

بررسی رفتار لرزه‌ای اتصالات تیر به ستون بتن آرمه ساخته شده از کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند (HPFRCC)

فرزین مولودی^۱، علی خیرالدین^{۲*}، علی همتی^۳

۱. دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۲. استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۳. استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی

*kheyroddin@semnan.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۸/۱۱]

تاریخ دریافت: [۹۵/۰۱/۲۰]

چکیده

کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند^۱ (HPFRCC) به مصالحی شامل ملات سیمانی با سنگ‌دانه‌های ریز و الیاف اطلاق می‌شود. ویژگی شاخص این مصالح، آن است که برخلاف بتن معمولی (NC) و بتن الیافی (FRC)، تحت بارگذاری کششی، رفتار سخت‌شوندگی کرنشی از خود بروز می‌دهد. از کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند می‌توان برای بهسازی لرزه‌ای اعضای ساختمانی، ساخت فیوزهای سازه‌ای و استفاده در نقاط مستعد تخریب در سازه‌ها، مانند اتصالات تیر به ستون و تیر رابط دیوار برشی، بهره برد. در این مقاله، پس از معرفی این مصالح، با استفاده از روش اجزای محدود، میزان تأثیرگذاری کاربرد کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند در عملکرد اتصال تیر به ستون، بررسی شده است. به همین منظور، نتایج پژوهش‌های آزمایشگاهی انجام شده به وسیله چاوا^۲ در دانشگاه میشیگان، مبنای درستی آزمایشی مدل اجزای محدود قرار گرفته است. سپس تأثیرگذاری پارامترهای مختلف اتصال تیر به ستون، مانند طول ناحیه کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند در تیر، طول ناحیه کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند در ستون، مقاومت فشاری بتن و کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند، فاصله بین خاموت‌ها در تیر و فاصله بین خاموت‌ها در ستون، به صورت تکی و یا ترکیبی، در مدل مینا، روی عملکرد اتصال، بررسی شده است. نتایج به دست آمده، نشان داد که مقاومت بیشینه، مقاومت تسلیم و نسبت شکل-پذیری اتصال تیر به ستون، در صورتی که کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند، در بخشی از تیر یا ستون (به همراه چشمه اتصال) استفاده شده باشد، نسبت به اتصال تیر به ستون بتن مسلح معمولی، به ترتیب ۳۶/۹، ۱۰/۴ و ۵۳/۱ درصد بیشتر است. همچنین نتایج به دست آمده نشان داد که پارامتر مقاومت فشاری بتن معمولی و کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند، تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر نسبت شکل‌پذیری اتصال داشته است؛ به گونه‌ای که نسبت شکل‌پذیری اتصال با بتن ۳۵ مگاپاسکال، نسبت به اتصال مینا (دانشگاه میشیگان)، ۴۰/۷ درصد بیشتر است.

واژگان کلیدی: HPFRCC، کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند، بتن آرمه، اتصال تیر به ستون، رفتار لرزه‌ای، شکل‌پذیری.

۱- مقدمه

خاص، شامل مقاومت، دوام، سخت‌شوندگی کرنشی و مقاومت در برابر عوامل مهاجم خارجی را دارد. مهم‌ترین عیب بتن، مقاومت کششی پایین و مقاومت کم در برابر بازشدگی و گسترش ترک‌ها (شکندگی بتن) است. به همین دلیل، از سالیان خیلی دور، مصالح ساختمانی مانند

به دلیل در دسترس بودن مصالح ساخت بتن و ارزانی نسبی آن‌ها، استفاده از بتن در همه کشورهای دنیا، رو به افزایش است. تقریباً در دهه ۱۹۸۰ میلادی، مفهوم بتن توانمند^۳ مطرح شده است. این مصالح نوین، بتنی است که ویژگی‌های

1 High Performance Fiber Reinforced Cementitious

Composites

2 Chao Shih-Ho

3 High Performance Concrete

منحنی تنش-کرنش بتن الیافی، بلافاصله پس از نخستین ترک-خوردگی، رفتار نرم شوندگی کرنش، بروز می‌کند؛ بنابراین می‌توان گفت که مصالح HSPFRCC، نوع خاصی از بتن‌های الیافی هستند که ویژگی بارز آن‌ها، رفتار سخت‌شوندگی کرنش کششی پس از ترک‌خوردگی اولیه است که با ترک‌های چندگانه تا رسیدن به کرنش‌های زیاد، همراه است. تنها در مصالح HSPFRCC، مقاومت پس از ترک‌خوردگی، σ_{PC} ، بالاتر از مقاومت ترک‌خوردگی اولیه، σ_{CC} ، است [2].

کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند، مصالحی مرکب از دو بخش اصلی، شامل: ملات و الیاف مصنوعی نظیر پلی‌اتیلن (PE)، پلی‌وینیل‌الکل (PVA) و... معمولاً با درصد حجمی کمتر از دو درصد هستند. ملات، شامل: سیمان، سنگ‌دانه‌های ریز و مواد افزودنی است. به خاطر پیوستگی بین ملات و الیاف، ترکیب این دو با یکدیگر، منجر به شکل‌گیری فیزیکی و مکانیکی، هیچ تفاوتی با بتن‌های الیافی معمولی، به‌جز رفتار کششی و شکل‌پذیری بالا و قابلیت ترک‌خوردگی چندگانه ندارند. در برخی از آزمایش‌ها، مصالح HSPFRCC توانسته‌اند تا چهار درصد کرنش را تحمل کنند [3]. در مصالح HSPFRCC، پس از وقوع اولین ترک، الیاف شروع به پل زدن^۵ می‌کنند و از گسترش ترک، جلوگیری می‌شود. با افزایش نیروی کششی، ترک جدیدی در نقطه‌ای دیگر تشکیل می‌شود و این سازوکار تا تشکیل چندین ترک در محل‌های مختلف نمونه HSPFRCC ادامه می‌یابد شکل (۲).

خشت‌های رُسی، با الیاف طبیعی نظیر موی اسب و کاه، مسلح شده‌اند.

نمان^۱ و رینهارت^۲ در چهارمین کارگاه آموزشی رایلم^۳ در سال ۲۰۰۳ میلادی، مصالحی را که دارای یک بخش سخت-شوندگی کرنش کششی در منحنی تنش-کرنش کششی خود بوده‌اند را به‌عنوان کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند معرفی کردند. مصالح HSPFRCC، جدای از بتن‌های الیافی^۴ (FRC) دسته‌بندی شده‌اند [1].

شکل ۱. مقایسه منحنی‌های تنش-کرنش کششی: بتن معمولی، بتن مسلح الیافی (FRC) و مصالح HSPFRCC و نحوه ترک‌خوردگی آن‌ها [۲]

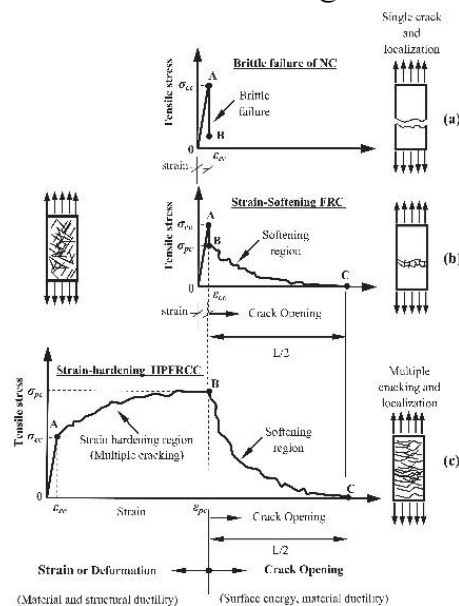


Fig. 1. Comparison of the tensile stress-strain curves of: (a) Normal Concrete (NC); (b) Fiber Reinforced Concrete (FRC) and (c) High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites (HSPFRCC) and cracking patterns [2]

شکل ۲. چگونگی تشکیل ترک‌های چندگانه در مصالح HSPFRCC [۴]

