

ارزیابی آزمایشگاهی و تحلیلی ساز و کار شاخه‌ای در بتن فوق توانمند

امین خزائی، منصور قلعه نوی*، مهراشه رخشانی مهر

۱. دکتر تخصصی مهندسی سازه دانشکده فنی و مهندسی اسفراین
۲. دکتری تخصصی هیأت علمی گروه مهندسی عمران دانشگاه فردوسی مشهد
۳. دکتری تخصصی دپارتمان مهندسی عمران دانشگاه الزهرا

ghalehnovi@um.ac.ir

تاریخ پذیرش ۹۹/۱۲/۲۷

تاریخ دریافت ۹۹/۰۶/۱۱

چکیده

برای این که بتوان اعضای سازه بتن مسلح را به درستی تحلیل و به صورت بهینه طراحی نمود، لازم است تا ارزیابی مناسبی از رفتار آن‌ها تحت اثر بارگذاری‌های مختلف داشته‌باشد. کارایی، دقت و سرعت روش‌های تحلیل سازه در گرو به کارگیری مدل‌های رفتاری مناسب و کارا می‌باشد. به دلیل ضعف بتن در کشش، در سازه‌های بتن مسلح تحت اثر بارگذاری نه چندان بزرگ هم، بتن دچار ترک خوردگی می‌شود. بنابراین شناخت ساز و کارهای انتقال تنش در سطوح ترک خورده، برای ارزیابی پاسخ سازه‌های بتن مسلح حایز اهمیت می‌باشد. در این تحقیق به منظور شناسایی رفتار سطوح ترک خورده تحت اثر برش، برنامه آزمایشگاهی ترتیب 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 سعی شده است تا بر اساس نتایج حاصل از آزمایش‌ها انجام شده و با استفاده از مطالعات سایر محققین مدلی مناسب برای ساز و کار انتقال برش به وسیله میلگرد عبوری در سطوح ترک خورده در بتن فوق توانمند ارائه 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

۱. مقدمه

حاصل از درگیر شدن دانه‌ها و بتن در طرفین ترک (فقل و بست دانه‌ها) ۴- نیروی حاصل از عملکرد شاخه‌ای با عمل میخ پرچی فولادهای خمشی، که دو سوی ترک را به یکدیگر متصل کرده و در برابر تغییر شکل برشی ترک مقاومت می‌کنند. عمل شاخه‌ای را می‌توان به این صورت تعریف کرد: " توانایی میلگردهای طولی در انتقال نیرو در جهت عمود بر محور

در یک عضو بتن مسلح، به طور مشخص یک تیر، ساز و کارهایی که برای انتقال برش فعال هستند عبارتند از: ۱- نیروی ایجاد شده در فولادهای برشی که پس از ایجاد ترک مورب کاملاً قابل ملاحظه خواهد بود. ۲- ظرفیت برشی بتن در قسمتی از ناحیه فشاری بتن، که ترک نخورده است. ۳- نیروی

والراون و راینهات [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 k_f ، رابطه مورد نظر را بر مبنای نتایج کار آزمایشگاهی ارائه نمود. سختی فنرهای بستر در حین بارگذاری مهمترین عامل در باربری شاخه‌ای است. از طرفی سختی بستر بتنی ارتباط مستقیمی با مقاومت بتن دارد. پژوهشگران مختلف مقادیر متفاوتی را برای سختی بستر بتنی ارائه نموده‌اند.

شکل ۲. مدل‌سازی عمل شاخه‌ای با مدل تیر بر بستر ارتجاعی، الف) تیر نیمه بی‌نهایت بر بستر ارتجاعی، ب) معادلسازی سازوکار شاخه‌ای با مدل تیر بر بستر ارتجاعی

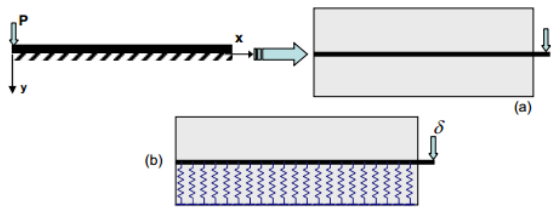


Fig. 2. Dowel action simulation by using the BEF model, a) semi-infinite beam on elastic foundation, b) Equalizing with the BEF. [4]

فاینی [7] مقدار سختی بستر بتنی را بین ۲۰۰ تا 2400 MPa/mm بیان نمود که دارای پراکندگی زیادی است. سروش‌شیران و همکاران [8] ابتدا مقدار سختی بستر را برابر با 271 MPa/mm در نظر گرفتند. اما در ادامه پژوهش‌های خود [9]، مطالعه آزمایشگاهی را روی بلوک‌های مکعبی شکل بتنی با مقاومت معمولی انجام دادند. در مطالعه انجام شده ۳۳ 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 سروش‌شیران، 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 رابطه‌ای تجربی برای چگونگی تغییرات سختی فنرهای بستر پیشنهاد دادند. در این رابطه نیز سختی اولیه بستر

خود". فاصله بین محور طولی قسمت‌های تغییر شکل نیافته در دو طرف ترک به عنوان تغییر شکل میلگرد شاخه‌ای در نظر گرفته می‌شود (شکل ۱) [1]. در اعضای بتن مسلح در ناحیه ترک، قفل و بست بین دانه‌های بتن، عموماً سهم بیشتری در تحمل نیروی برشی دارد. با ادامه بارگذاری و افزایش میزان عرض ترک، مشارکت این سازوکار کاهش می‌یابد، بنابراین، بیشتر در ترک‌هایی با عرض بیش از یک میلی‌متر، سازوکار فوق چندان تاثیر گذار نیست [2]. همچنین در درزها و اتصالات‌های پیش ساخته، سازوکار قفل و بست دانه‌ها هیچگونه مشارکتی نداشته و سهمی در انتقال برش ندارد. در واقع در چنین اتصال‌هایی تنها عامل انتقال برش، میلگردهای عبوری (سازوکار شاخه‌ای) هستند.

