

Strut and tie model for estimating shear strength of RC exterior beam-column joints without transverse reinforcement

Reza Mashhadi¹, Mohammad Ali Dastan Diznab^{2*}, Seyed Hamid Hashemi³

1- Master of science of structural engineering, Civil Engineering Department, Arak University, Arak, Iran

2- Institute of advanced technology, Civil Engineering Department, Arak University, Arak, Iran

3- Assistant Professor of Civil Engineering Department, Arak University, Arak, Iran

ABSTRACT

A new formula based on strut and tie model to determine the shear strength of exterior beam-column joints without transverse reinforcement (stirrup) in the joint region under monotonic and seismic lateral loading is proposed in this paper. Based on the accomplished topology optimization to determine directions of the principal stresses of the joint region, the main shear transfer mechanism in beam-column joints without transverse reinforcement in the joint region is diagonal strut mechanism; therefore, the proposed strut and tie model is made up of a concrete bottle-shaped diagonal strut. Formulae available in published literature for calculating the diagonal strut angle of inclination was checked by finite element analysis results of two exterior joints, the results indicate that all formulae have good agreement. Various experimental data set of this kind of joints are collected from previous literature based on consistent and specified criteria for data selection. The accuracy of the proposed procedure and two approaches of determining the diagonal strut width was checked by comparing calculated shear strengths with experimental data. Based on the two introduced approaches for calculating the diagonal strut width, approach 1 which does not take into account the column axial load, has the best performance in the proposed model. The proposed formula, in addition to the specified compressive strength of concrete which is included in Iranian and American concrete codes, considers other effective parameters on exterior joints behavior such as the beam longitudinal tension reinforcement ratio and its strength, the intermediate column bars and the joint aspect ratio. Therefore, the proposed formula is able to estimate accurately the shear strength of exterior beam-column joints without transverse reinforcement in the joint region.

ARTICLE INFO

Receive Date: 30 October 2019

Revise Date: 10 March 2020

Accept Date: 26 April 2020

Keywords:

Exterior beam-column joints
Transverse reinforcement
Topology optimization
Strut and tie Model
Diagonal strut
Shear strength

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.207051.1992>

*Corresponding author: Mohammad Ali Dastan Diznab
Email address: m-dastan@araku.ac.ir

مدل خرابایی جهت تخمین مقاومت برشی اتصالات تیر به ستون خارجی بتن مسلح فاقد آرماتور عرضی

رضا مشهدی^۱، محمدعلی داستان دیزناب^{۲*}، سید حمید هاشمی^۳

۱- کارشناس ارشد گرایش سازه، دانشگاه اراک، اراک، ایران

۲- استادیار، پژوهشکده فناوری‌های نوین، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه اراک، اراک، ایران

۳- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه اراک، اراک، ایران

چکیده

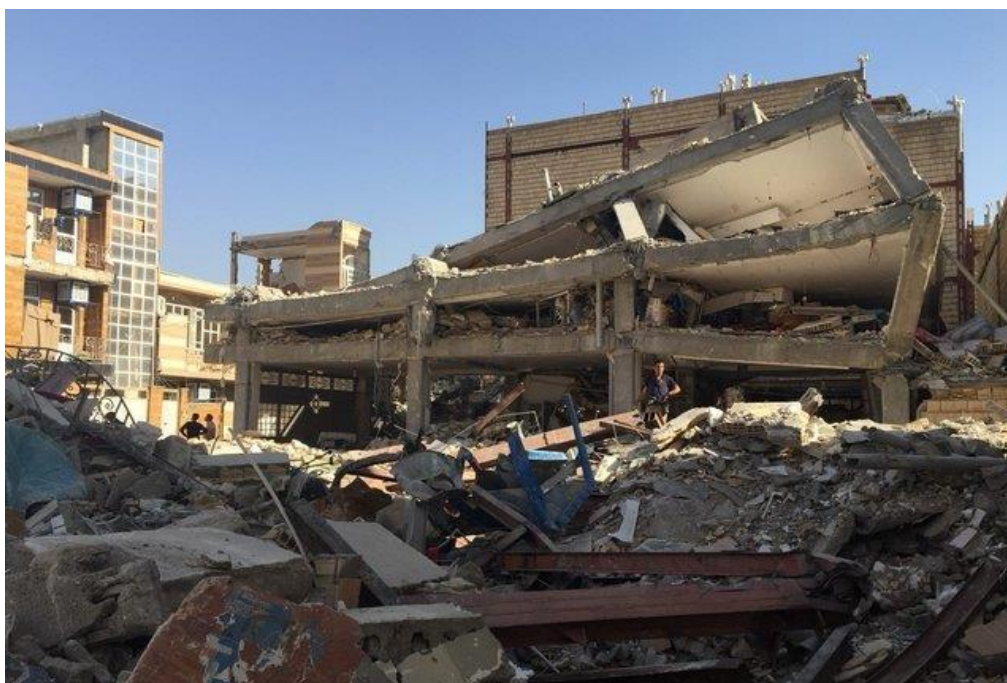
این پژوهش، یک رابطه جدید براساس مدل خرابایی به منظور محاسبه مقاومت برشی اتصالات تیر به ستون خارجی بتن مسلح فاقد آرماتور عرضی در ناحیه اتصال ارائه می‌نماید. به منظور تحلیل و بررسی نواحی ناپیوسته از لحاظ بارگذاری و هندسی مثل تیرهای عمیق، کرپل‌ها و اتصالات تیر به ستون استفاده از تئوری تیر معمول براساس فرضیه برنولی نامناسب بوده و بایستی از مدل خرابایی بهره گرفت. مدل خرابایی براساس جریان نیروها و جهات تنش‌های اصلی، ناحیه ناپیوسته عضو را با استرات‌های بتنی و تای‌های فولادی که در گره به یکدیگر متصل می‌گردند؛ به شکل یک خرپا، ایده‌آل می‌نماید. براساس بهینه‌سازی توپولوژی صورت گرفته به منظور تعیین جهات تنش-های اصلی ناحیه اتصال؛ مکانیزم اصلی انتقال برش در اتصالات تیر به ستون خارجی بتن مسلح فاقد آرماتور عرضی، مکانیزم استرات قطری است. بنابراین مدل خرابایی پیشنهادی از یک استرات قطری بتنی از نوع بطری شکل تشکیل می‌شود. دقت رابطه پیشنهادی با مقایسه مقاومت برشی ۲۰ اتصال موجود در پژوهش‌های تجربی پیشین که براساس معیارهای منطقی انتخاب شده‌اند، کنترل شده است. رابطه پیشنهادی با در نظرگیری پارامترهای مؤثر بر رفتار اتصالات خارجی مثل مقاومت فشاری مشخصه بتن، درصد و مقاومت آرماتور طولی کششی تیر، آرماتورهای میانی ستون و نسبت ابعاد اتصال قادر به تخمین مقاومت برشی اتصالات تیر به ستون خارجی بتن مسلح فاقد آرماتور عرضی در ناحیه اتصال با دقت مناسب است.

کلمات کلیدی: اتصالات تیر به ستون خارجی، آرماتور عرضی، بهینه‌سازی توپولوژی، مدل خرابایی، استرات قطری، مقاومت برشی.

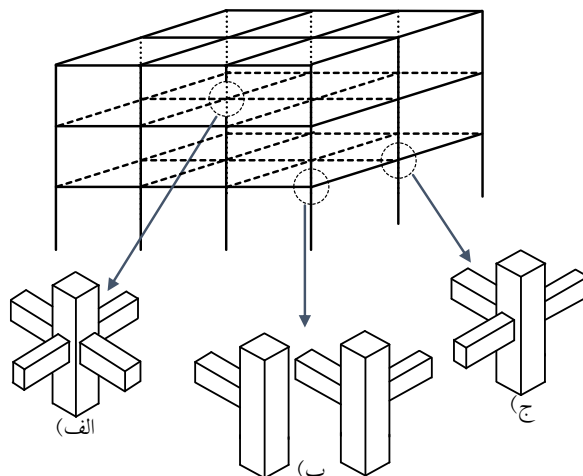
شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.207051.1992	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2020.207051.1992	۱۴۰۰/۰۳/۳۰	۱۳۹۹/۰۲/۰۷	۱۳۹۹/۰۲/۰۷	۱۳۹۸/۱۲/۲۰	۱۳۹۸/۰۸/۰۸
			محمدعلی داستان دیزناب		*نویسنده مسئول:	
			m-dastan@araku.ac.ir		پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

