



Journal of Structural and Construction Engineering

www.jsce.ir



Analytical Assessment of Reinforced Concrete Beams under Large Displacements due to Progressive Collapse

Foad Mohajeri Nav^{1*}

1- Assistant Professor, Department of Civil Engineering and Surveying, Yadegar-e-Imam Khomeini (RAH) Shahre Rey Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

ABSTRACT

During the progressive collapse of structures, reinforced concrete (RC) beams must sustain large displacements which are not considered in usual design procedures. Regarding the extensive studies during the recent years, compressive arching and catenary actions are introduced as the main resistance mechanisms against progressive collapse. Despite the extensive studies, there is still a running debate on reliable estimation of the capacities and ultimate resistance of RC members against progressive collapse. Thus, in the present study, a simple and practical analytical method is developed to estimate the ultimate compressive arching capacity of RC beams under large displacements due to progressive collapse. The proposed method is developed based on the membrane action in RC slabs and analytical calculation of lateral stiffness of the structural system. Despite the available methods in the literature, the ultimate arching capacity of RC beams is obtained based on a single-stage procedure. The capability of the introduced method is evaluated utilizing a comprehensive laboratory database, including 99 experimental studies in the technical literature. According to the performed evaluations, the proposed method provides a reliable framework to estimate the arching capacity of reinforced concrete beams in large displacements. Any change in failure mode from flexural action to shear mechanism and increasing the rigidity of the connections leading to an improvement in lateral stiffness could reduce the accuracy of the proposed method.

ARTICLE INFO

Receive Date: 03 February 2021
Revise Date: 18 May 2021
Accept Date: 01 November 2021

Keywords: Reinforced concrete beams
Progressive collapse
Large displacement
Compressive arching action
Analytical method

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2021.271692.2355

*Corresponding author: Foad Mohajeri Nav
Email address: mohajeri@iausr.ac.ir

مطالعه تحلیلی تیرهای بتنی مسلح تحت جابجایی‌های بزرگ ناشی از انهدام پیش‌رونده

فواد مهاجری‌ناو^{*}

۱- استادیار گروه مهندسی عمران و نقشه‌برداری، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد یادگار امام (ره) شهرری، تهران، ایران

چکیده

تیرهای بتنی مسلح در شرایط انهدام پیش‌رونده، تحت جابجایی‌های بسیار بزرگی قرار می‌گیرند که در شرایط معمول طراحی در نظر گرفته نمی‌شوند. در نتیجه مطالعات گسترده انجام‌شده در سال‌های اخیر، مکانیسم‌های قوسی فشاری و زنجیری به عنوان عملکردهای اصلی در تیرهای بتنی مسلح برای مقاومت در برابر پیشرفت انهدام معرفی شده‌اند. گرچه مطالعات بسیار گسترده‌ای در رابطه با کیفیت رفتاری و شناخت مکانیسم‌های مقاومتی مذکور صورت گرفته، اما همچنان توسعه روش‌های مطمئن جهت برآورد ظرفیت و مقاومت نهایی این اعضا در شرایط مذکور، مورد توجه محققان قرار دارد. لذا در مطالعه حاضر، یک روش تحلیلی ساده و کاربردی جهت تخمین ظرفیت نهایی قوسی فشاری تیرهای بتنی مسلح در شرایط جابجایی‌های بزرگ ناشی از انهدام پیش‌رونده توسعه یافته است. این روش که بر مبنای عملکرد قوسی در دال‌های بتن‌آرمه و محاسبه تحلیلی سختی جانبی سیستم سازه‌ای توسعه یافته، بدون نیاز به انجام فرآیند تکراری و مبتنی بر یک رویکرد یک‌بار اجرا، ظرفیت نهایی قوسی فشاری را بدست خواهد داد. توانایی روش مذکور بر مبنای بانک جامع اطلاعات آزمایشگاهی، شامل ۹۹ مطالعه تجربی موجود در ادبیات فنی مورد ارزیابی قرار گرفته است. طبق مطالعه انجام‌شده، روش مذکور از توانایی مناسبی در تخمین ظرفیت قوسی تیرهای بتنی مسلح در شرایط جابجایی‌های بزرگ برخوردار است. حاکم بودن عملکرد خمشی در هنگام انهدام تیرهای بتنی و همچنین برقراری شرایط گیرداری معمول در اتصالات که منجر به افزایش غیرعادی سختی جانبی نشود (به عنوان مثال مقاوم‌سازی در محل اتصالات و اعضا نسبت به طراحی عادی صورت نگرفته باشد)، از جمله عواملی است که منجر به افزایش دقت روش پیشنهادی می‌گردد.

کلمات کلیدی: تیر بتنی مسلح، انهدام پیش‌رونده، ظرفیت قوسی فشاری، جابجایی‌های بزرگ، ارزیابی تحلیلی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
doi:	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
https://doi.org/10.22065/JSCE.2021.271692.2355	۱۴۰۱/۰۱/۳۱	۱۴۰۰/۸/۱۰	۱۴۰۰/۸/۱۰	۱۴۰۰/۰۲/۲۸	۱۳۹۹/۱۱/۱۵
10.22065/JSCE.2021.271692.2355					
فواد مهاجری‌ناو			*نویسنده مسئول:		
mohajeri@iausr.ac.ir			پست الکترونیکی:		

۱- مقدمه

رفتار سازه‌های قاب بتنی مسلح تحت سناریوهای مختلفی که منتهی به انهدام پیش‌رونده می‌شود، از جمله موضوعات مورد توجه در طی دو دهه اخیر بوده که به طور وسیعی توسط محققان مختلف بررسی شده است [۱-۶]. نتیجه این مطالعات گسترده، تشریح رفتار قاب‌های بتنی در برابر انهدام پیش‌رونده و شناخت مکانیسم‌های مقاومتی، شامل عملکرد خمشی [۷،۸]، عملکرد قوسی فشاری [۳،۹]، عملکرد قابی ویریندیل [۱۰، ۱۱] و عملکرد زنجیری [۱۲، ۱۳] بوده است. در جهت تکمیل تحقیقات این حوزه، پژوهش‌های بسیاری نیز روی مقاوم‌سازی و بهبود عملکرد قاب‌های بتنی مسلح تحت سناریوهای حذف ستون صورت گرفته است [۱۷-۱۴، ۴]. حاصل این تحقیقات گسترده، شناخت جامع مکانیسم‌های مقاومتی و اتفاق نظر محققان در روند کیفی رفتار قاب‌های بتنی مسلح در شرایط انهدام پیش‌رونده است [۱ و ۱۸].

بر خلاف مطالعات وسیعی که در مورد کیفیت رفتار قاب‌های بتنی صورت گرفته، هنوز اجماع نظر کلی در مورد میزان دقیق پاسخ‌های سازه‌ای و به عبارتی، کمیت رفتار سازه‌ها، وجود نداشته و مطالعات انجام‌شده در این زمینه نیز بسیار محدودتر بوده و به همین منظور، در طی سال‌های اخیر مورد توجه ویژه قرار گرفته است [۲۴-۱۹]. با توجه به اینکه جابجایی‌های رخ داده در طی فرآیند انهدام بسیار فراتر از شرایط متداول سازه‌ای بوده و در روند معمول تحلیل و طراحی سازه‌ها، در نظر گرفته نمی‌شود، لازم است عملکرد سازه در این شرایط به صورت جداگانه بررسی شود. در این راستا، تلاش‌های بسیاری برای توسعه روابط تحلیلی و با هدف محاسبه ظرفیت نهایی قاب‌های بتنی مسلح تحت جابجایی‌های بزرگ ناشی از سناریوهای حذف ستون صورت گرفته است. از آن جمله، جیان و ژنگ [۸] مدل ساده‌شده‌ای را برای پیش‌بینی منحنی ظرفیت جزءقاب‌های بتن‌آرمه ارائه کردند که البته ظرفیت ابتدایی در آن بدون در نظر گرفتن اثرات قوسی و تنها مبتنی بر تئوری کلاسیک سازه‌ها و ظرفیت خمشی محاسبه می‌شود. سو و همکاران [۲۵]، مدلی را بر مبنای اجرای یک فرآیند تکراری برای محاسبه مقاومت قوسی فشاری قاب‌های بتنی ارائه دادند. مدل پیشنهادی آنها، نسخه توسعه‌یافته مدل پارک و گمبل [۲۶] است که در ابتدا برای محاسبه ظرفیت پوسته‌ای فشاری دال‌ها ارائه شده بود. یو و تن [۲۷] هم یک مدل تحلیلی برای محاسبه ظرفیت قوسی فشاری ارائه دادند که این مدل هم در قالب یک فرآیند تکراری، ظرفیت قوسی فشاری و جابجایی متناظر آن را بدست می‌دهد. در این راستا، کنگ و تن [۲۸] مدل پلاستیک-صلب را برای مرحله الاستیک تیر تغییرشکل‌یافته توسعه دادند. بدین ترتیب با اثر دادن پروفیل کرنش در طول مقاطع انتهایی تیر، وضعیت واقعی تنش در آرماتورهای کششی و فشاری مشخص می‌شود. در مدل‌های پیش از این، نظیر مدل یو و تن [۲۷]، به دلیل فرض جاری شدن آرماتورهای کششی و کرنش نهایی در آخرین تار بتنی، امکان لحاظ کردن مقاومت کششی کامپوزیت سیمانی ممکن نبوده که در این مدل فراهم شده است. در مطالعه دیگری، لو و همکاران [۱۹]، با ساده کردن شرایط مرزی در دو انتهای تیرهای متصل به ستون حذف‌شده، یک مدل صریح برای محاسبه ظرفیت قوسی تیرهای بتنی مسلح تحت سناریوی حذف ستون ارائه کردند. آنها مدل ارائه‌شده را در دو حالت، با در نظر گرفتن اثر دال و بدون آن، توسعه دادند. وانگ و همکاران (۲۰۱۹) به منظور توسعه یک روش طراحی کاربردی، رابطه بین نیروی محوری فشاری و کرنش میلگردهای فشاری را بر مبنای دیاگرام تداخلی خمش-نیروی محوری در عضو، بازنویسی کردند. بر این مبنای، از تعادل نیروها و سازگاری تغییرشکل‌ها، یک رابطه صریح برای محاسبه کرنش فشاری محوری حاصل شده که در محاسبه ظرفیت مقطع بکار گرفته شده است. دت و همکاران [۲۹] سناریوی حذف ستون یکی مانده به آخر را برای ارزیابی مقاومت قاب بتن مسلح متوسط بررسی نمودند. و در نهایت روشی گام‌به‌گام ارائه کردند که بار ثقلی نهایی مجاز برای جزءقاب را تحت سناریوی مورد نظر، محاسبه می‌کند. در ادامه تحقیقات یو و تن [۲۷]، دنگ و همکاران [۳۰] نیز مدل پارک و گمبل [۲۶] را برای نمونه‌های ساخته‌شده از بتن با مقاومت بالا و در نظر گرفتن شرایط دینامیکی گسترش دادند. طبق مطالعه آنها، مدل اشاره‌شده بر مبنای تخمین $0.5h$ از جابجایی حداکثر در نسخه اولیه، منتهی به تخمین‌هایی کمتر از مقادیر واقعی خواهد شد. در ادامه این مطالعه و بر مبنای آزمایش‌های انجام‌شده، تخمینی جدید برای برآورد جابجایی حداکثر، معادل $0.005L^2/h$ ارائه شد که با بکارگیری در مدل مذکور، منتهی به برآوردهای دقیق‌تری از ظرفیت نهایی قاب‌های بتنی در هر دو حالت بکارگیری بتن‌های با مقاومت معمولی و بتن‌های با مقاومت بالا گردیده اما با این حال، شرایط سعی‌وخطا در این روش پابرجاست که به معنای طی کردن یک فرآیند تکراری برای

¹ Vierendeel

رسیدن به تخمین نهایی است [۳۰]. در ادامه، ژانگ و همکاران [۳۱] یک روش تئوریک مبتنی بر انرژی را برای تعیین مقاومت انهدام قاب‌های بتنی مسلح تحت جابجایی‌های بزرگ ناشی از سناریوی حذف ستون توسعه دادند. این روش، نقش میلگردها در تیرها، لنگرهای خمشی ناشی از عملکردهای قوسی و زنجیری در تیرها و دال‌ها، و همچنین لنگر خمشی مقطع در مفاصل پلاستیک را در استهلاک انرژی داخلی در حین فرآیند انهدام پیش‌رونده در نظر می‌گیرد. در مطالعه‌ای دیگر، کنگ و همکاران [۲۲]، روشی تحلیلی برای پیش‌بینی رابطه بار-جابجایی و همچنین رابطه نیروی محوری-جابجایی بر مبنای در نظر گرفتن شرایط سازگاری، تعادل و رفتار مشخصه بتن و میلگردهای فولادی ارائه دادند. همچنین اثرات تغییر انحنای تیر و لنگرهای منفی و مثبت در دو سمت انحنای تیر در این مدل در نظر گرفته می‌شود.

