



# Journal of Structural and Construction Engineering

www.jsce.ir



## Investigation on novel connection in vertically mixed structures under lateral and axial loads

Farzad Bahri<sup>1</sup>, Mohammad Ali Kafi<sup>2\*</sup>, Ali Kheyroddin<sup>3</sup>

1- PhD Student, Dept. of Structure engineering, Semnan university, Semnan, Iran

2- Associate Professor, Dept. of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

3- Professor, Dept. of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

### ABSTRACT

Vertically-mixed structures are buildings constructed with different materials progressing in the vertical direction. These buildings feature a concrete frame on the lower stories but a steel one on top. Reinforced Concrete (RC) column connected to steel column in story that called transition story. The sudden change of stiffness in the transition story in these structures and the mass irregularity prompted research attempts concerning the response modification factor and the analytical period of the structures. There isn't much research on this issue. Due to below concrete column dimensions upper steel column dimension is limited. To accurately study the transfer of loads, the stiffness of the transition story column, and its failure and seismic behavior, this study investigates full-scale experimental a test specimen under axial and lateral cyclic load. Proposed connection in this study that called trough bolt lap connection had good behavior in seismic load up to 4% drift ratio. No sign of failure and stiffness reduction observed in test results. Analytical finite element study is done for verification and parametric study in transition story column in variable axial load and longitudinal bars ratio to grass section of concrete. Studies have shown no failure in the column connection. Column had force-control behavior in lateral loads.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 21 April 2019

**Revise Date:** 26 May 2019

**Accept Date:** 03 June 2019

### Keywords:

Vertically mixed structures  
Column connection  
Transition story  
Experimental study  
Finite element  
Min=5, max=8

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.182540.1836

\*Corresponding author: Mohammad Ali Kafi

Email address: mkafi@Semnan.ac.ir

## معرفی و بررسی اتصال جدید ستون طبقه انتقالی در ساختمان های ترکیبی در ارتفاع

فرزاد بحری<sup>۱</sup>، محمدعلی کافی<sup>۲\*</sup>، علی خیرالدین<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی دکتری سازه دانشگاه سمنان، دانشکده عمران، سازه، سمنان، ایران

۲- دانشیار دانشگاه سمنان، دانشکده عمران، سازه، سمنان، ایران

۳- استاد دانشگاه سمنان، دانشکده عمران، سازه، سمنان، ایران

### چکیده

ساختمان‌هایی که در طبقات آن‌ها نوع مصالح سازه تغییر کند، ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع نام دارند. معمولاً در این ساختمان‌ها طبقات پایین از نوع اسکلت بتنی و طبقات بالا از نوع اسکلت فولادی می‌باشند. به دلیل تغییر سختی آنی در طبقه انتقال و نامنظمی جرمی تحقیقاتی در مورد این ساختمان‌ها درباره ضریب رفتار، زمان تناوب نوسان تحلیلی سازه‌های ترکیبی انجام شده است، اما در مورد نحوه اتصال سازه فولادی و بتنی در ارتفاع تحقیقات چندانی وجود ندارد. همانند ستون های فولادی بر روی فونداسیون بتنی صفحه ستون و اتصال هر ابعادی نمی‌تواند داشته باشد و محدود به ابعاد ستون بتن تحتانی می‌باشد. از این روی ضوابط آئین‌نامه‌ها برای جزئیات اتصال صحیح و انتقال بار مناسب از سازه فولادی به بتنی پیشنهادی ارائه نکرده‌اند که به دلیل تغییر ناگهانی سختی و مکانیزم انتقال نیرو از ستون‌های سازه فولادی به بتنی این اتصال بسیار حائز اهمیت می‌باشد. از این روی در این تحقیق به بررسی آزمایشگاهی ۱ نمونه آزمایشگاهی تمام‌مقیاس تحت بار محوری و جانبی چرخه ای و بررسی عددی اجزاء محدود آن در طبقه انتقالی انجام شده است. همچنین پس از صحت سنجی مدل عددی با نمونه آزمایشگاهی، پارامترهای بار محوری، درصد نسبی آرماتور به سطح بتن نمودار نیرو- تغییر مکان ارائه شده است. این تحلیل نشان داد خرابی در اتصال ستون رخ نداده و ستون و اتصال آن نیرو کنترل عمل نموده است.

کلمات کلیدی: ساختمان ترکیبی در ارتفاع، اتصال ستون، ستون طبقه انتقالی، تحلیل اجزا محدود، مطالعه آزمایشگاهی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2019.182540.1836	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.182540.1836	۱۴۰۰/۰۳/۳۰	۱۳۹۸/۰۳/۱۳	۱۳۹۸/۰۳/۱۳	۱۳۹۸/۰۳/۰۵	۱۳۹۸/۰۲/۰۱
				*نویسنده مسئول:		
				پست الکترونیکی:		
				محمد علی کافی		
				mkafi@Semnan.ac.ir		

## ۱- مقدمه

ساختمان‌هایی که در طبقات آن‌ها نوع مصالح سازه تغییر کند، ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع نام دارند. معمولاً در این ساختمان‌ها طبقات پایین از نوع اسکلت بتنی و طبقات بالا از نوع اسکلت فولادی می‌باشند. ساختمان‌ها به دلایلی مانند سختی انتقال بتن به ارتفاع زیاد برای بتن‌ریزی، کندی سرعت پیشرفت پروژه و ایجاد امکان ساخت با تراکم و طبقات بیشتر، پس از طرح و اجرای تعدادی از طبقات به صورت بتن مسلح به طرح و اجرای فولادی مابقی طبقات، به دلیل سرعت اجرای بیشتر و بار مرده سازه‌ای کمتر نسبت به سازه بتن مسلح، می‌پردازند. براین اساس به دلیل تغییر سختی آنی در طبقه انتقالی و نامنظمی جرمی، تحقیقاتی در مورد این ساختمان‌ها درباره ضریب رفتار، میرایی معادل و زمان تناوب نوسان تحلیلی سازه‌های ترکیبی انجام شده است. طبقه‌ای که سازه فولادی به بتنی تبدیل می‌گردد طبقه انتقالی نامیده می‌شود. اما در مورد نحوه اتصال سازه فولادی و بتنی در ارتفاع تحقیقات چندانی وجود ندارد و صرفاً پیشنهاد شده است که در طبقه انتقال سازه فولادی و بتنی به صورت ترکیبی اجرا گردند. اتصالات معمول در این ساختمان‌ها اتصال صفحه‌ستونی در پایین و وسط طبقه انتقالی است همچنین در روش دیگر ستون فولادی با برشگیر در ستون بتن مسلح دفن می‌گردد. در ساختمان‌های بلند استفاده از سازه ترکیبی در ارتفاع کاربرد دارد؛ در ۰ یک نمونه ساختمان ترکیبی در ارتفاع اجراء شده در تهران نشان داده شده است. در اتصال صفحه‌ستونی به دلیل محدودیت ابعاد صفحه‌ستون به ابعاد ستون بتنی تحتانی و استفاده از آرماتورهای طولی ستون زیرین به جای پیچ انتظار صفحه‌ستون معمولاً طراح با ضعف اتصال روبرو خواهد بود همچنین دفن مقطع فولادی در ستون بتن مسلح نیز ابعاد ستون فولادی را محدود می‌نماید. با دلایل ارائه شده در این تحقیق یک اتصال جدید بانام اتصال پوششی با پیچ میان‌گذر پیشنهاد شده است. در ادامه تحقیقات مرتبط با این موضوع به طور مختصر ارائه شده است.

لیو و همکاران<sup>۱</sup> [۱] به بررسی آزمایشگاهی ستون‌های پر شده با بتن محاط در بتن مسلح به جای استفاده از صفحه‌ستون پرداختند. در این تحقیق ۹ نمونه آزمایشگاهی تیرستون با مقطع دایره‌ای پر شده از بتن تحت بار محوری و خمش چند محوره قرار گرفتند. در تحقیق لیاوو و همکاران<sup>۲</sup> [۲] نتایج آزمایش‌ها بر روی رفتار ستون‌های فولادی پر شده با بتن<sup>۳</sup> و دیوار برشی بتن مسلح در طبقه انتقالی نشان داد که این نوع از ستون‌ها باعث افزایش سختی و شکل‌پذیری شده و در همکاری با دیوارهای برشی بتن مسلح رفتار مناسبی در زلزله از خود نشان داده است. همچنین هان و همکاران<sup>۴</sup> [۳] مطالعه‌ای در مورد رفتار لرزه‌ای سازه‌های ترکیبی همراه با ستون‌های دایره‌ای پر شده با بتن و دیوار برشی بتن مسلح ارائه نمودند. نتایج آزمایش‌ها بر روی این نمونه‌ها نشان داد که ظرفیت تغییر شکل این نوع از سازه‌های ترکیبی، ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه‌های چین را برآورده نموده است و می‌تواند به عنوان یک سیستم سازه‌ای مطلوب در مناطق لرزه‌خیز استفاده گردد.

در سال ۲۰۱۰ پاپاجورگیو و جاینتز<sup>۵</sup> [۴] و [۵] مطالعه‌ای بر روی نسبت‌های میرایی معادل در حالت نامنظمی ساختمان‌های ترکیبی انجام دادند. در این تحقیق یک روش ساده و دقیق برای بدست آوردن میرایی سازه‌های نامنظم، به وسیله پیشنهاد یک نسبت میرایی معادل که می‌توان به کل سازه اعمال نمود، ارائه گردیده است.

در مقاله‌ای در سال ۲۰۱۱ که توسط همتی و خیرالدین [۶] منتشر گردید، با آنالیز یک ساختمان پانزده طبقه ترکیبی که شامل چند طبقه بتنی در پایین و چند طبقه فولادی در بالای آن در دو حالت با و بدون طبقه انتقالی است، سعی شده است تا خصوصیات طبقه انتقالی، جزئیات و اثر آن در بهبود رفتار لرزه‌ای این‌گونه سازه‌ها و محل بهینه آن‌ها بررسی شود. با بررسی کلیه نتایج مشاهده شد که استفاده از سیستم ترکیبی بتن و فولاد در طبقه انتقالی باعث بهبود رفتار لرزه‌ای شده و بهترین محل این طبقه (محل بهینه تغییر سیستم سازه در ارتفاع) در یک سوم فوقانی ارتفاع سازه می‌باشد.

1 Liu, J., et al.

2 Liao, F.-Y., et al

3 Concrete filled steel tubes (CFT)

4 Han, L.-H., et al.

5 Papageorgiou &amp; Gantes

یوگل و همکاران<sup>۶</sup> [۷] در سال ۲۰۱۳ رفتار لرزه‌ای قاب چهار طبقه ترکیبی فولادی، بتنی که بر اساس آئین‌نامه ونزوئلا طراحی شده بود مورد بررسی عددی قرار دادند. در این تحقیق با آنالیز عددی پارامترهای شکل‌پذیری، اضافه مقاومت و تغییر مکان‌ها محاسبه شد. منحنی‌های شکست و ماتریس احتمال خرابی ارائه شد. احتمال جدی تغییر مکان‌های زیاد و خرابی‌های موضعی گزارش شد.

