****

مجله علمی – پژوهشی

مهندسی عمران مدرس

دوره بیست و دوم، شماره 6، سال1400

**ارزیابی آزمایشگاهی وتحلیلی ساز و کار شاخه­ای در بتن فوق توانمند**

[**امین خزائی**](https://mcej.modares.ac.ir/search.php?slc_lang=fa&sid=16&auth=%D8%AE%D8%B2%D8%A7%D8%A6%DB%8C)**، منصور قلعه نوی\*،** [**مهرالله رخشانی مهر**](https://mcej.modares.ac.ir/search.php?slc_lang=fa&sid=16&auth=%D8%B1%D8%AE%D8%B4%D8%A7%D9%86%DB%8C+%D9%85%D9%87%D8%B1)

1. دکتر تخصصی مهندسی سازه دانشکده فنی و مهندسی اسفراین
2. دکتری تخصصی هیأت علمی گروه مهندسی عمران دانشگاه فردوسی مشهد
3. دکتری تخصصی دپارتمان مهندسی عمران دانشگاه الزهرا

[**ghalehnovi@um.ac.ir**](mailto:ghalehnovi@um.ac.ir)

**تاریخ دریافت: 11/06/99 تاریخ پذیرش: 27/12/99**

**چکیده**

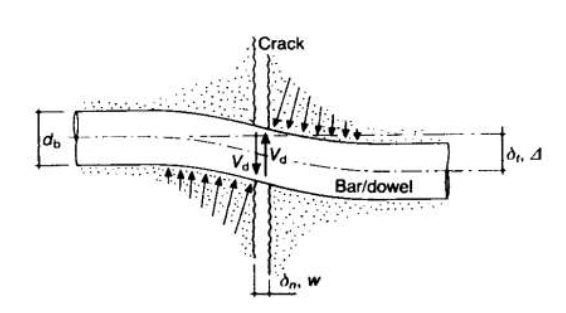
براي اين که بتوان اعضاي سازه بتن مسلح را به درستي تحليل و به صورت بهينه طراحي نمود، لازم است تا ارزيابي مناسبي از رفتار آن ها تحت اثر بارگذاري‌هاي مختلف داشت. کارايي، دقت و سرعت روش هاي تحليل سازه در گرو به کارگيري مدل‌هاي رفتاري مناسب و کارا می‌باشد. به دليل ضعف بتن در کشش، در سازه هاي بتن مسلح تحت اثر بارگذاري نه چندان بزرگ هم، بتن دچار ترک خوردگي مي‌شود. بنابراين شناخت ساز و کارهاي انتقال تنش در سطوح ترک خورده، براي ارزيابي پاسخ سازه­هاي بتن مسلح حايز اهميت می‌باشد. در اين تحقيق به منظور شناسايي رفتار سطوح ترک خورده تحت اثر برش، برنامه آزمايشگاهي ترتيب داده شده است. با استفاده از نمونه­های آزمایشگاهی ساخته شده از بتن فوق توانمند، مقدار برش انتقال یافته از طریق میلگرد طولی (عملکرد شاخه­ای) اندازه­گیری شده است. در ادامه سعي شده است تا براساس نتايج حاصل از آزمایش ها انجام شده و با استفاده از مطالعات ساير محققين مدلي مناسب براي ساز و کار انتقال برش به وسیله میلگرد عبوري در سطوح ترک خورده در بتن فوق توانمند ارايه شود. نتایج نشان از دقت مناسب روابط پیشنهادی برای تخمین نمودار برش-جابجایی شاخه­ای در نمونه­های دارای شیار قائم و مایل دارد.

**واژگان کلیدی:** **عملکرد شاخه­ای، سختی بستر میلگرد، بتن فوق توانمند، میلگرد فولادی**

**1. مقدمه**

در يک عضو بتن مسلح، به طور مشخص يک تير، ساز و کارهايي که براي انتقال برش فعال هستند عبارتند از: 1- نيروي ايجاد شده در فولادهاي برشي که پس از ايجاد ترک مورب کاملا قابل ملاحظه خواهد بود. 2- ظرفيت برشي بتن در قسمتي از ناحيه فشاري بتن،که ترک نخورده است. 3- نيروي حاصل از درگير شدن دانه‌ها و بتن در طرفين ترک ( قفل و بست دانه ها[[1]](#footnote-2)) 4- نيروي حاصل از عملکرد شاخه‌اي[[2]](#footnote-3) يا عمل ميخ پرچي فولادهای خمشي، که دو سوی ترک را به یکدیگر متصل کرده و در برابر تغییر شکل برشی ترک مقاومت می­کنند. عمل شاخه‌اي را مي‌توان به اين صورت تعريف کرد: " توانايي ميلگردهاي طولي در انتقال نيرو در جهت عمود بر محور خود". فاصله بين محور طولي قسمت‌هاي تغييرشکل نيافته در دو طرف ترک به عنوان تغيير شکل ميلگرد شاخه‌اي در نظر گرفته مي‌شود (شکل1) [1]. در اعضای بتن مسلح در ناحیه ترک، قفل و بست بين دانه­هاي بتن، عموما سهم بيشتري در تحمل نیروی برشی دارد. با ادامه بارگذاري و افزايش ميزان عرض ترك، مشارکت اين سازوکار کاهش مي­يابد، بنابراين، بیشتر در ترک‌هايي با عرض بيش از یک ميلي‌متر، سازوکار فوق چندان تاثيرگذار نيست [2]. همچنین در درزها و اتصال‌هاي پيش ساخته، سازوکار قفل و بست دانه­ها هيچگونه مشارکتي نداشته و سهمي در انتقال برش ندارد. در واقع در چنين اتصال‌هايي تنها عامل انتقال برش، ميلگردهاي عبوري (سازوکار شاخه­اي) هستند.

**شکل 1.** تغییر شکل برشی میلگرد [1].



**Fig. 1.** Shear deformation of rebar

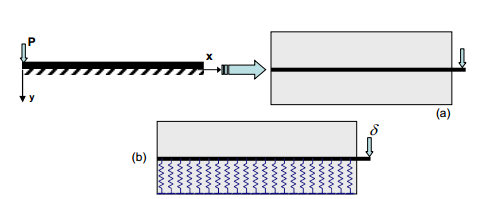
در سـال­هـاي اخير مطالعات آزمايشگاهي و تحليلي گسترده­اي در زمينه چگونگی انتقال برش از راه ميلگرد طولي (ساز و کار شـاخه­اي) انجام شده است. تقريباً همه مدل­هاي ارايه شده، نظريه تير بر بستر ارتجاعي(BEF)[[3]](#footnote-4) را به عنـوان مناسـب‌تـرين روش براي شبيه­سازي رفتار ميلگردهاي عبوري معرفـي کرده­اند. در ابتدا تیموشنکو و لسلز [3] BEF را برای شبیه­سازی میلگردهای طولی پیشنهاد دادند و سپس از این ایده در تحلیل سازوکار انتقال نیرو در روسازی‌های بتن مسلح و سطوح ترک خورده استفاده کردند. مطابق اين نظريه، ميلگرد طولی نقـش تيـر و بتن محصـورکننده آن، نقـش بسـتر ارتجـاعي را دارد. در ايـن مدل، بستر بتني با اسـتفاده از فنرهـاي ارتجـاعي، شبيه‌سازي مي­شود (شکل 1). با معلوم بودن سختی فنرهای بستر () می­توان ظرفیت باربری میلگردهای طولی را به سهولت محاسبه نمود [4].



