهی

۱.۲. مشخصات نمونه‌ها و مصالح

در پروژه‌ی حاضر، ۶ نمونه ساخته شده است، که تمامی آن‌ها دارای ابعاد یکسان $250 \times 30 \times 220$ سانتی‌متر بوده‌اند. علت انتخاب ابعاد ذکر شده، محدودیت‌های دستگاه‌ها و setup آزمایش‌ها و سهولت در اعمال پیش‌تندگی در یک نقطه بوده است. همچنین ابعاد نمونه با توجه به مطالعات پیشین قابل قبول است. معیار طراحی نمونه‌ها نیز براساس روش WSD و ضوابط براساس ACI بوده است. در تمامی نمونه‌های مذکور از بتن با مقاومت فشاری ۲۸ روزه 350 کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع استفاده شده و شرایط بتن‌ریزی برای تمامی آن‌ها یکسان بوده است. میلگردهای شماره‌ی ۱۰ با تنش تسلیم 4200 کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع برای آرماتورهای طولی و عرضی استفاده و پوشش بتن ۲ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. در شکل‌های ۱ الی ۳، جزئیات آرماتوربندی و مقاطع مدل‌ها مشاهده می‌شود که مطابق آن‌ها با تغییر آرماتورهای عرضی، بالطبع آرماتورهای طولی هم تغییر کرده‌اند و نتیجه‌ی تغییر دو پارامتر اخیر با هم بررسی شده است. همچنین در شکل ۴، نحوه‌ی آرماتوربندی نمونه‌ی ششم مشاهده می‌شود.

پیش‌تندگی از نوع پس‌کشیدگی نجسیده بوده و به دلیل محدودیت ابعادی تیرها، کابل‌ها به صورت مستقیم استفاده شده‌اند. برای اینکه کابل‌ها در سراسر تیر، فاصله‌ی موردنظر را حفظ کنند، از خرک‌های ۱۰ سانتی‌متری با فاصله‌ی ۴۰ سانتی‌متر در سراسر تیر استفاده شده است. آرماتور پیش‌تندگی مورد استفاده، کابل ۷ رشته‌یی غلاف‌دار گرید ۲۷۰ با قطر اسمی ۱٫۲۷ سانتی‌متر (۵/۰ اینچ) و براساس استاندارد ASTM A ۴۱۶/A ۴۱۶M بوده است.^[۱۷] فاصله‌ی مرکز کابل از پایین مقطع نیز

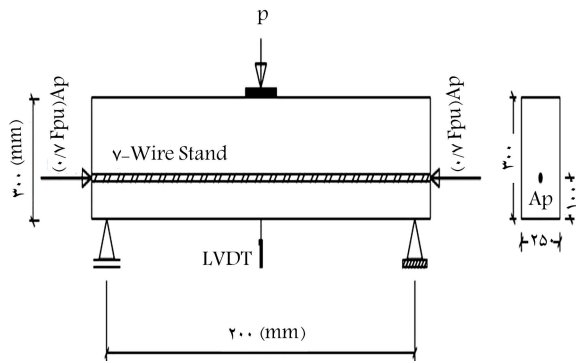


صورت جزئی پیش‌تندگی می‌شدند، مدنظر قرارگرفت و آزمون‌های خستگی و استاتیکی روی تیرهای مذکور توسط فرانسیس و همکاران^[۱۷] انجام و اهمیت آرماتورهای طولی و عرضی در پیش‌تندگی جزئی مشخص شد و این عامل به صورت یک پارامتر تأثیرگذار و قابل ملاحظه درآمد. سازه‌های به‌صورت جزئی پیش‌تندگی در مقایسه با سازه‌های بتن مسلح معمولی (بدون پیش‌تندگی)، باعث بهبود و یا جلوگیری از مشکلات احتمالی از قبیل خیز بیش از حد و یا طراحی مقاطع بزرگ با دهانه‌ی کوتاه می‌شوند.^[۸] در ادامه، مطالعات در زمینه‌ی بتن‌های پیش‌تندگی،^[۹] روابط لنگر انحنای برای تیرهای بتنی که به صورت جزئی پیش‌تندگی شده‌اند، در نظر گرفته و تأثیر آرماتورهای طولی و عرضی را در مقایسه با حالت‌های دیگر بیان کرده و آثار کاهش خزش و تأثیر آرماتورها را در مقاومت نهایی بتن نشان داده‌اند. با گذشت زمان و انجام آزمون‌های متعدد مشخص شد وقتی تاندون‌ها به صورت نجسیده هستند، آرماتورهای کارایی بیشتری از خود نشان می‌دهند و در مقاومت نهایی و در هنگام ترک از تمرکز ترک‌ها و افزایش عرض ترک‌ها جلوگیری می‌کنند. با گسترش استفاده از سیستم‌های UPPC، محاسبات جامع‌تری جهت طراحی دقیق‌تر و آنالیز سازه‌های مذکور استفاده و روابط مرتبط با محاسبه‌ی خیز تیر ذکر شده ارائه شده است.^[۱۰]

با پیشرفت‌های انجام شده در زمینه‌ی بتن‌های پیش‌تندگی، استفاده از آرماتورها هم در ناحیه‌ی فشاری و هم در ناحیه‌ی کششی مطرح شده و شرایط استفاده از آن و تأثیرپذیری مقاومت خمشی تیر بتنی پیش‌تندگی از نحوه‌ی آرایش و قرارگیری و میزان آرماتورهای طولی و عرضی نشان داده شده است.^[۱۱] با پیشرفت این علم روشی کاربردی برای اتصال‌ها و بهینه کردن آن‌ها در برابر بارهای لرزه‌یی توسط پامپانین و همکاران،^[۱۲] ارائه شد و نتایج قابل قبولی در این زمینه از خود نشان داد که سیستم هیبریدی^۳ نامیده می‌شود.^[۱۳]

کوارانتا و همکاران^[۱۴] (۲۰۱۴)،^[۱۴] طراحی بتن پیش‌تندگی با مقاطع متغیر را با استفاده از الگوریتم تفاضل محدود تکاملی بررسی کردند و مشخصات هندسی، مانند شکل و ابعاد سطح مقطع تیر، و مقدار فولاد پیش‌تندگی را به عنوان متغیرهای مورد بررسی در نظر گرفتند. کولاجانی و همکاران^[۱۵] (۲۰۱۴)،^[۱۵] نیز روابط اجزاء محدود در مدل‌سازی و بهینه‌سازی تیرهای پیش‌تندگی سراسری را به‌کار گرفتند که متغیرهای مدل‌سازی، شامل: المان‌های بتنی تیر، آرماتورهای خمشی و نیروهای پیش‌تندگی بود، و به منظور اعمال آثار پیش‌تندگی از روش بار معادل استفاده شد. همچنین فرانس و همکاران^[۱۶] (۲۰۱۶)،^[۱۶] کارایی الگوریتم بهینه‌سازی ازدحام ذرات را جهت بهینه‌سازی سطح مقطع تیر پیش‌تندگی و همچنین به‌دست آوردن نیروی پیش‌تندگی مطلوب در تیرهای پس‌کشیده با تکیه‌گاه ساده‌ی مفصلی ارزیابی کردند.