گرچه به علت توسعه ابزارهای محاسباتی، روش‌های عددی برای ارزیابی دقیق ظرفیت سازه‌ای بسیار محبوب هستند، اما روش‌های تحلیلی و برآوردهای کمی به صورت تئوریک از چند جنبه دارای اهمیت هستند، نخست آنکه به عنوان یک روش مکمل در کنار تحلیل‌های عددی، می‌توانند نگاه جامع‌تری در خصوص جزئیات رفتاری و مقاومت اعضا فراهم نمایند [۱۹، ۲۰]، و دوم آنکه روش‌های تحلیلی مبنایی برای توسعه دستورالعمل‌ها و مبانی طراحی کاربردی اعضای بتنی در برابر خرابی پیش‌رونده (مشابه آنچه در خصوص فرآیند طراحی معمول سازه‌ای موجود است) خواهد بود [۲۲-۲۴]. در همین راستا، توسعه روش‌های تحلیلی از جمله موضوعات مورد توجه در سال‌های اخیر بوده است. مطالعات انجام‌شده نشان می‌دهد که محققان در سال‌های اخیر کوشیده‌اند تا با استفاده از مدل‌های ارائه‌شده، روابط را برای تخمین مکانیسم‌های مقاومت تیر با در نظر گرفتن شرایط گوناگون توسعه دهند. تلاش برای رسیدن به پاسخ نزدیک به واقعیت، نیازمند لحاظ نمودن هرچه بیشتر پارامترهای واقعی است و در این میان، کارآمد بودن و ساده بودن روش‌های تحلیلی به منظور بکار گرفته شدن در فرآیندهای طراحی، مساله‌ای است که هنوز در عموم روش‌های توسعه‌داده‌شده مشاهده نمی‌شود [۱۸]. گرچه روش‌های ارائه‌شده توسط تحقیقات یو و تن [۲۷]، دنگ و همکاران [۳۰]، کنگ و همکاران [۲۲]، منتهی به دستیابی منحنی رفتاری (بار-جابجایی) سازه می‌شود، اما در عین حال تخمین مقاومت نهایی نیاز به انجام فرآیند تکراری تا انتها خواهد بود. در نقطه مقابل، روش‌های ساده یکبار اجرا قرار دارند که با کمترین محاسبات، تخمینی از مقاومت نهایی مقطع بدست می‌دهند که در این بین، جیان و ژنگ [۸] عملکرد قوسی را در نظر نگرفتند و ژانگ و همکاران [۳۱] نیز در عین یک‌بار اجرا بودن، نیازمند حل روابط طولانی و پیچیده است که سادگی کاربرد را برای استفاده مهندسی مشکل می‌سازد. در میان مکانیسم‌های مقاومتی قاب‌های بتنی در برابر خرابی پیش‌رونده، اهمیت عملکرد قوسی فشاری از آن جهت است که اگر سازه بتواند در این مرحله پیشرفت انهدام را متوقف کند، امکان ادامه عملکرد اجزا با انجام مقاوم‌سازی مختصر قابل حصول است اما در صورت ورود به عملکرد زنجیری، عملاً کل مقطع بتنی تحت کشش قرار گرفته و لذا امکان استفاده مجدد از این اعضا به راحتی فراهم نبوده و با چالش‌های بسیار همراه خواهد بود [۱۳، ۹، ۷]. به همین دلیل، و با هدف توسعه رویکردی ساده و در عین حال، با دقت مناسب، روش کاربردی و یکبار اجرا که قبلاً توسط عباس‌نیا و همکاران [۳۲] برای تحلیل مقاطع بتنی مسلح تحت سناریوی حذف ستون معرفی شده، در تحقیق حاضر با رویکردی جدید برای محاسبه سختی جانبی تیرها اصلاح شده و توانایی آن در تخمین ظرفیت قوسی فشاری تیرهای بتنی تحت جابجایی‌های بزرگ ناشی از انهدام پیش‌رونده، به صورت وسیع و بر مبنای یک بانک جامع اطلاعات آزمایشگاهی مورد ارزیابی قرار گرفته است. با توجه به لزوم انجام یک تحلیل الاستیک خطی با استفاده از شبیه‌سازی نرم‌افزاری جهت تخمین سختی جانبی جزءقاب (شامل قاب‌های بتنی مسلح دو دهانه و یک طبقه) در مدل اولیه، در تحقیق حاضر، یک چارچوب تحلیلی و بدون نیاز به انجام هرگونه شبیه‌سازی برای محاسبه سختی جانبی سیستم پیشنهاد شده است. مجموعه‌ای از ۹۹ مطالعه آزمایشگاهی که در طی سال‌های اخیر انجام شده، برای ارزیابی توانایی روش تحلیلی یکبار اجرای پیشنهادی بکار گرفته شده و پارامترهای مهم هندسی و سازه‌ای، از جمله نسبت دهانه به ارتفاع تیرها، ارتفاع موثر، درصد میلگرد طولی تیرها، و همچنین مقاومت مصالح بتن و فولاد مبنای سنجش توانایی روش تحلیلی قرار گرفته است.

۲- چارچوب تحلیلی ارزیابی مقاومت در برابر انهدام پیش‌رونده

چارچوب تحلیلی توسعه یافته در این تحقیق، بر مبنای تئوری ارائه‌شده در جهت محاسبه ظرفیت عملکرد قوسی در دال‌های بتنی مسلح [۳۳] و همچنین توسعه این تئوری جهت محاسبه ظرفیت قوسی فشاری در جزءقاب‌های بتنی تحت انهدام پیش‌رونده [۳۲]، برای

بکارگیری جهت تحلیل تیرهای بتنی مسلح تحت تغییرشکل‌های بزرگ گسترش یافته است. بر این اساس، چارچوب تحلیلی و همچنین توسعه انجام‌شده در این قسمت بحث خواهند شد.

۲-۱- معرفی چارچوب

نظر به آنکه عملکرد قوسی فشاری و عملکرد زنجیری به عنوان دو مکانیسم مقاومتی مهم در برابر پیشرفت خرابی در سازه‌های بتنی مسلح، دارای ماهیتی مستقل بوده و بر همین مبنای، در ادبیات فنی به صورت جداگانه مورد بحث و بررسی قرار گرفته‌اند [۷، ۹، ۱۳ و ۳۵-۳۷]، با توجه به تمرکز مطالعه حاضر روی ظرفیت قوسی فشاری، برآورد این ظرفیت مستقل از عملکرد زنجیری و دیگر عملکردهای مهم، از جمله ویریندیل مورد بررسی قرار گرفته است.

در روش پیشنهادی در تحقیق حاضر، چارچوب تحلیلی با جداسازی فشار قوسی و خمشی خالص درون تیر در مرحله قوسی فشاری، منجر به ارائه روابط تک‌مجهولی و ساده‌تر برای حصول ظرفیت قوسی فشاری شده‌اند. در این مدل، با نوشتن معادلات تعادل برای مقطع تیر و شکل ایده‌آل‌شده تغییر شکل جزء‌قاب، روندی برای محاسبه بار و تغییرمکان در نقطه‌ی معادل ظرفیت قوسی فشاری، پیشنهاد شده‌است.

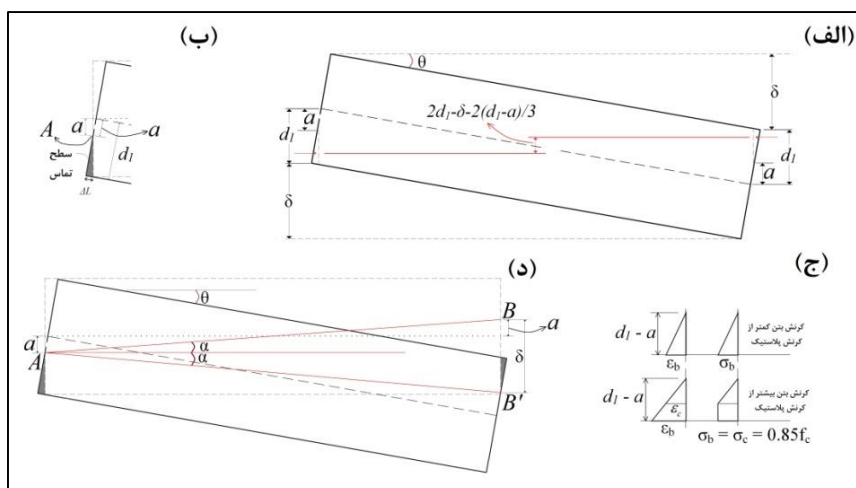
فرضیات این روش به شرح زیر است:

- ممان‌های قوسی حداکثر پس از تسلیم میلگردهای طولی اتفاق می‌افتد؛
- از تغییرشکل خمشی لازم برای تسلیم میلگردهای طولی، در برابر جابجایی‌های بزرگ در انهدام پیش‌رونده صرف نظر می‌شود؛
- مود خرابی مقاطع بتن‌آرمه در دو سمت ستون حذف‌شده متقارن می‌باشد؛
- عمق ناحیه فشاری در دو انتهای تیر متصل به ستون حذف‌شده یکسان است؛
- از اثر دال‌ها و تیرهای عرضی در مقاومت در برابر انهدام پیش‌رونده صرف نظر می‌شود؛
- سخت‌شدگی کرنشی میلگردها لحاظ نمی‌شود؛
- رفتار کلی جزء‌قاب و استخراج روابط، تحت شرایط استاتیکی انجام می‌شود؛

از جمله فرضیات مهم دیگری که در توسعه روش پیشنهادی مدنظر قرار دارد، برآورد ظرفیت قوسی فشاری تیرهای بتنی مسلح بر مبنای رفتار استاتیکی مصالح و اعضای سازه‌ای است. با توجه به اینکه در فرآیندهای دینامیکی، دنبال کردن مسیر پیشرفت خرابی و تشخیص دقیق مکانیسم‌های مقاومتی چندان میسر نبوده، بخش قابل توجهی از مطالعات موجود در ادبیات فنی (از جمله عمده مطالعاتی که قبلاً مورد بررسی قرار گرفته‌اند)، روی رفتار استاتیکی متمرکز بوده‌اند. بر همین اساس، روش پیشنهادی در تخمین حاضر نیز روی تخمین ظرفیت قوسی فشاری بر اساس شرایط استاتیکی متمرکز خواهد بود. البته این موضوع با توجه به افزایش مقاومت بتن در اثر نرخ کرنش‌های بالا در شرایط دینامیکی [۵۶]، می‌تواند در جهت محافظه‌کاری و اطمینان بیشتر نیز عمل کند.

در این مدل و به منظور دست‌یابی به ظرفیت نهایی قوسی فشاری مقاطع بتنی مسلح، دو ظرفیت خمشی و قوسی جداگانه حساب شده و با هم جمع خواهند شد. با توجه به اینکه در مراحل ابتدایی، عملکرد خمشی حاکم بر رفتار جزء‌قاب بوده و در مراحل انتهایی عملکرد قوسی فشاری غالب بر رفتار سیستم است، در توسعه مدل حاضر از اندرکنش این دو عملکرد صرف‌نظر شده و چنین فرض شده که ابتدا عملکرد خمشی در برابر پیشرفت انهدام مقاومت می‌کند و سپس عملکرد قوسی فشاری به صورت کامل بر عملکرد مقاومتی سیستم تاثیرگذار است. بنابراین، با توجه به این فرض که ممان قوسی حداکثر پس از تشکیل مفاصل پلاستیک اتفاق می‌افتد، چنین چارچوبی (مجموع دو عملکرد) در تحقیق حاضر انتخاب شده تا تخمین مناسبی از ظرفیت قوسی ارائه دهد. این موضوع در خصوص عملکرد قوسی در دال‌های بتنی مسلح نیز قبلاً مورد استناد قرار گرفته است [۳۳].

برای محاسبه ظرفیت قوسی فشاری، تغییر شکل تیر در جزء‌قاب، بر مبنای دوران دو قطعه صلب حول محورهای گذرنده از بر ستون میانی و دو انتهای دهانه مطابق شکل ۱ ایده‌آل‌سازی شده‌است. با توجه به شکل ۱، ماکسیمم کرنش در بتن فشاری، ϵ_b ، از رابطه (۱) محاسبه می‌شود؛



شکل ۱: وضعیت تیر در مرحله قوسی فشاری؛ (الف) هندسه جابجایی؛ (ب) هندسه سطح تماس؛ (ج) وضعیت تنش در سطح تماس؛ (د) بازوی لنگر برای تنش مثلی

$$\epsilon_b = 2 \times \frac{\Delta L}{L} = \frac{2\delta}{L^2} \left(d_1 - \frac{\delta}{4} \right) \quad (1)$$

که در آن، δ تغییر مکان نقطه میانی جزءقاب، L دهانه تیر، و d_1 ارتفاع مؤثر در عملکرد قوسی تیر می‌باشد. به منظور تعیین محدوده کرنش، ϵ_b باید با کرنش پلاستیک بتن مقایسه شود. کرنش پلاستیک بتن، ϵ_{cd} ، از رابطه (۲) محاسبه می‌شود [۳۳]:

$$\epsilon_{cd} = (-400 + 60f_c - 0.33f_c^2) \times 10^{-6} \quad (2)$$

بر اساس ϵ_{cd} یک رفتار الاستوپلاستیک برای بتن تعریف می‌شود که بر اساس آن، دو محدوده کرنش قابل تعریف است. برای هر دو محدوده، لنگر خمشی ماکسیمم، $M_{u \max}$ ، از رابطه (۳) حاصل می‌شود:

$$M_{u \max} = \frac{\sigma_c d_1^2}{4} M_r \quad (3)$$

که در آن، σ_c تنش ماکسیمم در بتن و M_r نسبت لنگر خمشی است که از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$M_r = \begin{cases} \frac{0.3615}{R} & R > 0.26 \\ 4.3 - 16.1 \sqrt{3.3 \times 10^{-4} + 0.1243R} & 0.26 > R > 0 \end{cases} \quad (4)$$

که در آن، پارامترهای بدون بعد R و u به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$R = \frac{\epsilon_{cd} L^2}{4d_1^2} \quad u = \frac{\delta}{2d_1} \quad (5)$$

در روابط فوق، عمقی از تیر که در عملکرد قوسی شرکت می‌کند، d_1 برابر است با عمقی که بعد از از بین رفتن قسمت لازم برای تعادل فشار و کشش، باقی می‌ماند. این عمق از رابطه (۶) بدست می‌آید:

$$2d_1 = h - (\rho + \rho') \frac{d}{\sigma_c} f_y \quad (6)$$

که در آن، ρ و ρ' به ترتیب درصد میلگرد بالا و پایین تیر، h ارتفاع تیر و d عمق مؤثر تیر است. جزءقاب تحت حذف ستون میانی، می‌تواند با مدل قوس سه- مفصلی ایده‌آل‌سازی شود. بنابراین مقدار لنگر قوسی، M_{CAA} ، برابر است با:

$$M_{CAA} = \frac{l_e}{L_r} M_{u \max} \quad (7)$$

که در آن، l_e دهانه تیر و L_r طول معادل است که از رابطه (۸) حاصل می‌شود؛

$$L_r = l_e \sqrt[3]{\frac{E_c A}{K l_e} + 1} \quad (8)$$

که در آن، A مساحت معادل تحت فشار بتن، K سختی الاستیک جانبی تکیه‌گاه و E_c مدول الاستیسیته بتن است. ظرفیت تحمل بار نهایی در انتهای مرحله قوسی فشاری، P_u ، که از رابطه (۹) حاصل می‌شود، شامل مجموع ظرفیت دو عملکرد خمشی، P_f ، و قوسی، P_{CAA} ، تیر در طول این مرحله می‌باشد:

$$P_u = P_f + P_{CAA} \quad (9)$$

$$P_{CAA} = \frac{4M_{CAA}}{l_n + l'_n} \quad (10)$$

$$P_f = \left[\frac{M_{p1} + M_{p2}}{l_n} + \frac{M'_{p1} + M'_{p2}}{l'_n} \right] \quad (11)$$

که در این روابط، P_f و P_{CAA} و P_u به ترتیب: ظرفیت بار خمشی، قوسی فشاری و کل می‌باشد. M_p و l_n ، دهانه خالص تیر و ممان پلاستیک انتهای تیر، برای هر کدام از تیرهای طرفین ستون حذف شده می‌باشد.

