

Experimental evaluation of new details for connections of post-tensioned flat slabs to steel columns

Sahand Rafiee¹, Abdollah Hosseini², Mohammad Sadegh Marefat^{3*}

1- PhD candidate, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

2 -Associate Professor, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

3 -Professor, School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

ABSTRACT

One type of structural systems that has received growing attention in recent years, includes post-tensioned flat slabs and steel columns. This system has significant economic and professional advantages. But, seismic behavior of the connection between flat slab and steel column, which is principally designed for gravity loads, is in doubt. In this regard, these connections should have sufficient ductility under lateral deformations. Although details for the connections of nonprestressed slabs to steel columns are published in the technical references, which usually include steel shear heads, but specific details for post-tensioned slabs have rarely been published in the literature. In this study, new details have been proposed for the connections of post-tensioned flat slabs to steel columns. These details include horizontal steel plates, vertical steel stiffeners and high strength shear bolts. To evaluate the proposed details, a half scale test specimen was built and was subjected to lateral cyclic loading with increasing amplitude. The test shows that the proposed connection could withstand relatively large displacements up to a drift of 6%, without loss of strength and/or gravity bearing capacity and/or significant failure. According to this study, the proposed details have sufficient ductility under lateral loading and provide a favorable seismic performance.

ARTICLE INFO

Receive Date: 07 June 2020

Revise Date: 12 August 2020

Accept Date: 23 November 2020

Keywords:

Flat slab-steel column
connection
Post-tensioned flat slab
Cyclic lateral loading
Ductility
Seismic details

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.234207.2162>

*Corresponding author: Mohammad Sadegh Marefat
Email address: mmarefat@ut.ac.ir

ارزیابی آزمایشگاهی جزئیات جدید برای اتصال دال تخت پیش‌تنیده به ستون فولادی

سه‌م‌د رفیعی^۱، عبدالله حسینی^۲، محمدصادق معرفت^{۳*}

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران

۳- استاد، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران

چکیده

یکی از سیستم‌های سازه‌ای که در سال‌های اخیر در ساختمان‌ها مورد توجه روزافزون قرار گرفته است شامل دال تخت پیش‌تنیده و ستون فولادی می‌باشد. این سیستم از مزیت‌های اقتصادی و اجرایی قابل توجه برخوردار است ولی رفتار لرزه‌ای اتصال دال تخت به ستون، که اصولاً برای بار ثقلی طراحی می‌شود، با شک و تردید مواجه است. بدین لحاظ، این اتصالات بایستی از شکل‌پذیری کافی در برابر جابجایی‌های جانبی برخوردار باشند. گرچه در مراجع فنی، جزئیاتی برای اتصال دال تخت غیرپیش‌تنیده به ستون فولادی ارائه شده، که معمولاً شامل کلاهک برشی فولادی می‌باشد، ولی جزئیات خاصی برای دال تخت پیش‌تنیده، در ادبیات فنی ارائه نشده است. در این مطالعه، جزئیات جدیدی برای اتصال دال تخت پیش‌تنیده به ستون فولادی ارائه شده است. این جزئیات شامل ورق‌های فولادی افقی، سخت‌کننده‌های فولادی قائم و پیچ‌های پرمقاومت برشی می‌باشد. به منظور ارزیابی جزئیات ارائه‌شده، نمونه آزمایشگاهی در مقیاس نیم ساخته شده و تحت آزمایش رفت و برگشتی با دامنه افزایش‌یابنده قرار گرفته است. آزمایش نشان می‌دهد که اتصال ارائه‌شده می‌تواند جابجایی‌های نسبتاً بزرگ جانبی تا حدود ۶٪ دریافت را، بدون افت مقاومت و/یا از دست رفتن ظرفیت باربری ثقلی و/یا تخریب قابل توجه، تحمل نماید. طبق این مطالعه، جزئیات ارائه‌شده از شکل‌پذیری کافی در برابر بارگذاری جانبی و عملکرد لرزه‌ای مطلوب برخوردار است.

کلمات کلیدی: اتصال دال تخت-ستون فولادی، دال تخت پیش‌تنیده، بارگذاری جانبی چرخه‌ای، شکل‌پذیری، جزئیات لرزه‌ای

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.234207.2162	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2020.234207.2162	۱۴۰۰/۰۹/۳۰	۱۳۹۹/۰۹/۰۳	۱۳۹۹/۰۹/۰۳	۱۳۹۹/۰۵/۲۲	۱۳۹۹/۰۳/۱۸
محمدصادق معرفت mmarefat@ut.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

امروزه یکی از سیستم‌های متداول سازه‌ای در ساختمان‌ها در سطح جهان، سیستم دال تخت-ستون می‌باشد. استفاده از سیستم دال تخت به دلایلی از جمله سهولت اجرا و کاهش هزینه ساخت، رواج یافته است. دال تخت عموماً بر دو نوع است، یکی پیش‌تنیده^۱ (PT) و دیگری غیرپیش‌تنیده^۲ (RC)، استفاده از سیستم دال تخت پیش‌تنیده-ستون در بسیاری از کشورها در سازه‌های ساختمانی محبوبیت زیادی پیدا کرده است. ساخت این نوع سازه به دلایل مختلفی از جمله: ملاحظات اقتصادی، کاهش یافتن ارتفاع طبقات و امکان ایجاد طبقات بیشتر نسبت به سیستم مشابه دال تخت و یا تیر-ستون، سهولت اجرا، امکان ایجاد فضای مناسب برای معماری، تسهیل در نصب و اجرای تأسیسات ساختمانی، امکان پذیرش ساخت دهانه‌های بزرگ و لاغر، مسائل مرتبط با حد بهره‌برداری نظیر کنترل ترک و نیز کاهش زمان اجرا نسبت به سیستم قاب خمشی (سیستم تیر-ستون) و قاب خمشی به همراه دیوار برشی، گسترش یافته است.

دال‌های تخت عموماً متکی به ستون‌های بتن مسلح می‌باشند ولی ستون‌های فولادی به دلیل مزیت‌های معماری (ستون‌های فولادی نسبت به بتنی لاغرتر هستند)، مزیت‌های اجرایی (مانند سرعت ساخت بالاتر) و شکل‌پذیری مطلوب فولاد، می‌تواند جایگزین مناسبی به جای ستون بتن مسلح، به خصوص در مناطق لرزه‌خیز باشد. در سال‌های اخیر، تحقیقاتی در رابطه با اتصال دال تخت بتن مسلح غیرپیش‌تنیده به ستون فولادی انجام شده است [۱-۷]، که معمولاً از کلاهک برشی فولادی^۳ به عنوان جزء اصلی اتصال دال به ستون بهره برده‌اند. ولی در دال تخت پیش‌تنیده به دلیل پروفیل تاندون‌ها و چینش آن‌ها، استفاده از کلاهک برشی و پروفیل مدفون، به خصوص در اتصال دال به ستون لبه، با مشکل تداخل مواجه می‌شود. از طرفی وجود پروفیل‌ها برای رفتار برشی شکل‌پذیر ضروری است ولی در ادبیات فنی جزئیات کامل و مشخصی برای این نوع اتصال، ارائه نشده است.