سیوندی‌پور و همکاران<sup>۷</sup> [۸] در تحقیقی نسبت میراثی معادل را در سازه‌های ترکیبی غیر کلاسیک در این تحقیق ارائه نمودند. در روش پیشنهادی این تحقیق ساختمان ترکیبی با یک سیستم ۳ درجه آزادی جایگزین می‌گردد.

در سال ۲۰۱۵ فنائی و شاملو [۹] تحقیقی در مورد ضریب رفتار سازه‌های ترکیبی در ارتفاع ارائه نمودند. نتایج این مطالعه نشان داد که ضریب رفتار این سازه‌ها از ضریب رفتار سازه‌های بتنی و فولادی با همان ارتفاع کمتر بوده و این کاهش در سازه ۹ طبقه در مقابل سایرین بیشتر بوده است. در نتیجه پیشنهاد گردید که از سازه‌هایی که تعداد طبقات سازه فولادی به نسبت کل طبقات بیش از ۲۵ درصد است استفاده نگردد.

توسط ژنگ لو و همکاران<sup>۸</sup> در سال ۲۰۱۸ [۱۰] مطالعه آزمایشگاهی بر روی میز لرزان و بررسی عدد بر روی سازه ترکیبی در ارتفاع تحت تحریک لرزه‌ای ارائه شد. در این تحقیق یک سازه ترکیبی قائم ۱۲ طبقه که ۴ طبقه فوقانی آن فولادی و ۷ طبقه تحتانی آن بتن مسلح بوده و یک طبقه ترکیبی داشته است بر روی میز لرزان مورد آزمایش تحت تحریک زلزله قرار گرفته است و با نتایج تحلیلی سازه ۱۲ طبقه بتنی مقایسه شده است. نامنظمی سختی در این آزمایش مشاهده شده و این موضوع باعث افزایش چرخش در طبقه انتقالی شده است. سختی تحتانی بیشتر سازه باعث خرابی خمشی در طبقه انتقالی شده است.

روش‌های انتقال تنش بین فولاد و بتن در المان‌های سازه‌ای کامپوزیت فولاد و بتن معمولاً به دو روش اتصال برش‌گیر به قسمت فولادی [۱۱] یا روش پیچ میان‌گذر که در سال [۱۲] می‌باشد. در این مقاله در جزئیات اتصال پیشنهادی که مورد آزمایش قرار گرفته از پیچ میان‌گذر استفاده شده است

در نشریه ATC72-1 [۱۳] در مورد جزئیات آزمایش ستون‌ها تحت بار جانبی روش آزمایش و مدل‌سازی ارائه شده است که در این تحقیق بر اساس آن نمونه‌ها به صورت تمام‌مقیاس ساخته و مورد آزمایش قرار گرفته است. پیکربندی و روش آزمایش این مقاله در تحقیق نگوک و بینگ لی<sup>۹</sup> [۱۴] جهت مطالعه آزمایشگاهی برای ارائه نمودار Backbone ستون‌های بتن مسلح با آرماتور عرضی کم نیز استفاده شده است.

تاکنون تحقیقاتی در مورد رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع و محل طبقه انتقالی انجام شده است، اما یکی از نکات مهم در این سازه‌ها اتصال صحیح سازه فوقانی به تحتانی است که بتواند نیروهای کششی، فشاری و برشی و لنگر خمشی را به‌طور مناسب به ستون بتن مسلح تحتانی منتقل نماید. با توجه به رفتار و سختی متفاوت سازه فولادی فوقانی و بتن مسلح تحتانی اهمیت این اتصال بیشتر نیز می‌گردد. با بررسی تحقیقات محققان دیده می‌شود که در این مورد تحقیقات گسترده‌ای انجام نشده است و در جزئیات ارائه شده سازه فولادی در بتنی دفن شده است که باعث محدودیت ابعاد سازه فولادی می‌شود. در این تحقیق به‌عنوان یک ابتکار در نظر است با توجه به ستون‌های پر شده با بتن در این طبقه ستون‌ها به یکدیگر متصل گردند و یک آزمایش تمام‌مقیاس نمونه آزمایشگاهی اتصال پوششی با پیچ میان‌گذر تحت نیروی جانبی چرخه‌ای و اعمال بار محوری متفاوت انجام شده است. سپس بوسیله نرم‌افزار اجزا محدود آباکوس<sup>۱۰</sup> [۱۵] صحت سنجی مدل آزمایشگاهی با مدل عددی صورت گرفته است، سپس پارامترهای بارمحوری، نسبت سطح آرماتور به سطح بتن بررسی پارامتریک شده است.

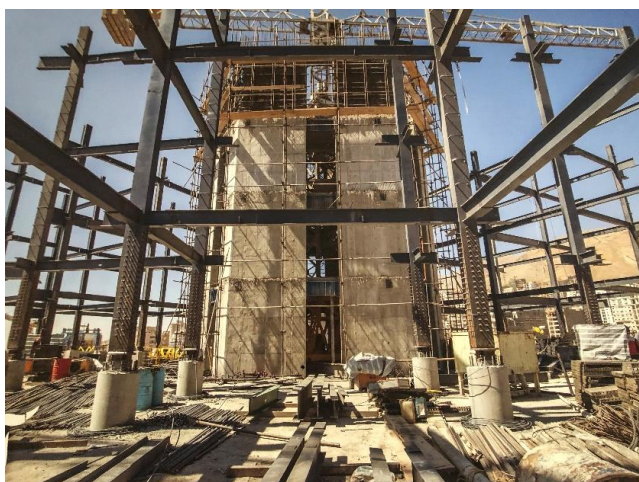
<sup>6</sup> Ugel, R et al.

<sup>7</sup> Sivandi-Pour, A., et al.

<sup>8</sup> Zheng Lu et al.

<sup>9</sup> Cao Thanh Ngoc; Bing Li

<sup>10</sup> ABAQUS



(ب)



(الف)

شکل ۱: ساختمان ترکیبی اجرا شده - تهران الف) تصویر جزئیات اجرایی ستون در طبقه انتقالی ب) طبقه انتقالی

## ۲- هدف و روش تحقیق

در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع انتقال مناسب نیروهای ثقلی و جانبی در ستون‌های طبقه انتقالی بسیار مهم می‌باشد. در این تحقیق اتصال جدیدی برای ستون طبقه انتقال با نام اتصال پوششی با پیچ‌های میان‌گذر معرفی شد. نمونه تمام‌مقیاس مورد آزمایش تحت بار جانبی چرخه‌ای و اعمال بار محوری قرار گرفت. طراحی اتصال بر اساس ضوابط طراحی وصله ستون‌های فولادی آئین‌نامه طرح لرزه‌ای سازه‌های فولادی آمریکا<sup>۱۱</sup> [۱۶] انجام شد. بر اساس نتایج تحقیق آزمایشگاهی مدل اجزاء محدود در نرم‌افزار تحلیل سه‌بعدی آباکوس ساخته شده و نتایج مدل عددی با نتایج آزمایش صحت سنجی شد. در مدل عددی سنجی شده بار محوری و مقدار آرماتورهای قسمت بتنی ستون تغییر داده شد و رفتار اتصال تحت بار جانبی بررسی شده است.

## ۳- جزئیات نمونه‌ها و روند انجام آزمایش

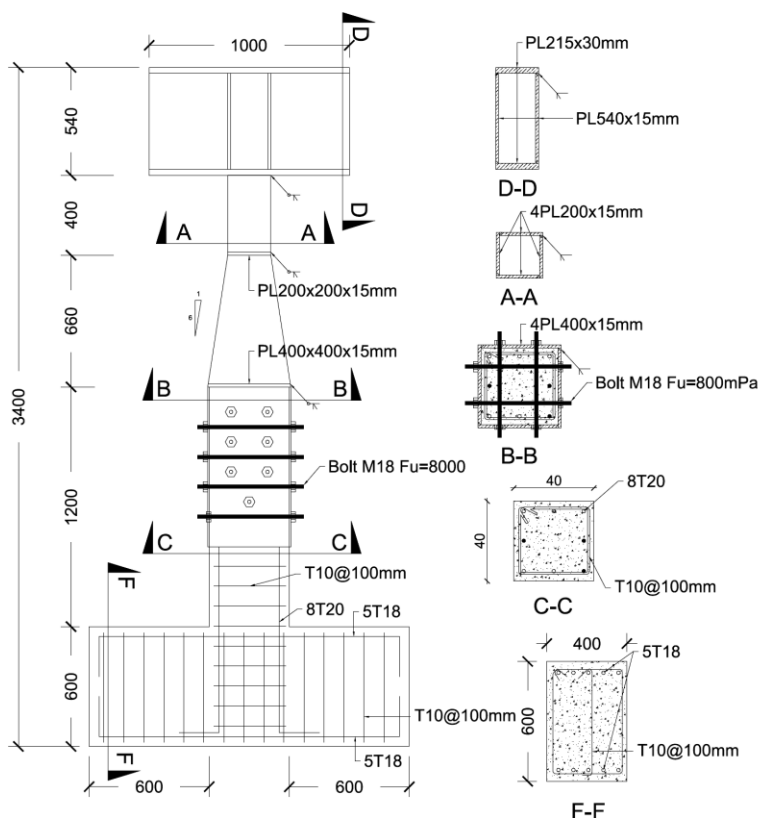
برای ساخت نمونه ابتدا یک ساختمان ۲۰ طبقه که در طبقه ۱۴ آن تبدیل سازه بتنی به فولادی رخ داده است طراحی شد. این ساختمان به صورت منظم در هر راستا ۵ دهانه با طول ۵ متر دارد. یکی از ستون‌های میانی انتخاب و طراحی اتصال انجام شد. این سازه بر اساس آئین‌نامه طراحی سازه‌های بتنی آمریکا<sup>۱۲</sup> [۱۷] و آئین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی آمریکا<sup>۱۳</sup> [۱۶] طراحی شده است. در این ساختمان طبقه ۱۶ طبقه انتقالی است.

نمونه آزمایشی مطابق جزئیات ارائه شده در ۰ ساخته شد. فولاد مصرف شده در ساخت قسمت فولادی از رده ST37 با تنش تسلیم ۲۴۰ مگا پاسکال، آرماتور طولی و عرضی استفاده شده از رده S400 با تنش تسلیم ۴۰۰ مگا پاسکال، پیچ میان‌گذر از رده A325 با تنش تسلیم ۶۴۰ مگا پاسکال ( تنش نهایی ۸۰۰ مگا پاسکال) و بتن مصرفی دارای مقاومت نمونه سیلندری استاندارد ۳۰ مگا پاسکال می‌باشد.