۲-۲- توسعه مدل برای محاسبه سختی جانبی سیستم سازه‌ای

سختی جانبی درون صفحه تیرهای متصل به ستون حذف شده، در میزان توسعه عملکرد قوسی فشاری در هنگام رخداد جابجایی-های بزرگ ناشی از انهدام پیش‌رونده تاثیر چشمگیری دارد [۹]. برای محاسبه این سختی جانبی، این سختی در ابتدا سختی خود مجموعه تیرها، بدون در نظر گرفتن اثرات ناشی از ترک خوردگی به صورت زیر قابل تعریف می‌شود:

$$k_b = 2 \times \left\{ \frac{E_c A_c}{L} + \frac{E_s A_s}{L} \right\} \quad (12)$$

که در آن، k_b سختی اولیه سیستم جزءقاب (شامل دو تیر بتنی مسلح)، E_c و E_s مدول الاستیسیته بتن و فولاد، A_c سطح مقطع تیر، A_s سطح مقطع میلگردهای خمشی و L طول دهانه خالص یک تیر است.

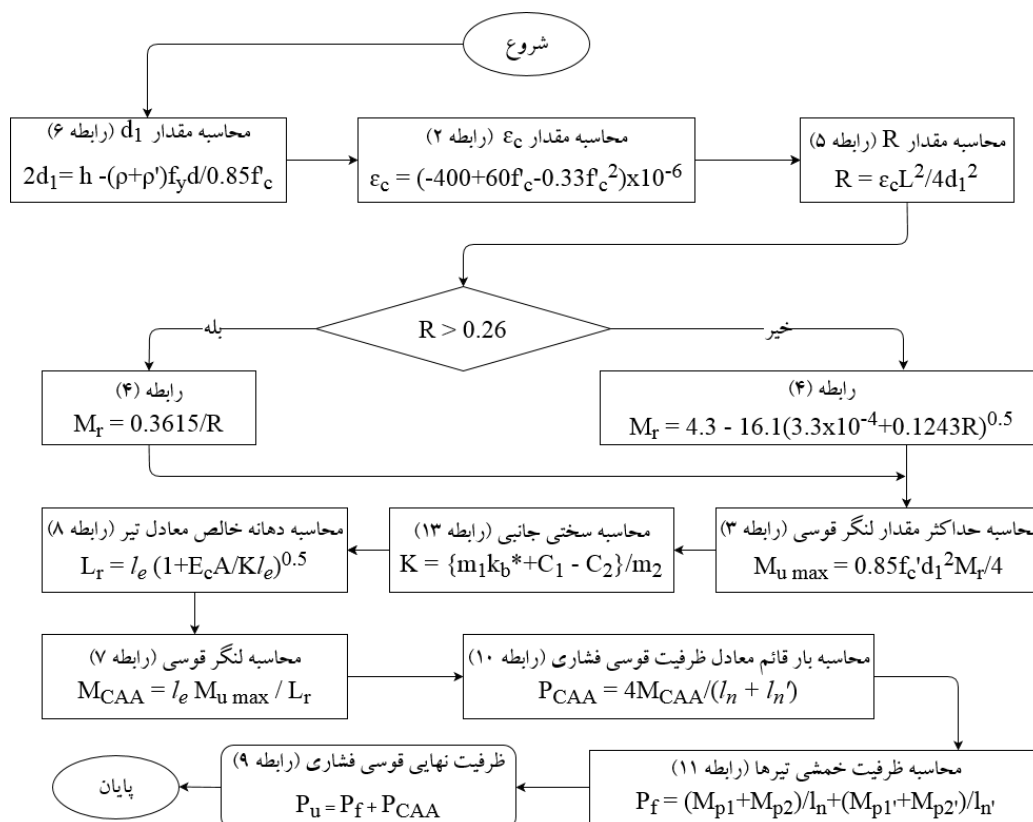
برای محاسبه سختی جانبی جزءقاب، مطابق نتایج آزمایشگاهی مارتین و همکاران [۳۴]، اثرات محوری و خمشی تیرهای محصور شده، با نیروی فشاری معادل که در وسط ارتفاع مقطع وارد شده، مساوی در نظر گرفته می‌شود. در چنین مدلی، تیرها از اجزای محصورکننده جدا فرض شده و این نیروی فشاری معادل در وسط ارتفاع مقطع، با عکس‌العمل تکیه‌گاهی محصورکننده مساوی در نظر گرفته می‌شود. در نتیجه، سختی جانبی معادل برابر نسبت این نیروی فشاری معادل، بر جابجایی معادل وسط دهانه محاسبه شده است. طبق نتایج آزمایشگاهی مارتین و همکاران [۳۴]، افزایش سختی اجزا با افزایش مقاومت قوسی فشاری رابطه مستقیم دارد. علاوه بر این، اگر در وضعیت ترک خورده، مقدار مدول الاستیسیته بتن، نصف مقدار اولیه در نظر گرفته شود، طبق توضیحات ارائه شده، سختی جانبی معادل سیستم، K از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$K = \frac{\{m_1 k_b^* + C_1 - C_2\}}{m_2} \quad (13)$$

که در آن، k_b^* ، سختی مجموعه تیرها با در نظر گرفتن سختی مقطع بتنی ترک خورده (مدول الاستیسیته برابر با ۵۰٪ سختی اولیه تیر) مطابق رابطه (۱۲) خواهد بود. علاوه بر این، m_1 ضریب زاویه متناظر شرایط مقطع ترک خورده، m_2 ضریب زاویه واقعی بدست آمده از نتایج آزمایشگاهی، C_1 ضریب متناظر وضعیت ترک خوردگی (بر حسب کیلونیوتن)، و C_2 ضریب تعدیل رفتار خطی (بر حسب کیلونیوتن) هستند.

بر مبنای ارزیابی آزمایشگاهی عملکرد قوسی در دال‌های بتنی، مقدار این ضرایب برای محاسبه سختی جانبی تیرهای بتنی مسلح برابر با $m_1 = 0.0423$ ، $m_2 = 0.0620$ ، $C_1 = 13.844$ kN و $C_2 = 13.928$ kN بدست می‌آیند.

با در دست داشتن این مقادیر، مقدار سختی جانبی مطابق رابطه (۱۳) قابل محاسبه خواهد بود. بنابراین و مطابق توضیحات ارائه شده، روند گام به گام روش تحلیلی در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۲: روند گام به گام محاسبه ظرفیت قوسی فشاری و جابجایی قائم متناظر آن

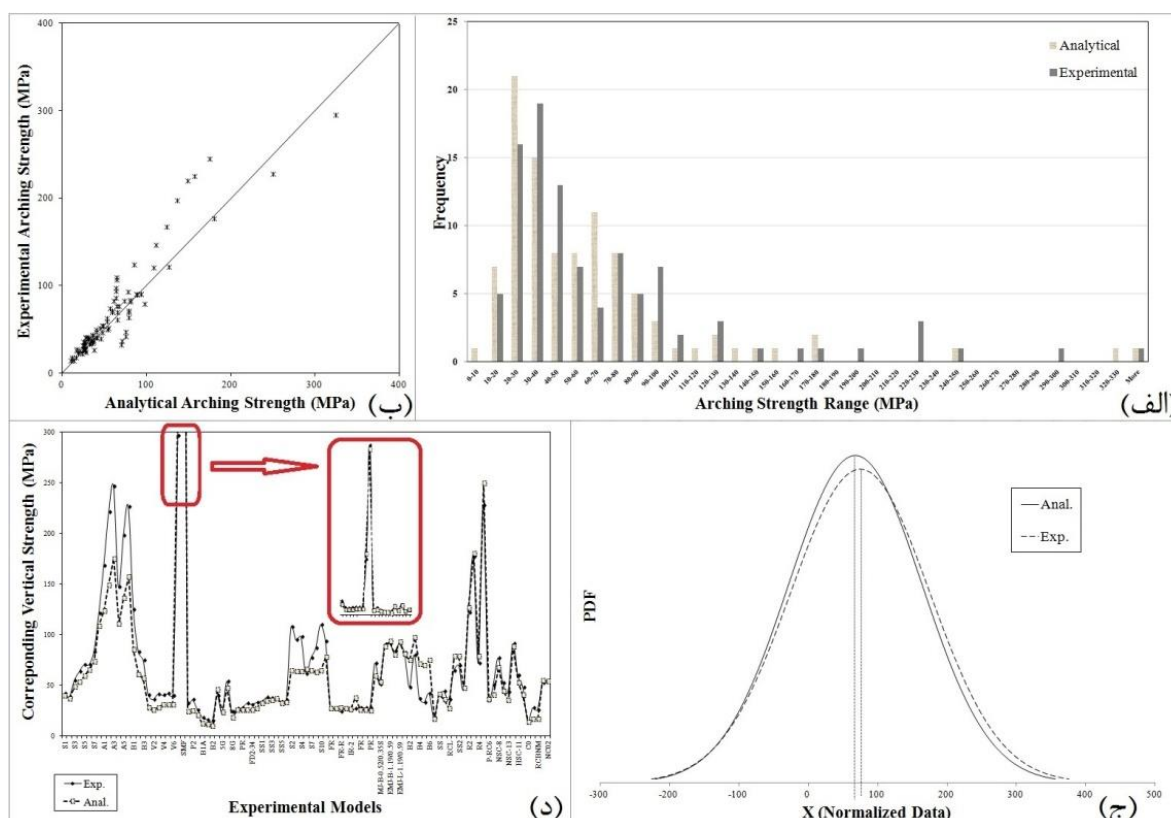
۳- نتایج

در این بخش، مقایسه نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی، بر مبنای مجموعه کاملی از مطالعات آزمایشگاهی موجود در ادبیات فنی انجام شده است. ماحصل این مقایسه در جدول ۱ نشان داده شده که برای رسیدن به قضاوت مناسب، نسبت مقادیر تحلیلی به آزمایشگاهی ارائه شده است. در مقایسه ظرفیت قوسی، میانگین مقادیر تحلیلی به آزمایشگاهی برابر ۰/۹۲۰ بدست آمد که نشان دهنده دقت قابل قبول روش تحلیلی در عین ارائه نتایج محافظه کارانه به نسبت ظرفیت واقعی سازه‌ای است. ضریب همبستگی نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی، برابر ۰/۹۸۲ برای ظرفیت قوسی بدست آمد که نشان از نزدیکی و همبستگی مناسب نتایج برآورد ظرفیت قوسی خواهد داشت و علاوه بر این، مقدار واریانس ۰/۰۶۲ نشان از پراکندگی کم نتایج بدست آمده نسبت به مقدار میانگین ۰/۹۸۲ است. شکل ۳- الف میزان پراکندگی ظرفیت قوسی فشاری نمونه‌های مختلف را بر حسب نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی در محدوده‌های مختلف نشان می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود بیشترین پراکندگی نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی در محدود ۲۰ الی ۵۰ کیلو نیوتن بدست آمد که بر این اساس نیز الگوی مشابهی مابین نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی (۴۴ داده تحلیلی در مقایسه با ۴۸ داده آزمایشگاهی) مشاهده می‌شود. البته فراوانی بیشتر نتایج در محدوده ۲۰ الی ۵۰ کیلو نیوتن بعلا تعداد انجام آزمایش‌های مقیاس شده است که منتهی به نتایج بیشتری در این محدوده شده اما موضوع مهم در این بین، هماهنگی قابل قبول بین نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی است.