والراون و راینهارت [5] با استفاده از BEF و شبیه­سازی بستر بتنی میلگردهای طولی، تاثیر عمل شاخه­ای را در میزان انتقال برش مورد بررسی قرار داده و رابطه­ای را برای محاسبه مقدار برش ارائه کردند. والراون با انجام اصلاحات روی رابطه پیشنهادی به وسیله پائولی [6] برای، رابطه مورد نظر را بر مبنای نتایج کار آزمایشگاهی ارائه نمود. سختي فنرهاي بستر در حين بارگذاري مهمترين عامل در باربري شاخه‌اي است. از طرفي سختي بستر بتني ارتباط مستقيمي با مقاومت بتن دارد. پژوهشگران مختلف مقادیر متفاوتی را برای سختی بستر بتنی ارائه نموده­اند.



**شکل 2.** مدلسازی عمل شاخه­ای با مدل تیر بر بستر ارتجاعی، الف) تیر نیمه بی نهایت بر بستر ارتجاعی، ب) معادلسازی سازوکار شاخه­ای با مدل تیر بر بستر ارتجاعی



**Fig. 2.** Dowel action simulation by using the BEF model, a) semi-infinite beam on elastic foundation, b) Equalizing with the BEF. [4]

فاینی [7] مقدار سختی بستر بتنی را بین 200 تا MPa/mm2400 بیان نمود که دارای پراکندگی زیادی است. سروشــيان و همکاران [8] ابتدا مقدار سختی بستر را برابر با MPa/mm7/271 در نظر گرفتند. اما در ادامه پژوهش‌های خود [9]، مطالعه آزمایشگاهی را روی بلوک‌های مکعبی شکل بتنی با مقاومت معمولی[[4]](#footnote-5) انجام دادند. در مطالعه انجام شده 33 نمونه مکعبی شکل با ابعاد، مقاومت بتن و قطر میلگرد متفاوت تحت بارگذاری قرار گرفت. سپس رابطه­ای تجربی برای محاسبه سختی بستر بتنی، که تابع قطر میلگرد و مقاومت بتن بود، ارائه شد. رابطه ارائه شده به وسیله سروشیان، سختی بستر را مقداری ثابت، با توجه به قطر میلگرد و مقاومت فشاری بتن ارائه می­نمود. دی پولی و همکاران [10] با توجه به مشاهدات آزمایشگاهی رابطه­اي تجربي براي چگونگی تغييرات سختي فنرهاي بستر پيشنهاد دادند. در این رابطه نیز سختی اولیه بستر بتنی در حالت الاستیک با توجه به قطر میلگرد و مقاومت فشاری بتن محاسبه می­شود. علاوه بر این، سلطانی و مائکاوا [11] از رابطه دیگری برای محاسبه سختی اولیه بستر بتنی استفاده نمودند.

مدل BEF یک مدل خطی است، چرا که در این مدل میلگرد شاخه­ای و بتن اطراف آن با المانی یک بعدی[[5]](#footnote-6) که بر روی یک ردیف فنر قرار دارد مدلسازی می­شود. مزيت مدل­هاي خطي اين است که تمامي ويژگي­هاي بتن و اندرکنش بتن‌-ميلگرد را در يک ضريب سختي بستر جمع­آوري مي­کنند. به همين دليل يک رابطه‌سازي مناسب براي آن نياز است تا رفتار تير را از مرحله ارتجاعي تا لحظه گسيختگي مدل نمايد. در حالت ارتجاعي سختی بستر مي­تواند به صورت يک عدد ثابت مانند مدل­هاي مرسوم BEF ارايه شود ولي در حالت غيرخطي مقدار سختی بايد به صورت تابعي از جابه‌جایی باشد تا خرابي ناشي از بار را مدل کند. خرابي مي­تواند به وسيله پارامترهايي غير از جابه‌جایی نيز بيان شود، مانند نسبت برش وارد شده به حداکثر ظرفيت ميلگرد [10]. برای محاسبه سختی بستر در حالت غیرارتجاعی، دی پولی و همکاران رابطه­ای ارائه کردند که تابعی از نسبت V/Vu به عنوان معیار خرابی بود، که در آن Vu براساس رابطه ارائه شده به وسیله دولاسکا [12] قابل محاسبه است. رابطه دی پولی و همکاران سختی بستر در حالت غیرالاستیک را با انجام اصلاح روی رابطه سختی بستر ارائه شده به وسیله سروشیان [9] محاسبه می­کند. آن­ها سختی بستر در حالت غیرارتجاعی را با توجه به نسبت جابه‌جایی برشی میلگرد به قطر میلگرد ارائه نمودند. مرادی و همکاران [13, 14] به منظور اسـتخراج رابطـه­اي مناسب براي سختی فنرهاي بستر میلگرد و تعیـین رفتـار فنرهـای بستر در بـازه ارتجاعی و غیرارتجاعی، مقـدار بـرش بـه دسـت آمـده از رابطه برش براساس نظریه BEF را بـا مـدل ارائه شـده به وسیله سلطانی محمدي و مائکـاوا [11] برابـر قـرار دادند. مدل سلطانی محمدي و مائکاوا و همچنین مدل قریشی و مائکاوا [15, 16] مدل‌هایی هستند که رابطه بار-تغییر مکان شاخه­اي را با حل معادلات غیرخطی تعادل و سازگاري تغییر مکان‌ها به صورت عددي در هرگام بارگذاري تعیین می­کنند. مرادی و همکاران در ادامه، مدل ارائه شده برای سختی بستر در حالت غیرارتجاعی را برای بارگذاری­های چرخه­ای نیز گسترش دادند. ،فیگورا و همکاران [17]، یک روش مدلسازی اجزا محدود غیرخطی را به منظور ارزیابی رفتار میلگرد شاخه­ای مدفون در داخل بتن را ارائه نمودند. در این مدل، میلگرد از طریق المان فنر غیرخطی وینکلر به بتن متصل شده است. لی و همکاران [18] برای ارزیابی عمل شاخه‌ای در بارهای خستگی، 3 نمونه بتن مسلح با میلگردهای با قطر متفاوت ساختند. با ارائه یک مدل تحلیلی، نتایج این مدل را با نتایج آزمایش مقایسه نمودند که بیان کننده دقت مناسب و رضایت بخش مدل ارائه شده بود.کوتاری و همکاران [19]، فرمولاسیون جدیدی برای عنصر رابط به منظور مدلسازی پدیده عمل شاخه‌ای و لغزش میلگرد ارائه نمودند. این عنصر پدیده عمل شاخه‌ای و لغزش را به وسیله یک المان رابط با ضخامت صفر بین میلگرد و بتن پیرامون با استفاده از مدل‌های مناسب شبیه‌سازی می‌نماید. آن‌ها توانایی مدل ارائه شده برای شبیه‌سازی عمل شاخه‌ای با نتایج آزمایش‌ها با باگذاری یکنوا و چرخه‌ای را مورد ارزیابی قرار دادند. فیلاتو [20] نیز با استفاده از نمونه‌ها در آزمایشگاه، به بررسی مقدار برش انتقالی به وسیله میلگردهای طولی پس از ایجاد ترک‌های مایل در بتن پرداخت.

با مراجعه به پژوهش‌های انجام شده، ملاحظه می‌شود که در گذشته، مطالعات انجام شده در زمینه عملکرد شاخه‌ای روی بتن‌های با مقاومت معمولی ( تا حدود 30MPa) بوده است. در پژوهش انجام شده به وسیله دی پولی [10] فقط سه نمونه با مقاومت 72MPa مورد بررسی قرار گرفته است. بنابراین بررسی عملکرد شاخه‌ای در بتن‌های دارای مقاومت بالاتر، ضروری است تا توان روابط موجود در پیش بینی مقاومت شاخه­ای در مراحل مختلف بارگذاری مورد ارزیابی قرار گیرد و در ادامه روابط جدیدی با توجه به نتایج آزمایش ارائه شود. در این پژوهش، با بررسی نتایج آزمایش روی نمونه‌های بتن فوق توانمند، سعی شده است تا رابطه مناسبی برای تخمین سختی بستر بتنی در مراحل مختلف بارگذاری ارائه شود تا بتوان با استفاده از این رابطه، تخمین مناسبی از مقاومت برش شاخه‌ای در مراحل مختلف به دست آورد.