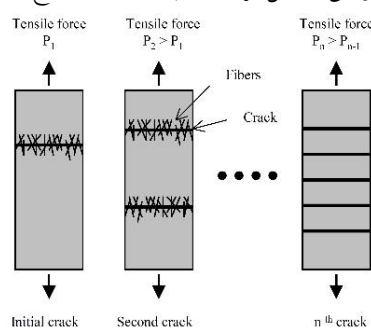


Fig. 2. Multiple cracking in HSPFRCC [4]

منحنی‌های تنش-کرنش کششی بتن معمولی، بتن مسلح الیافی (FRC) و مصالح HSPFRCC و چگونگی انهدام آن‌ها، در شکل (۱) با یکدیگر مقایسه شده است. با توجه به شکل (۱)، مشخص است که تنها در مصالح HSPFRCC در اثر تنش‌های کششی، ترک‌های چندگانه تشکیل شده است. در منحنی تنش-کرنش مصالح HSPFRCC، پس از مرحله ترک‌خوردگی اولیه، رفتار سخت‌شوندگی کرنش، ملاحظه می‌شود؛ در صورتی که در

1 Naaman
2 Reinhardt
3 Rilem Workshop
4 Fiber Reinforced Concrete

جدول ۱. ویژگی‌های مکانیکی و فیزیکی مصالح ECC [5]

Compressive Strength (MPa)	First cracking strength (MPa)	Ultimate tensile strength (MPa)	Flexural strength (MPa)	Young's modulus (GPa)	Ultimate tensile strain (%)	Density (g/cm ³)
20-95	3-7	4-12	10-30	18-34	1-8	0.95-2.3

Table 1. Mechanical and physical properties of ECC [5]

▪ مصالح ECC سبک^{۱۶} که به وسیله ونگ^{۱۷} و لی ارائه شده است و به منظور کاهش بار مرده سازه‌ها، به کار می‌رود [12].

▪ مصالح ECC با شکل‌پذیری کششی بسیار زیاد که به وسیله لی و همکاران طراحی شده است [13].

بیشتر پژوهش‌های انجام شده به وسیله پژوهشگران، روی مصالح ECC با الیاف PVA متمرکز بوده است؛ با این حال، نتایج تحقیق روی مصالح ECC با سایر الیاف نیز موفقیت‌آمیز بوده است. لی، ونگ و کمال^{۱۸} پژوهش‌های موفقیت‌آمیزی روی مصالح ECC الیاف پلی‌اتیلن (PE) انجام داده‌اند [14, 15]. همچنین تاکاشیما^{۱۹}، یانگ و لی، کاربرد الیاف پلی‌پروپیلن (PP) در مصالح ECC را آزمایش کرده‌اند [16, 17]. ویژگی‌های مکانیکی و فیزیکی مصالح ECC در جدول (۱) ارائه شده است.

در این مقاله، تأثیر کاربرد مصالح HPFRCC در بهبود رفتار لرزه ای اتصالات تیر به ستون بتنی، بررسی شده است.

۲- مشخصات مدل‌های تحلیلی

۲-۱- نرم‌افزار مورد استفاده

در این مقاله، از نرم‌افزار آباکوس^۱ که یک نرم‌افزار غیرخطی المان محدود است، استفاده شده است. این نرم‌افزار به علت داشتن المان‌های متعدد، قابلیت مدل‌سازی بتن، میلگردهای فولادی، بتن مسلح و کامپوزیت‌های سیمانی را داراست. برای مدل‌سازی بتن، شیوه‌ها و گزینه‌های مختلفی در این نرم‌افزار موجود است که با عنایت به رفتار کششی ویژه مصالح HPFRCC، مدل پلاستیسیته آسیب‌دیده بتن^۲ استفاده شده است. در این گزینه، امکان وارد کردن نقاط مختلف منحنی تنش-کرنش

داکتال^۶، نتیجه پژوهش‌های اولیه بیک^۷ در سال ۱۹۸۱ است. در این کامپوزیت، به‌منظور افزایش مقاومت کششی و فشاری، از یک ملات متراکم و سفت، همراه با الیاف با مقاومت بالا استفاده می‌شود [6]. پژوهش‌های انجام شده به وسیله چانویلارد^۸ و ریگاد^۹ در سال ۲۰۰۳ روی این کامپوزیت، مقاومت کششی برابر با ۱۲ مگاپاسکال و شکل‌پذیری ۰/۰۲ تا ۰/۰۶ درصد را برای این مصالح، نشان داده است [7]. در سال‌های اخیر، دسته جدیدی از مصالح HPFRCC بانام کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی^{۱۰} (ECC) برای ایجاد سازه‌هایی با طول عمر بهره‌برداری بیشتر و همچنین افزایش عملکرد سازه‌ها مطرح شده است. این مصالح در دانشگاه میشیگان توسعه‌یافته است و بر اساس آزمایش‌های انجام‌شده به وسیله لی^{۱۱} در سال ۱۹۹۳ و فیشر^{۱۲} در سال ۲۰۰۳ در این دانشگاه، مقاومت کششی ۴ الی ۶ مگاپاسکال و شکل‌پذیری ۳ تا ۵ درصد از خود نشان داده است [8, 9].

مصالح ECC دارای انواع مختلفی می‌باشد که برخی از آن‌ها عبارت‌اند از:

▪ ECC خود تراکم^{۱۳} که به وسیله پژوهشگران مختلفی از جمله کنگ^{۱۴} و همکاران و همچنین لپک^{۱۵} و لی، طراحی شده است و در بتن‌ریزی‌های با مقیاس وسیع و بتن‌ریزی در نواحی با آرماتور گذاری فشرده، استفاده می‌شود [10, 11].

⁶ Ductal
⁷ Bache
⁸ Chanvillard
⁹ Rigaud
¹⁰ Engineered Cementitious Composites
¹¹ Li
¹² Fischer
¹³ Self Consolidating ECC
¹⁴ Kong
¹⁵ Lepech

¹⁶ Light Weight ECC

¹⁷ Wang

¹⁸ Kamal

¹⁹ Takashima

دو اتصال داخلی تیر به ستون، از بتن مسلح معمولی و مصالح HPFRCC ساخته شده است. چگونگی انجام آزمایش اتصال HPFRCC آزمایشگاهی، در شکل (۵) نشان داده شده است. مصالح HPFRCC در بخش‌هایی از تیر در مجاورت محل اتصال تیر به ستون، به طول دو برابر عمق تیر استفاده شده است. ابعاد هندسی و جزئیات آرماتوربندی دو نمونه آزمایشگاهی، در شکل (۶) ارائه شده است. برای در نظر گرفتن اثر نیروی محوری ستون در رفتار اتصال، در حین انجام آزمایش، نیروی محوری برابر با چهار درصد ظرفیت باربری محوری ستون، به ستون وارد شده است. در دو انتهای تیر، از تکیه‌گاه غلتکی و در پایین ستون، از تکیه‌گاه ثابت مفصلی استفاده شده است. بالای ستون، در مقابل حرکت در صفحه عمود بر اتصال، مهارشده است، ولی به وسیله جک هیدرولیکی ۴۴۴/۸۲۲ کیلو نیوتنی به صورت رفت و برگشتی در صفحه اتصال، جابه‌جا می‌شود و تحت بارگذاری چرخه‌ای شبه دینامیکی آزمایش شده است شکل (۷).