اتصالات تیر به ستون که به عنوان یکی از بحرانی‌ترین نواحی سازه‌های بتن مسلح شناخته می‌شوند، دارای نقش مهمی در انتقال لنگرهای خمشی و نیروهای برشی بین تیرها و ستون‌های مجاور در قاب‌های بتن مسلح هستند. هنگامی که قاب بتن مسلح تحت بارگذاری لرزه‌ای قرار می‌گیرد، لنگرهای خمشی تیرها و ستون‌های عبور کرده از اتصال، نیروهای برشی افقی و عمودی بسیاری بزرگی در اتصال ایجاد کرده که معمولاً نسبت به تیرها و ستون‌های مجاور بزرگ‌تر هستند [۱، ۲]. به طور کلی رفتار قاب‌های بتن مسلح به طور قابل ملاحظه‌ای به اتصالات وابسته بوده، بنابراین بایستی توجه ویژه‌ای به تحلیل و طراحی اتصالات تیر به ستون نمود. به منظور ارتقای ایمنی سازه‌های بتن مسلح بایستی شکست ترد برشی اتصالات را در طراحی این سازه‌ها، به علت جلوگیری از فروریزش کل سازه در نظر گرفت (شکل ۱). اما بسیاری از سازه‌های بتن مسلح موجود تنها برای بارهای ثقلی و براساس معیارهای منسوخ طرح شده‌اند [۳، ۴]. آئین‌نامه‌های بتن ایران و آمریکا [۵-۷] در طراحی برشی اتصالات تنها مکانیزم قطری را در نظر گرفته و از مکانیزم خرابایی ناشی از آرماتورهای عرضی و میلگردهای میانی ستون چشم‌پوشی می‌نمایند. البته این چشم‌پوشی، خللی در محاسبه مقاومت برشی اتصالات فاقد آرماتور عرضی ایجاد نمی‌نماید. تعداد زیادی اتصالات فاقد آرماتور عرضی در سازه‌های بتن مسلح واقع در مناطق لرزه‌خیز همچنان به علت نارسایی آئین‌نامه‌های پیشین مشاهده می‌شود. این گونه اتصالات به علت آرماتورهای برشی ناکافی در ناحیه اتصال در برابر بارهای لرزه‌ای مستعد شکست برشی هستند [۸]. به علت نسبت کوچک دهانه برشی به عمق، مقاومت اتصالات تیر به ستون خارجی توسط برش کنترل می‌شود [۹]، از این رو شکست برشی در این اتصالات دارای اهمیت بیشتری است. همچنین همانطور که در شکل ۲ مشاهده می‌شود، اتصالات براساس محصورشدگی ایجاد شده توسط تیرهای عبوری از هسته اتصال به چهار دسته محصور شده از چهار طرف، سه طرف، دو طرف و یک طرف تقسیم‌بندی شده که با افزایش محصورشدگی اتصال توسط تیرهای عبوری، مقاومت برشی نیز افزایش می‌یابد. با توجه به عبور یک تیر از هسته اتصالات خارجی، این نوع اتصالات از مقاومت برشی کمتری نسبت به اتصالات داخلی برخوردار بوده و دارای نقش کلیدی‌تر در رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح هستند. به علاوه به علت خردشدگی ناحیه اتصال در اتصالات خارجی (شکل ۲-ب)، تنها بررسی شکست برشی ناحیه اتصال این نوع اتصالات دارای اهمیت است [۸].

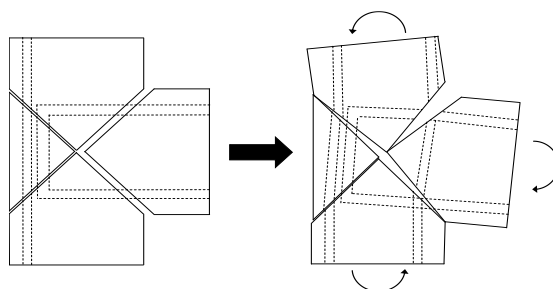


شکل ۱: فروریزش سازه به علت شکست اتصالات تیر به ستون - زلزله کرمانشاه (۱۳۹۶)



شکل ۲: اتصالات تیر به ستون: (الف) اتصال داخلی (ب) اتصال خارجی با یا بدون یک تیر جانبی (ج) اتصال خارجی با دو تیر جانبی

در طراحی اتصالات بایستی سعی گردد که مفصل پلاستیک از ستون و ناحیه اتصال دور و در تیرهای مجاور تشکیل گردد. همانطور که پیشتر ذکر گردید، در اتصالات فاقد آرماتور عرضی به سبب شکل پذیری و محصورشدگی ناکافی، حالت شکست به صورت شکست برشی ناحیه اتصال رخ می دهد. به منظور نمایش تغییر شکل برشی در اتصالات خارجی، ناحیه اتصال به صورت چهار بخش در نظر گرفته می شود، که شکست برشی در اثر چرخش این بخش ها رخ می دهد. تغییر شکل برشی در لبه ها نمایانگر ترک ها و شکست برشی ناحیه اتصال است (شکل ۳).



شکل ۳: مود شکست برشی اتصالات تیر به ستون خارجی

به منظور تحلیل و بررسی اتصالات تیر به ستون روش های گوناگونی وجود داشته که از این میان مدل خرپایی^۱، روشی مناسب و کران پایین به منظور تحلیل نواحی ناپیوسته سازه های بتن مسلح همچون تیرهای عمیق، کربل ها و اتصالات تیر به ستون است. این مدل که نواحی ناپیوسته را با استرات های^۲ فشاری و تای های^۳ کششی به صورت یک خرپا ایده آل می نماید، در سال ۲۰۱۴ به متن آئین نامه ACI318 [۵] اضافه شد و به زودی نیز در ویرایش جدید مبحث نهم قرار خواهد گرفت. ولوم و نیومن در سال ۱۹۹۹، مدل خرپایی به منظور بررسی تأثیر آرماتور عرضی بر مقاومت برشی اتصالات خارجی ارائه نمودند [۱۰]. هوانگ و لی در سال ۱۹۹۹، به منظور تخمین مقاومت برشی اتصالات خارجی یک مدل خرپایی نرم شده براساس مفاهیم مدل خرپایی و قوانین سازه های بتن مسلح ترک خورده ارائه دادند [۲]. محاسبات طولانی و تخمین دست پائین مقاومت برشی براساس مدل خرپایی نرم شده، سبب شد تا این مدل توسط پژوهشگران، مورد اصلاح قرار گیرد [۴، ۱۱]. پارک و موسالام در سال ۲۰۰۹، رابطه ای براساس مفاهیم مدل خرپایی و پارامترهای مؤثر در اتصالات به منظور تخمین مقاومت برشی اتصالات خارجی فاقد آرماتور عرضی ارائه نمودند [۱۲]. پاتولتا و همکاران در سال ۲۰۱۵، براساس دو استرات قطری بتنی و در نظر گرفتن آرماتورهای عرضی ناحیه اتصال و میانی ستون، مدل خرپایی نرم شده را مورد اصلاح قرار دادند [۹]. در سال ۲۰۱۵، کاسم نیز با در نظر گرفتن مکانیزم های قطری و خرپایی یک رابطه ریاضی براساس مدل خرپایی به منظور تخمین مقاومت برشی

¹ Strut and tie model

² Strut

³ Tie

اتصالات خارجی ارائه نمود [۱۳]. علایی و لی در سال ۲۰۱۷، مدل خرپایی نرم شده را برای اتصالات خارجی ساخته از بتن‌های پرمقاومت و آرماتورهای دارای مقاومت تسلیم بالا اصلاح نمودند [۱۴]. با وجود اینکه مدل‌های خرپایی مناسبی به منظور تخمین مقاومت برشی اتصالات تیر به ستون خارجی ارائه شده است اما این مدل‌ها دارای محدودیت‌های محاسباتی در رابطه با اتصالات تیر به ستون خارجی فاقد آرماتور عرضی هستند. بنابراین، مدلی مناسب به منظور تخمین دقیق مقاومت برشی اتصالات خارجی فاقد آرماتور عرضی که پارامترهای مؤثر بر رفتار اتصالات را نیز در نظر می‌گیرد، همچنان نیاز است.

این پژوهش، رابطه‌ای به منظور تخمین مقاومت برشی اتصالات تیر به ستون خارجی بتن مسلح فاقد آرماتور عرضی (خاموت) در ناحیه اتصال با بهره‌گیری از مدل خرپایی حاصل از بهینه‌سازی مسیر تنش‌های اصلی و روابط موجود در ACI318-14 [۵] ارائه می‌نماید. رابطه مقاومت برشی پیشنهادی قادر به در نظر گرفتن پارامترهای مؤثر بر رفتار برشی اتصالات همچون مقاومت فشاری مشخصه بتن، درصد و مقاومت آرماتورهای طولی تیر، آرماتورهای میانی ستون و نسب ابعاد اتصال است. صحت‌سنجی مدل پیشنهادی با بهره‌گیری از نتایج آزمایشگاهی اتصالات تیر به ستون خارجی موجود در پژوهش‌های تجربی پیشین و مقایسه آن با روابط مقاومت برشی آئین‌نامه ACI352R [۶] و مبحث نهم [۷]، حاکی از دقت مناسب این مدل در تخمین مقاومت برشی اتصالات خارجی فاقد آرماتور عرضی است.

۲- مدل خرپایی پیشنهادی

۲-۱- بهینه‌سازی توپولوژی

بهینه‌سازی توپولوژی یک روشی ریاضی است که شکل عضو را در یک ناحیه طراحی مشخص با توجه به نحوه بارگذاری، شرایط مرزی و قیدهای معرفی شده بهینه می‌کند. هدف از بهینه‌سازی توپولوژی، یافتن چیدمان بهینه مواد درون یک ناحیه مشخص برای انتقال بارهای وارده به نواحی مرزی است. این روش می‌تواند قسمت‌هایی از سازه را که نقشی اصلی و مؤثر در انتقال بارهای وارده ندارد را تشخیص و حذف کرده و مدل خرپایی بهینه و مناسبی ارائه نماید.