<sup>11</sup> AISC341-16

<sup>12</sup> ACI318-14

<sup>13</sup> AISC360-16

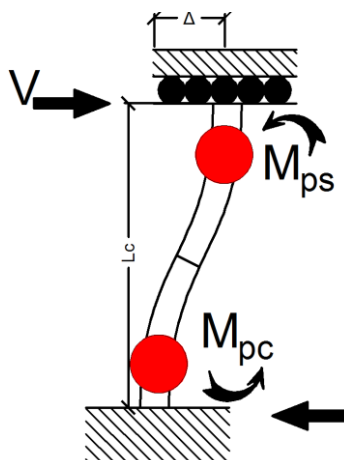


شکل ۲: جزئیات اجرایی نمونه‌های آزمایشگاهی

بار محوری اعمال شده به نمونه‌ها بر اساس حدود پایینی ضوابط ترسیم نمودار backbone مقطع فولادی آیین‌نامه ASCE41 [۱۸] در نظر گرفته شده است. بار محوری اعمال شده معادل ۲۰ درصد ظرفیت مقطع فولادی در نظر گرفته شده است.

#### ۴- ظرفیت پلاستیک و نیروی برش طراحی

برش حداکثر طراحی ( $V_{ud}$ ) ستون طبقه بر اساس تشکیل دو مفصل پلاستیک خمشی در بالا و پایین ستون طبقه مطابق ضوابط لرزه‌ای AISC-341 [۱۹] از رابطه ۲ محاسبه می‌گردد. ظرفیت خمشی پلاستیک مقطع فولادی فوقانی  $M_{ps}$  و مقطع بتنی تحتانی  $M_{pc}$  در ۰.۰ ارائه شده است و از رابطه ۲ برش حداکثر طراحی ( $V_{ud}$ ) بر اساس تشکیل دو مفصل پلاستیک خمشی به دست آمده است.



شکل ۳: شکل تئوریک تشکیل مفاصل پلاستیک

جدول ۱: ظرفیت لنگر خمشی پلاستیک و نیروی برشی

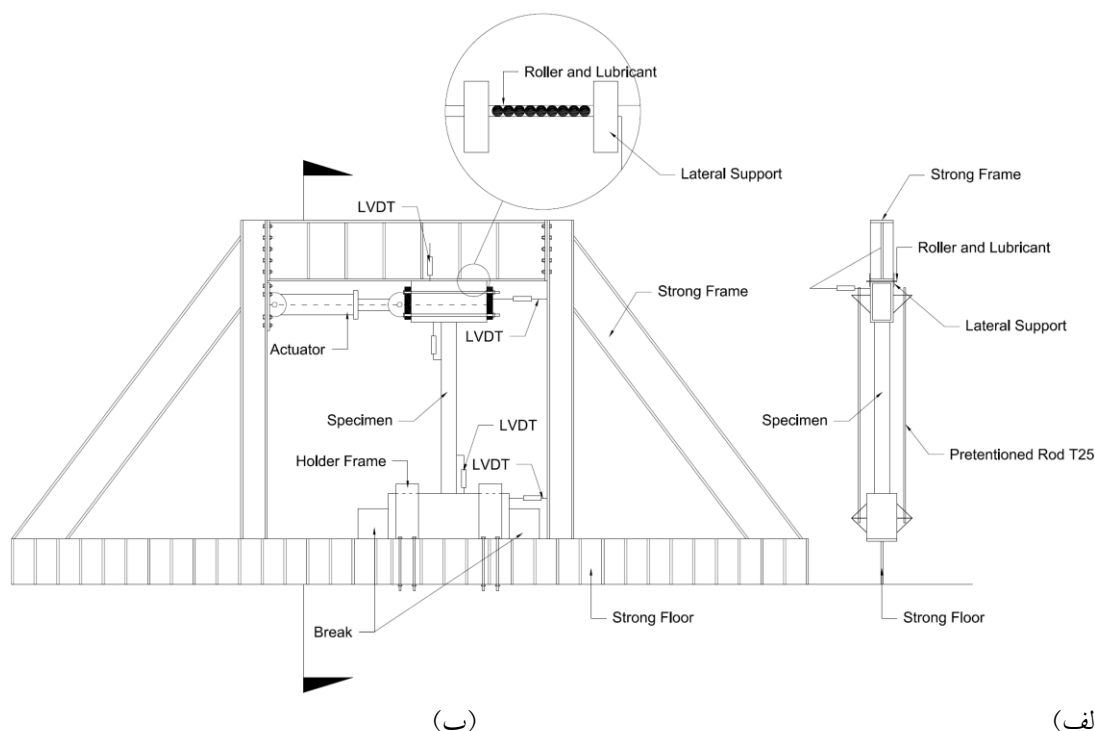
مقطع	مصالح	جزئیات مقطع (۰۰)	لنگر خمشی پلاستیک (kN.m)	طول ستون (mm)	$V_{ud}$ (kN)
بتن مسلح تحتانی	بتن رده C30	C-C	184	2260	163
فولادی فوقانی	فولاد رده ST37	A-A	183		

$$V_{ud} = \frac{M_{pc} + M_{ps}}{L_n} = \frac{190000 + 180000}{2260} = 163 \text{ kN} \quad (۱)$$

## ۵- پیکربندی آزمایش

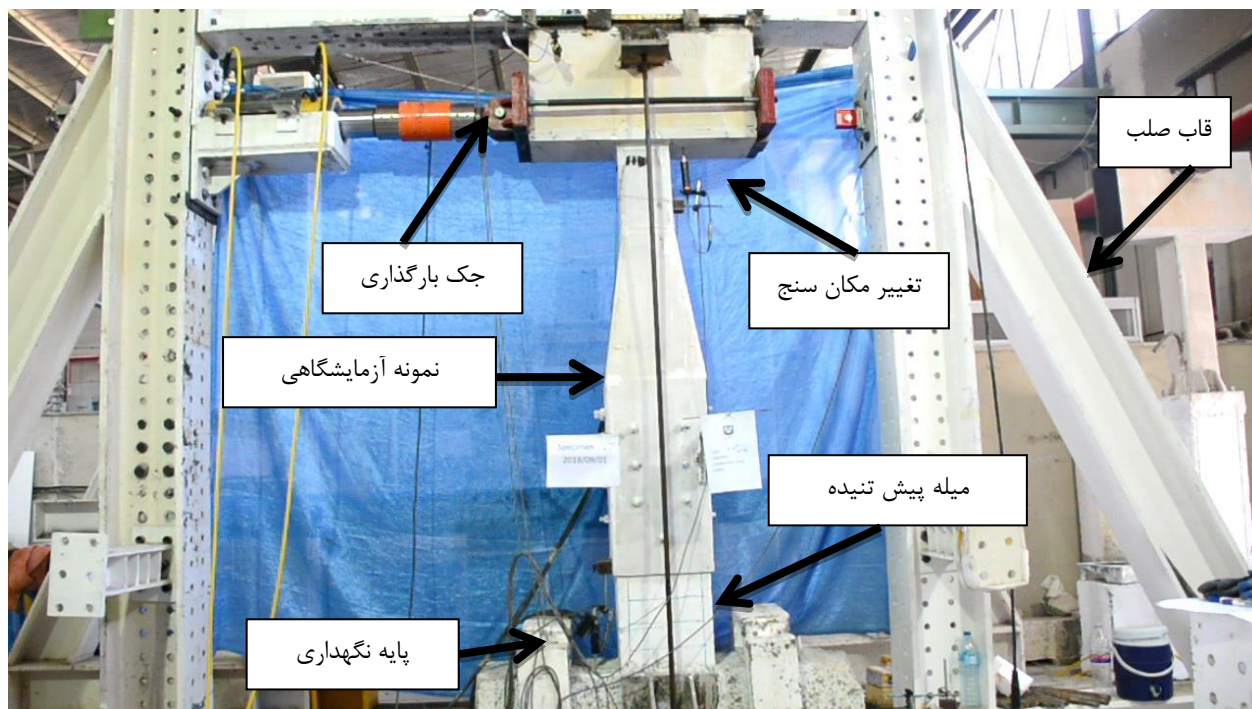
شکل شماتیک پیکربندی آزمایش در ۰ نشان داده شده است. همچنین تصویر پیکربندی نمونه در قاب صلب و المان‌های آزمایش در ۰ ارائه شده است. بار جانبی افقی در قسمت بالایی ستون به صورت چرخه‌ای به وسیله یک محرک<sup>۱۴</sup> با ظرفیت 1000 کیلو نیوتن اعمال شده است. قاب صلب آزمایشگاه چرخش گره بالایی و ستون توسط قاب قوی آزمایشگاه بسته است. جابجایی و چرخش پایه ستون به وسیله المان‌های فولادی به کف قوی متصل شده‌اند که از جابجایی و چرخش پای ستون جلوگیری می‌نماید. نیروی محوری ستون به وسیله پس کشیدگی دو میل مهار فولادی با مقاومت تسلیم ۹۲۰ مگا پاسکال با قطر ۲۵ میلی‌متر ایجاد شده است. بار محوری به صورت آرام به وسیله چرخاندن مهره پایینی تا رسیدن به کرنش مشخص متناظر با نیروی محوری مورد مطالعه در آن نمونه به وسیله مطالعه کرنش سنج متصل به هر دو راد ایجاد شده است و در طول آزمایش کنترل شده است تا در صورت تغییر کالیبره گردد.

پروتکل بارگذاری جانبی به صورت تغییر مکان کنترل بر اساس دستورالعمل ATC-24 [۲۰] مطابق ۰ به قسمت بالایی ستون اعمال شده است. در طی آزمایش تغییر مکان، مقدار بار جانبی ستون به وسیله وسایل اندازه‌گیری همان‌طور که در ۰ نشان داده شده است، اندازه‌گیری شده است.