**2-مشخصات مصالح، روند اختلاط و آماده­سازی نمونه­ها**

**2-1-مشخصات مصالح و روند اختلاط بتن**

مصالح تشکیل دهنده بتن فوق توانمند شامل سیمان پرتلند، میکروسیلیس، پودر کوارتز، ماسه سیلیسی، فوق روان کننده و آب است. یکی از مصالح بسیار مهم در ترکیب بتن فوق توانمند پودر کوارتز است. میانگین قطر ذرات آن برابر با ۰۱/۰ میلی­متر است. پودر کوارتز مصالحی سخت است که باعث بهبود مشخصات ماتریس در بتن می­شود. اندازه ذرات ماسه سیلیسی استفاده شده در طرح اختلاط در محدوده ۱۵/۰ تا ۸/۰ میلی متر قرار دارد. از جمله مزایای ماسه سیلیسی می­توان به سختی بالا و سهولت دسترسی اشاره کرد. در ساخت نمونه­ها از سیمان تیپ دو استفاده شده است. فوق روان کننده استفاده شده دارای پایه پلی کربوکسیلات، به صورت مایع با PH در حدود 6 و غیرقابل اشتعال است. رنگ فوق روان کننده عسلی و دارای وزنی در حدود 1/1 گرم در سانتی متر مکعب است. روند اختلاط مصالح به این صورت است که ابتدا مصالح خشک چند دقیقه با یکدیگر مخلوط شده تا مخلوطی همگن به دست آید. سپس قسمتی از آب و نیمی از فوق روان­کننده به مخلوط اضافه شده و فرآیند اختلاط تا ترکیب شدن کامل مصالح ادامه پیدا می­کند. پس از آن باقی مانده آب و فوق روان­کننده اضافه می­شود. لازم به ذکر است که برای ساخت بتن فوق توانمند از طرح اختلاط ارائه شده به وسیله رهدار و قلعه­نوی استفاده شده است [21].

**شکل 3.** شمای کلی نمونه­های ساخته شده، الف) نمونه­های دارای شیار قائم، ب) نمونه­های دارای شیار مایل، ج) مقطع نمونه­ها

|  |  |
| --- | --- |
|  |  |
|  |

**Fig. 3.** The general scheme of the specimens prepared. a). specimens with vertical notches, b). specimens with inclined notches, c. section of the specimens

**جدول 1.** مشخصات نمونه ها

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Load | Cs/db | Cb/db | (θ) |  |  | %ρ | db | 𝑙×𝑎×𝑏 (mm) | Sample |
| Monotonic | 7.14 | 7.14 | 90 | 400 | 110.5 | 0.38 | 14 | 200×200×600 | B1 |
| Monotonic | 5 | 5 | 90 | 480 | 105.1 | 0.785 | 20 | 200×200×600 | B2 |
| Monotonic | 6.94 | 6.94 | 90 | 440 | 98.2 | 0.407 | 18 | 250×250×600 | B3 |
| Monotonic | 5 | 5 | 90 | 470 | 110.3 | 0.785 | 25 | 250×250×600 | B4 |
| Monotonic | 5.56 | 5.56 | 90 | 440 | 104.6 | 0.636 | 18 | 200×200×600 | B5 |
| Monotonic | 5.56 | 5.56 | 75 | 440 | 96.4 | 0.636 | 18 | 200×200×600 | B6 |
| Monotonic | 5.56 | 5.56 | 60 | 440 | 94.8 | 0.636 | 18 | 200×200×600 | B7 |
| Monotonic | 5.56 | 5.56 | 45 | 440 | 95 | 0.636 | 18 | 200×200×600 | B8 |
| Repeated | 5.56 | 5.56 | 90 | 440 | 106.91 | 0.636 | 18 | 200×200×600 | B9 |
| Repeated | 5 | 5 | 90 | 480 | 110 | 0.785 | 20 | 200×200×600 | B10 |
| Repeated | 6.94 | 6.94 | 90 | 440 | 96.6 | 0.407 | 18 | 250×250×600 | B11 |
| **Table 1.** Specifications of the specimens | | | | | | | | | |

**2-2-آماده سازی نمونه­ها**

هدف از برنامه آزمایش، بررسی عملکرد شاخه­ای در بتن­های فوق توانمند است. برای این منظور 11 نمونه ساخته شده است. طول (*l*) تمامی تیرها برابر با 600 میلی­متر است تا میلگرد طول مهاری کافی در بتن داشته باشد. به منظور اطمینان از عدم لغزش میلگرد در داخل بتن، در انتهای نمونه­ها، میلگرد با استفاده از یک ورق فولادی مهار شده است. در جدول (1) مشخصات نمونه­های آزمایشگاهی به همراه نام­گذاری آن­ها ارائه شده است. در این جدول ***l*** طول نمونه، a و b ابعاد مقطع، db قطر میلگرد، ρ درصد فولاد مقطع، مقاومت فشاری بتن، مقاومت تسلیم میلگرد، زاویه شیار با میلگرد، پوشش بتن در زیر میلگرد و پوشش جانبی بتن است. لازم به ذکر است که نتایج مربوط به نمونه­های B9، B10 و B11 که تحت اثر بارگذاری تکراری قرار گرفته­اند در این­جا مورد بحث قرار نگرفته است و فقط از منحنی پوش آن­ها برای به دست آوردن ضریب ω (در ادامه توضیح داده خواهد شد) استفاده شده است.

قطر میلگردها در چهار اندازه 14، 18، 20 و 25 میلی­متر در نظر گرفته شده­اند. نمونه­ها با استفاده از یک ورق پلکسی به دو قسمت تقسیم شده است تا تنها سازوکاری که در انتقال نیرو در مرکز نمونه مشارکت دارد، سازوکار شاخه­ای باشد. ورق پلکسی در مرحله بتن ریزی در داخل نمونه بتنی قرار گرفته است و پس از خشک شدن بتن از داخل آن خارج شده است. زاویه بین میلگرد عبوری و شیار (θ) در نمونه­ها (به غیر از نمونه­های B6، B7 و B8) برابر با 90 درجه است. شمای کلی نمونه­های آزمایشگاهی در شکل (3) رسم شده است. الگوی استفاده شده برای ساخت نمونه­ها و بارگذاری آن­ها، در گذشته به وسیله پژوهشگران مختلفی از جمله مائکاوا و قریشی [15] و مرادی و همکاران [13] مورد استفاده قرار گرفته است. در این پژوهش نیز این الگو پذیرفته شده و بارگذاری نمونه­ها به همان روش انجام شده است. از جمله مزیت­های مهم استفاده از این نوع نمونه آزمایشگاهی سهولت ساخت و بارگذاری نمونه­ها و نیز مهار مناسب میلگرد طولی در نمونه به منظور جلوگیری از لغزش آن است. علاوه براین در این روش می­توان فقط با استفاده از یک جک فشاری به راحتی بارگذاری چرخه­ای را فقط با جابه‌جا کردن تکیه­گاه‌ها مدلسازی نمود[13].

در حالتی که جهت نیروی برشی در مقطع به سمت پایین باشد، میلگردهای ردیف بالایی در مقطع، نیروی برشی خود را به سمت هسته تیر بتنی انتقال می دهند، در حالی‌که میلگردهای ردیف پایین، نیرو را به پوشش بتنی (کاور) منتقل می کنند. با عوض شدن جهت نیروی برشی در مقطع؛ نیروی برشی میلگردهای پایین به هسته بتنی و نیروی برشی میلگردهای بالا به پوشش بتنی منتقل خواهد شد. در این مقاله رفتار میلگرد.