شکل ۵. چگونگی انجام آزمایش اتصال آزمایشگاهی [۲۰]

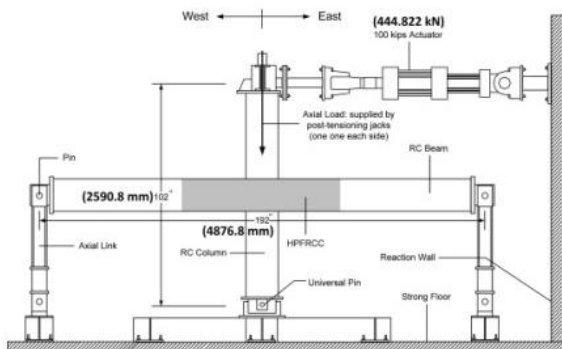


Fig. 5. Test setup [20]

شکل ۶. ابعاد هندسی و جزئیات آرماتوربندی دو نمونه آزمایشگاهی [۲۰]

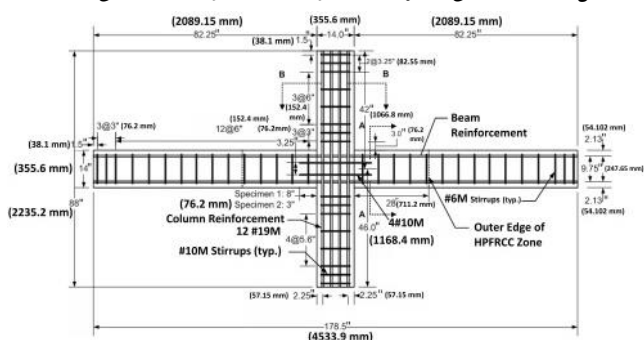


Fig. 6. Reinforcement details of two specimens [20]

بتن و کامپوزیت در کشش و فشار، وجود دارد [18]. این مدل، بر اساس مطالعات لی و فنوس^۳ بنا نهاده شده است [19]. در مدل پلاستیسیته آسیب‌دیده بتن، منحنی تنش-کرنش تک‌محوری بتن معمولی و مصالح HPFRCC در کشش و فشار، به‌عنوان منحنی رفتاری بتن در نظر گرفته می‌شود شکل‌های (۳ و ۴). همچنین در این مدل، دو سازوکار برای انهدام بتن، پیش‌بینی شده است. برای مدل‌سازی بتن معمولی و مصالح HPFRCC، از المان سه‌بُعدی هشت گرهی C3D8R و برای مدل‌سازی فولاد، از المان سه‌بُعدی دو گرهی خرپا C3D2 استفاده شده است. هر گره در المان‌های C3D8R و T3D2، دارای سه درجه آزادی انتقالی است. این المان‌ها قابلیت مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن و فولاد را دارند.

شکل ۳. منحنی تنش-کرنش تک‌محوری بتن تحت کشش [19]

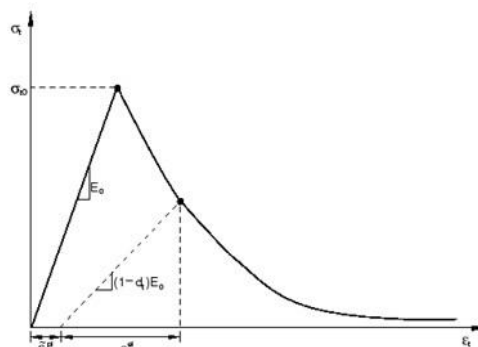


Fig. 3. Uniaxial stress-strain curve of concrete under tension [19]

شکل ۴. منحنی تنش-کرنش تک‌محوری بتن تحت فشار [۱۹]

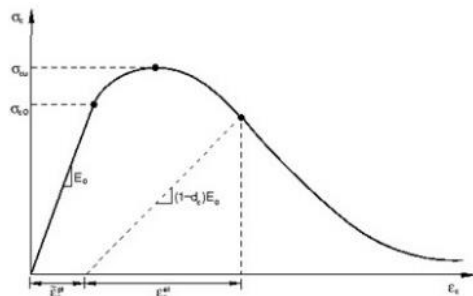


Fig. 4. Uniaxial stress-strain curve of concrete under compression [19]

۲-۲- مدل‌های بررسی شده و چگونگی مدل‌سازی

در این مقاله، نتایج پژوهش‌های آزمایشگاهی انجام شده به وسیله چاو در دانشگاه میشیگان [20]، در خصوص نمونه شماره دو، مبنای درستی آزمایشی^{۲۰} مدل اجزای محدود قرار گرفته و نمونه شماره

جدول ۲. خلاصه نتایج آزمایشگاهی [۲۰]

Specimen	High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composites (HPFRCC)			$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{ub}}$	$(v_j)_{max}$ ($\sqrt{f'_c}$, MPa)	$(\gamma)_{max}$, rad	Drift capacity, rad	Max. Beam rotation, rad
	σ_{pc} , MPa	ϵ_{pc}	f'_c , MPa					
1	2.7	0.010	39.3	2.2	1.2	0.002	0.05	0.045
2	2.2	0.013	42.7	1.6	1.4	0.008	0.06	0.045

Table 2. Summary of experimental results [20]

با توجه به شکل‌های (۵ - ۷) و مشخصات ارائه شده در جداول (۲ و ۳)، مدل تحلیلی از نمونه دو اتصال آزمایشگاهی، ساخته شد و برای کالیبره کردن نتایج تحلیل اجزای محدود با نتایج نمونه دو اتصال آزمایشگاهی، تحلیل‌های حساسیت روی پارامترهای موجود در نرم‌افزار آباکوس، برای بتن معمولی و مصالح HPFRCC، انجام شده است. همچنین برای بررسی تأثیر اندازه مش‌بندی المان‌ها روی نتایج مدل اجزای محدود، سه مدل تحلیلی با مش‌بندی‌های مختلف از نمونه دو اتصال آزمایشگاهی، برای کالیبره کردن نتایج تحلیل، به کار رفت که منحنی‌های پوش بار-دریفت این سه اتصال، در شکل (۸) ارائه شده است.

همان‌گونه که از شکل (۸) ملاحظه می‌شود، مدل با مش‌بندی متوسط و به ابعاد 60×60 میلی‌متر، منجر به نتایج نزدیک‌تری با نتایج آزمایشگاهی شده است؛ پس به عنوان مدل بررسی شده انتخاب شده است. در شکل (۹)، منحنی هیستریزس برای مدل کالیبره شده، نشان داده شده است.

شکل ۸ نمودارهای پوش بار-دریفت مدل اجزای محدود، برای مقادیر مختلف اندازه مش‌بندی

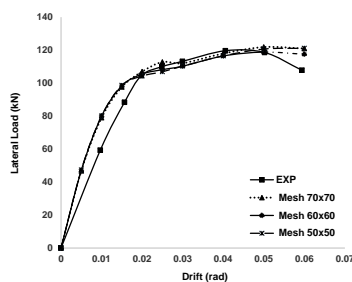


Fig. 8. Lateral Load-drift curves of finite element model for different mesh sizes

شکل ۹. منحنی هیستریزس برای مدل کالیبره شده

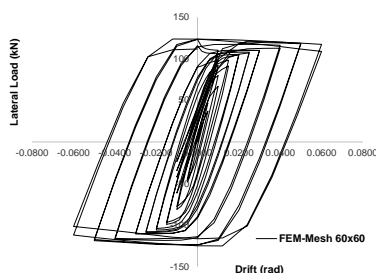


Fig. 9. Hysteresis curve of the calibrated model

شکل ۷. تاریخچه تغییر مکان جانبی نقطه مرجع بالای ستون [۲۰]

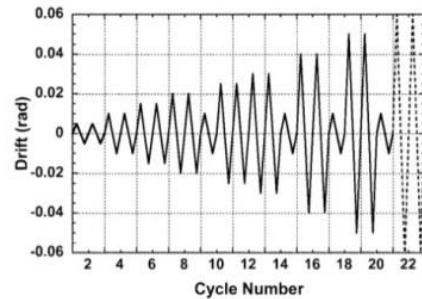


Fig. 7. Lateral displacement history [20]

در این مقاله، برای بررسی امکان استفاده از مصالح HPFRCC، به‌عنوان جایگزین میلگرد عرضی یا خاموت در محل چشمه اتصال؛ در هیچ‌کدام از دو نمونه آزمایشگاهی، از خاموت در چشمه اتصال، استفاده نشده است. علاوه بر میلگردهای لایه‌های فوقانی و تحتانی تیر که در سرتاسر طول تیر، امتداد دارند، چهار میلگرد با طول ۵۰۸ میلی‌متر در دو لایه میانی در تیر در محل چشمه اتصال، استفاده شده است. در جدول (۲)، خلاصه نتایج آزمایش‌های انجام شده روی مصالح HPFRCC ارائه شده است.