در نوشتار حاضر، مقادیر بهینه‌ی آرماتورهای طولی و عرضی و همچنین آرایش بهینه‌ی آن‌ها در تیرهای بتنی پیش‌تندگی تحت بارگذاری بررسی شده است. با توجه به خاصیت آرماتورها در تیرهای بتنی پیش‌تندگی به نظر می‌رسد جلوگیری از تمرکز ترک‌ها و همچنین ممانعت از گسترش آن‌ها مهم‌ترین مزیت استفاده از ترکیب ذکر شده است. البته شرایط طراحی به گونه‌یی رقم خواهد خورد که تیرها در بار نهایی به حالت گسیختگی برسند تا بتوان به دقت تأثیر آرماتورها در تیرها را بررسی کرد و با یک طرح دقیق از گسیختگی تیر به دلایل دیگر جلوگیری می‌شود. همچنین میزان افت تیرها و شکم دادن آن‌ها مطالعه و تیرها به صورت جزئی پیش‌تندگی شده‌اند، تا نقش آرماتورها به روشنی مشخص شود.



شکل ۶. نحوه اعمال بارگذاری در مدل‌های آزمایشگاهی.

جدول ۱. مشخصات کلی نمونه‌ها.

۲۵ × ۳۰ × ۲۲۰	ابعاد (cm)
۱۰	قطر میلگرد (mm)
۲	پوشش بتن (cm)
۳۵۰	مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن (kg/cm^2)
۴۲۰۰	تنش تسلیم فولاد (kg/cm^2)
۰٫۵ (unbounded)	نوع کابل
۱۰	فاصله‌ی مرکز کابل از پایین مقطع (cm)
۱۳۳۰۰	کشش کابل (kg/cm^2)
۱۸۹۰۰	f_{pu} (kg/cm^2)
استاتیکی	نوع و شرایط بارگذاری
مفصلی	شرایط تکیه‌گاهی

جدول ۲. درصد میلگردهای طولی و محصورکننده در نمونه‌ها.

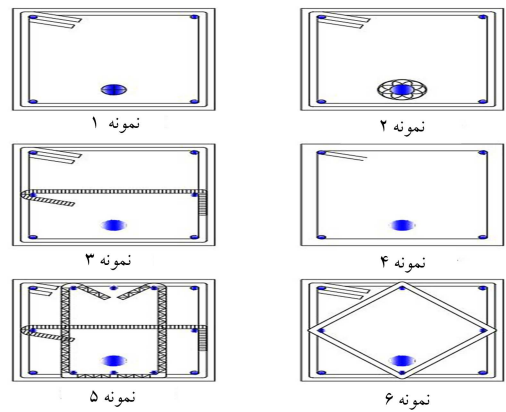
نام نمونه	میلگرد (%)	
	محصورکننده	طولی
اول	۱٫۹	۰٫۴۵
دوم	۱٫۹	۰٫۴۵
سوم	۲٫۳	۰٫۶۷
چهارم	۱٫۳	۰٫۴۵
پنجم	۳٫۳	۱٫۲۵
ششم	۳٫۶	۰٫۹۰

بهرتر مسیر گسترش ترک و راستای آن، تیرها به وسیله دوغاب گچ پوشیده شده‌اند.

-- جدول برنامه‌ی آزمایش‌ها: در ادامه، در جدول‌های ۱ و ۲، مشخصات کلی نمونه‌ها و میلگردهای استفاده شده در آنها، به صورت خلاصه ارائه شده است.

۳. محاسبه‌ی ظرفیت نمونه‌ها

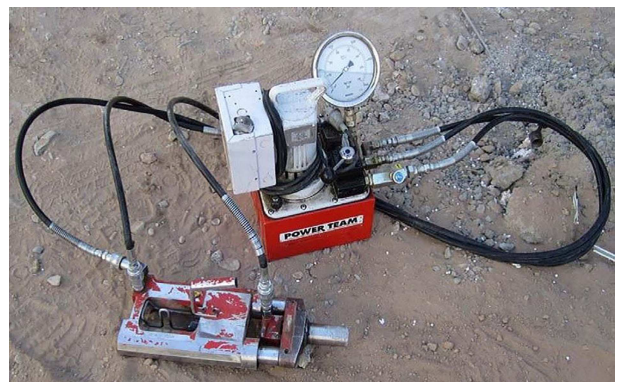
۳.۱. محاسبه‌ی M_n براساس خواص سطح و میلگردها و تاندون برای محاسبه‌ی ظرفیت خمشی با استفاده از همسازی، کرنش ϵ_{ps} و در ادامه، f_{ps}



شکل ۳. مقاطع تیرهای ساخته شده.



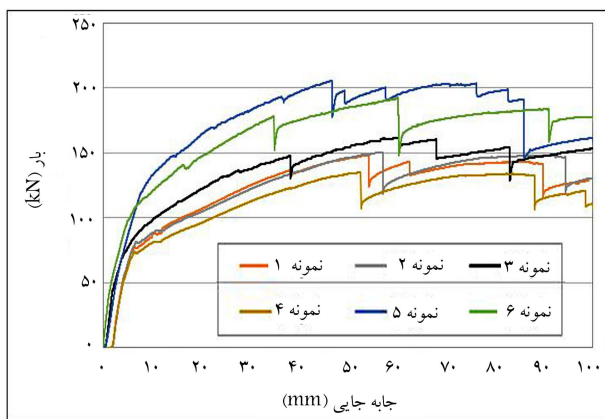
شکل ۴. نمونه‌ی میلگردگذاری طولی و عرضی مدل آزمایشگاهی.



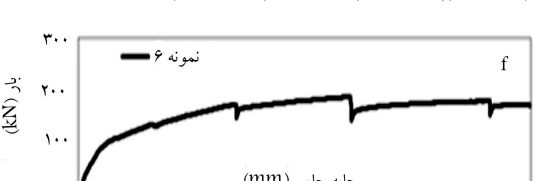
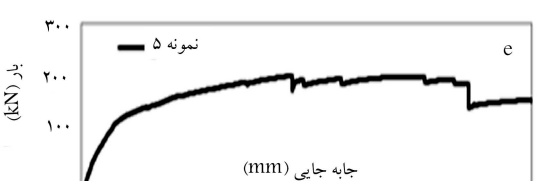
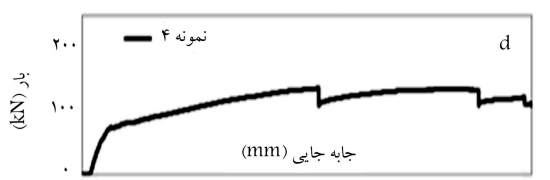
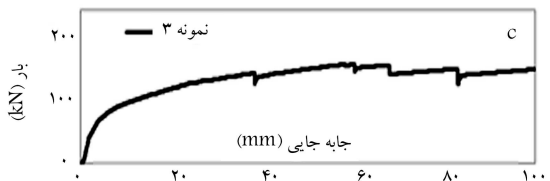
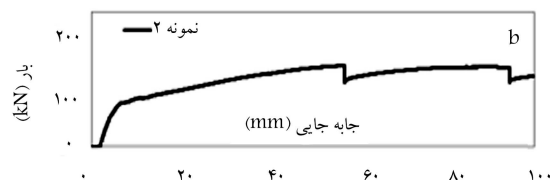
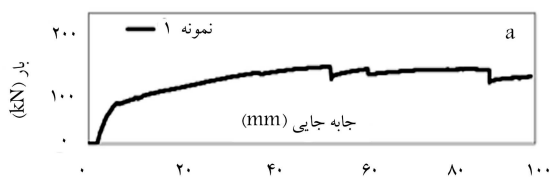
شکل ۵. دستگاه کشش تاندون.