**شکل 4.** شمای کلی بارگذاری و فاصله تکیه­گاهها، الف) در نمونه با شیار قائم، ب) در نمونه با شیار مایل، ج) محل قرار گیری چهار جابجایی سنج در تراز میلگرد طولی

|  |  |
| --- | --- |
|  |  |
|  |

**Fig. 4.** The general scheme of the loading and distance between the supports. a). in the specimens with the vertical notch, b). Specimens with the inclined notch, c). Four LVDTs at the level of the longitudinal bars

**شکل 5.** نمودار برش-جابه‌جایی شاخه­ای، الف) بارگذاری یکنوا، ب) پوش بارگذاری تکراری

|  |  |
| --- | --- |
| (الف) | (ب) |

**Fig. 5.** Dowel shear- displacement curve. a) Monotonic loading. b) Envelope of Repeated loading

**شکل 6.** گسیختگی نمونه­ها، الف) تشکیل گوه گسختگی در زیر میلگرد در نمونه B2، ب) خردشدگی موضعی و کنده شدن قطعه­ای از بتن در زیر میلگرد در نمونه B3 ج) گسترش ترک قائم از روی میلگرد تا وجه بالایی و در امتداد طول میلگرد در نمونه B4 (تصویر از وجه بالایی بلوک)

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| (الف) | (ب) | (ج) |

**Fig. 6.** Failure of the specimens. a. formation of the failure wedge under the bar in the specimen B2, b. local crushing and separation of a piece of concrete under the bar in the specimen B3. c. development of the vertical crack from the top of the bar to the upper face along the bar in the specimen B4 (image of the upper face of the block).

در حالت انتقال نیروی برشی به سمت هسته مورد بررسی قرار گرفته است، به همین دلیل میلگرد در وسط مقطع قرار داده شده است تا ضخامت کافی در دو طرف میلگرد، پس از اعمال نیروی برشی، وجود داشته باشد. به منظور بررسی حالت انتقال نیروی برشی به پوشش بتنی، لازم است تا مطالعه جداگانه­ای انجام گیرد.

مقدار بار اعمالی به نمونه (P) به وسیله نیروسنج فشاری[[6]](#footnote-7) با ظرفیت 50 تن و با دقت 001/0 تن، اندازه­گیری شده و سپس با توجه به هندسه نمونه و معادلات تعادل، مقدار برش شاخه‌ای محاسبه می­شود. لازم به ذکر است که بارگذاری نمونه­ها به صورت کنترل جابه‌جایی انجام شده است.

برای محاسبه جابه‌جایی از جابه‌جایی سنج[[7]](#footnote-8) استفاده شده است. چگونگی آرایش جابه‌جایی سنج­ها و شمای کلی بارگذاری نمونه درآزمایشگاه در شکل (4) نشان داده شده است. هر نمونه از دو بلوک تشکیل شده است و مقدار جابه‌جایی هر بلوک با میانگین­گیری از جابه‌جایی ثبت شده به وسیله دو جابه‌جایی سنج (با دقت 01/0 میلی­متر) در دو طرف بلوک، به دست می­آید. مقدار تغییرمکان شاخه­ای میلگرد (δ)، نصف تغییرمکان اعمالی (جابه‌جایی نسبی دو طرف شیار نسبت به یکدیگر) است. با توجه به این که نقطه عطف تغییرشکل میلگرد (دارای لنگر صفر)، در وسط شیار است، بنابراین می‌توان با نوشتن روابط تعادل مقدار برش موجود در میلگرد در نقطه عطف را محاسبه نمود و سپس نمودار برش در برابر جابه‌جایی را رسم نمود

**3- نتایج آزمایش**

نمودارهای حاصل از انجام آزمایش روی نمونه­های B1 تا B5 در شکل (5) جمع­آوری شده است. علاوه بر این، نمودار پوش منحنی‌های B9، B10 و B11 نیز در این شکل رسم شده است. نتایج شکل (5) نشان می­دهد که رفتار حاکم تقریبا به صورت یک رفتار خطی-خمیری[[8]](#footnote-9) است. با توجه به نمودارها، مشاهده می­شود که رفتار برش–جابه‌جایی شاخه­ای، یک رفتار شکل­پذیر[[9]](#footnote-10) است. این مساله به دلیل تسلیم میلگرد و نیز خردشدگی موضعی بتن محصورشده در اثر تنش فشاری سه محوره در زیر میلگرد است. نتایج آزمایش دی پولی روی سه نمونه بتن مقاومت بالا (*fc=72MPa*) نشان داد که نمودار برش-جابه‌جایی شاخه­ای دارای نقطه اوج[[10]](#footnote-11) مشخص بوده و بعد از آن یک شاخه نزولی وجود دارد در حالیکه نمودار مربوط به نمونه­های با بتن معمولی دارای رفتار کلی خطی-خمیری بوده­اند. در نمونه­های حاضر، با وجود بیشتر بودن مقاومت فشاری بتن نسبت به نمونه­های دی­پولی، رفتار کلی نمودارها به صورت خطی-خمیری است. به نظر می­رسد تفاوت مصالح مصرفی برای ساخت بتن فوق توانمند با بتن مقاومت بالا، می‌تواند یک عامل برای تفاوت رفتار مشاهده شده باشد. هر چند به دلیل تفاوت در شرایط تکیه‌گاهی و نیز پیکربندی آزمایش[[11]](#footnote-12) مقایسه نتایج به درستی امکان پذیر نیست. با مروری اجمالی بر پژوهش‌های صورت گرفته در زمینه سختی بستر بتنی، تفاوت در نتایج ارائه شده به وسیله پژوهشگران مختلف قابل مشاهده است.

در نمونه­های B1، B2 و B5، خرابی نمونه به دلیل گسترش ترک از زیر میلگرد تا روی تکیه­گاه نزدیک به شیار، اتفاق افتاده است. در واقع قطعه­ای از بتن به صورت گوه­ای از زیر میلگرد گسیخته شده است (شکل 6-الف). در نمونه B3 هیچگونه ترکی در زیر میلگرد، پس از انجام آزمایش مشاهده نشد و فقط خردشدگی موضعی و جدا شدن قطعه­ای از بتن در زیر میلگرد اتفاق افتاده است (شکل 6-ب). در نمونه B4، گسیختگی نمونه به دلیل به وجود آمدن یک ترک قائم، که از روی میلگرد تا وجه بالایی نمونه و در امتداد طولی میلگرد گسترش یافته، اتفاق افتاده است (شکل 6-ج). دلیل به وجود آمدن ترک قائم در نمونه B4، بزرگ بودن قطر میلگرد و کوچک شدن نسبت در این نمونه است. با توجه به اینکه مقادیر  برای نمونه‌ها نزدیک به یکدیگر است، پس نمی‌توان ارتباط واضحی بین این پارامتر و نوع خرابی به وجود آمده در بتن بیان نمود، اما به نظر می رسد که می‌توان اینگونه نتیجه‌گیری کرد که در مواردی که نسبت عددی کوچک و قطر میلگرد بزرگ باشد انتظار می‌رود تا یک ترک قائم در زیر میلگرد و در راستای آن تا وجه بیرونی تیر شکل گیرد. با افزایش نسبی مقدار و کاهش قطر میلگرد، نوع خرابی در بتن به سمت گسیختگی گوه­ای و یا خرد شدگی موضعی بتن تمایل پیدا می کند.



نمونه B2 دارای میلگرد با قطر 20 میلی­متر و درصد فولاد 785/0 و نمونه B4 دارای میلگرد با قطر 25 میلی­متر و درصد فولاد 785/0 است. در هر دو تیر B2 و B4 مقدار درصد فولاد مقطع برابر است، در حالیکه بیشینه برش انتقال یافته در نمونه B2 برابر با 113 کیلونیوتن و در نمونه B4 برابر با 156 کیلونیوتن است. بنابراین می­توان گفت افزایش قطر میلگرد باعث افزایش میزان ظرفیت شاخه­ای شده است. شکل (7) به منظور بررسی اثر زاویه میلگرد و ترک رسم شده است.