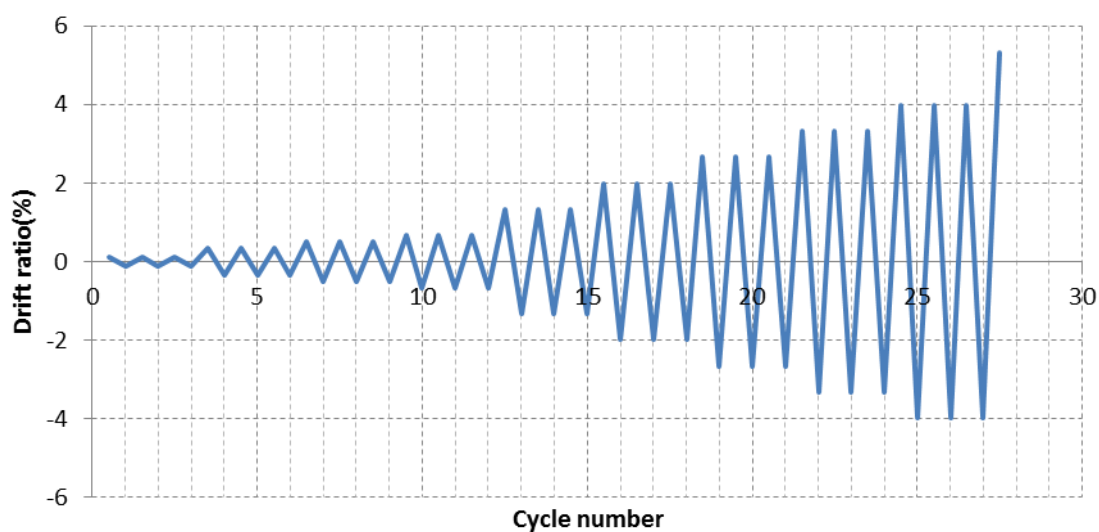


شکل ۴: جزئیات پیکربندی آزمایش (الف) مقطع پیکربندی آزمایش (ب) نمای پیکربندی آزمایش

<sup>14</sup> Actuator



شکل ۵: تصویر پیکربندی نمونه آزمایشگاهی



شکل ۶: پروتکل بارگذاری

## ۶- بررسی های عددی

تحلیل عددی در نرم افزار تحلیل اجزاء محدود سه بعدی آباکوس برای مدل های عددی برای صحت سنجی نمونه آزمایشگاهی و مطالعات عددی استفاده شده است. در نرم افزار آباکوس از تحلیل های غیرخطی برای مصالح و هندسه استفاده شده است. ابعاد هندسی مدل عددی براساس نمونه آزمایشی ساخته شده است. از مش سه بعدی ۲۰ نقطه ای مکعبی<sup>۱۵</sup> برای مدل سازی پلاستیسیته و تغییر شکل های

<sup>15</sup> A three-dimensional numerical model is generated using the 20 node quadratic/cubic brick elements (C3D20R)



بزرگ مناسب است، برای ورق‌های فولادی، بتن و پیچ‌های میان‌گذر استفاده شده است. برای مدل‌سازی آرماتورها از المان‌های خریابی ۲ نقطه‌ای سه‌بعدی<sup>۱۶</sup> استفاده شده است.

## ۶-۱- صحت سنجی نتایج آزمایشگاهی و عددی

برای تحلیل‌های عددی لازم است صحت سنجی مدل عددی با نتایج نمونه آزمایشگاهی مشابه انجام شود. برای این منظور صحت سنجی نتایج تحلیل مدل‌های عددی با نتایج آزمایش این تحقیق انجام شده است.

در نرم‌افزار تحلیل اجزاء محدود از المان‌های مکعبی ۲۰ نقطه‌ای استفاده شده است. برای مدل‌سازی آرماتورها از المان‌های خریابی ۲ بعدی استفاده شده است. به نحوی که آرماتورها در داخل قطعه بتنی مدفون شده‌اند و کرنش یکسانی را با قسمت بتنی در تحلیل تجربه می‌کنند. نوع اتصال ستون بتنی به غلاف فولادی آن به صورت تماس سطحی با ضریب اصطکاک 0.25 بر اساس تحقیق [۱۱] تعریف شده است. همچنین از این نوع اتصال برای اتصال پیچ میان‌گذر به قسمت بتنی نیز استفاده شده است. این نوع اتصال اجازه فرو رفتن قسمت فولادی داخل قسمت بتنی را نمی‌دهد و همچنین امکان جدایش دو قسمت از یکدیگر را می‌دهد. سایر قسمت‌ها که دارای جنس مصالح یکسان هستند به یکدیگر در مدل بسته<sup>۱۷</sup> شده‌اند. ورق فولادی، پیچ‌های میان‌گذر و قطعات بتنی با حداکثر ابعاد مش ۵۰، ۵ و ۵۰ میلی‌متر به ترتیب استفاده شده است. در ناحیه اتصال برای افزایش دقت نتایج ابعاد مش به نصف این مقادیر کاهش یافته است. این ابعاد پس از تغییر ابعاد مش تا رسیدن تطبیق مناسب با نتایج آزمایش به دست آمده است. برای مدل‌سازی آرماتورها از المان‌های خریابی دونقطه‌ای استفاده شده است. این ابعاد پس از تغییر ابعاد مش تا رسیدن تطبیق مناسب با نتایج آزمایش بدست آمده است. در دو انتهای مدل همه گره‌ها به یک نقطه به صورت دیافراگم بسته شده‌اند و آن دونقطه به صورت ایده‌آل دوران آن‌ها بسته شده است. گره پایینی علاوه بر دوران، جابجایی آن نیز بسته شده است. جابجایی در گره فوقانی به صورت تدریجی اعمال شده است.

در ۰ مشخصات مکانیکی مصالح فولادی مورد استفاده در نمونه آزمایشگاهی در کشش ارائه شده است. مدول الاستیسیته فولاد ۲۱۰ گیگا پاسکال و نسبت پواسون ۰٫۳ برای المان‌های فولادی در نظر گرفته شده است. فاصله نقطه تسلیم و مقاومت نهایی فولاد با شیب ۰٫۳ مدول الاستیسیته [21] در نظر گرفته شده است.

جدول ۲: مشخصات مکانیکی مصالح فولادی نمونه آزمایش در کشش

مصالح	$F_y$ (MPa) تنش تسلیم	تنش نهایی $F_u$ (MPa)	مدول الاستیسیته E (GPa)	درصد کرنش نهایی
ST37	250	379	200	20
S400 (T20)	462	6100	200	20.5
S400(T10)	475	6300	200	19.5
Bolts-A325-M18	680	8800	200	20.5

منحنی تنش-کرنش بتن در ۰ ارائه شده است. با توجه به وجود خاموت‌ها در اطراف آرماتورهای طولی در نمونه‌های آزمایش مطابق ۰۰ و تأمین محصورشدگی از مدل مندر و همکاران<sup>۱۸</sup> [۲۲] برای مدل‌سازی رفتار بتن در فشار استفاده شده است رابطه ۲ تا ۴ برای مدل‌سازی رفتار بتن نیاز می‌باشد.

$$f'_{ix} = k_{\epsilon} \rho_x f_y h \quad (2)$$

$$k_{\epsilon} = \frac{(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i)^2}{6b_c d_c}) (1 - \frac{s'}{2b_c}) (1 - \frac{s'}{2d_c})}{1 - \rho_{cc}} \quad (3)$$

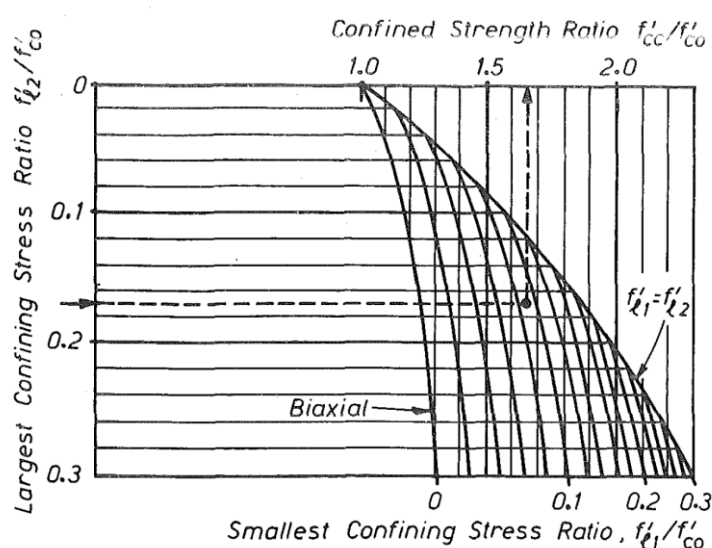
<sup>16</sup> 2-node linear 3-D truss (T3D2)

<sup>17</sup> Tie

<sup>18</sup> Mander et al

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{sd_c} \quad (4)$$

بر اساس گراف ۰ [۲۲] مقدار ضریب افزایش مقاومت برای نمونه‌های آزمایشگاهی مقدار ۱,۳ به دست می‌آید. در روابط ۲ تا ۴  $f'_{ix}$  تنش مؤثر جانبی محصورکننده بتن،  $k_e$  ضریب محصورکنندگی مؤثر،  $\rho_x$  نسبت حجم آرماتور عرضی به حجم بتن محصور،  $f'_{yh}$  تنش تسلیم آرماتورهای عرضی،  $w'_i$  فاصله خالص بین آرماتورهای عرضی محصورکننده آرماتورهای طولی  $b_c$  فاصله مرکز به مرکز آرماتور عرضی در طول مقطع،  $d_c$  فاصله مرکز به مرکز آرماتور عرضی در عرض مقطع،  $s'$  فاصله خالص بین تنگ‌ها یا خاموت‌ها و  $A_{sx}$  مجموع مساحت آرماتورهای عرضی موازی محور افقی یا عمودی است



شکل ۷: گراف تعیین ضریب اضافه مقاومت ناشی از محصوریت بتن [۲۲]

بر اساس روابط ۵ تا ۹ از تحقیق مندر و همکاران<sup>۱۹</sup> [۲۲] منحنی تنش- کرنش بتن محصورشده در فشار محاسبه شده است.

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (5)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (6)$$

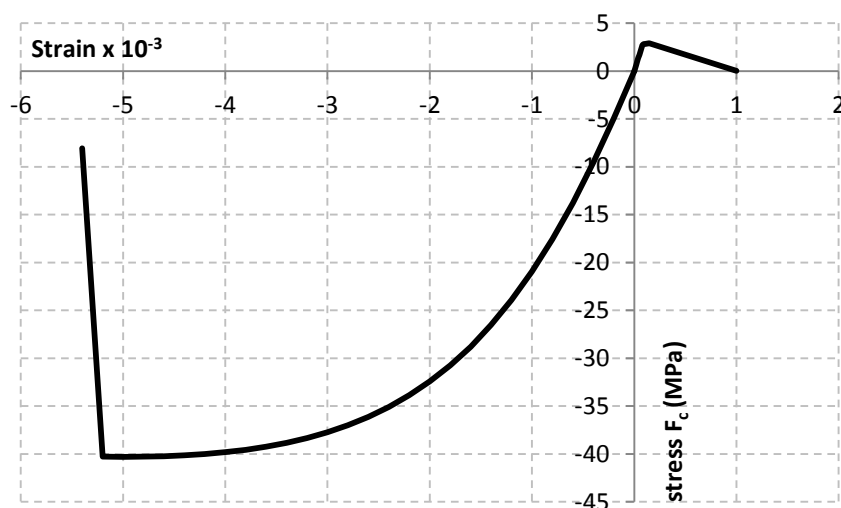
$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (7)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (8)$$

