شکل پذیری تیرهای مسلح ساخته شده با بتن خود متراکم

یاسر شریفی*[۱] ، علی اکبر مقصودی[۲] و رضا رهگذر[۳]

[۱]استادیار بخش مهندسی عمران- دانشگاه ولیعصر رفسنجان

[۲و۳] استادیار بخش مهندسی عمران- دانشگاه شهید باهنر کرمان

(تاریخ دریافت ۸۷/۴/۱۹، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۸/۱۲/۲۲، تاریخ تصویب ۸۹/۶/۳۰)

چکیده

در مناطق زلزله خیر شکل پذیری اعضای سازه های بتن مسلح پارامتری مهم برای طراحی اینگونه سازه ها است. در این تحقیق اعضای خمشی مسلح ساخته شده با بتن خودمتراکم (SCC) مورد بررسی آزمایشگاهی قرار گرفته و نتایج حاصل با مقادیر حاصله از فرمول‌بندی تئوریک بر اساس آیین نامه مدون جهت سازه های مسلح ساخته شده با بتن معمولی، مقایسه شده است. کرنش سنج های الکتریکی جهت قرائت کرنش میلگردهای کششی و فشاری بر روی سطح میلگردهای مذکور در مقاطع مورد بررسی نصب گردید. همچنین جهت قرائت خیز در مقاطع مختلف، خیز سنج های الکتریکی در طول تیر نصب شدند. نتایج حاصله بعد از هر بارگذاری قرائت گردید و با استفاده از این نتایج شکل پذیری جابجایی و انحنا محاسبه شده و با نتایج تئوریک منطبق بر آیین نامه های آمریکا و کانادا مقایسه گردید. با استناد به تحقیق حاضر شکل پذیری تیرهای مسلح حاوی بتن خود متراکم به نحو محافظه کارانه ای بیش از مقادیر منتج از آیین نامه های پیشنهادی در مورد بتن های معمولی می باشد. نتایج حاصله می تواند اطلاعات نسبتا موثری در زمینه شکل پذیری تیرهای بتن مسلح ساخته شده با بتن خود متراکم در اختیار محققین جهت انجام تحقیقات گسترده تر، قرار دهد.

واژه های کلیدی: شکل پذیری، بتن خود متراکم، اثر فولاد کششی

مقدمه

بتن خود متراکم[۱](SCC)، با هدف کاهش خطای بتن ریزی به دلیل عدم پر شدن فضاهای خالی به صورت کامل ناشی از بی دقتی و نداشتن مهارت در ویبره کردن بتن، افزایش سرعت بتن ریزی و ... برای نخستین بار در کشور ژاپن ابداع گردید. این بتن به نحوی تعریف شده است که احتیاج به هیچ نوع ویبره ندارد و فقط تحت اثر وزن خود، متراکم شده و فواصل بین آرماتورها را پر کرده و همزمان یکنواختی خود را حفظ می نماید. برای دستیابی به چنین رفتار و ویژگی، بتن تازه باید هر دو حالت سیالیت بالا و چسبندگی خوب را همزمان داشته باشد [۵-۱]. در این صورت چنین بتنی می تواند برای بتن ریزی با سطوح عاری از خلل و فرج، دال‌ها و پی ها با تراکم بالای میلگرد و مقاطع پر آرماتور و باریک، سازه های بتن پیش تنیده و به طور کلی محل هایی که امکان استفاده از ویبراتور به دلیل تراکم بالای آرماتور وجود ندارد، بتنی ایده آل باشد.

ابداع (SCC)، منجر به بهبود مهمی در رابطه با محیط زیست، سلامتی، ایمنی و حذف بعضی از خطاهای افراد اجرایی بتن ریز و همچنین افزایش حجم کار، کاهش زمان و هزینه کلی انجام کار گردید. علیرغم این ویژگی ها، این نوع بتن شامل همان ترکیبات بتن معمولی ویبره شده از قبیل شن، ماسه، سیمان، آب و مواد افزودنی میباشد، اما نسبت های آن متفاوت است. همچنین به منظور ارزیابی در برابر پارامترهای روانی و چسبندگی باید آزمایشات متنوعی روی بتن تازه انجام شود. علیرغم خصوصیات (SCC)، عامل اصلی که باعث متداول نشدن استفاده از این نوع بتن در اکثر کشورها گردیده فقدان روابط و ضوابط لازم و کافی آئین نامه ای برای طراحی اجزاء سازه ای می‌باشد. در این تحقیق سه عدد تیر بتن مسلح دارای (SCC)، با فولاد فشاری یکسان و فولاد کششی متفاوت، مورد ارزیابی آزمایشگاهی قرار گرفتند. از آنجا که تحقیقات آزمایشگاهی زیادی در مورد بتن معمولی و مقاومت بالای سنتی (که در آنها نیاز به ویبره کردن می باشد) انجام شده و در تمام آئین نامه‌های معتبر قوانین آنها مدون شده، در مورد سازه‌های دارای (SCC)، ضوابط اندکی دیده می‌شود. Surong and Jianlan [۶] رفتار برشی و خمشی تیرهای بتن مسلح ساخته شده با بتن خود متراکم را به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار دادند و نتایج زیر را استخراج کردند:

* نویسنده مسئول : تلفن : ۳۲۰۲۲۳۳ - ۰۳۹۱ ، فاکس : ۳۲۰۲۲۹۴ - ۰۳۹۱ ، Email: y.sharifi@vru.ac.ir

Archive of SID
www.SID.ir

۱- هیچ گونه تفاوت رفتاری بین شکست برشی و خمشی تیرهای ساخته شده با بتن خود متراکم و معمولی مشاهده نشده است.