جدول ۱: مقایسه نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی

مدل	مرجع	مشخصات مصالح (MPa)			ρ (%)			مقیاس	ظرفیت قوسی (کیلو نیوتن)			P_{can}/P_f	K (kN/mm)	
		f_c	f_y	ln/h	بالا	پایین	کل		Anal.	Exp.	Anal/Exp			
S1	[35, 36]	31.24	505	11.0	0.88	0.48	1.36	1/2	39.86	41.60	0.958	0.287	106000	
S2		31.24	505	11.0	0.72	0.48	1.20	1/2	36.79	38.38	0.959	0.372	106000	
S3		38.2	505	11.0	1.22	0.48	1.70	1/2	48.33	54.47	0.887	0.232	429000	
S4		38.2	494	11.0	1.22	0.81	2.03	1/2	53.14	63.22	0.840	0.163	429001	
S5		38.2	494	11.0	1.22	1.22	2.44	1/2	58.84	70.33	0.837	0.104	429002	
S6		38.2	494	11.0	1.86	0.82	2.68	1/2	65.07	70.33	0.925	0.077	429003	
S7		38.2	494	8.6	1.22	0.81	2.03	1/2	73.13	82.82	0.883	0.256	429004	
S8		38.2	494	6.2	1.22	0.81	2.03	1/2	108.47	121.34	0.894	0.356	429005	
A1	[25]	24.55	350	4.1	0.56	0.56	1.12	1/3	123.50	168.00	0.735	0.955	1000000	
A2		26.83	350	4.1	0.84	0.84	1.68	1/3	148.79	221.00	0.673	0.584	1000000	
A3		29.64	340	4.1	1.14	1.14	2.29	1/3	174.70	246.00	0.710	0.426	1000000	
A4		21.89	340	4.1	0.56	0.38	0.94	1/3	110.63	147.00	0.753	1.054	1000000	
A5		25.16	350	4.1	0.84	0.56	1.40	1/3	135.94	198.00	0.687	0.697	1000000	
A6		27.21	340	4.1	1.14	0.76	1.91	1/3	156.87	226.00	0.694	0.502	1000000	
B1		17.63	340	6.6	1.14	1.14	2.29	1/3	84.93	125.00	0.679	0.117	1000000	
B2		18.32	340	9.1	1.14	1.14	2.29	1/3	60.60	82.90	0.731	0.099	1000000	
B3		20.06	340	9.1	1.14	0.76	1.91	1/3	56.47	74.70	0.756	0.200	1000000	
V1	[9]	30.5	580	11.7	0.59	0.59	1.17	2/5	27.90	40.50	0.689	0.339	1000000	
V2		27	580	11.7	0.60	0.60	1.20	2/5	25.60	35.70	0.717	0.319	1000000	
V3		30	580	11.7	0.59	0.59	1.17	2/5	27.78	41.40	0.671	0.333	1000000	
V4		26	580	11.7	0.88	0.59	1.46	2/5	31.02	40.10	0.774	0.156	1000000	
V5		29.5	580	11.7	0.90	0.60	1.50	2/5	30.44	41.60	0.732	0.200	1000000	
V6		30	580	11.7	0.90	0.60	1.50	2/5	30.58	39.40	0.776	0.204	1000000	
IMF	[37]	32	463	10.6	0.66	0.42	1.08	1	323.88	296.00	1.094	0.615	506000	
SMF		36	462	7.9	0.70	0.60	1.30	1	882.59	903.00	0.977	0.624	506000	
P1	[38]	19.9	437	10.6	0.93	0.93	1.87	1/4	24.12	32.00	0.754	0.065	1000000	
P2		20.8	437	9.3	1.53	1.53	3.07	1/4	24.64	36.00	0.684	0.005	1000000	
M	[39]	24.9	565	11.1	1.17	0.88	2.04	3/8	20.25	25.80	0.785	0.025	1000000	
B1A	[40]	25.6	537	12.0	0.87	0.87	1.73	1/4	11.65	18.00	0.647	0.169	1060000	
B1		21.8	537	12.0	0.87	0.87	1.73	1/4	11.16	16.10	0.693	0.124	1060000	
B2		25.8	569	9.0	1.50	0.84	2.34	1/4	9.59	14.70	0.652	0.204	1060000	
5S	[41]	17	493	6.9	1.40	0.56	1.96	1/2.7	45.49	39.90	1.140	0.121	1000000	
5G		17	493	8.5	0.68	0.68	1.36	1/2.7	23.25	22.80	1.020	0.338	1000000	
8S		30	493	8.0	1.70	1.02	2.72	1/2.85	47.44	54.10	0.877	0.150	1000000	
8G		30	493	9.8	0.99	0.99	1.98	1/2.85	18.26	23.70	0.770	0.418	1000000	
FR	[42]	32	554	12.3	1.57	1.05	2.62	1	25.31	27.00	0.938	0.036	1000000	
PR		32	554	12.3	1.57	1.05	2.62	1	25.30	27.50	0.920	0.036	500000	
FD1-29		35	554	12.3	1.57	1.05	2.62	1	25.62	32.00	0.801	0.046	1000000	
FD2-34		35	554	12.3	1.57	1.05	2.62	1	25.62	31.00	0.826	0.046	1000000	
FD4-30.5		51	554	12.3	1.57	1.05	2.62	1	27.16	33.00	0.823	0.102	500000	
SS1	[43]	23.5	510	11.0	0.75	0.50	1.25	1/2	32.22	34.00	0.948	0.287	100000	
SS2		23.5	510	11.0	0.82	0.57	1.40	1/2	34.39	37.90	0.907	0.222	100000	
SS3		24.2	510	11.0	0.75	0.75	1.50	1/2	35.00	37.20	0.941	0.202	100000	
SS4		24.2	510	11.0	1.00	0.50	1.50	1/2	36.57	36.70	0.996	0.192	100000	
SS5		24.2	510	11.0	0.75	0.50	1.25	1/2	32.46	34.00	0.955	0.298	100000	
SS6		25	510	11.0	0.75	0.50	1.25	1/2	32.72	34.90	0.938	0.310	100000	
S2	[3]	34.96	558	7.2	0.93	1.87	2.80	1/2	63.98	107.40	0.596	0.129	1000000	
S3		32.8	558	7.2	0.93	1.87	2.80	1/2	63.48	94.50	0.672	0.104	1000000	
S4		31.84	558	7.2	0.93	1.87	2.80	1/2	63.29	98.00	0.646	0.093	1000000	
S6		34.72	558	7.2	0.93	0.93	1.87	1/2	65.53	61.40	1.067	0.299	1000000	
S7		32.8	558	7.2	0.93	0.93	1.87	1/2	64.00	76.60	0.836	0.271	1000000	
S8		30.48	558	7.2	0.93	1.87	2.80	1/2	63.05	86.90	0.726	0.078	1000000	
S10		32.96	318.7	7.2	1.58	3.16	4.74	1/2	64.13	109.80	0.584	0.119	1000000	
S12		64.96	558	7.2	0.93	1.87	2.80	1/2	78.06	93.40	0.836	0.542	1060000	
FR		[12]	30	510	12.3	1.47	0.98	2.45	2/5	26.69	27.50	0.971	0.036	1000000
FR-S			30	510	12.3	1.47	0.98	2.45	2/5	26.69	26.90	0.992	0.036	1000000
FR-R	30		400	12.3	1.96	1.30	3.26	2/5	27.63	24.00	1.151	0.031	1000000	
IR-1	32		510	12.3	1.47	0.98	2.45	2/5	26.75	27.20	0.983	0.043	100000	
IR-2	32		510	12.3	1.47	0.98	2.45	2/5	26.34	25.80	1.021	0.043	10000	
S	[44]	26	530	7.5	0.67	0.45	1.12	3/10	37.59	26.60	1.413	0.643	500000	
FR	[45]	30	505	12.3	0.90	0.60	1.50	1/3	25.51	28.00	0.911	0.256	141608	
FR-S		30	505	12.3	0.90	0.60	1.50	1/3	25.56	27.50	0.929	0.256	150282	
PR		30	505	12.3	0.90	0.60	1.50	1/3	24.77	27.50	0.901	0.256	61383	
I	[46]	41	516	10.5	1.25	0.50	1.75	3/8	59.00	71.90	0.821	0.159	1000003	
MJ-B-	[28]	35.8	462	9.2	0.59	0.40	0.99	1/2	53.40	50.52	1.057	0.815	151000	
MJ-B-		36.1	549	9.2	1.35	0.67	2.01	1/2	88.51	90.40	0.979	0.151	205000	
EMJ-B-		45	549	9.2	1.35	0.67	2.01	1/2	93.07	91.10	1.022	0.216	183000	
EMJ-B-		45	549	9.2	1.00	0.67	1.67	1/2	80.15	83.70	0.958	0.331	149000	
EMJ-L-		45	549	9.2	1.35	0.67	2.01	1/2	92.98	91.10	1.021	0.216	177000	
EMJ-L-		45	549	9.2	1.00	0.67	1.67	1/2	80.37	82.50	0.974	0.331	159000	
B2	[47]	24.5	445	6.2	0.79	0.58	1.37	1/2	74.87	48.00	1.560	0.564	1000000	
B3		24.5	445	6.2	0.58	1.58	2.16	1/2	97.12	80.00	1.214	0.196	1000000	
B4		24.5	372	6.2	0.79	0.58	1.37	1/2	70.68	37.00	1.910	0.766	1000000	

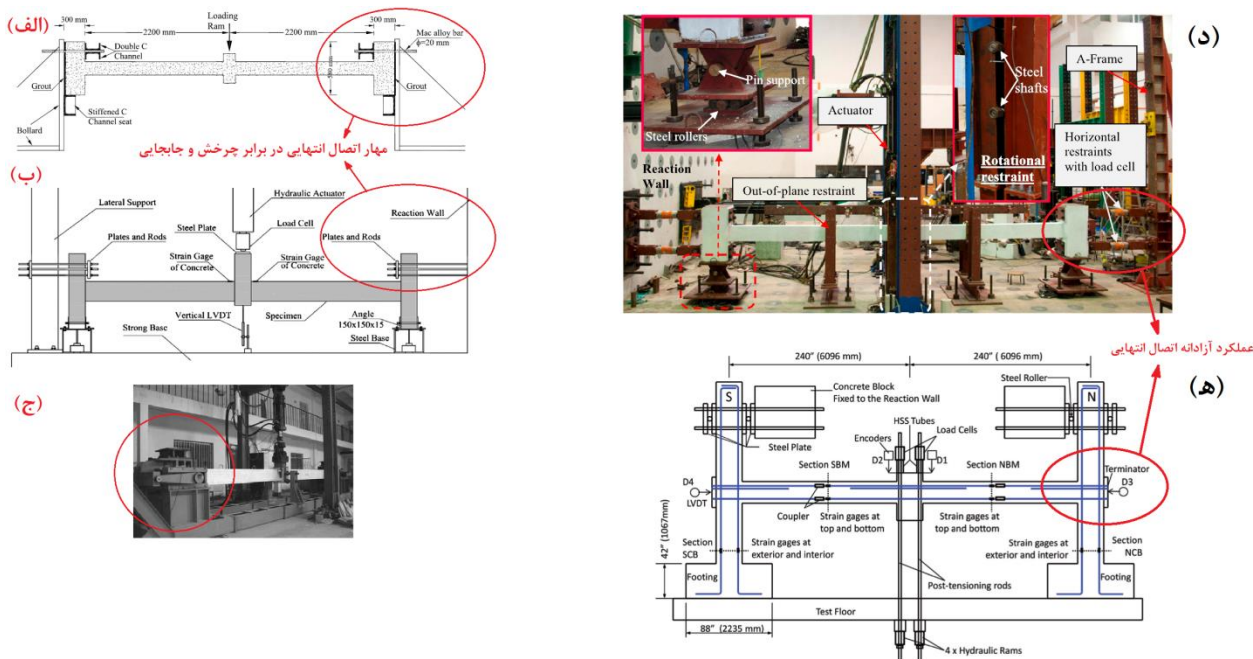
B5		24.5	351	6.2	0.79	0.58	1.37	1/2	69.51	33.00	2.106	0.840	100000
B6		24.5	445	6.2	0.79	0.58	1.37	1/2	74.87	42.00	1.783	0.564	100000
SG	[48]	27	457	12.0	0.84	0.84	1.68	3/8	16.21	17.90	0.906	0.399	100000
SS		27	457	9.0	1.54	0.62	2.16	3/8	41.47	40.50	1.024	0.256	100000
RCS	[49]	43.6	455	11.0	0.77	0.77	1.53	1/2	35.73	44.00	0.812	0.528	100000
RCL		43.9	455	13.2	0.77	0.77	1.53	1/2	27.30	36.00	0.758	0.369	100000
SS1		21.7	340	6.4	0.80	0.80	1.60	1/3	78.78	64.00	1.231	0.497	100000
SS2		21.7	340	6.4	0.80	0.80	1.60	1/3	78.78	69.70	1.130	0.497	100000
R1	[50]	21.7	340	8.0	0.78	0.78	1.56	1/3	46.91	47.00	0.998	0.485	100000
R2		21.7	384	5.3	0.76	0.76	1.52	1/3	126.16	122.00	1.034	0.421	100000
R3		21.7	340	4.6	0.84	0.84	1.69	1/3	179.85	177.00	1.016	0.423	100000
R4		21.7	340	6.4	0.80	0.80	1.60	1/3	78.78	72.00	1.094	0.497	100000
MC-SMF	[51]	35	526	7.6	0.73	0.73	1.46	1/2	249.37	228.00	1.094	0.395	100000
P-RC6	[52]	27.5	360	11.2	1.08	0.82	1.90	1/2	35.75	35.00	1.021	0.199	100004
P-RD1		27.5	340	11.2	1.46	1.20	2.66	1/2	40.54	50.00	0.811	0.105	100005
NSC-8		31.7	438	8.0	1.01	0.68	1.69	1/2	67.23	77.00	0.873	0.356	100005
NSC-11		31.1	438	11.0	1.01	0.68	1.69	1/2	44.27	52.00	0.851	0.228	100005
NSC-13	[30]	30.5	438	13.0	1.01	0.68	1.69	1/2	35.36	43.00	0.822	0.159	100005
HSC-8		60.5	438	8.0	1.01	0.68	1.69	1/2	88.08	91.00	0.968	0.771	100005
HSC-11		61.2	438	11.0	1.01	0.68	1.69	1/2	52.49	60.00	0.875	0.451	100005
HSC-13		59.3	438	13.0	1.01	0.68	1.69	1/2	40.19	48.00	0.837	0.314	100005
C0	[14]	25.4	470	12.0	0.77	0.77	1.55	1/4	13.63	14.60	0.934	0.180	100005
RCB	[53]	38	346	11.2	0.97	0.76	1.73	1/3	16.64	27.60	0.603	0.367	100005
RCBNM		38	346	11.2	0.97	0.76	1.73	1/3	16.64	25.60	0.650	0.367	100005
NC01	[54]	33.3	514	6.5	0.84	0.84	1.69	1/3	54.91	51.96	1.057	0.285	100005
NC02		31.1	514	6.5	0.84	0.84	1.69	1/3	53.56	54.63	0.980	0.254	100005
حد اکثر									882.59	903	2.106		
حد اقل									9.59	14.6	0.584		
میانگین									67.78	75.10	0.920		
ضریب تغییرات										0.982			
واریانس											0.062		



شکل ۳: مقایسه آماری نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی؛ (الف) محدوده نتایج، (ب) منحنی توزیع نرمال نتایج، (ج) وابستگی نتایج، (د) مقایسه روند نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی

به منظور امکان مقایسه بهتر نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی، توزیع نرمال دو نوع نتیجه بدست آمده در شکل ۳- ب نشان داده شده است. بر مبنای شکل ۳- ب و همچنین مقادیر میانگین (۶۷/۷۸ کیلونیوتن برای نتایج تحلیلی در برابر ۷۵/۱۱ کیلونیوتن برای نتایج آزمایشگاهی) و انحراف معیار (۹۵/۹۸ کیلونیوتن برای نتایج تحلیلی در برابر ۱۰۰/۲۱ برای نتایج آزمایشگاهی) بدست آمده، نزدیکی و تطابق بسیار مناسبی بین نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی در تخمین ظرفیت قوسی فشاری بدست آمده است. میزان وابستگی نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی نیز در شکل ۳- ج نشان داده شده است. همان طور که ملاحظه می شود، وابستگی قابل قبولی مشاهده می شود که البته ضریب همبستگی بدست آمده نیز موید این مطلب است. علاوه بر این، روند کلی نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی در شکل ۳- د مقایسه شده که مطابق آنچه ارائه شده، تطابق کلی در روند کلی دو نمودار مشاهده می شود.