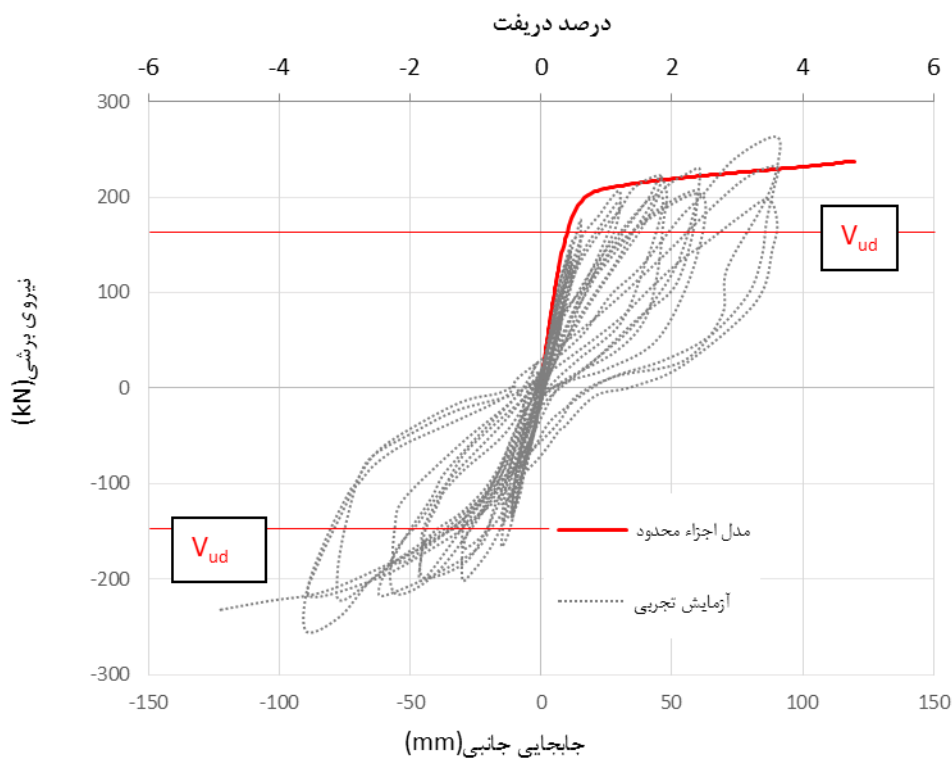
$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (9)$$

<sup>19</sup> Mander et al.

در روابط ۵ تا ۹  $f_c$  مقاومت بتن نمونه،  $f'_{cc}$  مقاومت فشاری حداکثر بتن محصور،  $\epsilon_c$  کرنش طولی بتن،  $\epsilon_{cc}$  کرنش بتن در حداکثر مقاومت بتن محصور،  $\epsilon_{c0}$  کرنش بتن در حداکثر مقاومت بتن غیرمحصور،  $f'_{c0}$  مقاومت بتن غیر محصور،  $E_c$  مدول الاستیسیته بتن و  $E_{scc}$  مدول الاستیسیته سکانتی بتن محصور می‌باشد  
 بر اساس ضوابط آئین‌نامه بتن ۱۹۹۰ [۲۳] برای بتن رده ۳۱ مگا پاسکال با حداکثر مقاومت کششی بتن در کشش ۲.۹ مگا پاسکال محاسبه می‌شود و منحنی تنش-کرنش بتن در کشش در ۰ ارائه شده است. ناحیه غیرخطی مقاومت کششی بتن بر اساس عرض ترک و آرماتورهای کششی در مدل عددی اجزاء محدود کالیبره شده است.



شکل ۸: منحنی تنش-کرنش بتن در فشار بر اساس مدل محصورشدگی [۲۲]



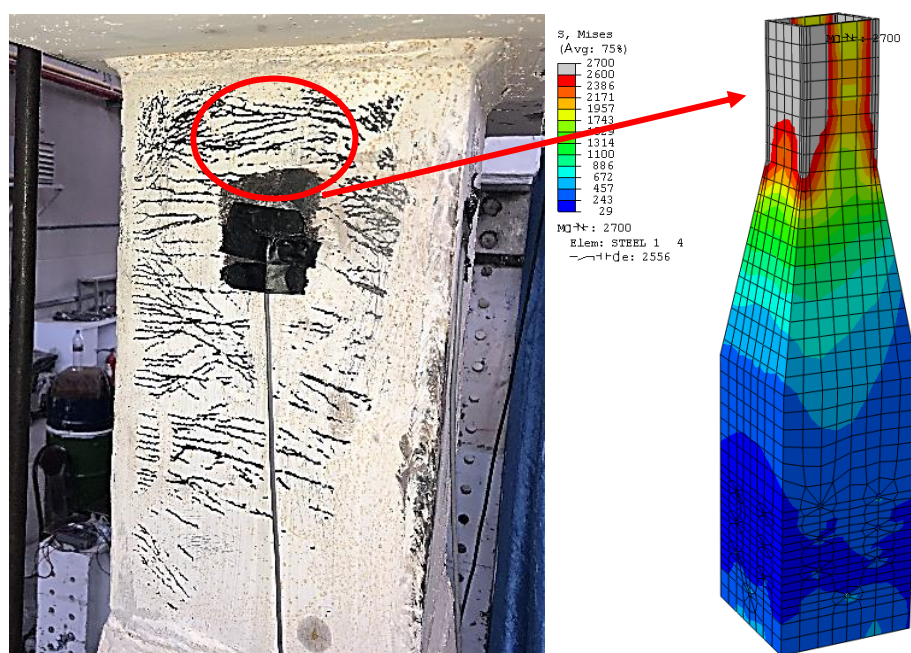
شکل ۹: انطباق منحنی بارافزون مدل اجزاء محدود و منحنی هیستریزس نمونه آزمایشگاهی

• نمودار هیستریزیس نمونه آزمایشی و نمودار نیرو-جابجایی پوش آور مدل اجزاء محدود را نشان می‌دهد و نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی با یکدیگر قابل مقایسه می‌باشند. سختی اولیه، حداکثر مقاومت برشی و شیب ناحیه غیرخطی نمودار نیرو- تغییرمکان بار افزون انطباق مناسبی را با نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد.

همان‌طور که در ۰۰ مشاهده می‌شود مدل اجزاء محدود در دریافت ۰.۴٪ دچار تسلیم و تشکیل مفصل پلاستیک خمشی در ناحیه بالایی شده و همچنین کرنش سنج نصب شده بر روی نمونه آزمایشگاهی نیز مقدار  $\mu\epsilon$  ۲۱۲۶ را در دریافت ۰.۴٪ ثبت نموده که نشان‌دهنده تسلیم ناحیه کششی نمونه آزمایشگاهی است.

در شکل ۱۱- منحنی هیستریزیس نمونه‌های آزمایشگاهی نشان داده شده است. منحنی هیستریزیس نمونه‌ها، ظرفیت باربری و زوال سختی نشان داده شده است. در تکرار چرخه‌های بارگذاری به دلیل ترک در بتن و تسلیم آرماتورها و ورق‌های فولادی ستون‌ها زوال سختی رخ داده است. دلیل پینچینگ<sup>۲۰</sup> در نمودارهای هیستریزیس مطابق تحقیق یو و همکاران<sup>۲۱</sup> [۲۴] ایجاد ترک و تسلیم آرماتورهای قسمت بتنی و کاهش سختی در باربرداری هر چرخه می‌باشد. حداکثر نیروی برش طراحی  $V_{ud}$  بر روی منحنی‌های هیستریزیس نمایش داده شده است. همان‌طور که مشخص است نمونه‌های آزمایشگاهی در این نیرو دچار خرابی نشده است. با توجه به طول زبانه جک بارگذاری امکان اعمال تغییر مکان بیش از ۰.۴٪ فراهم نشده است. همان‌طور که مشخص است تا دریافت ۰.۴٪ افت مقاومت رخ نداده است.

در ۰ تطابق ریزش آب‌آهک از روی نمونه آزمایشی و تسلیم قسمت فولادی مدل اجزاء محدود نشان داده شده است.

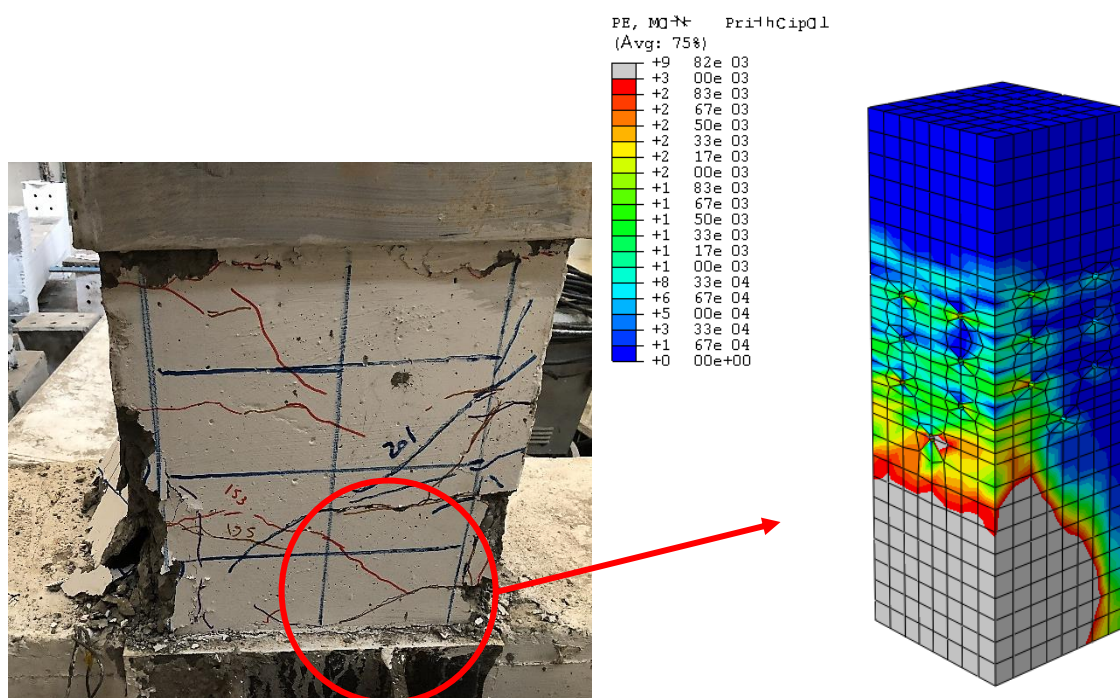


شکل ۱۰: کانتور تنش قسمت فولادی ستون در مدل اجزاء محدود و تسلیم ناحیه کششی در نمونه آزمایشگاهی

در ۰ کرنش اصلی حداکثر مدل اجزاء محدود با الگوی تشکیل ترک‌ها در مدل آزمایشگاهی مقایسه شده است که تطابق مناسبی دارد.

<sup>20</sup> pinching

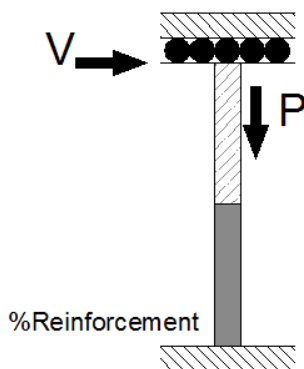
<sup>21</sup> J. Yu et al.



