

Numerical study of joint behavior in UHPC segmental bridges

Hesam Nojourni delshad¹, Iradj Mahmmoudzadeh kani^{2*} 

1. Ph.D. candidate, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran.
2. Professor, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

Abstract

This study presents a comprehensive numerical investigation into the shear behavior of dry joints in precast segmental bridges constructed with ultra-high-performance concrete (UHPC). Given the critical role of joint performance in ensuring the continuity and integrity of precast bridge structures, an advanced three-dimensional finite element (FE) model was developed using the Abaqus software platform. The model incorporates the Concrete Damaged Plasticity (CDP) constitutive law and is calibrated against experimental data to ensure its validity, showing excellent agreement with test results (less than 5% discrepancy in peak load prediction). In the proposed modeling framework, UHPC segments, shear keys, and loading blocks are represented by three-dimensional solid elements, while the joint interface is captured through a surface-to-surface contact formulation that allows separation in the normal direction and frictional sliding in shear. Material parameters for the CDP model in both compression and tension are selected based on available UHPC test data and then fine-tuned so that the numerical model reproduces the initial stiffness, peak shear capacity, and post-peak softening response of a benchmark push-off test. This calibration procedure ensures that the simulated load-displacement curves and crack patterns closely follow the experimental observations, thereby providing a robust and reliable numerical basis for the subsequent parametric study on the influence of confining stress and shear-key geometry. A parametric study was subsequently conducted to evaluate the effects of three governing parameters: (1) number of shear keys (1, 2, and 3), (2) shear key depth-to-height ratio ($D/H = 0.5, 0.6, 0.7$) and (3) magnitude of lateral confining stress ($\sigma_c = 3, 5, 10$ MPa). A total of 12 models were analyzed and force-displacement responses were extracted to compute key performance indices: peak load (P_{max}), displacement at peak, initial stiffness, and residual force. Results revealed that increasing confining stress leads to higher P_{max} initial stiffness, particularly in single-key specimens. Likewise, an increase in the number of shear keys significantly improves both load-carrying capacity and post-peak stability. Key depth also enhances initial stiffness and shear resistance, but excessive depth may induce more brittle post-peak behavior, especially in single-key joints. All samples demonstrated a characteristic three-stage response: a steep initial ascent, followed by a distinct peak, and then a softening phase that converged to a residual plateau. The observed damage initiated at the upper shear key and progressed downward, consistent across multi-key configurations. Interestingly, peak loads occurred at small displacements (0.48–0.70 mm), highlighting the localized and early activation of joint resistance. Increases in capacity were mostly attributed to steeper ascending branches, rather than larger peak displacements. To assess the accuracy of existing analytical models, four shear strength prediction equations were evaluated: AASHTO, Voo et al., Gopal et al. and Oettel & Empelmann. The predicted capacities were compared with FE results for all 12 specimens. Among them, the AASHTO model showed the highest consistency, with a mean $V_u/V_{u,fe}$ ratio of 0.73. The Oettel model yielded acceptable results (mean ratio: 0.58), while the Voo and Gopal models significantly underpredicted shear capacity, with mean ratios of 0.35 and 0.36, respectively. In conclusion, the proposed FE framework offers a reliable tool for analyzing UHPC joints, and the findings suggest that confining stress and key configuration play critical roles in joint performance. Additionally, current code-based equations may require refinement to adequately capture the shear behavior of UHPC dry joints in precast segmental bridge systems. Based on the FE database, a simplified design-oriented equation is also proposed to estimate the shear capacity of UHPC dry joints as a function of confining stress, shear-key geometry, and number of keys, showing good agreement with the numerical results over the investigated range.

Review History

Received: Sep 14, 2025

Revised: Nov 26, 2025

Accepted: Dec 10, 2025

Keywords

UHPC

Concrete segmental bridge

Dry joint

Finite element method

Shear capacity

* Corresponding Author Email: imkani@ut.ac.ir - ORCID: 0000-0003-0124-7868



مطالعه عددی رفتار محل اتصال در پل‌های پیش‌ساخته با بتن فوق‌توانمند

حسام نجومی دلشاد^۱، ایرج محمودزاده کنی^{۲*} 

۱. دانشجوی دکتری، دانشکده فنی، دانشکده عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران.

۲. استاد، دانشکده فنی، دانشکده عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران.

چکیده

تاریخچه داوری

در این پژوهش، رفتار برشی محل اتصال بین قطعات سگمتال بتن فوق‌توانمند (UHPC) به صورت عددی و در نرم‌افزار Abaqus بررسی شده است. با توجه به اهمیت حیاتی عملکرد مکانیکی درز اتصال در تضمین پایداری سازه‌های پل‌های سگمتال، مدلی اجزای محدود با استفاده از مدل رفتاری Concrete Damaged Plasticity توسعه داده شد. مدل عددی با داده‌های آزمایشگاهی معتبر درستی‌آزمایی شد و سپس در قالب یک مطالعه پارامتریک، تأثیر سه پارامتر اصلی شامل تعداد کلیدهای برشی، عمق کلید و فشار عمود بر درز بر ظرفیت برشی ارزیابی شد. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که افزایش فشار عمود بر درز باعث ارتقای ظرفیت برشی و سختی اولیه در تمامی پیکربندی‌ها می‌شود؛ به‌ویژه در اتصالات تک‌کلید. افزایش تعداد کلیدها موجب توزیع یکنواخت‌تر تنش و افزایش قابل‌توجه ظرفیت نهایی شد. همچنین مشاهده شد که افزایش عمق کلید سختی اولیه را بهبود می‌بخشد؛ اما در برخی نمونه‌ها به رفتار شکننده‌تری پس از اوج منجر می‌شود. در ادامه، چهار رابطه طراحی رایج AASHTO، Voo، Gopal و Oettel برای پیش‌بینی ظرفیت برشی با نتایج عددی مقایسه شدند. نتایج نشان داد که روابط AASHTO و Oettel عملکرد دقیق‌تر و پایدارتری دارند، درحالی‌که مدل‌های Voo و Gopal انحراف زیاد دارند. در نهایت رابطه ساده‌شده برای تخمین ظرفیت برشی ناحیه اتصال نیز ارائه شد. یافته‌های این تحقیق می‌تواند به عنوان مبنایی برای اصلاح روابط آیین‌نامه‌ای و بهینه‌سازی طراحی درزهای اتصال سگمتال در پل‌های UHPC استفاده کرد.

کلمات کلیدی

بتن فوق‌توانمند
پل پیش‌ساخته بتنی
درز خشک
روش اجزا محدود
ظرفیت برشی

۱- مقدمه

در ترافیک و کاهش انتشار کربن دارد [3-6]. در دهه اخیر، سهم پل‌های ساخته به روش پیش‌ساخته در پروژه‌های زیربنایی بزرگراهی به طور قابل‌توجهی افزایش یافته است. افزون بر این، توجه روزافزون به توسعه پایدار سبب شده است تا استفاده از مصالحی مانند بتن فوق‌توانمند (UHPC^۱) با ویژگی‌هایی چون مقاومت فشاری زیاد، شکل‌پذیری مناسب، وزن کم و دوام زیاد در پل‌های سگمتال، پوسته‌ای و تیرهای ماژولار

امروزه پل‌ها یکی از سازه‌های مهم و پرکاربرد سازه‌های زیرساختی شناخته می‌شوند. روش‌های ساخت پل را می‌توان به طور کلی به دو دسته اجرا در محل و پیش‌ساخته سگمتال تقسیم کرد: در روش سگمتال، قطعات طولی سازه ابتدا در کارخانه ساخته می‌شوند و سپس در محل، به‌گونه‌ای دقیق مونتاژ و متصل می‌شوند [1، 2]. این شیوه مزایایی همچون کاهش زمان ساخت، افزایش دقت به دلیل شرایط کنترل‌شده در کارخانه، کاهش اخلاف

¹ Ultra high performance concrete

فشار عمود بر درز را در یک مدل عددی سه بعدی ارزیابی نکرده است. این پژوهش به دنبال پاسخ به این سؤال است که: «رابطه کمی ظرفیت برشی اتصال UHPC با تعداد کلید برشی، ابعاد کلید و مقدار فشار عمود بر درز چگونه است؟».

در ادامه این مقاله، ابتدا در بخش دوم مدل عددی و روند درستی آزمایشی آن توضیح داده می شود. سپس در بخش سوم، نتایج حاصل از تحلیل پارامتریک به طور دقیق مورد بحث و تحلیل قرار خواهند گرفت. در نهایت، در بخش چهارم، ظرفیت برشی محل اتصال با روابط موجود مقایسه می شود.

۲- مدل سازی و درستی آزمایشی

شکست برشی مستقیم که در ناحیه اتصال سازه های بتن فوق توانمند تحت اثر بارهای متمرکز رخ می دهد، یکی از حالت های گسیختگی مهم و نگران کننده محسوب می شود؛ زیرا وقوع آن می تواند به پیامدهای سازه ای جدی و پرهزینه منجر شود. به همین دلیل، شناخت دقیق رفتار برشی اتصال ها و بررسی سازوکار انتقال بار در آن ها، همواره مورد توجه پژوهشگران و مهندسان بوده است. متداول ترین روش بررسی رفتار برشی در ناحیه اتصال، آزمایش فشار بر اتصال^۲ است که پژوهشگران بسیاری از آن برای ارزیابی ظرفیت برشی و پاسخ مکانیکی سطح تماس در اتصالات استفاده کرده اند. نمونه های استفاده شده در این نوع آزمایش معمولاً به دو دسته تقسیم می شوند:

- نمونه اتصال تکی (SJ^۳) که شماتیک آن در شکل (۱) نمایش داده شده است.
- نمونه اتصال دوتایی (DJ^۴) که نمونه ای از آن در شکل (۲) ارائه شده است.