تعیین مدل مناسب، کلیدی‌ترین بخش در فرآیند طراحی مدل خرپایی است. ساده‌ترین روش به منظور دستیابی به یک مدل خرپایی بهره‌گیری از جریان نیروها و جهات تنش‌های اصلی حاصل از تحلیل اجزا محدود خطی است. از روش‌های متداول انتخاب مدل خرپایی، روش مسیر بار^۴ بوده که با توجه به وابستگی مکانیزم انتقال بار در اعضای بتن مسلح به هندسه، بارگذاری و شرایط مرزی روشی دشوار و زمانبر است [۱۵]. به منظور جلوگیری از یک روند طولانی و تکراری در فرآیند انتخاب و محاسبات مدل خرپایی، می‌توان با بهره‌گیری از الگوریتم بهینه‌سازی توپولوژی معرفی شده توسط بندسوی^۵ و سیگموند^۶ [۱۶] و حذف نواحی غیرمؤثر، مسیر واقعی بار سازه را تشخیص و مدل خرپایی بهینه‌ای را ارائه نمود. تابع هدف در روش بهینه‌سازی توپولوژی، کمینه نمودن انرژی کرنشی کل سازه است [۱۷]. در انتخاب مدل خرپایی، بایستی به این نکته توجه نمود که بارها تمایل به استفاده از مسیرهای با کمترین نیرو و تغییرشکل را دارند. بنابراین مدل خرپایی که کمترین و کوتاه‌ترین المان تایی را دارا باشد، بهترین مدل تلقی می‌شود؛ زیرا تایی‌های کششی فولادی نسبت به استرات‌های فشاری بتنی شکل‌پذیرتر هستند [۱۸].

هدف مدل خرپایی طبق توصیه‌های شلاخ^۷ و شفر^۸، طراحی یک خرپا با حداکثر سختی است [۱۸]. این موضوع می‌تواند به عنوان یک مسئله کمینه نرمی تعریف گردد که در آن، هدف کمینه نمودن کار خارجی صورت گرفته توسط بارهای اعمالی و همچنین انرژی کرنشی ذخیره شده در سازه است. رابطه ریاضی این مسئله تحت قید حجم به صورت زیر تعریف می‌شود [۱۹-۲۲]:

⁴ Load path

⁵ Bendsoe

⁶ Sigmund

⁷ Schlaich

⁸ Schafer

$$\min C(\rho) = F^T U$$

$$\text{Subject to: } KU=F$$

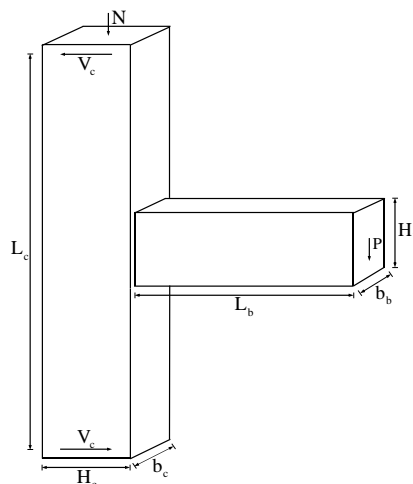
$$\sum_{e=1}^N \rho_e v_e \leq V, \quad 0.001 \leq \rho_e \leq 1$$

(1)

که بردار متغیر طراحی ρ نشاندهنده چگالی مصالح، ρ_e چگالی مصالح در المان e ام، F و U به ترتیب بردار نیرو و تغییر مکان، v_e حجم المان برای واحد ρ_e ، V حجم در دسترس در محدوده طراحی و K نیز ماتریس سختی کلی هستند.

به منظور دستیابی به یک مدل خرابایی مناسب برای اتصالات تیر به ستون بتن مسلح فاقد آرماتور عرضی، یک اتصال خارجی همانند شکل ۴ که پیشتر توسط کلاید و همکاران [۲۳] مورد آزمایش قرار گرفته، انتخاب شده است. این اتصال که دارای شکست برشی در ناحیه اتصال بوده، با مشخصات ذکر شده در

جدول ۱ و بهره‌گیری از المان C3D8R در نرم‌افزار اجزا محدود آباکوس مدل شده است. المان C3D8R، یک المان خطی ۸ گرهی مکعبی با نقاط انتگرالی کاهش یافته است. بهینه‌سازی اتصال مذکور با بهره‌گیری از الگوریتم کلی^۹ بهینه‌سازی توپولوژی موجود در آباکوس و کمینه نمودن انرژی کرنشی به عنوان تابع هدف و قید حجمی ۱۵ درصد صورت گرفته است. شکل ۵ تاریخچه بهینه‌سازی مسیر تنش‌های اصلی اتصال در گام‌های مختلف را نشان می‌دهد.



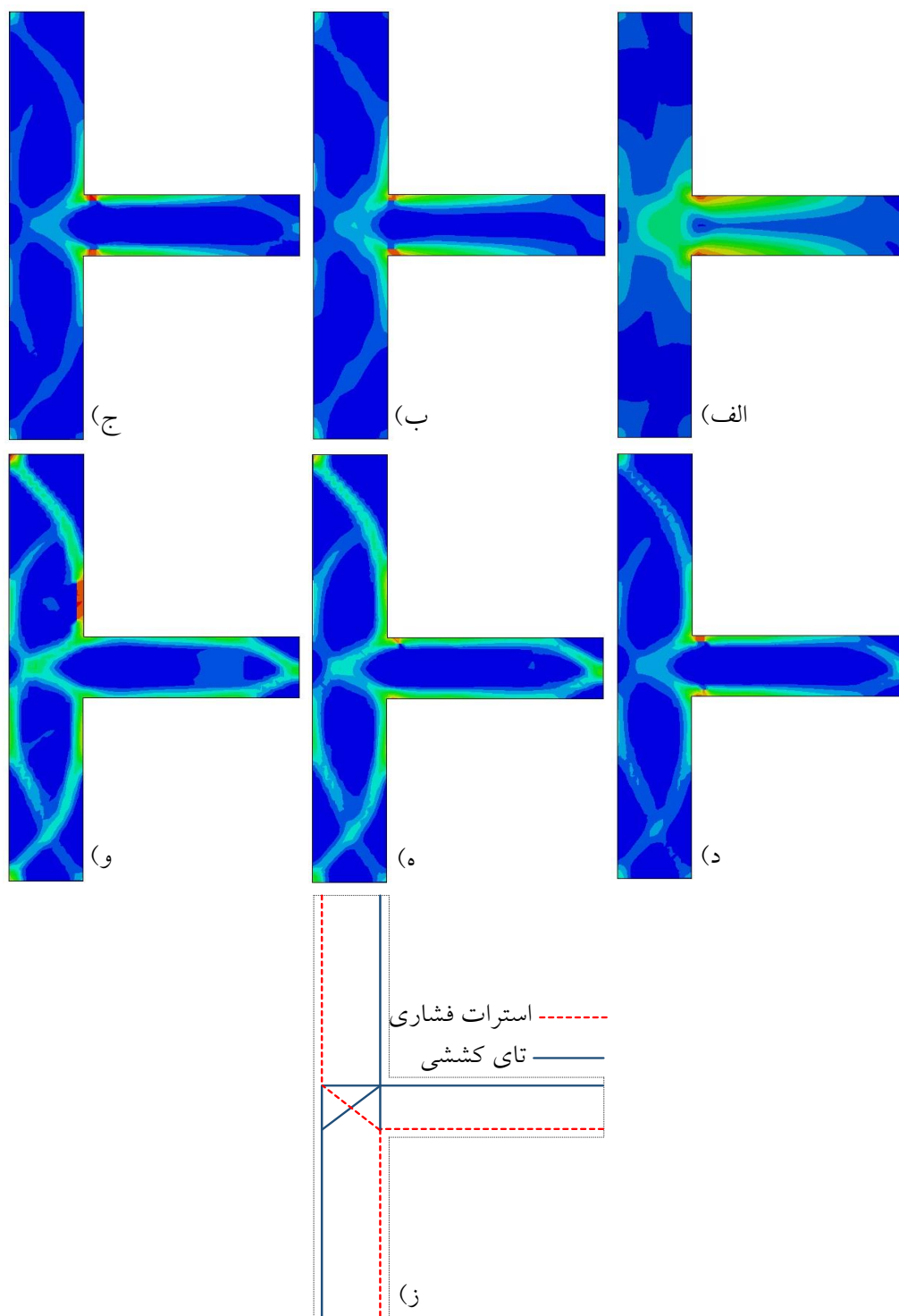
شکل ۴: اتصال تیر به ستون خارجی

⁹ General

جدول ۱: مشخصات هندسی و مکانیکی اتصال #۲

مقادیر	پارامترها
۲۸۴۴/۸	L_c (mm)
۱۳۷۱/۶	L_b (mm)
۴۵۷	H_c (mm)
۴۰۶	H_b (mm)
۳۰۵	b_c (mm)
۳۰۵	b_b (mm)
۴۶/۲	f'_c (MPa)
۲۹۸۶۸/۷	E_c (MPa)
۰/۲	ν

به منظور شبیه‌سازی آسیب در سازه‌های بتن مسلح سه مدل ترک تحت نام‌های مدل ترک پخشی بتن، مدل ترک ترد و مدل خرابی پلاستیک بتن در نرم‌افزار آباکوس وجود دارد. با توجه اینکه در مدل خرابایی جهات تنش‌های اصلی در حالت الاستیک موردنیاز بوده و رابطه (۱) نیز انرژی کرنشی الاستیک را کمینه می‌نماید، در بهینه‌سازی صورت گرفته تنها ویژگی‌های الاستیک بتن در نرم‌افزار تعریف شده است.