**شکل 4.** نمودار برش-جابه‌جایی شاخه­ای برای بررسی اثر زاویه میلگرد و ترک

**Fig. 7.** Dowel shear- displacement curve to examine the effect of the angle of bar and crack.

نتایج شکل (7) نشان می­دهد که هر چقدر زاویه θ (بین ترک و میلگرد) کمتر می­شود، مقدار ظرفیت برش انتقالی از طریق میلگرد نیز کاهش می­یابد. برای بررسی بهتر اثر زاویه ترک و میلگرد، نمودار مربوط به تیر B5 درکنار نمودار تیرهای B6، B7 و B8 رسم شده است. در تمامی این تیرها ابعاد مقطع 200×200 و قطر میلگرد عبوری برابر با 18 میلی‌متر است. زاویه بین شیار (ترک) و میلگرد عبوری برای نمونه­های B5، B6، B7 و B8 به ترتیب برابر با 90، 75، 60 و 45 درجه است. نمودارها به خوبی نشان می­دهند که کاهش زاویه بین میلگرد و ترک باعث کاهش ظرفیت شاخه­ای شده است به گونه­ای که ظرفیت شاخه­ای نمونه B6، B7 و B8 به ترتیب به میزان تقریبی 33% ، 50% و 61% نسبت به نمونه B5 (با زاویه 90 درجه بین شیار و میلگرد) کاهش یافته است. کاهش ظرفیت شاخه­ای به دلیل مایل بودن صفحه ترک، نکته‌ای است که به وسیله سایر پژوهشگران نیز مورد تایید قرار گرفته است. پروجسرس [22] بیشینه ظرفیت شاخه­ای را به ازای تغییرات کوچک زاویه میلگرد و ترک نسبت به حالت قائم، برابر با و به ازای تغییرات بزرگتر برابر با در نظر گرفت، که بیشینه ظرفیت شاخه­ای در حالتی است که زاویه بین میلگرد و ترک 90 درجه باشد. مایل بودن صفحه ترک نسبت به میلگرد عبوری باعث می­شود تا در اثر اعمال نیروی برشی، یک مولفه نیروی محوری در میلگرد عبوری شکل گیرد. وجود نیروی محوری باعث ایجاد تغییرشکل محوری در میلگرد شده و در نتیجه خرابی بستر بتنی افزایش یافته و ظرفیت برش شاخه­ای کاهش پیدا می­کند.



**3-1 تحلیل نتایج آزمایشگاهی و ارائه مدل**

براساس نظریه تیر بر بستر ارتجاعی، مقدار برش شاخه‌ای انتقالی به وسیله میلگرد را می­توان با استفاده از رابطه زیر محاسبه نمود [5]:

|  |  |
| --- | --- |
| (1) |  |

که در این رابطه:

|  |  |
| --- | --- |
| (2) |  |

در رابطه (1 و 2)،  مقدار جابه‌جایی برشی میلگرد شاخه­ای، مقدار برش شاخه­ای انتقال یافته،Es، Ib و db به ترتیب مدول ارتجاعی و ممان اینرسی و قطر میلگرد فولادی هستند. معرف سختی بستر بتنی است و مدول بستر[[12]](#footnote-13) نیز نامیده می­شود و از نظر ابعادی دارای واحد (3(طول)/ نیرو) است. روابط مختلفی برای محاسبه مقدار  به وسیله پژوهشگران مختلف [5, 9,10] ارائه شده است. مقدار  برای بتن فوق توانمند استفاده شده در این پژوهش، توسط نویسندگان به صورت زیر پیشنهاد می­شود [23]:



|  |  |
| --- | --- |
| (3) |  |

رابطه (3) برای تخمین اولیه سختی بستر به کار می­رود. با افزایش مقدار برش، به تدریج بتن بستر دچار خرابی می‌شود، این مساله باعث تغییر مقدار سختی بستر می­شود. در واقع سختی بستر بتنی در هنگام بارگذاری کاهش می­یابد و نمی­تواند مقدار ثابتی باشد. از اینرو نیاز است تا رابطه مناسب برای بیان تغییرات  در طی مراحل بارگذاری ارائه شود. سختی بستر در حالت غیرارتجاعی را می­توان با اعمال یک ضریب در ، به صورت زیر بیان نمود:



|  |  |
| --- | --- |
| (4) |  |

در این رابطه *K* سختی بستر در حالت غیرارتجاعی، ω ضریبی است که با توجه به نتایج آزمایش تعیین می­شود و  مقدار سختی اولیه بستر است که براساس رابطه (3) تعیین می­شود.



در صورتی‌که رابطه(2) در رابطه(1) جایگذاری شود:

|  |  |
| --- | --- |
| (5) |  |

در ادامه اگر به جای سختی اولیه بستر () از سختی اصلاح شده (رابطه 4) در رابطه (5) استفاده کنیم، رابطه اصلاح شده به صورت زیر محاسبه می­شود.



|  |  |
| --- | --- |
| (6) |  |

در حالتی که از سختی بستر اصلاح شده (K) استفاده می­شود، انتظار می­رود تا نتایج حاصل از آزمایش و رابطه (6) با یکدیگر مساوی شوند، به عبارت دیگر :

که Vd براساس رابطه(6) و Vtest از طریق آزمایش به دست می­آید. حال می­توان ضریب ω را به صورت زیر محاسبه نمود:

|  |  |
| --- | --- |
| (7) |  |

برای استخراج رابطه مناسب برای سختی بستر در حالت اصلاح شده، نیاز است تا سختی بستر به صورت تابعی از یک اندیس خرابی[[13]](#footnote-14) ارائه شود. سروشیان [8] از نسبت  به عنوان اندیس خرابی در رابطه خود استفاده نمود که در این رابطه  جابه‌جایی متناظر با بیشینه برش شاخه­ای  است. دولاسکا [12] و دی پولی [10] از نسبت  استفاده نمودند که  حداکثر برش شاخه­ای ماست. برنا [10]، مائکاوا [16] و مرادی [10] از نسبتبه عنوان اندیس خرابی استفاده نمودند که *db* قطر میلگرد است. در صورتی که از  و  به عنوان اندیس خرابی استفاده شود، نیاز است تا ابتدا رابطه­ای مناسب برای محاسبه مقدار  و  تعیین شود. اما اندیس خرابی  بیان کننده نسبت بین جابه‌جایی شاخه­ای و قطر میلگرد است، از این‌رو در این پژوهش از این نسبت به عنوان اندیس خرابی استفاده می‌شود.



به منظور تعیین رابطه­ای مناسب برای ضریب ω، ابتدا نمودار پارامتر b ( ) در برابر اندیس خرابی  برای نمونه­های B1، B2، B3، B4، B5 و نیز منحنی پوش نمونه­های B9، B10 و B11 که تحت اثر بارگذاری تکراری قرار گرفته­اند، رسم می­شود. در ادامه به عنوان نمونه، نمودار رسم شده برای تیر B1 در شکل (8) به نمایش درآمده است.



