مهندسی عمران شریف
دوره‌ی ۲-۲۸، شماره‌ی ۳، ص. ۱۳۱-۱۴۰، (یادداشت فنی)

Research Note

حالت نهایی و شکل‌پذیری دال‌های بتن خودمتراکم مجوف پیش‌تنیده‌ی پیش‌ساخته

علی‌اکبر مقصودی * **(دانشیار)**
میثم ترکمان‌زاده (کارشناس ارشد)
محمد مقصودی (دانشجوی کارشناسی)
بخش مهندسی عمران، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه شهید باهنر کرمان

نواقص اجرایی اعضای پیش‌ساخته‌ی صنعتی از جمله پوشش ناکافی بتن روی فولادهای پیش‌تنیده، کمبود و یا ناپیوستگی فولادهای پیش‌تنیده با پوشش بتنی، ضعف در حفظ نیروهای جک‌زدن پیش‌تنیده در تکیه‌گاه‌های مورداستفاده در کارگاه‌های پیش‌تنیده‌ی پیش‌ساخته و افت شدید در نیروی جک‌زدن کابل‌های پیش‌تنیده قبل از اعمال آن به عضو از جمله مواردی است که می‌تواند برای قطعات صنعتی خسارات غیرقابل جبرانی به‌همراه داشته باشد. لذا برای بررسی مناسب‌تر چنین مواردی سه دال مجوف بتن[1] پیش‌تنیده‌ی ساخته‌شده با بتن خودمتراکم به ابعاد ۴ متر طول، عرض ۱/۲ متر، و ارتفاع ۰/۲ متر در صنعت ساخته و سپس در آزمایشگاه تا مرحله‌ی تخریب بارگذاری شدند. حالت نهایی و شکل‌پذیری خیز و انحنای آزمایشگاهی دال‌ها اندازه‌گیری و نتایج با مقادیر تئوری بررسی و گزارش شده است. نتایج نشان می‌دهند که نواقص اشاره‌شده منجر به کاهش شدید افت نیروهای پیش‌تنیده و اقتصادی‌نبودن و ناامنی اعضا همراه با کاهش شکل‌پذیری شده است.

واژگان کلیدی: بتن خودمتراکم، دال مجوف پیش‌تنیده‌ی پیش‌ساخته، افت نیرو در تکیه‌گاه، پوشش بتنی، شکل‌پذیری.

magsoudi.a.a@mail.uk.ac.ir
mt_pce@yahooo.com
maghsoudi_mohammad@yahoo.com

مقدمه

راه حل دسترسی به سازه‌ی بتنی با دوام و مقاوم بدون نیاز به نیروی انسانی ماهر در ژاپن، استفاده از بتن خودمتراکم یا بتن نسل جدید تشخیص داده شد. نیاز به آن برای اولین بار در سال ۱۹۸۶ مطرح و مطالعات پایه‌یی در دانشگاه Tokyo بر روی خواص و کارایی آن در پروژه‌های عمرانی انجام شد.[۱] در ایران نیز برای اولین در سال ۲۰۰۴ و ۲۰۰۵ از این نوع بتن در موارد آزمایشگاهی استفاده شد.[۲و۳] این نوع برای متراکم‌شدن نیاز به هیچ‌گونه ویبره‌ی داخلی یا خارجی ندارد و می‌تواند در سازه‌های با تراکم بسیار بالای آرماتور از جمله اتصالات سازه‌های بتنی استفاده شود. خصوصیت بسیار روان آن باعث می‌شود تا به آسانی تحت اثر وزن خود جاری شود و مقاطع محصورشده و فضاهای قالب با تراکم بالای آرماتور را با کم‌ترین جداشدگی پُر کند. امروزه استفاده از بتن نسل جدید یا بتن خودمتراکم، در ساخت سازه‌های بتنی در دنیا از جمله ایران رو به رشد است. چنین بتنی در فاز خمیری باید دارای سه مشخصه‌ی کارایی از جمله توانایی پرکنندگی، قابلیت عبورکنندگی و پایایی باشد.[۴و۵]

استفاده از بتن خودمتراکم در اعضای بتن پیش تنیده و پس‌تنیده نیازمند تحقیقات فوری است، به‌نحوی‌که به‌علت کمبود اطلاعات و شرایط واقعی این نوع بتن در عملکرد سازه‌یی در چنین اعضایی، بعضی از مراکز تحقیقاتی از جمله دپارتمان حمل و نقل آلاباما (ALDOT)[۲] مجوز استفاده از بتن خودمتراکم در تیرهای پل پیش و پس‌تنیده را نداده است.[۶] در ایران، علیرغم این‌که مطالعات بسیار محدودی درباره‌ی کاربرد بتن خودمتراکم در تیرهای تی‌شکل پیش‌تنیده و دال‌های پس‌تنیده با فولاد پس‌تنیده بدون پیوستگی گزارش شده است،[۷و۸] تحقیقاتی در مورد دال‌های پیش‌تنیده‌ی مجوف با بتن خودمتراکم موجود نیست.

مروری بر مفاهیم و تعاریف شکل‌پذیری

شکل‌پذیری مقیاس سنجش توانایی مصالح، مقاطع و المان سازه در تحمل تغییر شکل‌های عضو تا قبل از فروریختن بدون کاهش مقاومت است. در آیین‌نامه‌های موجود ایجاد کمینه‌ی شکل‌پذیری برای اطمینان از جلوگیری شکست ترد در سازه‌های بتنی را اجباری می‌دانند. ایجاد این مقدار شکل‌پذیری، علاوه‌بر اطمینان به عملکرد سازه یا عضو، باعث ایجاد توانایی اعضای بتنی در برابر تغییرشکل‌های ناخواسته‌ی ناشی از نشست‌های نامتقارن، اثرات زمان بر روی بتن (خزش و...)، اثرات تغییر درجه‌ی حرارت و طرحی مطمئن می‌شود. دیگر فایده‌ی مهم این نیاز آیین‌نامه‌یی، ایجاد بازپخش لنگر یا تنش در نواحی با ممان زیاد از جمله تکیه‌گاه‌های میانی به نقاطی با ممان کم‌تر یا تنش کم‌تر می‌شود که خود باعث ایجاد یک طرح اقتصادی و ایمن می‌شود.

---

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۸۹/۱/۲۱، اصلاحیه ۱۳۸۹/۸/۹، پذیرش ۱۳۹۰/۲/۵.

Archive of SID
www.SID.ir

خاصیت غیرخطی مواد، پژوهشگران را تشویق به استفاده از تحلیل غیرخطی به‌منظور ارزیابی شکل‌پذیری (ظرفیت تغییرشکل) و ظرفیت باربری اعضای سازه‌های بتنی می‌کند. تحلیل کشسانی اصلاح‌شده، تحلیل خمیری ساده‌شده، مدل تعدیل‌شده‌ی تحلیل خمیری و استفاده از مدل اجزای محدود از روش‌های تحلیل غیرخطی است.

سازه‌های بتن پیش‌تنیده اغلب شامل سه ماده از جمله فولاد پیش‌تنیدگی (با شکل‌پذیری کم)، فولاد یا آرماتور معمولی (با شکل‌پذیری زیاد) شکل ۱ و بتن (با شکل‌پذیری کم) هستند. عملکرد انفرادی هر یک از این مواد تأثیر زیادی بر عملکرد کلی عضو یا سازه دارد.

در شکل ۱الف، M_{dec} مقدار ممان در حالت صفرشدن خیز به سمت بالای عضو پیش‌تنیده، M_{cr} ممان ترک‌خوردگی، M_{sy} و ϕ_{sy} به‌ترتیب ممان و انحنا در لحظه‌ی تسلیم فولاد معمولی، M_{sy} و ϕ_{py} به‌ترتیب ممان و انحنا در لحظه‌ی تسلیم فولاد پیش‌تنیده، M_u و ϕ_u به‌ترتیب ممان و انحنای نهایی هستند.[۹]

چنان‌که از نمودارهای شکل ۱الف نمایان است، اگر در یک عضو پیش و یا پس‌تنیده از فولاد معمولی کم‌تر استفاده شود؛ عضوی دارای شکل‌پذیری مناسب و اگر از فولاد معمولی بیش از حد استفاده شود، عضو دارای شکل‌پذیری کم است.[۱۰]

دو نوع فولاد مصرفی در دال‌های این پژوهش تحت آزمایش کشش قرار گرفتند و در شکل ۱ب نمودار تنش ـ کرنش ترسیم شده است. با توجه به این شکل می‌توان دریافت که شکل‌پذیری فولاد پیش‌تنیدگی بسیار کم‌تر از فولاد معمولی است.

