

Simulation of Shear Mode in Fracture Mechanics of Concrete Cold-Joint

*Ehsan Karimi**

*Department of Civil Engineering, Bandargaz Branch, Islamic Azad University, Bandargaz, Iran
karimi@bandargaziau.ac.ir*

Vahid Reza Kalatjari (Associate Professor)

Department of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran

Abstract

This paper presents a model to simulate shear mode (mode II) of fracture mechanics in concrete cold-joint. The simulation is performed using nonlinear static analysis of materials and geometry. The specimens used for modeling are S-shaped specimens used in the push-off test. The specimens modeled in three situations with 2, 4, and 6 steel connectors and validated with the results of corresponding the experimental specimens. The results of the analysis show that the proposed method has a good ability to simulate the behavior of the shear mode of fracture mechanics in concrete cold-joint. The proposed simulation method can be useful to investigate the behavior of reinforced concrete frames with cold-joint and repair, retrofitting, and strengthening reinforced concrete structures.

Keywords: *Cold-Joint, Shear Mode of Fracture Mechanics, Push-off Test, Shear-Friction, Steel Connectors.*

شبیه‌سازی مود برشی مکانیک شکست در اتصال سرد بتنی

دریافت مقاله: ۱۴-۰۹-۱۳۹۹

پذیرش مقاله: ۱۵-۱۱-۱۳۹۹

احسان کریمی*

استادیار گروه مهندسی عمران، واحد بندرگز، دانشگاه آزاد اسلامی، بندرگز، ایران

karimi@bandargaziau.ac.ir

وحیدرضا کلات

دانشیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

چکیده

در این تحقیق به شبیه‌سازی مود برشی (مود دوم) مکانیک شکست در اتصال سرد بتنی پرداخته شده است. شبیه‌سازی با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی مصالح و هندسه انجام شده است. نمونه‌های استفاده شده جهت مدل‌سازی، نمونه‌های S شکل مورد استفاده در آزمایش پوش-آف می‌باشند. مدل‌سازی نمونه‌ها در سه وضعیت با ۲، ۴ و ۶ آرمتور دوخت انجام شده و با نتایج حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی نظیر، صحت‌سنجی شده است. نتایج تحلیل بیانگر این است که روش پیشنهاد شده به خوبی توانایی شبیه‌سازی رفتار مود دوم مکانیک شکست در اتصال سرد بتنی را دارا می‌باشد. روش شبیه‌سازی پیشنهادی می‌تواند جهت بررسی رفتار قاب‌های بتن‌آرمه دارای اتصال سرد و همچنین قاب‌ها و اعضای بتن‌آرمه‌ای که مورد تقویت، تعمیر یا ترمیم قرار گرفته‌اند، مفید باشد.

کلمات کلیدی: مود برشی مکانیک شکست، آزمایش پوش-آف، اتصال سرد، برش-اصطکاک، آرمتور دوخت.

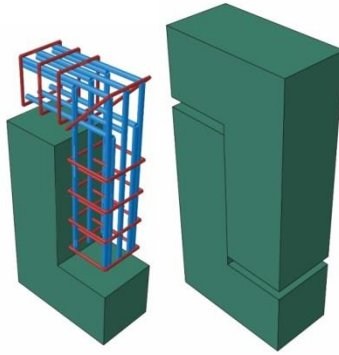
یکی از مسائل سازه‌های بتن آرمه وجود اتصال سرد است. اتصال سرد در شرایط مختلف و یا با دلایل متفاوتی ممکن است در سازه‌های بتن آرمه به وجود آید. اما به طور کلی می‌توان گفت عامل اصلی به وجود آمدن اتصال سرد، قطع و وقفه در بتن‌ریزی می‌باشد. اگر وقفه در بتن‌ریزی به حدی باشد که باعث گیرش بتن قبلی شده و بتن جدید با بتن قبلی ترکیب و ممزوج نشود، این نوع اتصال به وجود می‌آید. در این حالت بین بتن جدید و بتن قدیم سطحی به وجود می‌آید که به آن سطح واریز یا اتصال سرد گفته می‌شود. هر چند که اتصال سرد پدیده خوبی برای رفتار سازه‌های بتن آرمه محسوب نمی‌شود، اما اصولاً وجود آنها در برخی از موقعیت‌ها و شرایط گریز ناپذیر می‌باشد. عدم توانایی در بتن‌ریزی پیوسته به دلیل ضعف در امکانات یا عدم توانایی در تهیه و آماده‌سازی حجم مورد نیاز بتن جهت اجرای پیوسته، محدودیت در قالب‌بندی اعم از محدودیت در میزان قالب مورد نیاز و نیز ظرفیت باربری قالب‌ها و پایه‌نگهدارها، مشکلات اجرایی، توجیه اقتصادی و بسیاری از موارد دیگر را می‌توان به عنوان دلایل به وجود آمدن اتصال سرد اشاره نمود. همچنین در سازه‌های بتنی پیش‌ساخته نیز وجود اتصال سرد امری اجتناب‌ناپذیر است. از شرایط دیگری که منجر به به وجود آمدن اتصال سرد در سازه‌های بتنی می‌شود، موضوع تقویت، تعمیر و ترمیم اجزای این سازه‌ها می‌باشد.

تا کنون تحقیقات متعددی بر روی خصوصیات سطوح واریز و اتصال سرد بتنی انجام شده است [۱-۱۱]. کریمی و کلات جاری [۱۲]، مدلی عددی برای شبیه‌سازی مود بازشدگی مکانیک شکست اتصال سرد بر روی تیر سه نقطه خمش ارائه نمودند. خولیو و همکاران [۱۳]، دقت روابط آئین‌نامه طراحی برای تخمین مقاومت برشی طولی پوشش‌های بتنی در مقاوم‌سازی را با استفاده از نمونه‌های آزمایشگاهی پوش-آف مورد بررسی قرار دادند. همچنین، فیگورئا و همکاران [۱۴]، رفتار چرخه‌ای اتصال سرد بتنی را با استفاده از نمونه‌های آزمایش پوش-آف انجام دادند. خالو و همکاران [۱۵، ۱۶] مطالعاتی بر روی رفتار بتن تحت تنش‌های مرکب برشی و فشاری و نیز ارزیابی عددی روش پوش-آف برای آزمایش برش بتن انجام دادند. مطالعاتی نیز در خصوص ارزیابی رفتار المان‌های سازه‌ای بتن مسلح و مصالح بتنی توسط فنگ و همکاران [۱۷] و آزادی و همکاران [۱۸-۲۰] انجام شده است. برای شبیه‌سازی رفتار بتن تحت بارگذاری رفت و برگشتی، مطالعاتی بر روی مدل‌های جدید خسارت پلاستیک بتن^۱ (CDP) انجام شده است [۲۱-۲۳]. در این تحقیق، روشی جهت شبیه‌سازی مود دوم مکانیک شکست در اتصال سرد بتنی با استفاده از نمونه‌های آزمایش پوش-آف پیشنهاد شده است.

۲- مدل سازی نمونه:

از آنجا که هدف از انجام این تحقیق، شبیه‌سازی مود دوم شکست (مود لغزشی یا برشی) در اتصال سرد بتنی است، از این‌رو، از نمونه آزمایش پوش-آف که مناسب برای بررسی رفتار برشی می‌باشد استفاده شده است.