به منظور بررسی دلایل فنی نسبت مقادیر کم تحلیلی به آزمایشگاهی (نسبت در بازه ۰/۵ الی ۰/۷)، شرایط آزمایشگاهی این مطالعات [۳، ۹ و ۲۵]، مطابق شکل ۴ (الف تا ج)، مورد ارزیابی قرار می گیرد. همان طور که در شکل ۴ (الف تا ج) مشاهده می شود، شرایط مرزی این نمونه ها و تنظیمات بارگذاری آزمایشگاهی به گونه ای طراحی شده که محدودیت های دورانی و جابجایی در محل تکیه گاه های انتهایی اعمال شده است. این موضوع باعث افزایش قید گیرداری تکیه گاه ها، در نتیجه افزایش بیشتر نیروهای فشاری محوری توسعه یافته منتهی به ظرفیت قوسی فشاری می شود، بر این اساس، مقدار ظرفیت نهایی قوسی فشاری نسبت به شرایط معمول افزایش بیشتری داشته است. البته در شرایط واقعی سازه، تغییر مکان و چرخش تکیه گاه های انتهایی به واسطه تیرها و ستون های دیگر موجود در قاب، محدود خواهد بود اما در عین حال، این محدودیت کامل نیست و چرخش و جابجایی جانبی نیز قابل انتظار خواهد بود [۳۹-۳۵]. لذا مطابق آنچه در شکل ۴ (د و ه) مشاهده می شود، گیرداری تکیه گاه های کناری باید به گونه ای باشد که امکان حداقلی از چرخش و جابجایی وجود داشته باشد [۳۵ و ۳۶]. بر این اساس، در مورد نمونه های مطالعات مختلف در شکل ۴- الف، شکل ۴- ب، و شکل ۴- ج، بعلت افزایش میزان قیدهای تکیه گاهی، مقدار ظرفیت قوسی نهایی افزایش یافته و بدلیل عدم پیش بینی چنین شرایطی در مدل تحلیلی، نسبت مقادیر تحلیلی به آزمایشگاهی کاهش یافته و از مقدار میانگین (۰/۹۲۰) بسیار فاصله گرفته است. بنابراین، با صرف نظر کردن از نتایج مربوط به مطالعات با شرایط تکیه گاهی گیرداری کامل [۳، ۹ و ۲۵]، مقدار میانگین مقادیر تحلیلی به آزمایشگاهی برابر ۰/۹۷۸ خواهد شد که در مقایسه با مقدار ۰/۹۲۰ برای کل نمونه ها، نشان دهنده توانایی مطلوب روش تحلیلی در برآورد ظرفیت قوسی در شرایط تکیه گاهی معمول در سازه ها است.



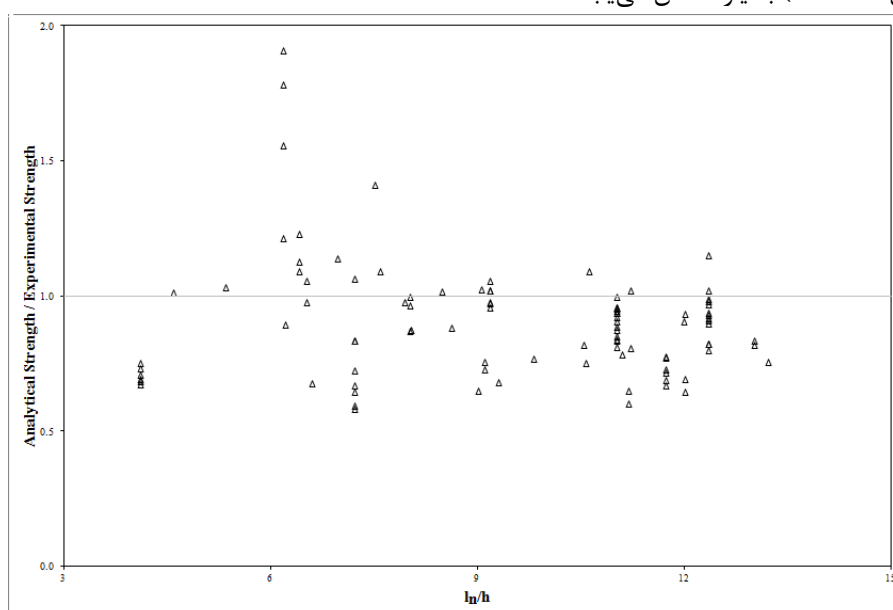
شکل ۴: شرایط مرزی آزمایش جزء قاب ها در مطالعات مختلف؛ (الف) فرهنگ وصالی و همکاران [۹]؛ (ب) السید و همکاران [۳]؛ (ج) سو و همکاران، [۲۵]؛ (د) یو و تن، [۴۰ و ۳۹]؛ (ه) لو و همکاران [۴۱]

۴- تفسیر نتایج

در این قسمت، با توجه به نتایج ارائه شده در قسمت قبل، توانایی روش تحلیلی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی با توجه به پارامترهای مختلف مورد بحث و ارزیابی قرار گرفتند. بر این مبنا، پارامترهای نسبت دهانه به ارتفاع تیر، و همچنین ارتفاع موثر تیر به عنوان عوامل معرف ابعاد سازه‌ای و هندسی ساختمان تحلیل شدند. علاوه بر این، درصد میلگرد در مقطع تیر (به تفکیک بالا و پایین تیر) و مقاومت مصالح مصرفی به عنوان عوامل اثرگذار بر روند طراحی و ظرفیت‌های نهایی سازه، مورد بحث قرار گرفتند.

۴-۱- نسبت دهانه به ارتفاع تیر

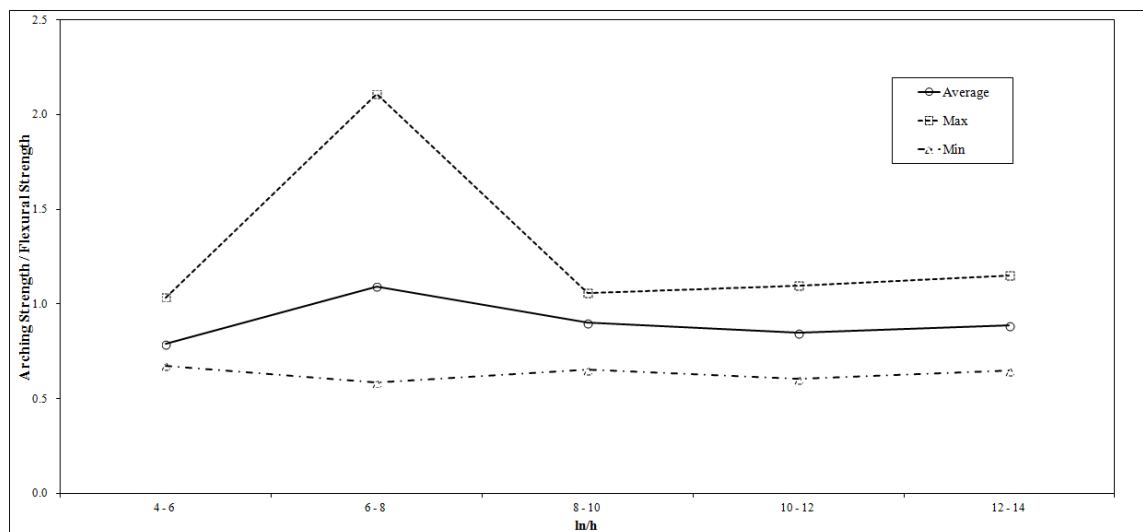
یکی از مهمترین پارامترهایی که می‌تواند مبنای دقیقی برای مقایسه و ارزیابی نتایج بدست آمده و نحوه توسعه عملکرد قوسی فشاری در اعضای بتنی مسلح باشد، نسبت دهانه به ارتفاع است. بر این مبنا، در شکل ۵، نسبت نتایج تحلیلی به آزمایشگاهی برای مقادیر مختلف دهانه (l_n) به ارتفاع تیر (h) نشان داده شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، در محدوده‌های کوچک l_n/h که عموماً به دلیل کوچکتر بودن دهانه، شکست‌های برشی در انهدام تیر نقش موثرتری دارند، اختلاف بین نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی و میزان پراکندگی بیشتر بوده (نزدیک به دو برابر شدن نتایج تحلیلی نسبت به آزمایشگاهی در محدوده l_n/h نزدیک به ۶)، در حالی که در محدوده l_n/h نزدیک به ۱۲ (دهانه‌های بزرگ‌تر) که امکان توسعه عملکرد خمشی و ظرفیت قوسی مهیاتر است، پراکندگی کمتری در شکل ۵ ملاحظه می‌شود، و علاوه بر این، نسبت کمتر از ۱ نیز نشان از بدست آمدن نتایج تحلیلی محافظه‌کارانه دارد. این پراکندگی کمتر نتایج تحلیلی در دهانه‌های بزرگ‌تر، در شکل ۶ بهتر نشان داده شده، جایی که مقادیر حداکثر، حداقل و متوسط نسبت ظرفیت تحلیلی به آزمایشگاهی برای نمونه‌های بررسی شده، در محدوده‌های مختلف دهانه به ارتفاع تیرها نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، اختلاف مقادیر حداقل و حداکثر در محدوده دهانه‌های کوچک (نسبت دهانه به ارتفاع ۶ تا ۸) بسیار زیاد است، در حالی که این اختلاف در محدوده دهانه‌های بزرگ (با نسبت بین ۱۰ تا ۱۴) بسیار کاهش می‌یابد.



شکل ۵: نسبت نتایج تحلیلی به آزمایشگاهی برای مقادیر مختلف دهانه به ارتفاع تیر

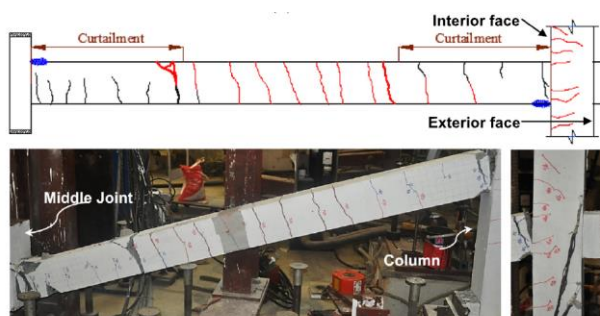
در حالت کلی، اختلاف مشاهده شده بین نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی در محدوده نسبت‌های کوچک‌تر دهانه به ارتفاع را می‌توان به عدم امکان توسعه قابل توجه عملکرد قوسی در محدوده دهانه‌های کوچک، به دلیل محدودیت دهانه، ظرفیت محدودتر جابجایی و عدم امکان توسعه نیروهای محوری فشاری و در نتیجه عدم توسعه مناسب ظرفیت قوسی خواهد بود. نتیجه این امر، افزایش اثرگذاری برش، عبور سریع‌تر از عملکرد خمشی (با معنای توسعه کمتر عملکرد قوسی) به ناحیه گذر و عملکرد زنجیری مرتبط دانست. برای بررسی دقیق موضوع، وضعیت انهدامی دو نمونه با مقادیر مختلف نسبت دهانه به ارتفاع تیر، مطابق شکل ۷ مورد بررسی قرار می‌گیرد. نمونه FR-R

شکل ۷-الف با نسبت دهانه به ارتفاع ۱۲/۳ به عنوان یک نمونه با دهانه بزرگ در کنار نمونه R3 در شکل ۷-ب با نسبت ۴/۶ به عنوان یک نمونه با دهانه کوچک مورد مقایسه قرار می‌گیرد. طبق گزارش سای و چانگ [۵۰] که توسط مطالعات دیگر نیز مورد تایید قرار گرفته [۳۶ و ۳۵]، در نمونه‌های مشابه R3 که دارای دهانه‌های کوچک‌تر هستند، ترک‌های برشی قابل ملاحظه رخ داده که وقوع چنین ترک‌هایی مطابق شکل ۷-ب، منجر به تغییر ناگهانی عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی از فشار به کشش شده و در نتیجه عبور ناگهانی به عملکرد زنجیری شده است. لذا توسعه عملکرد قوسی بسیار محدود در این نمونه‌ها شکل گرفته است. در مقابل و مطابق گزارش لیم و همکاران [۱۲]، در نمونه FR-R که دارای دهانه بزرگ است، در ابتدا ترک‌های خمشی رشد و توسعه یافته و عملکرد غالب، خمشی توام با توسعه مکانیسم قوسی است. هر چند ترک‌های برشی نیز به مرور و با نزدیک شدن به ظرفیت قوسی در نواحی نزدیک به اتصال بالای ستون حذف شده ظاهر می‌شوند، اما به دلیل بزرگ بودن دهانه تیر و انعطاف مناسب بوجود آمده و در نتیجه، روند کند و تدریجی شکل‌گیری و توسعه این ترک‌ها، تاثیر چندانی بر شکل‌گیری عملکرد قوسی ندارند و لذا، مطابق شکل ۷-الف، ترک‌های خمشی (قائم) به صورت قابل ملاحظه‌ای توسعه یافته‌اند. در حالی که مطابق شکل ۷-ب، در تیر با دهانه کوچک، ترک خمشی (قائم) قابل توجهی شکل نگرفته که موید غالب بودن برش در این نمونه است. بر این مبنای، با توجه به اینکه مدل تحلیلی ارائه شده، با این فرض توسعه یافته که ظرفیت قوسی در تیر امکان شکل‌گیری خواهد داشت اما در نمونه‌های با نسبت دهانه به ارتفاع کوچک، طبق آنچه بحث شد چنین امکانی کمتر وجود دارد و لذا مطابق شکل ۵، در محدوده‌های کوچک نسبت ارتفاع به دهانه تیر، اختلاف و پراکندگی بیشتری بین نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی مشاهده گردیده است. طبق شکل ۶، نتایج مدل تحلیلی ارائه شده، برای مدل‌های با نسبت دهانه به ارتفاع بیشتر از ۸ دارای پراکندگی کمتر و دقت بالاتری در تخمین ظرفیت قوسی فشاری است. با توجه به اینکه طبق آیین‌نامه بتن آمریکا، تیرهای بتنی مسلح باید به گونه‌ای طراحی شوند که در محدوده رفتار شکل‌پذیر (رفتار حاکم کششی) قرار داشته باشند [۵۵]، بنابراین انتظار عمومی این است که در تیرها شکست ترد که حاصل حاکم بودن رفتار برشی است، حادث نشود. اما در نمونه‌های آزمایشگاهی که در تحقیق حاضر برای اعتبارسنجی روش تحلیلی استفاده شده‌اند، به سبب شرایط آزمایشگاهی (از جمله سرعت بار وارده یا شرایط تکیه‌گاهی)، شکست‌های برشی در تیرها اتفاق افتاده که طبق بررسی‌های انجام شده در چنین حالت‌هایی فاصله بین مقادیر تحلیلی و آزمایشگاهی کمی افزایش یافته است. اما بر مبنای دستورالعمل کلی طراحی تیرهای بتنی مسلح که بدان اشاره شد، با توجه به حاکم بودن رفتار شکل‌پذیر در تیرهای بتنی مسلح انتظار می‌رود روش پیشنهادی در مورد عموم تیرها بتواند تخمین قابل قبولی از ظرفیت قوسی فشاری ارائه دهد.