۱۰ سانتی‌متر بوده است. کشش کابل‌ها به وسیله دستگاه کشش مطابق شکل ۵ انجام شده و کشش ۱۳۳۰۰ ($0.7 f_{pu}$) بار در کابل‌ها ایجاد کرده است.

-- بارگذاری و شرایط تکیه‌گاهی: نوع تکیه‌گاه‌های مورد استفاده از نوع مفصلی و بارگذاری از نوع استاتیکی و نحوه اعمال بارگذاری مطابق شکل ۶ به صورت کنترل تغییرمکان و به صورت تک‌نقطه‌یی بوده است. سرعت تغییرمکان در وسط دهانه در جایی که بار اعمال می‌شود، ۲ میلی‌متر بر دقیقه بوده است. معمولاً تیرهای بتنی در دررفت ۲٪ تا ۵٪ تغییرشکل می‌دهند که در پژوهش حاضر ۵٪ در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه طول دهانه‌ی آزاد نمونه، ۲ متر است، تغییرمکان ۱۰ سانتی‌متر برای نقطه‌ی پایان مرحله‌ی اول هر آزمایش در نظر گرفته شده است. به منظور مشاهده‌ی



شکل ۷. نمودار مقایسه‌ی ۶ نمونه.



شکل ۸. نمودار بار-جابجایی نمونه‌های حاصل از آزمایش.

به دست آمده و M_n از رابطه‌ی ۱ با جای‌گذاری a و f_{ps} محاسبه شده است. برای تاندون‌های غیرچسبیده و $l/d < 35$:

$$f_{ps} = f_{se} + \gamma \sigma_s + \frac{f'_c}{\rho_p \rho_p}, \rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p}$$

$$M_n = A_{ps} f_{ps} (d_p - \frac{a}{\gamma}) + A_s f_y (d - \frac{a}{\gamma})$$

$$a = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}{\rho / 185 f'_c b} \quad (1)$$

مطابق شکل از میلگردهای عرضی و طولی صرف‌نظر شده و ظرفیت خمشی با توجه به ابعاد مقطع و اندازه‌ی تاندون و میزان کشیدگی آن در نظر گرفته شده است، تا مقاومت نهایی حاصل بدون منظور کردن اثر محصوریت (شامل مقدار و نحوه‌ی محصور کردن بتن با میلگرد عرضی) و نیز مقدار و آرایش میلگرد طولی به دست آید.

$$a = \frac{0/978 \times 18900 \times 0/7 + 0}{0/185 \times 350 \times 25} = 1/74 \text{ cm}$$

$$M_n = \frac{12/94(20 - \frac{1/74}{\gamma}) + 0}{100} = 2/48 \text{ t.m}$$

$$P = \frac{4M}{l} = \frac{4 \times 2/28}{2} = 4/96 \text{ t} = 49/6 \text{ kn}$$

رفتار تجربی باید بیشتر از این مقدار باشد که طبق شکل ۷ مقدار آزمایشگاهی بیشتر از مقدار تقریبی p به دست آمده است، که این موضوع افزایش مقاومت و شکل‌پذیری را نشان می‌دهد و به این علت است که در محاسبه‌ی M_n همان‌طور که اشاره شد، از میلگردهای طولی و عرضی و از آثار محصورشدگی شامل: خاموت‌ها، قلاب‌ها و همچنین محصورشدگی فنر صرف‌نظر شده است که معمولاً در طراحی چنین است.

۴. نتایج آزمایش‌ها

۴.۱. حاصل از آزمون نمونه‌ی اول

نمونه‌ی اول به عنوان شاهد در نظر گرفته شده و نتایج سایر نمونه‌ها با آن مقایسه شده است. بیشترین باری که در آزمون نمونه‌ی اول مشاهده شد، در جابه‌جایی ۵۴/۳ میلی‌متر اتفاق افتاد، که متناظر بار ۱۴۷/۸۵ کیلونیوتن بود و در همان لحظه، اولین افت بار هم مشاهده شد که به دلیل باره شدن یکی از آرماتورهای طولی اتفاق افتاد، که همراه با صدای شدید نیز بود. در اثر افت مذکور، مقدار بار به ۱۲۳/۵ کیلونیوتن کاهش یافت. افت بار دوم در جابه‌جایی ۶۲/۵ میلی‌متر اتفاق افتاد که به دلیل پارگی دیگر میلگرد طولی بود و مقدار بار از ۱۴۳/۲ کیلونیوتن به ۱۳۲/۱ کیلونیوتن کاهش یافت. افت بار سوم و آخر در نمونه‌ی اول، همان‌گونه که در شکل ۸a مشخص شده است، بیشترین کاهش بار را منجر شده است که دلیل اصلی آن پارگی کابل کشیده شده در تغییر مکان ۸۹/۸ میلی‌متر بوده و مقدار بار از ۱۴۱/۲ کیلونیوتن به ۱۱۴ کیلونیوتن کاهش پیدا کرده است. در شکل ۸a، تغییرات بار در تغییر شکل‌های مختلف مشاهده می‌شود. با توجه به اینکه ۵٪ طول نمونه به عنوان تغییر شکل نهایی در تیرهای بتنی در نظر گرفته شده است. نمودار بار تا تغییر شکل ۱۰۰ میلی‌متر رسم شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در جابه‌جایی ۱۰۰ میلی‌متر، باری که نمونه تحمل کرده است، ۱۳۰ کیلونیوتن بوده است. همان‌طور که در شکل ۹a مشاهده می‌شود، در نمونه‌ی اول ۱۱ ترک به وجود آمده است و علاوه بر تعداد کم ترک‌ها، فقط دو ترک گسترش پیدا