۲- برای دو تیر مشابه و ساخته شده از بتن خود متراکم و معمولی و مقاومت فشاری یکسان، مقاومت تسلیم میلگردهای کششی دو تیر نزدیک می باشند ولی مقاومت نهایی تیرهای ساخته شده با بتن خود متراکم بیشتر از تیرهای ساخته شده با بتن معمولی می باشد ضمنا ظرفیت برشی دو تیر تقریبا یکسان است.

۳- ممان ترک خوردگی تیرهای ساخته شده با بتن خود متراکم کوچکتر از تیرهای ساخته شده با بتن معمولی می باشد.

در تحقیق دیگری توسط Hassan et al [۷] ۲۰ عدد تیر بتن مسلح با بتن خود متراکم مورد بررسی آزمایشگاهی قرار گرفتند تا مقاومت برشی و رفتار ترک خوردگی اینگونه تیرها با نتایج تیرهای ساخته شده با بتن معمولی مقایسه شود. متغیرهای مورد مطالعه مقاومت فشاری بتن، عمق تیر و میزان میلگردهای طولی می باشد. در تیرهای مذبور میلگرد برشی مورد استفاده قرار نگرفته است. مقاومت برشی تیرهای مورد آزمایش قرار گرفته کمتر از مقاومت برشی تیرهای ساخته شده با بتن معمولی می باشد و با کاهش میلگردهای طولی و افزایش عمق تیر این تفاوت مشهود تر شده است.

در یک تحقیق توسط Mazzotti and Savoia [۸] خیز بلند مدت تیرهای ساخته شده با بتن خود متراکم مورد بررسی آزمایشگاهی قرار گرفته است. در این مطالعه تنش فشاری ماکزیمم در وسط تیر ۳۵٪ مقاومت فشاری بتن گزارش شده است.

در تحقیق دیگری که توسط .Paultra et al [۹] انجام گردید رفتار ستون‌های بتن مسلح با بتن خودمتراکم مورد بررسی آزمایشگاهی قرار گرفتند. در این مطالعه:

۱- ستون‌های بتن مسلح حاوی بتن خودمتراکم شکل پذیرتر از ستون‌های حاوی بتن معمولی می باشند ولی مقاومت نهایی آنها کمتر می باشند و همچنین استفاده از میلگردهای برشی با مقاومت تسلیم بیشتر می تواند برای ستون‌های حاوی بتن خودمتراکم موثرتر باشد.

۲- پخش یکنواخت خواص در ارتفاع ستون حاوی بتن خودمتراکم یکنواخت تر از ستون‌های حاوی بتن معمولی است.

در تحقیقات دیگر نیز اعتبار استفاده از بتن خودمتراکم در ساخت تیرهای بتن مسلح ساخته شده با این نوع بتن اثبات شده است [۱۱و۱۰]. لذا تحقیقات بیشتر در این زمینه می تواند مؤثر باشد. از آنجا که خاصیت سیالیت بالا و ریزی سنگدانه ها در این نوع بتن این توانایی را می دهد که سازه های بتنی با تراکم زیاد آرماتور را بتن ریزی نمود (شکست در سازه های با آرماتور زیاد به صورت ترد و با شکل پذیری کم می باشد) لذا بررسی شکل پذیری سازه‌های ساخته شده با این نوع بتن مهم می باشد. از آنجا که ساخت سازه ها با بتن خود متراکم در ایران به دلیل عدم شناخت رفتار سازه ای آنها بسیار محدود می باشد، لذا بررسی به صورت آزمایشگاهی اینگونه سازه‌ها می تواند شروع انجام آزمایش‌های گسترده تری جهت استفاده از توانمندی‌های این نوع بتن باشد. در این مقاله شکل‌پذیری اینگونه تیرها با مقیاس کامل و اجرایی مورد بررسی آزمایشگاهی قرار گرفت. تیرهای مسلح دارای (SCC) بتن‌ریزی شده و تحت بارگذاری دو نقطه ای تا زمان گسیختگی قرار گرفتند و در چهار مقطع مختلف تیر (دو نقطه در قسمت لنگر ثابت و خالص، دو نقطه در محل برش ثابت) اطلاعات مربوط به خیز، کرنش سطح بتن در ارتفاع مقطع، کرنش میلگردهای کششی و فشاری بکمک نصب خیزسنج‌ها و کرنش‌سنج‌های الکتریکی به طور دقیق تحت هر افزایش بار ثبت گردید. به منظور بررسی تاثیر خمش، در این مقاله فقط دو مقطع تحت خمش خالص و ثابت مورد تحلیل قرار گرفتند. نمودارهای بار- خیز، لنگر- انحناء، مقادیر نسبت‌های شکل پذیری در مقاطع به روش شکل‌پذیری انحنا، (μ_φ) و در کل تیر، شکل پذیری جابجایی (μ_d) تعیین گردیده و نتایج با نتایج تئوریک آیین نامه های مربوط به بتن های سنتی مقایسه شده است.