همانطور که اشاره شد، استفاده از جزئیات فولادی موجود اتصال دال تخت بتن مسلح غیرپیش‌تنیده به ستون فولادی، برای دال پیش‌تنیده با مشکلاتی مواجه است و در ادبیات فنی جزئیات مشخصی برای این نوع اتصال، ارائه نشده است. در این تحقیق، جهت اتصال دال تخت پیش‌تنیده با تاندون‌های نچسبیده^۴ به ستون فولادی، جزئیات جدیدی ارائه شده است. این جزئیات، شامل ورق‌های فولادی بالا و پایین، که در محل اتصال به ستون جوش شده‌اند، سخت‌کننده‌های عمودی و پیچ‌های پرمقاومت پس‌کشیده شده، می‌باشد؛ به طوری که اتصال ارائه شده می‌تواند علاوه بر ایجاد مسیرهای مناسب انتقال نیرو از دال تخت به تکیه‌گاه و ایجاد مقاومت کافی در برابر ترکیب بار ثقلی محتمل، از شکل‌پذیری کافی در برابر حرکات جانبی نیز برخوردار باشد. این جزئیات دارای این مزیت است که مشکل تداخل اتصال با تاندون‌های پیش‌تنیدگی را حل می‌کند. با توجه به آنکه اتصال دال تخت به ستون در برابر تنش‌های اضافی و تغییرشکل‌های ناشی از زلزله، آسیب‌پذیر می‌باشند [۸، ۹]. از این رو، طبق آیین‌نامه ACI 318 [۱۰]، سیستم دال تخت در مناطق با خطر لرزه‌خیزی بالا و سیستم دال تخت پیش‌تنیده با تاندون‌های نچسبیده در تمامی مناطق لرزه‌خیز، تنها به عنوان سیستم مقاوم باربر ثقلی، می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. اتصالات این دال‌ها تحت بارگذاری جانبی، به دلیل سازگاری تغییرمکانی با سیستم مقاوم باربر جانبی نظیر دیوار برشی، باید شکل‌پذیری کافی را داشته باشد و بتواند باربری ثقلی خود را بدون وقوع گسیختگی‌های ترد، نظیر گسیختگی برش پانچ، تا حد دریافت طراحی سازه حفظ نماید. برای بررسی این موضوع، یک نمونه آزمایشگاهی با مقیاس نیم از اتصال دال تخت پیش‌تنیده به ستون فولادی لبه با جزئیات ارائه شده ساخته شده و تحت بارگذاری جانبی چرخه‌ای معکوس‌شونده (تا ۶٪ دریافت) قرار داده شده است، تا عملکرد لرزه‌ای و شکل‌پذیری آن بررسی گردد.

¹ Post-Tensioned slab

² Reinforced Concrete slab

³ Steel shear-head

⁴ Unbonded tendons

۲- مروری بر تحقیقات گذشته

آئین نامه ACI 318 [۱۰]، برای اطمینان از شکل پذیری کافی اتصال، دریافت طراحی سازه را برای دال تخت با توجه به نسبت برش ثقلی اتصال^۵ (GSR)، محدود کرده است. چرا که مطالعات گذشته [۱۵-۱۱] نشان می‌دهند، ظرفیت شکل پذیری جانبی اتصالات دال تخت به ستون، به شدت تحت تاثیر مقدار بارگذاری ثقلی دال می‌باشد، بطوری که با افزایش مقدار بار ثقلی ظرفیت تغییر مکان جانبی و ظرفیت جذب انرژی چرخه‌ای کاهش می‌یابد. همچنین در صورت استفاده از تسلیح برشی در ناحیه اتصال در دال، شکل پذیری اتصال افزایش یافته و باعث کاهش خسارت و توسعه ترک در اثر عملکرد برش پانچ می‌گردد و زوال مقاومت پس از جاری شدن را کاهش می‌دهد [۸، ۱۱، ۱۶، ۱۷].

تاکنون مطالعات آزمایشگاهی متعددی [۱۷-۲۸] جهت بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال دال تخت پیش تنیده به ستون بتنی انجام شده است. در این آزمایشات اتصالات خارجی و داخلی مورد بررسی قرار گرفته‌اند. نسبت برش ثقلی (GSR) در این آزمایشات در حدود ۰/۲۱~۰/۸۸ قرار دارد (در بیشتر آزمایشات موجود GSR در حدود ۰/۲۵~۰/۵۵ است). پارامترهای متغیر دیگر در این آزمایشات، استفاده و یا عدم استفاده از آرماتورهای تحتانی یکپارچگی سازه‌ای و آرماتورگذاری برشی و نیز تغییر آرایش تاندون‌ها در جهت بارگذاری جانبی (آرایش دسته شده یا آرایش گسترده) می‌باشند.

بطور خلاصه از مطالعات موجود، این نتایج حاصل شده است که در اتصالات خارجی (اتصال دال به ستون لبه)، استفاده از آرایش دسته شده عمود بر لبه آزاد دال باعث افزایش مقاومت قبل از جاری شدن در اتصال، به دلیل ایجاد تمرکز پیش تنیدگی در این ناحیه، می‌گردد [۲۵] ولی در اتصال داخلی چنین تأثیری در مقاومت قبل از جاری شدن دیده نشده است [۲۶]. در مجموع، اتصال دال پیش تنیده با آرایش دسته شده تاندون‌ها در راستای بارگذاری جانبی، ظرفیت دریافت جانبی و شکل پذیری کمتری نسبت به اتصال دال پیش تنیده با آرایش گسترده تاندون‌ها در راستای بارگذاری جانبی دارد [۱۸-۲۰، ۲۴، ۲۵، ۲۷]. استفاده از آرماتورگذاری تحتانی در ناحیه اتصال که از ناحیه محصور ستون نیز عبور کند، در رفتار اتصال تحت بارگذاری جانبی، حائز اهمیت است و استفاده از این آرماتورها توصیه شده، هر چند با عبور تاندون‌های پیش تنیدگی و عدم استفاده از آرماتورگذاری تحتانی، گسیختگی پیشرونده یا فروریزی در دال رخ نداده است [۱۹]. همچنین اتصالات دال تخت پیش تنیده به ستون که دارای آرماتورهای تحتانی می‌باشند، شکل پذیری، ظرفیت جذب انرژی و ظرفیت تغییر شکل جانبی بالاتری نسبت به همین اتصال بدون آرماتورگذاری تحتانی دارند [۱۸، ۱۹].

با توجه به مطالعات آزمایشگاهی ذکر شده، مشاهده شده است که اتصالات دال تخت پیش تنیده-ستون، ظرفیت تغییر مکان جانبی بیشتری نسبت به اتصالات دال تخت غیرپیش تنیده دارند [۲۹]. همچنین اتصال دال تخت پیش تنیده به ستون به کل ظرفیت خمشی خود قبل از وقوع گسیختگی پانچ رسیده‌اند، ولی اتصال دال تخت بتن مسلح قبل از رسیدن به ظرفیت مقاومت خمشی، گسیختگی ترد پانچ را تجربه کرده است [۱۸]. بدین لحاظ ACI 318-19 [۱۰]، رابطه جداگانه‌ای برای اتصالات دال‌های تخت پیش تنیده به ستون (رابطه ۱)، جهت برآورد ظرفیت دریافت جانبی بر اساس نسبت برش ثقلی اتصال، ارائه کرده است (قابل ذکر است که در نسخه‌های پیشین آئین نامه ACI 318، رابطه جداگانه‌ای برای دال تخت پیش تنیده ارائه نشده است). در رابطه ۱، $GSR = V_{u,g} / \phi V_c$ است، که $V_{u,g}$ میزان برش ثقلی، V_c مقاومت برشی بتن و ϕ ضریب کاهش مقاومت است.

