

Experimental Investigation on the Punching Shear Resistance of Reinforced Concrete Flat Slabs Connected to Steel Columns

Niloofer Asadollahzadeh¹, Reza Morshed^{2*}, Abolfazl Eslami²

1- PhD candidate, School of Civil Engineering, University of Yazd, Yazd, Iran

2- Associate Professor, School of Civil Engineering, University of Yazd, Yazd, Iran

ABSTRACT

Reinforced concrete flat slabs supported by steel columns are a widely used structural system in the construction industry, attracting increasing attention from engineers and experts worldwide due to their numerous advantages. The connection between the slab and columns, however, remains a controversial topic, as the lack of integration in this connection has raised concerns about the widespread use of this system. Moreover, following the recent Metropal Tower collapse in Abadan, Iran, and the absence of clear guidelines for such structures in codes, the need for more in-depth studies in this area has significantly increased. This study investigates the punching shear resistance at the connection between a reinforced concrete flat slab and an interior steel column, using a shear key and without shear reinforcement. To evaluate the effect of longitudinal reinforcement, as well as the impact of connection method between the column and slab using different type of profiles, four specimens were tested similar to real structural loading conditions in which the gravity load was applied to specimens from bottom to simulate the real condition. The results showed that increasing the percentage of longitudinal reinforcement can considerably enhance the punching shear capacity, while no definitive conclusion could be made regarding the effect of changing the connection profile type.

ARTICLE INFO

Receive Date: 03 March 2025

Revise Date: 21 April 2025

Accept Date: 03 May 2025

Keywords:

Punching shear

Slab-column connection

Hybrid structure

Reinforced concrete flat slabs

Shear key

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2025.507942.3667

*Corresponding author: Reza Morshed

Email address: morshed@yazd.ac.ir

بررسی آزمایشگاهی مقاومت برش دوطرفه در دال تخت بتن آرمه‌ی متصل به ستون فولادی

نیلوفر اسداله زاده^۱، رضا مرشد^{۲*}، ابوالفضل اسلامی^۲

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد، یزد، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد، یزد، ایران

چکیده

دال‌های تخت بتن آرمه که توسط ستون‌های فولادی پشتیبانی می‌شوند، یکی از سیستم‌های سازه‌ای پرکاربرد در صنعت ساختمان محسوب می‌شوند و به دلیل مزایای متعدد، توجه مهندسان و متخصصان را در سراسر جهان به خود جلب کرده‌اند. با این حال، اتصال بین دال و ستون‌ها همچنان یک موضوع بحث‌برانگیز است، زیرا نبود یکپارچگی کافی در این اتصال، نگرانی‌هایی را در مورد استفاده گسترده از این سیستم ایجاد کرده است. علاوه بر این، پس از فروریزش اخیر برج متروپل در آبادان، ایران، و عدم وجود دستورالعمل‌های مشخص برای چنین سازه‌هایی در آیین‌نامه‌ها، نیاز به مطالعات عمیق‌تر در این حوزه افزایش یافته است. این پژوهش، مقاومت برش دوطرفه در اتصال دال تخت بتنی به ستون فولادی داخلی توسط کلید برشی و بدون آرماتور برشی را بررسی می‌کند. برای ارزیابی تأثیر آرماتور طولی دال و همچنین اثر تغییر در نوع پروفیل اتصال (نبشی یا ناودانی) بین ستون و دال، چهار نمونه دال تا رسیدن به شکست برشی دوطرفه مورد آزمایش قرار گرفتند. در این آزمایش‌ها، بار ثقلی از پایین به نمونه‌ها اعمال شد تا شکست برشی مشابه دال واقعی مشاهده گردد. نتایج نشان داد که افزایش درصد آرماتور طولی می‌تواند ظرفیت برش دوطرفه را به‌طور قابل‌توجهی افزایش دهد، درحالی‌که در مورد تغییر نوع پروفیل اتصال نمی‌توان اظهار نظر قطعی نمود.

کلمات کلیدی: دال تخت بتن آرمه، ستون فولادی، سازه هیبرید، برش دوطرفه، کلید برشی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2025.507942.3667	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2025.507942.3667	۱۴۰۴/۱۱/۳۰	۱۴۰۴/۰۲/۱۳	۱۴۰۴/۰۲/۱۳	۱۴۰۴/۰۲/۰۱	۱۴۰۳/۱۲/۱۳
			رضا مرشد		*نویسنده مسئول:	
			morshed@yazd.ac.ir		پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

در سال‌های اخیر، ساخت پروژه‌های بزرگ در کلان‌شهرها رایج شده است و به دنبال آن، مزایای افزایش سرعت در پیش‌برد مراحل ساخت، چه از نظر اقتصادی و چه از لحاظ کاهش اختلالات شهری، بیشتر مورد توجه قرار گرفته است. به همین دلیل، توسعه سیستم‌های سازه‌ای که قادر به افزایش سرعت ساخت و ساز باشند، در دهه‌های گذشته توجه بسیاری از مهندسان سازه و متخصصان این حوزه را به خود جلب کرده است. برای این منظور، سیستم‌های سازه‌ای متشکل از ستون‌های فولادی و کف بتن‌آرمه که توسط کلیدهای برشی^۱ فولادی به یکدیگر متصل می‌شوند، مورد استفاده قرار گرفته‌اند. به لطف این مشارکت، زمان ساخت سازه‌های بلند در مقایسه با همتایان بتنی خود می‌تواند به طور قابل توجهی کاهش یابد. علاوه بر این، فولاد به دلیل داشتن شکل‌پذیری مطلوب، جایگزینی مناسب برای ستون‌های بتنی مسلح، به‌ویژه در مناطق با لرزه‌خیزی بالا محسوب می‌شود. از نظر معماری، کاهش قابل توجهی در مقاطع عرضی ستون‌ها نیز قابل دستیابی است که این سیستم سازه‌ای را به جایگزینی مناسب در ساختمان‌های بلند با بارگذاری سنگین تبدیل می‌کند.

باید توجه داشت که سیستم‌های ترکیبی، اعضای متداول بتن‌آرمه نیستند و نمی‌توانند مستقیماً از فلسفه‌ی طراحی مندرج در آیین‌نامه‌های بتن (مبحث نهم [۱]، ACI^۲ [۲]، EC2^۳ [۳] و یا CSA^۴ [۴]) پیروی کنند. همچنین، این سیستم‌ها را نمی‌توان در دسته‌بندی اعضای کاملاً مرکب قرار داد و اصول و قواعد طراحی آن‌ها را مستقیماً برایشان اعمال کرد. در این سیستم‌ها، حضور کلیدهای برشی فولادی تعبیه شده در بتن، باعث ایجاد ناپیوستگی و تشکیل چند ناحیه می‌شود: ناحیه‌ی ترکیبی، ناحیه‌ی غیر ترکیبی و یک ناحیه‌ی سوم که این دو ناحیه را به هم مرتبط می‌کند [۵]. بنابراین استفاده از بندهای آیین‌نامه‌ای بتن‌آرمه‌ی معمول، برای طراحی و ارزیابی چنین سازه‌هایی ممکن است منجر به ناکارآمدی این سیستم‌ها گردد.