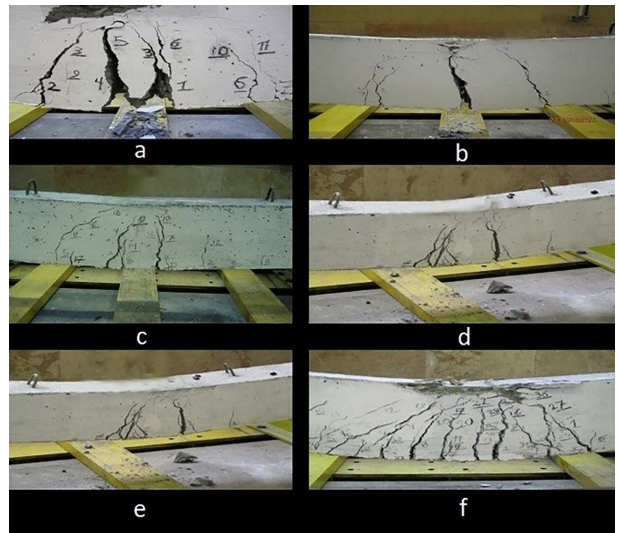
نمونه‌ی اول و دوم به هم نزدیک است که دلیل آن شرایط یکسان برای هر دو نمونه در تمام مراحل کار، اعم از: بستن آرما توها، قالب‌بندی نمونه، بتن‌ریزی و سایر موارد است و تفاوت فقط در فزری بود که دور کابل قرار داده شده بود. همان‌طور که در شکل ۹b مشاهده می‌شود، تعداد ترک‌ها مانند نمونه‌ی شاهد ۱۱ عدد بوده و فقط ترک ۱ گسترش پیدا کرده است و فرم کلی تشکیل ترک مانند نمونه‌ی اول است که نمونه‌ی دوم هم فاقد ترک‌های موئی زیاد است. ایجاد ترک عریض جزء معایب تیرهای بتنی است.

۳.۴. نتایج حاصل از آزمون نمونه‌ی سوم

نمونه‌ی سوم در مقایسه با نمونه‌ی شاهد، یک قلاب در وسط ارتفاع تیر است. پیشینه‌ی باری که تیر مذکور تحمل کرده است، ۱۹۲۱ ثانیه پس از شروع آزمایش و در تغییرشکل ۶۰/۳ میلی‌متر اتفاق افتاده و مقدار آن ۱۶۱/۳ کیلو نیوتن بوده است و مشاهده می‌شود که ۱۳/۵ کیلو نیوتن بار بیش از نمونه‌ی شاهد تحمل کرده است. در نمونه‌ی سوم، در دو لحظه افت بار به وجود آمده است که در هر دوی آن‌ها یکی از میلگردهای طولی پایین پاره شده‌اند. از نکات قابل ذکر می‌توان به افت بار کم نمونه‌ی سوم در مقایسه با نمونه‌ی شاهد اشاره کرد، به طوری که افت بار اول در جابه‌جایی ۳۸/۲ میلی‌متر اتفاق افتاده و میزان بار از ۱۴۷/۸ کیلو نیوتن به ۱۳۰/۱ کیلو نیوتن کاهش پیدا کرده است و مشاهده می‌شود که میزان افت بار ۱۷/۷ کیلو نیوتن است. افت بار دوم در حالت پیشینه‌ی بار به وجود آمده و میزان بار از ۱۶۱/۳ کیلو نیوتن به ۱۴۹/۳ کیلو نیوتن رسیده است و ۱۲/۱ کیلو نیوتن کاهش مشاهده می‌شود که در مقایسه با نمونه‌ی شاهد وضعیت بهتری دارد. همچنین نرمی نمونه‌ی سوم در مقایسه با نمونه‌ی شاهد شرایط مطلوب‌تری دارد و در بار نهایی، تردی نمونه‌ی مذکور کاهش قابل توجهی داشته و گسیختگی کامل را تجربه نکرده است. در شکل ۸c مقدار بار در تغییرشکل‌های مختلف مشاهده می‌شود. تغییرات اخیر تا تغییرشکل ۶۰ میلی‌متر نشان داده شده است که از آنجا به بعد نمودار بار شیب نزولی دارد. مقدار بار در تغییرشکل ۱۰۰ میلی‌متر، ۱۵۱/۳ کیلو نیوتن است که در مرحله‌ی دوم آزمایش تا تغییرشکل ۱۰۰ میلی‌متر بار به نمونه وارد شده و این مقدار به عنوان بار نهایی تیر سوم در نظر گرفته شده است. در شکل ۹c مشاهده می‌شود که تعداد ترک‌های به وجود آمده در مقایسه با نمونه‌ی شاهد بیشتر است و افزایش ترک‌های مذکور با کاهش عرض ترک‌ها همراه بوده است. عرض ترک‌ها در جابه‌جایی‌های بالا افزایش پیدا کرده‌اند و نتایج در مقایسه با نمونه‌ی شاهد قابل قبول هستند. لازم به ذکر است که مطابق شکل ۹c مشاهده می‌شود نرمی نمونه‌ی سوم شرایط خیلی بهتری در مقایسه با نمونه‌ی اول دارد.

۴.۴. نتایج حاصل از آزمون نمونه‌ی چهارم

در نمونه‌ی چهارم، فواصل از ۵ سانتی‌متر به ۷/۵ سانتی‌متر افزایش پیدا کرده و منجر به نتایج جالب توجهی شده است. مطابق شکل ۸d، پیشینه‌ی باری که نمونه‌ی چهارم تحمل کرده است، در جابه‌جایی ۵۲/۶ میلی‌متر برابر با ۱۳۵/۳ کیلو نیوتن بوده است که ۱۶۰۰ ثانیه پس از شروع آزمایش اتفاق افتاده است و مشاهده می‌شود که در مقایسه با نمونه‌ی شاهد که پیشینه‌ی بار ۱۴۷/۸۵ کیلو نیوتن است، پیشینه‌ی باری که نمونه‌ی چهارم تحمل کرده است، ۱۲/۵ کیلو نیوتن کمتر بوده و همچنین افزایش فاصله‌ی مذکور در میلگردهای طولی، ظرفیت باربری تیر را کاهش داده است. افت بار مشاهده شده در حین آزمون نمونه‌ی چهارم در ۳ لحظه اتفاق افتاده است که اولین افت بار در حالت پیشینه‌ی بار مشاهده شده است که میزان بار به دلیل پارگی



شکل ۹. تغییرشکل و ترک ایجاد شده در نمونه‌ها.

کرده‌اند و همان‌طور که در شکل اخیر مشاهده می‌شود، عرض دو ترک مذکور در مقایسه با سایر ترک‌ها خیلی بیشتر بوده است. در تیرها تعداد زیاد ترک‌های موئی یا ترک‌های با عرض کم به تعداد ترک‌های کمتر، ولی با عرض زیاد ترجیح داده می‌شوند.