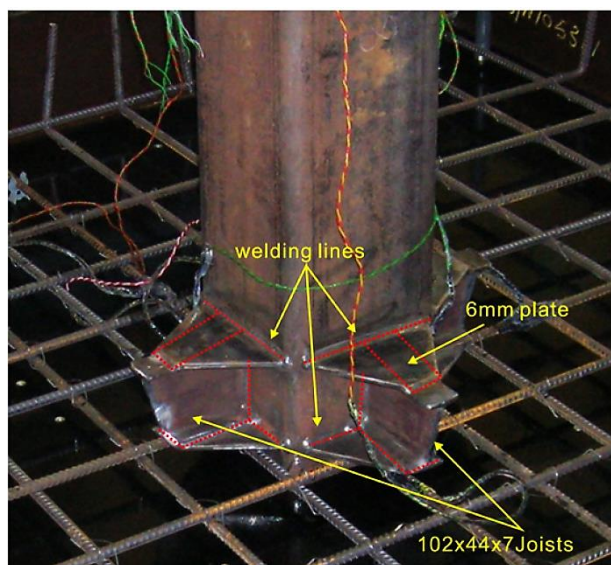
$$DR_u = \begin{cases} 0.04-0.05GSR & (\text{for } GSR \leq 0.6) \\ 0.1 & (\text{for } GSR > 0.6) \end{cases} \quad (1)$$

یکی از انواع اتصالات دال تخت، مربوط به سیستم دال تخت متکی بر ستون فولادی است. در تحقیقاتی که جهت ارائه جزییات این نوع اتصال انجام شده است، معمولاً از کلاهی برشی با پروفیل مدفون I شکل استفاده شده است [۱-۶] و گاهی در مجاورت ستون از ورق‌های فولادی تحتانی و/یا فوقانی بصورت ورق‌های گیرداری [۳] (شکل ۱) و یا بصورت ورق‌های پیوستگی [۲، ۳] استفاده شده است. در

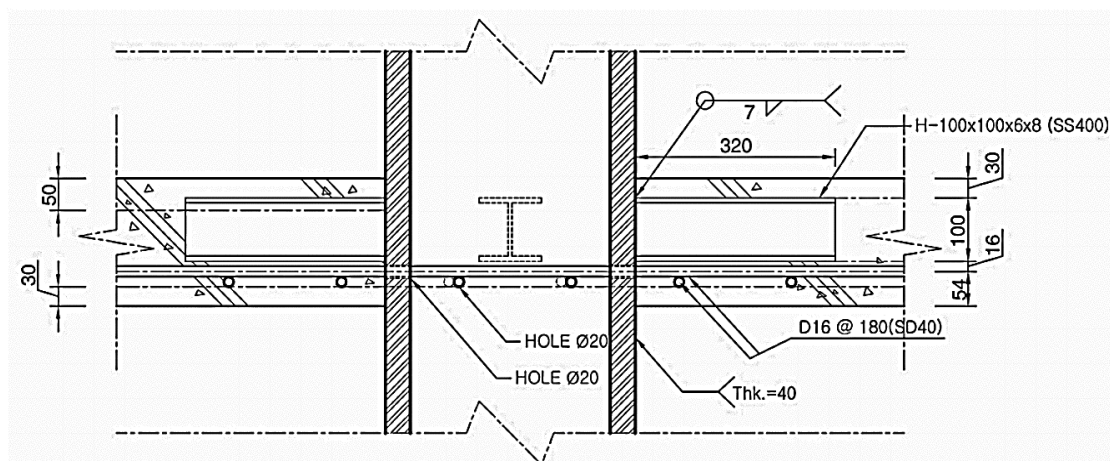
⁵ Gravity Shear Ratio

برخی جزئیات ارائه شده [۳، ۶]، سوراخ‌هایی در ستون فولادی پر شده از بتن^۶ (CFT) جهت عبور آرماتورهای فوقانی موجود در عرض ستون و آرماتورهای تحتانی، تعبیه شده است (شکل ۲). قابل ذکر است که در این مطالعات، دالها، غیرپیش‌تنیده (RC) می‌باشند.

بطور خلاصه از مطالعات ذکر شده [۱-۶]، این نتایج حاصل شده است که استفاده از ورق فولادی تحتانی، در درجه اول و استفاده از ورق‌های تحتانی و فوقانی، جهت اتصال کلاhek برشی به ستون فولادی، در درجه دوم، تأثیر بسزایی بر عملکرد اتصال دارند، که علاوه بر تأمین شکل‌پذیری مطلوب، از گسیختگی‌های موضعی که می‌تواند در بتن در ناحیه اتصال و در مجاورت ستون رخ دهد، جلوگیری می‌کنند. همچنین عبور آرماتورهای تحتانی و فوقانی از ستون، نقش تعیین‌کننده در بهبود رفتار و مقاومت پس از گسیختگی پانچ دارد. پارامتر مؤثر دیگر بر رفتار این اتصالات، طول کلاhek برشی است که با افزایش آن، مقاومت برشی اتصال افزایش خواهد یافت. قابل ذکر است که در مطالعه آزمایشگاهی ادر و همکاران^۷ [۱] به بررسی رفتار اتصال تحت بارگذاری جانبی پرداخته شده و در سایر مطالعات [۲-۶] رفتار اتصال تحت بار قائم افزایش‌دهنده مورد بررسی قرار گرفته است.



شکل ۱: کلاhek برشی و جزئیات مورد استفاده توسط یان و وانگ [۳]



شکل ۲: جزئیات مورد استفاده توسط لی و همکاران [۶]

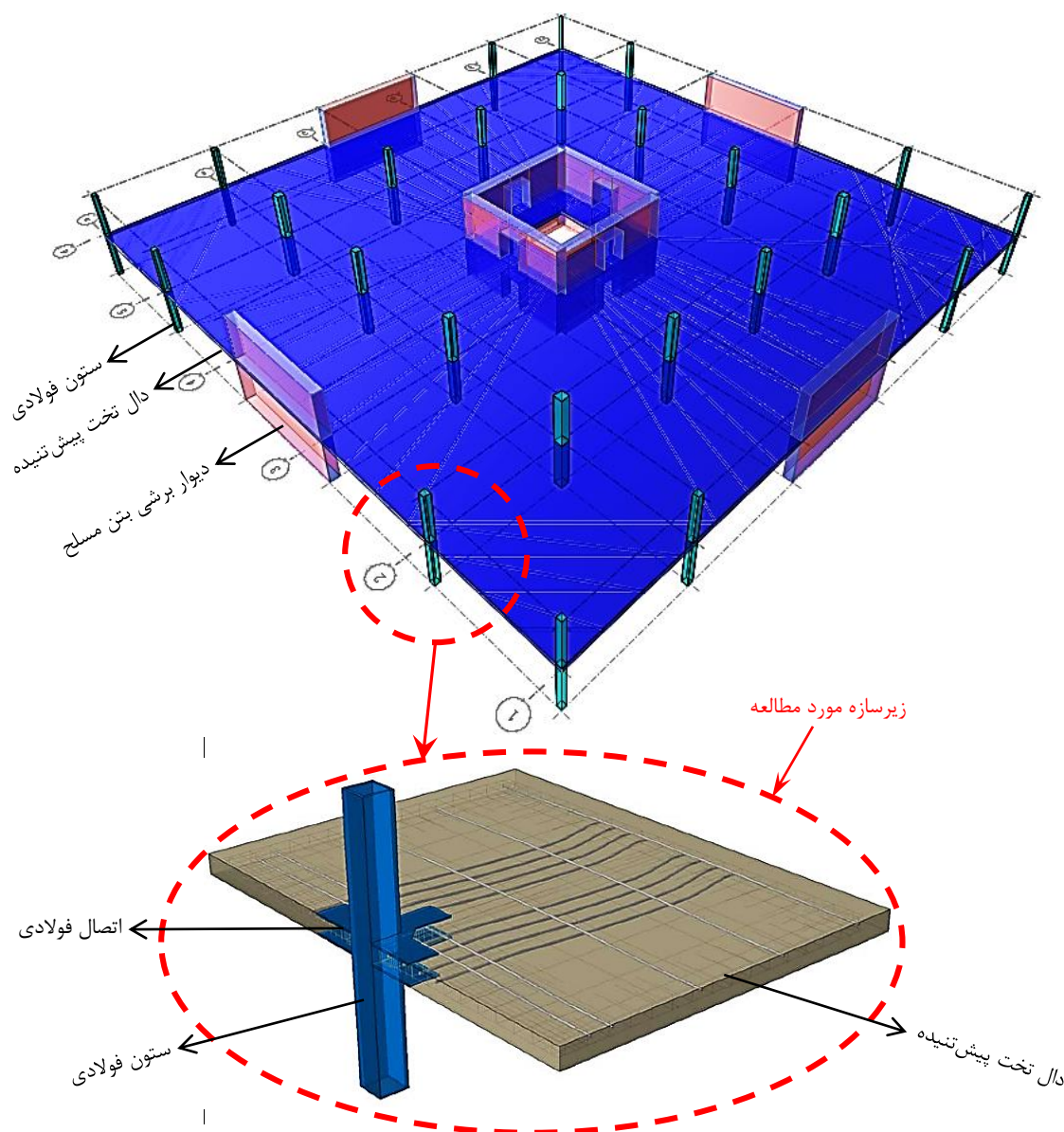
^۶ Concrete fill tube

^۷ Eder et al.