مقاومت فشاری متوسط بتن معمولی استفاده شده در ستون‌ها و نواحی از تیر که از محل اتصال تیر به ستون دور هستند، برای نمونه‌های ۱ و ۲، به ترتیب برابر با $43/9$ و $41/3$ مگاپاسکال به دست آمده است [20]. مشخصات مکانیکی میلگردهای طولی و عرضی استفاده‌شده در نمونه‌های ۱ و ۲ اتصال تیر به ستون، در جدول (۳)، ارائه شده است. همچنین منحنی‌های تنش-کرنش میلگردهای ۱۹M، ۱۰M و ۶M، با توجه به نتایج ارائه شده در پژوهش‌های چاو [20]، ترسیم شد.

جدول ۳. مشخصات مکانیکی میلگردهای طولی و عرضی

استفاده‌شده در اتصال آزمایشگاهی [۲۰]

Specimen	No. 19M bars		No. 10M		No. 6M stirrups	
	f_y , MPa	f_{us} , MPa	f_y , MPa	f_{us} , MPa	f_y , MPa	f_{us} , MPa
1	540	660	500	770	560	610
2	435	695	NA	NA		

Table 3. Mechanical properties of longitudinal and transverse reinforcements used in specimens [20]

۳- نتایج و نمودارها

چگونگی نام‌گذاری مدل‌ها، در جدول (۴) و مشخصات مدل‌ها در جدول (۵)، ارائه شده است. در این نام‌گذاری، نام مدل آزمایشگاهی مبنا، HC-Michigan انتخاب شد. عبارت HC نشان‌دهنده آن است که این مدل، از ترکیب بتن معمولی و مصالح HPFRCC تشکیل شده است. به عنوان نمونه، مدل HC-B0-C355.6 اتصالی است که از ترکیب بتن معمولی و مصالح HPFRCC ساخته شده است؛ به طوری که طول ناحیه HPFRCC در تیر و ستون، به ترتیب برابر با صفر و ۳۵۵/۶ میلی‌متر بوده و بقیه مشخصات این اتصال، مشابه اتصال مبنای آزمایشگاهی دانشگاه میشیگان است.

۳-۱- استفاده از مصالح HPFRCC فقط در تیر

به‌منظور بررسی اثر طول ناحیه HPFRCC فقط در تیر، بر روی عملکرد اتصال خمشی، از سه نوع طول ناحیه HPFRCC، در تیر استفاده شده است. این طول‌ها به ترتیب برابر با عمق تیر (۳۵۵/۶ میلی‌متر)، دو برابر عمق تیر (۷۱۱/۲ میلی‌متر) و سه برابر عمق تیر (۱۰۶۶/۸ میلی‌متر) هستند. در شکل (۱۰)، نتایج پوش منحنی‌های هیستریزس مدل‌های مذکور، نشان داده شده است. همچنین در جدول (۶)، خلاصه نتایج حاصل از تحلیل مدل‌ها، آمده است و در جدول (۷) نیز درصد تغییرات پارامترهای مدل‌های اجزای محدود، نسبت به اتصال مبنا (دانشگاه میشیگان)، محاسبه شده است.

جدول ۴. چگونگی نام‌گذاری مدل‌ها

Term	Notes
C	Connection with Normal Concrete
H	Connection with HPFRCC
HC	Connection with Normal Concrete and HPFRCC
B0	Length of beam in HPFRCC is equal to 0.0
B355.6	Length of beam in HPFRCC is equal to 355.6 mm
B1066.8	Length of beam in HPFRCC is equal to 1066.8 mm
C355.6	Length of column in HPFRCC is equal to 355.6 mm
C711.2	Length of column in HPFRCC is equal to 711.2 mm
f_c28	Compressive strength of Normal Concrete and HPFRCC equals 28 MPa
f_c35	Compressive strength of Normal Concrete and HPFRCC equals 35 MPa
WO4Bars	Extra reinforcements are removed in the panel zone

شکل ۱۰. نمودارهای نتایج پوش منحنی‌های هیستریزس برای سه نوع طول ناحیه HPFRCC فقط در تیر

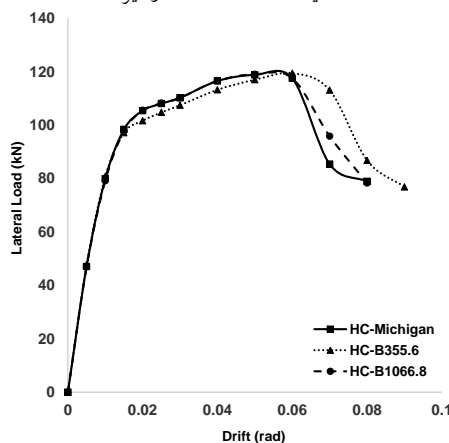


Fig. 10. Envelope results of hysteresis curves of the three lengths of HPFRCC only in the beam

Table 4. Naming models

جدول ۵. مشخصات مدل‌ها

Name	f_c (concrete) (MPa)	f_c (HPFRCC) (MPa)	HPFRCC length in beam (mm)	HPFRCC length in column (mm)	Distance between stirrups in beam* (mm)	Distance between stirrups in column* (mm)
HC-Michigan	41.3	42.7	711.2	0	152	Near connection: 76 Other parts: 152
HC-B355.6	41.3	42.7	355.6	0	152	Near connection: 76 Other parts: 152
HC-B1066.8	41.3	42.7	1066.8	0	152	Near connection: 76 Other parts: 152
HC-B0-C355.6	41.3	42.7	0	355.6	152	Near connection: 76 Other parts: 152
HC-B0-C711.2	41.3	42.7	0	711.2	152	Near connection: 76 Other parts: 152
C	41.3	42.7	0	0	152	Near connection: 76 Other parts: 152
H	41.3	42.7	Total length of beam	Total length of column	152	Near connection: 76 Other parts: 152
HC- f_c28	28	28	711.2	0	152	Near connection: 76 Other parts: 152
HC- f_c35	35	35	711.2	0	152	Near connection: 76 Other parts: 152
HC-WO4Bars	41.3	42.7	711.2	0	152	Near connection: 76 Other parts: 152
HC-C711.2- f_c28	28	28	711.2	711.2	152	Near connection: 76 Other parts: 152
HC-C711.2- f_c35	35	35	711.2	711.2	152	Near connection: 76 Other parts: 152

*there are no stirrups both in beam and column in the panel zone.

Table 5. Models specification

جدول ۶. خلاصه نتایج حاصل از تحلیل مدل‌های اجزای محدود

Name	P_y (kN)	δ_y (mm)	Drift y (%)	P_u (kN)	δ_u (mm)	Drift u (%)	$\mu = \delta_u / \delta_y$	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	P_{max}/P_y	P_{cr} (Concrete) (kN)	δ_{cr} (Concrete) (mm)
HC-Michigan	91.3976	33.525	1.5	78.893	178.8	8	5.33	118.779	111.75 (Drift 5%)	1.299	10.3412	2.235
HC-B355.6	88.8355	26.82	1.2	76.8103	201.15	9	7.5	119.408	134.1 (Drift 6%)	1.344	10.9339	2.235
HC-B1066.8	90.8938	33.525	1.5	78.276	178.8	8	5.33	119.019	111.75 (Drift 5%)	1.31	9.988	2.235

Table 6. Summary of the results of finite element analysis

جدول ۷. درصد تغییرات پارامترهای مختلف اتصال، نسبت به اتصال مبنا

Name	Changes (%)										
	P_y	δ_y	P_u	δ_u	μ	P_{max}	δ_{max}	P_{max}/P_y	P_{cr}	δ_{cr}	
HC-B355.6	-2.803	-20	-2.64	+12.5	+40.713	+0.529	+20	+3.464	+5.731	0.0	
HC-B1066.8	-0.551	0.0	-0.782	0.0	0.0	+0.202	0.0	+0.847	-3.415	0.0	

Table 7. Percentage of changes in various parameters of connection compared to the experimental specimen

جدول ۸. خلاصه نتایج حاصل از تحلیل مدل‌های اجزای محدود

Name	P_y (kN)	δ_y (mm)	Drift y (%)	P_u (kN)	δ_u (mm)	Drift u (%)	$\mu = \delta_u / \delta_y$	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	P_{max}/P_y	P_{cr} (Concrete) (kN)	δ_{cr} (Concrete) (mm)
HC-Michigan	91.3976	33.525	1.5	78.893	178.8	8	5.33	118.779	111.75 (Drift 5%)	1.299	10.3412	2.235
HC-B0-C711.2	81.5813	22.35	1	68.6792	178.8	8	8	114.467	111.75 (Drift 5%)	1.4031	11.4455	2.235
HC-B0-C355.6	82.2335	22.35	1	66.4459	178.8	8	8	115.078	111.75 (Drift 5%)	1.3994	11.6348	2.235