شکل ۱. تغییر شکل برشی میلگرد [1]

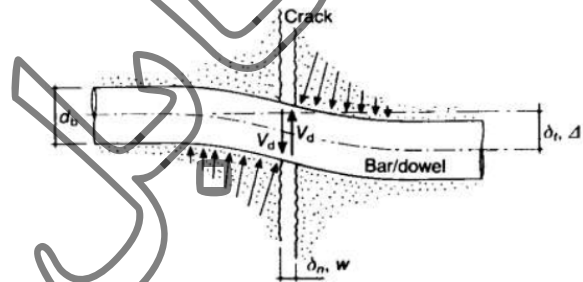


Fig. 1. Shear deformation of rebar

در سال‌های اخیر مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی گسترده‌ای در زمینه چگونگی انتقال برش از راه میلگرد طولی (ساز و کار شاخه‌ای) انجام شده است. تقریباً همه مدل‌های ارائه شده، نظریه تیر بر بستر ارتجاعی (BEF) را به عنوان مناسب‌ترین روش برای شبیه‌سازی رفتار میلگردهای عبوری معرفی 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 این نظریه، میلگرد طولی نقش تیر و بتن محصورکننده آن، نقش بستر ارتجاعی را دارد. در این مدل، بستر بتنی با استفاده از فنرهای ارتجاعی، شبیه‌سازی می‌شود (شکل ۱). با معلوم بودن سختی فنرهای بستر (k_f) می‌توان ظرفیت باربری میلگردهای طولی را به سهولت محاسبه نمود [4].

بتنی در حالت الاستیک با توجه به قطر میلگرد و مقاومت فشاری بتن محاسبه می شود. علاوه بر این، سلطانی و مائکاو [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 که بر روی یک ردیف فنر قرار دارد مدلسازی می شود. مزیت مدل‌های خطی این است که تمامی ویژگی‌های بتن و اندرکنش بتن-میلگرد را در یک ضریب سختی بستر جمع‌آوری می کنند. به همین دلیل یک رابطه‌سازی مناسب برای آن نیاز است تا رفتار بتن را در مرحله ارتجاعی تا لحظه گسیختگی مدل نماید. در حالت ارتجاعی سختی بستر می تواند به صورت یک عدد ثابت مانند مدل‌های مرسوم BEF ارائه شود ولی در حالت غیرخطی مقدار سختی باید به صورت تابعی از جابه‌جایی باشد تا خرابی ناشی از بار را مدل کند. خرابی می تواند به وسیله پارامترهایی غیر از جابه‌جایی نیز بیان شود، مانند نسبت برش وارد شده به حداکثر ظرفیت میلگرد [10]. برای محاسبه سختی بستر در حالت غیرارتجاعی، دی پولی و همکاران رابطه‌ای ارائه کردند که تابعی از نسبت V/V_u به عنوان معیار خرابی بود، که در آن V_u 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 می کند. 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 استخراج رابطه‌ای مناسب برای سختی فنرهای بستر میلگرد و تعیین رفتار فنرهای بستر در بازه ارتجاعی و غیرارتجاعی، مقدار برش به دست آمده از رابطه برش براساس نظریه BEF را با مدل ارائه شده به وسیله سلطانی محمدی و مائکاو [11] برابر قرار دادند. مدل سلطانی محمدی و مائکاو و همچنین مدل قریشی و مائکاو [15, 16] مدل‌هایی هستند که رابطه بار-تغییر مکان

شاخه‌ای را با حل معادلات غیرخطی تعادل و سازگاری تغییر مکان‌ها به صورت عددی در هرگام بارگذاری تعیین می کنند. 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 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، ۳ 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 می نماید. 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 می شود 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 پیش‌بینی مقاومت شاخه‌ای در مراحل مختلف بارگذاری مورد ارزیابی قرار گیرد و در ادامه روابط جدیدی با توجه به نتایج آزمایش ارائه شود.

سیلیسی استفاده شده در طرح اختلاط در محدوده ۰/۱۵ تا ۰/۸ 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 ۶ و غیرقابل اشتعال است. رنگ فوق روان کننده عسلی و دارای وزنی در حدود ۱/۱ 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 روان کننده به مخلوط اضافه شده و فرآیند اختلاط تا ترکیب شدن کامل مصالح ادامه پیدا می‌کند. پس از آن باقی مانده آب و فوق روان کننده 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].

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.

۲- مشخصات مصالح، روند اختلاط و آماده‌سازی

نمونه‌ها

۲-۱- مشخصات مصالح و روند اختلاط بتن

مصالح تشکیل دهنده بتن فوق توانمند شامل سیمان پرتلند، میکرو سیلیس، 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 ۰/۰۱ میلی‌متر است. پودر کوارتز مصالحی سخت است که باعث بهبود مشخصات ماتریس در بتن می‌شود. اندازه ذرات ماسه

شکل ۳. شمای کلی نمونه‌های ساخته شده (الف) نمونه‌های دارای شیار قائم، (ب) نمونه‌های دارای شیار مایل، (ج) مقطع نمونه‌ها

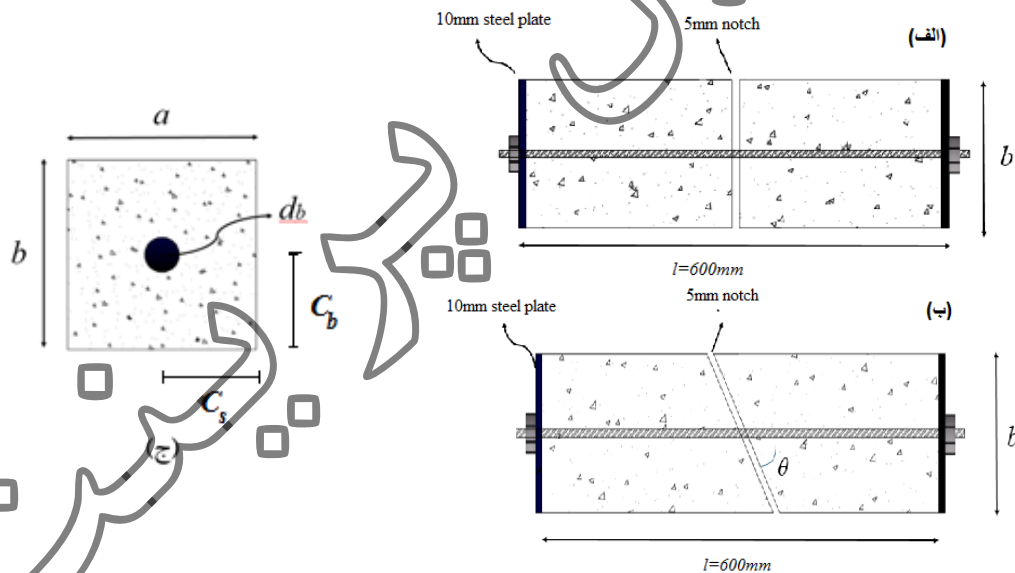


Fig. 3. The general scheme of the specimens prepared. a). specimens with vertical notches, b). specimens with inclined notches, c. section of the specimens