شکل ۱۱: کانتور کرنش حداکثر ناحیه بتنی در مدل اجزاء محدود و الگوی ترک در نمونه آزمایشگاهی

## ۲-۶- معرفی مدل های عددی

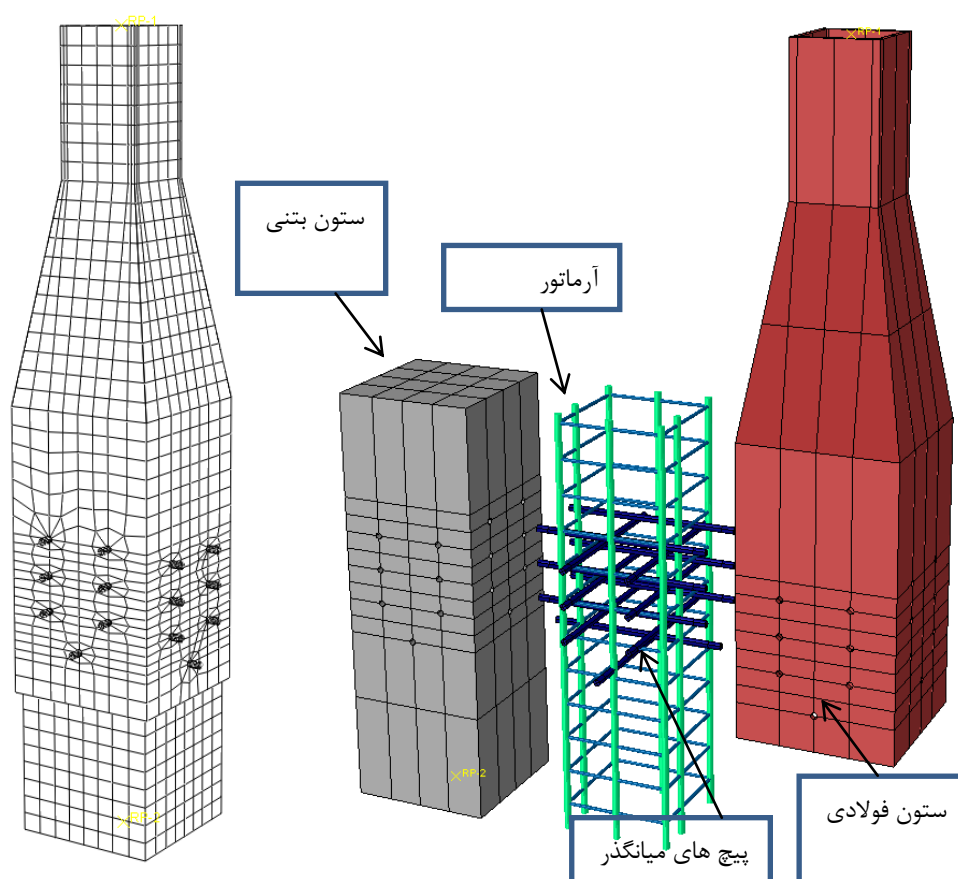
در ۰ دیاگرام پیکربندی هندسی مدل های اجزاء محدود نشان داده شده است. در مدل های عددی رفتار ستون و اتصال جدید پیشنهادی تحت بارهای محوری و نسبت های مختلف مساحت آرماتور طولی ستون به مساحت خالص بتن تحت تحلیل بار افزون جانبی<sup>۲۲</sup> قرار گرفته است.



شکل ۱۲: نمای شماتیک هندسه مدل های عددی

در ۰ اجزاء مدل اجزاء محدود نشان داده شده است. در مدل گره پایینی تغییر مکان و چرخش در همه راستاها بسته شده است و در گره بالایی همانند گره پایینی فقط تغییر مکان در راستای محوری ستون و تغییر مکان در یک راستای جانبی برای اعمال جابجایی جانبی و بار محوری باز شده است.

<sup>22</sup> push over



شکل ۱۳: اجزای مدل اجزاء محدود

در ۰ مشخصات، نوع مدل‌های و نام اختصاری مدل‌ها نشان داده شده است. همچنین نسبت بار محوری به ظرفیت مقطع فولادی ستون و نسبت سطح مقطع آرماتور ناحیه بتنی به سطح مقطع خالص بتن نیز نشان داده شده است.

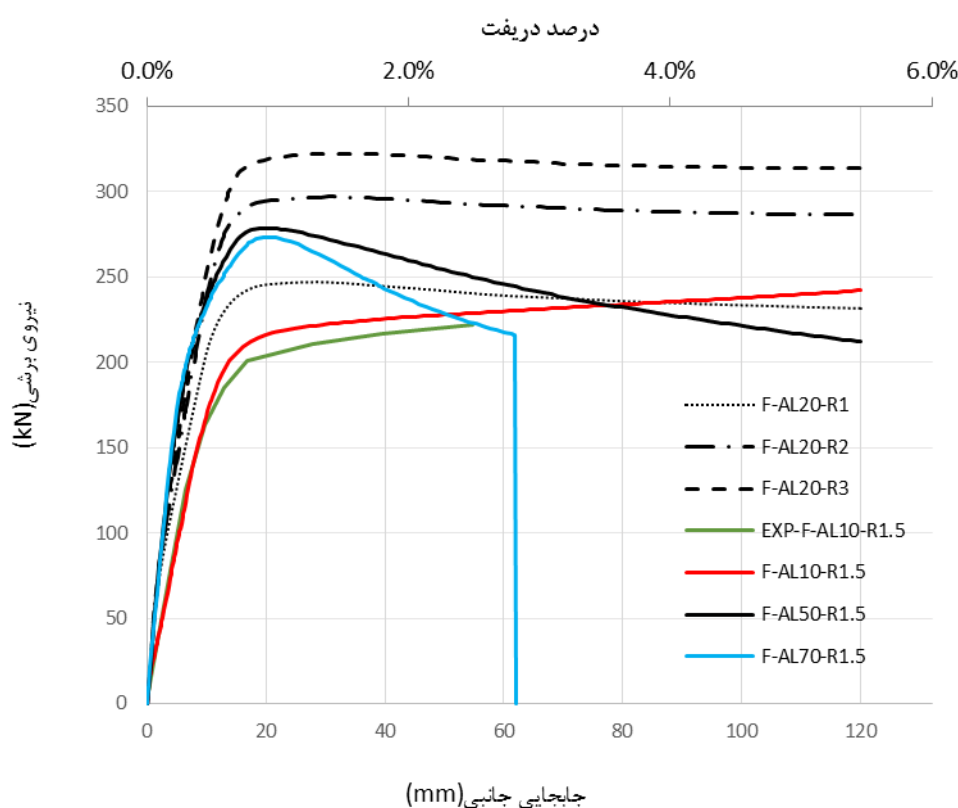
جدول ۳: مشخصات مدل‌های اجزاء محدود

نام مدل	نسبت بار محوری $P/(0.9f_yA_s)$	درصد نسبی سطح آرماتور به سطح خالص بتن
F-AL10-R1.5	0.1	1.5
F-AL50-R1.5	0.5	1.5
F-AL70-R1.5	0.7	1.5
F-AL20-R1	0.2	1
F-AL20-R2	0.2	2
F-AL20-R3	0.2	3

## ۷- نتایج تحلیل عددی

در این قسمت نتایج تحلیل‌های عددی مدل‌ها بر اساس ۰ ارائه و مقایسه شده است. مدل‌های عددی با بارهای محوری متفاوت و درصد آرماتور متفاوت در مقطع بتنی بررسی شده است. مطابق ۰ منحنی پوش آور مدل‌های اجزاء محدود ارائه شده است. منحنی‌ها با تغییر نسبت سطح مقطع آرماتور به سطح خالص بتن و تغییر بار محوری ترسیم شده‌اند. همان‌طور که مشخص است با افزایش مقدار بار محوری میزان افت منحنی پوش آور در ناحیه غیرخطی به دلیل اثر  $P - \Delta$  افزایش یافته است. مدل F-AL-70-R1.5 از دریافت ۳٪ دچار

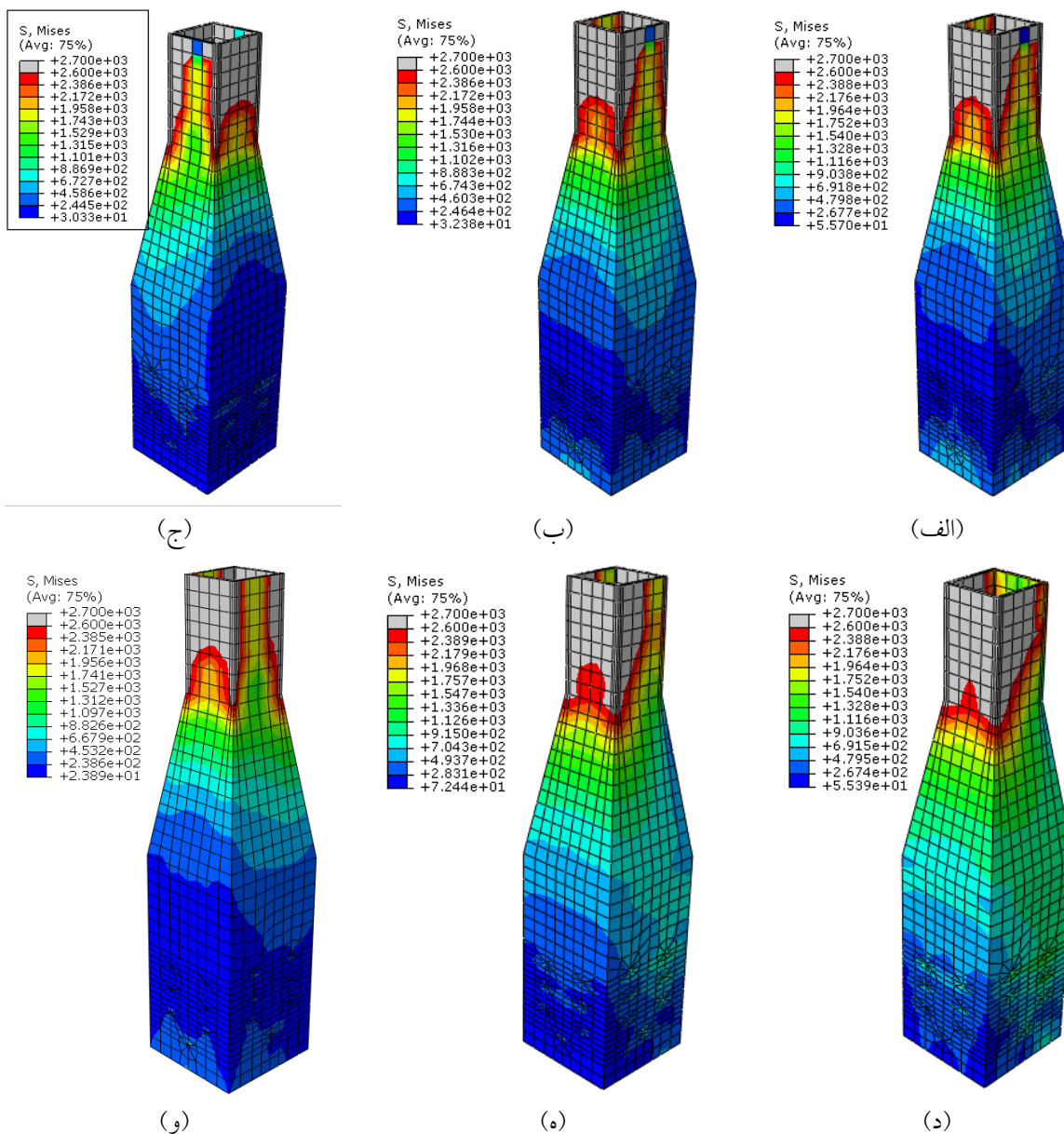
ناپایداری و واگرایی تحلیل شد. همان طور که مشخص است با افزایش نسبت سطح آرماتور به سطح خالص بتن ظرفیت لنگر خمشی تشکیل مفصل پلاستیک در ناحیه تحتانی بیشتر شده و در نتیجه حداکثر مقاومت برشی بیشتری را در منحنی نیرو-جابجایی بار افزون نشان می‌دهد. افزایش بار محوری باعث افزایش سختی اولیه نمونه شده است. دلیل این موضوع جلوگیری از گسترش ترک‌های ناحیه بتنی به دلیل وجود بار محوری می‌باشد. ستون ترکیبی با ۱٫۵٪ آرماتور در ناحیه بتنی با بار محوری ۱۰٪ سختی اولیه الاستیک ۲۰٪ کمتر از مدل مشابه با ۷۰٪ بار محوری را نشان داده است. با افزایش درصد آرماتور مقطع بتنی ستون با بار محوری ثابت (۲۰٪ ظرفیت مقطع فولادی) سختی الاستیک افزایش جزئی داشته است. با افزایش بار محوری سطح زیر نمودار نیرو- تغییر مکان کاهش یافته است که استهلاک انرژی کمتر ستون را نشان می‌دهد. در همه حالات بارگذاری و نسبت مقاومت مقطع بتنی اتصال در نمونه آزمایشی و مدل‌های عددی دچار خرابی نشده است. در بار محوری ۷۰ درصد ناحیه اتصال پیچ‌های میان‌گذر به قسمت بتنی دچار خرابی‌های جزئی شد که پیشنهاد می‌شود علاوه بر ضوابط طراحی وصله ستون آئین‌نامه طرح لرزه‌ای سازه‌های فولادی آمریکا [۱۹] مقاومت برشی پیچ میان‌گذر و لهیدگی بتن برای ظرفیت مقطع فولادی کنترل گردد.