Table 8. Summary of the results of finite element models analysis of models

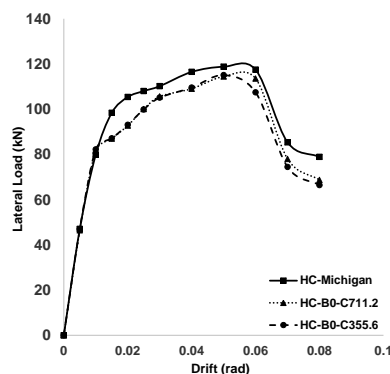
جدول ۹. درصد تغییرات پارامترهای مختلف اتصال، نسبت به اتصال مبنا

Name	Changes (%)										
	P_y	δ_y	P_u	δ_u	μ	P_{max}	δ_{max}	P_{max}/P_y	P_{cr}	δ_{cr}	
HC-B0-C355.6	-10.027	-33.333	-15.777	0.0	+50.094	-3.116	0.0	+7.729	+12.509	0.0	
HC-B0-C711.2	-10.74	-33.333	-12.946	0.0	+50.094	-3.63	0.0	+8.014	+10.679	0.0	

Table 9. Percentage of changes in various parameters of connection compared to the experimental specimen

همان‌گونه که مشاهده می‌شود، کاهش طول ناحیه HPFRCC فقط در تیر، از دو برابر عمق تیر، به طولی برابر با عمق تیر، تأثیر ناچیزی روی مقاومت اتصال داشته است؛ لیکن باعث افزایش $40/7$ درصدی نسبت شکل‌پذیری اتصال، نسبت به اتصال مبنا شده است. همچنین افزایش طول ناحیه HPFRCC فقط در تیر، از دو برابر عمق تیر، به سه برابر عمق تیر، تأثیر ناچیزی روی مقاومت و شکل‌پذیری اتصال داشته است. دلیل این امر، آن است که عملاً تقاضای نیروهای زیاد، بیشتر روی ناحیه اتصال است تا نواحی دور از اتصال.

شکل ۱۱. نمودارهای نتایج پوش منحنی‌های هیستریزس برای دو نوع طول ناحیه HPFRCC فقط در ستون

**Fig. 11.** Envelope results of hysteresis curves of the two lengths of HPFRCC only in the column

۲-۳- استفاده از مصالح HPFRCC فقط در ستون
برای بررسی اثر طول ناحیه HPFRCC فقط در ستون، روی رفتار لرزه‌ای اتصال خمشی تیر به ستون، از دو نوع طول ناحیه

همان‌گونه که در شکل (۱۱) و جداول (۸ و ۹) مشاهده می‌شود، استفاده از ناحیه HPFRCC فقط در ستون، منجر به افزایش ۵۰/۱ درصدی نسبت شکل‌پذیری اتصال، نسبت به اتصال مینا شده است. همچنین استفاده از ناحیه HPFRCC فقط در ستون، به طولی برابر با عمق ستون و دو برابر عمق ستون، باعث شده است که مقاومت نهایی اتصال، به ترتیب ۱۵/۸ و ۱۲/۹ درصد کاهش یابد. نتایج، نشان می‌دهد در حالتی که در تیر، از مصالح HPFRCC استفاده شده است، استفاده از مصالح HPFRCC در ستون، تأثیر قابل توجهی بر مقاومت و نسبت شکل‌پذیری اتصال، نداشته است.

۳-۳- مقایسه عملکرد اتصال آزمایشگاهی و اتصال با بتن مسلح معمولی

در این بخش، یک اتصال تیر به ستون که کاملاً از بتن مسلح معمولی ساخته شده، مدل‌سازی و تحلیل شده و نتایج آن، با نتایج اتصال آزمایشگاهی دانشگاه میشیگان، مقایسه شده است.

شکل ۱۲. نمودارهای نتایج پوش منحنی‌های هیستریزس اتصال خمشی با بتن مسلح معمولی و اتصال آزمایشگاهی دانشگاه میشیگان

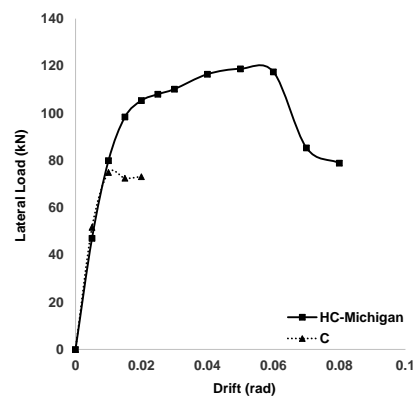


Fig. 12. Envelope results of hysteresis curves of bending connection with normal reinforced concrete and experimental specimen

همان‌گونه که در شکل (۱۲) و جداول (۱۰ و ۱۱) مشاهده می‌شود، نمودار پوش منحنی هیستریزس اتصال کاملاً با بتن مسلح معمولی، نسبت به اتصال مینا، اُفت قابل‌ملاحظه‌ای دارد؛ در نتیجه، اتصال با بتن مسلح معمولی، ظرفیت جذب انرژی بسیار کمتری خواهد داشت. همچنین مقاومت تسلیم، مقاومت حداکثر، مقاومت نهایی و نسبت شکل‌پذیری اتصال با بتن مسلح معمولی، نسبت به اتصال مینا، به ترتیب ۱۰/۴، ۳۶/۹، ۷/۳ و ۵۳/۱ درصد کمتر است. مقاومت ترک‌خوردگی اتصال با بتن مسلح معمولی، ۲۵/۸ درصد بیشتر از مقاومت ترک‌خوردگی اتصال مینا می‌باشد که علت آن، این است که ضریب الاستیسیته بتن معمولی، بیشتر از ضریب الاستیسیته مصالح HPFRCC در نظر گرفته شده است.

۳-۴- مقایسه عملکرد اتصال آزمایشگاهی و اتصال با مصالح HPFRCC

در این بخش، یک اتصال تیر به ستون که کاملاً از مصالح HPFRCC ساخته شده است، مدل‌سازی و تحلیل شده و نتایج به دست آمده، با نتایج اتصال مینا، مقایسه شده است.

شکل ۱۳. نمودارهای نتایج پوش منحنی‌های هیستریزس اتصال با مصالح HPFRCC و اتصال آزمایشگاهی دانشگاه میشیگان

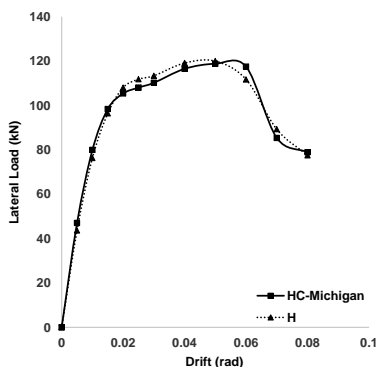


Fig. 13. Envelope results of hysteresis curves for HPFRCC and experimental specimen

جدول ۱۰. خلاصه نتایج حاصل از تحلیل مدل‌های اجزای محدود

Name	P_y (kN)	δ_y (mm)	Drift y (%)	P_u (kN)	δ_u (mm)	Drift u (%)	$\mu = \delta_y / \delta_u$	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	P_{max} / P_y	P_{cr} (Concrete) (kN)	δ_{cr} (Concrete) (mm)
HC-Michigan	91.3976	33.525	1.5	78.893	178.8	8	5.33	118.779	111.75 (Drift 5%)	1.299	10.3412	2.235
C	81.8813	17.88	0.8	73.1579	44.7	2	2.5	74.9138	22.35 (Drift 1%)	0.9149	13.0083	2.235

Table 10. Summary of the results of finite element analysis of models

جدول ۱۱. درصد تغییرات پارامترهای مختلف اتصال، نسبت به اتصال مینا

Name	Changes (%)										
	P_y	δ_y	P_u	δ_u	μ	P_{max}	δ_{max}	P_{max} / P_y	P_{cr}	δ_{cr}	
C	-10.412	-46.667	-7.269	-75	-53.096	-36.93	-80	-29.596	+25.791	0.0	