^۱ concrete damage plasticity (CDP)

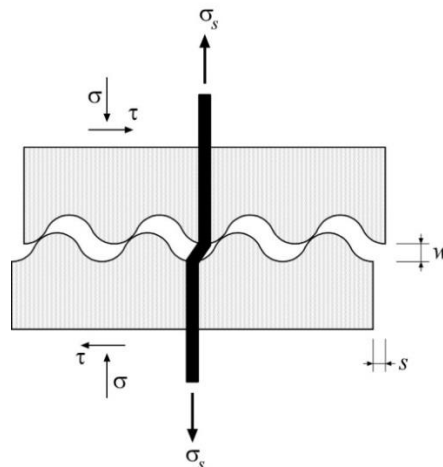


شکل ۱. نمونه S شکل همراه با وضعیت آرماتورگذاری

برای مدلسازی از نرم افزار ABAQUS استفاده شده است. نمونه S شکل مدل سازی شده همراه با وضعیت آرماتورگذاری در شکل ۱ نشان داده شده است. برای در نظر گرفتن تاثیر میزان آرماتورهای دوخت، نمونه با سه حالت با ۲، ۴ و ۶ میلگرد دوخت در ناحیه اتصال سرد مدل سازی شده است. در حقیقت این نمونه (نمونه S شکل) از دو قسمت L شکل تشکیل شده است و فرض بر این است که در عمل یک قسمت L شکل ابتدا بتن ریزی شده و پس از گیرش بتن قسمت اول، بتن ریزی قسمت دوم انجام شده است. بدین ترتیب، در محل اتصال دو قطعه L شکل (مطابق شکل ۱) اتصال سرد به وجود می آید. به عبارت دیگر، در محل اتصال دو قطعه L شکل، سطح مشترکی به وجود می آید که به آن سطح واریز نیز گفته می شود. در عمل این سطح نسبت به سایر قسمت ها ضعیف تر بوده و شانس شکل گیری ترک در امتداد آن نسبت به سایر قسمت ها که به صورت پیوسته بتن ریزی شده اند، بیشتر می باشد [۲۴].

۲-۱- بیان تئوری مسئله:

با توجه به شکل و هندسه نمونه و نیز اعمال نیروی متقارن و متوازن و به صورت فشاری در سطوح بالا و پایین نمونه، نیروی برشی به وجود آمده در امتداد سطح واریز غالب بوده و شکست برشی در امتداد آن حتمی خواهد بود. اصولاً تا قبل از شکل گیری ترک، تفاوتی بین رفتار نمونه یکپارچه و نمونه دارای اتصال سرد نمی باشد [۲۵، ۲۶]. اما پس از ایجاد ترک، مقاومت برشی توسط عواملی نظیر اصطکاک، قفل و بست سنگدانه ها، تغییر شکل های خمشی آرماتورهای عبور کننده از سطح واریز و تنش های برشی مربوط به میلگردهای فولادی و عمل شاخه ای میلگردها تامین می شود [۱۴، ۲۷، ۲۸]. جابجایی های برشی نسبی در سطح باز شده به وسیله ترک مطابق شکل ۲، تحت عنوان تئوری برش-اصطکاک مطرح می شود [۲۹].



شکل ۲. مدل برش-اصطکاک

تنش برشی سطح واریز (τ) با استفاده از جمع قوای تنش‌های چسبندگی، اصطکاک و عمل شاخه‌ای به صورت زیر قابل تعریف می‌باشد [۱۴]:

$$\tau = c \times f_t' + \mu \times \rho \times \sigma_s + \tau_{dowel} \quad (1)$$

در رابطه، c ضریب چسبندگی، f_t' مقاومت کششی بتن، μ ضریب اصطکاک، ρ درصد آرماتورهای عرضی سطح واریز و σ_s تنش محوری آرماتورها می‌باشد. پارامترهای c و μ وابسته به زبری سطح و تنش برشی تامین شده توسط عمل شاخه‌ای (τ_{dowel}) وابسته به قطر میلگرد آرماتور و مقاومت فولاد و بتن پایه می‌باشد [۳۰]. رابطه مقاومت برشی سطح تماس بتن با بتن برای درز غیر مسلح طبق آئین‌نامه 2010 fib [۳۱] به صورت زیر می‌باشد:

$$\tau_{Rdi} = c_a \cdot f_t' + \mu \cdot \sigma_n \quad (2)$$

در اینجا، c_a ضریب چسبندگی، σ_n تنش فشاری ناشی از نیروی عمودی اعمال شده بر سطح واریز و f_t' مقاومت کششی بتن بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

با مقایسه روابط ۱ و ۲، به سادگی می‌توان نتیجه گرفت که رابطه ۲ حالت خاصی از رابطه کلی ۱ می‌باشد که در آن اثر فولاد و عمل شاخه‌ای حذف شده است. مقاومت کششی بتن را می‌توان از رابطه ارائه شده در آئین‌نامه 2010 fib [۳۱] به صورت زیر به دست آورد:

$$f_t' = 0.3(f_c')^{2/3} \quad (3)$$

در اینجا، f_c' مقاومت مشخصه فشاری بتن بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

۲-۲- مدل سازی بتن:

برای مدل‌سازی اعضای بتنی از المان توپر سه‌بعدی با انتگرال‌گیری کاهش یافته هشت گره‌ای خطی (C3D8R) و برای مدل‌سازی رفتار بتن از مدل خسارت پلاستیک بتن ارائه شده توسط لی و فنوس [۳۲] با در نظر گرفتن پارامترهای مربوطه مطابق جدول ۱، استفاده شده است.

جدول ۱. مقادیر پارامترهای مدل CDP

ψ	ε	f_{bo}/f_{co}	K_c
36	0.1	1.16	0.667

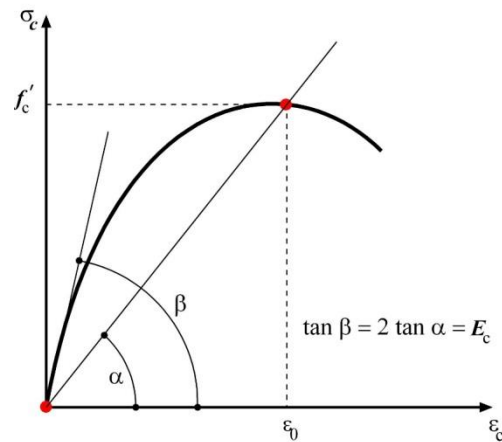
در اینجا، ψ زاویه انعطاف‌پذیری اندازه‌گیری شده از صفحه دویاتوری $p-q$ در فشار محدود کننده بالا، ε ، خروج از مرکزیت صفحه پتانسیل پلاستیک، f_{bo} و f_{co} مقاومت تسلیم فشاری در حالت به ترتیب دو محوری و تک محوری و k_c نسبت بین مقادیر تنش‌های انحرافی تک محوری کششی و فشاری است [۳۳]. سه پارامتر مهم دیگری که برای استفاده از مدل خسارت پلاستیک بتن نیاز می‌باشد، منحنی رفتار تک محوری تنش-کرنش بتن در فشار و کشش و نیز پارامتر خرابی در فشار (d_c) و کشش (d_t) می‌باشد. برای منحنی رفتار تک محوری تنش-کرنش بتن در فشار، می‌توان از رابطه ارائه شده توسط دسای و کاریشن [۳۴] (مطابق شکل ۳) به صورت زیر استفاده نمود:

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2} \quad (4)$$

در رابطه، f تنش در کرنش مفروض ε ، ε_0 کرنش متناظر با مقاومت فشاری نهایی بتن مطابق رابطه ۵ [۳۵] و E_c مدول الاستیسیته بتن مطابق رابطه ۶ [۳۴] می‌باشد:

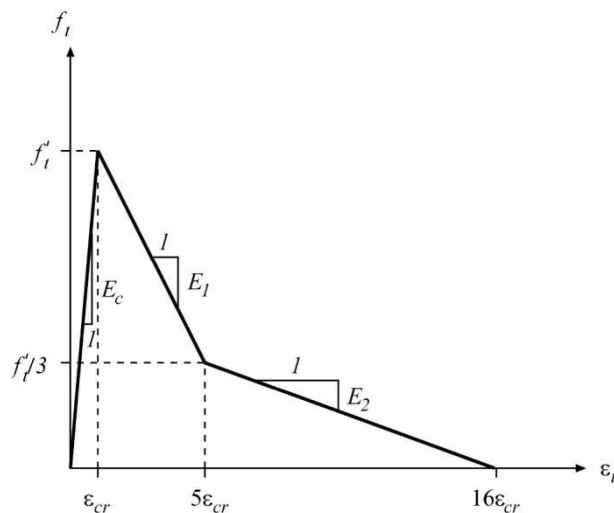
$$\varepsilon_0 = 0.0014[2 - \exp(-0.024f'_c) - \exp(-0.140f'_c)] \quad (5)$$

$$E_c = \frac{2f'_c}{\varepsilon_0} \quad (6)$$



شکل ۳. مدل رفتار تک محوری تنش-کرنش بتن در فشار [۳۴]

طبق قواعد هندسه تحلیلی و جبر، چنانچه خطی مماس از یک نقطه مفروض بر روی منحنی سهمی درجه دوم رسم گردد، شیب این خط مماس ۲ برابر شیب خطی است که از همان نقطه به نقطه رأس سهمی رسم شود که این موضوع در شکل ۳ نشان داده شده و رابطه ۶ نیز بر این اساس است. همچنین می‌توان برای منحنی رفتار تک محوری تنش-کرنش بتن در کشش از مدل ارائه شده توسط ماسیکوت و همکاران [۳۶]، مطابق شکل ۴ استفاده نمود:



شکل ۴. مدل رفتار تک محوری تنش-کرنش بتن در کشش [۳۶]

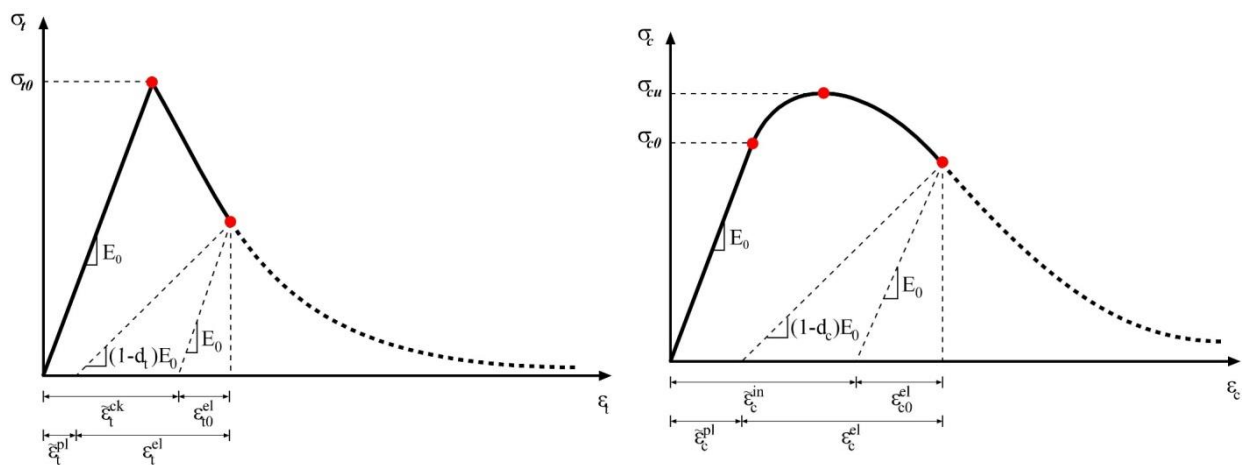
در اینجا، f_t' ، حداکثر مقاومت کششی قابل محاسبه از رابطه ۳، E_c ، مدول الاستیسیته بتن قابل محاسبه از رابطه ۶ و ε_{cr} ، کرنش نظیر حداکثر مقاومت کششی می‌باشد.

پارامتر خرابی که از لحاظ تئوری مقداری بین صفر تا یک دارد را می‌توان برای ناحیه نرم‌شدگی متناسب با مقاومت بتن در حالت فشاری و کششی به ترتیب به صورت روابط زیر تعریف نمود [۳۷، ۳۸]:

$$d_c = 1 - \frac{f}{f_c} \quad (۷)$$

$$d_t = 1 - \frac{f}{f_t} \quad (۸)$$

در پارامتر خرابی، مقدار صفر نشانگر عدم وجود تخریب و مقدار یک نشانگر تخریب کامل است. تاثیر پارامتر خرابی بر روی رفتار بتن در فشار و کشش تک‌محوری در شکل ۵ نشان داده شده است.



شکل ۵. تاثیر پارامتر خرابی بر روی رفتار بتن در فشار و کشش تک‌محوری

در اینجا، σ_c ، σ_{c0} ، σ_{cu} و ε_c به ترتیب تنش، تسلیم اولیه، تنش نهایی و کرنش فشاری، σ_t ، σ_{t0} و ε_t به ترتیب تنش، تنش شکست و کرنش کششی، E_0 سختی الاستیک اولیه (آسیب ندیده) است. همچنین، $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ کرنش غیر الاستیک، $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ کرنش پلاستیک فشاری معادل، $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ کرنش ترک‌خوردگی، $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ کرنش پلاستیک کششی معادل هستند که از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{c0}^{el}; \quad \varepsilon_{c0}^{el} = \sigma_c / E_0 \quad (۹)$$

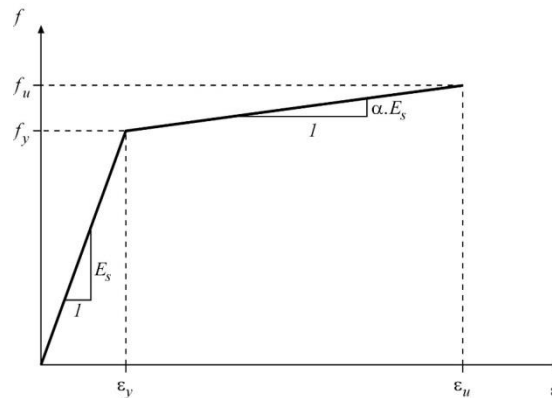
$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (۱۰)$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{t0}^{el}; \quad \varepsilon_{t0}^{el} = \sigma_t / E_0 \quad (۱۱)$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (۱۲)$$

۳-۲- مدل سازی فولاد:

برای مدل سازی میلگردهای فولادی از المان سه بعدی و خطی B31 و برای مدل سازی رفتار فولاد از مدل متداول الاستوپلاستیک دوخطی مطابق شکل ۶ استفاده شده است. شیب ناحیه سخت شدگی کرنش، 0.01 برابر شیب منحنی در قسمت الاستیک در نظر گرفته شده است. میلگردهای فولادی به شیوه مدفون^۱ در بتن مدل سازی و از لغزش بین آرماتورها و بتن در مدل سازی صرف نظر شده است. با مدفون ساختن میلگردها در داخل بتن، درجات آزادی میلگردها با درجات آزادی بتن اطراف یکسان خواهد بود.