۳- برنامه کار آزمایشگاهی و جزییات آن

۳-۱- ساختمان مینا

یک ساختمان متداول مسکونی هشت طبقه، با پنج دهانه ۸/۵ متری در هر دو سمت متعامد و با ارتفاع طبقات ۳/۱۶ m، به‌عنوان ساختمان مینا، مدنظر طراحی قرار گرفت. دال تخت پیش‌تنیده به‌عنوان سیستم باربر ثقلی و دیوار بتن مسلح ویژه به‌عنوان سیستم باربر جانبی، در این ساختمان استفاده شده‌اند. فرض شده است که این ساختمان در منطقه با خطر لرزه‌خیزی بالا قرار گرفته است. ضخامت دال ۲۴۰ mm در نظر گرفته شده است. بار مرده ۷/۱ kPa، بار زنده ۲ kPa و بار تیغه‌ها ۰/۷۵ kPa، براساس توصیه ASCE 7-16 [۳۰]، لحاظ شده است. تاندون‌های دسته‌شده در یک جهت و تاندون‌های گسترده در جهت عمود بر آن، برای دال پیش‌تنیده، استفاده شده است. تنش فشاری متوسط دال (f_{pc}) برابر ۱/۲۳ MPa است، که در محدوده ۰/۳~۹/۴۴ Mpa و مورد تأیید ACI 318 [۱۰]، قرار دارد. به منظور بررسی آزمایشگاهی اتصال دال تخت پیش‌تنیده به ستون فولادی با جزییات ارائه‌شده در این تحقیق و برآورد بارگذاری ثقلی محتمل اعمالی به اتصال مورد آزمایش، یکی از اتصالات دال به ستون لبه (اتصال خارجی) ساختمان مینا، مدنظر قرار گرفته است (یک طبقه از ساختمان مینا و زیرسازه مورد مطالعه در شکل ۳ قابل ملاحظه است).

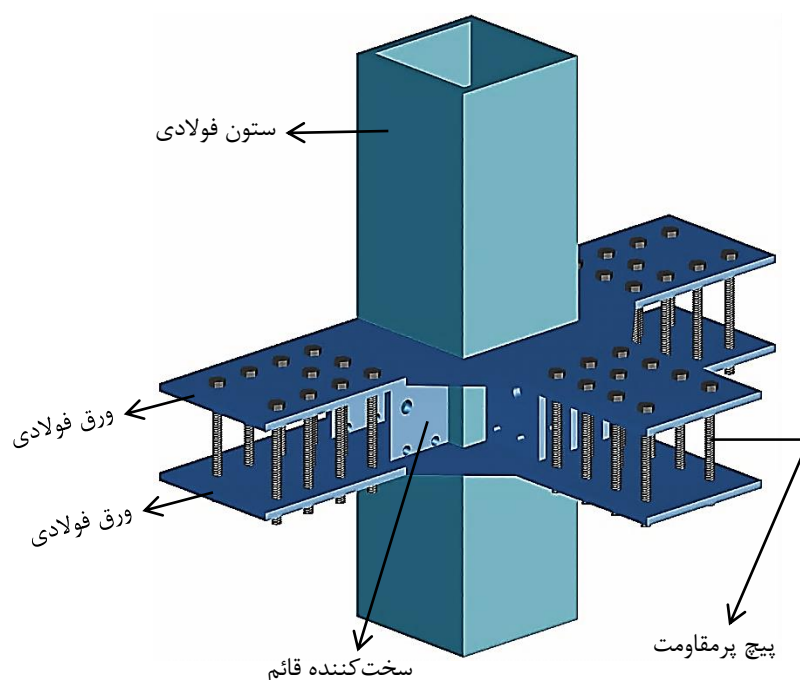


شکل ۳: نمایی از یک طبقه ساختمان مینا و زیرسازه مورد مطالعه با اتصال فولادی ارائه شده

۲-۳- جزئیات اتصال فولادی ارائه شده

در این تحقیق، جهت اتصال دال تخت پیش تنیده به ستون فولادی، از ورق‌های فولادی بالا و پایین که در محل اتصال به ستون جوش شده‌اند و با سخت‌کننده‌های عمودی فولادی تقویت گردیده‌اند و با پیچ‌های پرمقاومت پس کشیده شده، به دال متصل شده‌اند، استفاده شده است. به طوری که مسیرهای مناسب برای انتقال نیرو به تکیه‌گاه فراهم باشد. طرح کلی اتصال با جزئیات ارائه شده، در شکل ۴ قابل مشاهده است. در اتصال فولادی ارائه شده: شکل هندسی ورق‌های فولادی اتصال، بر مبنای ناحیه آسیب پذیر دال در مجاورت ستون لبه انتخاب شده است. از سخت‌کننده‌های قائم جهت افزایش ظرفیت برشی و خمشی اتصال استفاده شده است و در این سخت‌کننده‌ها، سوراخ‌هایی جهت عبور تاندون‌ها و آرماتورهای چسبیده فوقانی موجود در این ناحیه و نیز آرماتورهای چسبیده تحتانی از ناحیه محصور ستون، تعبیه شده است. همچنین، پیچ‌های پرمقاومت تمام‌رزه، به منظور ایجاد مسیر انتقال نیرو از دال به ورق‌های فولادی، اتصال