نمونه های اتصال تکی به دلیل سهولت در ساخت، نیاز به مصالح کمتر و اجرای ساده تر، در پژوهش های بسیاری استفاده شده اند. با این حال، برخی پژوهشگران معتقدند این نمونه ها در شرایط بارگذاری سنگین و تغییر شکل های زیاد، ممکن است دچار مشکلاتی در حفظ هم راستایی بار وارد شده با سطح برش اتصال شوند. در مقابل، نمونه های اتصال دوتایی به دلیل تقارن هندسی و

گسترش یابد [5, 7-10]. با این حال، درز بین قطعات سگمنتال نقطه ضعف بالقوه ای برای گسیختگی برشی بشمار می رود [11]؛ به همین دلیل انتقال مطمئن نیروهای برشی و فشاری در این ناحیه برای تضمین سختی و پایداری سازه حیاتی است. راهکار رایج، استفاده از درزهای خشک یا اپوکسی دار دارای یک یا چند کلید برشی است [12-14].

در سال ۲۰۱۵ لی وو و همکاران [15] بر اثر تنش محصورکنندگی و تعداد کلید برشی روی ظرفیت برشی درز خشک با بتن فوق توانمند مطالعاتی انجام دادند که نتیجه آن تصحیح ضریب اصطکاک بتن- بتن در درز خشک به ۰/۴۶ شد. همچنین آزمایش ها نشان داد که افزایش فشار عمود بر درز از ۱۰ MPa به ۲۰ MPa باعث بهبود عملکرد برش می شود.

در سال ۲۰۱۹ لو و همکاران [16]، برای بررسی اثر آرماتور تقویت در کلید برشی و الیاف فولادی ۲۵ نمونه با ابعاد واقعی و بتن فوق توانمند مورد آزمایش قرار دادند، نتایج نشان داد که وجود الیاف فولادی می تواند علاوه بر بهبود شکل پذیری درز خشک باعث جلوگیری از خوردشدگی بتن ترک خورده شود. همچنین نمونه های دارای تقویت فولادی کلید برشی بزرگ حدود ۱۰ درصد ظرفیت برشی بیشتری نسبت به نمونه های دارای سه کلید برشی ثبت کردند.

در سال ۲۰۲۲، پن و همکاران [10]، با آزمایش ۱۸ نمونه دارای اپوکسی به بررسی اثر فشار عمود بر درز و تعداد کلید برشی بر عملکرد برشی درز اتصال اپوکسی پرداختند. فشار عمود بدرز اعمال شده به نمونه ها بین ۴ تا ۱۰ مگاپاسکال بود نمونه ها بین ۱ تا ۳ عدد کلید برشی داشتند که نتایج نشان داد هر دو متغیر مورد بررسی تأثیر قابل توجه ای بر ظرفیت برشی دارد. در انتها نتایج حاصل از آزمایش با مقادیر حاصل از آیین نامه آشتو^۱ مقایسه شد و با توجه به اختلاف زیاد نتایج آزمایشگاهی و تئوری، بر اساس دایره مور رابطه اصلاح شده ای ارائه شد که هم پوشانی مناسبی با دیتاهای استخراج شده از آزمایش داشتند.

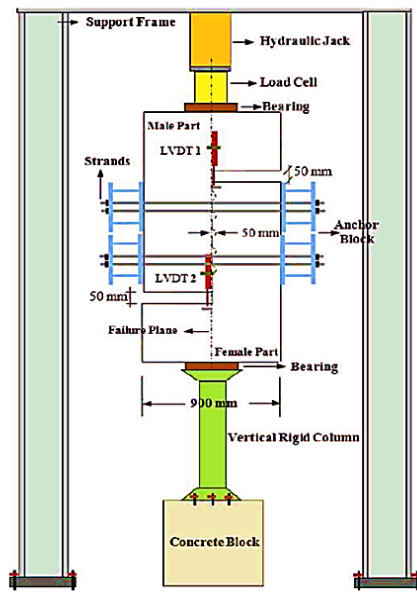
با وجود مطالعات ارزشمند یاد شده، تاکنون هیچ پژوهشی به صورت جامع و هم زمان تأثیر تعداد، ابعاد کلیدهای برشی و مقدار

² Push-off test

³ Single joint

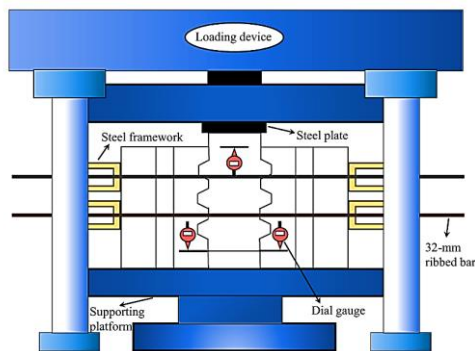
⁴ Double joint

¹ AASHTO



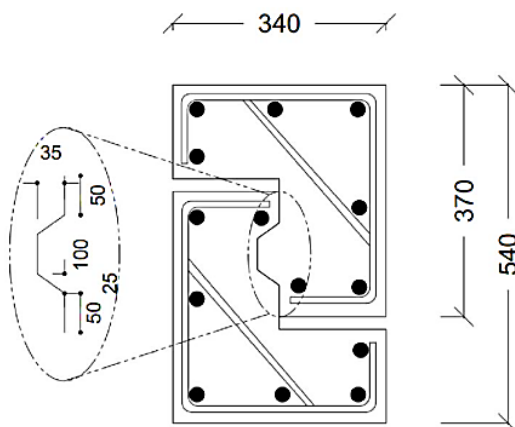
شکل ۱. شماتیک آزمایش برش مستقیم اتصال تکی [۹]

Fig. 1. Schematic of Single joint push-off test [9]



شکل ۲. شماتیک آزمایش برش مستقیم اتصال دوتایی [۱۸]

Fig. 2. Schematic of Double joint push-off test [18]



شکل ۳. شماتیک و اندازه‌گذاری قطعه موردبررسی برای درستی‌آزمایی

Fig. 3. Schematic and measurements of the examined part for verification

بارگذاری متقارن، عموماً پایداری بیشتری در حین بارگذاری دارند و امکان اعمال بار به صورت دقیق‌تری در مرکز نمونه را فراهم می‌سازند. البته هر دو نوع نمونه، مزایا و معایب خاص خود را دارند و انتخاب نوع نمونه بستگی به اهداف تحقیق، دسترسی به مصالح و تجهیزات آزمایشگاهی دارد.

۲-۱- معرفی مدل آزمایشگاهی

به منظور درستی‌آزمایی مدل اجزا محدود از پژوهش انجام شده توسط جنگ و همکاران [17] در سال ۲۰۲۳ استفاده شد. نمونه انتخاب شده (DK1-D35-h100-S2-2) دارای یک کلید برشی به عمق و ارتفاع ۳۵ و ۱۰۰ میلی‌متر است و دارای ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر می‌باشد. در نام‌گذاری قطعه، S2 نمایانگر فشار عمود بر درز ۲ مگاپاسکال است. در این پژوهش، پارامتر فشار عمود بر درز (σ_n) است که به صورت فشار یکنواخت بین سطحی مدل‌سازی شده و نماینده فشار ناشی از نیروی پیش‌تنیدگی در پل‌های سگمنتال می‌باشد.

شکل (۳) ابعاد قطعه مورد بررسی بر حسب میلی‌متر را نشان می‌دهد.

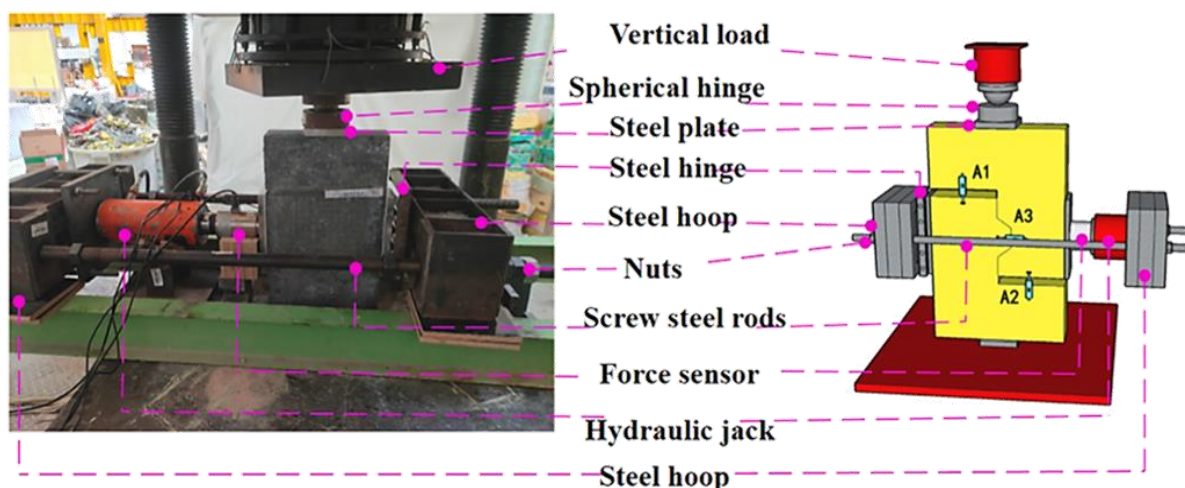
در ساخت این قطعه از دو لایه آرماتور با قطر ۱۶ میلی‌متر و تنش تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال استفاده شده است. بتن مصرفی از نوع الیافی فوق‌توانمند با مقاومت فشاری ۱۳۰ مگاپاسکال و ۲ درصد حجمی الیاف فولادی بوده است که در جدول (۱) مشخصات آن بیان شده است.