خواص فیزیکی و مکانیکی مصالح مصرفی

جهت تولید بتن خود متراکم از مصالح محلی (سیمان، شن، ماسه و ...) استفاده گردید و نسبت ترکیب آنها و نتایج فاز خمیری در جدول (۱) آمده است. فولادهای مورد استفاده در تیرها (آرماتورهای کششی، فشاری و برشی) از تولیدات کارخانجات فولاد کشور با تنش تسلیمی بر اساس نتایج آزمایش کشش میلگردها برابر با ۴۰۱/۹ MPa استفاده شده است. تعاریف استفاده

Archive of SID

www.SID.ir

شده در این تحقیق جهت مرحله تسلیم و نهایی به ترتیب به صورت زیر می باشند:

در مرحله ای از بارگذاری که بحرانی ترین میلگرد کششی تسلیم شود و مرحله ای که در آن بحرانی ترین تار بتن منطقه فشاری (دورترین تار فشاری) پوسته شود و از آن مرحله تیر تحمل افزایش بار بیشتر را ندارد. از قالب به طول ۶/۲ متری فلزی جهت بتن ریزی استفاده گردید به صورتی که در هر قالب دو عدد تیر به طور همزمان بتن ریزی شده است. قبل از بتن ریزی با استفاده از روغن مخصوص قالب، بدنه داخلی قالب فلزی اندود گردید و بتن ریزی انجام گردید. ۲۴ ساعت پس از بتن ریزی قالب های فلزی باز گشته و تا حداقل ۲۸ روز با استفاده از پوشش گونی مرطوب و نایلون، تیرها عمل آوری شده اند. در جدول (۲) جزئیات تیرها آمده است. برای هر تیر حداقل از ۳ عدد نمونه های مکعبی cm ۱۰×۱۰×۱۰ جهت محاسبه مقاومت فشاری استفاده گردیده و مقاومت فشاری آنها در سن ۲۸ روزه مورد آزمایش فشاری قرار گرفت و میانگین آنها برای هر تیر در جدول (۲) گزارش شده است.

نمونه های آزمایشگاهی

سه عدد تیر به ابعاد سطح ۲۰×۳۰ و طول ۳۰۰ سانتیمتر ساخته شده و تحت بارگذاری دو نقطه ای قرار گرفتند. در شکل (۱) اطلاعات مربوط به شکل تیرها، نحوه قرار گرفتن و اندازه آرماتورها در مقطع و همچنین شکل (۲) نحوه بارگذاری، محـــل نصب پولکـی ها جهت قرائـت کرنش در سطح بتن و شرایط تکیه گاهی به صورت شماتیک آورده شده است. فولاد برشی بنحوی طراحی شده است تا در بار نهائی از شکست برشی تیر جلوگیری گردد (بعبارت دیگر، به منظور تامین شکل پذیری، سعی گردیده است تا شکست خمشی مقدم بر شکست برشی گردد).

همان‌طور که از شکل (۱- ج) مشخص است جهت تعیین نوع شکست تیرهای پرآرمه[۲] ، ۴ عدد میلگرد در تیر SCCB6 به دو دسته میلگرد گروهی تقسیم شده اند. فاصله بین دو بار نقطه‌ای در نمونه های آزمایشی تیرها ثابت و برابر ۶۰۰ mm می‌باشد. خیز در چهار نقطه مختلف دهانه بوسیله خیز سنج‌ها (شکل ۲) با هر افزایش باری اندازه گیری شده است، کرنش در فولاد کششی و فشاری بوسیله کرنش سنج‌های الکتریکی نصب شده بر آنها، اندازه گیری گردید. در این تحقیق بارگذاری به روش نیرو کنترل انجام گرفته و با حفظ نظم تناوب افزایش بار، سعی گردیده که تا حد امکان از کوچکترین افزایش بار جهت استخراج رفتار دقیق تیر استفاده شود. پولکی‌ها (صفحات فلزی[۳]) بر سطح بتن، در چندین ارتفاع مقطع، جهت قرائت کرنش بتن نصب گردیده است و مراحل بارگذاری هرتیرتا لحظه شکست انجام گرفته است.

در هر افزایش بار، مشاهدات عینی، قرائت‌های لازم وپیشروی ترک روی سطح تیر ثبت می‌گردید. در شکل (۳) چگونگی نصب دستگاهها و تجهیزات جهت قرائت کرنش و خیز، نحوه بارگذاری، پیشروی ترک‌ها و... مربوط به تیرSCCB1 آزمایش شده نشان داده شده است.

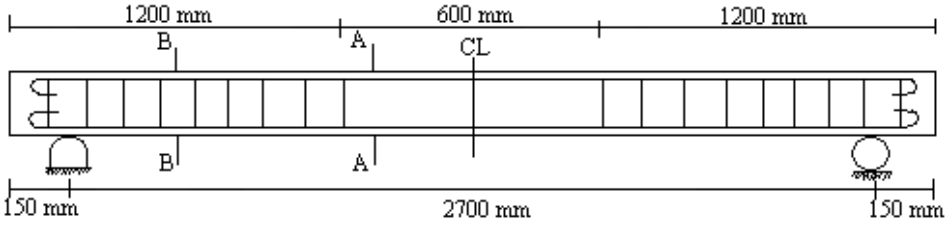
جدول ۱: نسبت مصالح در مخلوط SCC و نتایج فاز خمیری بتن.

W/P	Cement (Kg)	Gravel (Kg)	Sand (Kg)	Limestone powder (Kg)	Micro silica (Kg)	PCE (Lit)	L-box (h_2/h_1)	V-funnel Time(s)	Slump flow Dia.(cm)
0.39	270	750	870	225	30	4	0.83	6.0	70-73

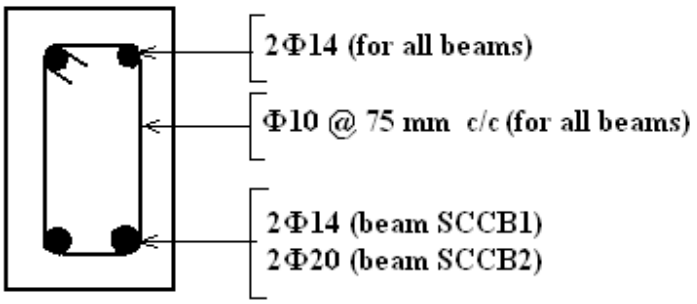
جدول ۲ : جزئیات تیرهای آزمایش شده.