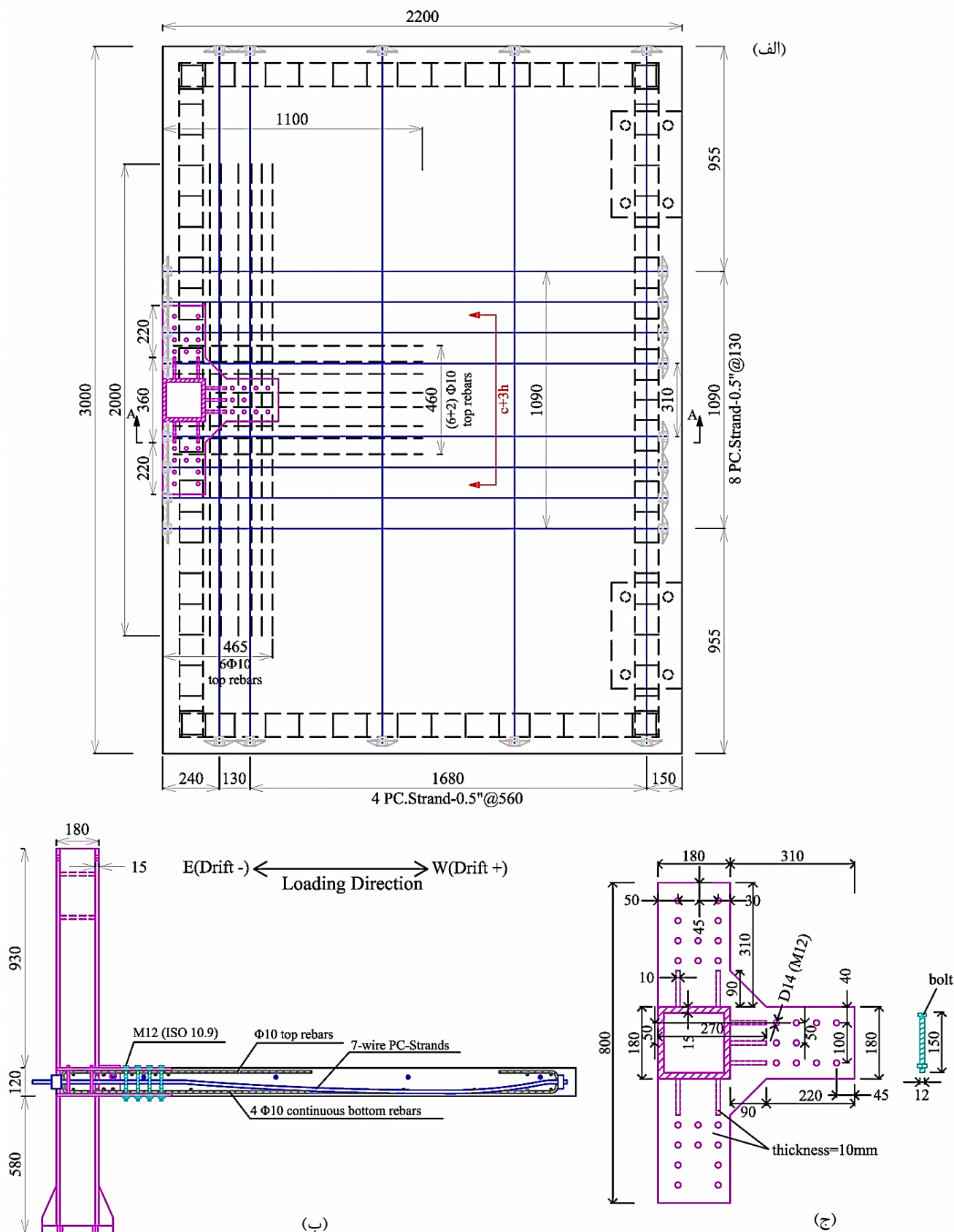
ورق های فولادی فوقانی و تحتانی به یکدیگر، یکپارچگی عملکرد فولاد و بتن در ناحیه اتصال و افزایش مقاومت برشی در ناحیه بحرانی برش پانچ، استفاده شده اند. این پیچ ها پس از حصول مقاومت کافی بتن، پیش تنیده می شوند.



شکل ۴: جزئیات ارائه شده برای اتصال دال تخت به ستون فولادی

۳-۳- نمونه آزمایشگاهی و جزئیات آن

نمونه آزمایشگاهی به منظور ارزیابی جزئیات ارائه شده برای اتصال دال تخت پیش تنیده به ستون فولادی لبه، ساخته شده است. مقیاس نمونه آزمایشگاهی، نیم (۰/۵) می باشد. فرض شده است که نقطه عطف تقریباً در وسط دهانه دال و در وسط ارتفاع ستون، در بارگذاری جانبی باشد. ابعاد دال نمونه آزمایشگاهی در راستای بارگذاری جانبی ۲/۲ m، در جهت عمود بر آن ۳ m و ضخامت دال ۱۲۰ mm می باشد. در نمونه آزمایشگاهی از آرایش دسته شده در راستای بارگذاری جانبی و آرایش گسترده در راستای عمود بر آن، استفاده شده است. حداقل آرماتورهای طولی فوقانی، طبق ACI 318 [۱۰] محاسبه شده اند و آرماتورهای طولی تحتانی نیز بر اساس حداقل آرماتور یکپارچگی سازه ای، طبق ACI 318 [۱۰] تأمین شده اند و از داخل سخت کننده ها عبور داده شده اند. پوشش خالص بتن در نمونه، ۱۲ mm در نظر گرفته شده است. همچنین در سرتاسر لبه های دال، بر اساس ACI 318 [۱۰]، شناژهایی با آرماتورهای عرضی U شکل، مربوط به ناحیه انکور پیچ تاندون های پیش تنیدگی، تعبیه شده اند. ستون فولادی، مربعی توخالی به ابعاد ۱۸۰ mm و ضخامت ۱۵ mm است. طول ناحیه سخت شده از بر ستون ۱۰۰ mm، طول قسمت مستطیل شکل ورق های فولادی ۲۲۰ mm و ضخامت ورق های فولادی و سخت کننده ها ۱۰ mm می باشد. همچنین از ۱۰ عدد پیچ M12 (ISO 10.9) بر روی هر قسمت مستطیل شکل ورق (در مجموع ۳۰ عدد پیچ در اتصال) استفاده شده است. این پیچ ها تقریباً به میزان ۵۹ kN پیش تنیده شده اند. جزئیات نمونه آزمایشگاهی، در شکل ۵ قابل مشاهده است.



شکل ۵: جزئیات نمونه آزمایشگاهی: (الف) پلان، (ب) مقطع جانبی (مقطع A-A)، (ج) جزئیات اتصال

۳-۴- مشخصات مصالح مورد استفاده

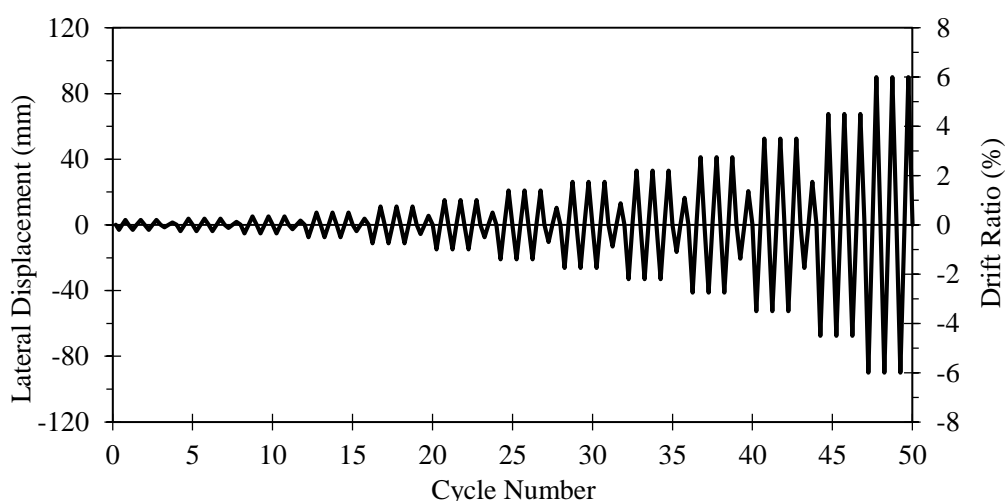
بتن با مصالح سیمان پرتلند نوع II و بتن با حداکثر مقاومت فشاری طراحی ۴۰ MPa مورد استفاده قرار گرفته است. مقاومت فشاری مکعبی بتن در روز انجام آزمایش، بطور میانگین برابر ۴۷/۵ MPa می‌باشد. از پیچ‌های پرمقاومت تمام رزوه، با قطر ۱۲ mm و با تنش نهایی طراحی ۱۰۰۰ MPa در اتصال استفاده شده است. قطر آرماتورها ۱۰ mm و از نوع آجدار با تنش طراحی جاری شدن ۴۰۰ MPa می‌باشد. جهت پیش‌تنیدگی دال، از استرندهای هفت رشته‌ای با قطر ۱۲/۷ mm و با تنش نهایی طراحی ۱۸۶۰ MPa استفاده شده است. تاندون‌ها از پیش روغن کاری شده‌اند و در داخل تیوپ‌های پلی‌اتیلن با قطر ۱۴/۹ mm جای گذاری شده‌اند. خصوصیات اندازه‌گیری شده مصالح فولادی مورد استفاده در آزمایش، در جدول ۱، آورده شده است.