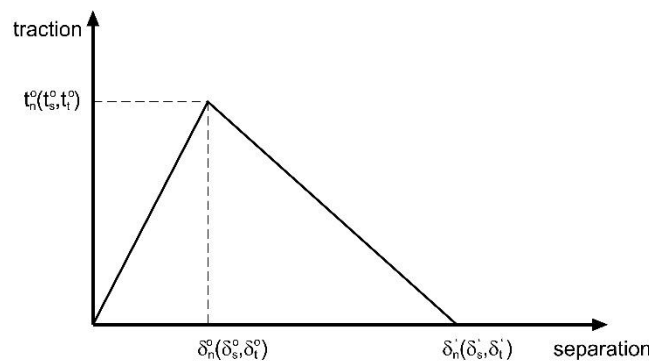


شکل ۶. مدل دو خطی رفتار آرماتورهای فولادی

در اینجا، f_y مقاومت تسلیم، f_u مقاومت کششی، E_s مدول الاستیسیته، ϵ_y کرنش تسلیم و ϵ_u کرنش نهایی فولاد است.

۴-۲- مدل سازی اتصال سرد:

از آنجایی که ضخامت سطح واریز بسیار ناچیز می باشد، از این رو، می توان رفتار چسبنده را به طور مستقیم به سطوح مورد نظر اختصاص داد که به این روش، رفتار چسبنده بر پایه سطح^۲ نیز گفته می شود [۳۹]. با توجه به ناچیز بودن ضخامت سطح واریز، پاسخ آن را می توان مستقیماً بر اساس رابطه کشش-جدایش^۳ مطابق شکل ۷ در نظر گرفت.



شکل ۷. پاسخ عمومی کشش-جدایش

بخش اول منحنی (شکل ۷) پاسخ اولیه رفتار چسبنده می باشد که به صورت الاستیک خطی فرض شده و به صورت رابطه زیر قابل بیان می باشد [۳۹]:

¹ embedded region constraint

² surface-based cohesive behavior

³ traction-separation relation

$$t = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_{nn} & E_{ns} & E_{nt} \\ E_{ns} & E_{ss} & E_{st} \\ E_{nt} & E_{st} & E_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_s \\ \varepsilon_t \end{Bmatrix} = K \varepsilon \quad (13)$$

$$\varepsilon_n = \frac{\delta_n}{T_0}; \quad \varepsilon_s = \frac{\delta_s}{T_0}; \quad \varepsilon_t = \frac{\delta_t}{T_0} \quad (14)$$

در اینجا، t_n ، t_s و t_t به ترتیب تنش نرمال (در امتداد محور محلی ۳) و دو تنش برشی (در امتداد محورهای محلی ۱ و ۲)، ε_n ، ε_s و ε_t کرنش‌های اسمی نظیر، δ_n ، δ_s و δ_t نیز جدایش‌های نظیر و T_0 ضخامت اصلی سطح چسبیده می‌باشد که با ضخامت هندسی المان چسبیده که در مدل‌سازی هندسی در نظر گرفته می‌شود متفاوت بوده و مقدار پیش‌فرض آن ۱ در نظر گرفته می‌شود. به این ترتیب مقدار کرنش‌های اسمی با جدایش‌های نظیر برابر می‌شوند. همچنین در رابطه ۱۳، درایه‌های خارج از قطر اصلی در ماتریس الاستیسیته با فرض عدم همبستگی رفتار بین مولفه‌های نرمال و برشی، صفر در نظر گرفته شده‌اند [۴۰]. بدین ترتیب، مدول الاستیسیته نرمال E^{nn} برابر مدول الاستیسیته بتن طبق رابطه ۶ و مدول الاستیسیته برشی $E^{ss} = E^{tt}$ را می‌توان بر اساس قوانین مقاومت مصالح طبق رابطه بین مدول یانگ E ، مدول برشی G و نسبت پواسون ν مطابق زیر در نظر گرفت:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (15)$$

معیار شروع خرابی^۱ را می‌توان بر اساس رسیدن هر یک از تنش‌های t_n ، t_s و t_t به حداکثر مقدار نظیرشان (به ترتیب t_n^0 ، t_s^0 و t_t^0) مطابق رابطه زیر در نظر گرفت [۳۹]:

$$\max \left\{ \frac{t_n}{t_n^0}, \frac{t_s}{t_s^0}, \frac{t_t}{t_t^0} \right\} = 1 \quad (16)$$

همچنین قانون تکامل خرابی^۲ را می‌توان بر اساس انرژی آزاد شده ناشی از فرآیند خرابی که همان انرژی شکست (G_f) می‌باشد، تعریف نمود. بدین ترتیب، ناحیه دوم نمودار مربوط به رابطه کشش-جدایش که ناحیه نرم‌شدگی نیز نامیده می‌شود، بر اساس انرژی شکست تعریف شده تعیین می‌شود، به نحوی که سطح زیر منحنی برابر مقدار انرژی شکست شود. انرژی شکست را می‌توان بر حسب N/m از رابطه زیر به دست آورد [۳۱]:

$$G_f = 0.73f_{cm}^{0.18} \quad (17)$$

در این رابطه، f_{cm} مقاومت فشاری بتن بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

حداکثر تنش کششی t_n^0 را می‌توان از رابطه ۳ به دست آورد. حداکثر تنش برشی t_s^0 و t_t^0 را نیز می‌توان از ترم اول رابطه ۱ یا ۲ ($\tau = c \times f_t'$) به دست آورد. با توجه به مدل‌سازی اجزای نمونه شامل بتن، فولاد و اتصال سرد به صورت سه‌بعدی و اختصاص رفتار مناسب برای آنها، ترم دوم ($\mu \times \rho \times \sigma_s$) و سوم (τ_{dowel}) رابطه ۱ که به ترتیب مربوط به اصطکاک و عمل قفل و بست بین سنگدانه‌ها و عمل شاخه‌ای میلگردها می‌باشد، با اختصاص دادن ضریب