در این آزمایش از یک جک هیدرولیکی برای اعمال بار به محل اتصال و ۳ عدد تغییرمکان سنج استفاده شد. آزمایش از نوع کنترل‌شونده توسط تغییرمکان با نرخ بارگذاری ۰/۱۵ mm/min است که در شکل (۴) شماتیک آزمایش نمایش داده شده است.

جدول ۱. مشخصات مکانیکی بتن فوق‌توانمند [۱۷]

Table. 1. Mechanical properties of UHPC [17]

f_{cu} (MPa)	f'_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (MPa)	Fiber content
129.45	125.74	12.01	43,000	2%



شکل ۴. شماتیک و پیکربندی آزمایش انجام شده [۱۷]

Fig. 4. Schematic and configuration of test setup [17]

۲-۲- جزئیات مدل سازی

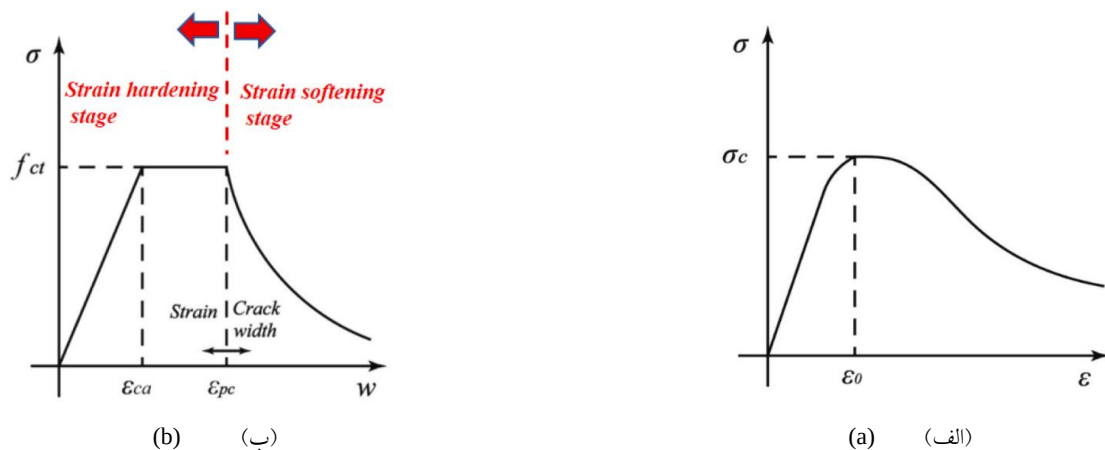
مدل عددی در این پژوهش با استفاده از نرم افزار اجزای محدود آباکوس ساخته شده است. برای مدل سازی سه بعدی نمونه ها، از المان های هشت گره ای با انتگرال گیری کاهشی (C3D8R) استفاده شده است. در مدل سازی رفتار غیرخطی بتن UHPC، از مدل رفتاری CDP بهره گرفته شده است که قادر است رفتار بتن را تحت بارگذاری های پیچیده به خوبی شبیه سازی کند. جدول (۲) پارامترهای استفاده شده در مدل رفتاری بتن را نشان می دهد. از آنجایی که بتن مورد استفاده از نوع فوق توانمند بوده و الیاف فولادی نیز دارد پس؛ نمی توان از روابط معمول برای تعریف در نرم افزار استفاده کرد. در این مورد تاکنون پژوهش های گسترده ای انجام شده که در اینجا از رابطه ۱ و ۲ به ترتیب برای رفتار فشاری و کششی استفاده شد [17, 19]. شکل (۵) نمودار تنش - کرنش را در کشش و فشار برای بتن فوق توانمند نشان می دهد.

$$\sigma_c(\varepsilon) = \begin{cases} f_c \frac{n\xi - \xi^2}{1 + (n-2)\xi}, & \varepsilon \leq \varepsilon_0 \\ f_c \frac{\xi}{2(\xi-1)^2 + \xi}, & \varepsilon > \varepsilon_0 \end{cases} \quad (1)$$

$$\sigma_t(\varepsilon) = \begin{cases} \frac{f_{ct}}{\varepsilon_{ca}} \varepsilon, & 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{ca} \\ f_{ct}, & \varepsilon_{ca} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{pc} \\ f_{ct} \frac{1}{\left(1 + \frac{\omega}{\omega_p}\right)^p}, & \varepsilon \geq \varepsilon_{pc} \end{cases} \quad (2)$$

در رابطه ۱، f_c معرف مقاومت فشاری بتن، ξ برابر نسبت کرنش هر نقطه به کرنش متناظر با f_c و $n = \frac{E_c}{E_0}$ می باشد. در شکل (۵-ب) بخش افقی نمودار به دلیل وجود الیاف در بتن می باشد و مقادیر ε_{ca} و ε_{pc} به ترتیب کرنش متناظر با ترک خوردگی بتن و کرنش ماکزیمم در ناحیه سخت شوندگی بتن است. هم چنین بخش نرم شوندگی نشان داده شده در شکل (۵-ب) وابسته به پارامتر ω (عرض ترک) است. در جدول (۳) مقادیر پارامترهای مورد نیاز در رابطه ۱ و ۲ آورده شده است.

قطعه DK1-D35-h100-S2-2 مطابق شکل (۶-الف) در محیط نرم افزار ساخته شد و تحت تغییر مکان ۸ میلی متری مطابق آنچه در آزمایش صورت گرفته بود، قرار گرفت. برای تعیین ابعاد مناسب مش بندی از المان هایی با ابعاد ۱۵، ۲۰، ۸ و ۵ میلی متر استفاده شد. آنالیز حساسیت به مش بندی به شکلی صورت گرفت که تعادل مناسبی بین هزینه محاسباتی و دقت محاسبات برقرار شود، پس ابعاد المان ها در همه نواحی به جز ناحیه اتصال برابر ۱۵ میلی متر در نظر گرفته شد. در ناحیه اتصال ابعاد المان ها به ۸ میلی متر کاهش یافت (شکل ۶-ب).



شکل ۵. نمودار تنش - کرنش بتن در (الف) فشار، (ب) کشش [۱۷]
Fig. 5. Stress – Strain curves of UHPC in (a) Comparison, (b) Tension [17]

جدول ۳. مقادیر مورد نیاز برای تعریف بتن فوق‌توانمند در آباکوس [۱۷]

Table 3. Required data for defining UHPC in ABAQUS [17]

p	ω_p (mm)	ϵ_{pc} ($\mu\epsilon$)	ϵ_{ca} ($\mu\epsilon$)	f_{ct} (MPa)	ϵ_0 ($\mu\epsilon$)	E_c (GPa)	f_c (MPa)
0.95	0.25	765	198	6.67	3500	43	135



شکل ۶. (الف) مدل‌سازی قطعه، (ب) المان‌های ایجاد شده در محیط آباکوس.

Fig. 6. (a) modeling of specimen, (b) Meshing of specimen.

تحلیل غیرخطی آن انجام شده است. پس از پایان تحلیل، نتایج خروجی مدل عددی شامل الگوی ترک‌ها، چگونگی گسترش شکست، ظرفیت باربری نهایی و سختی اولیه استخراج شده و با نتایج آزمایش تجربی متناظر مقایسه گردیده است. این مقایسه به منظور ارزیابی دقت مدل عددی و درستی‌آزمایی آن برای ادامه مطالعات پارامتریک انجام شده است.

شکل (۷) نمودار نیرو - جابه‌جایی به‌دست‌آمده از تحلیل عددی را در مقایسه با نمودار تجربی متناظر آن نشان می‌دهد. روند رفتاری مشابه و انطباق مناسب بین این منحنی‌ها تأییدکننده توانایی

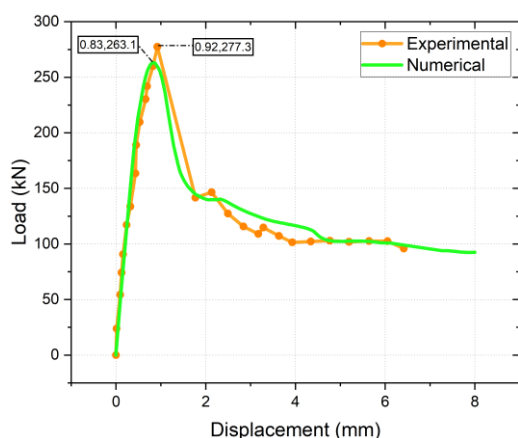
قطعه DK1-D35-h100-S2-2 دارای تنش فشاری پیش‌تیدگی به اندازه ۲ مگاپاسکال می‌باشد که در فرآیند بارگذاری ابتدا این فشار به محل خود وارد شد، سپس مقدار جابه‌جایی ۸ میلی‌متر به بالای آن وارد شد. تماس بین دو قطعه بتنی به صورت تماس سطح به سطح^۱ با ضریب اصطکاک مماسی ۰/۶ تعریف شده است.