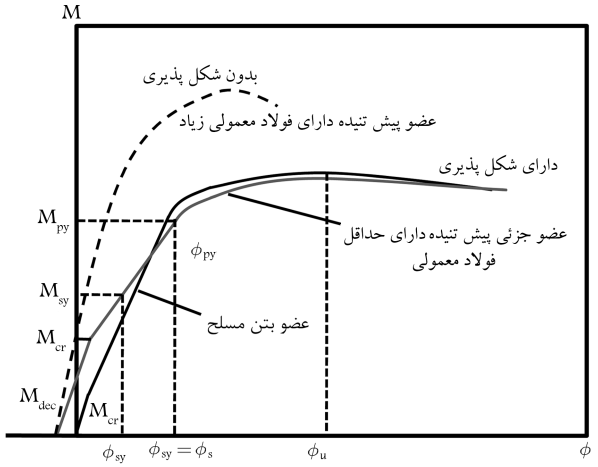
شکل‌پذیری براساس ممان ـ انحنا

به‌لحاظ نظری، شکل‌پذیری مقطع می‌تواند براساس رابطه‌ی ممان ـ انحنا بیان شود. مشخصه‌ی پاسخ یک مقطع شکل‌پذیر، ایجاد انحنای زیاد تا قبل از انهدام است. در این‌صورت پاسخ یک عضو، وابسته به شکل‌پذیری، معادلات تعادل، و سازگاری است. مشخصات مقطع، درصد فولاد و اندازه‌ی عضو تأثیر زیادی بر شکل‌پذیری آن دارد. نمودار ممان ـ انحنا برای عضو پیش‌تنیده‌ی شکل‌پذیر و بدون شکل‌پذیری در شکل ۱الف نشان داده شده است.

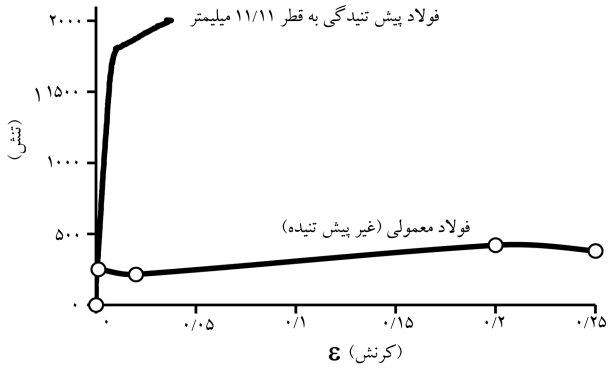
شکل‌پذیری یک مقطع بتن‌آرمه یا پیش‌تنیده در یک سازه را می‌توان با نسبت $\frac{\phi_u}{\phi_{sy}}$ نشان داد. ϕ_u انحنای نهایی و ϕ_{py} انحنای نظیر اولین جاری‌شدن در فولاد کششی است. این نحوه‌ی تعریف تئوری در مطالعات برخی پژوهشگران استفاده شده است (شکل ۲).[۱۱-۱۴]

مشکلاتی در تعریف حد تسلیم در سازه‌های بتن پیش‌تنیده وجود دارد و با تعاریف به‌کارگرفته‌شده در بتن مسلح قدری متفاوت است. به‌عبارت دیگر، همان‌گونه که در شکل ۱ب نشان داده شده است، نقطه‌ی تسلیم فولادهای معمولی مشخص است؛ درحالی‌که برای فولادهای پیش‌تنیده چنین نقطه‌یی وجود ندارد، زیرا منحنی این نوع فولاد از ابتدای بارگذاری غیرخطی است.

این در حالی است که در آیین‌نامه‌های طراحی، انحنای نهایی مقطع با محدودکردن

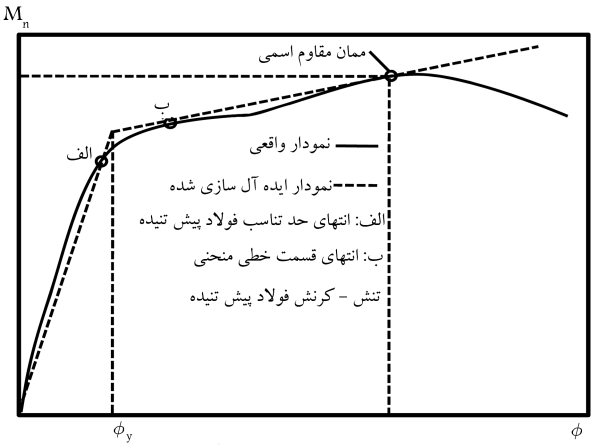


الف) منحنی ممان – انحناء [۹]؛

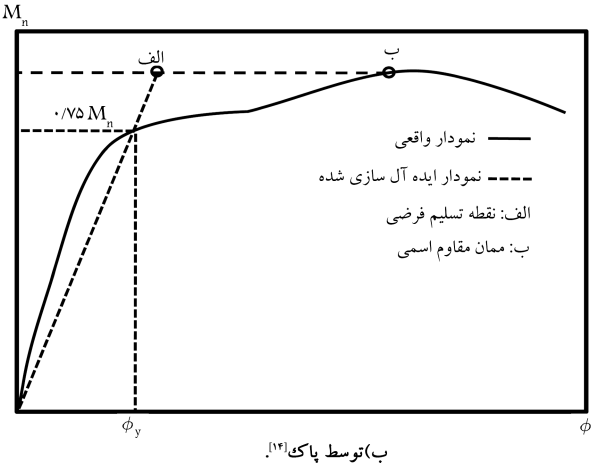


ب) نمودار تنش – کرنش فولاد پیش تنیده و معمولی.

شکل ۱. دیاگرام ممان ـ انحناء و تنش ـ کرنش فولاد.



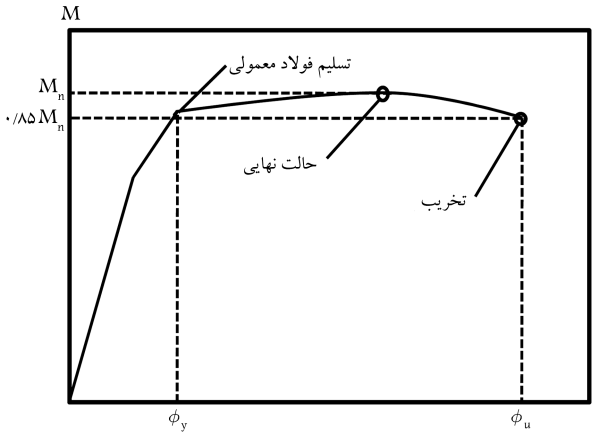
الف)توسط نام آن و همکاران [۱۳]



ب)توسط پاک[۱۴].

شکل ۲. تعاریف ϕ_u و ϕ_y.

www.SID.ir



شکل ۳. تعاریف ϕ_u و ϕ_y.[۱۵]

کرنش نهایی فشاری بتن به مقدار مجاز پیشنهادی هر آیین‌نامه محدود می‌شود. همچنین برخی مفاهیم موردنظر در شکل ۳ نشان داده شده است.[۱۵]

شکل‌پذیری خمشی اعضای پیش‌تنیده

اگرچه تحقیقات در اعضای دارای فولاد پیش‌تنیدگی به بیش از ۵۰ سال گذشته می‌رسد، اما مطالعات شکل‌پذیری آن‌ها بسیار محدود است. در حالت کلی مقدار شکل‌پذیری خمشی با استفاده از عبارات تغییرمکان (خیز)، انحنا یا جذب انرژی تعیین می‌شود. در این پژوهش، برای دال‌های ساخته‌شده و آزمایش‌شده به دو روش شکل‌پذیری انحنا و خیز به این شرح مقادیر آزمایشگاهی تعیین و بررسی شده است: شکل‌پذیری انحنا با عبارت بدون بعد رابطه‌ی ۱ تعیین می‌شود:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \qquad (۱)$$

درحالی‌که ϕ_u انحنای تخریب و ϕ_y انحنای تسلیم است. ϕ_u در حالتی محاسبه می‌شود که به ۸۵٪ ممان مقاوم مقطع دسترسی پیدا شود (شکل ۳). در انتخاب نقطه‌یی که بتوان برمبنای آن مقدار انحنای تسلیم را انتخاب کرد، نظریه‌های مختلفی وجود دارد. نقطه‌یی که در آن فولادهای معمولی به تسلیم می‌رسند، مبنای این انتخاب قرار داده شده است،[۱۵] تعاریف معتبر دیگری نیز در شکل‌های ۲ و ۳ نشان داده شده است.