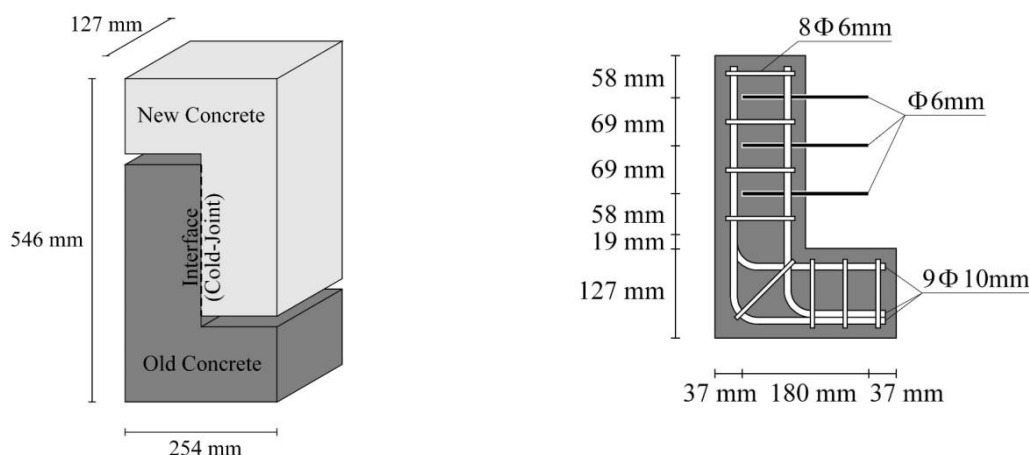
¹ damage initiation criterion

² damage evolution law

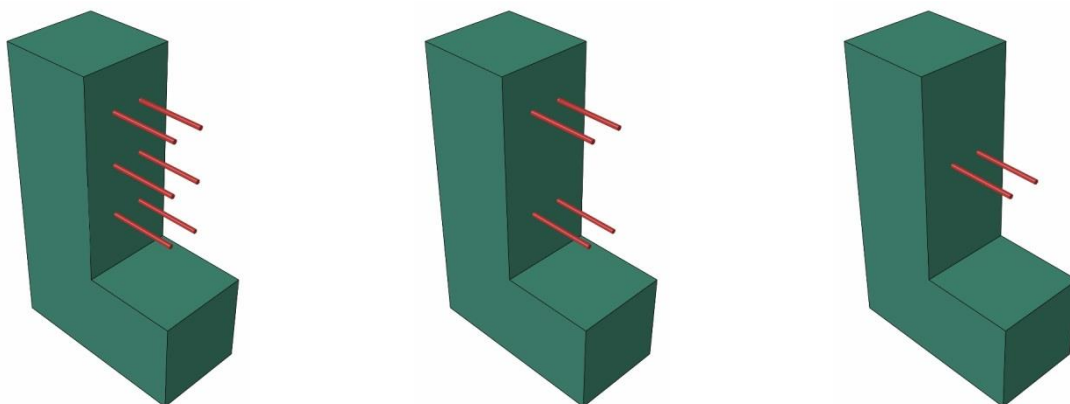
اصطکاک به سطوح مورد نظر و جزئیات مدل‌سازی آرماتورهای دوخت، توسط نرم افزار در تحلیل عددی لحاظ می‌شوند. مقادیر ضریب چسبندگی (c) و ضریب اصطکاک (μ) را می‌توان بر اساس آئین‌نامه 2010 *fib* [۳۱] به ترتیب ۰/۲ و ۰/۶ در نظر گرفت.

۳- صحت‌سنجی:

در این تحقیق برای صحت‌سنجی رفتار برش-اصطکاک و مود دوم مکانیک شکست بر روی نمونه‌های عددی پوش-آف، از نتایج آزمایشگاهی خولیو و همکاران [۱۳] استفاده شده است. جزئیات هندسی نمونه S شکل دارای اتصال سرد همراه با جزئیات آرماتورگذاری در شکل ۸ نشان داده شده است. برای در نظر گرفتن تاثیر میزان آرماتورهای دوخت، نمونه در سه حالت با ۲، ۴ و ۶ میلگرد دوخت در ناحیه اتصال سرد مطابق شکل ۹ مدل‌سازی شده است. مقاومت فشاری بتن نمونه ۴۳ مگاپاسکال و ضریب پواسون بتن ۰/۱۹ در نظر گرفته شده است. مقاومت تسلیم، مقاومت کششی و مدول الاستیسیته فولاد به ترتیب ۴۴۳، ۵۵۳ و ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون فولاد ۰/۳ در نظر گرفته شده است.



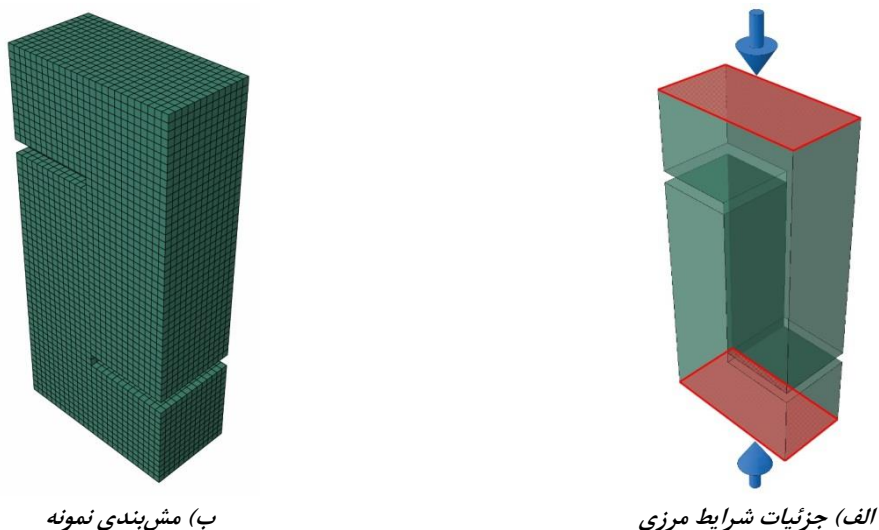
شکل ۸. جزئیات هندسی نمونه S شکل دارای اتصال سرد همراه با جزئیات آرماتورگذاری



شکل ۹. نمونه‌های پوش-آف در سه حالت با ۲، ۴ و ۶ آرماتور دوخت

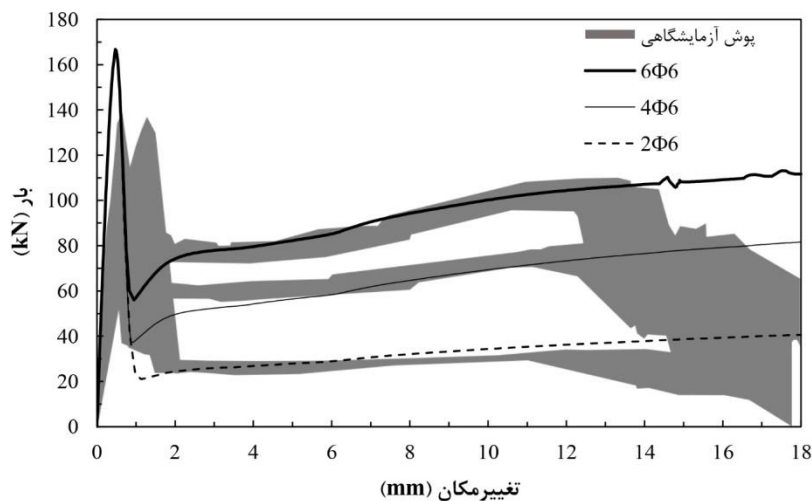
مشابه شرایطی که در آزمایش پوش-آف، سطوح فوقانی و تحتانی نمونه توسط جک بتن شکن تحت فشار قرار می‌گیرد، سطوح فوقانی و تحتانی نمونه عددی نیز مطابق شکل ۱۰-الف تحت نیروی فشاری مدل‌سازی شده است، به این ترتیب که سطح پایین نمونه به‌طور کامل مقید و ثابت شده و سطح بالای نمونه نیز با جابجایی کنترل شده

یکنواخت به سمت پایین تحت فشار قرار گرفته است. عکس‌العمل سطح تحتانی نمونه به عنوان بار و جابجایی نسبی قائم دو سطح فوقانی و تحتانی به عنوان تغییرمکان اندازه‌گیری شده است. برای مش‌بندی نمونه، مطابق شکل ۱۰-ب، از مش‌بندی یکنواخت ۱۰ میلی‌متر برای تمام المان‌ها شامل بتن و میلگردها استفاده شده است.