جدول ۱: مشخصات اندازه‌گیری شده مصالح فولادی

نمونه	تنش جاری شدن f_y (MPa)	تنش گسیختگی f_u (MPa)	کرنش نهایی ϵ_u
ورق فولادی	۳۲۶	۴۵۵	۰/۳۰۱
پیچ پرمقاومت	۹۱۵	۱۰۵۴	۰/۰۴۶
تاندون پیش‌تنیدگی	۱۷۱۱	۱۹۱۷	۰/۰۷۵
آرماتور	۴۱۶	۶۰۲	۰/۲۴۴

۳-۵- تاریخچه بارگذاری جانبی اعمالی

بارگذاری جانبی به صورت رفت و برگشتی معکوس شونده (چرخه‌ای) و تغییرمکان-کنترل می‌باشد، که تغییرمکان‌ها به صورت افزایشده از ۰/۲٪ تا ۰/۶٪ به بالای ستون نمونه آزمایشگاهی، طبق توصیه ACI 374.1 [۳۱]، اعمال شده است. جهت اعمال تغییرمکان جانبی، از یک جک هیدرولیکی با ظرفیت ۲۵۰ kN و طول بازوی ۲۵۰ mm، استفاده شده است. تاریخچه بارگذاری جانبی، در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۶: تاریخچه بارگذاری جانبی

۳-۶- برپایش آزمایش

برپایش آزمایش جهت اعمال بارگذاری چرخه‌ای به نمونه آزمایشگاهی اتصال دال تخت پیش‌تنیده به ستون لبه، در شکل ۷، نشان داده شده است. انتهای پایینی ستون به یک مفصل متصل شده است که وسط بین مفصل، بیانگر نقطه عطف ستون می‌باشد. در زیر این مفصل، یک نیروسنج، جهت اندازه‌گیری نیروی محوری ستون و در زیر این نیروسنج یک جک هیدرولیکی به ظرفیت ۱۰۰۰ kN که به کف قوی متصل است، قرار داده شده است. ارتفاع نقاط عطف ستون از یکدیگر (فاصله محل اعمال بار جانبی از وسط بین مفصل زیر ستون) تقریباً برابر ۱/۵۸ متر است. به منظور شبیه‌سازی و تأمین شرایط مرزی در بارگذاری جانبی، از دو میله دو سر مفصل، در لبه دال، در سمت مقابل ستون، استفاده شده است. بارگذاری ثقلی و تقاضای برش اعمالی به ناحیه اتصال، به وسیله بلوک‌های بارگذاری قرار داده شده روی سطح فوقانی دال و نیز توسط بلند کردن ستون به وسیله جک هیدرولیکی، اعمال شده است. محل بلوک‌ها به نحوی تعیین شده است که نسبت ممان به برش اعمالی در اتصال، متناظر با مقادیر مورد انتظار در نمونه مینا باشد. برای اندازه‌گیری نیروی تاندون نچسبیده در طول آزمایش، از یک نیروسنج توخالی ۵۰۰ کیلو نیوتنی استفاده شده است. پیچش تصادفی خارج از صفحه دال نیز، به وسیله قاب‌های جلوگیری‌کننده از پیچش گرفته شده است.

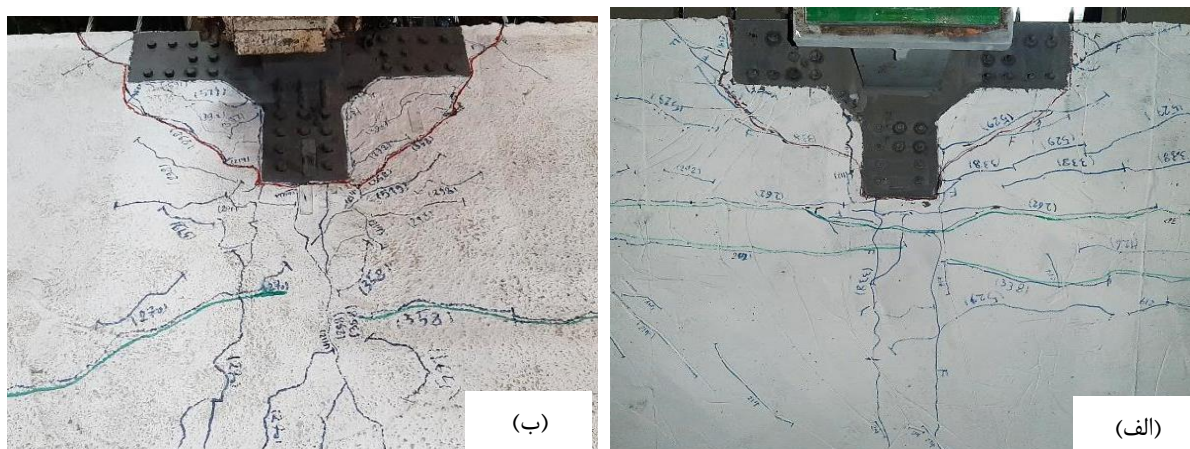




شکل ۷: برپایش آزمایش و نمونه آزمایشگاهی به همراه بارهای ثقلی: الف) نمای جلو، ب) نمای پشت

۴- خسارات مشاهده شده

در نمونه آزمایشگاهی، پس از اعمال بارگذاری ثقلی و قبل از بارگذاری جانبی، هیچ ترک‌ای در سطح دال مشاهده نگردید، که نشان‌دهنده پیش‌تنیدگی کامل دال می‌باشد. در حین بارگذاری جانبی تا دررفت 0.075% ، ترک‌ای در دال مشاهده نشده است. مابین دررفت‌های 1% تا 0.175% ، ترک‌های کوچک مویی مورب و شعاعی شروع شده و گسترش یافته‌اند. در بین دررفت‌های 0.175% تا 0.275% ، ترک‌های خمشی (عرضی) با طول قابل توجه در جلوی اتصال و نیز ترک‌های مویی پراکنده در راستای برش پنچ (در طرفین اتصال و مابین ورق‌های فولادی)، مشاهده شده‌اند. در دررفت 0.35% ، ترک‌های برشی پنچ قابل مشاهده در سطح دال، بصورت ترک به هم پیوسته، از جلوی اتصال تا نزدیکی لبه دال، گسترش یافته‌اند. در دررفت 0.45% ، ترک‌های برشی پنچ، در جداره‌ها تشکیل شده است، به طوری که ترک به هم پیوسته برش پنچ در سطح فوقانی، سطح تحتانی و جداره دال (پیرامون اتصال و محاط بر ورق‌های فولادی)، قابل مشاهده است و محیط مخروط برش پنچ بطور کامل، تشکیل گردید. در دررفت 0.6% ، ترک‌های برشی پنچ ایجاد شده در جداره دال، توسعه یافته و باز شده‌اند. در این دررفت، ترک‌های خمشی (عرضی) و طولی نیز بازتر شده‌اند. خسارت‌های ایجاد شده در حالت نهایی (دررفت 0.6%)، در شکل ۸ نشان داده شده‌اند.