شکل‌پذیری برمبنای خیز

از آنجایی که محاسبه‌ی خیز عضو به راحتی ممکن است، لذا استفاده از شکل‌پذیری بار ـ خیز ساده‌تر از انحناست. شکل‌پذیری تغییرمکان (خیز) به‌صورت رابطه‌ی ۲ تعریف می‌شود.

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \qquad (۲)$$

درحالی‌که Δ_u تغییرمکان تیر در حالت نهایی و Δ_y تغییرمکان در حالت تسلیم است. خیز Δ_u در باری برابر با ۸۵٪ بار نهایی و خیر تسلیم در هنگام تسلیم فولاد معمولی محاسبه می‌شود.[۱۶]

نیازهای آیین‌نامه‌یی برای شکل‌پذیری خمشی

برای سازه‌های بتن‌آرمه‌ی معمولی محدودیت‌های آیین‌نامه‌ها معمولاً مبنی بر محدودکردن نسبت $\frac{c}{d}$ یا کرنش کششی در دورترین تار فولاد کششی است. در ویرایش جدید آیین‌نامه‌ی BS۸۱۱۰،[۱۷] چنین مشخص شده است که عمق تار خنثی c نباید از نصف ارتفاع عضو بیشتر باشد. این آیین‌نامه، مطلبی را برای شکل‌پذیری در سازه‌های پس یا پیش‌تنیده ارائه نکرده است. در آیین‌نامه‌ی اروپا EC۲،[۱۸] عمق تار خنثی برابر با d ۰/۴۵ و d ۰/۳۵ به‌ترتیب در اعضای با مقاومت فشاری بتن کم‌تر و یا بیشتر از ۶۰ MPa ($f'_c \leq$ ۶۰ MPa) پیشنهاد شده است. این محدودیت آیین‌نامه‌یی (EC۲) برای هردو نوع سازه‌ی بتن‌آرمه‌ی معمولی و پیش‌تنیده ارائه شده است. یادآور می‌شود، محدودیت‌ها و توصیه‌های فوق در مورد بتن‌های معمولی (بتن با نیاز به ویبره‌کردن) در اعضای بتن مسلح و بتن پیش یا پس‌تنیده صورت گرفته است. در مورد استفاده از بتن‌های خودمتراکم (بدون نیاز به ویبره) در چنین اعضایی، آیین‌نامه‌ی سازه‌یی دردسترس نیست. لذا در این پژوهش سعی شده است با به‌کارگیری مفاهیم و روابط موجود در آیین‌نامه‌ها و توصیه‌های پژوهشگران برای بتن‌های نیازمند به ویبره، به بحث شکل‌پذیری دال‌های آزمایش‌شده‌ی پیش‌تنیده با بتن خودمتراکم (بتن بدون نیاز به ویبره) پرداخته شود.

مدل‌سازی آزمایشگاهی

در ابتدای طراحی نمونه‌ها، تصمیم به سبک‌سازی به اندازه‌ی ۳۰ تا ۴۰ درصد که در کتب راهنمای طراحی از جمله مؤسسه‌ی بتن پیش‌ساخته‌ی امریکا (PCI) استفاده شده است، موردنظر قرارگرفت. بدین منظور با توجه به مصالح موجود استان، تعداد شش فضای خالی استوانه‌یی با قطر ۱۱۰ میلی‌متر در طول هر دال، که خود باعث سبک و اقتصادی‌شدن این نوع دال نسبت به دال‌های مشابه توپر می‌شود، استفاده شد. معمولاً از این نوع دال در ساخت سقف پارکینگ‌ها و ساختمان‌ها استفاده می‌شود. کنترل شرایط ساخت مناسب درکارگاه به‌علت پیش‌ساخته‌بودن و همچنین سرعت بالای ساخت این‌گونه سازه‌ها از دیگر مزایای این نوع اعضاست. ضمن این‌که در صورت استفاده از بتن خودمتراکم (بتن بدون نیاز به ویبره) نسبت به بتن معمولی (با نیاز به ویبره) در تولید آن‌ها، مزایای بیشتری از جمله بالارفتن سرعت ساخت قطعات و کاهش آلودگی صوتی نیز به‌همراه خواهد بود. در این پژوهش، ابتدا در صنعت و با نصب انواع ابزارهای اندازه‌گیری (حس‌گر)، تعداد ۳ عدد دال بتنی پیش‌تنیده‌ی مجوف با بتن خودمتراکم مقاومت بالا ساخته شد و سپس نمونه‌ها در آزمایشگاه تا مرحله‌ی تخریب بارگذاری شدند. بدین منظور در صنعت، از بستر آماده‌یی که برای تولید قطعات پیش‌تنیده‌ی پیش‌ساخته با روش معروف به سیستم اسپیرال[۳]، سیستمی که در آن بتن با اسلامپ صفر و با نیاز به ویبره به‌کار می‌رود، استفاده شد. بنابراین، از بستر و تکیه‌گاه‌های قوی موجود در دو انتهای آن برای پیش‌تنیده کردن دال‌های این پژوهش استفاده شد، لیکن بتن ریخته‌شده‌ی دال‌های مجوف از نوع بتن خودمتراکم مقاومت بالا (بدون نیاز به ویبره) است. در فاز خمیری برای اطمینان از خودمتراکم شوندگی بتن نیازمند به رسیدن به توصیه‌های جهانی را دارد. بدین منظور آزمایش‌های فاز خمیری از جمله آزمایش جعبه‌ی ال‌شکل، قیف وی‌شکل، حلقه‌ی جی، و قطر جریان اسلامپ انجام شد و نتایج در جدول ۱الف نشان داده شده است. همچنین، نتایج با مقادیر توصیه‌شده‌ی جهانی (مقادیر درج‌شده در داخل پرانتز) مقایسه شده است. همان‌گونه که مشخص است، نتایج

Archive of SID
www.SID.ir

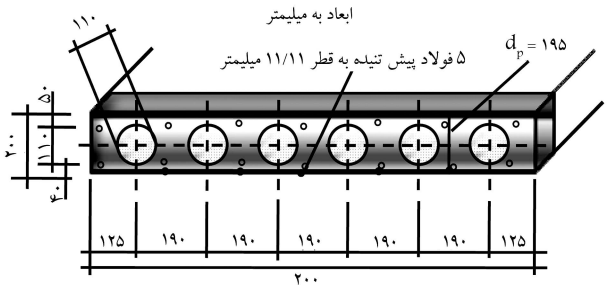
به دست‌آمده‌ی فاز خمیری بتن خودمتراکم در محدوده‌های توصیه‌شده‌ی جهانی است و بنابراین می‌توان چنین بتنی را در فاز خمیری به منزله‌ی بتن خودمتراکم تلقی کرد. در فاز سخت‌شده‌ی بتن نیز آزمایش مقاومت فشاری در سنین مختلف انجام و نتایج در جدول ۱ب نشان داده شده است. نمونه‌یی از سه عدد دال مجوف بتن پیش‌تنیده (دال ۳) در شکل ۴ نشان داده شده است و مشخصات هندسی سه دال در جدول ۲ آورده شده است. دال‌ها براساس مشخصات جدول ۲ طراحی و در صنعت با بستر موجود (طول بستر حدود ۱۰۰ متر به‌شرحی که قبلا اشاره شد) اجرا شد. برای ارزیابی کمبود پوشش بتنی لازم بر فولادهای پیش‌تنیده به‌ترتیب در دال‌های ۱ و ۲ پوشش بتنی ۲۰ و ۱۰ میلی‌متری درنظر گرفته شد و برای دال ۳ هیچ پوششی درنظر گرفته نشد. به‌عبارت دیگر فولادهای پیش‌تنیده روی بستر قرار داده شدند، به‌نحوی که پس از تنیده‌شدن و بعد از بتن‌ریزی، قسمتی از قطر فولادها از زیر دال قابل‌رؤیت شوند (شکل ۴).