Beam No.	f'_c (MPa)	d (mm)	d′ (mm)	A_s	A'_s	ρ(%)	ρ′(%)	ρ/ρ_b
SCCB1	31.60	258	42	2Φ14	2Φ14	0.0059	0.0059	0.1466
SCCB2	32.84	255	42	2Φ20	2Φ14	0.0123	0.0060	0.2985
SCCB6	27.20	251	42	4Φ28	2Φ14	0.0490	0.0061	1.3772

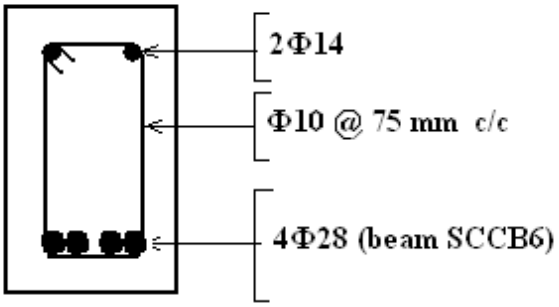
Archive of SID
www.SID.ir



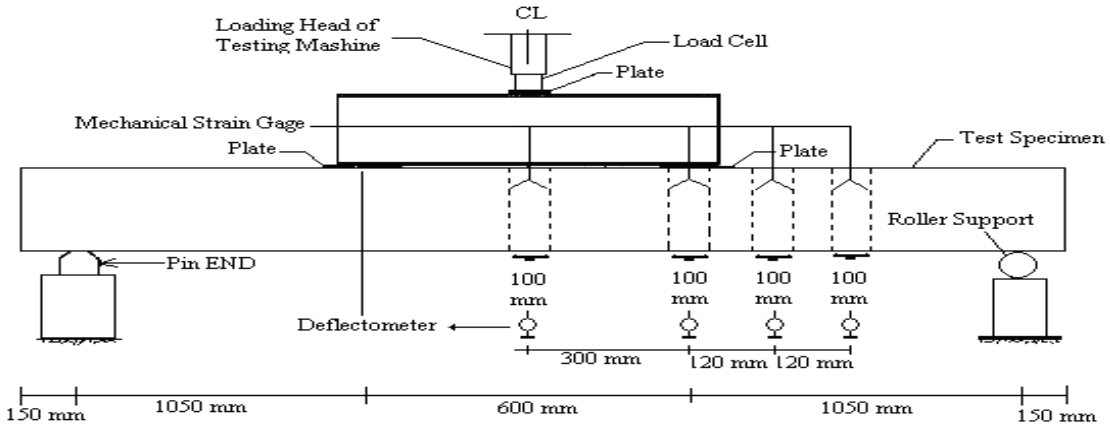
شکل ۱ – الف: جزئیات تیرهای آزمایش شده.



شکل ۱ – ب: جزئیات فولاد گذاری مقاطع تیرهای SCCB1 و SCCB2.



شکل ۱- ج: جزئیات فولاد گذاری مقطع تیر پرآرمه SCCB6.



شکل ۲ : نحوه قرارگیری و بارگذاری تیرهای آزمایش شده.

www.SID.ir

شکل ۳ –الف: چگونگی نصب دستگاه‌ها و تجهیزات جهت قرائت کرنش و خیز مربوط به نمونه ای از تیرهای آزمایش شده.

شکل ۳ –ب: نحوه بارگذاری، پیشروی ترک‌ها و... مربوط به نمونه ای از تیرهای آزمایش شده.

همان‌طور که از جدول (۲) مشخص است، طرح تیر SCCB6 پرآرمه صورت گرفته است (ρ/ρ_b=1.3772). در این نوع بتن، تعاریف و فرمولبندی تئوریک بحث شکل‌پذیری تیرهای بتن (سنتی) مسلح برای این نوع بتن می‌باشد (به دلیل آنکه سازه پرآرمه سازه ای است که در لحظه تخریب بتن فشاری (نهایی)، فولاد کششی تسلیم نمی گردد و لذا خیز یا انحنا تسلیم با توجه به این تعریف وجود ندارد و طبیعتا" شکل پذیری معنی پیدا نمی کند). اما از آنجا که اطلاعاتی در مورد نحوه عملکرد تیر پرآرمه با بتن خود متراکم وجود ندارد، خواسته شد این نوع تعریف و انتظار رفتار تیر پرآرمه به صورت آزمایشگاهی در رابطه با تیر ساخته شده با بتن خود متراکم بررسی گردد. با توجه به جدول (۲) مقدار فولاد فشاری در هر سه نمونه ثابت و اثر افزایش فولاد کششی بررسی شده است.

شکل پذیری

مصالح شکل پذیر به موادی گفته می شوند که در حین تحمل بار کرنش‌های زیادی از خود نشان

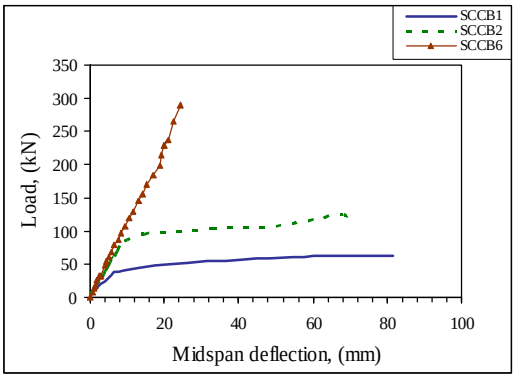
www.SID.ir

می‌دهند. کاربرد چنین بیانی برای اعضاء و سازه های بتن مسلح، عبارت از توانائی حمل تغییر شکلهای غیر ارتجاعی[۴] قابل توجه قبل از تخریب[۵] عضو می باشد. به عبارت دیگر یک ماده یا سازه ترد با رسیدن به بار حداکثر به طور ناگهانی شکسته می شود. در صورتی که یک سازه شکل‌پذیر نامعین از نظر ایستائی در معرض نشست غیر منتظره یا بارگذاری بیش از حد قرار گیرد، سازه تمایل به تغییر شکل ارتجاعی داشته و مجدداً بعضی از اثرات بارگذاری بیش از حد را به قسمت‌های دیگر سازه پخش می کند. در این تحقیق به منظور بررسی رفتار کل تیر، از شکل‌پذیری جابجایی (μ_d) وبرای بررسی رفتارانفرادی مقاطع ازشکل پذیری انحناء (μ_ϕ) استفاده شده است [۱۲- ۱۵].