**شکل 8.** تغییرات پارامتر b در برابر 



Fig. 8. Changes in the parameter b versus 

شکل (8) نشان می­دهد که که رابطه بین b و  را می­توان با تقریب مناسبی به وسیله یک تابع خطی تخمین زد. تابع مورد نظر برای هر کدام از نمونه­های مورد اشاره تعیین شده است. فرمت کلی معادله در نظر گرفته شده برای پارامتر b به صورت زیر است.



|  |  |
| --- | --- |
| (8) |  |

در ادامه به منظور تعیین ضرایب A و B از برازش استفاده می­شود. برای این منظور در جدول (2) اعداد به دست آمده برای ضرایب A و B در کنار قطر میلگرد و مقاومت نمونه­های مورد نظر جمع­آوری شده است. برای به دست آوردن تابع مناسب از الگوریتم Levenberg–Marquardt (LM) در نرم­افزار Minitab استفاده شده است. این الگوریتم یک روش استاندارد برای حل مسایل حداقل مربعات غیرخطی[[14]](#footnote-15) بوده و به عنوان ترکیبی از روش نیوتن-گوس و بیشترین شیب نزول بیان می‌شود. LM در بسیاری از نرم‌افزارها برای حل مسائل مربوط به برازش منحنی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

**جدول 2.** استخراج پارامترهای مورد نیاز برای تعیین ضرایب A و B

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| B | A |  |  | Specimen |
| 0.2059 | 10.875 | 110.5 | 14 | B1 |
| 0.1785 | 10.521 | 105.1 | 20 | B2 |
| 0.1832 | 12.832 | 98.2 | 18 | B3 |
| 0.0832 | 11.935 | 110.3 | 25 | B4 |
| 0.1656 | 13.053 | 104.6 | 18 | B5 |
| 0.2026 | 12.581 | 106.9 | 18 | B9 |
| 0.2084 | 10.598 | 110.0 | 20 | B10 |
| 0.2174 | 12.670 | 96.6 | 18 | B11 |
| **Tbale 2.** Extraction of the parameters to determine the coefficients A and B | | | | |

ضرایب A و B با استفاده از برازش داده­های مربوط به نمونه­های آزمایش به صورت زیر تخمین زده شده است:

|  |  |
| --- | --- |
| (9) |  |

بنابراین ضریب ω به صورت زیر به دست می­آید:

|  |  |
| --- | --- |
| (10) |  |

**تاثیر زاویه میلگرد بر ظرفیت شاخه­ای**

مایل بودن زاویه بین میلگرد عبوری و ترک باعث کاهش ظرفیت شاخه­ای می­شود. پروجسرس [22] برای اصلاح بیشینه ظرفیت شاخه­ای به ازای تغییرات کوچک زاویه میلگرد و ترک نسبت به حالت قائم، از ضریب اصلاح و به ازای تغییرات بزرگتر از ضریب اصلاح استفاده نمود. مرادی [4] برای اصلاح شاخص خرابی ()، در حالتی که ترک مایل وجود دارد، پیشنهاد کرد تا از ضریب اصلاح استفاده شود که زاویه شیار و میلگرد مطابق شکل (ب-3) است. در این پژوهش با بررسی نتایج حاصل از سه نمونه آزمایشگاهی دارای شیار مایل مشخص شد که ضریب اصلاح پیشنهادی مرادی [4] دقت مناسبی برای تخمین نمودار Vd-δ ندارد (شکل 9). به همین دلیل در ادامه با در نظر گرفتن هر دو پیشنهاد پروجسرس [22] و مرادی [4]، ضریب اصلاحی برای شاخص خرابی به صورت ، مطابق رابطه11 پیشنهاد شد. دقت این ضریب اصلاحی برای تخمین نمودار Vd-δ در شکل (9) مورد بررسی قرار گرفته است.



|  |  |
| --- | --- |
| (11) |  |

در این رابطه θ زاویه بین میلگرد و صفحه ترک مطابق شکل (3-ب) است. در نتیجه ضریب اصلاح ω برای در نظر گرفتن آثار مایل بودن صفحه ترک و تاثیر آن در سختی بستر به صورت زیر اصلاح می­شود:

|  |  |
| --- | --- |
| (12) |  |

**اعتبارسنجی**

در شکل (9)، به منظور بررسی دقت روابط، نمودار Vd-δ برای نمونه‌های B1 الی B5، با استفاده از رابطه پیشنهادی، روابط مرادی [13] و دی پولی-برنا [10] و نتایج آزمایشگاهی رسم شده است. در نمونه‌های B1 الی B5، زاویه میلگرد با شیار برای 90 درجه است. نمودار حاصل از رابطه پیشنهادی دی پولی-برنا [10] ، در ابتدا به صورت صعودی است و پس از نقطه اوج، نمودار دارای یک شاخه نزولی است. در حالی‌که منحنی حاصل از آزمایش یک رفتار خطی-خمیری را به نمایش گذاشته است. رابطه مرادی [13]، شیب ابتدایی منحنی را کمتر از مقدار واقعی تخمین زده است، اما روند کلی این منحنی به صورت خطی-خمیری است. رابطه پیشنهادی در این پژوهش، علاوه بر اینکه شیب ابتدایی نمودار را به خوبی تخمین زده است، در ادامه نیز یک رفتار خطی-خمیری را (مشابه نتایج آزمایش) ارائه نموده است. نمونه‌های B6، B7 و B8 دارای زاویه مایل هستند. اختلاف مقدار به دست آمده برای برش میلگرد از رابطه مرادی [13] در ناحیه خمیری نمودار (به ازای δ=2mm)، برای نمونه های B6، B7 و B8 به ترتیب برابر 38%، 66% و 78% است. در حالیکه این مقدار برای رابطه پیشنهادی در این پژوهش به ترتیب برابر 10%، 18% و 14% است. برای نمونه‌های دارای شیار مایل رابطه­ای به وسیله دی پولی-برنا [10] ارائه نشده است.

**4- نتیجه­گیری**

در این پژوهش به منظور به دست آوردن رابطه مناسب برای تخمین سختی بستر در طی مراحل بارگذاری، نتایج حاصل از نمونه­ها مورد تحلیل قرار گرفت. با در نظر گرفتن نظریه تیر بر بستر ارتجاعی و معادل­سازی آن با نتایج آزمایش و استفاده از برازش اطلاعات، سختی بستر اصلاح شده برای در نظر گرفتن آثار تخریب بستر در هنگام بارگذاری به دست آمد. در ادامه با انجام اصلاحاتی روی پیشنهادات ارائه شده به وسیله سایر پژوهشگران، سعی شد تا روابطی برای در نظر گرفتن اثر مایل بودن شیار (ترک) نسبت به میلگرد عبوری و اثر کاهش مقدار پوشش جانبی و انتهایی ارائه شود. روابط پیشنهاد شده با نتایج حاصل از آزمایش مقایسه شده­اند. روابط پیشنهادی برای در نظر گرفتن تخمین نمودار برش-جابه‌جایی شاخه­ای در نمونه­های دارای شیار قائم و مایل از دقت قابل قبولی برخوردار هستند در حالی‌که روابط پیشنهادی برای اثر پوشش در ظرفیت شاخه­ای به هیچ وجه نتایج قابل قبولی در تخمین ارائه نکرده است. بنابراین نیاز است تا پژوهش‌های بیشتری در این زمینه صورت پذیرد.

.

**شکل 9.** درستی‌آزمایی مدل ارائه شده برای بارگذاری یکنوا در نمونه­های دارای شیار قائم و مایل

|  |  |
| --- | --- |
|  |  |
|  |  |
|  |  |
|  |  |

**Fig. 9.** Verification of the model offered for monotonic loading in the specimens with vertical and inclined notches

**اعلام تعارض منافع**

نویسندگان اعلام می کنند که هیچ نوع تعارض منافعی وجود ندارد.