شکل ۶: نسبت نتایج تحلیلی به آزمایشگاهی برای مقادیر مختلف دهانه به ارتفاع تیر

² Tension-controlled section



(الف)

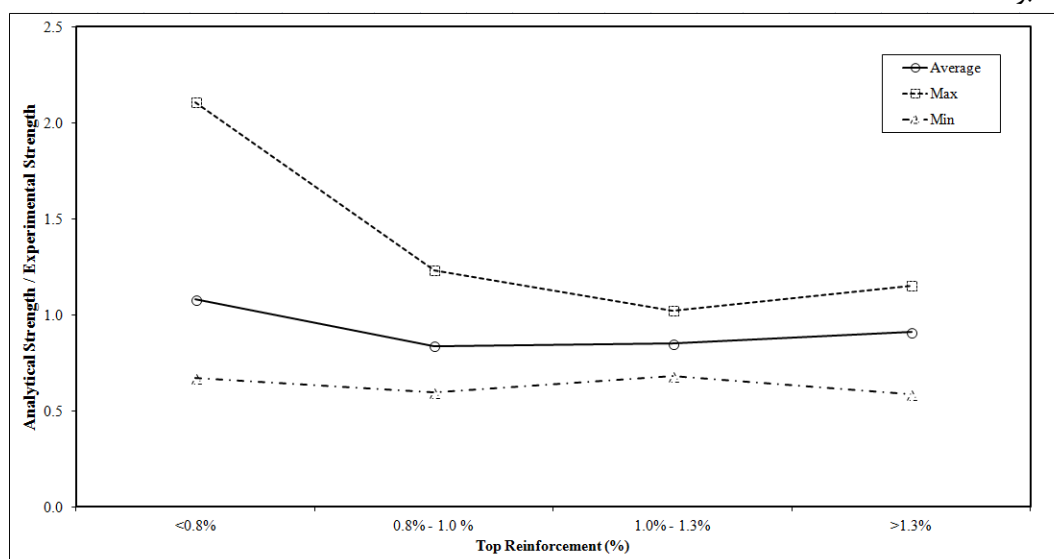


(ب)

شکل ۷: وضعیت انهدامی با تغییر نسبت دهانه به ارتفاع تیر؛ (الف) نسبت دهانه به ارتفاع ۱۲/۳ [۱۲]؛ (ب) نسبت دهانه به ارتفاع ۴/۶ [۵۰]

۴-۲- میلگردهای طولی تیر

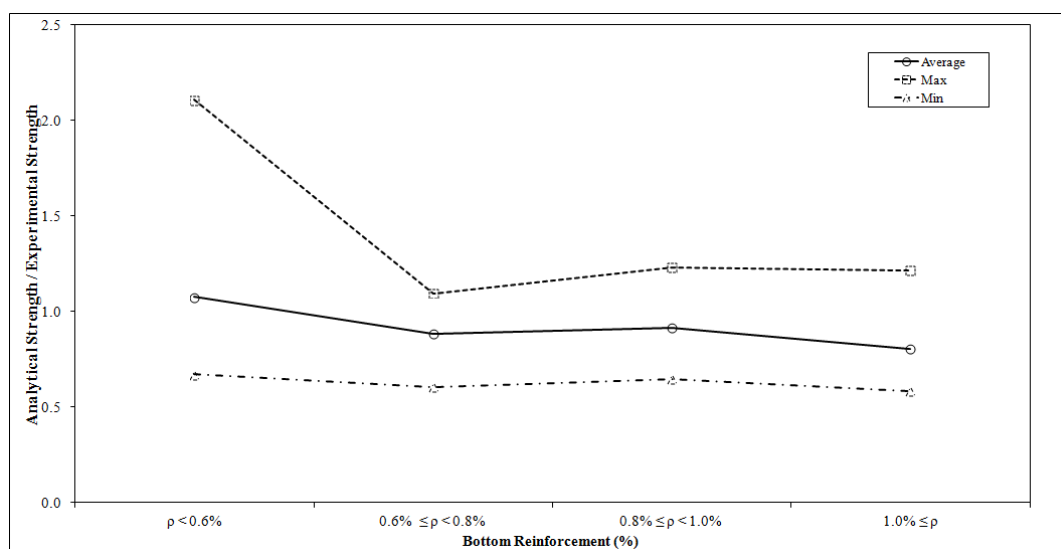
برای بررسی اثرگذاری مقدار میلگرد روی توسعه مکانیسم‌های مقاومتی در برابر انهدام پیش‌رونده، نقش میلگردهای بالا و پایین مقاطع تیرها در این قسمت به صورت جداگانه مورد بررسی قرار می‌گیرد. بر این مبنا، شکل ۸ نسبت مقادیر تحلیلی به آزمایشگاهی را برای محدوده‌های مختلف میلگرد بالای تیر نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود در محدوده ۱/۰٪ الی ۱/۳٪ میلگردهای بالای مقطع تیر، کمترین اختلاف بین مقادیر حداکثر و حداقل وجود داشته و در عین حال، نسبت مقادیر تحلیلی به آزمایشگاهی دارای نسبتی نزدیک به ۱ و در عین حال محافظه‌کارانه است. علاوه بر این، مقادیر ظرفیت نهایی قوسی فشاری در این محدوده و برای نمونه‌های مختلف، عمدتاً کمتر از ۱۰۰ kN بوده است.



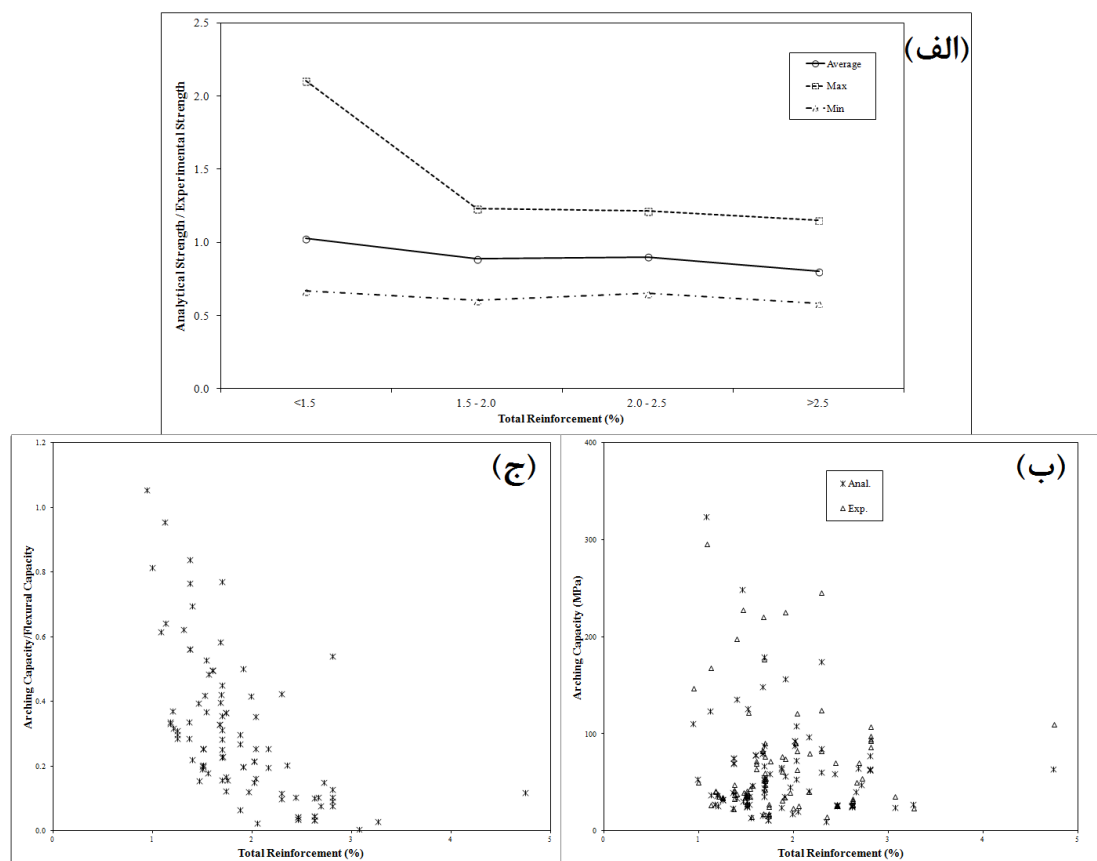
شکل ۸: نسبت نتایج تحلیلی به آزمایشگاهی برای مقادیر مختلف میلگرد بالای تیر

این موضوع در مورد میلگردهای پایین مقطع تیر، مطابق آنچه که در شکل ۹ نشان داده شده، در محدوده ۰/۰۶٪ الی ۰/۰۸٪ رخ داده که در آن، کمترین میزان پراکندگی با متوسطی کمتر از ۱ برای نسبت نتایج تحلیلی به آزمایشگاهی بدست آمده و موید محافظه‌کارانه بودن پیش‌بینی حاصله است. علاوه بر این، طبق شکل ۹ - ب، مقادیر حداکثر ظرفیت قوسی نیز در همین محدوده بدست آمده و از تاثیرگذاری بالای میلگرد پایین در عملکرد قوسی فشاری حکایت دارد که این موضوع در تطابق کامل با مشاهدات آزمایشگاهی بدست آمده است. طبق مشاهدات آزمایشگاهی [۳۵]، مقدار بیشتر میلگرد پایین تیر می‌تواند منجر به افزایش مقاومت جزء‌قاب‌های بتنی مسلح در برابر انهدام پیش‌رونده بر مبنای بهبود ظرفیت‌های قوسی فشاری و زنجیری در مقطع تیر شود. این موضوع از این حقیقت منتج می‌شود که اضافه کردن میلگرد پایین می‌تواند ظرفیت انتقال نیرو در ناحیه کششی تیر را افزایش داده و همچنین باعث تاخیر در شکست میلگردهای پایین شود. در نتیجه این فرآیند، شکست در میلگردهای بالای تیر سریع‌تر از میلگردهای پایین تیر اتفاق می‌افتد [۴۳]. از سویی دیگر، افزایش میلگردهای بالای تیر نیز باعث بهبود مقاومت، به خصوص افزایش ظرفیت زنجیری می‌شود [۴۴ و ۱].

برای بررسی جامع و نحوه اثرگذاری میلگردها در پیش‌بینی ظرفیت قوسی تیر، شکل ۱۰ تغییرات نسبت ظرفیت قوسی فشاری تحلیلی به آزمایشگاهی را بر حسب مقادیر مختلف میلگرد در مقطع تیر نشان می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، در محدوده میزان میلگرد ۰/۱۵٪ الی ۰/۲۵٪، نسبت مقادیر دارای کمترین میزان پراکندگی و در عین حال، نتایج محافظه‌کارانه است. علاوه بر این، مطابق شکل ۱۰ - ب، مقادیر حداکثر ظرفیت قوسی در این محدوده اتفاق افتاده‌اند که نشان‌دهنده مناسب بودن این محدوده برای رسیدن به حداکثر ظرفیت و در عین حال، توانایی مناسب روش تحلیلی در تخمین مقاومت قوسی در این محدوده از درصد میلگرد است. مقدار ۰/۹۶۰ برای میانگین مقادیر تحلیلی مقاومت قوسی فشاری به مقادیر آزمایشگاهی در این محدوده، موید این مطلب است. نکته دیگر که در شکل ۱۰ - ج و بر مبنای نسبت ظرفیت خالص قوسی فشاری (بدست آمده از روش تحلیلی) به ظرفیت خمشی ارائه شده، با گزارش سو و همکاران [۲۵] همخوانی دارد که طبق نتایج آنها، با کاهش ρ اثرگذاری عملکرد قوسی نسبت به عملکرد خمشی افزایش پیدا می‌کند. پس با توجه به تاثیرگذاری قابل توجه این پارامتر نیز در توسعه عملکرد قوسی در تیرها، بررسی توانایی روش‌های تحلیلی در ردگیری رفتار سازه تحت اثر تغییرات این پارامتر و پارامترهای نظیر، می‌تواند پیش‌بینی درستی از دقت روش‌ها در شرایط سازه‌ای مختلف، فراهم آورد. بر این اساس، روند کلی شکل ۱۰ - ج، نشان از همخوانی مناسب نتایج روش تحلیلی در محدوده‌های مختلف درصد میلگرد در مقطع بر مبنای مشاهدات و روندهای آزمایشگاهی دارد. علت افزایش تاثیرگذاری ظرفیت قوسی با کاهش میلگرد، وابستگی مستقیم عملکرد قوسی به ظرفیت فشاری بتن، در مقابل تاثیرگذاری اساسی درصد میلگردهای طولی در ظرفیت خمشی مقطع است. در تایید این مطلب و مطابق مشاهدات آزمایشگاهی، تاثیرگذاری افزایشی کلی میلگرد در مقطع در ظرفیت قوسی قابل توجه نیست، در حالی که اثرگذاری افزایش میلگردها در مرحله زنجیری بیشتر از مرحله قوسی فشاری خواهد بود [۹].