۳-۲- تحلیل نتایج و درستی‌آزمایی مدل

در این مرحله از پژوهش، مدل اجزای محدود نمونه آزمایشگاهی موردنظر در نرم‌افزار آباکوس توسعه داده شده و

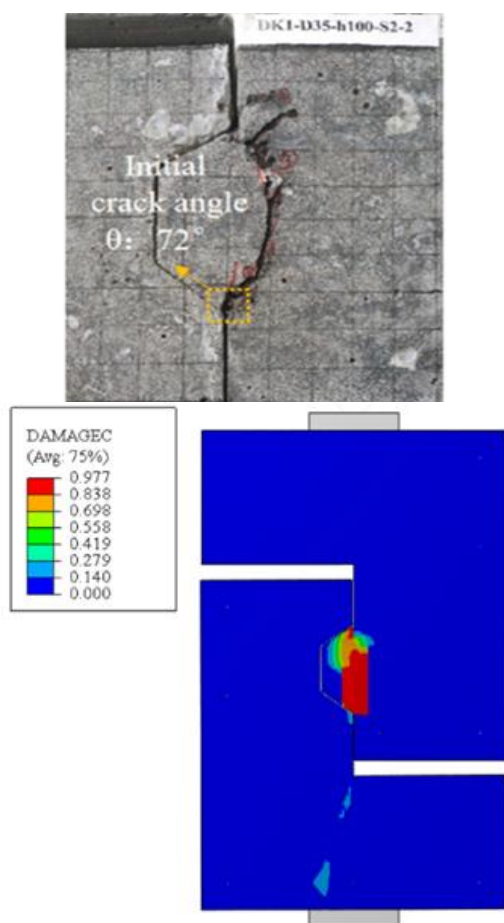
¹ Surface-to-Surface Contact

تطابق یا واگرایی مدل عددی با پیش‌بینی‌های طراحی است. این نتایج می‌توانند در راستای بهبود دقت روابط آیین‌نامه‌ای و افزایش اطمینان در طراحی اتصالات سگمنتال مورد استفاده قرار گیرند.



شکل ۷. نمودار نیرو - تغییر مکان قطعه با یک کلید برشی برای صحت‌سنجی مدل اجزا محدود.

Fig. 7. Load – displacement curve of single shear key model for validation of FEM model.



شکل ۸. مقایسه الگو گسترش ترک در آزمایش و مدل اجزا محدود

Fig. 8. Comparison of crack propagation pattern in experiment and finite element model

بالای مدل عددی در شبیه‌سازی رفتار غیرخطی نمونه تحت بارگذاری است. همچنین در شکل (۸)، الگوی ترک‌های ایجاد شده و چگونگی گسترش شکست در نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی مورد مقایسه قرار گرفته است. همان‌طور که مشاهده شد، محل آغاز ترک‌ها، مسیر پیشرفت و حالت نهایی شکست در مدل عددی تطابق قابل قبولی با نتایج حاصل از آزمایش دارد. ظرفیت باربری نهایی نمونه در آزمایش تجربی برابر با ۲۷۷ کیلو نیوتن ثبت شد، در حالی که ظرفیت به دست آمده از مدل اجزای محدود در نرم‌افزار آباکوس با ۵ درصد خطا برابر ۲۶۳ کیلو نیوتن است. همان‌طور که واضح است ظرفیت نهایی قطعه در این پژوهش برابر با نقطه اوج نمودار نیرو - تغییر مکان در نظر گرفته شده است. مطابقت قابل قبول و دقیق سه پارامتر اساسی ظرفیت باربری نهایی، شیب اولیه نمودار نیرو-تغییر مکان و الگو رشد ترک نشان از درستی و عملکرد صحیح مدل شبیه‌سازی شده دارد.

۳- مطالعه پارامتریک

پس از درستی آزمایشی مدل عددی با داده‌های تجربی، گام بعدی این پژوهش به بررسی اثر پارامترهای کلیدی بر ظرفیت برشی اتصال خشک بین سگمنت‌های بتن فوق‌توانمند اختصاص یافته است. این تحلیل با هدف درک عمیق‌تر رفتار برشی محل درز و ارزیابی تأثیر متغیرهای اصلی هندسی و مکانیکی انجام شده است. در این مطالعه، سه پارامتر مؤثر به عنوان متغیرهای اصلی انتخاب شده‌اند: تعداد کلیدهای برشی تعبیه شده در سطح تماس، نسبت عمق به ارتفاع کلید برشی (d/h) و فشار عمود بر درز اعمال شده به ناحیه اتصال.

انتخاب این پارامترها مبتنی بر تحلیل شکاف در مطالعات پیشین، داده‌های تجربی معتبر و شناخت سازوکارهای گسیختگی در ناحیه اتصال صورت گرفته است. به منظور ارزیابی جامع و هدفمند تأثیر این متغیرها، مجموعه‌ای از ۱۲ ترکیب تحلیلی منحصربه‌فرد طراحی و در نرم‌افزار Abaqus شبیه‌سازی شده‌اند. مقادیر انتخاب شده برای نسبت d/h در سه سطح ۰/۵، ۰/۶ و ۰/۷، برای فشار عمود بر درز در سه سطح ۳، ۵ و ۱۰ مگاپاسکال، و برای تعداد کلیدها در سه حالت ۱، ۲ و ۳ در نظر گرفته شده است. هدف نهایی این بخش، استخراج روندهای رفتار سازه‌های اتصال،

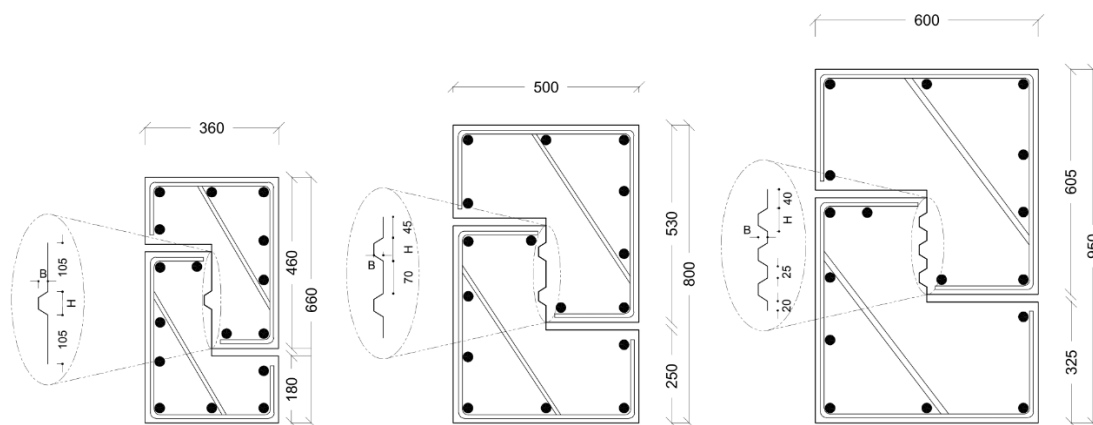
تحلیل تأثیر هر متغیر به صورت مجزا و ترکیبی، و ارزیابی میزان

۳-۱- تعریف نمونه‌ها و پارامترهای مدل‌سازی

در این بخش، نمونه‌های عددی بر اساس ترکیب سه پارامتر اصلی طراحی شده‌اند: تعداد کلید برشی، عمق کلید و مقدار فشار عمود بر درز. برای سهولت ارجاع و دسته‌بندی، یک سیستم نام‌گذاری ساده و خوانا در قالب زیر برای نمونه‌ها انتخاب شده است

برای نمونه، نمونه‌ای با یک کلید برشی، عمق کلید ۳۵ میلی‌متر و فشار جانبی ۵ مگاپاسکال با کد "SK1-D35-P5" نام‌گذاری شده است.

ابعاد مقطع نمونه‌های موردبررسی بسته به تعداد کلید، متناسب با تصویر هندسی نمونه‌ها انتخاب شده است؛ به طور میانگین، ارتفاع کل ۶۶۰ تا ۹۵۰ میلی‌متر و عرض کل ۳۶۰ تا ۶۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. شکل (۹) نمای کلی هندسه سه گروه



شکل ۹. نمای اندازه‌گذاری شده قطعات موردبررسی (ابعاد به میلی‌متر)

Fig. 9. An example of the measured view of the investigated Specimens (dimensions in mm)

جدول ۴. جزییات نمونه‌های موردبررسی

Table 4. Details of investigated specimens

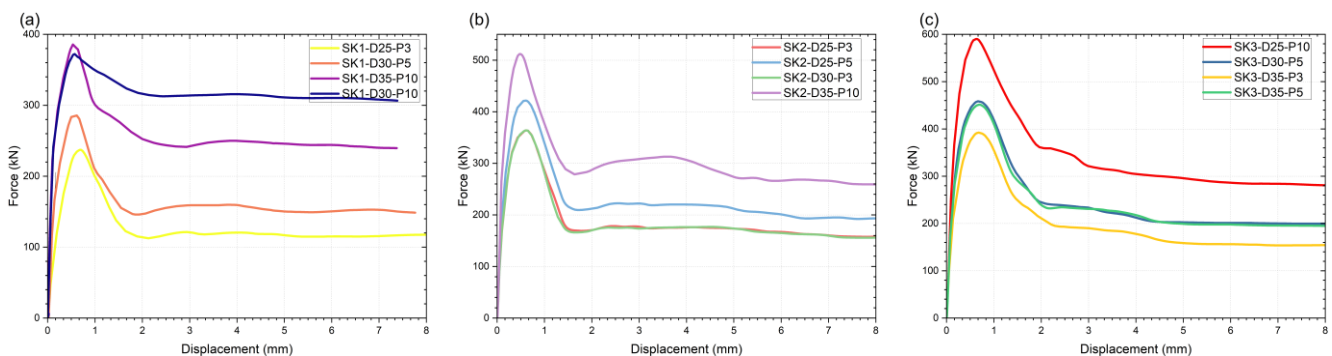
Number	Specimen	Key number	Key depth D (mm)	Key height H (mm)	Depth-height ratio D/H	Confining stress σ_n (MPa)
1	SK1-D25-P3	1	25	50	0.5	3
2	SK1-D30-P5		30		0.6	5
3	SK1-D35-P10		35		0.7	10
4	SK1-D30-P10	2	30	50	0.6	10
5	SK2-D25-P3		25		0.5	3
6	SK2-D25-P5		25		0.5	5
7	SK2-D30-P3	3	30	50	0.6	3
8	SK2-D35-P10		35		0.7	10
9	SK3-D25-P10		25		0.5	10
10	SK3-D30-P5	3	30	50	0.6	5
11	SK3-D35-P3		35		0.7	3
12	SK3-D35-P5		35		0.7	5