Table 11. Percentage of changes in various parameters of connection compared to the experimental specimen

جدول ۱۲. خلاصه نتایج حاصل از تحلیل مدل‌های اجزای محدود

Name	P_y (kN)	δ_y (mm)	Drift y (%)	P_u (kN)	δ_u (mm)	Drift u (%)	$\mu = \delta_u / \delta_y$	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	P_{max} / P_y	P_{cr} (Concrete) (kN)	δ_{cr} (Concrete) (mm)
HC-Michigan	91.3976	33.525	1.5	78.893	178.8	8	5.33	118.779	111.75 (Drift 5%)	1.299	10.3412	2.235
H	90.8311	26.82	1.2	77.5078	178.8	8	6.667	119.968	111.75 (Drift 5%)	1.3208	9.1774	2.235

Table 12. Summary of the results of finite element analysis of models

جدول ۱۳. درصد تغییرات پارامترهای مختلف اتصال، نسبت به اتصال مینا

Name	Changes (%)										
	P_y	δ_y	P_u	δ_u	μ	P_{max}	δ_{max}	P_{max} / P_y	P_{cr}	δ_{cr}	
H	-0.62	-20	-1.756	0.0	+25.084	+1.001	0.0	+1.678	-11.254	0.0	

Table 13. Percentage of changes in various parameters of connection compared to the experimental specimen

می‌شود، کاهش مقاومت فشاری برای بتن معمولی، از ۴۱/۳ مگاپاسکال و برای مصالح HPFRCC، از ۴۲/۷ مگاپاسکال، به ۳۵ مگاپاسکال، باعث کاهش ۲ تا ۳ درصدی مقاومت و افزایش ۴۰/۷ درصدی نسبت شکل‌پذیری اتصال، نسبت به اتصال مینا شده است. همچنین کاهش مقاومت فشاری برای بتن معمولی، از ۴۱/۳ مگاپاسکال و برای مصالح HPFRCC، از ۴۲/۷ مگاپاسکال، به مقدار ۲۸ مگاپاسکال، باعث کاهش حدود ۵ درصدی مقاومت و افزایش ۵/۵ درصدی نسبت شکل‌پذیری اتصال، نسبت به اتصال مینا شده است.

همان‌گونه که در شکل (۱۳) و جداول (۱۲ و ۱۳) مشاهده می‌شود، مقاومت اتصال کاملاً از مصالح HPFRCC، نسبت به اتصال مینا، تغییر ناچیزی دارد؛ لیکن استفاده از مصالح HPFRCC در سرتاسر تیر و ستون، می‌تواند نسبت شکل‌پذیری اتصال مینا را ۲۵/۱ درصد افزایش دهد؛ بنابراین می‌توان نتیجه‌گیری کرد که استفاده از مصالح HPFRCC در سرتاسر اتصال، برای افزایش مقاومت اتصال، منطقی و مقرون به‌صرفه نیست؛ لیکن می‌تواند تا حدودی، نسبت شکل‌پذیری اتصال را افزایش دهد.

شکل ۱۴. نمودارهای نتایج پوش منحنی‌های هیستریزس برای سه حالت مقاومت فشاری بتن معمولی و مصالح HPFRCC

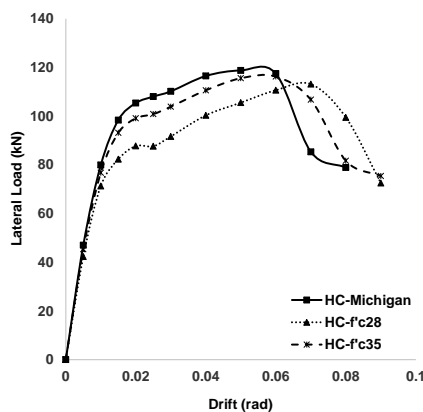


Fig. 14. Envelope results of hysteresis curves of three states of compressive strength, Normal Concrete and HPFRCC

۳-۵- بررسی اثر مقاومت فشاری بتن معمولی و مصالح HPFRCC
برای بررسی اثر مقاومت فشاری بتن معمولی و مصالح HPFRCC روی رفتار لرزه‌ای اتصال خمشی تیر به ستون، سه نوع مقاومت فشاری، در نظر گرفته شده است. مقاومت فشاری بتن در اتصال آزمایشگاهی برای بتن معمولی، ۴۱/۳ مگاپاسکال و برای مصالح HPFRCC، ۴۲/۷ مگاپاسکال بوده است. در دو حالت دیگر، مقاومت فشاری بتن معمولی و مصالح HPFRCC، ۲۸ و ۳۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.

همان‌گونه که در شکل (۱۴) و جداول (۱۴ و ۱۵) مشاهده

جدول ۱۴. خلاصه نتایج حاصل از تحلیل مدل‌های اجزای محدود

Name	P_y (kN)	δ_y (mm)	Drift y (%)	P_u (kN)	δ_u (mm)	Drift u (%)	$\mu = \delta_u / \delta_y$	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	P_{max} / P_y	P_{cr} (Concrete) (kN)	δ_{cr} (Concrete) (mm)
HC-Michigan	91.3976	33.525	1.5	78.893	178.8	8	5.33	118.779	111.75 (Drift 5%)	1.299	10.3412	2.235
HC-f _c 28	86.5284	35.76	1.6	72.5161	201.15	9	5.625	113.145	156.45 (Drift 7%)	1.3075	1.24359	2.235
HC-f _c 35	88.7946	26.82	1.2	75.418	201.15	9	7.5	116.271	134.1 (Drift 6%)	1.3094	9.89555	2.235

Table 14. Summary of the results of finite element analysis of models

جدول ۱۵. درصد تغییرات پارامترهای مختلف اتصال، نسبت به اتصال مینا

Name	Changes (%)										
	P_y	δ_y	P_u	δ_u	μ	P_{max}	δ_{max}	P_{max}/P_y	P_{cr}	δ_{cr}	
HC-f'c28	-5.327	+6.667	-8.083	+12.5	+5.535	-4.742	+40	+0.662	-10.614	0.0	
HC-f'c35	-2.848	-20	-4.405	+12.5	+40.713	-2.111	+20	+0.801	-4.309	0.0	

Table 15. Percentage of changes in various parameters of connection compared to the experimental specimen

جدول ۱۶. خلاصه نتایج حاصل از تحلیل مدل‌های اجزای محدود

Name	P_y (kN)	δ_y (mm)	Drift y (%)	P_u (kN)	δ_u (mm)	Drift u (%)	$\mu = \delta_u / \delta_y$	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	P_{max}/P_y	P_{cr} (Concrete) (kN)	δ_{cr} (Concrete) (mm)
HC-Michigan	91.3976	33.525	1.5	78.893	178.8	8	5.33	118.779	111.75 (Drift 5%)	1.299	10.3412	2.235
HC-WO4Bars	87.4462	26.82	1.2	76.0396	201.15	9	7.5	116.7	134.1 (Drift 6%)	1.3345	10.3339	2.235

Table 16. Summary of the results of finite element analysis of models

جدول ۱۷. درصد تغییرات پارامترهای مختلف اتصال، نسبت به اتصال مینا

Name	Changes (%)										
	P_y	δ_y	P_u	δ_u	μ	P_{max}	δ_{max}	P_{max}/P_y	P_{cr}	δ_{cr}	
HC-WO4Bars	-4.323	-20	-3.617	+12.5	+40.713	-1.75	+20	+2.733	+10.3412	0.0	

Table 17. Percentage of changes in various parameters of connection compared to the experimental specimen

شکل ۱۶. نمودارهای نتایج پوش منحنی‌های هیستریزیس به منظور بررسی اثر ترکیبی طول ناحیه HPFRCC در ستون با مقاومت فشاری بتن ۲۸ مگاپاسکال

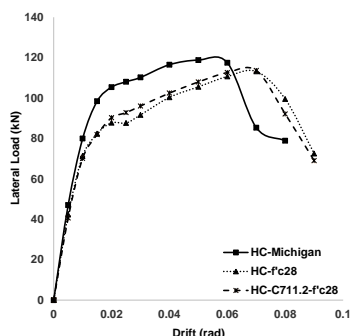


Fig. 16. Envelope results of hysteresis curves to examine the combined effect of the length of HPFRCC in a column of 28 MPa concrete compressive strength