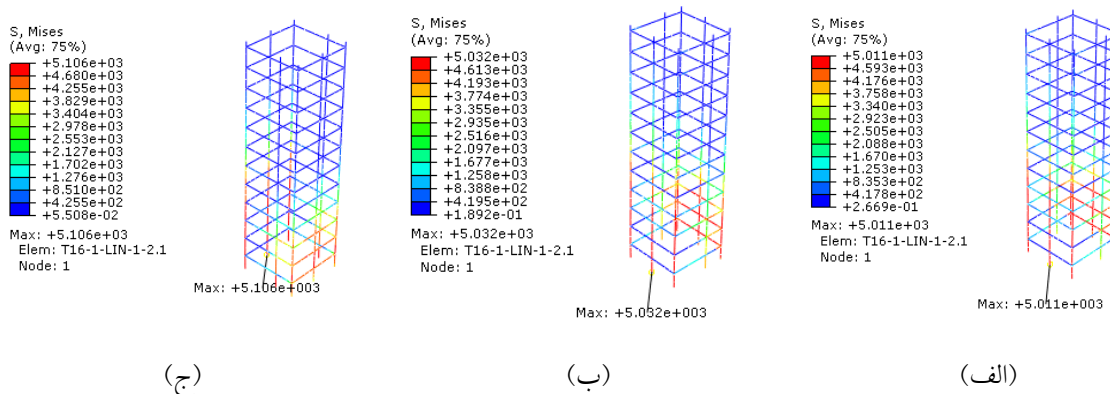
شکل ۱۴: منحنی پوش آور مدل‌های اجزاء محدود

در ۰ کانتور تنش‌ها و ن مایسز در ناحیه فولادی فوقانی ستون ترکیبی در دررفت ۴٪ نشان داده شده است. همان طور که مشخص است تسلیم در ناحیه فولادی رخ داده است و مفصل پلاستیک فوقانی تشکیل شده است. با افزایش بار محوری مقدار بیشتری از مقطع فولادی فوقانی دچار تسلیم شده است. تمرکز تنش و تسلیم در اطراف پیچ‌های میان‌گذر مشاهده نمی‌شود.

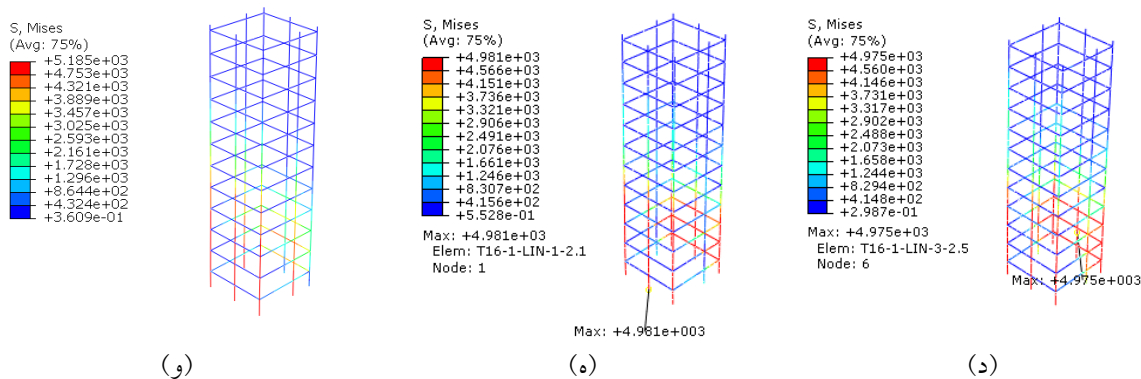
در ۰ کانتور تنش‌ها و ن مایسز آرماتورهای قسمت بتنی ستون ترکیبی در دررفت ۴ نشان می‌دهد. همان طور که مشخص است آرماتورهای طولی دچار تسلیم شده و مفصل پلاستیک در این ناحیه شکل گرفته است. آرماتورهای عرضی در ۰ و ( ۷۰٪ ظرفیت محوری مقطع فولادی ستون بار محوری به آن اعمال شده است) به دلیل تأمین محصورشدگی بتن و مهار جانبی برای آرماتورهای طولی تنش بیشتری در آن‌ها ایجاد شده است. در مدل‌هایی که بار محوری کمتر داشته طول بیشتری از قسمت فولادی دچار تسلیم شده است.



شکل ۱۵: کانتور تنش ون مایسز قسمت فولادی (الف) F-AL20-R3 (ب) F-AL20-R2 (ج) F-AL20-R1 (د) F-AL70-R1 (ه) F-AL50-R1 (و) F-AL10-R1