شکل ۱۰. جزئیات شرایط مرزی و مش‌بندی نمونه

نتایج حاصل از تحلیل مدل‌سازی عددی در سه حالت با ۲، ۴ و ۶ آرماتور دوخت در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی نظیر نمودار بار-تغییرمکان در شکل ۱۱ ارائه شده است.



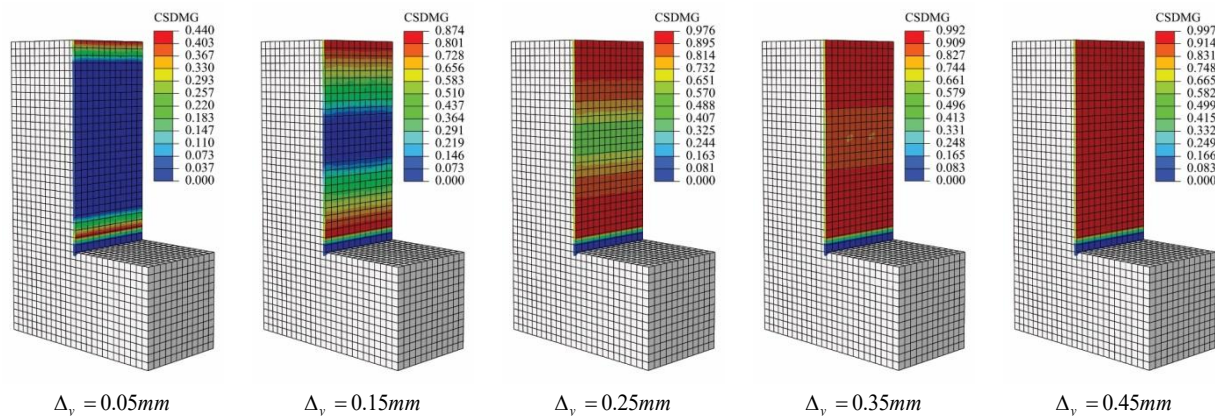
شکل ۱۱. نمودار بار-تغییرمکان حاصل از تحلیل عددی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی

۴- بحث و بررسی نتایج تحلیل:

با توجه به نتایج حاصل از تحلیل مدل‌سازی عددی در سه حالت با ۲، ۴ و ۶ آرماتور دوخت در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی نظیر (شکل ۱۱) مشاهده می‌شود که انطباق خوبی بین نتایج عددی و آزمایشگاهی وجود دارد. بر اساس نتایج حاصل از تحلیل نمونه‌ها مطابق نمودارهای شکل ۱۱، نمودار را می‌توان به دو بخش تقسیم نمود. بخش

اول از ابتدای شروع نمودار تا حداکثر نیروی تحمل شده که تقریباً به صورت خطی می باشد و به طور عمده مربوط به مقاومت برشی ناشی از چسبندگی بتن بین سطوح اتصال سرد (ترم اول رابطه ۱) می باشد. بخش دوم را می توان از نقطه حداکثر نیروی تحمل شده تا انتهای نمودار در نظر گرفت. پس از گسترش ترک در امتداد سطوح اتصال سرد و زوال چسبندگی بتن در این ناحیه، اصطکاک و عمل شاخه ای میلگردهای دوخت (یعنی به ترتیب ترم دوم و سوم رابطه ۱) تعیین کننده حرکت نمودار در بخش دوم می باشد.

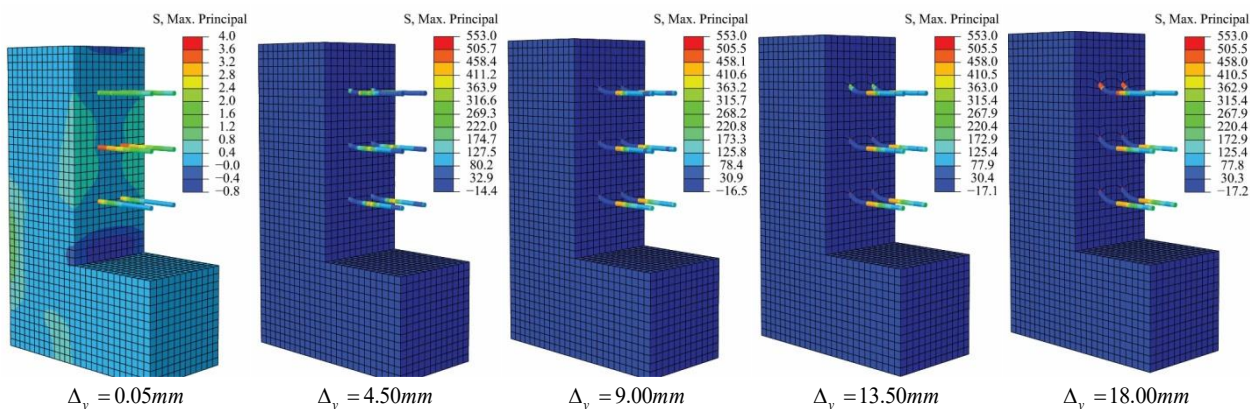
ادامه یافتن و عدم افت انتهای نمودارهای حاصل از تحلیل عددی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی، به دلیل نحوه تعریف رفتار فولاد در مدل عددی می باشد. با توجه به رفتار فولاد تعریف شده مطابق شکل ۶، انتهای نمودار تنش- کرنش فولاد در نقطه مقاومت نهایی آن (f_u) می باشد و از لحاظ تئوری پس از آن فولاد گسیخته شده و دیگر قادر به تحمل نیرو نمی باشد. اما مدل عددی برای کرنش های بزرگتر از کرنش نهایی (با هر میزان) باز هم همان آخرین مقاومت مشخص شده در انتهای نمودار تنش-کرنش را در نظر می گیرد. البته می توان برای رفع این مشکل از برخی روش های موجود در نرم افزار برای معیار گسیختگی فولاد استفاده نمود که چون خارج از اهداف این تحقیق بود، بدان پرداخته نشده است. فرآیند تخریب در سطح چسبندگی که با توجه به شرایط مسئله به طور عمده ناشی از زوال مقاومت برشی ناشی از چسبندگی بتن بین سطوح اتصال سرد می باشد، در محدوده تغییرمکان مربوط به بخش اول نمودار برای نمونه با ۶ آرماتور دوخت در شکل ۱۲ نشان داده شده است.