شکل ۱۷. نمودارهای نتایج پوش منحنی‌های هیستریزیس به منظور بررسی اثر ترکیبی طول ناحیه HPFRCC در ستون با مقاومت فشاری بتن ۳۵ مگاپاسکال

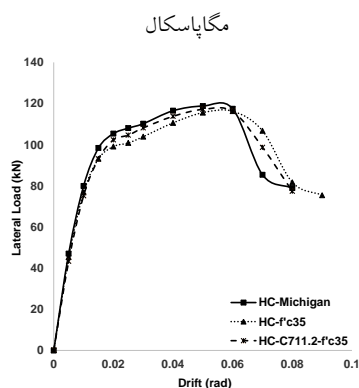


Fig. 17. Envelope results of hysteresis curves to examine the combined effect of the length of HPFRCC in a column of 35 MPa concrete compressive strength

۳-۶- تأثیر چهار میلگرد طولی تیر در چشمه اتصال

به منظور بررسی اثر چهار میلگرد طولی به کاررفته در تیر در ناحیه اتصال تیر به ستون، روی عملکرد اتصال؛ مدل آزمایشگاهی دانشگاه میشیگان، بدون این چهار میلگرد طولی، تحلیل شده است. همان‌گونه که در شکل (۱۵) و جداول (۱۶ و ۱۷) مشاهده می‌شود، عدم استفاده از چهار میلگرد طولی تیر، در چشمه اتصال، باعث شده است که مقاومت و نسبت شکل‌پذیری اتصال، نسبت به اتصال مینا، به ترتیب ۲ تا ۴ درصد کاهش و ۴۰/۷ درصد افزایش یابد.

شکل ۱۵. نمودارهای نتایج پوش منحنی‌های هیستریزیس مدل آزمایشگاهی دانشگاه میشیگان و مدل بدون چهار میلگرد طولی تیر در چشمه اتصال

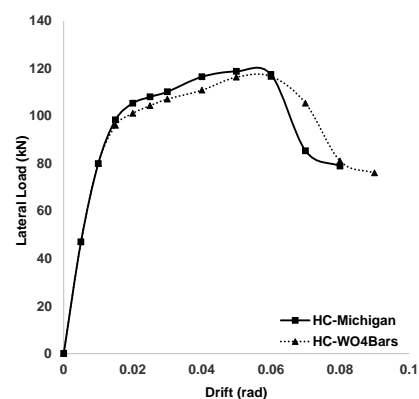


Fig. 15. Envelope results of hysteresis curves of experimental specimen and a model without extra reinforcements in the panel zone

جدول ۱۸. خلاصه نتایج حاصل از تحلیل مدل‌های اجزای محدود

Name	P_y (kN)	δ_y (mm)	Drift y (%)	P_u (kN)	δ_u (mm)	Drift u (%)	$\mu = \delta_u / \delta_y$	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	P_{max} / P_y	P_{cr} (Concrete) (kN)	δ_{cr} (Concrete) (mm)
HC-Michigan	91.3976	33.525	1.5	78.893	178.8	8	5.33	118.779	111.75 (Drift 5%)	1.299	10.3412	2.235
HC- f_c28	86.5284	35.76	1.6	72.5161	201.15	9	5.625	113.146	156.45 (Drift 7%)	1.3076	9.24359	2.235
HC-C711.2- f_c28	87.4086	35.76	1.6	69.0164	201.15	9	5.625	113.647	156.45 (Drift 7%)	1.3002	8.71039	2.235

Table 18. Summary of the results of finite element analysis of models

جدول ۱۹. درصد تغییرات پارامترهای مختلف اتصال نسبت به اتصال مینا

Name	Changes (%)										
	P_y	δ_y	P_u	δ_u	μ	P_{max}	δ_{max}	P_{max} / P_y	P_{cr}	δ_{cr}	
HC- f_c28	-5.327	+6.667	-8.083	+12.5	+5.535	-4.742	+40	+0.662	-10.614	0.0	
HC-C711.2- f_c28	-4.364	+6.667	-12.519	+12.5	+5.535	-4.321	+40	+0.092	+15.77	0.0	

Table 19. Percentage of changes in various parameters of connection compared to the experimental specimen

جدول ۲۰. خلاصه نتایج حاصل از تحلیل مدل‌های اجزای محدود

Name	P_y (kN)	δ_y (mm)	Drift y (%)	P_u (kN)	δ_u (mm)	Drift u (%)	$\mu = \delta_u / \delta_y$	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	P_{max} / P_y	P_{cr} (Concrete) (kN)	δ_{cr} (Concrete) (mm)
HC-Michigan	91.3976	33.525	1.5	78.893	178.8	8	5.33	118.779	111.75 (Drift 5%)	1.299	10.3412	2.235
HC- f_c35	88.7946	26.82	1.2	75.418	201.15	9	7.5	116.271	134.1 (Drift 6%)	1.3094	9.89555	2.235
HC-C711.2- f_c35	90.7666	33.525	1.5	77.3251	178.8	8	5.33	117.154	111.75 (Drift 5%)	1.2907	9.36454	2.235

Table 20. Summary of the results of finite element analysis of models

جدول ۲۱. درصد تغییرات پارامترهای مختلف اتصال، نسبت به اتصال مینا

Name	Changes (%)										
	P_y	δ_y	P_u	δ_u	μ	P_{max}	δ_{max}	P_{max} / P_y	P_{cr}	δ_{cr}	
HC- f_c35	-2.848	-20	-4.405	+12.5	+40.713	-2.111	+20	+0.801	-4.309	0.0	
HC-C711.2- f_c35	-0.69	0.0	-1.987	0.0	0.0	-1.368	0.0	-0.639	-9.444	0.0	

Table 21. Percentage of changes in various parameters of connection compared to the experimental specimen

۳-۷- اثر ترکیبی وجود مصالح HPFRCC در ستون و مقاومت فشاری بتن
به منظور بررسی اثر ترکیبی طول ناحیه مصالح HPFRCC در ستون و مقاومت فشاری بتن، مدل‌های جدیدی تهیه شد که در آن‌ها، ناحیه‌ای از تیر و ستون، به طول ۷۱۱/۲ میلی‌متر (دو برابر عمق تیر)، از مصالح HPFRCC تشکیل شده است و همچنین مقاومت فشاری بتن، ۲۸ و یا ۳۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. از نتایج به دست آمده در شکل‌های (۱۶ و ۱۷) و جداول (۱۸ الی ۲۱) می‌توان گفت که برای مدل‌های با مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال، استفاده از مصالح HPFRCC در ستون، علاوه بر تیر، باعث شده است که مقاومت و نسبت شکل‌پذیری اتصال، به ترتیب، حدود ۲ درصد افزایش و ۲۸/۹ درصد کاهش یابد. همچنین در اتصال با مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال، استفاده از مصالح HPFRCC فقط در تیر، نسبت به حالتی که هم در تیر و هم در ستون، مصالح

۴- نتیجه گیری
در سال‌های اخیر، استفاده از مصالح HPFRCC برای ساخت سازه‌های ایمن در برابر زلزله، توجه شده است. ویژگی شاخص این مصالح، آن است که تحت بارگذاری کششی، رفتار سخت‌شوندگی گرنشی از خود بروز می‌دهد. با توجه به اینکه اتصالات تیر به ستون، یکی از محل‌های آسیب‌پذیر در قاب‌های خمشی بتنی به حساب می‌آید، استفاده از مصالح HPFRCC در اتصالات تیر به ستون، می‌تواند منجر به شکل‌گیری سازه‌هایی با مقاومت و شکل‌پذیری بالاتر، نسبت