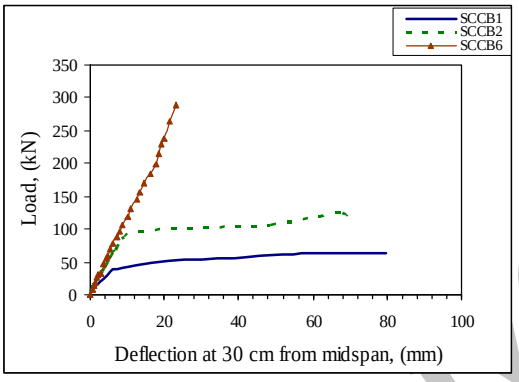
شکل پذیری جابجایی (μ_d)

شکل پذیری جابجایی (μ_d) عبارتست از نسبت جابجایی در بار نهائی (Δ_u) به جابجایی دراولین نقطه‌ای که فولادکششی جاری (Δ_y) می‌شود. بار نهایی درآزمایش تیر به این صورت تعریف شده است که، حداکثر باری که یک تیر در حین بارگذاری قادر به تحمل کردن است و پس از آن، با کمترین افزایش بار، منحنی در نمودار بار- خیز دارای سیر نزولی می‌شود. بنابراین با این تعریف، (Δ_y) در نمودار بار- خیز، نقطه ای روی منخنی است که شیب آن تغییر میکند و به صفر نزدیک می شود و (Δ_u) نقطه ای است که شیب منحنی منفی می‌شود. در شکل های (۴) و (۵) نمودار بار - خیز تیرهای مورد بررسی در این تحقیق به ترتیب در مقطع وسط و در مقطع ۳۰ سانتی‌متری از وسط عضو (زیر بار) نشان داده شده است. مقادیر آزمایشگاهی کرنش میلگردهای کششی، فشاری بترتیب ε_s و ε'_s و مقادیر کرنش فشاری در تار بحرانی بتن ε_{cc} در بار تسلیم و نهایی در جدول (۳) آورده شده است. در جدول (۴) مقادیر (Δ_y)، (Δ_u) و (μ_d) در مقاطع مختلف بکمک خیز سنج های نصب شده تعیین و آورده شده است.

مشاهده می گردد در دو تیر SCCB1 و SCCB2 شکل پذیری جابجایی بیش از دو برابر مقدار حداقل پیشنهادی ۳ برای تیرهای مسلح شده به بتن سنتی می باشد.



شکل ٤ : نمودار بار- خیز تیرها در مقطع وسط تیر.



شکل ٥ : نمودار بار – خیز تیرها درمقطع ۳۰ سانتی‌متری از مرکز تیر.

با توجه به اینکه در این تحقیق بحرانی ترین مقطع در طول تیر مورد بررسی قرار گرفته و این مقطع در شکست خمشی یک تیر با انتهای ساده در مرکز و در بعضی موارد زیر بار متمرکز می باشد (در ضمن انجام آزمایش این مورد مشاهده گردید) لذا جابجایی برای این حالت برای کل تیر و مقطع در حالت های تسلیم میلگردهای کششی و نهایی یکسان می باشند. نحوه محاسبه شکل پذیری جابجایی به صورت شماتیک در شکل (۶) نمایش داده شده است.

جدول ۳ : مقادیر آزمایشگاهی بار، کرنش کششی و فشاری میلگردها و کرنش فشاری تار بحرانی بتن در مراحل تسلیم و نهایی تیرهای آزمایش شده.

Beam No.	Yield				Ultimate			
	P_y (kN)	ε_{sy}	ε'_{sy}	ε_{cc}	P_u (kN)	ε_{su}	ε'_{su}	ε_{cu}
SCCB1	37.925	0.002008	-0.000064	-0.000761	63.431	0.032751	0.001363[a]	-0.005549
SCCB2	85.761	0.002030	-0.000756	-0.001479	115.100	0.024120	-0.000351	-0.005052
SCCB6	-	-	-	-	289.061	0.001492	-0.002713	-0.003461

[a] تیر **SCCB1** بسیار کم آرمه می باشد و در حالت نهایی فولاد منطقه فشار تحت کشش قرار می گیرد (عمق محور خنثی در حالت نهایی کمتر از **d'** می باشد)

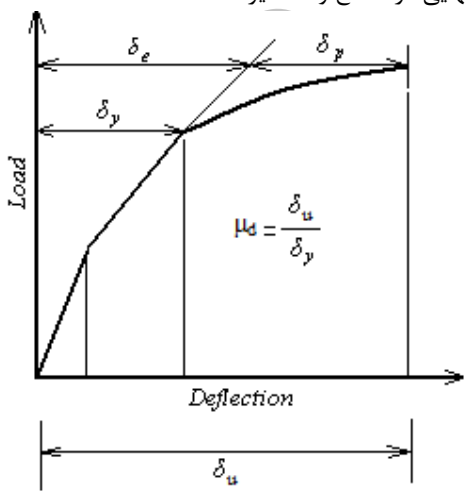
Archive of SID
www.SID.ir

ε_{sy} و ε_{su} کرنش تسلیم و نهایی بحرانی ترین میلگرد کششی در مقطع وسط تیر

ε'_{sy} و ε'_{su} کرنش تسلیم و نهایی بحرانی ترین میلگرد فشاری در مقطع وسط تیر

ε_{cc} و ε_{cu} کرنش فشاری بتن در زمان تسلیم میلگردهای کششی و نهایی در مقطع وسط تیر

P_y و P_u باراعمال شده در زمان تسلیم میلگردهای کششی و نهایی در مقطع وسط تیر



شکل ٦ : نمودار شماتیک بار- خیز تیرها و نحوه محاسبه شکل پذیری جابجایی.