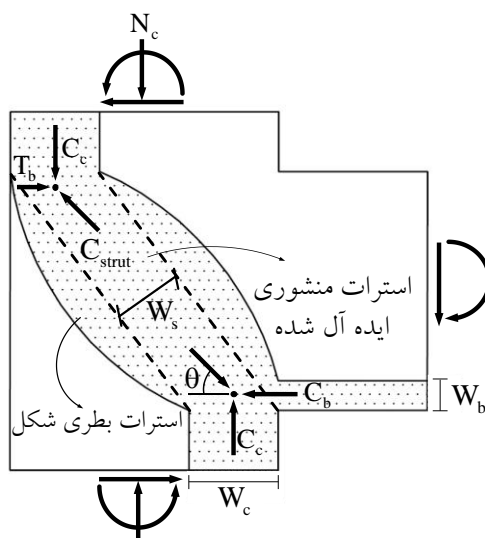


شکل ۵: تاریخچه بهینه‌سازی مسیر تنش‌های اصلی (الف) گام ۰ (ب) گام ۳ (ج) گام ۶ (د) گام ۹ (ه) گام ۱۲ (و) گام ۱۵ (ز) مدل خرپایی بدست آمده از بهینه‌سازی توپولوژی

۲-۲- مدل‌سازی مکانیزم قطری

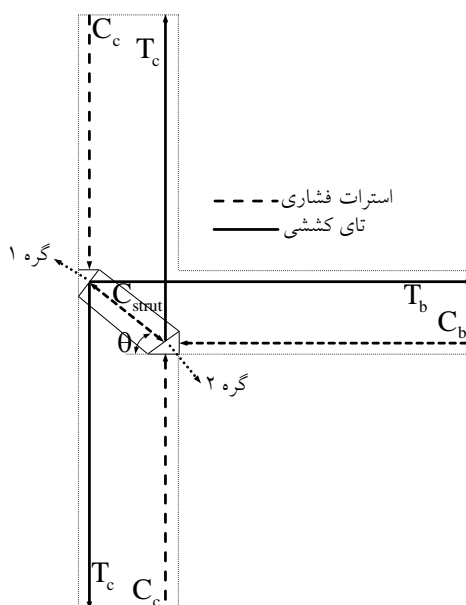
به علت عدم وجود آرماتورهای عرضی قطری در ناحیه اتصال و مقاومت کششی پائین بتن، از مسیر تنش‌های اصلی کششی حاصل از بهینه‌سازی و به تبع آن از تای قطری نشان داده شده در شکل ۵-ز در انتخاب هندسه مدل خرپایی صرفه‌نظر شده است. بنابراین

مکانیزم اصلی انتقال برش در اتصالات خارجی فاقد آرماتور عرضی، مکانیزم استرات قطری خواهد بود (شکل ۶). در مکانیزم قطری فشاری، بتن نیروهای فشاری سرتاسر اتصال را توسط نواحی فشاری بتن تیرها و ستون انتقال می‌دهد [۱۳].



شکل ۶: الف) مکانیزم استرات قطری (ب) استرات قطری به دست آمده از تحلیل اجزا محدود

براساس مکانیزم استرات قطری حاصل از بهینه‌سازی و صرفه‌نظر از تای قطری، بهترین مدل خرابایی که می‌توان ارائه نمود مدلی است که شامل یک استرات قطری بتنی است (شکل ۷). در این مدل، برش تنها توسط بتن تحمل می‌شود. به طور کلی، چنانچه تنش‌های فشاری در استرات قطری بیش از حد نباشند که معمولاً همین‌طور است، مکانیزم استرات قطری برای تحمل نیروی برشی کافی است [۲۴]. مکانیزم از ترکیب نیروهای داخلی به ویژه نیروهای ایجاد شده در بتن تشکیل می‌شود. همان‌طور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود استرات قطری تشکیل شده در ناحیه اتصال از نوع استرات بطری شکل است.



شکل ۷: مدل خرابایی پیشنهادی

سیستم نیروهای داخلی ایجاد شده در ناحیه اتصال در شکل ۶-الف نمایش داده شده است. در ناحیه اتصال، تنش‌های محوری فشاری ناشی از بار محوری ستون با تنش‌های برشی تیر ترکیب می‌شوند. این تنش‌های برشی از تغییر سریع لنگر خمشی ناشی از حرکت رفت و برگشتی زمین لرزه ایجاد شده‌اند. این سیستم منجر به انتقال لنگرهای خمشی به ناحیه اتصال می‌شود. لنگرهای خمشی مذکور

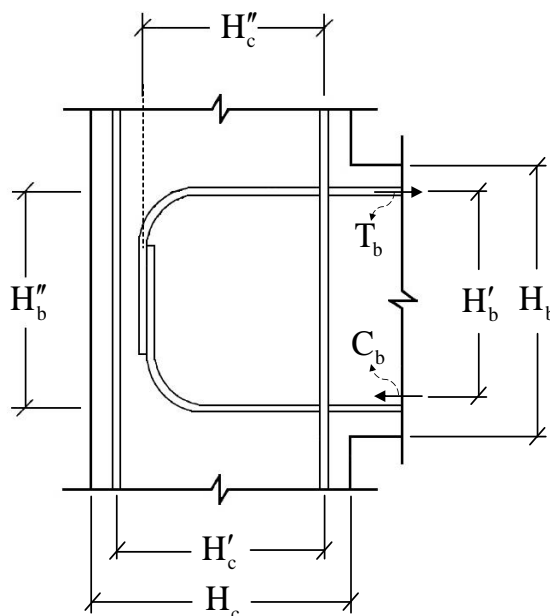
نیز از نیروهای کششی آرماتورهای اصلی تیر و نیروهای فشاری بتن تیر بوجود می‌آیند [۲۵]. نیروهای داخلی انتقال یافته از اعضای مجاور به اتصال منجر به نیروهای برشی در دو جهت افقی و عمودی می‌گردند. این نیروهای برشی منجر به تنش‌های قطری فشاری و کششی گشته که معمولاً سبب ترک خوردگی قطری وسیع هسته اتصال می‌گردند [۲۴]. نیروهای فشاری وارد شده بر اتصال توسط یک تیر و ستون به صورت قطری از یک گوشه به گوشه مقابل بوده که با نیروی فشاری قطری C_{strut} نشان داده شده در شکل ۶ ترکیب می‌شوند. مؤلفه قطری مقاومت برشی تأمین شده توسط مدل خرپایی به علت استرات قطری فشاری C_{strut} ، به کمک ریاضیات و با در نظر گرفتن تعادل نیروهای داخلی و خارجی اعمال شده به اتصال، تعیین می‌شود. این مؤلفه، تابعی از حالت کرنش دو محوری بوده که به ابعاد، آرماتور جان، مقاومت فشاری بتن و مود خرابی وابسته است [۱۳]. به منظور محاسبه زاویه شیب استرات قطری نسبت به افق θ روابط مختلفی وجود دارد [۲، ۱۳، ۲۵].

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{H_b}{H_c} \right) \quad (۲)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{H'_b}{H'_c} \right) \quad (۳)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{H''_b}{H''_c} \right) \quad (۴)$$

که H_c و H_b به ترتیب عمق تیر و ستون، H'_c و H'_b به ترتیب بازوی لنگر تیر وستون، H''_c و H''_b به ترتیب فاصله میان آرماتورهای کشش و فشاری تیر و فاصله میان آرماتورهای ستون و خم ۹۰ درجه آرماتور تیر هستند (شکل ۸). زوایای حاصل از روابط ذکر شده در بالا با زوایای حاصل از تحلیل اجزا محدود دو اتصال خارجی فاقد آرماتور عرضی در ناحیه اتصال #۲ [۲۳] و T0 [۲۶] که پیشتر به طور تجربی بررسی شده‌اند، مقایسه گشته و نتایج در جدول ۲ ذکر شده است. بررسی صورت گرفته نشان می‌دهد که تمامی روابط تخمین مناسبی از زاویه استرات قطری داشته و همگی قابلیت استفاده در مدل پیشنهادی را دارند.