شکل ۹: نسبت نتایج تحلیلی به آزمایشگاهی برای مقادیر مختلف میلگرد پایین تیر



شکل ۱۰: مقایسه نسبت‌ها و مقادیر مختلف بر حسب درصد میلگرد کل تیر: (الف) نسبت ظرفیت تحلیلی به آزمایشگاهی؛ (ب) مقدار ظرفیت نهایی (بر حسب مگاپاسکال)؛ (ج) نسبت ظرفیت قوسی خالص به ظرفیت خمشی

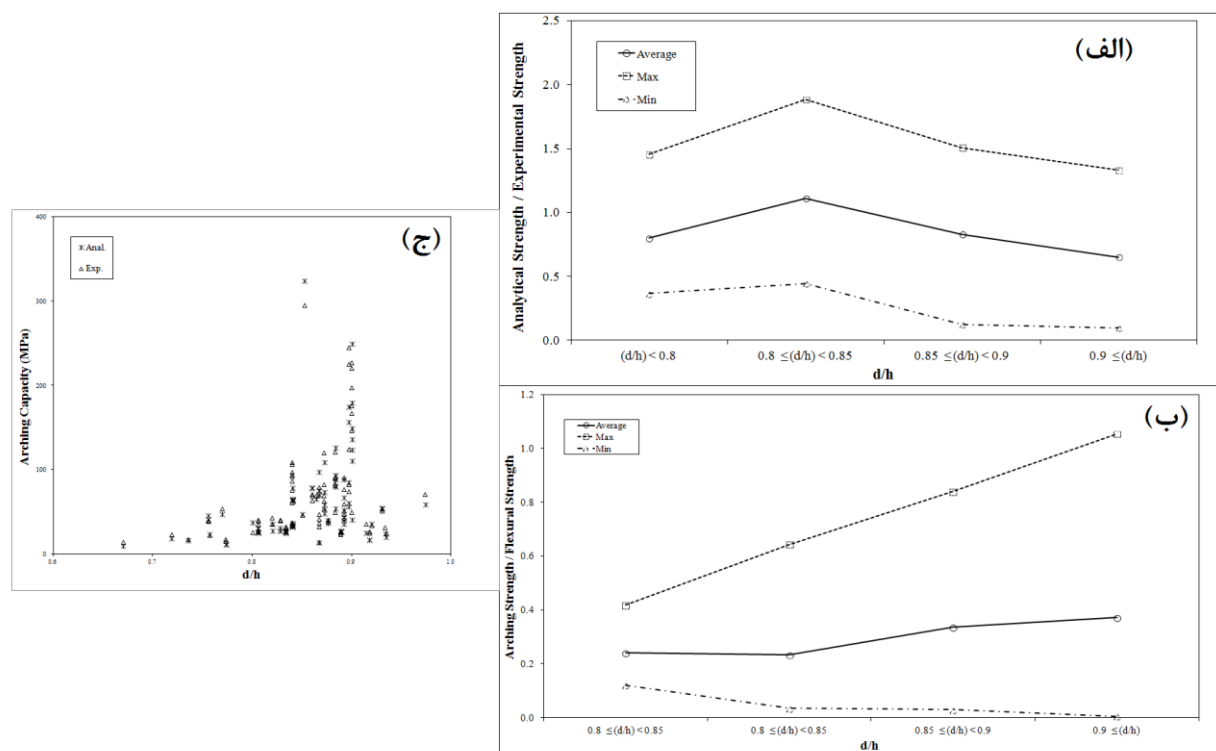
۳-۴- ارتفاع موثر تیر

مقایسه نسبت نتایج تحلیلی به آزمایشگاهی بر اساس محدوده‌های مختلف ارتفاع موثر (بر حسب ارتفاع تیر) در شکل ۱۱ نشان داده شده است. مطابق شکل ۱۱-الف، مقادیر تحلیلی به آزمایشگاهی در محدوده ۰/۸ الی ۰/۸۵ برای نسبت ارتفاع موثر به ارتفاع تیر، دارای مقادیر بزرگ و پراکندگی بیشتری است. با افزایش ارتفاع موثر، متوسط مقادیر تحلیلی به آزمایشگاهی در مقادیر نزدیک به یک (و کمتر از آن) حرکت می‌کند که نشان‌دهنده محافظه‌کارانه بودن پیش‌بینی تحلیلی است. از طرفی مطابق شکل ۱۱-ب، با افزایش مقدار نسبی ارتفاع موثر تیر، تاثیرگذاری عملکرد قوسی فشاری (بر مبنای مقدار تحلیلی محاسبه‌شده) در مقایسه با ظرفیت خمشی مقطع افزایش می‌یابد. علت این موضوع، افزایش بازوی لنگر منتج از دو زوج نیروی محوری فشاری در مقاطع انتهایی تیر (مجاور ستون حذف شده و مجاور ستون کناری) است. در تایید این موضوع، شکل ۱۱-ج هم نشان می‌دهد که در محدوده نسبت ۰/۹ (ارتفاع موثر به ارتفاع تیر)، بیشترین مقادیر ظرفیت‌های نهایی فشاری حاصل شده‌اند.

۴-۴- مشخصات مصالح

نسبت مقادیر تحلیلی به آزمایشگاهی بر حسب مقاومت فشاری بتن در شکل ۱۲-الف، نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود قسمت عمده نسبت‌ها در محدود نزدیک به یک و عمدتاً کمتر از آن قرار دارد که به معنای ارائه تخمین تحلیلی قابل قبول و در عین حال محافظه‌کارانه است. در مورد نسبت‌های بیشتر از یک به غیر از نتایج مربوط به مطالعه هی و یی [۴۷] که بین حداقل ۱/۲۱۴ و حداکثر ۲/۱۰۶ بدست آمده، و نشان‌دهنده اختلاف زیاد است، عمده نتایج در محدوده قابل قبول قرار دارد. این مطالعه آزمایشگاهی مطابق شکل ۱۲-ب، در شرایط تکیه‌گاهی مفصلی به انجام رسیده و لذا تیرهای دو سمت ستون حذف‌شده، عملاً آزادانه امکان چرخش داشته‌اند. در عمل، به علت اتصال تیر به اعضای دیگر قاب، معمولاً شرایط گیرداری بسیار بیشتری به تیرهای متصل به ستون حذف‌شده

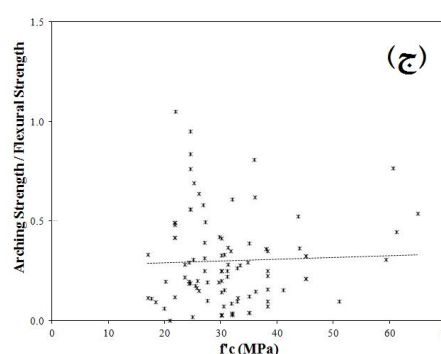
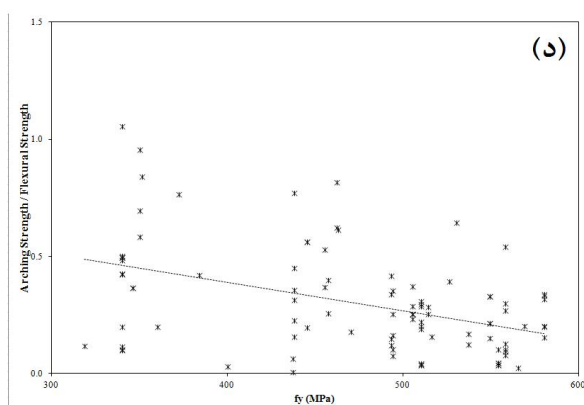
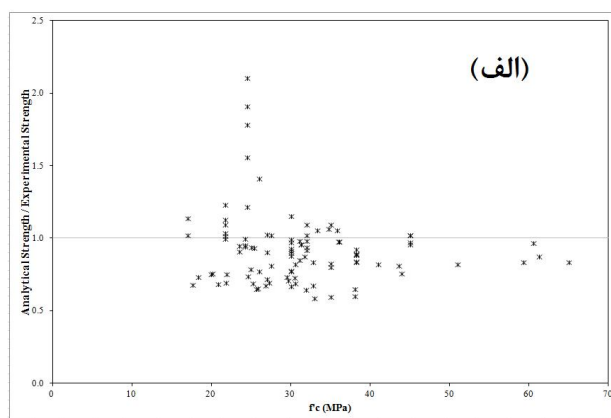
اعمال می‌شود و متعاقب آن، ظرفیت خمشی و قوسی تیر افزایش خواهد یافت [۱۵ و ۱۵]. به دلیل درنگرفتن چنین شرایطی در مطالعه هی و یی [۴۷]، ظرفیت آزمایشگاهی و تحلیلی دارای اختلاف قابل توجه هستند. بر این مبنا، جمع‌بندی حاصل چنین خواهد بود که روش تحلیلی پیشنهادشده، در تخمین ظرفیت نهایی قاب‌های با تکیه‌گاه‌های ساده، از دقت کمتری برخوردار است.



شکل ۱۱: اثرگذاری ارتفاع موثر تیر، (الف) مقایسه مقادیر تحلیلی به آزمایشگاهی به ازای نسبت‌های مختلف ارتفاع موثر به ارتفاع تیر؛ (ب) مقایسه ظرفیت قوسی به ظرفیت خمشی به ازای نسبت‌های مختلف ارتفاع موثر؛ (ج) مقایسه مقادیر ظرفیت نهایی قوسی به ازای نسبت‌های مختلف ارتفاع موثر؛

شکل ۱۲- ج، نسبت ظرفیت خالص قوسی (بدست‌آمده از روش تحلیلی)، به ظرفیت خالص خمشی را برای نمونه‌های مختلف نشان می‌دهد. طبق گزارش ولی‌پور و همکاران [۷] و همچنین دنگ و همکاران [۳۰]، با افزایش مقاومت فشاری بتن ظرفیت قوسی مقطع افزایش می‌یابد اما در عین حال، مقاومت فشاری بتن، به نسبت ظرفیت قوسی، تاثیر کمتری در ظرفیت خمشی مقطع دارد. روند کلی افزایشی نسبت ظرفیت خالص قوسی به خمشی در شکل ۱۲- ج (که به صورت خط‌چین نشان داده شده)، با روند گزارشات فوق مطابق است، هر چند تعداد داده‌های آزمایشگاهی در محدوده بتن‌های با مقاومت بالا (بیش از ۴۰ مگاپاسکال) بسیار کم بوده است و همین محدود بودن تعداد مطالعات باعث شده که شیب نمودار خط‌چین ارائه‌شده در شکل ۱۲- ج ملایم‌تر از مورد مشابه در مطالعات آزمایشگاهی ذکرشده باشد.

شکل ۱۲- د، روند تغییرات نسبت ظرفیت خالص قوسی به ظرفیت خمشی را برای نمونه‌های مختلف و بر حسب مقاومت تسلیم میلگردهای طولی نشان می‌دهد. مطابق گزارش‌های فرهنگ‌وصالی و همکاران [۹]، ولی‌پور و همکاران [۷] و دنگ و همکاران [۳۰]، افزایش مقاومت تسلیم میلگردهای طولی تاثیر چندانی در ظرفیت قوسی فشاری مقطع ندارد اما موجب بهبود ظرفیت خمشی خواهد شد، لذا روند کلی نزولی نشان‌داده شده در شکل ۱۲- د (به صورت خط‌چین)، همزمان با افزایش مقاومت تسلیم میلگردها، با گزارش‌های فوق مطابقت دارد و نشان از افزایش ظرفیت خمشی خالص و کاهش ظرفیت خالص قوسی و در نتیجه، کاهش نسبت ظرفیت قوسی به خمشی دارد.



شکل ۱۲: (الف) نسبت مقادیر تحلیلی به آزمایشگاهی بر حسب مقاومت فشاری بتن؛ (ب) شرایط تکیه گاهی در مطالعه هی و بی [۴۷]؛ (ج) نسبت ظرفیت قوسی به خمشی بر حسب مقاومت فشاری بتن؛ (د) نسبت ظرفیت قوسی به خمشی بر حسب مقاومت تسلیم میلگردهای طولی

۵- نتیجه گیری

تحقیق حاضر، به بررسی وضعیت ظرفیت نهایی قوسی فشاری در تیرهای بتنی مسلح، تحت شرایط جابجایی‌های بزرگ ناشی از انهدام پیش‌رونده پرداخته است. برای این منظور، یک روش تحلیلی جهت تخمین این ظرفیت، با در نظر گرفتن شرایط سختی جانبی سیستم سازه‌ای توسعه یافته و بر مبنای مجموعه کاملی از ۹۹ مطالعه آزمایشگاهی، مورد ارزیابی و بحث فنی قرار گرفته است. بر این اساس، نتایج اصلی تحقیق حاضر در قالب موارد زیر خلاصه می‌شود:

- مطابق نتایج ارائه شده، میانگین نسبت مقادیر تخمینی مقاومت قوسی فشاری بر مبنای روش پیشنهادی به مقادیر آزمایشگاهی برابر ۰/۹۲۰، ضریب همبستگی نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی برابر ۰/۹۸۲، و مقدار واریانس برابر ۰/۰۶۲ بدست آمده است. بر این اساس و با توجه به همبستگی مناسب نتایج و پراکندگی کم (نسبت به مقدار میانگین ۰/۹۲۰ و مطابق مقدار واریانس حاصل شده)، روش پیشنهادی جهت تخمین ظرفیت نهایی قوسی فشاری، از توانایی قابل قبولی برخوردار است؛
- تعیین سختی جانبی سیستم سازه‌ای بر مبنای روش پیشنهادی در تحقیق حاضر، منجر به ارائه تخمین مناسب از ظرفیت نهایی قوسی فشاری سیستم بر مبنای یک فرآیند یک‌بار اجرا شده و لذا قابلیت و سهولت کاربرد روش پیشنهادی همزمان افزایش یافته است؛
- در صورت اعمال قیدهای جانبی (شامل محدودیت دوران و تغییرمکان جانبی) غیرمعمول در سیستم سازه‌ای (به واسطه مقاوم سازی سازه یا شرایط دیگر)، تخمین روش پیشنهادی از دقت کمتری برخوردار خواهد بود. بدست آمدن مقدار میانگین مقادیر تحلیلی به آزمایشگاهی برابر ۰/۹۷۸ که با صرف نظر کردن از مطالعات دارای قیدهای جانبی بسیار زیاد بدست آمده، در مقایسه با

مقدار ۰/۹۲۰ برای کل نمونه‌ها، نشان از توانایی مطلوب روش تحلیلی در برآورد ظرفیت قوسی در شرایط تکیه‌گاهی معمول در سازه‌ها دارد؛

- در سازه‌های با دهانه بزرگتر (نسبت دهانه به ارتفاع تیر بیشتر از ۸)، به علت امکان توسعه مناسب عملکرد خمشی و متعاقب آن، توسعه مناسب نیروهای محوری فشاری و عملکرد قوسی، روش پیشنهادی از دقت بسیار بالایی برخوردار است. در مقادیر دهانه به ارتفاع تیر کمتر از مقدار مذکور، به علت امکان اثرگذاری بیشتر برش و عبور سریع‌تر به مرحله گذار و عملکرد زنجیری، از دقت روش پیشنهادی کاهش می‌یابد؛
- در صورتی که مقدار میلگرد طولی مقطع در محدوده ۰/۱۵٪ الی ۰/۲۵٪ باشد، میانگین مقادیر تخمینی مقاومت قوسی فشاری بر مبنای روش پیشنهادی به مقادیر آزمایشگاهی برابر ۰/۹۶۰ بدست می‌آید که (در مقایسه با مقدار ۰/۹۲۰ برای کل نتایج) نشان می‌دهد روش پیشنهادی در این محدوده، بهترین تخمین از ظرفیت قوسی فشاری مقطع بتنی را ارائه می‌دهد. علاوه بر این، روند کلی کاهش مقاومت قوسی فشاری (بدست‌آمده از روش تحلیلی) همزمان با افزایش درصد کل میلگردهای طولی در مقطع تیر مشاهده گردید که در تطابق کامل با مشاهدات آزمایشگاهی است. اثرگذاری میلگرد طولی در ظرفیت خمشی در مقایسه با نقش مهم بتن فشاری در توسعه ظرفیت قوسی از دلایل عمده این روند است؛
- روند روش تحلیلی در تخمین مقاومت قوسی بر حسب ارتفاع موثر تیر و همچنین مقاومت مصالح، در مقایسه با روند مشاهده شده در مطالعات آزمایشگاهی، از تطابق مناسبی برخوردار است. در محدوده مقدار ۰/۹ برای ارتفاع موثر به ارتفاع تیر، بیشترین مقادیر توسعه مقاومت قوسی فشاری مشاهده شده است؛
- روش تحلیلی توسعه یافته، روشی کاربردی و یکبار اجراست که همین سهولت و سادگی بکارگیری در عین توانایی مناسب بر اساس ارزیابی انجام‌شده در این تحقیق، امکان استفاده از آن را در فرآیندهای تحلیل و طراحی سازه‌ها فراهم می‌نماید.