از طرفی در طراحی و ساخت سازه‌های ترکیبی، مانند دال‌های تخت بتن‌آرمه‌ی سنتی، برش دوطرفه^۵ یکی از مسائل اساسی است که در صورت نادیده گرفتن آن، پیامدهای جدی و حتی فاجعه‌آمیز به دنبال دارد؛ به‌ویژه در دال‌های تختی که توسط ستون‌ها پشتیبانی می‌شوند، مقاومت در برابر برش دوطرفه معمولاً از ظرفیت خمشی آن‌ها کمتر است و این می‌تواند منجر به شکست ناگهانی و ترد سازه بدون هیچ‌گونه هشدار قبلی شود. به همین علت، بررسی و ارزیابی عملکرد سیستم سازه‌ای دال تخت بتن‌آرمه-ستون فلزی و نحوه‌ی اتصالشان با هدف یافتن کارآمدترین نوع تقویت‌کننده برشی و همچنین موضوع شکست برشی دوطرفه تحت بارهای متمرکز در سال‌های اخیر مورد توجه محققان قرار گرفته‌است [۶-۱۵].

در کشور ما نیز حادثه‌ی فروریزش ساختمان متروپل آبادان، با اسکلت فلزی و سقف وافل بتنی (شکل ۱)، نشان دهنده‌ی ضرورت انجام مطالعات جامع و افزایش درک علمی در خصوص خرابی پیش‌رونده در دال‌های تخت با توجه به مصالح و روش‌های ساخت مرسوم در کشور است.

این تحقیق نیز با هدف مطالعه‌ی رفتار سیستم‌های ترکیبی که در آن‌ها ستون‌های فولادی میانی توسط مقاطع فولادی کاملاً تعبیه شده، به دال تخت بتنی متصل شده و تحت برش دوطرفه قرار گرفته‌اند متمرکز شده است. برای بررسی این موضوع، چهار نمونه آزمایشگاهی با مقیاس نیم ساخته شده و تحت بارگذاری ثقلی از پایین به بالا قرار داده شده‌است تا عملکرد برش دوطرفه به‌دقت مورد ارزیابی قرار گیرد.

¹ Shear keys

² American Concrete Institute

³ Eurocode 2

⁴ Canadian Standards Association

⁵ Two-way shear

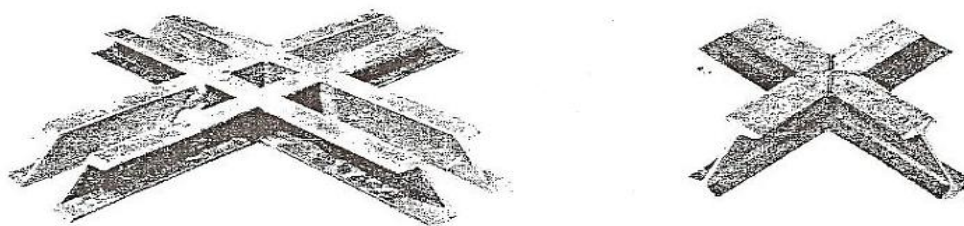
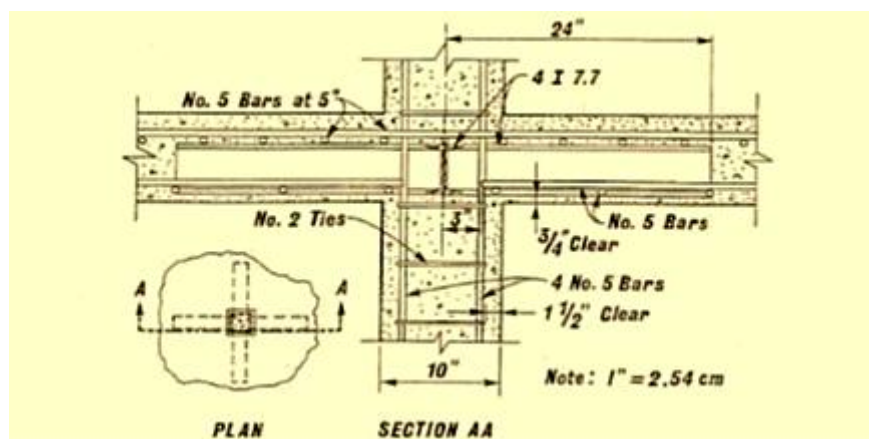


شکل ۱: نمایی از ساختمان فروریخته‌ی متروپل آبادان [۱۶]

۲- مروری بر تحقیقات پیشین

موضوع شکست برشی دوطرفه در اتصالات دال-ستون تحت بارهای متمرکز به دلیل اهمیت این سازه‌ها، در طول چندین دهه مورد توجه زیادی قرار گرفته است. مقاومت در برابر برش دوطرفه این گونه سازه‌ها عموماً کمتر از ظرفیت خمشی آن‌ها است و شکست برشی دوطرفه‌ی آن‌ها نیز به صورت ترد و شکننده می‌باشد. روش‌های زیادی توسط محققان مختلف برای افزایش مقاومت در برابر برش دوطرفه ابداع شده است. به‌طور خلاصه با مرور مطالعات قبلی مشخص می‌شود که افزایش ظرفیت باربری و شکل‌پذیری با استفاده از روش‌های تقویتی برای دال مانند افزایش درصد آرماتور طولی، حضور آرماتور عرضی، استفاده از کلاهک برشی یا به‌کار بردن پیش‌تنیدگی می‌تواند در تقویت دال بتن‌آرمه مؤثر باشد. در مورد درصد آرماتور طولی باید گفت که معادلات طراحی ACI در بحث مقاومت برشی دال، چون اساساً یک معادله‌ی طراحی است، اثر تقویت خمشی را در نظر نمی‌گیرد و یک مقدار ثابت و مستقل از نسبت آرماتور را برای مقاومت در برابر برش دوطرفه پیش‌بینی می‌کند درحالی‌که آرماتور طولی دال می‌تواند از طریق عملکرد میخ پرچی خود به مقاومت در برابر برش دوطرفه، به وسیله‌ی جلوگیری از بازشدن ترک‌های کششی بتن، نه تنها کمک کند بلکه تأثیر قابل توجهی بر مقاومت در برابر برش دوطرفه‌ی دال بگذارد. با این حال، بعید است که چنین روشی به تنهایی بتواند مقاومت در برابر برش دوطرفه‌ی کافی را ایجاد کند [۱۷-۲۰]. یکی از روش‌های تقویت دال در برابر پانچ شدن، افزودن آرماتورهای برشی است که به عنوان راهکاری مؤثر و متداول برای افزایش مقاومت در برابر برش دوطرفه در اتصالات دال-ستون شناخته می‌شود. نتایج پژوهش‌ها نشان می‌دهد که استفاده از این آرماتورها، نه تنها مقاومت برشی دال را افزایش می‌دهد، بلکه ظرفیت تغییر شکل آن را در هنگام شکست نیز به‌طور قابل توجهی بهبود می‌بخشد. در واقع، دستیابی به سطح مطلوبی از شکل‌پذیری در این نوع سازه‌ها مستلزم استفاده از آرماتورهای برشی دوطرفه است [۲۱، ۲۲]. همان‌طور که در بالا ذکر شد یکی دیگر از راه‌های تقویت، استفاده از مقاطع فولادی در اطراف ستون است. شکل ۲ جزئیات یک سیستم کلاهک برشی را نشان می‌دهد که توسط کرلی و هاوکینز [۲۳] در سال ۱۹۶۸ توسعه یافت. مطالعه‌ی آن‌ها اساس طراحی کلاهک برشی در آیین‌نامه‌ی ACI می‌باشد. سیستم کلاهک برشی توسعه‌یافته توسط ایشان برای ستون‌های بتن‌آرمه بود و با پیکربندی‌های متفاوت مورد ارزیابی قرار گرفت [۲۴-۲۷]. با این حال، می‌توان آن را برای ستون‌های فولادی تطبیق داد. تحقیقات انجام شده بیانگر این است که کلاهک‌های برشی پیشنهادی، عملکرد ستون را همانند یک ستون با مقطع گسترده در محاسبات مقاومت در برابر برش دوطرفه شبیه‌سازی می‌کنند و مقطع ضعیف برش را به دور از وجه ستون، خارج از ناحیه‌ی اتصال منتقل خواهند کرد؛ جابه‌جایی محل شروع ترک مؤید این موضوع می‌باشد. باید توجه داشت که طول بازوی برشی به عنوان پارامتر مؤثر بر رفتار این نوع اتصالات تا جایی که افزایش آن سبب تسلیم خمشی نشود، موجب ارتقای مقاومت برشی خواهد شد [۹، ۱۰،