جدول ۱الف. آزمایش‌های فاز خمیری بتن خودمتراکم مقاومت بالا و مقایسه با مقادیر پیشنهادی.

نوع دال	L-box		J-ring (mm)		V-funnel	Slump flow (dia.)
	h_1/h_2	t (sec)	h_1/h_2	D	t (sec)	D (mm)
دال ۱	۰٫۸۳ (۰٫۸-۱)	۰٫۳۶	۷۶	۶۸	۶٫۰۱ (۶٫۰)	۶۸۰ (۶۵۰-۷۰۰)
دال ۲	۰٫۸۳ (۰٫۸-۱)	۰٫۳۷	۷۷	۷۴	۶٫۲ (۶٫۰)	۶۷۴ (۶۵۰-۷۰۰)
دال ۳	۰٫۸۳ (۰٫۸-۱)	۰٫۳۸	۷۷	۷۵	۶٫۴ (۶٫۰)	۶۸۰ (۶۵۰-۷۰۰)

جدول ۱ب. نتایج مقاومت فشاری بتن خودمتراکم در سنین مختلف.

نوع دال	f_{ci} (MPa) (در سن انتقال نیرو به دال، سن ۳ روز)	f_{cu} (MPa) (در سن آزمایش دال)
دال ۱	۴۶٫۰	۶۷٫۱
دال ۲	۴۷٫۰	۶۸٫۰
دال ۳	۴۶٫۰	۶۹٫۰



شکل ۴. مشخصات هندسی نمونه‌ی دال ۳.

عملیات اجرای دال‌های مجوف در صنعت

عملیات جک‌زدن کابل‌ها به‌وسیله‌ی جک مخصوص برای هر یک از فولادهای پیش‌تنیده و رهاسازی آن‌ها از جک بعد از رسیدن به تنش جک‌زدن مجاز پیشنهادی آیین‌نامه در صنعت ($f_{pj} = ۰٫۷f_{pu}$) انجام گرفته است.

از رشته فولاد هفت‌تایی (دارای ویژگی: قطر ۱۱٫۱۱ میلی‌متر $f_{pj} = ۱۵۰۰\mathrm{N/mm^2}$ و $f_{pu} = ۲۰۰۰٫۴\mathrm{N/mm^2}$ و تنش در رشته فولادها در هنگام بارگذاری برابر با $۵۸۶\,\mathrm{N/mm^2}$ اندازه‌گیری شد) استفاده شد. با توجه به این‌که از سیستم پیش‌تنیده برای تنیدن دال‌های مجوف استفاده شده است، بنابراین در این سیستم ابتدا فولادهای پیش‌تنیده در یک انتهای تکیه‌گاه‌های مدفون در زمین به‌کمک قفل و بست‌های انتهایی نگه‌داری شد و در انتهای دیگر، ابتدا هر رشته فولاد از داخل یک قفل و بست انتهایی عبور داده شد و سپس عملیات تنیدن رشته فولادها به‌وسیله‌ی جک مخصوص در سه مرحله تا رسیدن به تنش جک‌زدن مجاز (f_{pj}) انجام شد.

بعد از عملیات تنیدن فولادها و آزادسازی نیروی هر یک از آن‌ها به پشت تکیه‌گاه‌های انتهایی، عملیات بتن‌ریزی بتن خودمتراکم و سپس عمل‌آوری دال‌ها به‌مدت ۳ روز انتقال نیروی موجود در فولادهای تنیده‌شده از پشت تکیه‌گاه‌ها به دال‌های مجوف صورت گرفت و بنابراین دال‌ها در این سن تحت نیروی کابل‌ها قرار گرفتند و عملاً پیش‌تنیده شدند.

دال‌های مجوف بتن پیش‌تنیده با ارتفاع پوشش بتنی متفاوت بر فولادهای پیش‌تنیده، بتن‌ریزی و ساخته شدند. عملاً امکان بسیار نزدیک‌بودن قسمت‌هایی از طول فولاد پیش‌تنیده به کف قالب وجود دارد (یادآور می‌شود، بستر (کف) پیش‌تنیده‌ها در صنعت به‌مرور زمان با توجه به تعداد زیاد ساخت و ساز قطعات بتنی از موقعیت تراز اولیه‌ی خود خارج شده‌اند (اصطلاحاً deform می‌شوند)، بنابراین پوشش بتن در این نواحی صفر یا ناچیز خواهد بود)، در چنین طولی، ارتفاع پوشش بتنی در مواردی نزدیک به صفر و در نواحی دیگری از طول بستر، فولادها ارتفاع پوشش بتنی بیشتری خواهند داشت.

همچنین برای سبک‌سازی و مجوف‌کردن دال‌های دارای بتن خودمتراکم، از یونولیت‌های با قطر ۱۱۰ میلی‌متر مدفون‌شده در طول دال استفاده شد. یونولیت‌ها به‌نحوی در داخل دال‌ها قبل از بتن‌ریزی قرار گرفتند که پس از بتن‌ریزی امکان دسترسی به اندازه‌های نشان داده‌شده در شکل ۴ فراهم شد.

جدول ۲. مشخصات هندسی دال‌های مجوف پیش‌تنیده با بتن خودمتراکم مقاومت بالا.

نمونه	ρ_p (درصد فولاد پیش تنیده)	ρ (درصد فولاد معمولی کششی)	ρ' (درصد فولاد معمولی فشاری)	d_p (mm)	d (mm)	d' (mm)
دال ۱	۰٫۰۰۱۶۶۷	–	–	۱۸۰	–	-
دال ۲	۰٫۰۰۱۶۶۷	۰٫۰۰۱۶۶۷	–	۱۹۰	۱۷۵	–
دال ۳	۰٫۰۰۱۶۶۷	۰٫۰۰۱۶۶۷	۰٫۰۰۱۶۶	۱۹۵	۱۷۵	۲۵

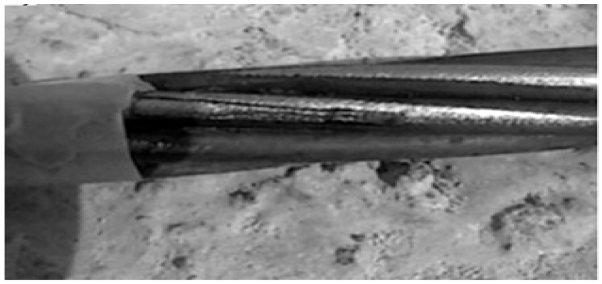
Archive of SID
www.SID.ir

پس از ۲۸ روز عمل‌آوری (از سن بتن‌ریزی)، دال‌ها به آزمایشگاه منتقل شدند و بارگذاری آن‌ها به وسیله‌ی جک بارگذاری که مراحل مختلف بار توسط لودسل[۴] متصل‌شده به دستگاه ثبت داده‌ها[۵] ثبت می‌شد، انجام شد. به‌منظور دقت بیشتر، برای انجام تنیدن فولادها در صنعت و اعمال بارگذاری نمونه‌ها در آزمایشگاه از انواع وسایل اندازه‌گیری (حس‌گر) استفاده شده است. مشخصات حس‌گرهای الکتریکی و رشته فولادهای هفت‌تایی در جدول ۳ و همچنین نمایی از نصب حس‌گرها در شکل ۵ آورده شده است.