شکل ۱۲. فرآیند تخریب در سطح چسبندگی (اتصال سرد)

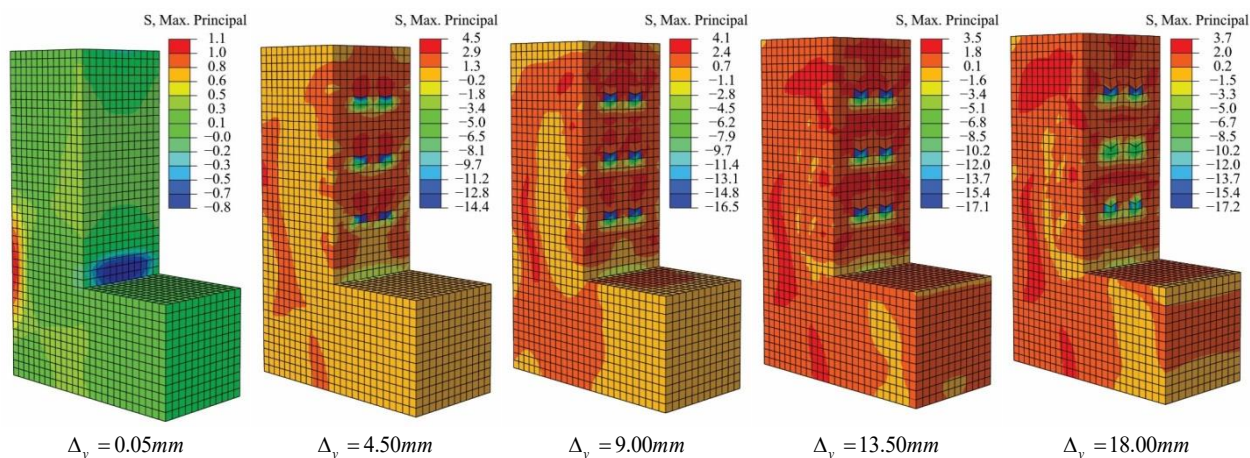
پارامتر استفاده شده در شکل ۱۲، پارامتر تخریب برای سطوح چسبندگی (CSDMG) است. همان گونه که پیش تر نیز اشاره شد، در این تحقیق برای مدل سازی رفتار سطح چسبندگی معیار شروع خرابی بر اساس حداکثر تنش اسمی و قانون تکامل خرابی بر اساس انرژی شکست تعریف گردیده است. خرابی زمانی شروع می شود که مقدار تنش (کششی یا برشی) به مقدار حداکثر اسمی خود مطابق رابطه ۱۶ برسد و پس از آن، المان وارد مرحله تکامل خرابی بر اساس کمیت انرژی شکست تعریف شده گردیده و در صورت تکامل خرابی المان مربوطه حذف خواهد شد. این پارامتر (CSDMG) مقداری بین صفر تا یک دارد و اگر برای یک نقطه مادی برابر یک شود، بدان معناست که تغییرشکل غیر قابل بازگشت در المان مربوطه شکل گرفته است.

در شکل ۱۳، روند تغییرات توزیع تنش اصلی حداکثر بر روی نیمه L شکل نمونه به همراه آرماتورهای دوخت در طول مدت بارگذاری برای نمونه با ۶ آرماتور دوخت نشان داده شده است. مشاهده می شود که از ابتدای بارگذاری به تدریج تنش ها بر روی میلگردها متمرکز شده و پس از تکمیل ترک در امتداد سطوح اتصال سرد و شروع لغزش این سطوح نسبت به یکدیگر، آرماتورهای دوخت نقش اصلی را در تامین مقاومت برشی اتصال سرد ایجاد می کنند.



شکل ۱۳. روند تغییرات توزیع تنش اصلی حداکثر بر حسب مگاپاسکال

چنانچه فقط نیمه L شکل نمونه بدون آرماتورهای دوخت نشان داده شود، وضعیت توزیع تنش اصلی حداکثر بر روی بتن در طول مدت بارگذاری برای نمونه با ۶ آرماتور دوخت مطابق شکل ۱۴ خواهد بود که نشان می‌دهد پس از تکمیل ترک در امتداد سطوح اتصال سرد، نقش آرماتورهای دوخت در تحمل برش در ناحیه اتصال زیاد بوده و باعث ایجاد تمرکز تنش در نواحی اطراف آرماتورهای دوخت در قسمت اتصال سرد می‌شود.



شکل ۱۴. روند تغییرات توزیع تنش اصلی حداکثر در غیاب آرماتورهای دوخت بر حسب مگاپاسکال

۵- نتیجه‌گیری:

در این تحقیق، مود دوم مکانیک شکست در اتصال سرد بتنی با استفاده از نمونه S شکل مورد استفاده در آزمایش پوش-آف به کمک روش اجزای محدود غیرخطی به وسیله نرم افزار ABAQUS شبیه‌سازی شد. برای مدل‌سازی رفتار مصالح بتنی از مدل خسارت پلاستیک بتن استفاده شد. روابط مورد استفاده جهت شبیه‌سازی، نظیر منحنی تنش-کرنش فشاری و کششی بتن، مدول الاستیسیته بتن، پارامترهای خرابی بتن در فشار و کشش، مقاومت برشی بتن، مقاومت کششی بتن، منحنی تنش-کرنش فولاد و نیز روابط حاکم بر رفتار اتصال سرد، شامل روابط کشش-جدایش، معیار شروع خرابی بر اساس حداکثر تنش اسمی و قانون تکامل خرابی بر اساس انرژی شکست ارائه شد. با مقایسه نتایج حاصل از تحلیل برای سه نمونه با ۲، ۴ و ۶ آرماتور دوخت با نتایج آزمایشگاهی نظیر، مشخص گردید که شبیه‌سازی پیشنهاد شده از دقت مناسبی برخوردار می‌باشد. روش شبیه‌سازی پیشنهاد شده در این تحقیق می‌تواند جهت استفاده در بررسی رفتار قاب‌های بتن آرمه دارای اتصال سرد و همچنین قاب‌ها و اعضای بتن آرمه‌ای که مورد تعمیر، ترمیم یا مقاوم‌سازی قرار گرفته‌اند مفید باشد. بدیهی است که می‌توان با مقایسه‌های بیشتر بین

نتایج آزمایشگاهی مختلف و مدل‌سازی عددی و بررسی بر روی موده‌های مختلف تخریب و نیز مقدار تنش در آرماتورها، از صحت روش پیشنهادی اطمینان بیشتری حاصل و در شبیه‌سازی‌های مختلف از آن استفاده نمود.