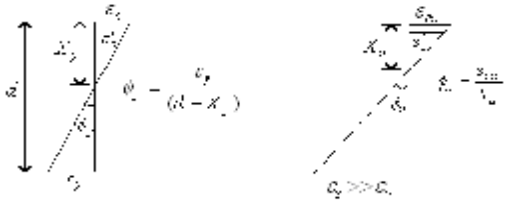
جدول ٤ : مقادیر آزمایشگاهی شکل پذیری جابجایی (μ_d)، Δ_y و Δ_u تیرهای آزمایش شده.

Beam No.	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	$\mu_d=\Delta_u/\Delta_y$
SCCB1 (mid-span)	6.40	81.56	12.74
SCCB2 (mid-span)	9.51	69.20	7.27
SCCB6 (mid-span)	[a]	24.18	-
SCCB1 (30 cm from mid-span)	6.18	79.71	12.89
SCCB2 (30 cm from mid-span)	8.75	69.28	7.92
SCCB6 (30 cm from mid-span)	[a]	23.11	-

[a] **تیر SCCB6 پرآرمه است**

شکل پذیری انحناء (μ_ϕ)

شکل پذیری انحناء عبارتست از نسبت انحناء در بار نهائی (ϕ_u) به انحناء در اولین نقطه‌ای که فولاد کششی جاری (ϕ_y) می‌شود. بنابراین، (ϕ_y) در نمودار ممان- انحناء نقطه‌ای روی منحنی است که شیب آن تغییر کرده و به صفر نزدیک می‌شود و (ϕ_u) نقطه دیگری است که شیب آن دارای سیر نزولی می‌گردد. به منظور طراحی، معمولاً محاسبات مربوط به انحناء را می‌توان از تئوری خط مستقیم انجام داد [۱۵ -۱۲] با بکارگیری مفاهیم شکل (۷) شکل پذیری انحناء ($\mu_\varphi = \phi_u/\phi_y$) دریک تیر با و یا بدون فولاد فشاری محاسبه شده است. مفاهیم و فرمول‌ها با دقت کافی از تئوری خط مستقیم قابل استخراج است.



شکل ۷ : انحناء تسلیم ϕ_y و انحناء نهائی ϕ_u (لحظه اعمال بار تخریب) خمشی.

الف- مقا طع کم آرمه

$$\phi_y = \frac{f_y}{E_s d(1-K)}$$

$$k = \left[n^2(\rho+\rho')^2 + 2n\left(\rho + \frac{\rho' d'}{d}\right)\right]^{1/2} - n(\rho+\rho')$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{X_u}$$

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

اگر فولاد فشاری در لحظه شکست جاری شود:

$$X_u = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{\alpha\beta_1 f'_c b} \qquad (۲)$$

اگر فولاد فشاری در لحظه شکست جاری نشود (برای تیرهای SCCB1 و SCCB2):

$$X_u^2 + \left[\frac{\varepsilon_{cu}E_s A'_s - A_s f_y}{\alpha\beta_1 f'_c b}\right]X_u - \left[\frac{\varepsilon_{cu}E_s A' d'}{\alpha\beta_1 f'_c b}\right] = 0 \qquad (۳)$$

ب- مقاطع پرآرمه (در مقاطع پرآرمه فولاد کششی تسلیم نمی گردد)

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{X_u}$$

اگر فولاد فشاری در لحظه شکست جاری شود (برای تیر SCCB3):

$$X_u^2 + \left[\frac{\varepsilon_{cu}E_s A_s + A'_s f'_y}{\alpha\beta_1 f'_c b}\right]X_u - \left[\frac{\varepsilon_{cu}E_s A_s d}{\alpha\beta_1 f'_c b}\right] = 0 \qquad (۴)$$

Archive
www.SID.ir

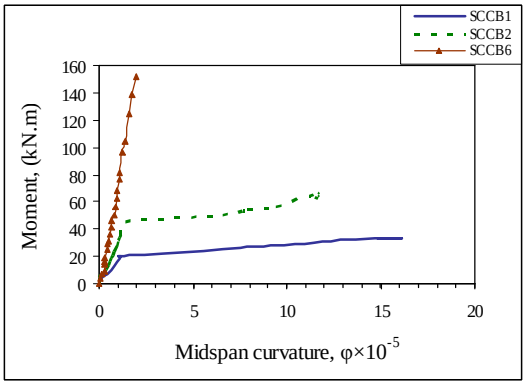
اگر فولاد فشاری در لحظه شکست جاری نشود:

$$X_u^2+\left[\frac{\varepsilon_{cu}E_s(A_s+A'_s)}{\alpha\beta_1 f'_c b}\right]X_u - \left[\frac{\varepsilon_{cu}E_s(A_s d+A'_s d')}{\alpha\beta_1 f'_c b}\right]=0 \quad (۵)$$

در حالی که:

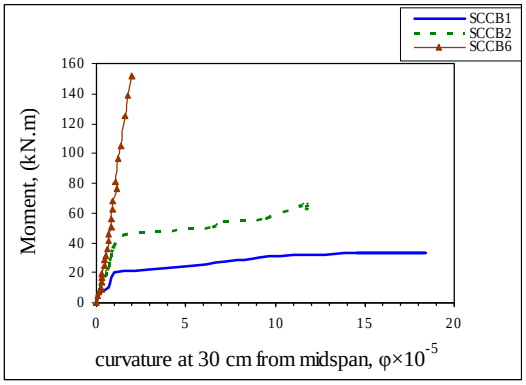
f_y: تنش تسلیم فولاد کششی؛ f'_y: تنش تسلیم فولاد فشاری؛ d: عمق مؤثر؛ d': فاصله مرکز سطح فولادهای فشاری تا دورترین تار فشاری بتن؛ b: عرض مقطع؛ f'_c: تنش فشاری بتن؛ E_s: مدول الاستیسیته فولاد کششی؛ Kd : عمق محور خنثی در حالت تسلیم میلگردهای کششی (X_y)؛ ε_{cu}: کرنش فشاری درهنگام خردشدن بتن؛ X_u: عمق محور خنثی در حالت نهائی؛ α : ضریب بلوک تنش فشاری بتن؛ β_1 : ارتفاع بلوک تنش فشاری بتن به عمق محورخنثی(X)؛ A_s : سطح مقطع فولادهای کششی؛ A'_s : سطح مقطع فولادهای فشاری؛ $\rho=\frac{A_s}{bd}$ ، $\rho'=\frac{A'_s}{bd}$ و $n=\frac{E_s}{E_c}$.

در شکل (۸) و (۹) نمودار ممان- انحناء در دو مقطع تیرهای آزمایشی نشان داده شده است. در جدول (۵) مقایسه مقادیر انحناء در لحظه جاری شدن فولاد کششی (ϕ_y) و انحناء در بار نهایی (ϕ_u) و شکل پذیری انحناء (μ_ϕ) برای نتایج آزمایشگاهی و تئوری که بر اساس رابطه (۱) تا (۵) به دست آمده، نشان داده شده است. در این روابط مقادیرα، β_1، ε_{cu} و E_c بر اساس پیشنهاد دو آئین نامه CSA و ACI [۱۷ و۱۶] لحاظ گردیده است.



شکل ۸ : نمودار ممان-انحناء تیرها در مقطع وسط تیر.

همان‌طور که مشخص است، مقادیر تئوریک شکل پذیری با استفاده از روابط پیشنهادی آیین نامه کانادا کمی بیش از مقادیر تئوریک روابط پیشنهادی آیین نامه آمریکا برای یک مقطع مشابه می باشد. همچنین در صورت استفاده از مقادیر تئوریک پیشنهادی آیین نامه ای برای این نوع بتن، منجر به طرح محافظه کارانه نسبت به مقادیر آزمایشگاهی خواهد شد.



شکل ۹ :نمودار ممان-انحناء تیرها درمقطع ۳۰ سانتی‌متری از مرکز تیر.

جهت محاسبه انحناء در مرحله تسلیم با توجه به فرض خطی بودن دیاگرام کرنش و اطلاعات مربوط به کرنش سنج های الکتریکی نصب شده بر روی بحرانی ترین میلگرد کششی و کرنش‌سنج های الکتریکی و مکانیکی نصب شده بر روی سطح منطقه فشاری بتن، دیاگرام کرنش در مرحله تسلیم استخراج می گردد و انحناء قابل محاسبه است.

جهت محاسبه انحناء نهایی از اطلاعات کرنش سنج‌های مکانیکی و الکتریکی نصب شده بر روی سطح منطقه فشاری بتن و همچنین در بعضی موارد از اطلاعات کرنش سنج‌های الکتریکی نصب شده بر روی میلگردهای فشاری استفاده شده است و انحناء نهایی با استفاده از این اطلاعات محاسبه گردیده است.

مقادیر شکل پذیری انحناء در اکثر مراجع همواره بیشتر از مقادیر شکل پذیری تغییر مکان می باشد در این مطالعه نیز این حالت دیده می‌شود و شکل پذیری آزمایشگاهی انحناء بیشتر از شکل پذیری جابجایی می‌باشد ولی با توجه به اینکه دو عدد تیر SCCB1 و SCCB2 در حد زیاد کم آرمه می باشند، لذا مقادیر شکل پذیری جابجایی در حد بسیار مطلوبی افزایش یافته است.

قبل از تخریب تیر ترک‌های زیادی در منطقه مـمان ثابت ایجاد شد و این ترک‌ها به صورت عمودی و از

Archive of SID
www.SID.ir

جدول ۵ : مقایسه شکل پذیری انحناء آزمایشگاهی و تئوری تیرها.

Beam No.		Experimental			Theoretical (ACI)			Theoretical (CSA)		
		$\phi_y\times10^{-5}$	$\phi_u\times10^{-5}$	μ_ϕ	$\phi_y\times10^{-5}$	$\phi_u\times10^{-5}$	μ_ϕ	$\phi_y\times10^{-5}$	$\phi_u\times10^{-5}$	μ_ϕ
Mid-span	SCCB1	1.04	14.84	14.2	1.03	9.53	9.25	1.03	9.79	9.48
	SCCB2	1.37	11.58	8.45	1.17	6.19	5.29	1.17	7.28	6.18
	SCCB6	-	1.97	-	[a]	1.75	-	[a]	2.04	-
30 cm from mid-span	SCCB1	1.04	14.56	14.0	1.03	9.53	9.25	1.03	9.79	9.48
	SCCB2	1.42	11.76	8.28	1.17	6.19	5.29	1.17	7.28	6.18
	SCCB6	-	1.88	-	[a]	1.75	-	[a]	2.04	-

[a] **تیر SCCB6 پرآرمه است**

انتهایی ترین تار کششی مقطع تیر ایجاد گردید، ترک‌های خارج از منطقه ممان ثابت نیز شبیه ترکهای عمودی ولی با تراکم کمتر که با افزایش بار به سمت تکیه گاه‌ها حرکت می کنند. با توجه به اینکه تعداد زیاد پولکی در ارتفاع مقطع و بالاتر از نصف تیر (منطقه فشاری) نصب شده لذا با عبور ترک از نزدیک هر پولکی از اطلاعات مربوط به پولکی دیگر یا کرنش سنج‌های الکتریکی استفاده شد. همان‌طور که انتظار می رود عرض ترک با میزان فولاد کششی کنترل می گردد و با افزایش میلگرد کششی عرض ترک در بار یکسان افزایش یافت.