جدول ۱. مشخصات نمونه ها

Sample	$l \times a \times b$ (mm)	d_b	% ρ	f_c (MPa)	f_y (MPa)	(θ)	C_b/d_b	C_s/d_b	Load
B1	200×200×600	14	0.38	110.5	400	90	7.14	7.14	Monotonic
B2	200×200×600	20	0.785	105.1	480	90	5	5	Monotonic
B3	250×250×600	18	0.407	98.2	440	90	6.94	6.94	Monotonic
B4	250×250×600	25	0.785	110.3	470	90	5	5	Monotonic
B5	200×200×600	18	0.636	104.6	440	90	5.56	5.56	Monotonic
B6	200×200×600	18	0.636	96.4	440	75	5.56	5.56	Monotonic
B7	200×200×600	18	0.636	94.8	440	60	5.56	5.56	Monotonic
B8	200×200×600	18	0.636	95	440	45	5.56	5.56	Monotonic
B9	200×200×600	18	0.636	106.91	440	90	5.56	5.56	Repeated
B10	200×200×600	20	0.785	110	480	90	5	5	Repeated
B11	250×250×600	18	0.407	96.6	440	90	6.94	6.94	Repeated

Table 1. Specifications of the specimens

۲-۲- آماده سازی نمونه‌ها

هدف از برنامه آزمایش، بررسی عملکرد شاخه‌ای در بتن‌های فوق توانمند است. برای این منظور ۱۱ نمونه ساخته شده است. طول (l) تمامی تیرها برابر با ۶۰۰ 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 (۱) مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی به همراه نام‌گذاری آن‌ها ارائه شده است. در این جدول l طول نمونه، a و b ابعاد مقطع، d_b قطر میلگرد، ρ در صد فولاد مقطع، f_c مقاومت فشاری بتن، f_y مقاومت تسلیم میلگرد، θ زاویه شیار با میلگرد، C_b پوشش بتن در زیر میلگرد و C_s 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 این جا 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 ۱۴، ۱۸، ۲۰ و ۲۵ 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 ۹۰ درجه است. شمای کلی نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل (۳) رسم شده است. الگوی استفاده شده برای ساخت نمونه‌ها و بارگذاری آن‌ها، در گذشته به وسیله پژوهشگران مختلفی از جمله مائکاو 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 بر این 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 حالی که میلگردهای ردیف پایین، نیرو را به پوشش بتنی (کاور) منتقل می کنند. با شکل ۴. شمای کلی بارگذاری و فاصله تکیه گاهها، الف) در نمونه با شیار قائم، ب) در نمونه با شیار مایل، ج) محل قرار گیری چهار جابجایی سنج در تراز میلگرد

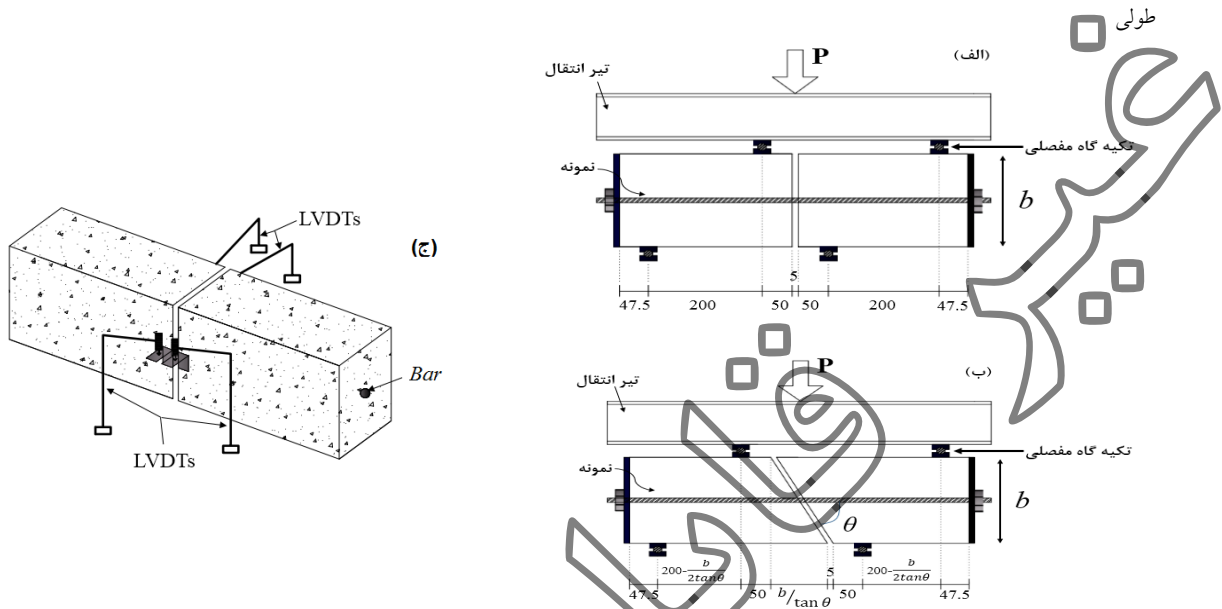


Fig. 4. The general scheme of the loading and distance between the supports. a), in the specimens with the vertical notch, b), Specimens with the inclined notch, c), Four LVDTs at the level of the longitudinal bars