- [7] Chanvillard G. & Rigaud S. 2003 Complete Characterisation of Tensile Properties of Ductal UHPFRC According to the French Recommendations. In: High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC4), Proceeding of the Fourth International RILEM Workshop, A. E. Naaman & H. W. Reinhardt (ed.), HPFRCC4, pp. 21-34.
- [8] Li V. C. 1993 From Micromechanics to Structural Engineering-the Design of Cementitious Composites for Civil Engineering Applications. Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering, JSCE, 10(2), 37-48.
- [9] Fischer G., Wang S. & Li V. C. 2003 Design of Engineered Cementitious Composites (ECC) for Processing and Workability Requirements. In: Seventh International Symposium on Brittle Matrix Composites, pp. 29-36.
- [10] Kong H. J., Bike S. G. & Li V. C. 2003 Development of a Self-Consolidating Engineered Cementitious Composite Employing Electrosteric Dispersion/Stabilization. Cement and Concrete Composites, 25(3), 301-309.
- [11] Lepech M. D. & Li V. C. 2008 Large-Scale Processing of Engineered Cementitious Composites. ACI Materials Journal, 105(4), 358-366.
- [12] Wang S. & Li V. C. 2003 Materials Design of lightweight PVA-ECC. Proceedings of HPFRCC, pp. 379-390.
- [13] Li V. C., Wu H. C. & Chan Y. W. 1996 Effect of Plasma Treatment of Polyethylene Fibers on Interface and Cementitious Composite Properties. American Ceramic Society, 79 (3), 700-704.
- [14] Li V. C. 1993 From Micromechanics to Structural Engineering – the Design of Cementitious Composites for Civil Engineering Applications. Structural Engineering/Earthquake Engineering, JSCE, 10(2), 37-48.
- [15] Li V. C. & Wang, S. 2002 Failure Mode and Structural Ductility of GFRP Reinforced Engineered Cementitious Composite Beams. ACI Materials Journal, 99(1), 11-21.
- [16] Takashima H., Miyagai K., Hashida T. & Li V. C. 2003 A Design Approach for the Mechanical Properties of Polypropylene Discontinuous Fiber Reinforced Cementitious Composites by Extrusion Molding. Engineering Fracture Mechanics, 70(7-8), 853-870.
- [17] Yang E. H. & Li V. C. 2010 Strain-Hardening Fiber Cement Optimization and Component Tailoring by Means of a Micromechanical Model. Construction and Building Materials, 24(2), 130-139.
- [18] Ziaei, M. & Peyghaleh, E. 2009 Guidelines for Modeling in ABAQUS Software. Tehran, Iran, (In Persian).
- [19] ABAQUS (Computer Software), Abaqus Analysis User's Manual.
- [20] Chao S. H. 2005 Bond Characterization of Reinforcing Bars and Prestressing Strands in High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites Under Monotonic and Cyclic Loading. PhD Dissertation, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, USA.

به سازه‌های بتنی رایج شود؛ به صورتی که مقاومت حداکثر، مقاومت تسلیم و نسبت شکل‌پذیری اتصال تیر به ستون در صورتی که مصالح HPFRCC در بخشی از تیر یا ستون (به همراه چشمه اتصال) استفاده شده باشد، نسبت به اتصال تیر به ستون بتن مسلح معمولی، به ترتیب $۳۷/۹$ ، $۱۰/۴$ و $۵۳/۱$ درصد بیشتر است. همچنین اثر پارامتر مقاومت فشاری بتن نیز تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای بر نسبت شکل‌پذیری اتصال داشته است؛ به گونه‌ای که نسبت شکل‌پذیری اتصال با بتن ۳۵ مگاپاسکال، نسبت به اتصال مینا، $۴۰/۷$ درصد بیشتر است. قابل ذکر است در اتصال آزمایشگاهی دانشگاه میشیگان که طول ناحیه HPFRCC در تیر، دو برابر عمق تیر است، کاهش طول ناحیه HPFRCC فقط در تیر، از دو برابر عمق تیر ($۷۱۱/۲$ میلی‌متر)، به طولی برابر با عمق تیر ($۳۵۵/۶$ میلی‌متر)، باعث افزایش $۴۰/۷$ درصدی نسبت شکل‌پذیری اتصال، نسبت به اتصال مینا شده است. همچنین استفاده از مصالح HPFRCC فقط در ستون، منجر به افزایش $۵۰/۱$ درصدی نسبت شکل‌پذیری اتصال، نسبت به اتصال مینا شده است.

References

۵- مراجع

- [1] Naaman A. E. & Reinhardt H. W. 2003 Setting the Stage: Toward Performance Based Classification of FRC Composites. In: High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC4), Proceeding of the Fourth International RILEM Workshop, A. E. Naaman & H. W. Reinhardt (ed.), pp. 1-4.
- [2] Fakharifar M., Dalvand A., Arezoumandi M., Sharbatdar M. K., Chen G. & Kheyroddin A. 2014 Mechanical Properties of High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites. Construction and Building Materials, 71, 510-520.
- [3] Li V. C., Wang S. & Wu C. 2001 Tensile Strain-Hardening Behavior of Polyvinyl Alcohol Engineered Cementitious Composite (PVA-ECC). ACI Materials Journal, 98(6), 483-492.
- [4] Kunieda M. & Rokugo K. 2006 Recent Progress on HPFRCC in Japan Required Performance and Applications. Journal of Advanced Concrete Technology, 4(1), 19-33.
- [5] Li V. C. 2007 Engineered Cementitious Composites (ECC) – Material, Structural, and Durability Performance. University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, USA.
- [6] Bache H. H. 1981 Densified Cement/Ultra-Fine Particle-Based Materials. Presented at the Second International Conference on Superplasticizers in Concrete, Ottawa, Canada, Report No. 40.

Investigation of the Seismic Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Connections Made of High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites (HPFRCC)

Farzin Moludi¹, Ali Kheyroddin^{2*}, Ali Hemmati³

1- M.Sc., Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

2- Prof., Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

3- Assist. Prof., Department of Civil Engineering, Semnan Branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran

*kheyroddin@semnan.ac.ir

Abstract

In recent years, the use of High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites (HPFRCC) materials has been taken into consideration, in order to construct safe structures against earthquake. HPFRCC refer to the materials, including cement mortar with fine aggregates and fibers. The distinctive feature of the materials is that they exhibit strain hardening behavior under tensile loading, unlike normal concrete and fiber reinforced concrete. The HPFRCC materials can be used for seismic retrofitting of structural components, construction of structural fuses and in areas susceptible to degradation in structures, such as beam-column connections and shear wall interface beam. As the beam-column connections are considered as one of the points of damage in concrete flexural frames, the use of the HPFRCC materials in the beam-column connections, which have high strength and ductility, can lead to the formation of the structures with higher strength and ductility compared to normal concrete structures. This study first introduces the materials and then determines the effect of the use of the HPFRCC materials in the beam-column connection performance. Therefore, the results of laboratory studies conducted by Chao at the University of Michigan were used to verify the finite element model. The effect of the different parameters of beam-column connection, including HPFRCC materials length area in the beam, HPFRCC materials length area in the column, compressive strength of concrete and HPFRCC materials, the distance between stirrups in the beam and the distance between stirrups in the column, individually or combined, and the performance of connection were investigated in the base model. Results showed that if the HPFRCC materials are used in some parts of the beam or column (with panel zone), the maximum strength, yield strength and ductility ratio of beam-column connection are respectively 36.9%, 10.4% and 53.1% greater than the beam-column connection made of reinforced concrete. Furthermore, the concrete compressive strength has a significant effect on the connection ductility ratio, so that the ratio of ductility of the connection with 35 MPa concrete is 40.7% greater than the base connection (University of Michigan). It is notable that in the experimental specimen where the HPFRCC area length in the beam is twice the beam depth (711.2 mm), the reduction of the HPFRCC area length just in the beam led to the 40.7% increased ductility ratio of the connection from twice the beam depth (711.2 mm) to the length equal to the beam depth (355.6 mm), compared to the base connection (University of Michigan), while it had minimal effect on the connection strength. Moreover, the use of the HPFRCC area just in the column led to the 50.1% increased ductility ratio of the connection compared to the base connection (University of Michigan). The results indicated that when HPFRCC materials were used in the beam, the use of HPFRCC materials in the column did not have a significant effect on the strength and ductility ratio of the connection.

Keywords: HPFRCC, Reinforced Concrete, Beam-Column Connection, Seismic Behavior, Ductility