شکل ۸: پارامترهای محاسبه زاویه استرات قطری

جدول ۲: مقایسه روابط مختلف به منظور محاسبه زاویه استرات قطری

نمونه	زاویه استرات قطری
T0	#2

۴۵	۴۱/۶	رابطه (۲)
۴۴/۲۶	۳۹/۸	رابطه (۳)
۴۵/۸۸	۴۰/۶۶	رابطه (۴)
۴۵/۶۵	۳۸/۸۴	بهینه‌سازی توپولوژی

سهام استرات قطری در مقاومت برشی افقی و عمودی اتصال توسط روابط (۵) و (۶) بیان می‌شود.

$$V_{jh} = C_{strut} \cos(\theta) \quad (5)$$

$$V_{jv} = C_{strut} \sin(\theta) \quad (6)$$

که V_{jv} و V_{jh} به ترتیب سهم مکانیزم استرات بتنی در مقاومت برشی اتصال در جهات افقی و عمودی هستند. نیروی قطری C_{strut} با استفاده از مساحت مؤثر استرات قطری A_{strut} و مقاومت فشاری مؤثر بتن f_{ce} قابل محاسبه است.

$$C_{strut} = A_{strut} f_{ce} \quad (7)$$

مساحت مؤثر استرات قطری با استفاده از رابطه (۸) محاسبه می‌شود.

$$A_{strut} = b_s \times W_s = b_j \times W_j \quad (8)$$

که b_s عمق استرات قطری بوده که برابر با عرض مؤثر اتصال b_j در نظر گرفته شده و W_s عرض استرات قطری است. عرض مؤثر اتصال b_j پیشنهاد شده توسط آئین‌نامه ACI352R-02 به شرح زیر است [۶].

$$b_j = \min\left(\frac{b_c + b_b}{2}, b_b + \sum \frac{mh_c}{2}, b_b\right) \quad (9)$$

که b_c و b_b ترتیب عرض تیر طولی و ستون بوده و m برای اتصالاتی که خروج از مرکزیت خط مرکزی تیر و مرکز سطح از $b_c/8$ تجاوز کرده باشد برابر $0/3$ و در غیر اینصورت برابر $0/5$ می‌باشد.

مقاومت فشاری مؤثر بتن در استرات f_{ce} به عنوان تابعی از مقاومت فشاری بتن، با استفاده از رابطه پیشنهادی توسط آئین‌نامه ACI318-14 قابل محاسبه است.

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f'_c \quad (10)$$

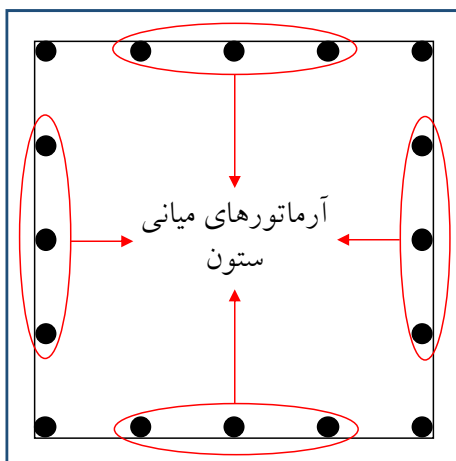
که β_s ضریب استرات بوده که برای اعمال اثر ترک خوردگی و آرماتورهای کنترل ترک در مقاومت فشاری مؤثر بتن در نظر گرفته می‌شود [۵]. براساس شکل ۶، استرات قطری تشکیل شده در ناحیه اتصال از نوع بطری شکل 1^0 است، بنابراین جدول ۳ تنها ضرایب استرات مختص به این نوع استرات را نمایش می‌دهد. همچنین f'_c مقاومت فشاری بتن است.

جدول ۳: ضریب استرات β_s

β_s	آرماتور عبوری از استرات قطری
۰/۷۵	با آرماتور میانی ستون
۰/۶	بدون آرماتور میانی ستون

آرماتورهای میانی ستون نشان داده شده در شکل ۹ از پارامترهای مؤثر در مقاومت برشی اتصال هستند. به منظور اثرگذاری این پارامتر در رابطه پیشنهادی فرض می‌شود که در صورت وجود این آرماتورها، ضریب استرات β_s از $0/6$ به $0/75$ افزایش یابد. هرچند آئین‌نامه جدید بتن آمریکا، به طور کلی این ضریب را برای اتصالات تیر به ستون برابر با $0/75$ در نظر گرفته است.

¹⁰ Bottle-shaped



شکل ۹: آرماتورهای میانی ستون

با ترکیب روابط (۵)، (۷)، (۸) و (۱۰) نیروی برشی افقی میانگین به علت استرات قطری بتنی با استفاده از رابطه (۱۱) قابل محاسبه است.

$$V_{jh} = [0.85\beta_s f'_c \cos(\theta)] W_s b_j \quad (11)$$

۲-۳- محاسبه عرض استرات قطری

تعیین ابعاد استرات، چالش اصلی توسعه مدل خرابایی در اتصالات تیر به ستون است. اگرچه همانطور که در شکل ۶ مشاهده می شود، استرات قطری به طور طبیعی، فرم بتری شکلی دارد ولی به منظور سادگی در محاسبات، می توان فرض نمود که استرات به یک شکل منشوری با عرض ثابت W_s ایده آل شود.

پس از محاسبه عرض استراتها و تاییهای متصل به هر گره براساس دو رویکرد معرفی شده در این بخش، عرض استرات قطری در هر گره براساس رابطه (۱۲) محاسبه می شود [۲].

$$W_s = \sqrt{W_b^2 + W_c^2} \quad (12)$$

عرض استرات قطری بایستی در هر دو گره محاسبه شده و به منظور محاسبه مقاومت برشی کوچکترین عرض انتخاب گردد.

۲-۳-۱- رویکرد ۱

این رویکرد، عرض استرات قطری را براساس عرض استرات منشوری تیر و پوشش بتن تیر و ستون محاسبه می نماید. گره های ۱ و ۲ نمایش داده شده در شکل ۷، در این رویکرد به ترتیب از نوع C-T-T و C-C-T در نظر گرفته می شوند [۲۵]. T و C به ترتیب بیانگر فشار^{۱۱} و کشش^{۱۲} هستند.

۱-۲-۳-۱-۱- گره ۱

در گره ۱ شکل ۷، عرض تاییهای T_c و T_b براساس پوشش بتن ستون و تیر به ترتیب با روابط (۱۳) و (۱۴) محاسبه می شود.

$$W_c = 2 \times \text{Cover}_{column} \quad (13)$$

$$W_b = 2 \times \text{Cover}_{beam} \quad (14)$$

¹¹ Compression

¹² Tension

که $Cover_{beam}$ و $Cover_{column}$ به ترتیب پوشش بتن در ستون و تیر هستند.

۲-۳-۱-۲-۲ گره ۲

در گره ۲ شکل ۷، عرض تای T_c با استفاده از رابطه (۱۳) و استرات C_b براساس عرض موردنیاز استرات در گره ۲ و رابطه (۱۵) محاسبه می‌شود.

$$W_b = \frac{A_{sb} f_{yb}}{0.85 f'_c \beta_s b_b} \quad (15)$$

که A_{sb} سطح مقطع آرماتورهای کششی تیر، f_{yb} تنش تسلیم آرماتورهای تیر، b_b عرض تیر و β_s ضریب استرات هستند. استرات C_b یک استرات منشوری بوده که بر گره ۲ که یک گره C-C-T است، عمل می‌نماید. بنابراین به منظور محاسبه عرض موردنیاز استرات در گره ۲، β_s برابر با ضریب ناحیه گرهی β_n که دارای مقدار ۰/۸ است [۲۵]، قرار می‌گیرد.

۲-۳-۲-۲-۲ رویکرد ۲

در این رویکرد، عرض استرات قطری براساس عمق نواحی فشاری خمشی الاستیک ستون و فشاری تیر و پوشش بتن تیر محاسبه می‌شود. در این رویکرد، گره‌های ۱ و ۲ به ترتیب از نوع C-C-T و C-C-C در نظر گرفته می‌شوند [۲، ۱۳].

۱-۲-۳-۲-۲-۱ گره ۱

در گره ۱ شکل ۷، عرض استرات C_c و تای T_b به ترتیب براساس عمق نواحی فشاری خمشی الاستیک ستون، پوشش بتن تیر و رابطه (۱۴) محاسبه می‌شود. عمق ناحیه فشاری خمشی الاستیک ستون برابر است با [۲۴]:

$$W_c = \left(0.25 + \frac{0.85N}{A_c f'_c} \right) H_c \quad (16)$$

که N نیروی محوری ستون، H_c عمق ستون و $A_c = b_c H_c$ مساحت ناخالص ستون هستند.