صعودی در بازه ۱۰ تا ۳۵ درصد P_{max} تعیین شده و P_{res} به صورت میانگین ۱۰ نقطه انتهایی منحنی محاسبه شده است. خلاصه این مقادیر در جدول (۵) ارائه شده است. منحنی‌های شکل (۱۰) نشان می‌دهند پاسخ همه نمونه‌ها از یک الگوی سه‌بخشی مشترک تبعیت می‌کند: صعود نسبتاً تند اولیه، رسیدن به پیک مقاومت برشی و افت پس از اوج که در نهایت به یک تراز پایدار همگرا می‌شود. روند خرابی و شکست نمونه‌ها به طور کلی در همه نمونه‌ها از بالا به پایین بوده است، به این صورت که در نمونه‌های دو و سه کلید خرابی کلیدهای برشی به ترتیب از کلید بالایی شروع می‌شود و در انتها پایین‌ترین کلید دچار شکست می‌شود. شکل (۱۱) روند خرابی نمونه‌ها با تعداد مختلف کلید برشی را نشان می‌دهد.

بین سطح‌ها به صورت اصطکاکی مدل شده است. در اتصال خشک برش عمدتاً از ترکیب اصطکاک سطحی و ظرفیت برشی کلیدها تأثیر می‌شود در حالی که در اتصال اپوکسی سهم غالب از چسبندگی سطحی و برش در لایه رزین اپوکسی به دست می‌آید و پاسخ به رفتار شبه یکپارچه نزدیک می‌شود و نتایج به طور معناداری از اتصالات خشک فاصله می‌گیرد بنابراین تعمیم مستقیم یافته‌های اتصال خشک به اتصال اپوکسی مجاز نیست.

۲-۳- بررسی رفتار برشی و روند خرابی نمونه‌ها

در این بخش برای هر یک از ۱۲ نمونه، از منحنی‌های نیرو-جابجایی شاخص‌های ظرفیت نهایی، جابه‌جایی متناظر با اوج، سختی اولیه و نیروی باقی‌مانده استخراج شد. سختی مؤثر شیب شاخه



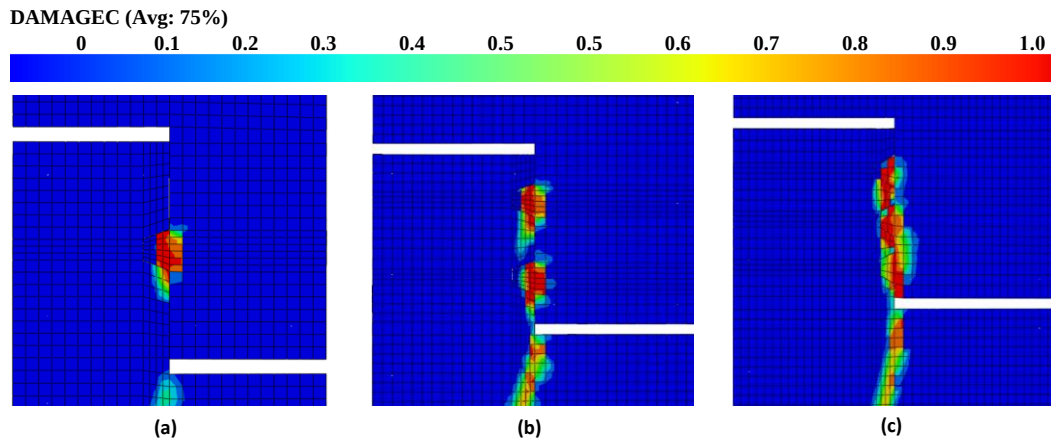
شکل ۱۰. نمودار نیرو-جابجایی ناحیه اتصال با: (a) یک کلید برشی؛ (b) دو کلید برشی؛ (c) سه کلید برشی

Fig. 10. Load – Displacement curves for joint with: (a) single shear key; (b) double shear key; (c) three shear keys

جدول ۵. خلاصه نتایج حاصل از تحلیل عددی نمونه‌ها

Table 5. Summary of results from numerical analysis of specimens

Specimen	P_{max} (kN)	ΔP_{max} (mm)	P_{res} (kN)	P_{res}/P_{max}	k_{ini} (kN/mm)
SK1-D25-P3	237.4	0.69	116.8	0.49	664.1
SK1-D30-P5	285.7	0.62	149.3	0.52	1850.6
SK1-D35-P10	385.8	0.53	240	0.62	4371.8
SK1-D30-P10	372.3	0.57	307.6	0.82	3174
SK2-D25-P3	364.0	0.61	152.9	0.42	1875.1
SK2-D25-P5	421.8	0.61	189.4	0.45	2379.4
SK2-D30-P3	363.9	0.48	156.4	0.43	1902.1
SK2-D35-P10	512.0	0.49	257.8	0.5	3109.8
SK3-D25-P10	590.4	0.65	281.4	0.47	3094.9
SK3-D30-P5	458.7	0.66	198.3	0.41	2494.6
SK3-D35-P3	392.4	0.68	154.3	0.39	1685.1
SK3-D35-P5	451.4	0.7	195.9	0.43	2498.3



شکل ۱۱. کانتور خرابی ناحیه اتصال برای نمونه: (a) تک کلید؛ (b) دو کلید؛ (c) سه کلید برشی

Fig. 11. Joint damage contour for the specimen with: (a) single key; (b) double key; (c) three shear keys

مورد بررسی در بازه ۱۱۷ تا ۳۰۸ کیلونیوتن به ترتیب برای نمونه SK1-D30-P10 و SK1-D25-P3 تغییر می‌کند. هم‌چنین مشاهده می‌شود که بیشینه ظرفیت مطلق الزاماً به بیشترین نسبت نیروی باقی‌مانده منجر نشده است.

۳-۳- اثر فشار عمود بر درز بر اتصال

در این بخش به بررسی اثر فشار عمود بر درز بر ظرفیت برشی محل اتصال پرداخته می‌شود. به همین منظور نمونه‌ها به تفکیک تعداد کلید برشی بررسی و مورد بحث قرار می‌گیرد.

در نمونه‌های دارای یک کلید برشی با عمق ثابت ($D=30\text{mm}$) با افزایش σ_c از ۵ به ۱۰ مگاپاسکال مطابق جدول (۴) ظرفیت نهایی و نسبت نیرو باقی‌مانده به ظرفیت نهایی نمونه به ترتیب ۳۰ و ۵۸ درصد افزایش یافته. سختی اولیه نیز از ۱۸۵۰ به ۳۱۷۴ کیلونیوتن بر میلی‌متر افزایش داشته (۷۱ درصد افزایش). در نمونه‌های دارای دو کلید برشی مقایسه نمونه‌های SK2-D25-P3 و SK2-D25-P5 نشان می‌دهد که افزایش فشار عمود بر درز منجر به افزایش ظرفیت برشی به میزان ۱۵ درصد را نشان می‌دهد اما سختی اولیه از ۱۸۷۵ به ۲۳۷۹ کیلونیوتن بر میلی‌متر رسیده است. نسبت P_{res}/P_{max} نیز رشد ملایمی در حدود ۷ درصد داشته است. این الگو بیانگر آن است که در اتصال با دو کلید برشی بخشی از بهبود ظرفیت برشی ناشی از توزیع مناسب‌تر تنش و کاهش تمرکز تنش در کلید برشی است.