شکل ۵. نمودار برش-جابجایی شاخه‌ای، الف) بارگذاری یکنوا، ب) پوش بارگذاری تکراری

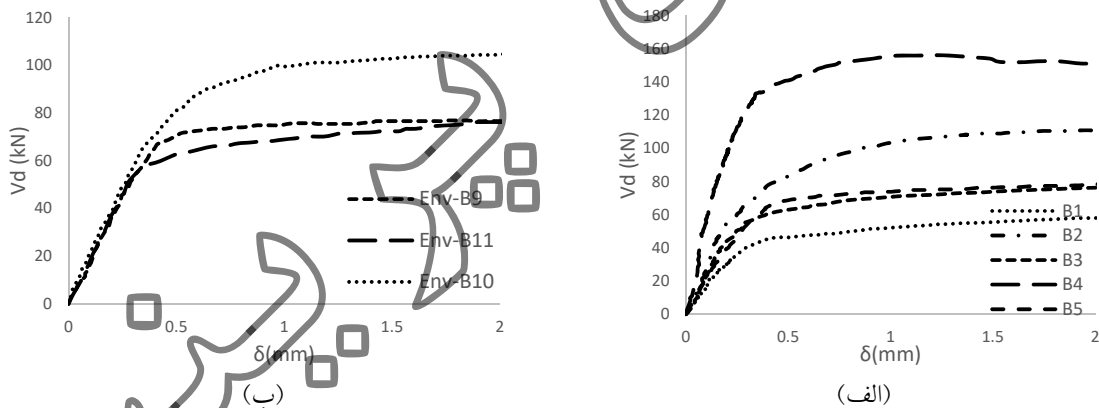


Fig. 5. Dowel shear-displacement curve. a) Monotonic loading. b) Envelope of Repeated loading

شکل ۶. 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)



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).

یکدیگر) است. با توجه به این که نقطه عطف تغییر شکل 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

۳- نتایج آزمایش

نمودارهای حاصل از انجام آزمایش روی نمونه‌های B1 تا B5 در شکل (۵) جمع‌آوری شده است. علاوه بر این، نمودار پوش منحنی‌های B9، B10 و B11 نیز در این شکل رسم شده است. نتایج شکل (۵) نشان می‌دهد که رفتار حاکم تقریباً به صورت یک رفتار خطی-خمیری است. با توجه به نمودارها، مشاهده می‌شود که رفتار برش-جابه‌جایی شاخه‌ای، یک رفتار شکل‌پذیر است. این مساله به دلیل تسلیم میلگرد و نیز خردشدگی موضعی بتن محصور شده در اثر تنش فشاری سه محوره در زیر میلگرد است. نتایج آزمایش دی پولی روی سه نمونه بتن مقاومت بالا ($f_c = 72 \text{ MPa}$) نشان داد که نمودار برش-جابه‌جایی شاخه‌ای دارای نقطه اوج 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

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 نیرو سنج فشاری^۱ با ظرفیت ۵۰ تن و با دقت ۰/۰۰۱ 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 استفاده شده است. چگونگی آرایش جابه‌جایی سنج‌ها و شمای کلی بارگذاری نمونه در آزمایشگاه در شکل (۴) 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 ۰/۰۱ میلی‌متر) در دو طرف بلوک، به دست می‌آید. مقدار تغییر مکان شاخه‌ای میلگرد (δ)، نصف تغییر مکان اعمالی (جابه‌جایی نسبی دو طرف شیار نسبت به

^۴ Ductile

^۵ Peak

^۱ Load Cell

^۲ Linear Variable Differential Transformer (LVDT)

^۳ Linear-Plastic

فولاد ۰/۷۸۵ 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 ۱۱۳ کیلونیوتن و در نمونه B4 برابر با ۱۵۶ کیلونیوتن است. بنابراین می‌توان گفت افزایش قطر میلگرد باعث افزایش میزان ظرفیت شاخه‌ای شده است. شکل (۷) به منظور بررسی اثر زاویه میلگرد و ترک رسم شده است.

شکل ۴. نمودار برش-جابه‌جایی شاخه‌ای برای بررسی اثر زاویه میلگرد و ترک

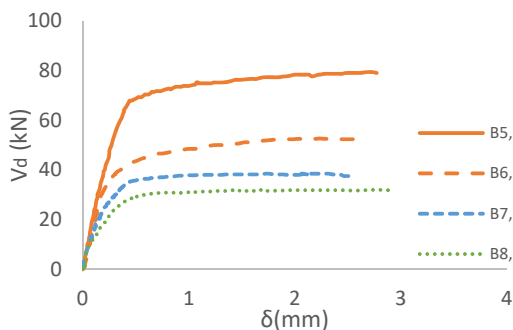


Fig. 7. Dowel shear-displacement curve to examine the effect of the angle of bar and crack.

نتایج شکل (۷) 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 در کنار نمودار تیرهای B6، B7 و B8 رسم شده است. در تمامی این تیرها ابعاد مقطع 200×200 و قطر میلگرد عبوری برابر با ۱۸ میلی‌متر است. زاویه بین شیار (ترک) و میلگرد عبوری برای نمونه‌های B5، B6، B7 و B8 به ترتیب برابر با ۹۰، ۷۵، ۶۰ و ۴۵ 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 ۳۳٪، ۵۰٪ و ۶۱٪ نسبت به نمونه B5 (با زاویه ۹۰ 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.

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 تکیه گاهی و نیز پیکربندی آزمایش 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 ۶-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 ۶-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 ۶-ج). دلیل به وجود آمدن ترک قائم در نمونه B4، بزرگ بودن قطر میلگرد و کوچک شدن نسبت C_b/d_b در این نمونه است. با توجه به اینکه مقادیر C_b/d_b 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 می‌رسد که می‌توان اینگونه نتیجه‌گیری کرد که در مواردی که نسبت عددی C_b/d_b 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 C_b/d_b و کاهش قطر میلگرد، نوع خرابی در بتن به سمت گسیختگی گوه‌ای و یا خرد شدگی موضعی بتن تمایل پیدا می‌کند.