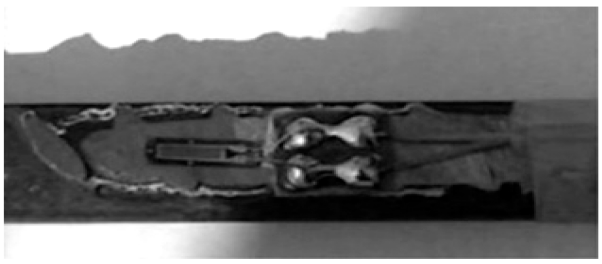
همان‌گونه که در بالا اشاره شد، بر سطح تعدادی از فولادهای پیش‌تنیده قبل از تنیدن آن‌ها، حس‌گرهایی با مشخصات جدول ۳، در مرکز دال، زیربار، و روی تکیه‌گاه نصب شد (شکل ۶) و در صنعت به‌کمک قرائت آن‌ها در مراحل جک‌زدن فولادها، به مقدار تنش جک‌زدن ($f_{pj} = ۰/۷f_{pu}$) دسترسی پیدا شد و سپس در این مرحله، عملیات جک‌زدن فولادها متوقف شد و نیروی جک‌زدن آن‌ها در پشت تکیه‌گاه‌ها تا سن انتقال نیرو به دال‌ها محبوس شده (نگهداری) است. پس از سه روز مراقبت از بتن و کسب مقادیر مقاومت فشاری سن انتقال (جدول ۱ ب)، انتقال نیرو از فولادهای تنیده‌شده به دال‌ها صورت گرفت و اصطلاحاً دال‌ها پیش‌تنیده شدند. به‌منظور تعیین مقدار افت احتمالی در تکیه‌گاه‌های دو انتهای بستر پیش‌تنیدگی در صنعت، ابتدا و قبل از تنیدن رشته‌های هفت‌تایی[۶] فولادهای پیش‌تنیده، بر آن‌ها و همچنین بر فولادهای معمولی (غیرتنیده) کرنش‌سنج‌های الکتریکی نصب شدند و سپس کرنش‌سنج‌های الکتریکی به دستگاه پردازشگر داده‌ها نصب شدند و بنابراین، در هنگام تنیدن فولادها (جک‌زدن)، مقادیر کرنش اعمالی به آن‌ها در اثر نیروی جک‌زدن شده است.

جدول ۳. خصوصیات کرنش‌سنج الکتریکی (حس‌گر) دو نوع فولاد.

نوع فولاد	نوع حس‌گر	طول (mm)	مقاومت Ω	ضریب
رشته فولاد هفت‌تایی	FLK-۲-۱۱-۵LT	۲	۱۱۹/۵±۰/۵	۲/۱۳
فولاد معمولی	PFL-۳۰-۱۱	۳۰	۱۲۰±۰/۳	۲/۱۳

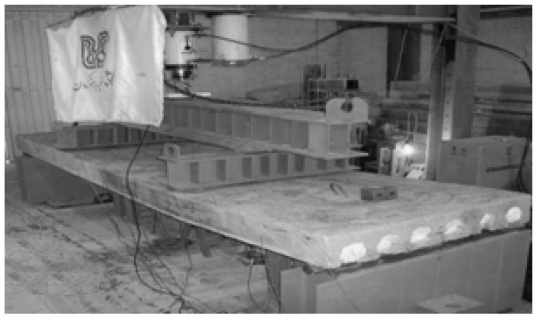


الف) فولاد پیش تنیده ؛

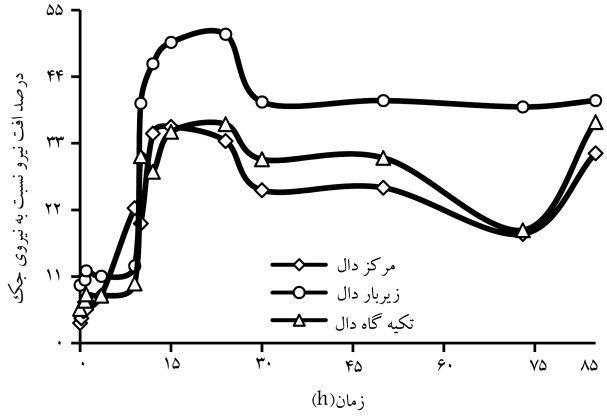


ب) فولاد معمولی .

شکل ۵. نمایی از کرنش‌سنج الکتریکی نصب‌شده.



شکل ۶. نمایی از نمونه‌ی دال‌های مجوف بتن خودمتراکم.



شکل ۷. نمودار درصد افت نیرو نسبت به نیروی جک‌زدن در برابر زمان.

مقادیر درصد افت نیروی فولادهای پیش‌تنیده نسبت به زمان (از مرحله‌ی جک‌زدن فولادها تا زمان اعمال این نیرو از تکیه‌گاه‌های دو انتهای بستر اجرای دال‌ها در صنعت که به مدت سه روز به‌طول انجامید)، به‌کمک قرائت کرنش‌سنج‌های الکتریکی در شکل ۷ نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل ۷ مشاهده می‌شود، بعد از گذشت حدود ۱۳ ساعت از زمان جک‌زدن اولین فولاد، تقریباً ۳۵ تا ۵۱ درصد افت در آن‌ها اتفاق افتاده است. این میزان افت زیاد در این بازه‌ی زمانی کم، در اثر ضعف تکیه‌گاه‌های تعبیه‌شده در دو انتهای بستر بتن‌ریزی است (و یا همچنین ضعف در قفل و بست‌های انتهایی) و نه ناشی از افت نیروهای رایج و شناخته‌شده مربوط به پیش‌تنیدگی (خزش و انقباض بتن، سستی فولادهای پیش‌تنیده، تغییرشکل ارتجاعی بتن، و...) است. بنابراین، در دال‌های پیش‌تنیده به‌طور متوسط حدود ۴۰٪ افت نیرو در کابل‌ها به‌دلیل ضعف اشاره‌شده در بالا رخ داده است که باید این مقدار در محاسبات مربوط به تخمین افت‌های رایج پیش‌تنیدگی اضافه شود. به‌عبارت دیگر، در صورتی که افتهای رایج حدود ۲۰٪ تا سن بهره‌برداری تخمین زده شود، نیروی مؤثر پیش‌تنیدگی در هنگام خدمت f_{pe} (با احتساب ۶۰٪ افت نیرو، زمان آزمایش بارگذاری دال‌ها در آزمایشگاه)، برابر با $f_{pe} = ۰/۴f_{pu}$ درنظر گرفته شده است.

آماده‌سازی نمونه‌های دال برای آزمایش بارگذاری

به‌منظور انجام آزمایش بارگذاری دال‌ها بعد از حمل نمونه‌ها از صنعت به آزمایشگاه بر روی تکیه‌گاه‌های ساده مطابق شکل ۶ قرارگرفتند و پس از آماده‌سازی‌های لازم ازجمله: نصب حس‌گرهای مکانیکی به‌منظور قرائت کرنش بتن در ارتفاع مقطع دال، نصب خیزسنج‌هایی با دقت ۰/۰۱ میلی‌متر و نصب لودسل، بارگذاری (چاقویی)

Archive of SID

www.SID.ir

جدول ۴. مقایسه‌ی مقادیر لنگر خمشی آزمایشگاهی و تئوری (آیین‌نامه‌ی ACI).

نمونه	آزمایشگاهی (تن-متر)	ACI
دال ۱	۸٫۸۷	۱۲٫۶۱
دال ۲	۹٫۴۸	۱۶٫۲۳
دال ۳	۷٫۰۳	۱۷٫۸

در دو محل مطابق شکل ۶، تا مرحله‌ی تخریب صورت گرفت (بارگذاری به وسیله‌ی یک جک متکی بر لودسل انجام شد). در جدول ۴ مقایسه مقادیر لنگر خمشی آزمایشگاهی و تئوری آورده شده است.