۲.۴. نتایج حاصل از آزمون نمونه‌ی دوم

تفاوت نمونه‌ی دوم با نمونه‌ی شاهد فقط در فزری است که به دور تاندون قرار گرفته است. مشخصات فزری بدین صورت است که از فزری ۵ میلی‌متر به قطر داخلی ۶ سانتی‌متر و گام‌های ۵ سانتی‌متری برای محصور کردن تاندون استفاده شده است. در کار گذاشتن فزری دقت شده است تا کابل دقیقاً از مرکز فزری عبور کند و تقارن نسبت به کابل در ۲ طرف فزری رعایت شود. لازم به توضیح است که فزری به وسیله‌ی مفتول‌های مورد استفاده در اتصال‌ها در جای خود نگهداری و حتی‌الامکان سعی شده است که از لقی فزری جلوگیری شود. دلیل استفاده از فزری جلوگیری از شکست موضعی در محل مهارها در تاندون است. با توجه به نتایج مشاهده می‌شود که وجود فزری به جز افزایش پیشینه‌ی بار، آن هم به مقدار کم، تأثیر دیگری ندارد و رفتار نمونه‌ی دوم بسیار شبیه نمونه‌ی اول است، به گونه‌ی که تعداد افت بارها به همان تعداد نمونه‌ی شاهد است. پیشینه‌ی بار تحمل شده توسط نمونه‌ی دوم، ۱۵۰/۸ کیلو نیوتن بوده است، که ۲/۹۵ کیلو نیوتن بیشتر از نمونه‌ی اول است. در نمونه‌ی دوم مانند نمونه‌ی اول، ۳ افت بار مشاهده شد و تفاوت آن‌ها فقط در میزان افت بار بود که در نمونه‌ی دوم کمتر از نمونه‌ی اول است. اولین افت بار، ۱۶۵۰ ثانیه پس از شروع آزمایش اتفاق افتاد و میزان بار از ۱۵۰/۸ کیلو نیوتن به ۱۲۶/۳۳ کیلو نیوتن کاهش پیدا کرد. افت بار دوم در جابه‌جایی ۶۵/۴۳۶ میلی‌متر به وقوع پیوست و ظرفیت باربری تیر از ۱۴۶ کیلو نیوتن به ۱۳۵/۱ کیلو نیوتن تغییر کرد. افت بار سوم همان‌طور که در شکل ۸b مشخص شده است، در زمان ۲۷۲۷/۱ ثانیه و در جابه‌جایی ۹۶/۱ میلی‌متر اتفاق افتاده و بار از ۱۴۴ کیلو نیوتن به ۱۱۸/۳ کیلو نیوتن رسیده است که میزان افت اخیر، نشانگر پاره‌شدن کابل تحت بار ۱۴۴ کیلو نیوتن است. در شکل اخیر، تغییرات بار در تغییرشکل‌های مختلف نشان داده شده است که مقدار نهایی تغییرشکل ۱۰۰ میلی‌متر است. در ضمن نرمی عضو در مقایسه با نمونه‌ی شاهد تفاوت خاصی نداشته است و همان‌طور که در نمودارها مشاهده می‌شود، نتایج دو

یکی از آرماتورهای طولی پایین از $135/2$ کیلونیوتن به $106/9$ کیلونیوتن کاهش پیدا کرده است. دومین افت بار در جابه‌جایی $88/1$ میلی‌متر اتفاق افتاده و به دلیل پاره شدن دیگر آرماتور طولی پایین بار از $132/5$ کیلونیوتن به $106/4$ کیلونیوتن تغییر کرده است. سومین افت بار در جابه‌جایی $98/5$ میلی‌متر و به دلیل پارگی کابل کشیده شده اتفاق افتاده و بار از $120/8$ کیلونیوتن به $109/1$ کیلونیوتن کاهش پیدا کرده است. بار نهایی که نمونه‌ی چهارم تحمل کرده است، مربوط به تغییرشکل 100 میلی‌متر بوده و مقدار آن در حدود 108 کیلونیوتن به دست آمده است که در مقایسه با نمونه‌ی شاهد و حتی سایر نمونه‌ها، کمترین بار نهایی بوده است. در شکل 9d تشکیل و گسترش ترک‌های نمونه‌ی چهارم مشاهده می‌شود که مطابق آن فرم کلی ترک‌ها کم و یکی از ترک‌ها عریض شده است.

۵.۴. نتایج حاصل از آزمون نمونه‌ی پنجم

نمونه‌ی پنجم در مقایسه با نمونه‌ی شاهد، سه قلاب در هر کدام از آرماتورهای عرضی بیشتر دارد. با توجه به نتایج حاصل از آزمون نمونه‌ی پنجم مشاهده می‌شود که ظرفیت باربری مربوط به آن بسیار بیشتر از نمونه‌ی شاهد است و تشکیل و گسترش ترک‌ها نسبت به سایر نمونه‌ها شرایط متفاوت و ایده‌آلی را دارد. نمونه‌ی پنجم برخلاف نمونه‌ی شاهد در 6 لحظه، افت بار داشته است، که این افت بارها به دلیل پارگی میلگردهای طولی و همچنین کابل مورد استفاده است. نمونه‌ی پنجم، 5 عدد میلگرد طولی در پایین مقطع داشت، که به دلیل کارایی بالای آن، هر 5 آرماتور در باربری نقش داشتند و هر کدام در یک مرحله و تحت یک بارگذاری گسیخته می‌شدند. بیشینه‌ی باری که نمونه‌ی پنجم تحمل کرده است، در جابه‌جایی $46/8$ میلی‌متر بوده و مقدار آن $205/1$ کیلونیوتن است که در مقایسه با نمونه‌ی شاهد $57/3$ کیلونیوتن افزایش بار مشاهده می‌شود. نرمی مطلوب تیر مذکور هم در مقایسه با سایر نمونه‌ها بیشتر است و هم اینکه در بار نهایی که معمولاً منجر به گسیختگی کامل تیرهای بتنی می‌شود، آرماتورهای به کار رفته، تردی بتن را به مقدار زیادی کاهش داده‌اند و از تخریب تیر حتی پس از پاره شدن کابل و اعمال بار اضافی جلوگیری می‌کنند. افت بار اول در حالت بیشینه‌ی بار اتفاق افتاده و مقدار بار از $205/1$ کیلونیوتن به $177/3$ کیلونیوتن کاهش یافته است. افت بار بعدی $150/7$ ثانیه پس از شروع آزمایش مشاهده شده است، که میزان بار از $197/8$ کیلونیوتن به $189/1$ کیلونیوتن تغییر کرده است. در اثر افت بار سوم، بار از $200/4$ کیلونیوتن به $192/7$ کیلونیوتن کاهش پیدا کرده است. در طی افت بار چهارم میزان بار از $203/4$ کیلونیوتن به $195/3$ کیلونیوتن کاهش یافته و در افت بار پنجم، بار از $198/6$ کیلونیوتن به $190/7$ کیلونیوتن رسیده است. لازم به ذکر است که میزان افت بارها در مقایسه با نمونه‌ی شاهد بسیار کمتر بوده و 5 افت بار اول هر کدام به دلیل پارگی یکی از آرماتورهای طولی در پایین نمونه رخ داده است. افت بار ششم بیشترین مقدار را داشت که به دلیل پارگی کابل کشیده شده است. در این لحظه مقدار بار از $190/9$ کیلونیوتن به $146/4$ کیلونیوتن رسید و می‌توان نتیجه گرفت که از تمام ظرفیت تیر برای تحمل بار وارده استفاده شده است. آزمایش تا تغییرشکل 100 میلی‌متر، که تغییرشکل نهایی تیر است، ادامه پیدا کرده است. با توجه به شکل 8e مشاهده می‌شود که بار نهایی تیر که در تغییرشکل 100 میلی‌متر ثبت شده است، باری در حدود 165 کیلونیوتن است که در مقایسه با نمونه‌ی شاهد مقدار بیشتری بوده است. همچنین در شکل 9e، نحوه‌ی تشکیل و گسترش ترک‌های نمونه‌ی پنجم مشاهده می‌شود، که مطابق آن تعداد ترک‌های بالا با عرض کم، ویزگی نمونه‌ی پنجم است. پخش ترک‌ها به صورت کاملاً منظم هستند که کارایی بالای تیر پنجم را نشان می‌دهند که حتی با وجود تحمل

بیشترین بار ممکن، عرض ترک‌ها بسیار معقول هستند. به کارگیری تمام اعضا به کار رفته در تیر برای تحمل بار اعمال شده، نکته‌ی بسیار مهمی است که به نظر می‌رسد نمونه‌ی پنجم و نحوه‌ی ذکر شده‌ی آرایش آرماتورها، توانسته است شرایط مورد نظر را فراهم کند.