در گروه SK3 روند صعودی با افزایش فشار عمود بر درز به‌وضوح دیده می‌شود (افزایش ۱۵ و ۲۷ درصدی به ترتیب برای ظرفیت برشی و سختی اولیه در نمونه‌های SK3-D35-P3 و SK3-

اوج‌ها در دامنه جابه‌جایی کوچکی رخ می‌دهند، ΔP_{max} برای کل مجموعه بین ۰/۴۸ تا ۰/۷۰ میلی‌متر تغییر می‌کند، تمرکز جابه‌جایی در حوالی نیم میلی‌متر نشان می‌دهد که فعال‌سازی ظرفیت برشی درز عمدتاً محلی و زود هنگام است و تفاوت‌های بین نمونه‌ها بیشتر از مسیر شیب حرکت به‌سوی اوج نمایان می‌شود تا محل وقوع اوج. این گزاره با مقایسه شکل‌های (۱۳) و (۱۴) تقویت می‌شود. ظرفیت نهایی بیشینه و کمینه به ترتیب برای نمونه‌های SK1-D25-P3 و SK3-d25-P10 برابر ۵۹۰/۴ و ۲۳۷/۴ کیلونیوتن بدست آمده است، درحالی‌که سختی اولیه ۶۶۴/۱ تا ۴۳۷۱/۸ کیلونیوتن بر میلی‌متر به ترتیب برای نمونه SK1-D25-P3 و SK1-D35-P10 نوسان می‌کند. بنابراین نمونه‌های پرظرفیت الزاماً به جابه‌جایی اوج بزرگ‌تری نیاز نداشته‌اند، بلکه با شیب آغازین بالاتر و تحمل برشی بیشتر در همان دامنه تغییر شکل کوچک به نقطه اوج رسیده‌اند. برای نمونه، در نمونه‌های دارای یک کلید برشی افزایش محصورشدگی از ۵ به ۱۰ مگاپاسکال در دو نمونه SK1-D30-P5 و SK1-D30-P10 ظرفیت را از ۲۵۸/۷ به ۳۷۲/۳ بالا برده و هم‌زمان سختی اولیه را از ۱۸۵۰/۶ به ۳۱۷۴ کیلونیوتن بر میلی‌متر افزایش داده است؛ در مقابل تغییر مکان متناظر بانقطه اوج را تنها از ۰/۶۲ به ۰/۵۷ میلی‌متر کاهش یافته است. این تمایز نشان می‌دهد سختی اولیه بیش از هر چیز بازتاب وضعیت تماس و محصورشدگی مؤثر در ابتدای بارگذاری است، حال آن‌که ظرفیت نهایی حاصل برهم‌کنش کامل‌تری از سازوکارهای اصطکاکی و درگیری فشاری-برشی کلیدها در حوالی اوج است. بر اساس شکل (۱۵)، ظرفیت باقی‌مانده (P_{res}) در نمونه‌های

نسبت نیروی باقی مانده به پیک (P_{res}/P_{max}) از ۰/۸۲ به ۰/۶۲ کاهش یافته است که می تواند ناشی از گسیختگی ناگهانی و کاهش سختی پس از اوج باشد.

در نمونه های سه کلبه، مانند SK3-D30-P5 و SK3-D35-P5، افزایش عمق کلید برشی موجب حفظ یا اندکی افزایش در P_{res}/P_{max} و سختی اولیه شده است، درحالی که ظرفیت برشی تفاوت چندانی ندارد. این مسئله نشان می دهد که در حضور چند کلید، اثر افزایش عمق ممکن است به واسطه توزیع متوازن تر نیرو بین کلیدها تعدیل شود.

از منظر مکانیکی، افزایش عمق کلید منجر به افزایش سطح تماس مؤثر و بهبود درگیری اصطکاکی و فشاری می شود. با این حال، عمق های زیاد می تواند تمرکز تنش موضعی پیرامون کلید را تشدید کرده و رفتار پس از اوج را شکننده تر سازد. نتایج نشان می دهد در پیکربندی های چند کلیدی، افزایش عمق از حدود ۰/۵ به ۰/۶ بهبود معناداری در ظرفیت ایجاد نمی کند، و در نمونه های با یک کلید نیز عمق های بزرگ تر تنها افزایش اندکی در اوج ظرفیت به همراه دارند اما نسبت نیروی باقیمانده به اوج را کاهش می دهند؛ از این رو، عمق های میانه برای تک کلید ($D/H \approx 0.6$) و عمق های کوچک تا میانه برای چند کلید ($D/H \approx 0.5-0.6$) ارجحیت دارد.

۳-۶- تحلیل اثر توأمان عمق و فشار عمود بر درز

تأثیر توأمان عمق کلید (D) و فشار عمود بر درز (σ_c) بر ظرفیت برشی (P_{max}) کاملاً وابسته به پیکربندی اتصال است. در اتصال تک کلید، افزایش فشار عمود بر درز بیش از عمق، تأثیرگذار بوده و افزایش σ_c می تواند به صورت خطی ظرفیت را افزایش دهد؛ درحالی که نقش عمق غیرخطی و محدود است. در اتصال دو کلید، توزیع نیرو متعادل تر شده و تأثیر σ_c همچنان مثبت است، اما نوسان ناشی از عمق کاهش یافته است.

در اتصال سه کلبه، بیشترین مقدار P_{max} ثبت شده و رفتار ترکیبی پارامترها پیچیده تر می شود؛ به طوری که فشار عمود بر درز نقش کلیدی تری نسبت به عمق ایفا می کند. این تحلیل نشان می دهد که در طراحی اتصالات چند کلید، استفاده از فشار محصورکننده مناسب مؤثرتر از افزایش ابعاد کلید بوده و می تواند به بهینه سازی عملکرد برشی اتصال منجر شود.

D35-P5). نسبت P_{res}/P_{max} نیز از ۰/۳۹ به ۰/۴۳ افزایش یافته است. این یافته ها تایید می کند که محصورشدگی بالاتر بیشتر از آن که محل وقوع اوج را جابه جا کند، مقدار مورد انتظار ظرفیت برشی را افزایش می دهد.

در یک جمع بندی، σ_c در هر سه گروه عامل غالب ارتقای عملکرد است، اما شدت اثر آن با پیکربندی اتصال رابطه دارد به نحوی که در اتصالات تک کلید، σ_c با سرعت بیشتری سختی اولیه را افزایش می دهد و نسبت P_{res}/P_{max} را به طور چشمگیری بهبود می بخشد؛ در اتصالات چند کلید، افزایش σ_c ظرفیت را به صورت پایدار بالا می برد و پایداری پس از اوج را تقویت می کند.

۳-۴- اثر تعداد کلید برشی بر اتصال

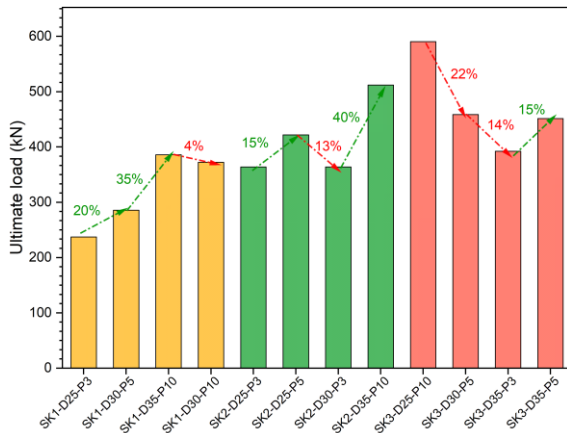
در نمونه های با یک کلید برشی، افزایش تعداد کلید از ۱ به ۲ و سپس ۳ به وضوح ظرفیت برشی را افزایش می دهد. این افزایش ظرفیت ناشی از توزیع مؤثرتر بار میان کلبه های برشی است. همانطور که در شکل های (۱۰ و ۱۱) نشان داده شده است، با افزایش تعداد کلبه ها، تمرکز تنش کاهش می یابد و نیرو به طور یکنواخت تری توزیع می شود، که در نهایت باعث افزایش توان تحمل بار می شود. این نتایج با مشاهدات تجربی مرتبط با اتصالات چندکلبه که بار را به طور مؤثرتری منتقل می کنند، همخوانی دارد.

۳-۵- بررسی اثر عمق کلید برشی

عمق کلید برشی یکی از پارامترهای کلیدی در طراحی اتصال درزهای خشک بین قطعات سگمنتال در پل های پیش ساخته محسوب می شود. این پارامتر مستقیماً بر ظرفیت برشی نهایی، سختی اولیه اتصال و همچنین رفتار پس از گسیختگی اثرگذار است. در این بخش، عملکرد مکانیکی اتصالات تحت فشار محصورکننده ثابت، با تغییر نسبت عمق به ارتفاع کلید برشی (D/H)، مورد بررسی قرار گرفته است.

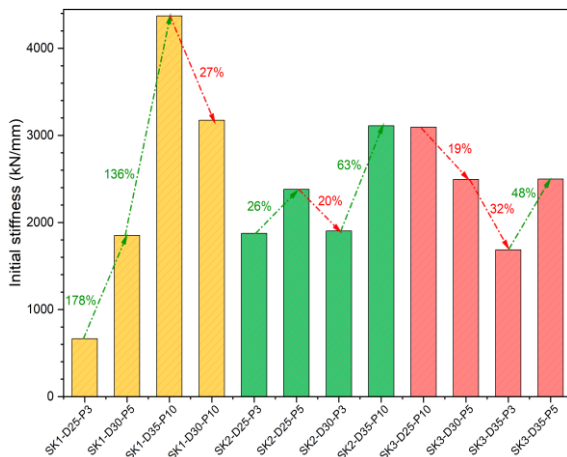
در نمونه های گروه SK1 با فشار جانبی ثابت ۱۰ مگاپاسکال، مقایسه دو نمونه SK1-D30-P10 و SK1-D35-P10 نشان می دهد که افزایش عمق کلید از ۳۰ به ۳۵ میلی متر باعث افزایش ظرفیت برشی از ۳۱۷۳ به ۳۸۵۸ کیلونیوتن (حدود ۳/۶ درصد) و رشد سختی اولیه از ۳۱۷۴ به ۴۳۷۱ کیلونیوتن بر میلی متر (حدود ۳۸ درصد) شده است. این افزایش بیانگر بهبود عملکرد تماس کلید با سطح بتن مجاور در فاز پیش از گسیختگی است. با این حال،

ظرفیت برشی ناحیه اتصال ساخته شده با UHPC استفاده می‌شود مقایسه می‌شود.