نمونه B2 دارای میلگرد با قطر ۲۰ میلی‌متر و درصد فولاد ۰/۷۸۵ و نمونه B4 دارای میلگرد با قطر ۲۵ میلی‌متر و درصد

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 k_f در طی مراحل بارگذاری ارائه شود. سختی بستر در حالت غیرارتجاعی را می‌توان با اعمال یک ضریب در k_f ، به صورت زیر بیان نمود:

$$K = \omega \times k_f \quad (4)$$

در این رابطه K سختی بستر در حالت غیرارتجاعی، ω ضریبی است که با توجه به نتایج آزمایش تعیین می‌شود و k_f مقدار سختی اولیه بستر است که براساس رابطه (۳) تعیین می‌شود.

در صورتی که رابطه (۲) در رابطه (۱) جایگذاری شود:

$$\begin{aligned} V_d &= 2E_s I_b \lambda^3 \delta = 2E_s I_b \left(\frac{k_f d_b}{4E_s I_b} \right)^{\frac{3}{4}} \delta \\ &= \left[2E_s I_b \left(\frac{d_b}{4E_s I_b} \right)^{\frac{3}{4}} \right] k_f^{\frac{3}{4}} \delta \quad (5) \\ &= C \times k_f^{\frac{3}{4}} \delta \end{aligned}$$

در ادامه اگر به جای سختی اولیه بستر (k_f) از سختی اصلاح شده (رابطه ۴) در رابطه (۵) استفاده کنیم، رابطه اصلاح شده به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$V_d = C \times (\omega k_f)^{\frac{3}{4}} \delta \quad (6)$$

در حالتی که از سختی بستر اصلاح شده (K) استفاده می‌شود، انتظار می‌رود تا نتایج حاصل از آزمایش و رابطه (۶) با یکدیگر مساوی شوند، به عبارت دیگر $V_d = V_{test}$ که براساس رابطه (۶) و V_{test} از طریق آزمایش به دست می‌آید. حال می‌توان ضریب ω را به صورت زیر محاسبه نمود:

$$\frac{C \times (\omega k_f)^{\frac{3}{4}} \delta}{V_{test}} = \omega^{\frac{3}{4}} = \frac{C \times k_f^{\frac{3}{4}} \delta}{V_{test}} \quad (7)$$

پروجرس [22] بیشینه ظرفیت شاخه‌ای را به ازای تغییرات کوچک زاویه میلگرد و ترک نسبت به حالت قائم، برابر با $F_{du} \sin \theta$ و به ازای تغییرات بزرگتر برابر با $F_{du} \sin^2 \theta$ در نظر گرفت، که F_{du} بیشینه ظرفیت شاخه‌ای در حالتی است که زاویه بین میلگرد و ترک ۹۰ 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.

۳-۱ 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]:

$$V_d = 2E_s I_b \lambda^3 \delta \quad (1)$$

که در این رابطه:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_f d_b}{4E_s I_b}} \quad (2)$$

در رابطه (۱) و (۲)، δ مقدار جابه‌جایی برشی میلگرد شاخه‌ای، V_d مقدار برش شاخه‌ای انتقال یافته، E_s ، I_b و d_b به ترتیب مدول ارتجاعی و ممان اینرسی و قطر میلگرد فولادی هستند. k_f معرف سختی بستر بتنی است و مدول بستر نیز نامیده می‌شود و از نظر ابعادی دارای واحد $(\text{طول})^3 / \text{نیرو}$ است. روابط مختلفی برای محاسبه مقدار k_f به وسیله پژوهشگران مختلف [5, 9, 10] ارائه شده است. مقدار k_f برای بتن فوق توانمند استفاده شده در این پژوهش، توسط نویسندگان به صورت زیر پیشنهاد می‌شود [23]:

$$k_f = 356.78 + 7.23f_c - 43.63d_b - 0.032f_c^2 + 0.753d_b^2 \quad (3)$$

رابطه (۳) برای تخمین اولیه سختی بستر به کار می‌رود. با

شکل (۸) نشان می‌دهد که رابطه بین b و $\frac{\delta}{d_b}$ 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.

$$b = A \times \left(\frac{\delta}{d_b}\right) + B \quad (۸)$$

در ادامه به منظور تعیین ضرایب A و B از برازش استفاده می‌شود. برای این منظور در جدول (۲) 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 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 ۲. استخراج پارامترهای مورد نیاز برای تعیین ضرایب A و B

Specimen	d_b	f_c	A	B
B1	14	110.5	10.875	0.2059
B2	20	105.1	10.521	0.1785
B3	18	98.2	12.832	0.1832
B4	25	110.3	11.935	0.0832
B5	18	104.6	13.053	0.1656
B9	18	106.9	12.581	0.2026
B10	20	110.0	10.598	0.2084
B11	18	96.6	12.670	0.2174

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.

$$A = -0.1081f_c + 0.0199d_b + 22.765 \quad (۹)$$

$$B = -0.0026f_c - 0.0101d_b + 0.6440$$

بنابراین ضریب ω به صورت زیر به دست می‌آید:

برای استخراج رابطه مناسب برای سختی بستر در حالت اصلاح شده، نیاز است تا سختی بستر به صورت تابعی از یک اندیس خرابی^۸ ارائه شود. سروشیان [8] از نسبت $\frac{\delta}{\delta_u}$ به عنوان اندیس خرابی در رابطه خود استفاده نمود که در این رابطه δ_u جابه‌جایی متناظر با بیشینه برش شاخه‌ای V_{du} است. دولا سکا [12] و دی پولی [10] از نسبت $\frac{V_d}{V_{du}}$ استفاده نمودند که حداکثر برش شاخه‌ای ماست. برنا [10]، مائکاوا [16] و مرادی [10] از نسبت $\frac{\delta}{\delta_u}$ به عنوان اندیس خرابی استفاده نمودند که d_b قطر میلگرد است. در صورتی که از $\frac{\delta}{\delta_u}$ و $\frac{V_d}{V_{du}}$ به عنوان اندیس خرابی استفاده شود، نیاز است تا ابتدا رابطه‌ای مناسب برای محاسبه مقدار δ_u و V_{du} تعیین شود. اما اندیس خرابی $\frac{\delta}{d_b}$ بیان کننده نسبت بین جابه‌جایی شاخه‌ای و قطر میلگرد است، از این رو در این پژوهش از این نسبت به عنوان اندیس خرابی استفاده می‌شود.