۶.۴. نتایج حاصل از آزمون نمونه‌ی ششم

در نمونه‌ی ششم، از 2 نوع آرماتور به صورت مستطیلی و لوزی شکل استفاده شده است. بیشینه‌ی باری که تیر ششم تحمل کرده است، در تغییرشکل $60/2$ میلی‌متر بوده است که متناظر بار $192/5$ کیلونیوتن است و در مقایسه با نمونه‌ی شاهد که بیشینه‌ی بار $147/8$ کیلونیوتن داشت، $44/7$ کیلونیوتن افزایش بار مشاهده می‌شود. طبق شکل 8f در 3 نقطه، افت بار مشاهده شده است که مربوط به پارگی میلگردهای طولی هستند که در پایین نمودار مذکور قرار داشتند. اولین افت بار در تغییر مکان $34/9$ میلی‌متر اتفاق افتاده است که بار از $177/4$ کیلونیوتن به 152 کیلونیوتن کاهش پیدا کرده است. دومین افت بار مربوط به حالت بیشینه‌ی بار بوده است، که در طی 4 ثانیه میزان بار از $192/5$ کیلونیوتن به 148 کیلونیوتن تغییر کرده و افت مذکور در تغییرشکل $60/2$ میلی‌متر بوده است. سومین افت بار در تغییرشکل 91 میلی‌متر اتفاق افتاده است که بار از $183/4$ کیلونیوتن به $157/9$ کیلونیوتن افت کرده است. مدت زمان آزمایش 3000 ثانیه بوده و در مدت مذکور، 3 افت بار مشاهده شده است که مربوط به پارگی آرماتورهای طولی است. شایان ذکر است که افت بارهای اخیر در مقایسه با نمونه‌ی شاهد شرایط مطلوب‌تری داشتند. بار نهایی که در جابه‌جایی 100 میلی‌متر ثبت شده است، باری در حدود 176 کیلونیوتن بود که در مقایسه با نمونه‌ی شاهد و نمونه‌های دیگر بیشترین مقدار را داشت. همان‌طور که در شکل 9f مشاهده می‌شود، تعداد ترک‌ها بیشتر از نمونه‌ی شاهد و به تبع آن عرض ترک‌ها کمتر بوده است. نحوه‌ی گسترش ترک‌ها به صورت متقارن بود که نشان از شرایط مطلوب نمونه‌ی ششم در مقابل ترک‌خوردگی دارد. نرمی عضو مذکور هم شرایط قابل قبولی داشت و وجود آرایش انجام شده‌ی آرماتور، تردی بتن را به میزان زیادی کاهش داده است.

همچنین در شکل 7، نمودار بار - جابه‌جایی 6 نمونه با هم مشاهده می‌شود که مطابق آن می‌توان خصوصیات نمونه‌ها، شامل: بارگسیختگی، بیشینه‌ی بار و سختی نمونه‌ها را با هم مقایسه و مشاهده کرد که نمونه‌های پنجم و ششم وضعیت بهتری دارند. همچنین شایان ذکر است که در هر نمونه، افت بارهایی وجود دارد که به دلیل پارگی میلگردها هستند که باعث می‌شوند در یک لحظه ظرفیت باربری کم شود و ترک‌ها بزرگ‌تر شوند و افزایش دوباره‌ی مقاومت به علت افزایش تنش در تاندون است، لیکن همان‌طور که شکل مذکور نشان می‌دهد، بعد از افت‌های اشاره شده، سختی افزایش نیافته است.

۷.۴. گسترش ترک

اطلاعات مورد نیاز در برگزیده‌ی تشکیل و نحوه‌ی گسترش ترک‌ها جمع‌آوری و مشخص شد هر کدام از ترک‌ها تحت چه نیرویی و در چه تغییر مکانی به وجود آمده‌اند و عرض مربوط به هر کدام از ترک‌ها نیز در جابه‌جایی‌های مختلف اندازه‌گیری و گراف مربوط به هر کدام مطابق شکل 10 رسم شده است. همچنین شکل تشکیل ترک‌ها در عکس‌هایی که در حین انجام آزمایش گرفته شده است، در شکل 9 مشاهده می‌شوند که به طور واقعی مشکلاتی که ترک‌های مذکور در بدنه‌ی تیرها ایجاد کرده‌اند، ملاحظه می‌شود. در شکل 10، نیز نحوه‌ی گسترش ترک‌ها در جابه‌جایی‌های مختلف

جدول ۳. شکل پذیری نمونه‌ها.

نام نمونه	δ_{u1}/δ_{cr}	δ_{u2}/δ_{cr}	δ_{u1}/δ_{oy}	δ_{u2}/δ_{oy}
اول	۵٫۶۱	۶٫۴۱	۹٫۱۲	۱۰٫۴۱
دوم	۵٫۷	۹٫۱۸	۱۰٫۳۳	۱۶٫۶۷
سوم	۸٫۳۷	۱۳٫۷	۱۳٫۲۶	۲۱٫۷
چهارم	۴٫۷۸	۳٫۵۵	۸٫۸۱	۶٫۵۵
پنجم	۷٫۸۱	۱۸٫۴۵	۱۲٫۲۹	۲۹٫۰۳
ششم	۹٫۲۶	۲۴٫۰۸	۱۴٫۱۵	۳۶٫۸

و ۳ ترکی که سهم اصلی و تمایل به عریض شدن را دارند، مشاهده می‌شوند. مطابق شکل‌های ۹ و ۱۰، نمونه‌ی پنجم تعداد ترک‌های بیشتری در مقایسه با سایر نمونه‌ها دارد و در تغییر شکل‌های بالا هم عرض ترک‌ها بسیار کمتر از ترک‌های نمونه‌های دیگر در تغییر شکل‌های متناظر هستند. همچنین نرمی نمونه‌ی پنجم در مقایسه با نمونه‌های دیگر و نیز تقارن ترک‌های به وجود آمده قابل توجه است و ترک‌ها به طور مناسب بین تمام قسمت‌های تیر پخش شده‌اند و از تمام ظرفیت تیر برای جلوگیری از تشکیل و گسترش ترک‌ها استفاده شده است.