۲-۳-۲-۲-۲-۲ گره ۲

در گره ۲ شکل ۷، عرض استرات‌های C_c و C_b به ترتیب براساس عمق نواحی فشاری خمشی الاستیک ستون و فشاری تیر محاسبه می‌شود. عمق ناحیه فشاری تیر برابر است با [۲۷]:

$$W_b = \frac{A_{sb} f_{yb}}{0.85 b_b f'_c} \quad (17)$$

۳- صحت‌سنجی مدل خرپایی

به منظور بررسی دقت مدل ارائه برای تخمین مقاومت برشی اتصال و انتخاب بهترین رویکرد محاسبه عرض استرات قطری، پایگاه داده‌ای شامل ۲۰ اتصال خارجی فاقد آرماتور عرضی از منابع معتبر گردآوری شده است. اتصالات در نظر گرفته شده در صحت‌سنجی دارای ویژگی‌های زیر هستند:

(۱) ابعاد نمونه‌های واقعی نسبت به نمونه‌های آزمایشگاهی، حداکثر به ۳ مقیاس شده‌اند (ابعاد نمونه‌های آزمایشگاهی حداقل یک سوم ابعاد نمونه‌های واقعی هستند)، (۲) همه اتصالات فاقد آرماتور عرضی در ناحیه اتصال هستند، (۳) تحت بارگذاری چرخه‌ای یا یکنواخت فزاینده آزمایش شده‌اند (مقدار تغییرمکان و تعداد چرخه‌ها در جدول ۴ ذکر شده است)، (۴) شکست نمونه‌ها از نوع شکست برشی اتصال

است، ۵) هیچ یک از نمونه‌ها دارای عضو خارج از صفحه ای همچون تیر یا دال نیست، ۶) مهاری آرماتورهای همه نمونه‌ها از نوع مرسوم بوده و آرماتورهای کششی آن‌ها با استفاده از قلاب مهار شده است.

به علت اینکه در برخی از مقالات به طور واضح مقدار دقیق مقاومت برشی اتصالات V_{exp} گزارش نشده است، این مقدار براساس رابطه پیشنهادی ونگ و کوانگ که مبنای آن نیروی کششی در آرماتورهای تیر T و نیروی برشی ستون V_{col} است، محاسبه می‌شود [۲۸].

$$V_{exp} = T - V_{col} \quad (18)$$

که

$$T = \frac{PL_b}{0.9d_b} \quad (19)$$

$$V_{col} = \frac{P(L_b + 0.5H_c)}{L_c} \quad (20)$$

که P حداکثر بار جانبی اعمالی به تیر، L_b فاصله محل بارگذاری تیر تا بر ستون، d_b عمق مؤثر تیر و L_c فاصله میان تکیه‌گاه‌های ستون است (شکل ۴).

جدول ۴ مقاومت برشی اتصالات براساس هر دو رویکرد محاسبه عرض استرات و مقایسه آن‌ها با مقاومت برشی آزمایشگاهی را نمایش می‌دهد. با توجه به اینکه رویکرد ۱ محاسبه عرض استرات دارای نسبت مقاومت ۱ و ضریب تغییرات ۰/۰۹ است، روشی مناسب‌تر و قابل اعتمادتر نسبت به رویکرد ۲ در محاسبه مقاومت برشی اتصال براساس رابطه پیشنهادی است.

اثر گذاری بار محوری ستون بر مقاومت برشی اتصالات همچنان نامشخص است [۸، ۲۹]. رویکرد ۲ با توجه به این موضوع که حضور بار محوری ستون سبب ایجاد مکانیزم جریان نیروی مؤثرتری به منظور تحمل تقاضای برشی عمودی اتصال می‌شود، این پارامتر را در محاسبه عرض استرات قطری لحاظ می‌نماید. اما از مقاومت‌های برشی حاصل از رویکرد ۲ می‌توان پی برد که در نظرگیری بار محوری ستون در مدل خرپایی اتصالات فاقد آرماتور عرضی سبب بروز اختلاف در نتایج می‌شود.

همانطور که پیشتر ذکر گردید، اثر آرماتورهای میانی ستون در مقاومت برشی با افزایش ضریب استرات در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه بخشی از اتصالات در نظر گرفته شده دارای آرماتور میانی ستون بوده و تخمین مقاومت برشی آن‌ها نیز با دقت مناسبی صورت گرفته، می‌توان گفت این فرض صحیح می‌باشد.

۴- روابط طراحی

با استفاده از پایگاه داده‌های گرد آوری شده، ارزیابی میان رابطه پیشنهادی و روابط مقاومت برشی آئین‌نامه‌های ACI 352R و مبحث نهم صورت گرفته است.

۴-۱ آئین‌نامه ACI 352R

مقاومت برشی اسمی اتصال براساس آئین‌نامه ACI 352R برابر است با [۶]:

$$V_{jh} = 0.083\gamma\sqrt{f'_c}b_jH_c \quad (21)$$

که γ ضریبی است که براساس تحمل تغییرشکل الاستیک و غیرالاستیک و نوع محصورشدگی اتصال انتخاب می‌شود.

۴-۲ مبحث نهم

مقاومت برشی اسمی اتصال براساس مبحث نهم برابر است با [۷]:

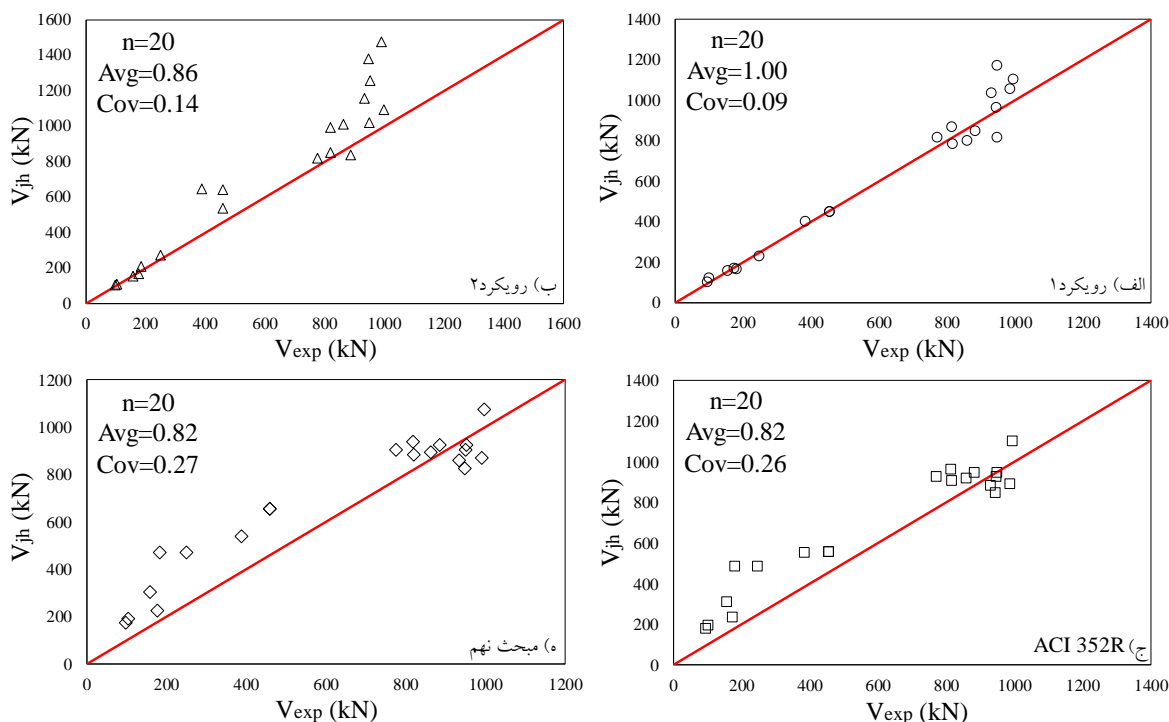
$$V_{jh} = 0.13\alpha\sqrt{f'_c}b_jH_c \quad (22)$$

α که ضریبی است که براساس نوع محصورشدگی اتصال مقادیر ۷/۵، ۹ و ۱۲ را اختیار می‌نماید.