شکل ۸: خسارت‌های ایجاد شده در دال در حالت نهایی: الف) سطح تحتانی، ب) سطح فوقانی

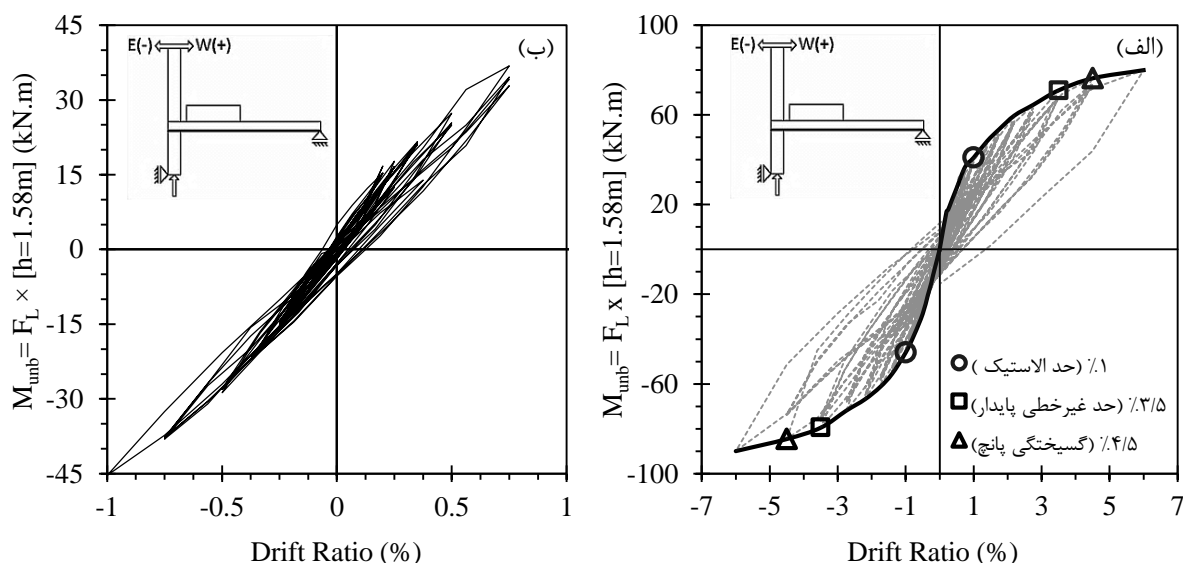
در مجموع از بررسی خسارت‌های وارد شده به دال، این نتایج حاصل شده است:

- تحت بار ثقلی کامل و بدون بار جانبی، نمونه آزمایشگاهی سالم باقی ماند.
- با اعمال بار جانبی در حدود دررفت ۱٪، ترک خوردگی دال، پیرامون ورق‌های فولادی، شروع شد.
- از دررفت ۱٪ تا دررفت ۳/۵٪، عمده خسارت‌های ایجاد شده از نوع ترک خمشی می‌باشد.
- از دررفت ۳/۵٪ تا ۴/۵٪، ترک خوردگی و خسارت‌های قابل توجه از نوع ترک برشی پانچ، گسترش یافته و کامل شده‌اند.
- از دررفت ۴/۵٪ تا ۶٪، عمدتاً عرض ترک‌ها بیشتر شده است.

قابل ذکر است که در نمونه آزمایشگاهی تحت بار ثقلی کامل و در طول بارگذاری جانبی، هیچ‌گونه تخریب و/یا خردشدگی بتن قابل توجهی، دیده نشده است، که می‌تواند به دلیل محصور شدگی ناحیه اتصال، تقویت برشی آن و دور شدن خسارت‌ها از بر ستون، باشد.

۵- رفتار نمونه آزمایشگاهی تحت بارگذاری جانبی

منحنی رفتار چرخه‌ای نمونه آزمایشگاهی تحت بارگذاری جانبی در برابر درصد تغییرمکان نسبی جانبی (دررفت) و منحنی پوش رفتار، در شکل ۹-الف آورده شده است. در این منحنی، لنگر، از حاصل ضرب نیروی جانبی اندازه‌گیری شده توسط جک هیدرولیکی در ارتفاع ستون مقیاس شده، به دست آمده است و دررفت جانبی، از تقسیم تفاوت تغییرمکان اعمالی از جک به ستون و تغییرمکان پایین ستون به ارتفاع ستون مقیاس شده، تعیین شده است.



شکل ۹: لنگر ناشی از بار جانبی در برابر دررفت: الف) پاسخ چرخه‌ای، ب) قسمت الاستیک رفتار

بطوری که قبلاً بیان شد، نمونه تحت بار ثقلی کامل و تا حدود دررفت ۱٪، ترک نخورده است و همانطور که در شکل ۹-ب مشاهده می‌شود، تغییر شکل ماندگاری در رفتار دیده نمی‌شود. با عبور از دررفت ۱٪، رفتار غیرخطی شروع شده است و این دررفت را می‌توان متناظر با حد رفتار الاستیک دانست.

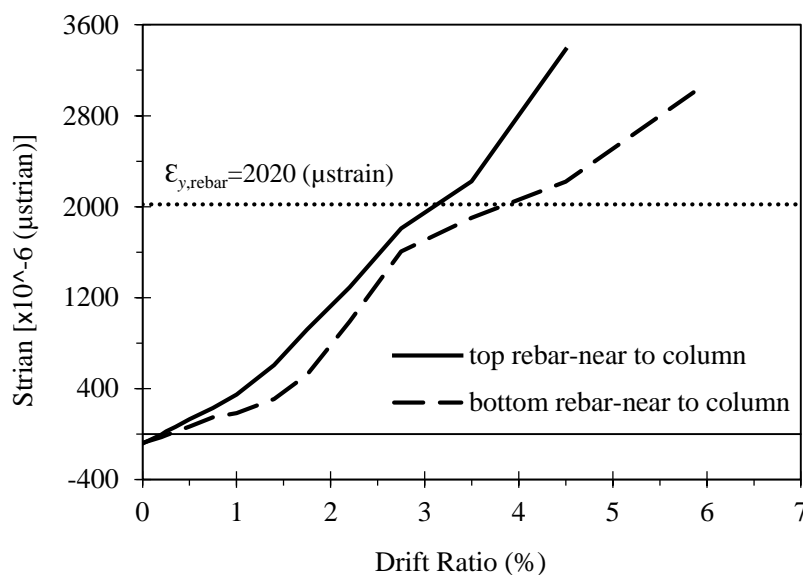
پس از دررفت ۱٪، نمونه وارد فاز غیرخطی شده و با افزایش تغییرمکان جانبی، سختی و شدت افزایش مقاومت آن، کاهش یافته است. به طوری که در فاز غیرخطی نیز پس از دررفت ۳/۵٪، افزایش مقاومت اندکی در آن مشاهده می‌گردد و نمونه تقریباً وارد محدوده پلاستیک کامل، شده است. همانطور که قبلاً بیان گردید، پس از دررفت ۱٪ تا دررفت ۳/۵٪، ترک‌های خمشی بزرگ قابل توجهی در سطح دال ایجاد شده و توسعه یافته‌اند. ولی از دررفت ۳/۵٪ تا دررفت ۶٪، نوع و گسترش خسارت‌ها تغییر یافته است (ترک‌های برشی پانچ

قابل توجه بوده و توسعه یافته‌اند). با توجه به مطالب ذکر شده، می‌توان حد توسعه کامل رفتار خمشی، متناظر با حد رفتار غیرخطی پایدار را، دررفت ۳/۵٪ دانست.

در مجموع، با توجه به خسارت‌های ایجاد شده (شکل ۸) و رفتار نمونه آزمایشگاهی تحت بارگذاری جانبی (شکل ۹-الف)، این نتیجه حاصل می‌شود که اتصال ارائه‌شده از شکل‌پذیری بالایی برخوردار است، به طوری که تا ۶٪ دررفت، افت مقاومتی و/یا تخریب بزرگ قابل توجهی، اتفاق نیفتاده است.