۴.۸. شکل پذیری

مقایسه‌ی شکل‌پذیری نمونه‌ها محاسبه و در جدول ۳ ارائه شده است که در آن:

δ_{oy} : بیشترین تغییر مکان در حالت خطی،

δ_{cr} : تغییر مکان در زمان تشکیل اولین ترک،

δ_{u1} : تغییر مکان در بیشینه‌ی بار،

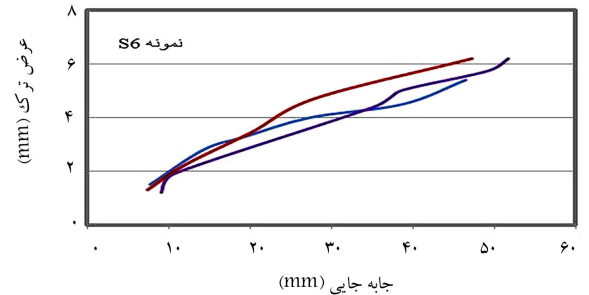
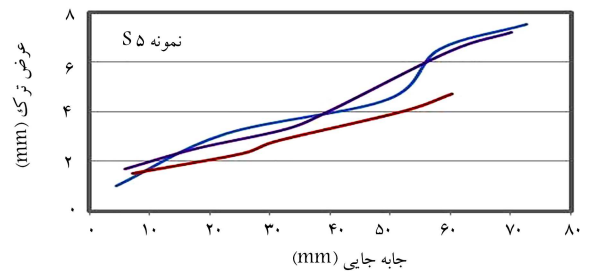
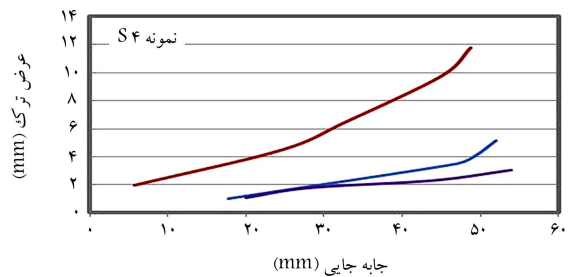
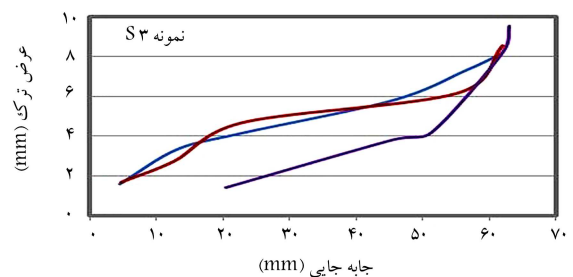
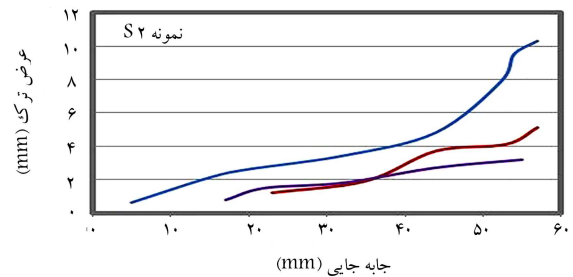
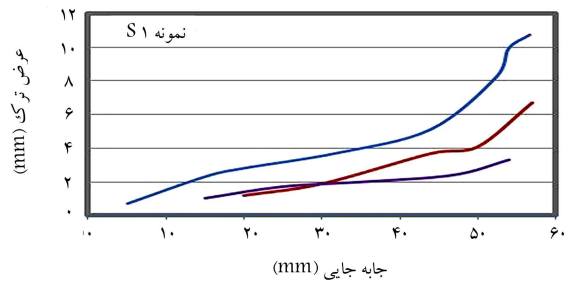
δ_{u2} : تغییر مکان در ۰٫۹ بار گسیختگی هستند.

شکل‌پذیری تیرها شرایط متفاوتی دارند و مانند حالت بیشینه‌ی بار، نمونه‌ی پنجم بهترین عملکرد را از نظر نرمی داشته است. البته لازم به ذکر است که رفتار نمونه‌های پنجم و ششم بسیار نزدیک به هم هستند و در هر دو نمونه‌ی مذکور، تردی بتن کاهش قابل توجهی داشته است. نمونه‌ی سوم هم در مقایسه با نمونه‌های دیگر شکل‌پذیری بهتری را از خود نشان داده است. از نظر نرمی با اینکه نمونه‌ی چهارم ضعیف‌ترین وضعیت را داشت، اما در مقایسه با نمونه‌ی دوم و نمونه‌ی شاهد تفاوت چندانی مشاهده نشد. در جدول ۴، خصوصیات نمونه‌ها به صورت کیفی با هم مقایسه شده‌اند.

۵. نتیجه‌گیری

بر اساس مطالعات آزمایشگاهی و نیز تحلیل‌های انجام شده، این نتایج به دست آمده است:

- همان‌طور که نمودارهای بار - جابه‌جایی و جدول‌های مرتبط به نمونه‌ها نشان می‌دهد، در حالت کلی افزودن میلگردهای غیرپیش‌تنیده به تیرهای بتنی پیش‌تنیده، تأثیر قابل توجهی در بهبود خصوصیات تیرهای پیش‌تنیده دارد که این خصوصیات شامل بار نهایی تیر، بیشینه‌ی باری که تیر تحمل می‌کند، نرمی تیر و نحوه‌ی تشکیل و گسترش ترک است.
- در مورد بهبود در شکل‌پذیری، همان‌طور که در جدول ۳ مشاهده می‌شود، در نمونه‌های پنجم و ششم، تردی بتن کاهش قابل توجهی داشته و در مقایسه با نمونه‌های دیگر، شکل‌پذیری بهتری را از خود نشان داده است. نمونه‌ی سوم هم در مقایسه با نمونه‌های دیگر، شکل‌پذیری بهتری از خود نشان داده است.



شکل ۱۰. نمودار گسترش ترک اصلی - جابه‌جایی نمونه‌ها.

جدول ۴. بررسی کیفی نمونه ها از بدترین حالت F تا بهترین حالت A.

نمونه‌ها	پارامترها		
	بارگسیختگی	بار بیشینه	شکل پذیری
اول	E	E	E
دوم	D	D	D
سوم	C	C	C
چهارم	F	F	F
پنجم	B	A	B
ششم	A	B	A

جدول ۵. بارگسیختگی نمونه‌ها.

نمونه‌ی اول	۱۳۰
نمونه‌ی دوم	۱۳۲/۶
نمونه‌ی سوم	۱۵۳/۴
نمونه‌ی چهارم	۱۰۸
نمونه‌ی پنجم	۱۶۵
نمونه‌ی ششم	۱۷۶/۵

جدول ۶. بیشینه‌ی بار در نمونه‌ها.

نمونه‌ی اول	۱۴۷/۸
نمونه‌ی دوم	۱۵۰/۸
نمونه‌ی سوم	۱۶۱/۳
نمونه‌ی چهارم	۱۳۵/۳
نمونه‌ی پنجم	۲۰۵/۱
نمونه‌ی ششم	۱۹۲/۵

پنجم بود، اما بیشینه‌ی بار دو نمونه‌ی پنجم و ششم در مقایسه با ۴ نمونه‌ی دیگر مقدار بیشتری داشته و مانند بار نهایی، نمونه‌ی چهارم ضعیف‌ترین نمونه بوده است.