جدول ۴: تخمین مقاومت برشی اتصال

منابع	نمونه‌ها	f'_c (MPa)	f_{yb} (MPa)	نوع بارگذاری (تغییر مکان (mm تعداد))	$V_{jh,Exp}$ (kN)	رویکرد ۱		$\frac{V_{jh,Exp}}{V_{jh,model}}$	رویکرد ۲		$\frac{V_{jh,Exp}}{V_{jh,model}}$
						W_s (mm)	$V_{jh,model}$ (kN)		W_s (mm)	$V_{jh,model}$ (kN)	
Sarsam and Phipps [30]	EX-2	۵۳/۸	۵۲۰	Cyclic	۱۷۵/۵	۸۸/۳۵	۱۶۶/۶	۱/۰۵	۸۷/۹۳	۱۶۵/۸	۱/۰۶
	#2	۴۶/۲	۴۵۴/۴	Cyclic(4.9,-)	۹۵۱/۷	۱۶۹	۱۱۶۶/۶	-/۸۱	۱۸۱/۷	۱۲۵۲/۹۵	-/۷۶
Clyde et al [23]	#4	۴۱	۴۵۴/۴	Cyclic(3.7,-)	۹۸۹/۶	۱۶۹/۹۵	۱۰۵۲/۷	-/۹۴	۲۳۸/۴	۱۴۷۶/۵۴	-/۶۷
	#5	۳۷	۴۵۴/۴	Cyclic(4.8,-)	۹۴۷/۸	۱۶۹/۷	۹۵۹/۱	-/۹۹	۲۴۴/۱	۱۳۷۹/۳	-/۶۸
	#6	۴۰/۸	۴۵۴/۴	Cyclic(6,-)	۹۳۳/۹	۱۶۹/۹	۱۰۳۱/۷	-/۹۰	۱۹۰/۱	۱۱۵۴/۳	-/۸۰
Ghobarah and Said [31]	T1	۳۰/۸	۴۲۵	Cyclic(-,14)	۴۵۸/۸	۱۲۷/۳	۴۴۴/۲۶	۱/۰۳	۱۸۳/۴۵	۶۴۰/۳	-/۷۱
Ghobarah and Said [32]	T2	۳۰/۸	۴۲۵	Cyclic(-,14)	۴۵۸/۸	۱۲۷/۳	۴۴۴/۲۶	۱/۰۳	۱۵۴	۵۳۷/۸	-/۸۵
El-Amoury and Ghobarah [26]	T0	۳۰/۶	۴۲۵	Cyclic(-,15)	۳۸۷/۳	۱۱۴/۲	۳۹۹/۲	-/۹۷	۱۸۴	۶۴۳	-/۶۰
	1	۳۳/۸	۴۵۹	Cyclic(152.4,-)	۸۸۵/۶	۱۷۲/۷	۸۴۶/۳	۱/۰۴	۱۸۰	۸۳۷/۸	۱/۰۶
	2	۳۰/۲	۴۵۹	Cyclic(152.4,-)	۸۲۰	۱۷۲/۷	۷۸۰/۴	۱/۰۵	۲۱۹/۵	۹۹۱/۹	-/۸۲
Pantelides and et al [33]	3	۳۴	۴۵۹	Cyclic(152.4,-)	۸۱۸	۱۷۲/۷	۸۶۶/۴	-/۹۴	۱۶۹/۳	۸۴۹/۸	-/۹۶
	4	۳۱/۶	۴۵۹	Cyclic(152.4,-)	۹۴۹/۹	۱۷۲/۷	۸۱۲/۱	۱/۱۶	۲۱۶/۹	۱۰۲۰/۲	-/۹۳
	5	۳۱/۷	۴۵۹	Cyclic(152.4,-)	۷۷۵/۱	۱۷۲/۷	۸۱۴/۳	-/۹۵	۱۷۳/۸	۸۱۹/۷	-/۹۴
	6	۳۱	۴۵۹	Cyclic(152.4,-)	۸۶۲/۸	۱۷۲/۷	۷۹۸/۵	۱/۰۸	۲۱۸	۱۰۰۸	-/۸۲
Atta et al [34]	G2-B	۶۰	۳۶۰	Monotonic	۱۵۸	۷۸	۱۵۲/۳	۱/۰۴	۷۸/۵	۱۵۳/۳	۱/۰۳
Antonopoulos and Triantafillou [35]	C1	۱۹/۵	۵۸۵	Cyclic(50,-)	۹۸	۹۶/۱	۹۹/۳	-/۹۹	۱۰۱/۲	۱۰۴/۵	-/۹۴
	C2	۲۳/۷	۵۸۵	Cyclic(50,-)	۱۰۴	۹۵/۷	۱۱۶/۵	-/۸۹	۸۸/۸	۱۰۸/۱	-/۹۶
Hwang et al [36]	OT0	۶۷/۳	۴۳۰	Cyclic(190,10)	۹۹۷	۱۲۲/۴	۱۰۹۹/۴	-/۹۰	۱۲۱/۸	۱۰۹۳/۸	-/۹۱
De Risi et al [37]	#1	۲۸/۸	۴۸۷	Cyclic(33,6)	۲۵۰/۲	۱۰۸/۴	۲۲۶/۷	۱/۱۰	۱۳۰/۶	۲۲۲/۲	-/۹۱
	#2	۲۸/۸	۴۸۹/۱	Cyclic(99,6)	۱۸۳	۸۰/۲	۱۶۰/۸	۱/۱۴	۱۰۴/۵	۲۰۹/۴	-/۸۷
Mean								۱/۰۰			-/۸۶
Cov								-/۰۹			-/۱۴

مقایسه بین مقاومت برشی محاسبه شده براساس مدل‌های خرابایی ارائه و روابط آئین‌نامه‌ای V_{jh} در برابر مقاومت برشی آزمایشگاهی V_{exp} در شکل ۱۰ نشان داده شده است. با توجه اینکه مقاومت‌های برشی محاسبه شده براساس مدل خرابایی دارای نسبت مقاومت نزدیکتر به یک هستند، روابط مناسب‌تری نسبت به روابط آئین‌نامه‌ای به منظور محاسبه مقاومت برشی اتصالات هستند. در این میان همانطور که بیشتر ذکر گردید، مقاومت برشی محاسبه شده براساس رویکرد ۱ بهترین تطابق را با نتایج است. در مقایسه آئین‌نامه ACI 352R و مبحث نهم هر دو دارای نسبت مقاومت و ضریب تغییرات یکسانی هستند.



شکل ۱۰: مقاومت برشی محاسبه شده براساس مدل های پیشنهادی در برابر روابط آئین نامه ای

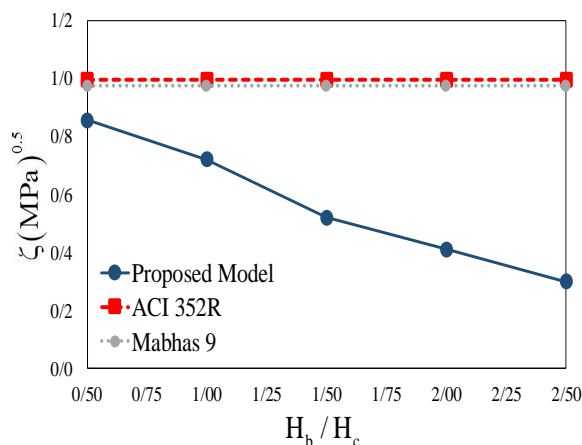
۵- نسبت ابعاد اتصال

پارامترهایی همچون مقاومت فشاری بتن، درصد و مقاومت آرماتورهای طولی تیر، آرماتورهای میانی ستون و نسبت ابعاد اتصال (H_b / H_c) بر مقاومت برشی اتصالات خارجی تأثیرگذار هستند. با توجه به دخیل بودن پارامترهای ذکر شده در مدل خرابایی پیشنهادی، این مدل برخلاف روابط آئین نامه ACI 352R و مبحث نهم قادر به اعمال تمامی این پارامترها در محاسبه مقاومت برشی است (جدول ۵). تنش تسلیم آرماتورهای طولی تیر، یکی از پارامترهای مؤثر بر مقاومت برشی اتصالات خارجی بوده که بر نحوه شکست اتصالات نیز تأثیرگذار است. افزایش این پارامتر موجب کاهش زوال مقاومت چسبندگی اطراف آرماتورها و افزایش عرض استرات قطری شده و در نتیجه مقاومت برشی افقی اتصال نیز افزایش می یابد [۸]. پارامتر نسبت ابعاد اتصال نیز پارامتری است که با افزایش این نسبت مقاومت برشی کاهش می یابد، به عبارتی این موضوع اصل ستون قوی تیر ضعیف را تأیید می نماید. همانطور که در شکل ۱۱ مشاهده می شود، مدل خرابایی پیشنهادی به واسطه تأثیر نسبت ابعاد در محاسبه زاویه استرات قطری به خوبی اثر این پارامتر را در نظر می گیرد. در مدل پیشنهادی با افزایش نسبت ابعاد، زاویه استرات قطری افزایش یافته که همین امر سبب کاهش مقاومت برشی می شود. با توجه به این که روابط آئین نامه ACI 352R و مبحث نهم با ریشه دوم مقاومت فشاری بتن نسبت دارند، به منظور مقایسه با مدل پیشنهادی به صورت زیر نرمال می گردند:

$$\zeta = \frac{V_{jh}}{b_j H_c \sqrt{f'_c}} \quad (23)$$

جدول ۵: پارامترهای هندسی و مکانیکی در نظر گرفته شده در مدل پیشنهادی و روابط آیین نامه‌ای

پارامترها	رویکرد ۱	رویکرد ۲	ACI 352	مبحث نهم
مقاومت فشاری بتن	✓	✓	✓	✓
آرماتور طولی تیر	✓	✓	-	-
آرماتور میانی ستون	✓	✓	-	-
نسبت ابعاد اتصال	✓	✓	-	-



شکل ۱۱: تأثیر نسبت ابعاد اتصال بر مقاومت برشی

۶- نتیجه گیری

این پژوهش، رابطه‌ای به منظور تخمین مقاومت برشی اتصالات تیر به ستون خارجی بتن مسلح فاقد آرماتور عرضی براساس مدل خرابایی حاصل از جهات تنش‌های اصلی بهینه‌سازی توپولوژی ارائه می‌دهد. این مدل که شامل یک استرات قطری از نوع بطری شکل است، پارامترهای مؤثر بر رفتار برشی اتصالات را به خوبی در محاسبه مقاومت برشی لحاظ می‌نماید. مدل خرابایی پیشنهادی و دو رویکرد محاسبه عرض استرات قطری با استفاده از ۲۰ اتصال موجود در پژوهش‌های تجربی پیشین مورد صحت سنجی قرار گرفته است. نتایج زیر براساس بررسی‌های صورت گرفته بر مدل خرابایی پیشنهادی، حاصل شده‌اند:

۱. با استفاده از تحلیل اجزا محدود می‌توان جریان نیروها و جهات تنش‌های اصلی را در ناحیه اتصال تعیین نمود. بهینه‌سازی توپولوژی با حذف تدریجی نواحی غیر مؤثر در باربری سازه، مدل خرابایی مناسبی برای اتصالات ارائه می‌نماید. بهینه‌سازی توپولوژی همچنین از ایجاد یک فرآیند سعی و خطا در انتخاب هندسه مدل خرابایی جلوگیری می‌نماید.