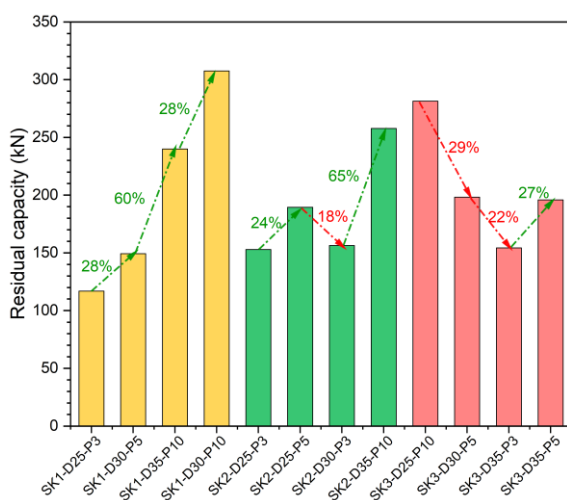
شکل ۱۳. نمودار میله‌ای ظرفیت نهایی نمونه‌ها

Fig. 13. Bar chart of ultimate load of specimens



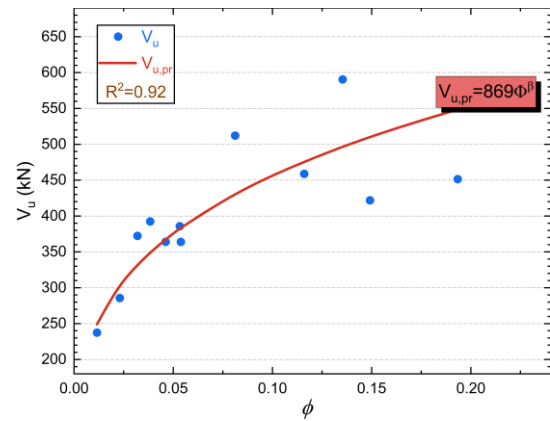
شکل ۱۴. نمودار میله‌ای سختی اولیه نمونه‌ها

Fig. 14. Bar chart of initial stiffness of specimens



شکل ۱۵. نمودار میله‌ای ظرفیت باقی مانده نمونه‌ها

Fig. 15. Bar chart of residual capacity of specimens



شکل ۱۲. نمودار ظرفیت برشی (V_u) بر حسب شاخص ϕ .

Fig. 12. Shear capacity (V_u) vs. ϕ curves.

برای ادغام اثر هم‌زمان فشار عمود بر درز و نسبت عمق کلید و همچنین تعداد کلیدها، یک شاخص ترکیبی تعریف و بر کل مجموعه داده‌ها برازش شد. شاخص‌های میانی و رابطه نهایی در ادامه آورده شده است (رابطه ۳-۵).

$$\psi = \frac{\sigma_n}{f'_c} \times (D/H) \quad (3)$$

$$\phi = \psi \times N^\gamma \quad (4)$$

$$V_u = A \times \phi^\beta \quad (5)$$

در این روابط ضرایب β و γ و A بر اساس برازش مجموع مربعات انجام شده روی ۱۲ نمونه مورد بررسی به ترتیب برابر $1/47$ ، $0/28$ و 869 بدست آمد. این فرم یک رابطه واحد فراهم می‌کند که با ورودی‌های σ_n مستقیماً ظرفیت برشی را پیش‌بینی می‌کند و بر کل داده‌ها همبستگی بالایی نشان می‌دهد ($R^2=0.92$). در این رابطه، σ_n و f'_c بر حسب مگاپاسکال، N تعداد کلید برشی و V_u بر حسب کیلونیوتن است. دامنه کاربرد رابطه مطابق با دامنه مطالعه انجام شده در این پژوهش است. شکل (۱۲) منحنی پیش‌بینی ظرفیت برشی بر حسب پارامتر ϕ را نشان می‌دهد.

۴- روابط ارائه شده برای درز اتصال با بتن فوق‌توانمند

در این بخش، به بررسی و مقایسه روابط موجود برای پیش‌بینی ظرفیت برشی درز اتصال خشک در سازه‌های سگمتال بتن فوق‌توانمند پرداخته می‌شود. باتوجه به اهمیت عملکرد این ناحیه در تضمین انتقال نیروهای برشی و پایداری کلی پل، ارزیابی دقت و اعتبار روابط طراحی مرسوم در مقابل نتایج عددی حاصل از مدل اجزای محدود ضروری است. به همین منظور نتایج حاصل از تحلیل اجزا محدود با ۴ رابطه شاخص که معمولاً برای تخمین

جدول ۶. خلاصه روابط طراحی منتخب برای برآورد V_u در اتصالات خشک

Table 6. summary of selected formulas for prediction of V_u in dry joints

(1)	AASHTO	$V_{u1} = A_{keys} \sqrt{6.792 \times 10^{-3} f'_c (2.466 \sigma_n + 12) + 0.6 A_{sm} \sigma_n}$
(2)	Voo et al [15]	$V_{u2} = \mu \sigma_n A_{sm} + \tau_{xy} A_{keys}$, $\mu = -0.0105 \sigma_n + 0.565$
(3)	Gopal et al [9]	$V_{u3} = \mu \sigma_n A_{sm} + \tau_{xy} A_{keys}$, $\mu = -0.009 \sigma_n + 0.59$
(4)	Oettel and Empelmann [21]	$V_{u4} = \mu \sigma_n A_{joint} + f f_c A_{keys}$, $\mu = 0.9$, $f = 0.11$

جدول ۷. خلاصه نتایج حاصل از مقایسه ظرفیت به دست آمده از روابط موجود با تحلیل عددی

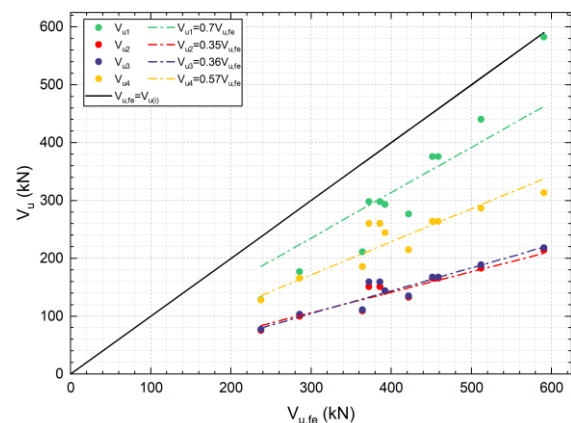
Table 7. Summary of results from comparing the capacity obtained from existing formulas with numerical analysis

Specimen	$V_{u,fe}$ (kN)	V_{u1} (kN)	$\frac{V_{u1}}{V_{u,fe}}$	V_{u2} (kN)	$\frac{V_{u2}}{V_{u,fe}}$	V_{u3} (kN)	$\frac{V_{u3}}{V_{u,fe}}$	V_{u4} (kN)	$\frac{V_{u4}}{V_{u,fe}}$
SK1-D25-P3	237.4	128.9	0.54	75.4	0.32	77.3	0.33	128.2	0.54
SK1-D30-P5	285.7	177.3	0.62	99.6	0.35	103.0	0.36	166	0.58
SK1-D35-P10	385.8	298.2	0.77	151.1	0.39	159.5	0.41	260.5	0.68
SK1-D30-P10	372.3	298.2	0.80	151.1	0.41	159.6	0.43	260.5	0.70
SK2-D25-P3	364.0	211.1	0.58	109.3	0.30	110.7	0.30	186.2	0.51
SK2-D25-P5	421.8	276.6	0.66	132.7	0.31	135.2	0.32	215	0.51
SK2-D30-P3	363.9	211.1	0.58	109.3	0.30	110.7	0.30	186.2	0.51
SK2-D35-P10	512.0	440.5	0.86	182.7	0.36	189.1	0.37	287	0.56
SK3-D25-P10	590.4	582.7	0.99	214.2	0.36	218.6	0.37	313.5	0.53
SK3-D30-P5	458.7	375.9	0.82	165.7	0.36	167.4	0.36	264	0.58
SK3-D35-P3	392.4	293.2	0.75	143.1	0.36	144.1	0.37	244.2	0.62
SK3-D35-P5	451.4	375.9	0.83	165.7	0.37	167.4	0.37	264	0.58
		average	0.73		0.35		0.36		0.58

روابط تئوری: این روابط بر اساس اصل زیر بنا شده‌اند: مقاومت برشی با جمع دو بخش اصطکاکی و مقاومت ناشی از کلید برشی به دست می‌آید. اولین رابطه منتج شده از این اصل رابطه آشتو بوده و باقی روابط منتشر شده تاکنون از بهینه‌سازی و تغییر در این رابطه به دست آمده است. در جدول (۶) روابط ارایه شده در آشتو، لی وو و همکاران [15]، گوپال و همکاران [9] و اوئل و همکاران [21] آورده شده است.

رابطه (۴) که ترکیبی از مقاومت فشاری و اصطکاک سطحی است، با میانگین نسبت $V_{u4}/V_{u,fe}$ برابر با ۰/۵۸ عملکرد بهتری نسبت به مدل‌های تجربی داشته و به ویژه در نمونه‌هایی با فشار محصورکننده بالا و چند کلید برشی، تطابق قابل قبولی از خود نشان داده است. همچنین پراکندگی کمتر داده‌های مربوط به این مدل در شکل (۱۶) نشان‌دهنده پایداری نسبی عملکرد آن است.

در مجموع، می‌توان نتیجه گرفت که رابطه AASHTO و مدل Oettel دارای دقت مناسب‌تری برای طراحی اتصالات سگمنتال با UHPC هستند.



شکل ۱۶. مقایسه بین نتایج به دست آمده از روابط و تحلیل عددی

Fig. 16. Comparison between calculated results and existing formulas

به‌طور کلی همه روابط ارائه شده تا کنون را می‌توان به دو بخش کلی تقسیم کرد [20]:

روابط رگرسیونی: این روابط بر اساس آنالیز رگرسیونی نتایج آزمایش یا تحلیل نرم‌افزاری با لحاظ کردن آثار پارامترهای تأثیرگذار به دست می‌آید.

۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، رفتار برشی محل اتصال خشک در پل‌های پیش‌ساخته با بتن فوق‌توانمند (UHPC) با استفاده از مدل‌سازی عددی دقیق در نرم‌افزار Abaqus و رویکرد CDP مورد بررسی قرار گرفت. پس از درستی آزمایشی مدل عددی با داده‌های آزمایشگاهی معتبر، تأثیر سه پارامتر کلیدی شامل تعداد کلیدهای برشی، عمق کلید و فشار عمود بر درز در قالب یک مطالعه پارامتریک تحلیل شد. نتایج حاصل از مدل‌سازی به صورت کمی و کیفی بررسی شد و با چهار رابطه متداول برای برآورد ظرفیت برشی در اتصال UHPC مقایسه شد. لازم به ذکر است نتایج این پژوهش صرفاً برای درزهای خشک معتبر است؛ در حضور اپوکسی، سازوکار غالب از اصطکاک به چسبندگی تغییر کرده و انتظار می‌رود ظرفیت و سختی افزایش یابد؛ پس برای اتصالات اپوکسی باید از چارچوب‌های تحلیلی و داده‌های اختصاصی آن‌ها استفاده شود. در ادامه نتایج حاصل از این پژوهش به اختصار بیان می‌شود:

- افزایش فشار عمود بر درز در تمامی پیکربندی‌ها باعث ارتقای ظرفیت برشی و سختی اولیه شد؛ این اثر در نمونه‌های تک‌کلید چشمگیرتر بوده و نسبت P_{res}/P_{max} را به طور معناداری افزایش داد.
- افزایش تعداد کلیدهای برشی منجر به توزیع یکنواخت‌تر تنش، کاهش تمرکز تنش موضعی و افزایش محسوس ظرفیت برشی شد.
- افزایش عمق کلید برشی باعث افزایش سختی اولیه و ظرفیت نهایی شد، اما در برخی نمونه‌ها موجب کاهش چقرمگی پس از اوج و ایجاد رفتار شکننده شد؛ این اثر در اتصالات چند کلید کمتر محسوس بود.
- بررسی اثر هم‌زمان عمق کلید و فشار عمود بر درز نشان داد که در اتصال چند کلید، تأثیر σ_c بسیار برجسته‌تر از عمق است و انتخاب مناسب سطح فشار جانبی نقش کلیدی در بهینه‌سازی

عملکرد اتصال دارد.

- مقایسه نتایج عددی با روابط طراحی نشان داد که:
 - رابطه AASHTO با میانگین نسبت $V_u/V_{u,fe}$ برابر با ۰/۷۳، محافظه‌کارانه اما نسبتاً دقیق است.
 - مدل Oettel با میانگین نسبت ۰/۵۸ عملکرد قابل قبولی دارد، به‌ویژه در نمونه‌های چندکلید و دارای σ_c بالا.
 - روابط Voo و Gopal به ترتیب با نسبت‌های ۰/۳۵ و ۰/۳۶، نتایج با دقت پایین و محافظه‌کارانه ارائه داده‌اند.
- یک رابطه ساده شده بر اساس پارامتر بی‌بعد Φ که تابعی از فشار عمود بر درز و نسبت عمق به ارتفاع کلید برشی بود ارائه شد. این رابطه در دامنه متغیرهای پژوهش انجام شده با خطای قابل قبول کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت برشی ناحیه اتصال تخمین می‌زند.

قدردانی نویسندگان

از داوران محترم که با ارائه پیشنهادات خود باعث بهبود کیفیت این مقاله شدند قدردانی می‌شود.

تعارض منافع

هیچ نوع تعارض منافی وجود ندارد.

سهم نویسندگان

سهم همه نویسندگان باهم برابر است.

منابع مالی

منابع مالی خاصی برای این پژوهش مورد استفاده قرار نگرفته است.

بیانیه هوش مصنوعی

در این پژوهش از هیچ یک از ابزارهای هوش مصنوعی استفاده نشده است.

References

- [1] Su, H., Liu, H., Li, W., Huang, Z., Du, J. and Wang, J., 2024. Experimental and numerical research on the performance of cast-in-situ concrete wet joints in closure section in precast concrete segmental bridges under cyclic loading. *Structural Concrete*, 25(4), pp.2336-2355. doi: 10.1002/suco.202300413
- [2] Yuan, A., Yang, C., Wang, J., Chen, L. and Lu, R., 2019. Shear behavior of epoxy resin joints in precast concrete segmental bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 24(4), p.04019009. doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001362
- [3] Li, G., Hu, H. and Zhao, S., 2018. Axial-shear-flexure interaction behavior of joints in precast concrete segmental bridge columns. *Journal of Bridge Engineering*, 23(10), p.04018071. doi:

- 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001276
- [4] Li, S., Liu, D., Sun, Y., Chen, X. and Casas, J.R., 2024. Shear behaviour and theoretical model of large shear key dry joints in precast concrete segmental bridges using advanced monitoring. *Structure and Infrastructure Engineering*, 22(4), pp.721-733. doi: 10.1080/15732479.2024.2350035
- [5] Oettel, V., Joachim, L. and Schmidt, B., 2023. Calculation approach of multi keyed dry joints for sustainable modular precast element constructions made of UHPFRC. *Construction and Building Materials*, 370, p.130687. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2023.130687
- [6] Jiang, H., Chen, L., Ma, Z.J. and Feng, W., 2015. Shear behavior of dry joints with castellated keys in precast concrete segmental bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 20(2), p.04014062. doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000649
- [7] Rombach, G.A., 2004. Dry joint behavior of hollow box girder segmental bridges. *FIB Symposium on Segmental Construction in Concrete*, New Delhi, 26-29 November 2004.
- [8] Wang, J., Liu, J., Wang, Z., Liu, T., Liu, J. and Zhang, J., 2021. Cost-effective UHPC for accelerated bridge construction: material properties, structural elements, and structural applications. *Journal of Bridge Engineering*, 26(2), p.04020117. doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001660
- [9] Gopal, B.A., Hejazi, F., Hafezolghorani, M. and Voo, Y.L., 2020. Shear strength of dry and epoxy joints for ultra-high-performance fiber-reinforced concrete. *ACI Structural Journal*, 117(1), pp.279-288. doi: 10.14359/51718078
- [10] Pan, R., Cheng, L., He, W., Zhou, X. and Shen, X., 2022. Direct shear performance of UHPC multi-keyed epoxy joint. *Structures*, 44, pp.1898-1909. doi: 10.1016/j.istruc.2022.08.094
- [11] Li, G., Yang, D. and Lei, Y., 2013. Combined shear and bending behavior of joints in precast concrete segmental beams with external tendons. *Journal of Bridge Engineering*, 18(10), pp.1042-1052. doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000453
- [12] Ahmed, G.H. and Aziz, O.Q., 2019. Shear strength of joints in precast posttensioned segmental bridges during 1959-2019, review and analysis. *Structures*, 20, pp.527-542. doi: 10.1016/j.istruc.2019.06.007
- [13] Buyukozturk, O., Bakhoun, M.M. and Beattie, S.M., 1990. Shear behavior of joints in precast concrete segmental bridges. *Journal of Structural Engineering*, 116(12), pp.3380-3401. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:12(3380)
- [14] Traver-Abella, C., Bonet, J.L., Miguel, P.F. and Albiol-Ibáñez, J.R., 2024. Effect of steel fibres on the shear behaviour of SCC dry joints in precast segmental bridges. *Construction and Building Materials*, 415, p.134998. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2024.134998
- [15] Voo, Y.L., Foster, S.J. and Voo, C.C., 2015. Ultrahigh-performance concrete segmental bridge technology: Toward sustainable bridge construction. *Journal of Bridge Engineering*, 20(8), p.B5014001. doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000704
- [16] Liu, T., Wang, Z., Guo, J. and Wang, J., 2019. Shear strength of dry joints in precast UHPC segmental bridges: Experimental and theoretical research. *Journal of Bridge Engineering*, 24(1), p.04018100. doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001323
- [17] Jiang, H., Huang, C., Mei, G., Gao, X., Tian, Y. and Sun, X., 2023. Experimental and numerical investigations on direct shear performance of UHPC dry joints. *Engineering Structures*, 283, p.115872. doi: 10.1016/j.engstruct.2023.115872
- [18] Ye, M., Li, L., Li, H. and Zhou, C., 2022. Shear behavior of joints in precast UHPC segmental bridges under direct shear loading. *Construction and Building Materials*, 357, p.129212. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.129212
- [19] Cao, J. and Shao, X., 2019. Finite element analysis of headed studs embedded in thin UHPC. *Journal of Constructional Steel Research*, 161, pp.355-368. doi: 10.1016/j.jcsr.2019.03.016
- [20] Pan, R., He, W., Cheng, L. and Li, C., 2022. Direct shear strength of UHPC large-keyed epoxy joint: theoretical model and experimental verification. *Journal of Bridge Engineering*, 27(9), p.04022083. doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001936
- [21] Oettel, V. and Empelmann, M., 2019. Structural behavior of profiled dry joints between precast ultra-high performance fiber reinforced concrete elements. *Structural Concrete*, 20(1), pp.446-454. doi: 10.1002/suco.201800117

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم؟

Nooumi Delshad, H. and Mahmoudzadeh Kani, I., 2026. Numerical study of joint behavior in UHPC segmental bridges. *Modares Civil Engineering journal*, 26(4), pp.95-109.