۲۵]. در رابطه با اتصال ستون CFT^۶ به دال تخت، نتایج به دست آمده حاکی از آن است که عبور آرماتورها از میان ستون (شکل ۳)، در مقاومت قبل و بعد از گسیختگی دوطرفه و همچنین بهبود رفتار اتصال نقش تعیین کننده دارد و از پیشرفت گسیختگی جلوگیری می نماید [۶، ۲۸]. یکی دیگر از عوامل مؤثر بر افزایش مقاومت اتصال، استفاده از کابل های پیش تنیدگی در دال می باشد؛ اگرچه مشکل تداخل کابل ها با اتصال وجود دارد اما سبب عملکرد رضایت بخش اتصال به ویژه در بارگذاری لرزه ای خواهد شد [۱۷].



شکل ۲: کلاهک برشی توسعه یافته توسط کرلی و هاوکینز [۲۳]



شکل ۳: عبور آرماتورها از میان ستون در روش بررسی شده توسط یان و وانگ [۲۸]

^۶ Concrete Filled Tube

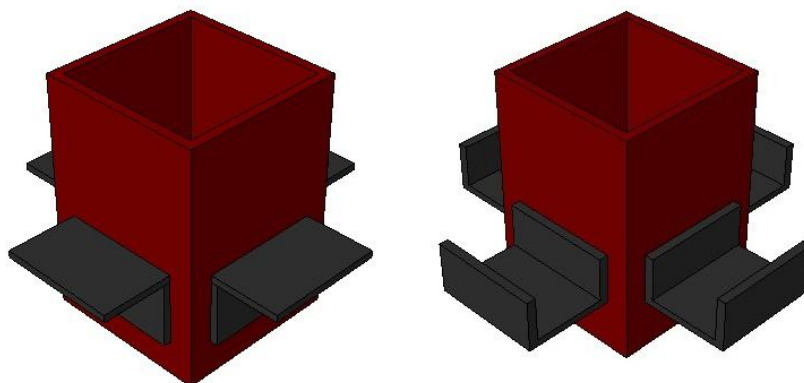
۳- برنامه‌ی آزمایشگاهی

۳-۱- جزئیات نمونه‌ها

در این مطالعه چهار نمونه‌ی آزمایشگاهی با مقیاس تقریبی ۱/۲ با هدف ارزیابی اتصال دال تخت به ستون فولادی میانی، با ابعاد ۱۶۱۰ در ۱۴۸۰ میلی‌متر و به ضخامت ۱۵۰ میلی‌متر طراحی و ساخته شد. ابعاد نمونه‌ها با توجه به محدودیت‌های آزمایشگاهی و ظرفیت جک به نحوی انتخاب گشت که بخشی از دال (حدود ۱۵ درصد دهانه) در مجاورت ستون و در نزدیکی نقطه‌ی عطف که تحت اثر لنگر منفی می‌باشد، شبیه‌سازی و مورد آزمایش قرار گیرد؛ به همین منظور تکیه‌گاه‌های ساده‌ای در اطراف دال تعبیه شد تا نقاط عطف را شبیه‌سازی کنند. بر این اساس فاصله حدود ۷۰ سانتیمتری ستون میانی تا تکیه‌گاه تقریباً معادل ۱۵ درصد دهانه خواهد بود. یعنی نمونه مورد آزمایش، شبیه‌سازی برش پانچ در دال سراسری تخت با دهانه حدود ۵ متر است و ضخامت انتخابی ۱۵۰ میلی‌متر بر این اساس بوده است. در ساخت نمونه‌ها، ابعاد دال، ضخامت دال، مقاومت فشاری بتن و شرایط تکیه‌گاهی ثابت بوده است. درصد میلگرد خمشی و نحوه‌ی اتصال ستون فولادی به دال، متغیر در نظر گرفته شده است. در جدول ۱ مشخصات چهار نمونه آورده شده است. پوشش خالص بتن در نمونه‌ها، ۲۰ میلی‌متر هم از بالا و هم از پایین در نظر گرفته شده است. ستون میانی فولادی، با مقطع مربع توخالی به ابعاد ۱۴۰×۱۴۰ میلی‌متر و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر به کمک جوش سرتاسری ورق‌هایی با ضخامت ۸ میلی‌متر ساخته شده است. شبکه‌ی پایین تمام دال‌ها میلگرد با قطر ۸ و با فاصله‌ی ۱۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است درحالی‌که شبکه‌ی بالای دو دال میلگرد با قطر ۱۰ میلی‌متر و دو نمونه، میلگرد با قطر ۱۴ میلی‌متر و با فاصله‌ی ۱۵۰ میلی‌متری انتخاب شده است. میلگردهای فوقانی به گونه‌ای طراحی شده‌اند که مقاومت خمشی دال بیشتر از مقاومت برش دوطرفه‌ی آن باشد تا شکست دال تحت اثر برش دو طرفه اتفاق بیفتد. حداقل آرماتورهای طولی فوقانی، براساس ACI 318 [۲] کنترل شده‌اند و آرماتورهای طولی تحتانی نیز بر اساس حداقل آرماتور افت و حرارت، طبق ACI 318 [۲] تأمین شده‌اند. جهت اتصال دال تخت به ستون فولادی با هدف انتقال نیرو به تکیه‌گاه با در نظر گرفتن محدودیت‌های آزمایشگاهی و فاصله‌ی بین شبکه‌ی آرماتورها از مقاطع فولادی از نوع نبشی با ابعاد ۶۰×۶۰×۶ میلی‌متر و ناودانی با ابعاد ۸۰×۴۵×۶ میلی‌متر استفاده شده است. اتصالات به طول ۱۰۰ میلی‌متر در وسط هر وجه ستون جوش شدند. فاصله‌ی نبشی‌ها از پایین ستون ۳۰ میلی‌متر و فاصله‌ی ناودانی‌ها از پایین ستون ۴۵ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. طرح کلی اتصال در شکل ۴ قابل مشاهده است.

جدول ۱: معرفی نمونه‌های آزمایشگاهی

نام دال	نوع کلید برشی	شبکه آرماتور بالایی	شبکه آرماتور پایینی
Slab 1 (φ10-L)	نبشی	φ10@150 mm	φ8@150 mm
Slab 2 (φ10-U)	ناودانی	φ10@150 mm	φ8@150 mm
Slab 3 (φ14-L)	نبشی	φ14@150 mm	φ8@150 mm
Slab 4 (φ14-U)	ناودانی	φ14@150 mm	φ8@150 mm



شکل ۴: کلیدهای برشی در محل اتصال ستون به دال از نوع نبشی و ناودانی

۲-۳- مشخصات مصالح مورد استفاده

بتن مصرفی با استفاده از سیمان پرتلند نوع ۲، از کارخانه‌ی سیمان نائین یزد و سنگدانه‌هایی از معدن شرکت بنیاد بتن یزد، در رده‌ی مقاومتی C25، ساخته شد. طرح اختلاط استفاده شده در جدول ۲ بیان شده است.