۵. بررسی گسترش ترک‌ها نشان می‌دهد که نمونه‌ی پنجم شرایط بسیار مطلوبی را در مقایسه با سایر نمونه‌ها داشته است. گسترش ترک در نمونه‌ی ششم با اینکه مانند نمونه‌ی پنجم جلو نرفته است، اما نسبت به سایر نمونه‌ها، وضعیت مناسبی داشته است. در نمونه‌ی سوم، گسترش ترک‌ها نسبتاً خوب پیش رفته است، به طوری که در مقایسه با ۳ نمونه‌ی دیگر نتایج قابل قبول هستند. همچنین نمونه‌های دوم و چهارم به همراه نمونه‌ی شاهد، شرایط یکسانی در توزیع ترک‌ها داشته‌اند، که این توزیع، از دید کارشناسی شرایط جالبی ندارد. با توجه به نتایج آزمایش‌ها که به طور خلاصه در جدول ۴ ارائه شده است، نمونه‌های پنجم و ششم کارایی بالایی دارند و می‌توان آن‌ها را در سازه‌های مختلف به کار گرفت. البته شایان ذکر است هزینه‌ی ساخت ۲ نمونه‌ی پنجم و ششم به علت استفاده از طول آرماتور بیشتر و همچنین اجرای سخت‌تر، بیشتر از ۴ نمونه‌ی دیگر است. نمونه‌ی ششم با اینکه طول آرماتور کمتر و در نتیجه هزینه‌ی کمتری نسبت به نمونه‌ی پنجم داشت، ولی باید به اجرای سخت آن اشاره کرد که مهارت زیادی لازم دارد. با توجه به هزینه و مهارت زیادی که برای ساخت دو نمونه‌ی اخیر لازم است و با توجه به اهمیت سازه‌ی مدنظر می‌توان از دو نمونه‌ی پنجم و ششم استفاده کرد. نمونه‌ی سوم با اینکه کارایی دو نمونه‌ی دیگر را ندارد، اما به دلیل هزینه‌ی ساخت پایین‌تر و اجرای آسان‌تر می‌توان در سازه‌هایی که از نظر اهمیت در رتبه‌ی پایین‌تری قرار دارند، از آن کمک گرفت. نمونه‌ی چهارم به دلیل نتایج غیرقابل قبول که از خود نشان داده است، توصیه نمی‌شود. نمونه‌های دوم و شاهد، نتایج نزدیکی به هم داشتند و با توجه به هزینه‌ی بالای ساخت نمونه‌ی دوم به علت وجود فخر و اجرای سخت آن، توصیه نمی‌شود و در شرایط یکسان باید از نمونه‌ی شاهد استفاده کرد.

۳. در بررسی بار نهایی، همان‌طور که جدول ۵ مشاهده می‌شود، نمونه‌ی ششم با مقدار ۱۷۶/۵ کیلونیوتن در مقایسه با نمونه‌ی شاهد و سایر نمونه‌ها، بیشترین بار را در تغییرشکل ۱۰۰ میلی‌متر داشته است. نمونه‌ی پنجم هم شرایط مطلوبی در بار نهایی داشته و نسبت به نمونه‌ی شاهد، مقدار بار زیادی در تغییرشکل ۱۰۰ میلی‌متر تحمل کرده است. همچنین نمونه‌ی چهارم، کمترین بار نهایی را داشته و بار نهایی نمونه‌ی دوم بسیار نزدیک به نمونه‌ی شاهد بوده است.

۴. بیشینه‌ی باری که در آزمون نمونه‌ها مشاهده شده است، با توجه به جدول ۶ مربوط به نمونه‌ی پنجم است که مقدار آن ۲۰۵/۱ کیلونیوتن بود که مقدار قابل توجهی است. بیشینه‌ی باری که نمونه‌ی ششم تحمل کرده است، کمتر از نمونه‌ی

پانویس‌ها

1. un-bonded prestressed concrete (UPC)
2. un-bonded partially prestressed concrete (UPPC)
3. hybrid systems

منابع (References)

1. Aparicio, A.C., Ramos, G. and Casas, J.R. "Testing of externally prestressed concrete beams", *Engineering Structures*, **24**(1), pp. 73-84 (2002).

2. Au, F.T.K. and Du, J.S. "Prediction of ultimate stress in unbonded prestressed tendons", *Magazine of Concrete Research* (2004).
3. Roberts-Wollmann, C.L., Kreger, M.E., Rogowsky, D.M. and et al. "Stresses in external tendons at ultimate", *ACI Structural Journal*, **102**(2), pp. 206-213 (2005).
4. Kang, T.H., Huang, Y., Shin, M. and et al. "Experimental and numerical assessment of bonded and unbonded post-tensioned concrete members", *ACI Structural Journal*, **112**(6), pp. 735-748 (2015).
5. Ellobody, E. and Bailey, C.G. "Testing and modelling of bonded and unbonded post-tensioned concrete slabs in fire", *In Proceedings from the Fifth International Conference on Structures in Fire*, Singapore, pp. 392-405 (2008).
6. Au, F.T.K. and Du, J.S. "Partially prestressed concrete", *Progress in Structural Engineering and Materials*, **6**(2), pp. 127-135 (2004).
7. Au, F.T.K., Su, R.K.L., Tso, K. and et al. "Behaviour of partially prestressed beams with external tendons", *Magazine of Concrete Research*, **60**(6), pp. 455-467 (2008).
8. Karayannis, C.G. and Chalioris, C.E. "Design of partially prestressed concrete beams based on the cracking control provisions", *Engineering Structures*, **48**, pp. 402-416 (2013).
9. Au, F.T.K., Du, J.S. and Cheung, Y.K. "Service load analysis of unbonded partially prestressed concrete members", *Magazine of Concrete Research*, **57**(4), pp. 199-209 (2005).
10. Du, J.S., Au, F.T., Chan, E.K. and et al. "Deflection of unbonded partially prestressed concrete continuous beams", *Engineering Structures*, **118**, pp. 89-96 (2016).
11. Wolanski, A.J. "Flexural behavior of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis", *Doctoral Dissertation*, Marquette University (2004).
12. Pampanin, S. "Alternative design philosophies and seismic response of precast concrete buildings", *Structural Concrete*, **4**(4), pp. 203-211 (2003).
13. Christopoulos, C., Filiatrault, A. and Folz, B. "Seismic response of self-centring hysteretic SDOF systems", *Earthquake engineering & Structural Dynamics*, **31**(5), pp. 1131-1150 (2002).
14. Quaranta, G., Fiore, A. and Marano, G.C. "Optimum design of prestressed concrete beams using constrained differential evolution algorithm", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, **49**(3), pp. 441-453 (2014).
15. Colajanni, P., Recupero, A. and Spinella, N. "Design procedure for prestressed concrete beams", *Computers & Concrete*, **13**(2), pp. 235-253 (2014).
16. Frans, R. and Arfiadi, Y. "Sizing and pre-stressing force optimization of pre-stressed concrete beam using fast multi swarm optimization", *International Journal of Engineering and Science Applications*, **3**(1), pp. 1-7 (2016).
17. ASTM A416/A416M-12a, "Standard specification for steel strand, uncoated seven-wire for prestressed concrete", (2012).