۶- منابع:

- [1] J. Hofbeck, I. Ibrahim and A. H. Mattock. Shear transfer in reinforced concrete. In *Journal Proceedings*, pp. 119-128, 1969.
- [2] A. H. Mattock and N. M. Hawkins. Shear transfer in reinforced concrete—Recent research. *Pci Journal*, vol. 17, no. 2, pp. 55-75, 1972.
- [3] T. P. Tassios and E. N. Vintzēleou. Concrete-to-concrete friction. *Journal of Structural Engineering*, vol. 113, no. 4, pp. 832-849, 1987.
- [4] J. Walraven, J. Frenay and A. Pruijssers. Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members. *PCI journal*, vol. 32, no. 1, pp. 66-84, 1987.
- [5] L. Fronteddu, P. Leger and R. Tinawi. Static and dynamic behavior of concrete lift joint interfaces. *Journal of structural engineering*, vol. 124, no. 12, pp. 1418-1430, 1998.
- [6] E. N. Julio, F. A. Branco and V. t. D. Silva. Concrete-to-concrete bond strength. Influence of the roughness of the substrate surface. *Construction and building materials*, vol. 18, no. 9, pp. 675-681, 2004.
- [7] P. M. Santos and E. N. Julio. Correlation between concrete-to-concrete bond strength and the roughness of the substrate surface. *Construction and Building Materials*, vol. 21, no. 8, pp. 1688-1695, 2007.
- [8] E. Gebreyouhannes, T. Kishi and K. Maekawa. Shear fatigue response of cracked concrete interface. *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol. 6, no. 2, pp. 365-376, 2008.
- [9] M. Mansur, T. Vinayagam and K.-H. Tan. Shear transfer across a crack in reinforced high-strength concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 20, no. 4, pp. 294-302, 2008.
- [10] E. Puntel and V. E. Saouma. Experimental behavior of concrete joint interfaces under reversed cyclic loading. *Journal of structural engineering*, vol. 134, no. 9, pp. 1558-1568, 2008.
- [11] N. Randl. Design recommendations for interface shear transfer in fib Model Code 2010. *Structural Concrete*, vol. 14, no. 3, pp. 230-241, 2013.
- [12] Karimi, E. and V.R. Kalatjari, "Numerical Modeling For Simulation Of Opening Mode In Fracture Mechanic Of Concrete Cold-Joint". *Sharif Journal of Civil Engineering*, 36.2(2.1), p. 61-70, 2020. (in Persian).
- [13] E. Júlio, D. Dias-da-Costa, F. Branco and J. Alfaiate. Accuracy of design code expressions for estimating longitudinal shear strength of strengthening concrete overlays. *Engineering Structures*, vol. 32, no. 8, pp. 2387-2393, 2010.
- [14] D. Figueira, C. Sousa, R. Calçada and A. S. Neves. Push-off tests in the study of cyclic behavior of interfaces between concretes cast at different times. *Journal of Structural Engineering*, vol. 142, no. 1, pp. 04015101, 2016.
- [15] A. R. Khaloo and S. H. Ahmad. Behavior of Concrete under Combined Shear and Compressive Stresses. *ACI Materials Journal*, vol. 85, no. 6, pp. 551-559, 1988.
- [16] A. R. Khaloo. Numerical Evaluation of Push-Off Method for Shear Test of Plain and SFR Concrete. *Asian Journal of Civil Engineering*, vol. 2, no. 1, pp. 33-42, 1996.
- [17] D.-C. Feng, B. Cetiner, M. R. Azadi Kakavand and E. Taciroglu. Data-Driven Approach to Predict the Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns and Its Application. *Journal of Structural Engineering*, vol. 147, no. 2, pp. 04020332, 2021.
- [18] M. R. Azadi Kakavand, M. Neuner, M. Schreter and G. Hofstetter. A 3D continuum FE-model for predicting the nonlinear response and failure modes of RC frames in pushover analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 16, no. 10, pp. 4893-4917, 2018.
- [19] M. R. Azadi Kakavand, H. Sezen and E. Taciroglu. Data-Driven Models for Predicting the Shear Strength of Rectangular and Circular Reinforced Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering*, vol. 147, no. 1, pp. 04020301, 2021.

- [20] M. R. Azadi Kakavand and R. Allahvirdizadeh. Enhanced empirical models for predicting the drift capacity of less ductile RC columns with flexural, shear, or axial failure modes. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, vol. 13, no. 5, pp. 1251-1270, 2019.
- [21] M. R. Azadi Kakavand. *Constitutive and Empirical Models for Predicting the Cyclic Behavior of Concrete Components*, 2020.
- [22] P. Grassl, D. Xenos, U. Nyström, R. Rempling and K. Gylltoft. CDPM2: A damage-plasticity approach to modelling the failure of concrete. *International Journal of Solids and Structures*, vol. 50, no. 24, pp. 3805-3816, 2013.
- [23] M. R. A. Kakavand and E. Taciroglu. An enhanced damage plasticity model for predicting the cyclic behavior of plain concrete under multiaxial loading conditions. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, pp. 1-14.
- [24] Y. Lim, M. Kim, S. Shin and V. C. Li. *Numerical simulation for quasi-brittle interface fracture in cementitious bi-material system*, 2001.
- [25] M. N. Fardis and E.-S. Chen. A cyclic multiaxial model for concrete. *Computational mechanics*, vol. 1, no. 4, pp. 301-315, 1986.
- [26] R. L. Park, R. Park and T. Paulay. *Reinforced concrete structures: John Wiley & Sons*, 1975.
- [27] H. Dulacska. Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete. In *Journal Proceedings*, pp. 754-757, 1972.
- [28] E. Vintzēleou and T. Tassios. Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions. *Magazine of concrete research*, vol. 38, no. 134, pp. 13-22, 1986.
- [29] P. W. Birkeland and H. W. Birkeland. *Connections in precast concrete construction*. In *Journal Proceedings*, pp. 345-368, 1966.
- [30] P. Soroushian, K. Obaseki and M. C. Rojas. Bearing strength and stiffness of concrete under reinforcing bars. *Materials Journal*, vol. 84, no. 3, pp. 179-184, 1987.
- [31] P. Beverly. *fib model code for concrete structures 2010: Ernst & Sohn*, 2013.
- [32] J. Lee and G. L. Fenves. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of engineering mechanics*, vol. 124, no. 8, pp. 892-900, 1998.
- [33] B. Alfarah, F. López-Almansa and S. Oller. New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures. *Engineering Structures*, vol. 132, pp. 70-86, 2017.
- [34] P. Desayi and S. Krishnan. Equation for the stress-strain curve of concrete. In *Journal Proceedings*, pp. 345-350, 1964.
- [35] S. Majewski. *The mechanics of structural concrete in terms of elasto-plasticity*. Publishing House of Silesian University of Technology, Gliwice, 2003.
- [36] B. Massicotte, A. E. Elwi and J. G. MacGregor. Tension-stiffening model for planar reinforced concrete members. *Journal of Structural Engineering*, vol. 116, no. 11, pp. 3039-3058, 1990.
- [37] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller and E. Onate. A plastic-damage model for concrete. *International Journal of solids and structures*, vol. 25, no. 3, pp. 299-326, 1989.
- [38] Y. Tao and J.-F. Chen. Concrete damage plasticity model for modeling FRP-to-concrete bond behavior. *Journal of composites for construction*, vol. 19, no. 1, pp. 04014026, 2014.
- [39] Hibbett, Karlsson and Sorensen. *ABAQUS/standard: User's Manual: Hibbett, Karlsson & Sorensen*, 1998.
- [40] ABAQUS. *ABAQUS/standard user's manual*, 2014.