۲. در اتصالات تیر به ستون خارجی بتن مسلح فاقد آرماتور عرضی، مکانیزم قطری دارای نقش بسزایی در تأمین مقاومت در برابر نیروهای برشی است. بر این اساس، مدل خرابایی پیشنهادی به منظور تحمل نیروی برشی تنها از یک استرات قطری از نوع بطری شکل تشکیل می‌شود.

۳. آرماتورهای میانی ستون از پارامترهای تأثیرگذار در مقاومت برشی اتصالات فاقد آرماتور عرضی بوده که با افزایش ضریب استرات، در رابطه پیشنهادی لحاظ شده است.

۴. محاسبه عرض استرات قطری یکی از چالش‌های مدل خرابایی در اتصالات است. براساس دو رویکرد معرفی شده به منظور محاسبه عرض استرات قطری، رویکرد ۱ با نسبت مقاومت ۱ و ضریب تغییرات ۰/۰۹ در مقایسه با رویکرد ۲ با نسبت مقاومت ۰/۸۶ و ضریب تغییرات ۰/۱۴ دارای عملکرد مناسب‌تری در محاسبه مقاومت برشی براساس مدل پیشنهادی است.

۵. مدل خریایی پیشنهادی، علاوه بر مقاومت فشاری مشخصه بتن که در روابط آئین‌نامه ACI352R و مبحث نهم نیز لحاظ شده است، سایر پارامترهای مؤثر بر مقاومت برشی را در نظر گرفته و همچنین نسبت به این روابط، مقاومت برشی اتصالات خارجی فاقد آرماتور عرضی را با دقت بهتری تخمین می‌زند.

مراجع

- [1] Wong, H.F., and Kuang, J.S. (2014). Predicting shear strength of RC interior beam-column joints by modified rotating-angle softened-truss model. *Computers & Structures*, 133 (Supplement C), 12-17.
- [2] Hwang, S.-J., and Lee, H.-J. (1999). Analytical model for predicting shear strengths of exterior reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance. *Structural Journal*, 96 (5), 846-858.
- [3] Del Vecchio, C., Di Ludovico, M., Prota, A., and Manfredi, G. (2015). Analytical model and design approach for FRP strengthening of non-conforming RC corner beam-column joints. *Engineering Structures*, 87, 8-20.
- [4] Sasmal, S., Vishnu, P., Devi, A.K., and Ramanjaneyulu, K. (2016). Computational methodology to determine the strength of reinforced concrete joint. *Advances in Computational Design*, 1 (1), 61-77.
- [5] ACI 318-14. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute.
- [6] ACI352R-02. (2010). *Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures*. Joint ACI-ASCE Committee 352. American Concrete Institute.
- [7] Mabhas 9. (2014). *Design and implementation of reinforced concrete buildings*. Office of national building regulation affairs.
- [8] Park, S., and Mosalam, K.M. (2012). Parameters for shear strength prediction of exterior beam-column joints without transverse reinforcement. *Engineering structures*, 36, 198-209.
- [9] Pauletta, M., Di Luca, D., and Russo, G. (2015). Exterior beam column joints – Shear strength model and design formula. *Engineering Structures*, 94 (Supplement C), 70-81.
- [10] Vollum, R., and Newman, J. (1999). Strut and tie models for analysis/design of external beam-column joints. *Magazine of Concrete Research*, 51 (6), 415-426.
- [11] Metelli, G., Messali, F., Beschi, C., and Riva, P. (2015). A model for beam-column corner joints of existing RC frame subjected to cyclic loading. *Engineering Structures*, 89, 79-92.
- [12] Park, S., and Mosalam, K.M. (2009). Shear strength models of exterior beam-column joints without transverse reinforcement. PEER report No. 2009/106, 62-75.
- [13] Kassem, W. (2015). Strut-and-tie modelling for the analysis and design of RC beam-column joints. *Materials and Structures*, 49 (8), 3459-3476.
- [14] Alaei, P., and Li, B. (2017). High-strength concrete exterior beam-column joints with high-yield strength steel reinforcements. *Engineering Structures*, 145, 305-321.
- [15] Liang, Q.Q., Xie, Y.M., and Steven, G.P. (2000). *Topology optimization of strut-and-tie models in reinforced concrete structures using an evolutionary procedure*. American Concrete Institute.
- [16] Bendsoe, M.P., and Sigmund, O. (2003). *Topology Optimization: Theory, Methods, and Applications*. Springer Berlin Heidelberg.
- [17] Kwak, H.-G., and Noh, S.-H. (2006). Determination of strut-and-tie models using evolutionary structural optimization. *Engineering Structures*, 28 (10), 1440-1449.
- [18] Schlaich, J., and Schafer, K. (1991). Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. *Structural Engineer*, 69 (6), 113-125.
- [19] Bruggi, M. (2009). Generating strut-and-tie patterns for reinforced concrete structures using topology optimization. *Computers & Structures*, 87 (23-24), 1483-1495.
- [20] Zuo, Z.H., and Xie, Y.M. (2015). A simple and compact Python code for complex 3D topology optimization. *Advances in Engineering Software*, 85, 1-11.
- [21] Shobeiri, V., and Ahmadi-Nedushan, B. (2017). Bi-directional evolutionary structural optimization for strut-and-tie modelling of three-dimensional structural concrete. *Engineering Optimization*, 49 (12), 2055-2078.
- [22] Du, Z., Zhang, W., Zhang, Y., Xue, R., and Guo, X. (2018). Structural topology optimization involving bi-modulus materials with asymmetric properties in tension and compression. *Computational Mechanics*, 1-29.
- [23] Clyde, C., Pantelides, C.P., and Reaveley, L.D. (2000). Performance-based evaluation of exterior reinforced concrete building joints for seismic excitation. PEER Report No. 2000/05. *Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center*.

- [24] Paulay, T., and Priestley, M.N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. A Wiley interscience publication.
- [25] El-Metwally, S., and Chen, W.-F. (2018). *Structural Concrete: Strut-and-Tie Models for Unified Design*. CRC Press.
- [26] El-Amoury, T., and Ghobarah, A. (2002). Seismic rehabilitation of beam-column joint using GFRP sheets. *Engineering Structures*, 24 (11), 1397-1407.
- [27] Wight, J.K., and MacGregor, J.G. (2016). *Reinforced concrete: Mechanics and design*. Pearson education.
- [28] Wong, H.F., and Kuang, J.S. (2008). Effects of beam-column depth ratio on joint seismic behaviour. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 161 (2), 91-101.
- [29] Kim, J., and LaFave, J.M. (2007). Key influence parameters for the joint shear behaviour of reinforced concrete (RC) beam-column connections. *Engineering Structures*, 29 (10), 2523-2539.
- [30] Sarsam, K., and Phipps, M. (1985). The shear design of in situ reinforced concrete beam-column joints subjected to monotonic loading. *Magazine of Concrete Research*, 37 (130), 16-28.
- [31] Ghobarah, A., and Said, A. (2001). Seismic rehabilitation of beam-column joints using FRP laminates. *Journal of Earthquake Engineering*, 5 (1), 113-129.
- [32] Ghobarah, A., and Said, A. (2002). Shear strengthening of beam-column joints. *Engineering structures*, 24 (7), 881-888.
- [33] Pantelides, C.P., Hansen, J., Nadauld, J., and Reaveley, L.D. (2002). *Assessment of reinforced concrete building exterior joints with substandard details*. PEER Report No.2002/18. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [34] El-Nabawy Atta, A., El-Din Fahmy Taher, S., Khalil, A.-H., and El-Din El-Metwally, S. (2003). Behaviour of reinforced high-strength concrete beam-column joint. Part 1: experimental investigation. *Structural Concrete*, 4 (4), 175-183.
- [35] Antonopoulos, C.P., and Triantafillou, T.C. (2003). Experimental Investigation of FRP-Strengthened RC Beam-Column Joints. *Journal of Composites for Construction*, 7 (1), 39-49.
- [36] Hwang, S.-J., Hung-Jen, L., Liao, T.-F., Kuo-Chou, W., and Tsai, H.-H. (2005). Role of hoops on shear strength of reinforced concrete beam-column joints. *ACI Structural Journal*, 102 (3), 445-453.
- [37] De Risi, M., Ricci, P., and Verderame, G. (2015). Experimental assessment of RC exterior beam-column joints without transverse reinforcement. *Earthquake Resistant Engineering Structures X*, 152, 245-256.