جدول ۲: طرح نسبت اختلاط برحسب یک متر مکعب بتن

مصلح	وزن (kg)
درشت‌دانه	۹۰۰
ریزدانه	۹۰۰
سیمان تیپ ۲	۴۰۰
آب	۲۰۰

نتایج آزمایش کشش میلگردهای فولادی مورد استفاده در آزمایش، مطابق با استاندارد ASTM A615/A615M-24 [۲۹] در جدول ۳، آورده شده است.

جدول ۳: نتایج آزمایش کشش میلگردهای فولادی

تنش تسلیم f_y (MPa)	تنش گسیختگی f_u (MPa)	نوع میلگرد	قطر اسمی میلگرد
۳۳۵	۵۰۴	A2 آجدار	۸
۴۵۶	۶۰۶	A3 آجدار	۱۰
۴۲۹	۶۰۰	A3 آجدار	۱۴

۳-۳- ساز و کار آزمایش

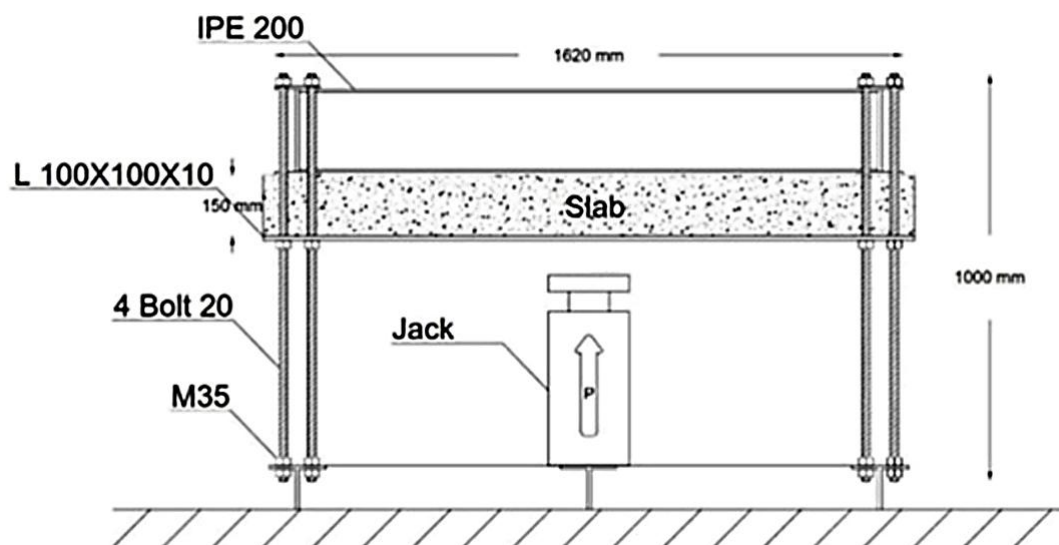
ساز و کار آزمایشگاهی جهت اعمال بارگذاری ثقلی به نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال دال تخت بتنی به ستون فولادی میانی، در شکل ۵، نشان داده شده است. برای شبیه‌سازی دقیق‌تر برش دوطرفه با شرایط واقعی اعمال بار، دال بر روی یک قاب مخصوص در ارتفاع یک متری قرار گرفت و نیروی محوری توسط یک جک ۵۰ تنی از زیر به ستون وارد شد. روی جک مطابق شکل ۶ (الف)، یک صفحه فولادی

به ابعاد $150 \times 150 \times 50$ میلی متر دقیقاً در مرکز دال قرار داده شد تا بارگذاری با دقت بیشتری به ستون اعمال گردد. لازم به ذکر است که جهت جلوگیری از خرد شدن بتن توسط جک در هنگام بارگذاری، قبل از بتن ریزی یک فوم با ضخامت ۵ میلی متر و ابعاد 180×180 همانند شکل ۶ (ب)، پای ستون قرار داده شد. چهار طرف بالای دال، در محل نقاط عطف، قابی فولادی قرار گرفت تا شرایط تکیه گاهی ساده برای دال بازسازی شود. برای وارد کردن بار در این آزمایش، از جک هیدرولیکی با ظرفیت ۵۰۰ کیلو نیوتن جهت بارگذاری خطی افزاینده استفاده شد. شایان ذکر است که با توجه به برپایش^۷ آزمایش، تغییر مکان به صورت نسبی بین محیط دال و ستون مرکزی اندازه گیری می شود و تغییر مکان آرماتورهای پایه در تغییر مکان محاسبه شده منظور نمی گردد. برای ثبت جابجایی قائم مرکز دال در حین بارگذاری، از جابه-جایی سنج با دقت $0.1/0$ میلی متر و ظرفیت ۱۰۰ میلی متر استفاده شد. به منظور ثبت کرنش، چهار عدد کرنش سنج تک جهته ی ۶ میلی متری بر روی دو کلید برشی از نوع ناودانی و همچنین بر روی دو آرماتور طولی، یکی در راستای بلند و یکی در راستای کوتاه بر شبکه ی بالایی نمونه ی ۴ و در نزدیک ترین موقعیت به ستون فلزی نصب شد.



(الف)

⁷ Set up



(ب)

شکل ۵: ساز و کار آزمایش: الف) تصویر کلی قاب، ب) تصویر شماتیک



(الف)



(ب)

شکل ۶: الف) جک هیدرولیک به همراه صفحه‌ی فولادی، ب) یک لایه فوم جهت جلوگیری از خردشدگی بتن به هنگام بارگذاری

۴- ارائه‌ی نتایج

اثر تغییر در مقدار میلگرد خمشی و همچنین تغییر در نوع مقاطع فولادی استفاده شده به عنوان کلید برشی مورد بررسی قرار می‌گیرد. نمودارهای نیرو-جاب‌جایی، مقدار بار ترک‌خوردگی، الگوی ترک‌خوردگی دال‌ها و نتایج کرنش‌سنج‌ها در ادامه ارائه می‌گردد. خلاصه‌ی نتایج شامل حداکثر بار و حداکثر جاب‌جایی مرکز دال در جدول ۴ آمده است.