به منظور تعیین رابطه‌ای مناسب برای ضریب ω ، ابتدا نمودار پارامتر b ($\omega^{\frac{3}{4}} = b$) در برابر اندیس خرابی $\frac{\delta}{d_b}$ برای نمونه‌های B1, B2, B3, B4, B5 و نیز منحنی پوش نمونه‌های B9, B10, B11 که تحت اثر بارگذاری تکراری قرار گرفته‌اند، رسم می‌شود. در ادامه به عنوان نمونه، نمودار رسم شده برای تیر B1 در شکل (۸) به نمایش درآمده است.

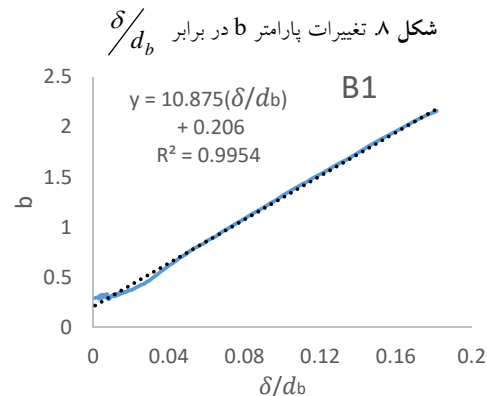


Fig. 8. Changes in the parameter b versus $\frac{\delta}{d_b}$

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 ۹۰ 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 حالی که 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 میل مایل هستند. اختلاف مقدار به دست آمده برای برش میلگرد از رابطه مرادی [13] در ناحیه خمیری نمودار (به ازای $\delta=2\text{mm}$)، برای نمونه‌های B6، B7 و B8 به ترتیب برابر ۳۸٪، ۶۶٪ و ۷۸٪ است. در حالیکه این مقدار برای رابطه پیشنهادی در این پژوهش به ترتیب برابر ۱۰٪، ۱۸٪ و ۱۴٪ است. برای نمونه‌های دارای شیار میل مایل رابطه‌ای به وسیله دی پولی-برنا [10] ارائه نشده است.

۴- نتیجه گیری

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 میل 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

$$\omega^{-\frac{3}{4}} = b \rightarrow \omega = b^{-\frac{4}{3}} \quad (10)$$

$$= \left[A \times \left(\frac{\delta}{d_b} \right) + B \right]^{-\frac{4}{3}}$$

تأثیر 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 $\sin \theta$ و به ازای تغییرات بزرگتر از ضریب اصلاح $\sin^2 \theta$ استفاده نمود. مرادی [4] برای اصلاح شاخص خرابی $(DI = \frac{\delta}{d_b})$ ، در حالتی که ترک مایل وجود دارد، پیشنهاد کرد تا از ضریب اصلاح $\left[\frac{2(\pi - \theta)}{\pi} \right]$ استفاده شود که θ زاویه شیار و میلگرد مطابق شکل (ب-۳) است. در این پژوهش با بررسی نتایج حاصل از سه نمونه آزمایشگاهی دارای شیار میل مایل مشخص شد که ضریب اصلاح پیشنهادی مرادی [4] دقت مناسبی برای تخمین نمودار $V_d - \delta$ ندارد (شکل ۹). به همین دلیل در ادامه با در نظر گرفتن هر دو پیشنهاد پروجسرس [22] و مرادی [4]، ضریب اصلاحی برای شاخص خرابی به صورت $\left[\frac{2(\pi - \theta)}{\pi} \right]^2$ ، مطابق رابطه ۱۱ پیشنهاد شد. دقت این ضریب اصلاحی برای تخمین نمودار $V_d - \delta$ در شکل (۹) مورد بررسی قرار گرفته است.

$$DI_{\theta} = DI \times \left[\frac{2(\pi - \theta)}{\pi} \right]^2 \quad (11)$$

$$= \frac{\delta}{d_b} \times \left[\frac{2(\pi - \theta)}{\pi} \right]^2$$

در این رابطه θ زاویه بین میلگرد و صفحه ترک مطابق شکل (ب-۳) است. در نتیجه ضریب اصلاح ω برای در نظر گرفتن آثار میل بودن صفحه ترک و تأثیر آن در سختی بستر به صورت زیر اصلاح می‌شود:

$$\omega = \left(A \times \frac{\delta}{d_b} \times \left[\frac{2(\pi - \theta)}{\pi} \right]^2 + B \right)^{-\frac{4}{3}} \quad (12)$$

اعتبارسنجی

در شکل (۹)، به منظور بررسی دقت روابط، نمودار $V_d - \delta$

هیچ وجه نتایج قابل قبولی در تخمین ارائه نکرده است. بنابراین نیاز است تا پژوهش‌های بیشتری در این زمینه صورت پذیرد.

گرفتن تخمین نمودار برش-جابجایی شاخه‌ای در نمونه‌های دارای شیار قائم و مایل از دقت قابل قبولی برخوردار هستند در حالی که روابط پیشنهادی برای اثر پوشش در ظرفیت شاخه‌ای به

شکل ۹. درستی آزمایشی مدل ارائه شده برای بارگذاری یکنوا در نمونه‌های دارای شیار قائم و مایل