**5- مراجع**

1. Comité euro-international du béton, 1996. *RC elements under cyclic loading: state of the art report* (Vol. 230). Thomas Telford.
2. Maitra, S.R., Reddy, K.S. and Ramachandra, L.S., 2009. Load transfer characteristics of dowel bar system in jointed concrete pavement. *Journal of Transportation Engineering*, *135*(11), pp.813-821.
3. Timoshenko, S., 1925. Applied elasticity .Westinghouse Tech. Night Press.
4. Moradi, A., 2013. A universal constitutive model for simulate stress transfer across RC cracks and interfaces under cyclic multiaxial deformations. *Tarbiat Modares University: Tehran*..(In Persian)
5. Walraven, J.C. and Reinhardt, H.W., 1981. Concrete mechanics. Part A: Theory and experiments on the mechanical behavior of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading. *STIN*, *82*, p.25417.
6. Paulay, T., Park, R. and Phillips, M.H., 1974. Horizontal construction joints in cast-in-place reinforced concrete. *Special Publication*, *42*, pp.599-616.
7. Finney, E.A., 1956. Structural design considerations for pavement joints. *Journal of the American Concrete Institute*, *28*(1), pp.1-28.
8. Soroushian, P., Obaseki, K., Rojas, M.C. and Sim, J., 1986, July. Analysis of dowel bars acting against concrete core. In *Journal Proceedings* (Vol. 83, No. 4, pp. 642-649).
9. Soroushian, P., Obaseki, K. and Rojas, M.C., 1987. Bearing strength and stiffness of concrete under reinforcing bars. *Materials Journal*, *84*(3), pp.179-184.
10. Dei Poli, S., Di Prisco, M. and Gambarova, P.G., 1992. Shear response, deformations, and subgrade stiffness of a dowel bar embedded in concrete. *structural Journal*, *89*(6), pp.665-675.
11. Soltani, M. and Maekawa, K., 2008. Path-dependent mechanical model for deformed reinforcing bars at RC interface under coupled cyclic shear and pullout tension. *Engineering structures*, *30*(4), pp.1079-1091.
12. Dulacska, H., 1972, December. Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete. In *Journal Proceedings* (Vol. 69, No. 12, pp. 754-757).
13. Moradi, A.R., Soltani, M. and Tasnimi, A.A., 2012. A simplified constitutive model for dowel action across RC cracks. *Journal of advanced concrete technology*, *10*(8), pp.264-277.
14. Moradi, A.R., Soltani, M. and Tasnimi, A.A., 2015. Stress-transfer behavior of reinforced concrete cracks and interfaces. *ACI Structural Journal*, *112*(1), p.69.
15. Maekawa, K. and Qureshi, J., 1996. Embedded bar behavior in concrete under combined axial pullout and transverse displacement. *Doboku Gakkai Ronbunshu*, *1996*(532), pp.183-195.
16. Maekawa, K. and Qureshi, J., 1996. Computational model for reinforcing bar embedded in concrete under combined axial pullout and transverse displacement. *Doboku Gakkai Ronbunshu*, *1996*(538), pp.227-239.
17. Figueira, D., Sousa, C. and Serra Neves, A., 2018. Winkler spring behavior in FE analyses of dowel action in statically loaded RC cracks. *Computers and Concrete*, *21*(5), pp.593-605.
18. Li, P., Tan, N. and Wang, C., 2018. Nonlinear Bond Model for the Dowel Action considering the Fatigue Damage Effect. *Advances in Materials Science and Engineering*, *2018*.
19. 19.Kottari, A., Mavros, M., Murcia-Delso, J. and Shing, P.B., 2017. Interface model for bond-slip and dowel-action behavior. *ACI Structural Journal*, *114*(4), pp.1043-1053.
20. 20.Filatov, V.B., 2018, December. Experimental Investigation Dowel Action of Longitudinal Reinforcement of Reinforced Concrete Beams. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* (Vol. 463, No. 4, p. 042005). IOP Publishing.
21. 21. Rahdar, H.A. and Ghalehnovi, M., 2016. Post-cracking behavior of UHPC on the concrete members reinforced by steel rebar. *Computers and Concrete*, *18*(1), pp.139-154.
22. 22. Pruijssers, A.F., 1990. Aggregate interlock and dowel action under monotonic and cyclic loading.
23. 23. Khazaee, A. and Ghalehnovi, M., 2018. Bearing stiffness of UHPC; an experimental investigation and a comparative study of regression and SVR-ABC models. *Journal of Advanced Concrete Technology*, *16*(3), pp.145-158..
24. 24. Soltani, M., An, X. and Maekawa, K., 2003. Computational model for post cracking analysis of RC membrane elements based on local stress–strain characteristics. *Engineering structures*, *25*(8), pp.993-1007.

**Experimental and analytical evaluation of dowel action in ultra high performance concrete**

[Amin Khazaee](https://journals.modares.ac.ir/search.php?slc_lang=en&sid=16&auth=Khazaee) , [Mansour Ghalehnovi](https://journals.modares.ac.ir/search.php?slc_lang=en&sid=16&auth=Ghalehnovi), [Mehrollah Rakhshanimehr](https://journals.modares.ac.ir/search.php?slc_lang=en&sid=16&auth=Rakhshanimehr)

1**-**PhD Esfarayen Faculty of Industrial and Engineering, Department of Civil Engineering, Esfarayen, North Khorasan, Iran

2**-** PhD Professor, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran

3- PhD Department of Civil Engineering, Alzahra University

**Abstract**

In a reinforced concrete member, especially in a beam, mechanisms of shear transfer are as follows:1. The force created in shear bars after diagonal cracks, 2. The shear capacity of the concrete in a part of the compressive region of the concrete with no crack, 3. The forces from the aggregates interlock at the both sides of the crack, 4. The force due to the dowel action of the flexural bars that connect both sides of the crack and create resistance against shear deformation of the crack. Dowel action can be defined as follows: the ability of the longitudinal bars to transfer the force perpendicular to their axis. The distance between the longitudinal axis of the non-deformed parts at both sides of the crack is considered as the deformation of the dowel bar.

To be able to analyze and design the reinforced concrete structure members correctly, their behavior must be evaluated under different loadings. The efficiency, accuracy and speed of the structure analysis techniques depend on using suitable behavior models. In reinforced concrete structures, the concrete will be cracked under normal loadings due to its weakness in tension. Therefore, it is important to know the mechanisms of stress transfer in the cracked surfaces to evaluate the response of the reinforced concrete structures. In the recent years, an extensive experimental and analytical study on the effect of longitudinal bars in shear transferring (dowel action) has done. Almost all the models presented the theory of Beam on Elastic Foundation (BEF) as the best way to simulate the behavior of the dowel action. In this model, the subgrade stiffness of concrete is the most important parameter. BEF model is a linear model, because the dowel bar and its surrounding concrete are modeled by a uniaxial element on a row of springs. The advantage of the linear models is that they gather all features of the concrete and the interaction of the concrete-bar in a bearing stiffness coefficient. For this reason, a suitable formulation is required for it to model the beam behavior from the elastic stage to the failure. In the elastic state, the bearing stiffness can be presented as a constant like BEF traditional models. However in the nonlinear state, the stiffness must be a function of displacement to model the failure due to the load.

In the present research, an experimental program is followed on the beam-type specimens to identify the behavior of the cracked surfaces under the effect of the shear. Using the test specimens made of ultra-high performance concrete, the shear transferred through longitudinal bar (dowel action) is measured. The shear response of the dowel bar, the subgrade stiffness and the displacements are measured. Furthermore suitable formulations are proposed for the UHPC subgrade stiffness. Based on the results of the tests and using the studies of other researchers, a suitable model is presented for the shear mechanism through the bar in the cracked surfaces of ultra-high performance concrete. The results show the suitable precision of the proposed relations to estimate the dowel displacement-shear curve in the specimens with vertical and inclined cracks.

**Keywords**: Dowel action, Bearing stiffness, Ultra high performance concrete, steel bar

**پیوست**

چگونگی ترسیم نمودار برش شاخه‌ای-جابه‌جایی با استفاده از رابطه پیشنهادی برای نمونه B1:

ابتدا با تقسیم مقدار جابه‌جایی اعمالی بر قطر میلگرد، شاخص خرابی محاسبه می‌شود ()DI=.