گرچه مطالعات گسترده و متنوعی جهت ارزیابی روش تحلیلی بکار گرفته شده‌اند، اما با توجه به محدودیت‌ها لازم است در برخی جنبه‌ها مطالعات دقیق‌تری صورت گیرد، از جمله در صورت استفاده از بتن با مقاومت بالا، در نظر گرفتن اثر سقف در افزایش مقاومت و همچنین بکارگیری سناریوهای مقاوم‌سازی، از قبیل میلگرد میانی که در برخی مطالعات توصیه شده است. البته توسعه روش تحلیلی جهت در نظر گرفتن اثرات سقف در دستور کار مولفان تحقیق حاضر قرار دارد. علاوه بر این، تمرکز تحقیق حاضر روی عملکرد قوسی فشاری، به معنای اهمیت کم عملکرد زنجیری نبوده، بلکه با توجه به نقش مهم مکانیسم زنجیری در مقاومت نهایی سازه در برابر وقوع انهدام کلی، توجه به این مرحله از عملکرد سازه‌ای و ارائه روش‌های دقیق تحلیلی برای تخمین مقاومت زنجیری و در نهایت، مقاومت کلی سازه، از جمله نیازهای اساسی خواهد بود که لازم است در تحقیقات آتی به آن پاسخ داده شود.

سپاسگزاری

مقاله حاضر، نتیجه طرح پژوهشی با عنوان "ارزیابی جامع مقاومت قاب‌های بتنی مسلح به عنوان زیرساخت‌های اصلی شریان‌های حیاتی حمل‌ونقل تحت سناریوی حذف ستون" می‌باشد. بدین ترتیب، مولف از دانشگاه آزاد اسلامی واحد یادگار امام خمینی (ره) شهرری، به سبب حمایت‌های مالی و دیگر حمایت‌ها تشکر و قدردانی می‌نماید.

مراجع

- [1] Bao, Y., Lew, H. S., and Kunnath, S. K. (2014). Modeling of reinforced concrete assemblies under column-removal scenario. *Journal of Structural Engineering*, 140(1), 04013026.
- [2] Moradi, M., Tavakoli, H., and Abdolazade, G. (2019). Sensitivity analysis of RC frame failure time in fire conditions after removal column under progressive collapse. *Journal of Structural and Construction Engineering*. [online] Available at: http://www.jsce.ir/article_88289.html [Accessed 01.06.2019].
- [3] Elsayed, W. M., Moaty, M. A. A., & Issa, M. E. (2016). Effect of reinforcing steel debonding on RC frame performance in resisting progressive collapse. *HBRC journal*, 12(3), 242-254.
- [4] Parvini Sani, H., & Taheri, M. (2021). Investigation of nonlinear behavior of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel haunch bracing under progressive collapse. *Journal of Structural and Construction Engineering*. [online] Available at: http://www.jsce.ir/article_122865.html [Accessed 19.01.2021].

- [5] Parisi, F., Scalvenzi, M., & Brunesi, E. (2019). Performance limit states for progressive collapse analysis of reinforced concrete framed buildings. *Structural Concrete*, 20(1), 68-84.
- [6] Tohidi, M., & Janby, A. (2020). Finite-Element Modeling of Progressive Failure for Floor-to-Floor Assembly in the Precast Cross-Wall Structures. *Journal of Structural Engineering*, 146(6), 04020087.
- [7] ValiPour, H., Vessali, N., Foster, S. J., & Samali, B. (2015). Influence of concrete compressive strength on the arching behaviour of reinforced concrete beam assemblages. *Advances in Structural Engineering*, 18(8), 1199-1214.
- [8] Jian, H., & Zheng, Y. (2014). Simplified models of progressive collapse response and progressive collapse-resisting capacity curve of RC beam-column substructures. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 28(4), 04014008.
- [9] FarhangVesali, N., Valipour, H., Samali, B., & Foster, S. (2013). Development of arching action in longitudinally-restrained reinforced concrete beams. *Construction and Building Materials*, 47, 7-19.
- [10] Li, Y., Lu, X., Guan, H., & Ren, P. (2016). Numerical investigation of progressive collapse resistance of reinforced concrete frames subject to column removals from different stories. *Advances in Structural Engineering*, 19(2), 314-326.
- [11] Sagioglu, S., & Sasani, M. (2014). Progressive collapse-resisting mechanisms of reinforced concrete structures and effects of initial damage locations. *Journal of Structural Engineering*, 140(3), 04013073.
- [12] Lim, N. S., Tan, K. H., & Lee, C. K. (2017). Effects of rotational capacity and horizontal restraint on development of catenary action in 2-D RC frames. *Engineering Structures*, 153, 613-627.
- [13] Almusallam, T., Al-Salloum, Y., Elsanadedy, H., Tuan, N., Mendis, P., & Abbas, H. (2020). Development limitations of compressive arch and catenary actions in reinforced concrete special moment resisting frames under column-loss scenarios. *Structure and Infrastructure Engineering*, 16(12), 1616-1634.
- [14] Qiu, L., Lin, F., & Wu, K. (2020). Improving progressive collapse resistance of RC beam-column subassemblages using external steel cables. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 34(1), 04019079.
- [15] Li, S., Shan, S., Zhang, H., & Li, Y. (2019). Rapid retrofit of reinforced concrete frames after progressive collapse to increase sustainability. *Sustainability*, 11(15), 4195.
- [16] Qian, K., Weng, Y. H., & Li, B. (2019). Improving behavior of reinforced concrete frames to resist progressive collapse through steel bracings. *Journal of Structural Engineering*, 145(2), 04018248.
- [17] Yu, J., Gan, Y. P., & Ji, J. (2020). Behavior and design of reinforced concrete frames retrofitted with steel bracing against progressive collapse. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 29(12), e1771.
- [18] Kiakojour, F., De Biagi, V., Chiaia, B., & Sheidaii, M. R. (2020). Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects. *Engineering Structures*, 206, 110061.
- [19] Lu, X., Lin, K., Li, C., & Li, Y. (2018). New analytical calculation models for compressive arch action in reinforced concrete structures. *Engineering Structures*, 168, 721-735.
- [20] Tsai, M. H., & Zhuang, W. B. (2020). An Analytical Approach for the Flexural Robustness of Seismically Designed RC Building Frames Against Progressive Collapse. *International Journal of Civil Engineering*, 18, 1025-1037.
- [21] Wang, S., Peng, J., & Kang, S. B. (2019). Evaluation of compressive arch action of reinforced concrete beams and development of design method. *Engineering Structures*, 191, 479-492.
- [22] Kang, S. B., Wang, S., & Gao, S. (2020). Analytical study on one-way reinforced concrete beam-slab sub-structures under compressive arch action and catenary action. *Engineering Structures*, 206, 110032.
- [23] Azim, I., Yang, J., Javed, M. F., Iqbal, M. F., Mahmood, Z., Wang, F., & Liu, Q. F. (2020). Prediction model for compressive arch action capacity of RC frame structures under column removal scenario using gene expression programming. *Structures*, Vol. 25, pp. 212-228.
- [24] Zhang, Q., Zhao, Y. G., Kolozvari, K., & Xu, L. (2020). Simplified model for assessing progressive collapse resistance of reinforced concrete frames under an interior column loss. *Engineering Structures*, 215, 110688.
- [25] Su, Y., Tian, Y., & Song, X. (2009). Progressive collapse resistance of axially-restrained frame beams. *ACI Structural Journal*, 106(5).
- [26] Park, R., and Gamble, W.L. (1999) *Reinforced concrete slabs*. John Wiley & Sons.
- [27] Yu, J., & Tan, K. H. (2014). Analytical model for the capacity of compressive arch action of reinforced concrete sub-assemblages. *Magazine of Concrete Research*, 66(3), 109-126.
- [28] Kang, S. B., & Tan, K. H. (2017). Progressive collapse resistance of precast concrete frames with discontinuous reinforcement in the joint. *Journal of Structural Engineering*, 143(9), 04017090.
- [29] Dat, P. X., Hai, T. K., & Jun, Y. (2015). A simplified approach to assess progressive collapse resistance of reinforced concrete framed structures. *Engineering Structures*, 101, 45-57.
- [30] Deng, X. F., Liang, S. L., Fu, F., & Qian, K. (2020). Effects of high-strength concrete on progressive collapse resistance of reinforced concrete frame. *Journal of Structural Engineering*, 146(6), 04020078.

- [31] Zhang, J. Z., Li, G. Q., & Jiang, J. (2019). Collapse resistance of RC beam–slab subassemblies due to column loss at large deflections. *Magazine of Concrete Research*, 71(12), 647-663.
- [32] Abbasnia, R., Mohajeri Nav, F., Usefi, N., & Rashidian, O. (2016). A new method for progressive collapse analysis of RC frames. *Structural engineering and mechanics: An international journal*, 60(1), 31-50.
- [33] Rankin, G. I. B., & Long, A. E. (1997). Arching action strength enhancement in later ally-restrained slab strips. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 122(4), 461-467.
- [34] Martin, T., Taylor, S., Robinson, D., & Cleland, D. (2019). Arching in concrete slabs strengthened with near surface mounted fibre reinforced polymers. *Engineering Structures*, 184, 257-277.
- [35] Yu, J., & Tan, K. H. (2013). Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages. *Engineering Structures*, 55, 90-106.
- [36] Yu, J., & Tan, K. H. (2013). Structural behavior of RC beam-column subassemblages under a middle column removal scenario. *Journal of Structural Engineering*, 139(2), 233-250.
- [37] Lew, H. S., Bao, Y., Pujol, S., & Sozen, M. A. (2014). Experimental Study of Reinforced Concrete Assemblies under Column Removal Scenario. *ACI Structural Journal*, 111(4).
- [38] Qian, K., Li, B., & Ma, J. X. (2015). Load-carrying mechanism to resist progressive collapse of RC buildings. *Journal of Structural Engineering*, 141(2), 04014107.
- [39] Stinger, S. M., & Orton, S. L. (2013). Experimental evaluation of disproportionate collapse resistance in reinforced concrete frames. *ACI Structural journal*, 110(3), 521.
- [40] Gu, X. (2012). *Progressive Collapse Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures*. [online] Shanghai: National Natural Science Foundation of China and Tongji University, [Accessed 28.12.2012]
- [41] Choi, H., & Kim, J. (2011). Progressive collapse-resisting capacity of RC beam–column sub-assemblage. *Magazine of Concrete Research*, 63(4), 297-310.
- [42] Pham, A. T., & Tan, K. H. (2017). A simplified model of catenary action in reinforced concrete frames under axially restrained conditions. *Magazine of Concrete Research*, 69(21), 1115-1134.
- [43] Alogla, K., Weekes, L., & Augustus-Nelson, L. (2016). A new mitigation scheme to resist progressive collapse of RC structures. *Construction and Building Materials*, 125, 533-545.
- [44] Ahmadi, R., Rashidian, O., Abbasnia, R., Mohajeri Nav, F., & Usefi, N. (2016). Experimental and numerical evaluation of progressive collapse behavior in scaled RC beam-column subassemblage. *Shock and Vibration*, vol. 2016, Article ID 3748435, 17 pages.
- [45] Weng, J., Lee, C. K., Tan, K. H., & Lim, N. S. (2017). Damage assessment for reinforced concrete frames subject to progressive collapse. *Engineering Structures*, 149, 147-160.
- [46] Sasani, M., Werner, A., & Kazemi, A. (2011). Bar fracture modeling in progressive collapse analysis of reinforced concrete structures. *Engineering Structures*, 33(2), 401-409.
- [47] He, Q. F., & Yi, W. J. (2008). Experimental study on collapse-resistant behavior of RC beam-column sub-structure considering catenary action. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing.
- [48] Kim, J., & Choi, H. (2015). Monotonic loading tests of RC beam-column subassemblage strengthened to prevent progressive collapse. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 9(4), 401-413.
- [49] Qian, K., Liu, Y., Yang, T., & Li, B. (2018). Progressive collapse resistance of posttensioned concrete beam-column subassemblages with unbonded posttensioning strands. *Journal of Structural Engineering*, 144(1), 04017182.
- [50] Tsai, M. H., & Chang, Y. T. (2015). Collapse-resistant performance of RC beam–column sub-assemblages with varied section depth and stirrup spacing. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 24(8), 555-570.
- [51] Elsanadedy, H. M., Almusallam, T. H., Al-Salloum, Y. A., & Abbas, H. (2017). Investigation of precast RC beam-column assemblies under column-loss scenario. *Construction and Building Materials*, 142, 552-571.
- [52] Lin, K., Lu, X., Li, Y., & Guan, H. (2019). Experimental study of a novel multi-hazard resistant prefabricated concrete frame structure. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, 390-407.
- [53] Qiang, H., Yang, J., Feng, P., & Qin, W. (2020). Kinked rebar configurations for improving the progressive collapse behaviours of RC frames under middle column removal scenarios. *Engineering Structures*, 211, 110425.
- [54] Alshaikh, I. M., Bakar, B. A., Alwesabi, E. A., & Akil, H. M. (2019). Progressive collapse of reinforced rubberised concrete: Experimental study. *Construction and Building Materials*, 226, 307-316.
- [55] American Concrete Institute, (2019). *Building code requirements for structural concrete and commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete*. Oakland: American Concrete Institute.
- [56] Eibl, J. and Schmidt-Hurtienne, B., (1999). Strain-rate-sensitive constitutive law for concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 125(12), pp.1411-1420.