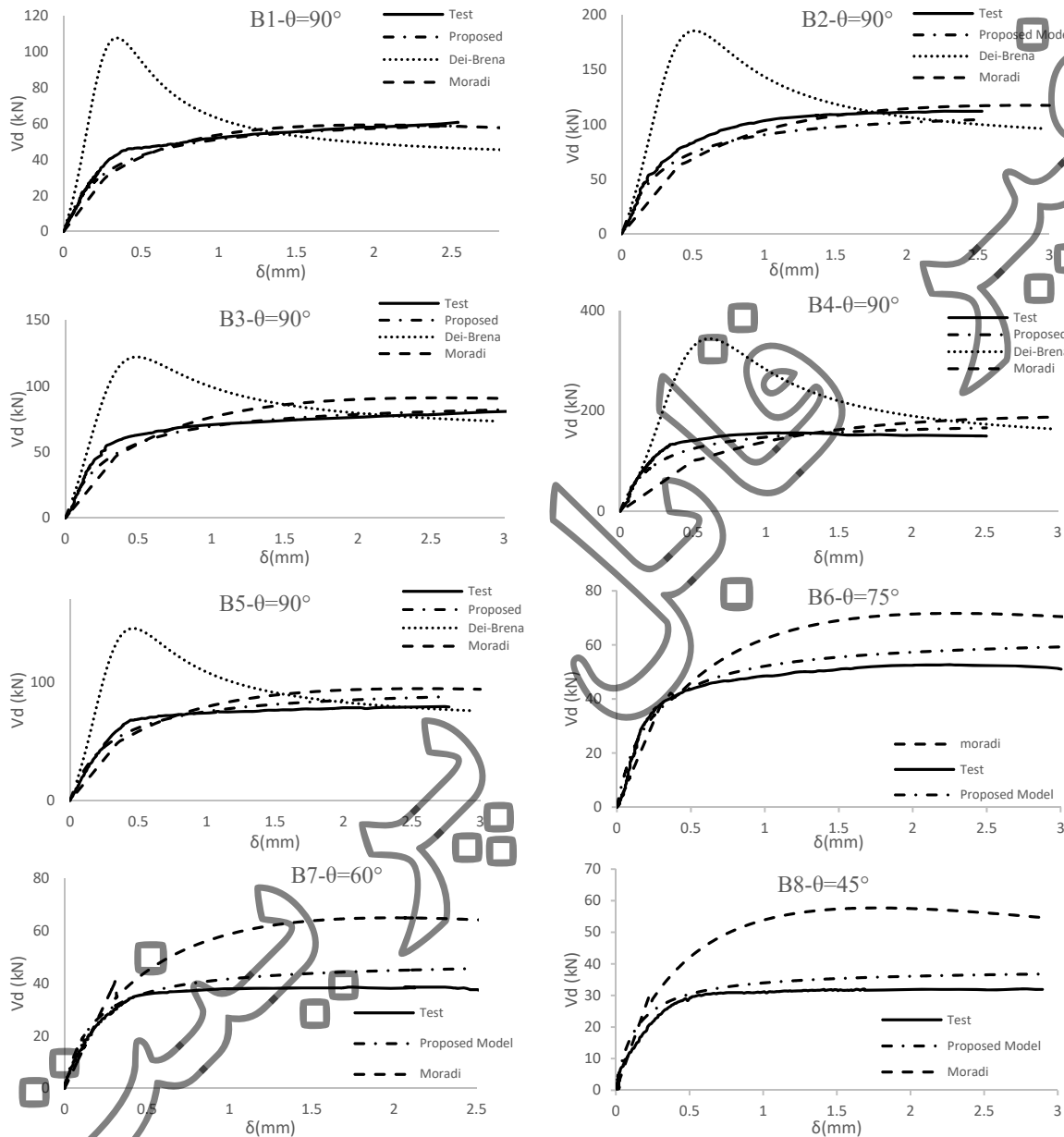


Fig. 9. Verification of the model offered for monotonic loading in the specimens with vertical and inclined notches

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.

اعلام تعارض منافع

نویسندگان اعلام می‌کنند که هیچ نوع تعارض منافی وجود ندارد.

۵- مراجع

- [1] Comité euro-international du béton,

- 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] 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] 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] 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] Puijssers, A.F., 1990. Aggregate interlock and dowel action under monotonic and cyclic loading.
- [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] 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.
- [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.

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

؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟

؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟-۱

؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟-۲

؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟؟-۳

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:

نمونه B1: $d_b = 14mm$, $f_c = 110MPa$

ابتدا با تقسیم مقدار جابه‌جایی اعمالی بر قطر میلگرد، شاخص خرابی محاسبه می‌شود $DI = \left(\frac{\delta}{d_b}\right)$

با داشتن قطر میلگرد d_b و مقاومت فشاری بتن f_c ، مقادیر A و B از رابطه ۹ و به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$A = -0.1081 \times (110) + 0.0199 \times (14) + 22.765 = 11.10 \quad (9)$$

$$B = -0.0026f_c - 0.0101d_b + 0.6440 = 0.2135$$

سپس متغیر $\left(\frac{\delta}{d_b}\right)$ در رابطه ۸ قرار می‌گیرد ($=14d_b$). از این رابطه برای محاسبه معادله b استفاده می‌شود.

$$b = A \times \left(\frac{\delta}{d_b}\right) + B = 11.1 \left(\frac{\delta}{14}\right) + 0.2135 \quad (8)$$

در ادامه با استفاده از رابطه ۱۰ مقدار ω محاسبه می‌شود.

$$\omega^{-\frac{3}{4}} = b \rightarrow \omega = b^{-\frac{4}{3}} = \left[A \times \left(\frac{\delta}{d_b}\right) + B \right]^{-\frac{4}{3}} = \left[11.1 \times \left(\frac{\delta}{14}\right) + 0.2135 \right]^{-\frac{4}{3}} \quad (10)$$

ضریب ثابت C را از با توجه به رابطه ۵ محاسبه می‌نماییم. در این رابطه مقدار مدول الاستیسیته میلگرد برابر با

$$E_s = 2 \times 10^5 MPa, \text{ ممان اینرسی میلگرد برابر با } I_b = \frac{\pi \times d_b^4}{64} = \frac{\pi \times 14^4}{64} = 1884.8 mm^4 \text{ است.}$$

$$C = 2E_s I_b \left(\frac{d_b}{4E_s I_b}\right)^{\frac{3}{4}} = 2 \times 2 \times 10^5 \times 1884.8 \times \left(\frac{14}{4 \times 2 \times 10^5 \times 1884.8}\right)^{\frac{3}{4}} = 713.1$$

مقدار سختی اولیه بستر بتنی را نیز می‌توان از رابطه ۳ به دست آورد:

$$\begin{aligned} k_f &= 356.78 + 7.23f_c - 43.63d_b - 0.032f_c^2 + 0.753d_b^2 \quad (3) \\ &= 356.78 + 7.23 \times 110 - 43.63 \times 14 - 0.032 \times 110^2 \\ &\quad + 0.753 \times 14^2 = 301.668 \end{aligned}$$