شکل‌پذیری خیز و انحنا

در حین بارگذاری دال‌ها، قرائت حس‌گرهای نصب‌شده بر میلگردها و خیزسنج صورت گرفت و سپس نمودار بار ـ خیز آن‌ها رسم شد (شکل ۸). همان‌گونه که در نمودار دال ۱ مشاهده می‌شود، به‌علت عدم وجود فولاد کششی، دال رفتاری کاملاً خطی دارد و تا مرحله‌ی تخریب با خیزی به‌ترتیب حدود ۶، ۴۰ و ۲۱ میلی‌متر به‌ترتیب در دال ۱، ۲ و ۳ (شکل ۸) ایجاد شده است. این در حالی است که دال ۱ دارای پوشش بتنی کافی بر فولادهای پیش‌تنیده است، اما به‌دلیل عدم وجود فولاد کششی و فشاری معمولی، در آن شکست ناگهانی با خیزکم به وقوع پیوسته است، که این حاکی از اثر قابل‌توجه این نوع فولادها در اعضای پیش‌تنیده است. لذا پیشنهاد می‌شود در اعضای پیش و پس‌تنیده دارای بتن خودمتراکم، از کمینه‌ی فولاد معمولی پیشنهادی آیین‌نامه‌ها (از جمله توصیه‌ی ACI)[۱۹] استفاده شود. توجه به اهمیت بیشتر چنین توصیه‌یی برای دال‌های سراسری با بتن خودمتراکم پس‌تنیده‌ی آزمایش‌شده توسط نویسندگان نیز یادآوری می‌شود.[۸]

علی‌رغم این‌که دال‌های دارای بتن خودمتراکم تحت شرایط اجرایی نامناسب از نظر ارتفاع پوشش بتنی بر فولادهای تنیده‌شده و کاهش حدود ۴۰ درصدی نیرو در تکیه‌گاه‌ها ساخته شدند، اما به‌نظر می‌رسد سه عامل: ۱. وجود فولاد کششی معمولی، ۲. ارتفاع پوشش بتنی ۲۵ میلی‌متری بر فولادهای معمولی (جدول ۲)، ۳. مقاومت بالای بتن، منجر به پیوستگی نسبتاً مطلوب این نوع بتن در دال‌های با فولاد معمولی کششی شده است (تحقیقات نشان می‌دهد یکی از مزایای بتن خودمتراکم نسبت به بتن معمولی، پیوستگی مناسب‌تر آن است[۲۰]) و درنتیجه این گروه دال‌ها در مرحله‌ی تخریب، مقداری شکل‌پذیری از خود نشان داده‌اند. شکل‌پذیری آزمایشگاهی خیز دال‌ها اندازه‌گیری و در جدول ۵ آورده شده است. همچنین دیاگرام لنگر ـ انحنا دال‌ها رسم شده (شکل ۹) و به‌کمک رابطه‌ی ۱ مقادیر آزمایشگاهی شکل‌پذیری انحنا تعیین و در جدول ۶ آورده شده است.

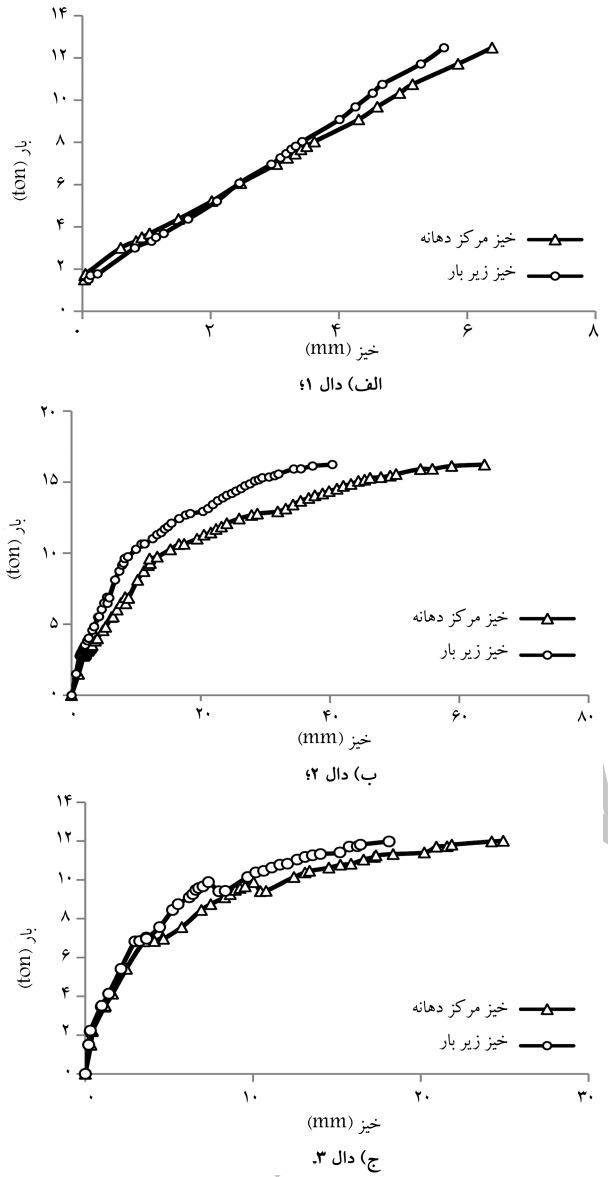
باتوجه به نمودار ممان ـ انحنا شکل ۱-۳، ۸ و ۹ اعضای پیش‌تنیده و بتن‌آرمه و مقادیر شکل‌پذیری آزمایشگاهی (جداول ۵ و ۶)، می‌توان نتیجه گرفت، ارتفاع پوشش

جدول ۵. مقادیر شکل‌پذیری خیز آزمایشگاهی دال‌ها.

نمونه	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$
دال ۱	۳٫۱۷	۶٫۰۱	۲٫۰۲
دال ۲	۹٫۱۱	۴۰٫۵۸	۴٫۴۵
دال ۳	۱۱٫۶۴	۲۵٫۴۸	۲٫۲۱

جدول ۶. مقادیر شکل‌پذیری انحنای آزمایشگاهی.

نمونه	$\phi_y \times ۱۰^{-۶}$	$\phi_u \times ۱۰^{-۶}$	$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$
دال ۱	۵۱٫۱	۱۷۵٫۷	۳٫۴۴
دال ۲	۱۲۹٫۴	۶۵۶٫۱	۵٫۱۷
دال ۳	۹۲٫۸	۳۲۱٫۱	۳٫۴۶



الف) دال ۱؛

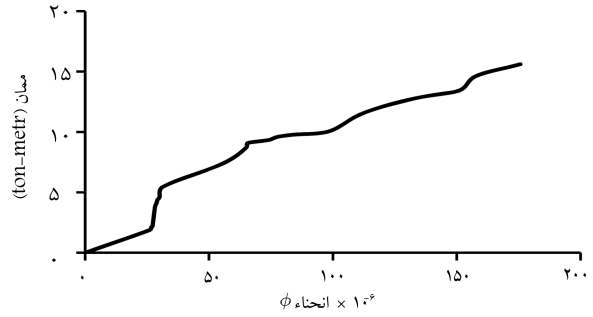
ب) دال ۲؛

ج) دال ۳.

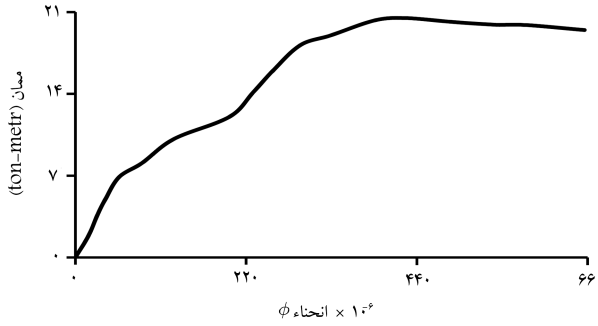
شکل ۸. نمودار بار ـ خیز.

بتنی بیشتر دال ۲ نسبت به ۳، و این‌که دال ۲ دارای فولاد کششی معمولی است، بنابراین دارای شکل‌پذیری مناسب‌تری نسبت به دال ۳ که فاقد پوششی بتنی است، می‌باشد. همچنین علیرغم این‌که پوشش بتنی دال ۱ بیش از دال ۲ است (فاقد فولاد معمولی)، لیکن دال ۱ دارای شکل‌پذیری کم‌تری نسبت به دال ۲ است. نکته‌ی دیگر این‌که اهمیت پوشش در اعضای پیش‌تنیده برای انتقال نیروی پیش‌تنیدگی معادل، وجود فولاد کششی و فشاری بر شکل‌پذیری است. به‌عبارت دیگر علیرغم این‌که دال ۳ دارای مقدار کمینه‌ی فولاد معمولی در بالا و پایین است، لیکن دارای شکل‌پذیری

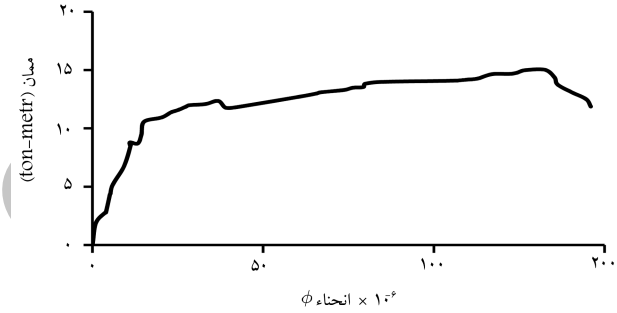
www.SID.ir



الف) دال ۱؛



ب) دال ۲؛



ج) دال ۳.