نتیجه گیری

۱- با افزایش فولاد کششی در مقطع، همانطور که مورد انتظار است مقدار خیز و انحناء در مرحله تسلیم افزایش می یابد، در حالی که خیز و انحناء درمرحله نهایی کاهش یافته است.

۲- مقدار شکل پذیری انحناء آزمایشگاهی بیش از شکل پذیری جابجایی تیرها است. استفاده از روابط تئوریک آیین نامه کانادا و آمریکا در مورد بتن های سنتی، منجر به مقادیر شکل پذیری انحناء بسیار کمتری نسبت به مقادیر شکل پذیری انحناء آزمایشگاهی می باشد.

۳- پایه تئوریک آیین نامه ای برای بتن های سنتی در مورد تیرهای مسلح شده پرآرمه با بتن خود متراکم کاربرد دارد. به عبارت دیگر در این گونه اعضاء، امکان تسلیم فولاد کششی نمی باشد.

۴- استفاده از پیشنهادات آیین نامه کانادا و آمریکا در مورد بتن های سنتی در تیرهای بتن مسلح کم آرمه به منظور جایگزین در اعضائ بتن مسلح دارای SCC، منجر به طرح شکل پذیری محافظه کارانه می باشد.

مراجع

1 - Okamura H. and Ozawa K. (2006). "Mix design for self-compacting concrete." *Concr Lib JSCE 1995;25:107–20. 208 P.L. Domone / Cement & Concrete Composites*, Vol. 28, PP. 197–208.

2 - Okamura H. and Ozawa K. (1994). "Self-compactable high performance concrete."*International workshop on high performance concrete Detroit: American Concrete Institute*; PP. 31–44.

3 - Fujiwara H. Fundamental study on the self-compacting property of high-fluidity concrete. (1992). *Proc Japan Concr Inst*. Vol. 14, No. 1, PP. 27–32.

4 - Maghsoudi, A. A. and Hoornahad, H. (2005). "Investigation of Engineering Properties of SCC with Colloidal Silica." *Proc., of 3rd Int. Conf., the University of British Columbia, Vancouver, Canada*.

5 - Youjun Xie, Yanguang Li and Guangcheng Long (2005). "Influence of aggregate on properties of self-consolidating concrete." *Proc., of 1st Int. Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete, SCC'2005-China, 26-28 May 2005, Changsha, Hunan, China*.

6 - Surong, L. and Jianlan, Z. (2005). "Research on Bending and Shear Behavior of Self-Consolidating Concrete Beams", *Proc., of 1st Int. Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete, CC'2005-China*, Changsha, Hunan, China, 26-28 May.

Archive of SID
www.SID.ir

7 - Hassan A. A. A., Hossain K. M. A. and Lachemi M. (2008). “Behavior of full-scale self-consolidating concrete beams in shear.” *Cement and Concrete Composites*, Vol. 30, No. 7, PP. 588-596.

8 - Mazzotti C. and Savoia M. (2009). "Long-Term Deflection of Reinforced Self-Consolidating Concrete Beams." *Structural Journal*, Vol. 106, No. 06, PP. 772-781.

9 - Paultre, P., Khayat, K., Cusson, D. and Tremblay, S. (2005). "Structural performance of self-consolidating concrete used in confined concrete columns" *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 4, PP. 560-568.

10 - Pengfei Huang (2005). "Performance evaluation method of self-consolidating concrete." *Proc., of 1st Int. Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete, SCC’2005-China, 26-28 May, Changsha, Hunan, China*.

11 - Zhiwu Yu and Xiaojie Liu. (2005). "Time-dependent analysis of self-compacting concrete beams." *Proc., of 1st Int. Symposium on Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete, SCC’2005-China, 26-28 May 2005, Changsha, Hunan, China*.

12 - Park, R. and Dai, R. (1989). "Ductility of Doubly Reinforced Concrete Beam Sections. "*ACI Structural Journal*, Vol. 85, No.85-s24, PP. 217-225.

13 - Chien-Hung Lin and Feng-Sheng Lee (2007). "Ductility of High-Performance Concrete Beams with High-Strength Lateral Reinforcement." *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 4, PP. 600-608.

14 - Maghsoudi, A. A. and Sharifi, Y. (2007). "Ductility and Plastic Hinge of HSC Heavily Steel Reinforced Members. " *Proc., of 5th Int. Conf. on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran, Iran.*

15 - Maghsoudi, A. A. and Sharifi, Y. (2009). "Ductility of High Strength Concrete Heavily Steel Reinforced Members." *SCIENTIA IRANICA*, Vol. 16, No. 4, PP. 297-307.

16 - ACI Committee 318, “Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (318R-05),” American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2005.

17 - CSA 94, CSA Technical Committee, “Design of Concrete Structure for Buildings,” CAN3-A23.3- M94, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, 1994.

واژه های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

1 - Self Consolidating Concrete
2 - Over-Reinforced
3 - Demec
4 - Inelastic
5 - Collapse

Archive of SID

www.SID.ir