در انتها با استفاده از رابطه ۶ مقدار برش شاخه‌ای به دست می‌آید:

$$V_d = C \times (\omega k_f)^{\frac{3}{4}} \delta = 713.1 \times \omega^{\frac{3}{4}} \times k_f^{\frac{3}{4}} \times \delta \quad (6)$$

$$= 713.1 \times \left(\left[11.1 \times \left(\frac{\delta}{14}\right) + 0.2135 \right]^{-\frac{4}{3}} \right)^{\frac{3}{4}} \times k_f^{\frac{3}{4}} \times \delta$$

$$= 713.1 \times \left[11.1 \times \left(\frac{\delta}{14}\right) + 0.2135 \right]^{-1} \times 301.668^{\frac{3}{4}} \times \delta$$

$$= 51617.5 \times \frac{\delta}{11.1 \times \left(\frac{\delta}{14}\right) + 0.2135} \quad (N)$$

$$= 51.617 \times \frac{\delta}{11.1 \times \left(\frac{\delta}{14}\right) + 0.2135} \quad (kN)$$

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

زیر است.

δ (mm)	$DI = \delta/d_b$	b	ω	V_d
0	0	0.21349354	7.83706	0
		8	9	
0.05	0.00357	0.25313460	6.24498	10.19753

	1	6	4	3
0.1	0.00714 3	0.29277566 4	5.14383 1	17.63362 8
0.15	0.01071 4	0.33241672 2	4.34266 4	23.29619 8
0.2	0.01428 6	0.37205777 9	3.73696 9	27.75212 6
0.25	0.01785 7	0.41169883 7	3.26508	31.34996 2
0.3	0.02142 9	0.45133989 5	2.88842 9	34.31580 4
0.35	0.025	0.49098095 2	2.58174 8	36.80273 1
0.4	0.02857 1	0.53062201	2.32783 9	38.91807 7
0.45	0.03214 3	0.57026306 8	2.11462 3	40.73933 3
0.5	0.03571 4	0.60990412 6	1.93338 3	42.32384 2
0.55	0.03928 6	0.64954518 3	1.77768 2	43.71494 8
0.6	0.04285 7	0.68918624 1	1.64267 3	44.94602 6
0.65	0.04642 9	0.72882729 9	1.52463 9	46.04318 6
0.7	0.05	0.76846835 6	1.42068 8	47.02715 4
0.75	0.05357 1	0.80810941 4	1.32853 5	47.91458 6
0.8	0.05714 3	0.84775047 2	1.24635 7	48.71902 6
0.85	0.06071 4	0.88739153	1.17268	49.45159 4
0.9	0.06428 6	0.92703258 7	1.10630 1	50.12151 1
0.95	0.06785 7	0.96667364 5	1.04622 9	50.73648 5
1	0.07142 9	1.00631470 3	0.99164 2	51.30300 8
1.05	0.075	1.04595576	0.94185 1	51.82658 9
1.1	0.07857 1	1.08559681 8	0.89627 6	52.31193 3
1.15	0.08214 3	1.12523787 6	0.85442 6	52.76308 1
1.2	0.08571 4	1.16487893 4	0.81587 9	53.18352 3
1.25	0.08928 6	1.20451999 1	0.78027 6	53.57629 1

1.3	0.09285 7	1.24416104 9	0.74730 5	53.94403 1
1.35	0.09642 9	1.28380210 7	0.71669 7	54.28906 1
1.4	0.1	1.32344316 4	0.68821 8	54.61342 2
1.45	0.10357 1	1.36308422 2	0.66166 2	54.91891 6
1.5	0.10714 3	1.40272528	0.63684 9	55.20714 4
1.55	0.11071 4	1.44236633 8	0.61362	55.47952 9
1.6	0.11428 6	1.48200739 5	0.59183 3	55.73734 3
1.65	0.11785 7	1.52164845 3	0.57136 6	55.98172 3
1.7	0.12142 9	1.56128951 1	0.55210 6	56.21369 4
1.75	0.125	1.60093056 8	0.53395 3	56.43417 7
1.8	0.12857 1	1.64057162 6	0.51682 1	56.64400 5
1.85	0.13214 3	1.68021268 4	0.50062 7	56.84393 3
1.9	0.13571 4	1.71985374 2	0.48530 1	57.03464 4
1.95	0.13928 6	1.75949479 9	0.47077 8	57.21676 1
2	0.14285 7	1.79913585 7	0.45699 8	57.39085 3
2.05	0.14642 9	1.83877691 5	0.44391	57.55743 9
2.1	0.15	1.87841797 2	0.43146 3	57.71699 4
2.15	0.15357 1	1.91805903 5	0.41961 5	57.86995 4
2.2	0.15714 3	1.95770008 8	0.40832 4	58.01671 9
2.25	0.16071 4	1.99734114 6	0.39755 5	58.15765 9
2.3	0.16428 6	2.03698220 3	0.38727 3	58.29311 3
2.35	0.16785 7	2.07662326 1	0.37744 7	58.42339 6
2.4	0.17142 9	2.11626431 9	0.36805	58.54879 7
2.45	0.175	2.15590537	0.35905	58.66958

		6	5	8	
2.5	0.17857	2.19554643	0.35043	58.78601	
	1	4	7	6	
	0.18214	2.23518749	0.34217	58.89831	
2.55	3	2	5	5	
	0.18571		0.33424		
2.6	4	2.27482855	8	59.0067	
	0.18928	2.31446960	0.32663	59.11137	
2.65	6	7	6	2	
	0.19285	2.35411066	0.31932	59.21251	
2.7	7	5	3	9	
	0.19642	2.39375172	0.31229	59.31031	
2.75	9	3	2	6	
			0.30552	59.40492	
2.8	0.2	2.43339278	8	6	
	0.20357	2.47303383	0.29901	59.49650	
2.85	1	8	5	4	
	0.20714	2.51267489	0.29274	59.58519	
2.9	3	6	2	2	
	0.21071	2.55231595	0.28669	59.67112	
2.95	4	4	5	5	

فاز