شکل ۹. نمودار لنگر ـ انحناء.

بسیار کم‌تری (۲٫۲۱) است. با کم‌شدن ارتفاع پوشش بتن، علیرغم افزایش در فولاد معمولی، مقادیر ممان ترک‌خوردگی، تسلیم فولاد کششی در مرکز دهانه و زیر بار تقریباً یکسان است. برای شناخت بهتر، مدهای تخریب دال‌ها در شکل ۱۰ و ۱۱ نشان داده شده است.

کرنش اندازه‌گیری‌شده‌ی (آزمایشگاهی) مصالح و وضعیت ترک‌های دال‌ها

مقادیر کرنش آزمایشگاهی مصالح (شامل کرنش بتن در تار فشاری ε_{cp}، کرنش بتن در تار کششی ε_{ct} و کرنش فولادهای پیش‌تنیده ε_{cp} و معمولی ε_{st}) در حالت، بعد از انتقال نیروی پیش‌تنیدگی در شکل ۱۲ نشان داده شده است. به‌علت فشاری‌بودن کرنش در تار فوقانی، در قسمت پایین نمودار با علامت مثبت نشان داده شده است. اختلاف زیادی در مقادیر کرنش در زیر بار سمت راست و چپ به‌علت بازشدن ناگهانی ترک مشاهده گردید. همچنین برای آشنایی بیشتر وضعیت ترک‌ها در حالت نهایی، در شکل ۱۰ نحوه‌ی وقوع ترک‌ها نشان داده شده است. از مقادیر کرنش مصالح بعد از انتقال نیروی پیش‌تنیدگی به دال این نتیجه مشهود است که

الف) نمونه ۱ در بار نهایی؛

ب) مد شکست در نمونه ۱؛

پ) نمونه ۲ در بار نهایی؛

ج) مد شکست در نمونه ۲؛

ح) نمونه ۳ در بار نهایی؛

د) مد شکست در نمونه ۳.

شکل ۱۰. بارنهایی و مد شکست.

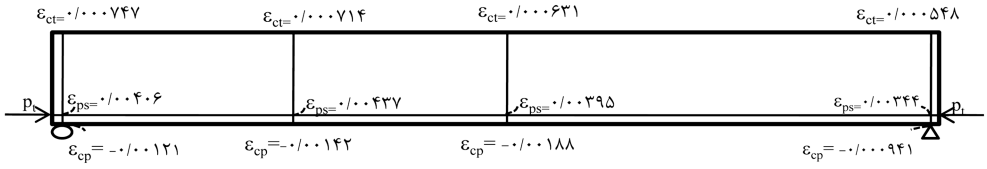
www.SID.ir

الف) دال ۱؛

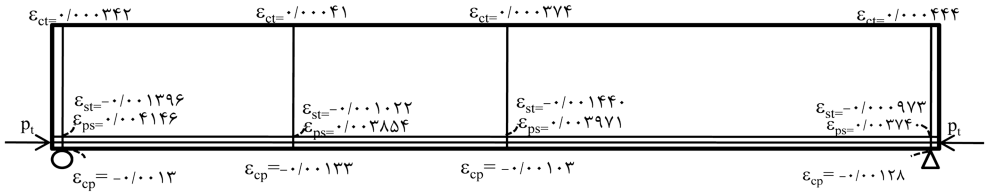
ب) دال ۲؛

ج) دال ۳.

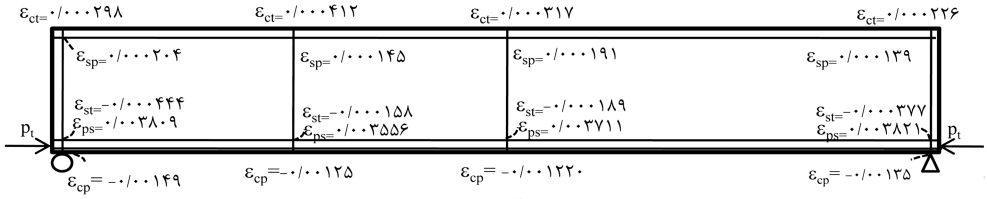
شکل ۱۱. نمایی از وضعیت فولاد پیش‌تنیده (زیر دال).



الف) دال ۱ ؛



ب) دال ۲ ؛



ج) دال ۳.

شکل ۱۲. مقادیر کرنش آزمایشگاهی (بعد از انتقال نیروی پیش‌تنیده).

با تعبیه‌ی فولاد معمولی (در ناحیه‌ی پایین دال ۲ و پایین و بالای دال ۳) از مقدار کرنش بتن در ناحیه‌ی کششی و فشاری کاسته شده است و این کرنش در فولاد معمولی مشاهده شده است. لذا مقدار منفی کرنش در فولادهای معمولی پایین دال ۲ و ۳، نمایانگر وجود پیش‌کرنش ایجادشده ناشی از تنیدن عضو است، که چنین موردی در دال ۱ مشاهده نمی‌شود. لذا در صورت عدم ایجاد افت ۴۰ درصدی ناشی از ضعف تکیه‌گاه‌ها، وقوع خیز به سمت بالا و پیش‌کرنش بیشتر و یا حتی ایجاد ترک‌خوردگی در بالای دال‌ها قابل پیش‌بینی است. همچنین مقادیر کرنش در فولادهای معمولی در قسمت پایین دال ۲ به‌علت عدم وجود فولاد معمولی در قسمت بالای این دال نسبت به دال ۳ بیشتر شده است. لذا همان‌طور که در بررسی شکل‌پذیری دال‌ها وجود این فولادها ضروری به‌نظر می‌رسد، در بحث کرنش مصالح و ترک‌خوردگی نیز وجود فولاد معمولی ضروری به‌نظر می‌رسد. همچنین کرنش در فولاد پیش‌تنیده با کاهش پوشش بتنی به‌ترتیب در دال ۱ تا ۳ کاسته شده است. بنابراین در دال‌های پیش‌تنیده با بتن خودمتراکم مشابه با چنین دال‌هایی با بتن معمولی (با نیاز به ویبره)، نیروی پیش‌تنیدگی و فولاد معمولی اثر قابل توجهی بر ظرفیت ترک‌خوردگی دارد (مثلاً با بررسی نمودار ۱۳ می‌توان دریافت که مقادیر بار ترک‌خوردگی از مقدار ۵/۴۱ تن به مقدار ۶/۸۳ در نمونه‌ی ۳ تغییر یافته است). از دیگر موارد قابل‌مشاهده در شکل ۱۳، تغییرات ناگهانی کرنش دال ۱ در هنگام ترک‌خوردگی و رسیدن ترک تا نواحی بالای دال در لحظه‌ی ترک‌خوردگی است. شکل و نحوه‌ی ترک‌خوردگی دال ۱ در شکل ۱۴، تعداد ۴ عدد ترک که در ابتدا به‌صورت خمشی و در انتها به‌صورت چنگال با عرض زیاد ترک است را نشان می‌دهد (شکل ۱۲ب). اما این نحوه‌ی ترک‌خوردگی در نمونه‌ی ۲ به‌علت وجود پوشش مناسب و فولاد معمولی با تعداد زیاد و عرض ترک کم‌تر مشاهده شده است (شکل ۱۲ج). این نوع ترک‌خوردگی در نمونه‌ی ۳ با تعداد کم‌تر و عرض بیشتر نسبت به دال ۲ با حالتی نزدیک به دال ۱ از نظر شکل ترک است. از نکات مشترک در لحظه‌ی تخریب، نوع شکل ترک اصلی در هر سه نمونه است که از نزدیکی بار شروع شده و به‌طور مایل در زیر بار تمام شده است. لازم به ذکر است این وجه اشتراک ترک‌ها قبلاً در برخی مطالعات نیز مشاهده شده است.[۲۱]

www.SID.ir

نتیجه‌گیری

براساس مطالعات نظری و آزمایشگاهی انجام‌شده برای دال‌های مجوف پیش‌تنیده با بتن خودمتراکم (بتن بدون نیاز به ویبره) نتایج زیر به‌دست آمده است:

۱. باکاهش پوشش بتنی روی فولادهای پیش‌تنیده در مقاطع پیش‌تنیده دارای بتن خودمتراکم، از ظرفیت لنگر خمشی و میزان شکل‌پذیری آن‌ها به‌طور قابل‌توجهی کاسته شده است (مشابه اعضای بتن معمولی (نیازمند به ویبره)).