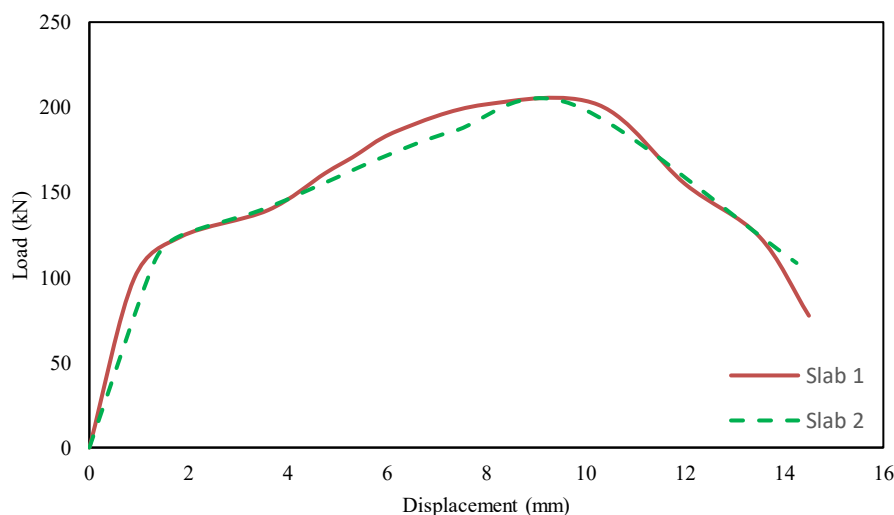
جدول ۴: نتایج شکست نمونه‌ها

نمونه	بار ترک‌خوردگی (kN)	جاب‌جایی در هنگام شکست دوطرفه (mm)	حداکثر بار شکست (kN)
Slab 1 ($\phi 10-L$)	۱۵۵	۱۰	۲۰۰
Slab 2 ($\phi 10-U$)	۱۱۰	۱۰	۲۰۰
Slab 3 ($\phi 14-L$)	۱۲۵	۱۲/۵	۲۴۸
Slab 4 ($\phi 14-U$)	۱۲۵	۹	۲۱۷

با توجه به نمودار نیرو-جاب‌جایی دال اول که در شکل ۷ مشاهده می‌شود، نمونه‌ی Slab 1 ($\phi 10-L$) در اطراف ستون حداکثر بار ۲۰۰ کیلونیوتن را تحمل کرده است و مقدار تغییرمکان در محل بار در لحظه‌ی برش دوطرفه حدود ۱۰ میلی‌متر ثبت شده است. شروع اولین ترک در اطراف ستون و آغاز مرحله‌ی غیرخطی در نیرویی در حدود ۱۵۵ کیلونیوتن رخ داده است (شکل ۱۱ الف)). افزایش بار همراه با ترک‌های شعاعی (خمشی) بیشتر بوده است که در اطراف ستون مشاهده می‌شود. در نهایت، مقاومت در برابر افزایش نیرو با ایجاد ترک محیطی (برشی) با قطر متوسط ۶۵۰ میلی‌متر در اطراف ستون متوقف شده و سیستم دچار افت بار گردیده است. شکل ۱۲ الف) الگوی ترک‌های مشاهده شده را در پایان بارگذاری در نمونه‌ی اول نشان می‌دهد.

برای نمونه‌ی دوم، Slab 2 ($\phi 10-U$)، در بار حدود ۱۱۰ کیلونیوتن اولین ترک‌های شعاعی (خمشی) در اطراف ستون آغاز و با افزایش بار، تعداد و عرض ترک‌ها بیشتر شدند. شکل ۱۱ ب) تصویری از شروع رفتار غیرخطی دال را نمایش می‌دهد. این دال نیز همانند دال

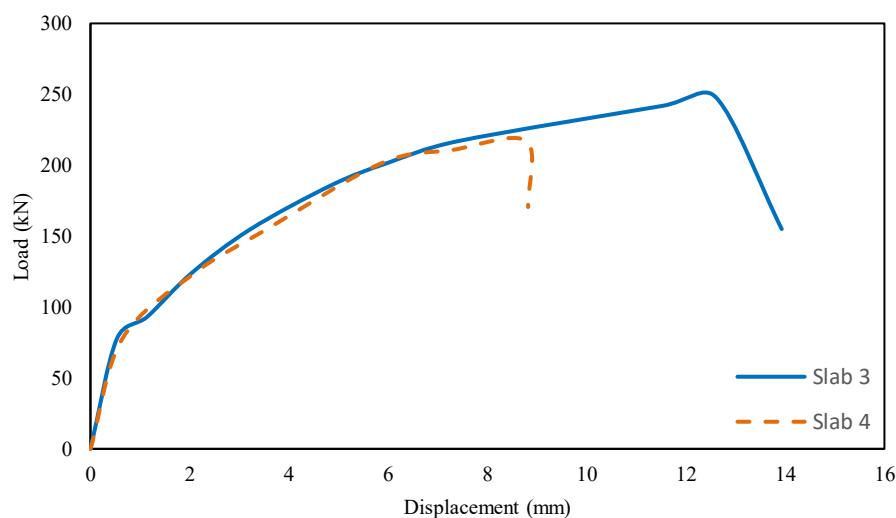
شماره‌ی یک، حداکثر باری حدود ۲۰۰ کیلونیوتن را تحمل کرده و تغییر مکان در محل بار در هنگام برش دوطرفه برای آن مقداری نزدیک به ۱۰ میلی‌متر ثبت شده است. محیط ناشی از شکست دوطرفه با میانگین قطر ۷۶۰ میلی‌متر در اطراف ستون ایجاد گردیده است. الگوی ترک خوردگی و محیط برش دوطرفه در انتهای آزمایش مطابق شکل ۱۲ (ب) بوده است. نمودار نیرو-جابجایی دال شماره‌ی دو، در شکل ۷ مشاهده می‌شود.



شکل ۷: مقایسه‌ی دو نمونه‌ی اول و دوم با شبکه‌ی بالایی یکسان $\phi 10$ و کلید برشی متفاوت

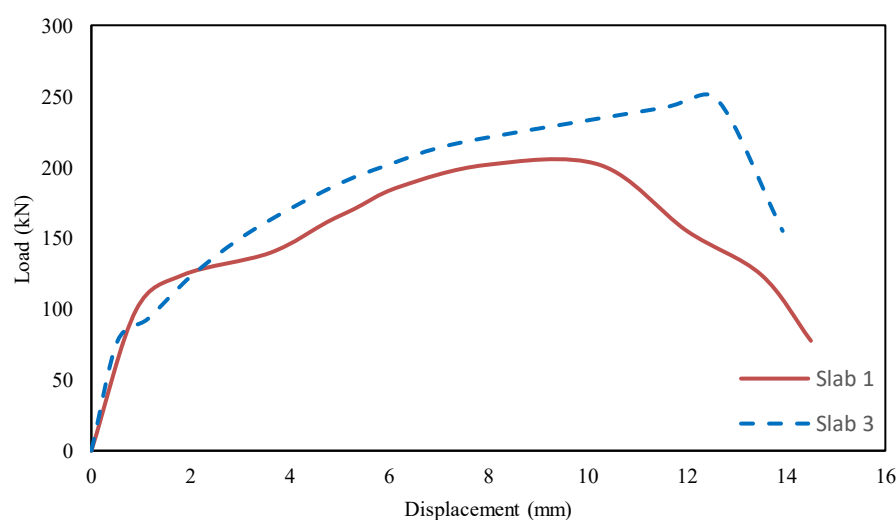
در نمونه‌ی سوم، Slab 3 ($\phi 14-L$)، در بار حدود ۱۲۵ کیلونیوتن اولین ترک‌های شعاعی (خمشی) در اطراف ستون آغاز (شکل ۱۱ (ج)) و با افزایش بار، تعداد و عرض ترک‌ها بیشتر شدند. این دال حداکثر باری حدود ۲۵۰ کیلونیوتن را تحمل کرده و تغییر مکان در محل بار در هنگام برش دوطرفه مقداری نزدیک به ۱۲/۵ میلی‌متر ثبت شده است. محیط ناشی از شکست پانچ با میانگین قطر ۷۳۰ میلی‌متر در اطراف ستون اندازه‌گیری شده است. برای این دال ترک خوردگی و محیط برش دوطرفه مطابق شکل ۱۲ (ج) بوده است. نمودار نیرو-جابجایی دال شماره‌ی سه، در شکل ۸ مشاهده می‌شود.