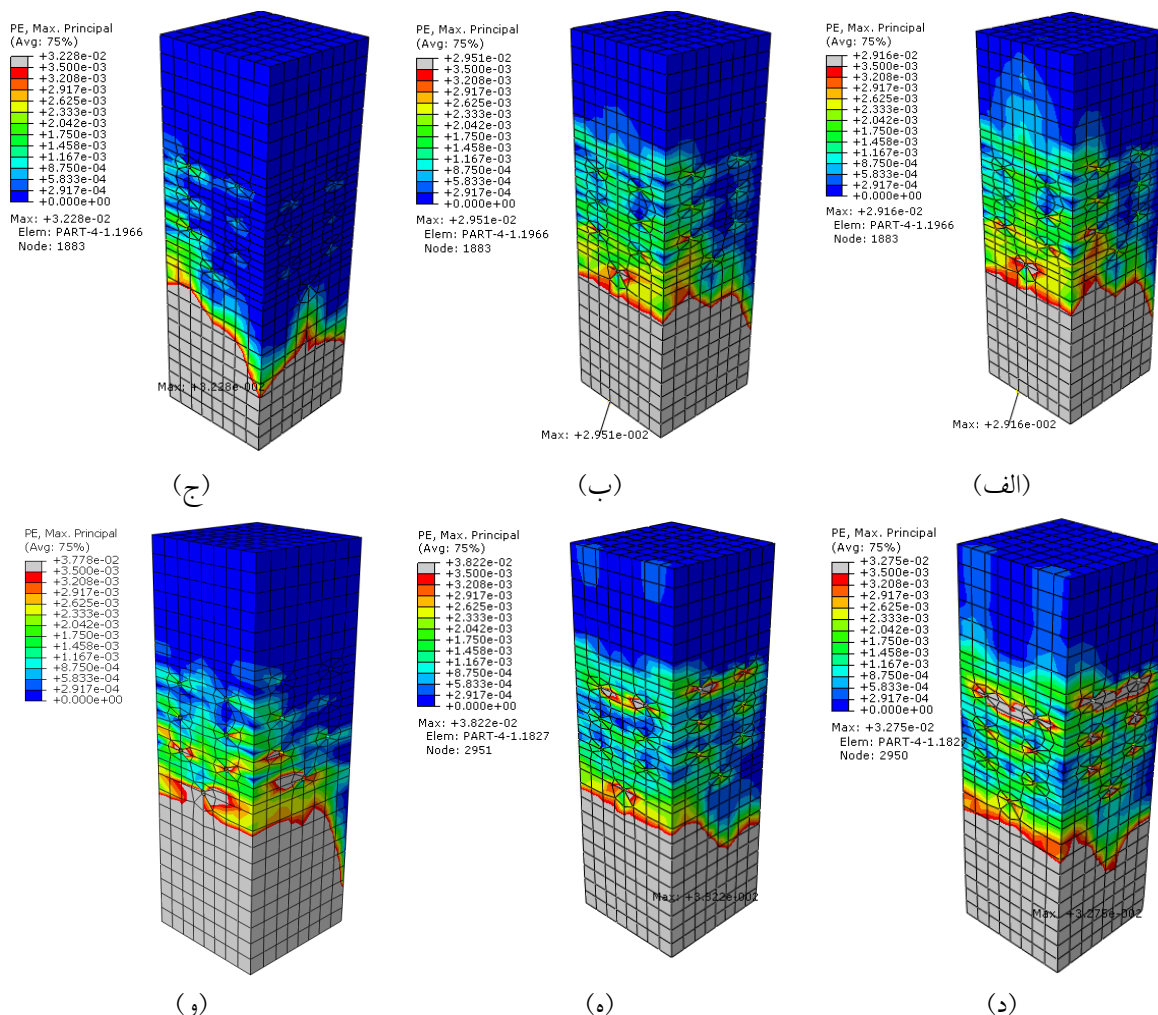






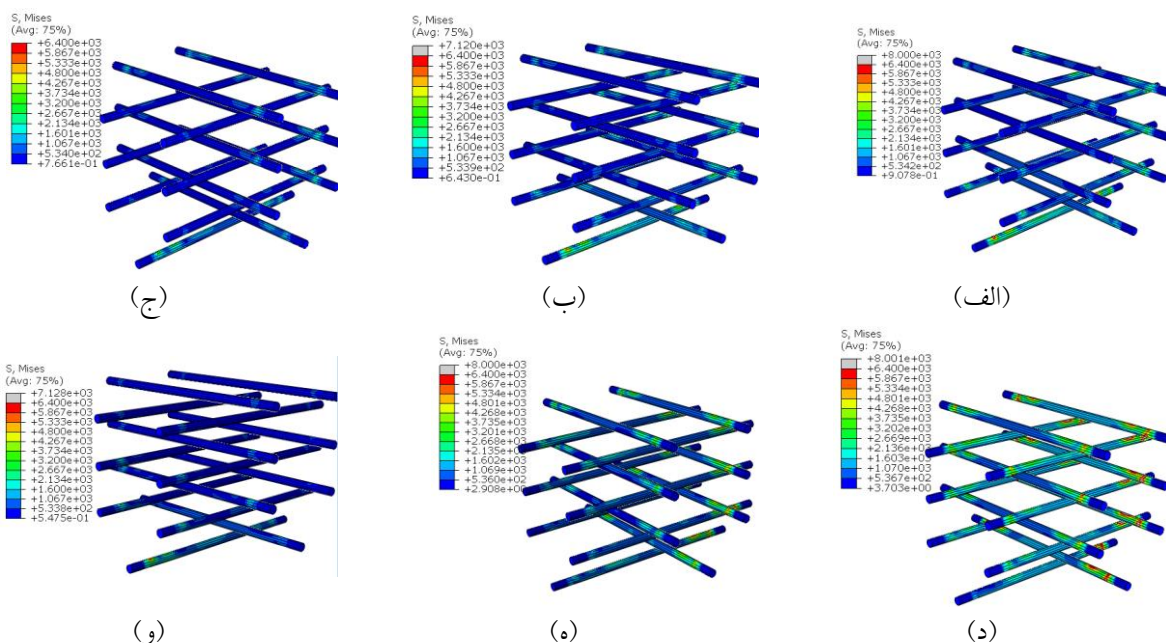
شکل ۱۶: کانتور تنش ون مایسز آر ماتور ناحیه بتنی الف) (F-AL20-R3 ب) (F-AL20-R2 ج) (F-AL20-R1 د) (F-AL70-R1 ه) (F-AL50-R1 و) F-AL10-R1

• کانتور کرنش کششی حداکثر بتن را در دریفت ۴٪ نشان می‌دهد. همان‌طور که مشخص است کل مقطع دچار ترک در بتن شده است. در مدل با اعمال بار محوری ۷۰٪ ترک‌هایی به‌صورت موضعی در اطراف نواحی پیچ‌های میان‌گذر مشاهده شده است.



شکل ۱۷: کانتور کرنش کششی حداکثر در ناحیه بتنی الف) (F-AL20-R3 ب) (F-AL20-R2 ج) (F-AL20-R1 د) (F-AL70-R1 ه) (F-AL50-R1 و) F-AL10-R1

• کانتور تنش ون مایسز پیچ میان گذر را نشان می دهد. همان طور که مشخص است تنش این پیچ ها با افزایش بار محوری زیاد شده است. حداکثر تنش در ناحیه اتصال پیچ به غلاف فولادی می باشد و در بار محوری ۷۰٪ به صورت محدود دچار تسلیم شده است.



شکل ۱۸: کانتور تنش ون مایسز پیچ های میان گذر ناحیه بتنی الف) F-AL20-R3 ب) F-AL20-R2 ج) F-AL20-R1 د) F-AL70-R1 ه) F-AL10-R1 و) AL50-R1

## ۸- نتیجه گیری

نتایج بارگذاری چرخه ای بر روی نمونه های آزمایشگاهی و تحلیل مدل های اجزاء محدود در این تحقیق ارائه و مورد بحث قرار گرفت. با توجه به کمبود اطلاعات در این حوزه برای ارائه ضوابط طراحی از نتایج این آزمایش می توان استفاده نمود:

نتایج آزمایش نمونه آزمایشگاهی:

۱- نمونه آزمایشی اتصال پیشنهادی تحت بار جانبی چرخه ای رفتار مناسبی داشته و نیروی بیشتر از ظرفیت برشی حاصل از تشکیل دو مفصل پلاستیک را تاب آورد.

۲- تحت ترکیب بار جانبی و نیروی محوری اتصال پیشنهادی دچار خرابی نشده که نشان می دهد اتصال رفتار مناسبی داشته است.

۳- با تغییر نسبت سطح آرماتور به سطح خالص بتن تغییری در تنش اجزای اتصال رخ نداده است. اتصال تحت بار جانبی نیرو کنترل رفتار نموده است. به صورت جزئی سختی الاستیک ستون تحت بار جانبی تغییر نموده است. نتایج تحلیل اجزاء محدود:

۴- با تغییر بار محوری تا ۷۰٪ ظرفیت تسلیم فشاری مقطع فوقانی ستون ترکیبی جزئیات اتصال به صورت الاستیک باقی مانده است و اتصال رفتار نیرو کنترل داشته است. برای جلوگیری از خرابی تحت بار محوری پیشنهاد می گردد در روند طراحی اتصال، مقاومت برشی پیچ های میان گذر در ظرفیت کششی و فشاری مقطع فولادی ستون ترکیبی کنترل گردد.

۵- با افزایش بار محوری به دلیل اثر  $P-\Delta$  کاهش مقاومت در ناحیه غیر الاستیک افزایش یافته است.

۶- اتصال تحت لنگر خمشی در مدل عددی مقاومتی ۴،۵ برابر مقطع ضعیف تر ستون داشته و تحت بار خمشی خرابی از ناحیه اتصال رخ نخواهد داد. می توان از اتصال با این جزئیات در پروژه های عملی استفاده نمود.

۷- در مدل تحلیل قاب سه طبقه تحت بار جانبی تسلیم و مفاصل پلاستیک خمشی ابتدا در تیرهای بتنی و سپس در تیرهای فولادی رخ داده است. تسلیم و خرابی در جزئیات اتصال و ناحیه ستون مشاهده نشده است. ستون رفتار نیرو کنترل داشته که مناسب است.

## سپاسگزاری

بدین وسیله نویسندگان کمال تشکر را از مسئول محترم آزمایشگاه سمنان جناب آقای مهندس بخشایی اعلام می‌دارند. همچنین لازم است نویسندگان مراتب تشکر و سپاس را از همکاری جناب آقای مهندس داریوشی به جهت ترسیم نقشه‌های ساخت نمونه و مهندس مجیدی مدیرعامل محترم مهندسی مشاور بن سار جهت ایجاد امکانات نرم‌افزاری اعلام دارند.

## مراجع

- [1] J. Liu, X. Zhou, S. Zhang, Seismic behaviour of square CFT beam-columns under biaxial bending moment, *Journal of Constructional Steel Research* 64(12) (2008) 1473-1482.
- [2] F.Y. Liao, L.H. Han, Z. Tao, Seismic behaviour of circular CFST columns and RC shear wall mixed structures: experiments, *Journal of Constructional Steel Research* 65(8-9) (2009) 1582-1596.
- [3] L.H. Han, W. Li, Y.F. Yang, Seismic behaviour of concrete-filled steel tubular frame to RC shear wall high-rise mixed structures, *Journal of Constructional Steel Research* 65(5) (2009) 1249-1260.
- [4] A. Papageorgiou, C. Gantes, Equivalent modal damping ratios for concrete/steel mixed structures, *Computers structures* 88(19-20) (2010) 1124-1136.
- [5] A.V. Papageorgiou, C.J. Gantes, Equivalent uniform damping ratios for linear irregularly damped concrete/steel mixed structures, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 31(3) (2011) 418-430.
- [6] A. Hemmati, A. Kheyroddin, Investigation of transition story effect on behavior of vertical hybrid buildings, *Journal of Modeling in Engineering* 9(26) (2011) 57-65.
- [7] R. Ugel, R. Herrera, J. Vielma, A. Barbat, L. Pujades, Seismic and structural response of a framed four level building with RC and steel structure designed according to current Venezuelan codes, *WIT Transactions on the Built Environment* 132 (2013) 109-120.
- [8] A. Sivandi-Pour, M. Gerami, D. Khodayarnezhad, Equivalent modal damping ratios for non-classically damped hybrid steel concrete buildings with transitional storey, *Structural Engineering Mechanics* 50(3) (2014) 383-401.
- [9] N. Fanaie, S. Shamloua, Response modification factor of mixed structures, *Steel Composite Structures* 19(6) (2015) 1449-1466.
- [10] Z. Lu, J. Li, Y. Zhou, Shaking table test and numerical simulation on a vertical hybrid structure under seismic excitation, *27(14)* (2018) e1497.
- [11] N. Fanaie, F.G. Esfahani, S. Soroushnia, Analytical study of composite beams with different arrangements of channel shear connectors, *Steel and Composite Structures* 19 (2015) 501.
- [12] Y.T. Chen, Y. Zhao, J.S. West, S. Walbridge, Behaviour of steel-precaster composite girders with through-bolt shear connectors under static loading, *Journal of Constructional Steel Research* 103 (2014) 168-178.
- [13] ATC, Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings, APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL 2010.
- [14] C.T.N. Tran, B.J.J.o.P.o.C.F. Li, Experimental studies on the backbone curves of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement, *29(5)* (2014) 04014126.
- [15] D. Hibbitt, B. Karlsson, P. Sorenson, Simulia ABAQUS 6.11 Users' Manual, 2011.
- [16] AISC (American Institute of Steel Construction), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 341, Chicago, 2016.
- [17] ACI (American Concrete Institute), Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) : an ACI standard : commentary on building code requirements for structural concrete (ACI 318R-14), an ACI report, 2014.
- [18] AISC (American Institute of Steel Construction), Specification for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 360, Chicago, 2016.
- [19] ASCE (American Society of Civil Engineering), Seismic evaluation and retrofit of existing buildings : ASCE/SEI, 41-17, 2017.
- [20] Applied Technology Council, ATC-24 Guidelines for seismic testing of components of steel structures, Redwood City, CA, USA, 1992.
- [21] Z. Saneei Nia, M. Ghassemieh, A. Mazroi, WUF-W connection performance to box column subjected to uniaxial and biaxial loading, *Journal of Constructional Steel Research* 88 (2013) 90-108.
- [22] J.B. Mander, M.J.N. Priestley, R. Park, Theoretical Stress Strain Model for Confined Concrete, *114(8)* (1988) 1804-1826.
- [23] FBE-FIP (COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON), Model code for concrete structures, *Bulletin d'Information* 1990.
- [24] J. Yu, K. Yu, X. Shang, Z. Lu, New Extended Finite Element Method for Pinching Effect in Reinforced Concrete Columns, *Structural Journal* 113(4).