۲. تعبیه‌ی فولادهای کششی معمولی در دال‌های پیش‌تنیده‌ی ۲ و ۳ (با بتن خودمتراکم) منجر به تغییر در نحوه‌ی شکل‌گیری ترک‌ها و عرض آن‌ها شده است، به‌نحوی که دال ۲ (با کمینه‌ی آرماتور معمولی در پایین مقطع) نسبت به دال ۱ (بدون وجود آرماتور معمولی) دارای تعداد ترک بیشتر و عرض کم‌تری شده است.

۳. وجود آرماتور معمولی دارای پیوستگی (غیر از فولاد پیش‌تنیده)، باعث ایجاد تعداد ترک‌های بیشتر با عرض کم‌تر شده است، در این‌صورت ظرفیت باربری عضو به‌طور ناگهانی کاسته نشده است.

۴. در دو دال ۲ و ۳ با فولاد کششی معمولی یکسان، به‌دلیل ضعف در پیوستگی (با پوشش بتنی بسیارکم دال ۳)، تعداد ترک‌ها نسبت به دال ۲ کم‌تر ولی دارای عرض بیشتری است.

۵. همچنین مشابه اعضای پیش‌تنیده با بتن‌های معمولی، کم‌شدن پوشش بتنی روی فولادهای پیش‌تنیده دارای بتن خودمتراکم، باعث ایجاد ترک‌های ناگهانی با عرض زیاد و تعداد کم شده است.

۶. با تعبیه‌ی فولاد کششی و یا فولاد کششی و فشاری معمولی در دال‌های ۲ و ۳ پیش‌تنیده دارای بتن خودمتراکم، به‌ترتیب لنگر ترک‌خوردگی ۱۲ و ۱۵ درصد افزایش یافته است.

۷. از نظر ظرفیت خمشی، پوشش بتن روی فولاد پیش‌تنیده و از نظر شکل‌پذیری یا خیز، فولاد معمولی اثر بیشتری در حالت نهایی از خود نشان داده است.

به‌نحوی‌که لنگر نهایی آزمایشگاهی دال ۱ با پوشش بتنی ۲ سانتی‌متری بیش از مقدار تئوریک و شکل‌پذیری خیز و انحنای آزمایشگاهی دال ۲ بیش از کمینه‌ی توصیه‌شده‌ی دال ۳ به‌دست آمده است.

فهرست علائم

M_y: ممان تسلیم

ρ_b: درصد فولاد کششی متوازن

$A_{s\,\min}$: کمینه‌ی سطح فولاد کششی

f'_c: مقاومت فشاری بتن

$\rho_{\min}$: کمینه‌ی درصد فولاد کششی (فولاد پیوسته معمولی)

d: فاصله‌ی مرکز فولاد طولی کششی معمولی از دورترین تار فشاری

d_p: فاصله‌ی دورترین تار فشاری از مرکز فولاد پیش‌تنیدگی

M_{cr}: ممان ترک‌خوردگی ناشی از بار خارجی

$\rho_{\max}$: بیشینه‌ی فولاد کششی معمولی

A_{ps}: سطح مقطع فولاد پیش‌تنیدگی

A_s: سطح مقطع فولاد طولی کششی غیر پیش‌تنیده

f_{pu}: تنش نهایی در فولاد پیش‌تنیده بدون پیوستگی

c: ارتفاع تار خنثی

$\rho_p = A_s/bd_p$: درصد فولاد پیش‌تنیدگی

$\rho' = A'_s/bd$: درصد فولاد فشاری

$\rho = A_s/bd$: درصد فولاد کششی

b: عرض مقطع فشاری عضو

d': فاصله‌ی مرکز فولاد فشاری معمولی از دورترین تار فشاری

f_{ps}: تنش نهایی در فولاد پیش‌تنیدگی

ε_{cu}: کرنش نهایی در بحرانی‌ترین تار فشاری بتن

ω_p: نسبت فولاد پیش‌تنیدگی

پانوشتها

1. self compacting concrete (SCC)
2. Alabama department of transportation (ALDOT)
3. Spiral
4. Load Cell
5. data logger
6. prestressed strand

منابع (References)

1. Okamura, H. "Self compacting high performance concrete", *Concrete International,* **19**(7), pp. 50-54 (1997).
2. Maghsoudi, A.A. and Hoornahad, H. "Self compacting concrete workability test methods", Peace Winds Japan Incorporation with Housing Foundation of the Islamic Republic of Iran, Earthquake Safer Design for People, Bam, Iran, pp. 74-77 (May 2004).
3. Maghsoudi, A.A. and Hoornahad, H. "Self compacting concrete by use of Kerman's materials", *Proceedings of the 2nd International Conference on Concrete & Development*, Tehran, Iran (April-May 2005).
4. Interim Guidelines for the Use of Self-Consolidating Concrete in Precast/Prestressed Concrete Institute Member Plants, First Edition, Chicago, IL, (2003).
5. ACI Committee 237, *Self-Consolidating Concrete (ACI 237R-04)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich. (2007).
6. Schindler, A.K.; Barnes, R.W.; Roberts, J.B. and Rodriguez, S. "Properties of self-consolidating concrete (SCC) for prestressed members", *ACI Materials Journal,* **104**(1), pp. 53-61 (January-February 2007).

Archive of SID
www.SID.ir

7. Maghsoudi, A.A. and Ahmadzadeh Heshmati, A. "Report on serviceability state loading and behavior of prestressed T-beams fabricated of self-consolidating concrete (SCC)", 3rd National Civil Eng. Congress, Tabriz University, Iran (May 2007).
8. Maghsoudi, A.A. and Torkemanzadeh, M., *Ultimate Load Test and Ductility of Constructed Post-Tensioned SCC Continuous Slabs*, 8th International Congress on Civil Engineering, Shiraz University, Shiraz, Iran (May 2009).
9. Chan, K. and Ho, E., *Experimental and Numerical Studies of Concrete Beams Prestressed with Unbounded Tendons*, Doctor of Philosophy, Thesis Submitted to the Department of Civil Engineering, Hong Kong University, pp. 248 (2008).
10. Scholz, H. "Contribution to redistribution of moments in continuous reinforced concrete beams", *ACI Structural Journal,* **87**(2), pp. 150-155 (1990).
11. Scholz, H., "Ductility, redistribution, and hyper static moments in partially prestressed members", *ACI Structural Journal,* **87**(3), pp. 341-350 (1990).
12. Naaman, A.E. "Partially prestressed concrete: Review and recommendations", *PCI,* **33**(6), pp. 30-71 (1985).
13. Naaman, A.E.; Harajli, M.H. and Wight, J.K. "Analysis of ductility in partially prestressed concrete flexural members", *PCI,* **31**(3), pp. 64-87 (1986).
14. Park, R.; Priestley, M.J.N. and Gill, W.D. "Ductility of square-confined concrete columns", *ASCE, Journal of the Structural Division,* **108**(4), pp. 929-950 (1971).
15. 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).
16. Ricardo, N.F. do Carmo and Sérgio M.R. Lopes "Ductility and linear analysis with moment redistribution in reinforced high-strength concrete beams", *Can. Journal Civil Engineering,* **32**, pp.194-203 (2005).
17. British Standard (BS), *Recommendations for the Structural Use of Concrete in Buildings and Structures*, BS 8110 (1997).
18. 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).
19. American Concrete Institute (ACI), *Building Code Requirement for Structural Concrete and Commentary*, Manual Concrete Practice, ACI 318-08, Farmington Hills, MI (2008).
20. Ahmadzadeh Heshmati, A. "A fundemantal change in pre-tensioned bridges by self compacting high strength concrete", M.Sc., disertation, civil engineering department, shahid bahonar University of Kerman, Kerman, Iran (Outstanding disertation), (Jan 2005)
21. Tamon, U. and Boonchi, S. "Shear strength of precast prestressed hollow slabs with concrete topping", *ACI Structural Journal,* **88**(4), pp. 402-410 (1991).

Archive of SID

www.SID.ir