با توجه به نمودار نیرو-جابجایی دال چهارم، Slab 4 ($\phi 14-U$)، که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، این نمونه حداکثر بار ۲۱۷ کیلونیوتن را تحمل کرده است و مقدار تغییر مکان در محل بار در لحظه‌ی برش دوطرفه ۹ میلی‌متر ثبت شده است. مطابق شکل ۱۱ (د) شروع اولین ترک‌ها در اطراف ستون در نیروی ۱۲۵ کیلونیوتن رخ داده است. مقاومت این نمونه در برابر افزایش نیرو با ایجاد ترک محیطی (برشی) با قطر متوسط ۷۵۰ میلی‌متر در اطراف ستون متوقف و سیستم دچار افت بار گردیده است. شکل ۱۲ (د) الگوی ترک‌های مشاهده شده را در نمونه‌ی چهارم نشان می‌دهد.



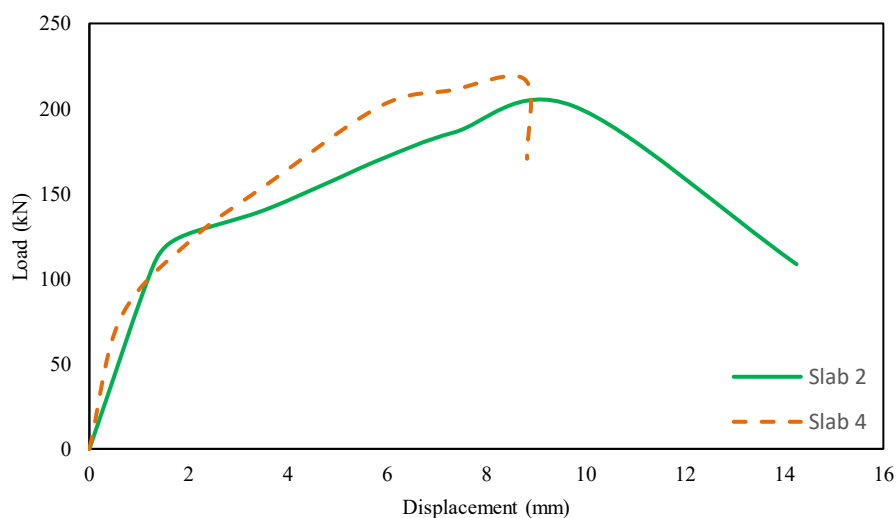
شکل ۸: مقایسه‌ی دو نمونه‌ی سوم و چهارم با شبکه‌ی بالایی یکسان $\phi 14$ و کلید برشی متفاوت

با توجه به شکل ۷ کلید برشی^۸ با مقطع متفاوت، نبشی یا ناودانی، تأثیری در افزایش مقاومت در برابر برش دوطرفه در نمونه‌های با درصد آرماتور طولی کمتر نداشت در حالی که با توجه به شکل ۸ در دال‌های با نسبت آرماتور بالاتر، کلید برشی از نوع نبشی مقاومت بالاتری را نشان داد. همچنین با توجه به شکل ۹، افزایش درصد آرماتور طولی در ستونک‌های مسلح شده با مقطع نبشی، افزایش مقاومتی معادل ۲۱ درصد را به همراه داشت و در نمونه‌ی شماره‌ی چهار، با وجود شکست خارج از انتظار، ۷/۵ درصد افزایش مقاومت در برابر شکست برشی دوطرفه نسبت به نمونه‌ی شماره‌ی دو مشاهده شد (شکل ۱۰).



شکل ۹: مقایسه‌ی دو نمونه‌ی اول و سوم با شبکه‌ی بالایی متفاوت و کلید برشی یکسان (نبشی)

⁸ Shear key

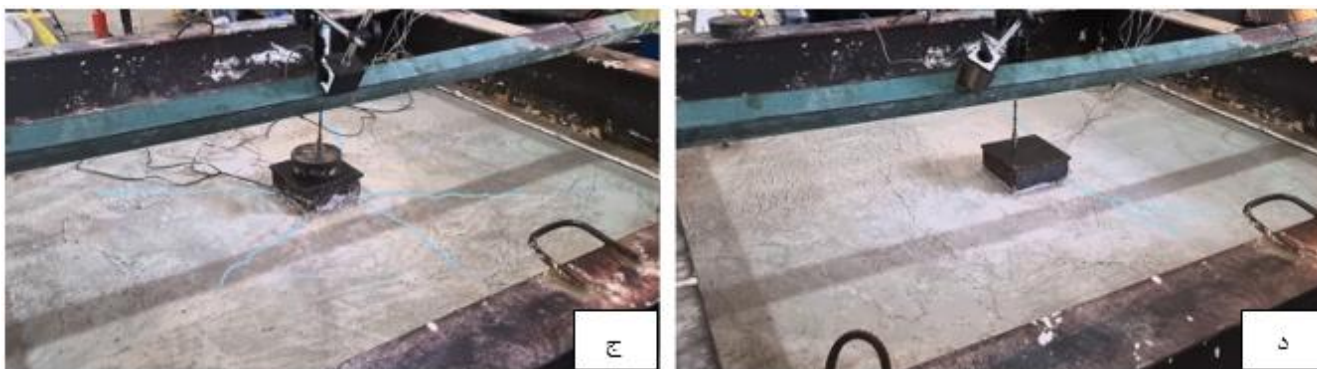


شکل ۱۰: مقایسه‌ی دو نمونه‌ی دوم و چهارم با شبکه‌ی بالایی متفاوت و کلید برشی یکسان (ناودانی)

۵- مود خرابی

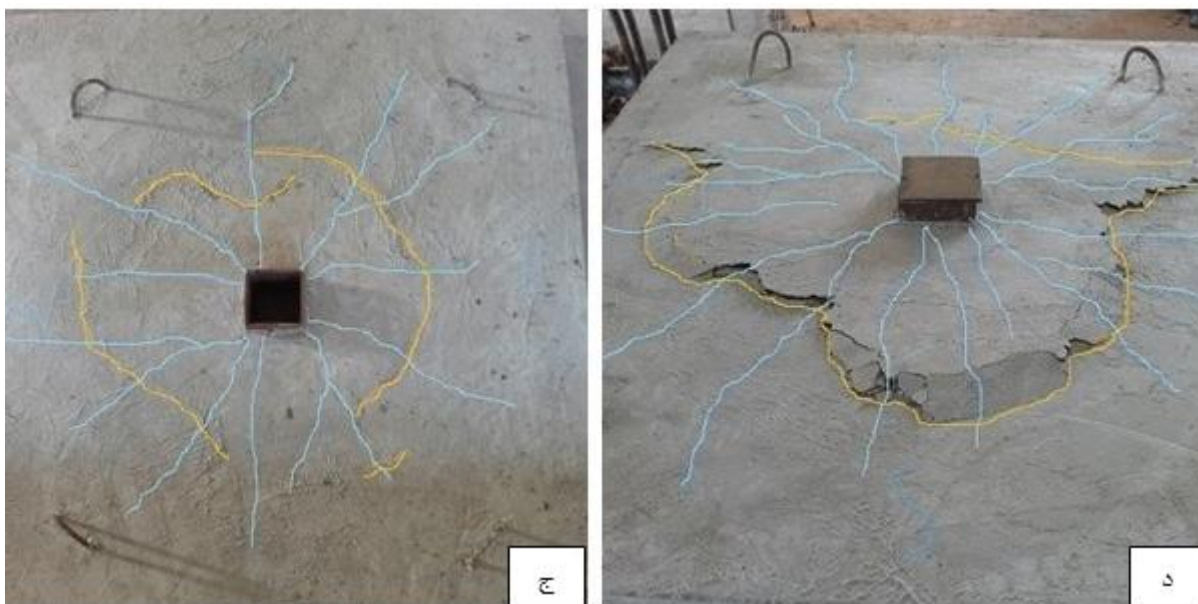
از آنجایی که امتداد ترک‌های برشی به سمت فشاری دال مشخص نبود، پس از آزمایش، دال شماره ۲ از محل ترک‌های اصلی شکسته شد تا موقعیت شروع ترک برشی آشکار شود. مشاهده شد که ترک‌های اصلی از محل کلیدهای برشی سرچشمه می‌گیرند و به سمت سطح کششی دال بتنی با زاویه‌ی حدود ۳۵ درجه امتداد می‌یابند (شکل ۱۳). ستون فولادی در زیر ناحیه کلید برشی نسبت به دال لغزش دارد و در نتیجه ارتفاع ترک برشی دو طرفه نسبت به دال با ستون بتن آرمه کمتر است و باید انتظار مقاومت برشی کمتری نسبت به دال با ستون بتن آرمه داشت. ضمناً درگیر نشدن شبکه‌ی آرماتور پایینی در محل ترک برشی هم می‌تواند به کاهش مقاومت برشی اتصال انجامد.