با داشتن قطر میلگرد و مقاومت فشاری بتن ، مقادیر A و B از رابطه 9 و به صورت زیر محاسبه می‌شود.

|  |  |
| --- | --- |
| (9) | =11.10 |

سپس متغیر () در رابطه 8 قرار می‌گیرد (=14). از این رابطه برای محاسبه معادله b استفاده می‌شود.

|  |  |
| --- | --- |
| (8) |  |

در ادامه با استفاده از رابطه 10 مقدار محاسبه می‌شود.

|  |  |
| --- | --- |
| (10) |  |

ضریب ثابت C را از با توجه به رابطه 5 محاسبه می‌نماییم. در این رابطه مقدار مدول الاستیسیته میلگرد برابر با ، ممان اینرسی میلگرد برابر با است.

مقدار سختی اولیه بستر بتنی را نیز می‌توان از رابطه 3 به دست آورد:

|  |  |
| --- | --- |
| (3) |  |

در انتها با استفاده از رابطه 6 مقدار برش شاخه‌ای به دست می‌آید:

|  |  |
| --- | --- |
| (6) |  |

با جایگذاری در رابطه بالا نمودار برش-جابه‌جایی رسم می‌شود. نتایج حاصل برای رسم نمودار نمونه B1 به صورت جدول زیر است.

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| (mm) |  | b | ω | Vd |  |
| 0 | 0 | 0.213493548 | 7.837069 | 0 |
| 0.05 | 0.003571 | 0.253134606 | 6.244984 | 10.197533 |
| 0.1 | 0.007143 | 0.292775664 | 5.143831 | 17.633628 |
| 0.15 | 0.010714 | 0.332416722 | 4.342664 | 23.296198 |
| 0.2 | 0.014286 | 0.372057779 | 3.736969 | 27.752126 |
| 0.25 | 0.017857 | 0.411698837 | 3.26508 | 31.349962 |
| 0.3 | 0.021429 | 0.451339895 | 2.888429 | 34.315804 |
| 0.35 | 0.025 | 0.490980952 | 2.581748 | 36.802731 |
| 0.4 | 0.028571 | 0.53062201 | 2.327839 | 38.918077 |
| 0.45 | 0.032143 | 0.570263068 | 2.114623 | 40.739333 |
| 0.5 | 0.035714 | 0.609904126 | 1.933383 | 42.323842 |
| 0.55 | 0.039286 | 0.649545183 | 1.777682 | 43.714948 |
| 0.6 | 0.042857 | 0.689186241 | 1.642673 | 44.946026 |
| 0.65 | 0.046429 | 0.728827299 | 1.524639 | 46.043186 |
| 0.7 | 0.05 | 0.768468356 | 1.420688 | 47.027154 |
| 0.75 | 0.053571 | 0.808109414 | 1.328535 | 47.914586 |
| 0.8 | 0.057143 | 0.847750472 | 1.246357 | 48.719026 |
| 0.85 | 0.060714 | 0.88739153 | 1.17268 | 49.451594 |
| 0.9 | 0.064286 | 0.927032587 | 1.106301 | 50.121511 |
| 0.95 | 0.067857 | 0.966673645 | 1.046229 | 50.736485 |
| 1 | 0.071429 | 1.006314703 | 0.991642 | 51.303008 |
| 1.05 | 0.075 | 1.04595576 | 0.941851 | 51.826589 |
| 1.1 | 0.078571 | 1.085596818 | 0.896276 | 52.311933 |
| 1.15 | 0.082143 | 1.125237876 | 0.854426 | 52.763081 |
| 1.2 | 0.085714 | 1.164878934 | 0.815879 | 53.183523 |
| 1.25 | 0.089286 | 1.204519991 | 0.780276 | 53.576291 |
| 1.3 | 0.092857 | 1.244161049 | 0.747305 | 53.944031 |
| 1.35 | 0.096429 | 1.283802107 | 0.716697 | 54.289061 |
| 1.4 | 0.1 | 1.323443164 | 0.688218 | 54.613422 |
| 1.45 | 0.103571 | 1.363084222 | 0.661662 | 54.918916 |
| 1.5 | 0.107143 | 1.40272528 | 0.636849 | 55.207144 |
| 1.55 | 0.110714 | 1.442366338 | 0.61362 | 55.479529 |
| 1.6 | 0.114286 | 1.482007395 | 0.591833 | 55.737343 |
| 1.65 | 0.117857 | 1.521648453 | 0.571366 | 55.981723 |
| 1.7 | 0.121429 | 1.561289511 | 0.552106 | 56.213694 |
| 1.75 | 0.125 | 1.600930568 | 0.533953 | 56.434177 |
| 1.8 | 0.128571 | 1.640571626 | 0.516821 | 56.644005 |
| 1.85 | 0.132143 | 1.680212684 | 0.500627 | 56.843933 |
| 1.9 | 0.135714 | 1.719853742 | 0.485301 | 57.034644 |
| 1.95 | 0.139286 | 1.759494799 | 0.470778 | 57.216761 |
| 2 | 0.142857 | 1.799135857 | 0.456998 | 57.390853 |
| 2.05 | 0.146429 | 1.838776915 | 0.44391 | 57.557439 |
| 2.1 | 0.15 | 1.878417972 | 0.431463 | 57.716994 |
| 2.15 | 0.153571 | 1.91805903 | 0.419615 | 57.869954 |
| 2.2 | 0.157143 | 1.957700088 | 0.408324 | 58.016719 |
| 2.25 | 0.160714 | 1.997341146 | 0.397555 | 58.157659 |
| 2.3 | 0.164286 | 2.036982203 | 0.387273 | 58.293113 |
| 2.35 | 0.167857 | 2.076623261 | 0.377447 | 58.423396 |
| 2.4 | 0.171429 | 2.116264319 | 0.36805 | 58.548797 |
| 2.45 | 0.175 | 2.155905376 | 0.359055 | 58.669588 |
| 2.5 | 0.178571 | 2.195546434 | 0.350437 | 58.786016 |
| 2.55 | 0.182143 | 2.235187492 | 0.342175 | 58.898315 |
| 2.6 | 0.185714 | 2.27482855 | 0.334248 | 59.0067 |
| 2.65 | 0.189286 | 2.314469607 | 0.326636 | 59.111372 |
| 2.7 | 0.192857 | 2.354110665 | 0.319323 | 59.212519 |
| 2.75 | 0.196429 | 2.393751723 | 0.312292 | 59.310316 |
| 2.8 | 0.2 | 2.43339278 | 0.305528 | 59.404926 |
| 2.85 | 0.203571 | 2.473033838 | 0.299015 | 59.496504 |
| 2.9 | 0.207143 | 2.512674896 | 0.292742 | 59.585192 |
| 2.95 | 0.210714 | 2.552315954 | 0.286695 | 59.671125 |

1. . Aggregate interlock [↑](#footnote-ref-2)
2. . Dowel action [↑](#footnote-ref-3)
3. . Beam on Elastic Foundation; BEF [↑](#footnote-ref-4)
4. . Normal Strength Concrete [↑](#footnote-ref-5)
5. . Uniaxial element [↑](#footnote-ref-6)
6. . Load Cell [↑](#footnote-ref-7)
7. . Linear Variable Differential Transformer (**LVDT**) [↑](#footnote-ref-8)
8. . Linear-Plastic [↑](#footnote-ref-9)
9. . Ductile [↑](#footnote-ref-10)
10. . Peak [↑](#footnote-ref-11)
11. . Test set up [↑](#footnote-ref-12)
12. . Modulus of the foundation [↑](#footnote-ref-13)
13. . Damage Index (DI) [↑](#footnote-ref-14)
14. . non-linear least squares [↑](#footnote-ref-15)