شکل ۱۱: الگوی ترک خوردگی در آغاز رفتار غیر خطی: الف) نمونه‌ی اول: Slab 1 (ϕ10-L)، ب) نمونه‌ی دوم: Slab 2 (ϕ10-U)، ج) نمونه‌ی سوم: Slab 3 (ϕ14-L)، د) نمونه‌ی چهارم: Slab 4 (ϕ14-U)



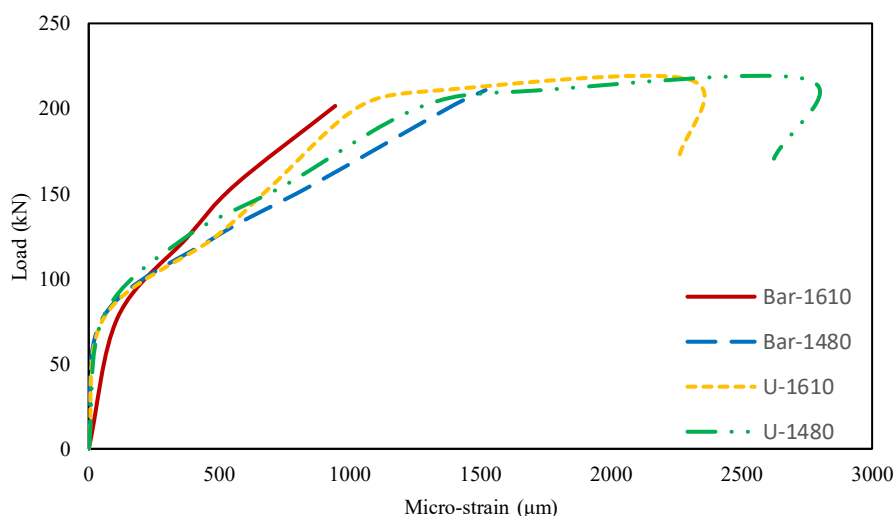


شکل ۱۲: خسارت‌های ایجاد شده در دال در حالت نهایی: الف) نمونه‌ی اول: Slab 1 ($\phi 10-L$)، ب) نمونه‌ی دوم: Slab 2 ($\phi 10-U$)، ج) نمونه‌ی سوم: Slab 3 ($\phi 14$)، د) نمونه‌ی چهارم: Slab 4 ($\phi 14-U$)، L، U.



شکل ۱۳: وضعیت گسیختگی ایجاد شده در اطراف کلید برشی در دال دوم

با بررسی نتایج ثبت شده از کرنش‌سنج‌ها (شکل ۱۴)، مشاهده می‌شود که ناودانی‌ها قبل از گسیختگی نمونه، به حد تسلیم رسیده‌اند و از حداکثر ظرفیتشان استفاده شده است اما میلگردها تا انتهای بارگذاری به کرنش تسلیم نرسیده‌اند.



شکل ۱۴: نمودار نیرو- کرنش دال چهارم

۶- بررسی مقاومت برشی دال بر اساس آیین نامه‌های ACI 318-19 و CSA-A23.3-14

با بررسی مقاومت در برابر برش دوطرفه براساس روابطی که آیین‌نامه‌ی ACI 318 [۲] و آیین‌نامه‌ی CSA-A23.3 [۴] برای دال و ستون بتنی یکپارچه پیشنهاد داده‌اند (جدول ۵)، می‌توان بیان کرد که روابط آیین نامه‌ها برای ستون فولادی عمدتاً غیر محافظه‌کارانه است که یکی از علل آن می‌تواند لغزش ستون نسبت به دال در زیر نبشی یا ناودانی اتصال و درگیر نشدن بتن و شبکه آرماتور تحتانی در محل ترک برشی دوطرفه باشد.

جدول ۵: مقایسه‌ی مقاومت حاصل از روابط آیین‌نامه‌ی ACI 318 و CSA-A23.3 و کار آزمایشگاهی

نمونه	f'_c (MPa)	V_c به فاصله‌ی $\frac{d}{2}$ از بر ستون (kN) (آیین‌نامه‌ی ACI-318)	V_c به فاصله‌ی $\frac{d}{2}$ از بر ستون (kN) (آیین‌نامه‌ی CSA-A23.3)	بار ثبت شده در آزمایشگاه (kN)
Slab 1 ($\phi 10$ -L)	۲۷	۲۱۴	۲۴۶	۲۰۰
Slab 2 ($\phi 10$ -U)	۲۶/۱	۲۱۰	۲۴۲	۲۰۰
Slab 3 ($\phi 14$ -L)	۲۲/۷	۱۸۷	۲۱۵	۲۴۸
Slab 4 ($\phi 14$ -U)	۲۴/۷	۱۹۵	۲۲۴	۲۱۷

۷- نتیجه گیری

در این تحقیق مقاومت برش دوطرفه در محل اتصال دال تحت بتنی به ستون فولادی بدون آرماتور برشی بررسی شده است. بدین منظور چهار دال متصل به ستون میانی درمقیاس ۱/۲ تحت بارگذاری قرار گرفته‌اند. اثر افزایش درصد آرماتور طولی دال و همچنین عملکرد سیستم با تغییر در نوع کلید برشی، نبشی یا ناودانی، به‌عنوان متغیر هدف مورد ارزیابی واقع شده‌است. براساس داده‌ها و مشاهدات آزمایشگاهی، می‌توان نتیجه گرفت که:

- (۱) تغییر در نوع مقطع کلید برشی، نبشی یا ناودانی، در نمونه‌های با درصد آرماتور طولی کمتر تأثیری در افزایش مقاومت در برابر برش دوطرفه نداشت. درحالی‌که در نمونه‌های با درصد آرماتور بالاتر، ستون با کلید برشی نبشی بار بیشتری را تا شکست تحمل نمود. البته با توجه به محدودیت نمونه‌ها نمی‌توان نتیجه‌ی قطعی گرفت.
- (۲) افزایش درصد آرماتور طولی خمشی، افزایش مقاومت در برابر شکست برشی دوطرفه را به همراه داشت. بنظر می‌رسد لازم است مطالعات بیشتری در این زمینه صورت گیرد و در روابط مقاومت برشی دوطرفه لحاظ گردد.
- (۳) رفتار پس از حداکثر بار^۹ در نمونه‌های دارای درصد آرماتور طولی کمتر، نرم‌تر بوده است، در حالی‌که نمونه‌های با درصد آرماتور بیشتر شکست تردتر و ناگهانی‌تری را تجربه کردند.
- (۴) با بررسی نتایج ثبت شده از کرنش‌سنج‌ها، مشاهده شد که کلیدهای برشی شامل نبشی و ناودانی قبل از گسیختگی نمونه، به حد تسلیم رسیده‌اند و از حداکثر ظرفیتشان استفاده شده است اما میلگردهای خمشی تا انتهای بارگذاری به کرنش تسلیم نرسیده‌اند و شکست برشی پانچ حاکم بوده است.
- (۵) مشاهدات نشان داد که ترک اصلی از انتهای کلید برشی منشأ گرفته و با زاویه‌ای حدود ۳۵ درجه از وجه فشاری دال به سمت وجه کششی آن گسترش می‌یابد. عدم درگیری بتن زیر کلید برشی و شبکه آرماتور تحتانی با ترک برشی می‌تواند کاهش مقاومت برشی دوطرفه را به همراه داشته باشد.
- (۶) بر اساس آزمایشات صورت گرفته، به نظر می‌رسد که استفاده از روابط آیین‌نامه‌ای تدوین‌شده برای دال و ستون بتنی یکپارچه، به‌طور کامل با رفتار سیستم‌های دوگانه سازگار نبوده و دقت کافی در برآورد مقاومت برش دوطرفه را ارائه نمی‌دهد. یکی از دلایل این امر، امکان لغزش ستون نسبت به دال در ناحیه‌ی اتصال زیر نبشی یا ناودانی است.

مراجع

- [1] National Building Regulations No. 9. (2020). *Design and Construction of Reinforced Concrete Buildings*. Iran: Road, Housing and Urban Development Research Center.
- [2] ACI Committee 318. (2019). *Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-19)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
- [3] CEN (European Committee for Standardization). (2004). Eurocode 2: Design of concrete structures, part 1/1 – General Rules for buildings. European Committee for Standardizations, Brussels.
- [4] Canadian Standards Association. (2014). *CSA standard A23.3-14: Design of concrete structures*. Canadian Standards Association.
- [5] Bompa, D. V., & Elghazouli, A. Y. (2023). *Design of Hybrid Structures*. CRC Press, 271-336.
- [6] Lee, C. H., Kim, J. W., & Song, J. G. (2008). Punching shear strength and post-punching behavior of CFT column to RC flat plate connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 64(4), 418-428.
- [7] Su, Y., & Tian, Y. (2009). Experimental study of RC slab-CFT column connections under seismic deformations. In *Challenges, Opportunities and Solutions in Structural Engineering and Construction*, CRC Press, 337-342.
- [8] Eder, M., Vollum, R., Elghazouli, A. (2012). Performance of ductile RC flat slab to steel column connections under cyclic loading, *Engineering Structures*, 36, 239-257.
- [9] Kim, J. W., Lee, C. H., & Kang, T. H. K. (2014). Shearhead Reinforcement for Concrete Slab to Concrete-Filled Tube Column Connections. *ACI Structural Journal*, 111(3).
- [10] Bompa, D. V., & Elghazouli, A. Y. (2016). Structural performance of RC flat slabs connected to steel columns with shear heads. *Engineering Structures*, 117, 161-183.
- [11] Yan, P. Y., & Wang, Y. C. (2016). Hybrid steel tubular column/flat slab construction—Development of a shearhead system to improve punching shear resistance. *Journal of Constructional Steel Research*, 119, 154-168.
- [12] Lee, C. H., Kang, T. H., Kim, J. W., Song, J. K., & Kim, S. (2019). Seismic performance of concrete-filled tube column-reinforced concrete slab connections with shearhead keys. *ACI Structural Journal*, 116(2), 233-244.
- [13] Yu, J. L., & Wang, Y. C. (2020). Punching Shear Behavior of an Innovative Connection between Steel-Tubular Column and Flat-Concrete Slab. *Journal of Structural Engineering*, 146(8), 04020159.
- [14] Rafiee, S., Hosseini, A., & Marefat, M. S. (2021). Seismic details for exterior connections of post-tensioned flat slabs to steel columns using steel plates, vertical stiffeners and bolts. *Journal of Building Engineering*, 36, 102140.

⁹ Post-peak behaviour

- [15] Nguyen-The, D., Thai, S., Nguyen-Van, H., & Ngo-Huu, C. (2025, April). Numerical modelling of punching shear behaviour of reinforced concrete flat slab and CFT column connections using steel plates. In *Structures* (Vol. 74, p. 108594).
- [16] IRNA, (2022). [online] Available at: <https://www.irna.ir/news/84855815/> [Accessed 18 Feb. 2025].
- [17] Kinnunen, S., & Nylander, H. S. E. (1960). *Punching of concrete slabs without shear reinforcement*. Elander Boktryckeri Aktiebolag.
- [18] Muttoni, A. (2008). Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement. *ACI structural Journal*, 105(4), 440-450.
- [19] Guandalini, S., Burdet, O., & Muttoni, A. (2009). Punching tests of slabs with low reinforcement ratios. *ACI Structural Journal*, 106(1), 87-95.
- [20] Bompa, D. V., & Onet, T. (2016). Punching shear strength of RC flat slabs at interior connections to columns. *Magazine of Concrete Research*, 68(1), 24-42.
- [21] Fernández Ruiz, M., Muttoni, A., & Kunz, J. (2010). Strengthening of flat slabs against punching shear using post-installed shear reinforcement. *ACI Structural Journal*, 434-442.
- [22] Lips, S., Fernández Ruiz, M., & Muttoni, A. (2012). Experimental investigation on punching strength and deformation capacity of shear-reinforced slabs. *ACI Structural Journal*, 109(6), 889-900.
- [23] Corley, W. G., & Hawkins, N. M. (1968, October). Shearhead reinforcement for slabs. In *Journal Proceedings* (Vol. 65, No. 10, pp. 811-824).
- [24] Chana, P. S., & Birjandi, F. K. (1996). Design Guidance on Structural Steel Shear-Heads in Concrete (Shear-Head Development Tests). *Concrete Research and Innovation Centre, Imperial College, London*. Report No. CRIC95/001/F.
- [25] Bompa, D. V., & Elghazouli, A. Y. (2020). Nonlinear numerical simulation of punching shear behavior of reinforced concrete flat slabs with shear-heads. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 14, 331-356.
- [26] Jiang, M., Shi, Q., & Jing, X. (2024). Experimental investigation on punching behaviour of slab-column connections with vertical steel sheets. *Journal of Constructional Steel Research*, 219, 108741.
- [27] Zhou, L., Huang, Y., & Chen, B. (2021, October). Punching shear behavior of slab-column connections embedded with steel skeletons. In *Structures* (Vol. 33, pp. 2879-2892).
- [28] Yan, P., & Wang, Y. C. (2014). Behaviour of steel tube-reinforced concrete flat slab shearhead systems. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 167(11), 667-677.
- [29] ASTM A615/A615M-24. (2024). *Standard specification for deformed and plain carbon-steel bars for concrete reinforcement*.