۶- رفتار تسلیحات فولادی نمونه آزمایشگاهی طی بارگذاری جانبی

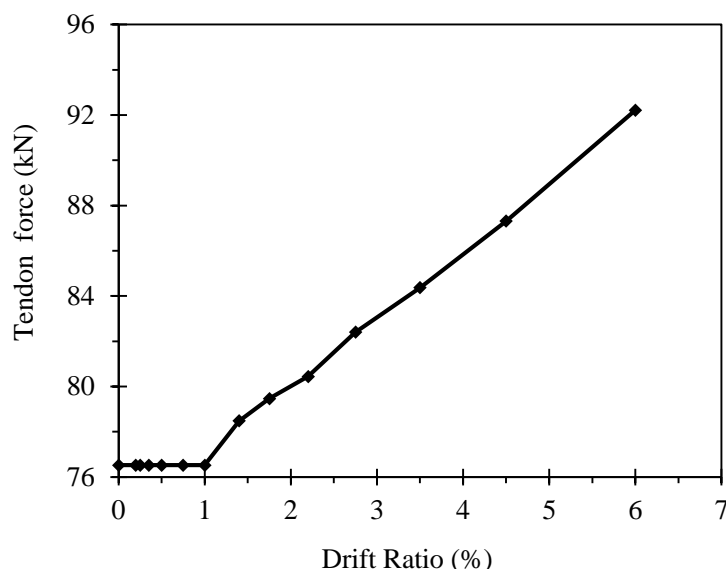
آرماتورهای چسبیده طولی، در حین بارگذاری جانبی، جاری شده‌اند. کرنش حد جاری شدن، تقریباً برابر ۰/۰۰۲ است. در شکل ۱۰، تغییرات کرنش برای آرماتورهای چسبیده طولی فوقانی و تحتانی، تحت اثر بارثقلی کامل و در طول بارگذاری جانبی در برابر تغییرشکل اتصال، نشان داده شده است. کرنش‌ها در فاصله ۲۷۵ mm از لبه دال و برای دو آرماتور فوقانی و یک آرماتور تحتانی مجاور ستون که از داخل سخت‌کننده‌ها عبور کرده‌اند، اندازه‌گیری شده‌اند. این آرماتورها، همراستا با جهت بارگذاری جانبی می‌باشند. همانطور که در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود، آرماتورهای فوقانی مجاور ستون، در دررفت حدود ۳/۱٪ و آرماتورهای تحتانی مجاور ستون، در دررفت حدود ۳/۹٪ به حد جاری شدن، رسیده‌اند. ولی تغییرشکل‌های بزرگ و تغییر رفتار اتصال، با تاخیر نسبت به میلگرد شروع شده است. تغییرات منحنی کرنش برای آرماتور فوقانی و تحتانی به ترتیب در دررفت‌های حدود ۳/۵٪ و ۴/۵٪ اتفاق افتاده است، در حالی که دررفت‌های مذکور نسبت به دررفت حد جاری شدن این آرماتورها، به ترتیب ۱/۰۹ و ۱/۱۵ بزرگ‌تر است. این موضوع به دلیل تفاوت عملکرد مصالح با عملکرد اتصال می‌باشد. در مناطق با خطر لرزه‌خیزی بالا، دررفت طراحی سازه معمولاً به ۲٪ محدود می‌شود [۳۰]. با توجه به جاری نشدن آرماتورهای طولی تا دررفت طراحی و عدم افت مقاومت نمونه مورد آزمایش، می‌توان نتیجه گرفت که اتصال از ظرفیت باربری جانبی مناسبی برخوردار است.



شکل ۱۰: تغییرات کرنش آرماتورهای طولی در برابر دررفت جانبی نمونه آزمایشگاهی

ورق‌های فولادی اتصال، در طول بارگذاری جانبی، جاری نشده‌اند. کرنش حد جاری شدن ورق‌های فولادی، حدود ۰/۰۰۱۵۸ می‌باشد. در نتیجه، ورق‌های فولادی تا پایان بارگذاری جانبی سالم مانده‌اند. بنابراین، جزئیات ارائه‌شده برای ورق‌های فولادی، قابل قبول است.

در شکل ۱۱، منحنی پوش میزان تنش در تاندون در طول بارگذاری جانبی، نشان داده شده است. تنش در تاندون مجاور ستون که از داخل سخت‌کننده‌ها عبور کرده (تاندون واقع در راستای بارگذاری جانبی، به فاصله ۶۵ سانتی‌متری از بر ستون)، توسط یک نیروسنج توخالی ۵۰۰ کیلو نیوتنی، اندازه‌گیری شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، تا دریفت ۱٪ (متناظر با حد الاستیک) افزایش نیرویی در تاندون مشاهده نشده است. بعد از دریفت ۱٪ با افزایش دریفت جانبی و شروع ترک‌خوردگی دال، تنش در تاندون افزایش یافته است.

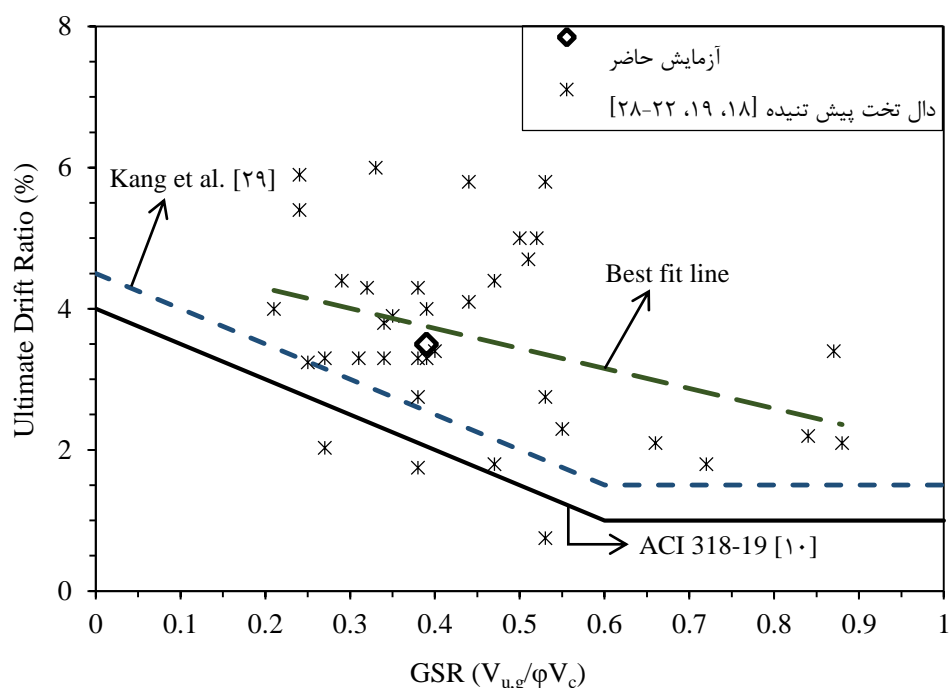


شکل ۱۱: تغییرات نیروی تاندون نچسبیده مجاور ستون در برابر دریفت جانبی نمونه آزمایشگاهی

۷- مقایسه نتیجه آزمایش با مراجع دیگر

همانطور که قبلاً اشاره شد، مطالعات پیشین [۱۷-۲۸] نشان می‌دهند که اتصال دال تخت پیش‌تنیده به ستون، ظرفیت تغییرشکلی بزرگتری نسبت به دال غیرپیش‌تنیده دارد و آئین‌نامه ACI 318-19 [۱۰]، رابطه جداگانه‌ای (رابطه ۱) را، جهت برآورد ظرفیت دریفت جانبی (DR_U) اتصالات دال تخت پیش‌تنیده-ستون، ارائه کرده است (شایان ذکر است که این رابطه در نسخه سال ۲۰۱۹ به آئین‌نامه ACI 318 اضافه شده است).

برای نمونه آزمایشگاهی، مقدار برش ثقلی اندازه‌گیری شده برابر $80/44$ kN است. مقاومت برشی بتن (v_c) طبق مقررات ACI 318 [۱۰] محاسبه شده است، که برابر $2/14$ MPa می‌باشد. مقدار نسبت برش ثقلی ($V_{u,g}/\phi V_c$)، بر اساس $\phi=1$ ، برابر $0/39$ به دست می‌آید. طبق نتایج حاصل از آزمایش، حد نهایی دریفت جانبی، متناظر با شروع گسیختگی پانچ، برابر $3/5$ ٪ می‌باشد. در شکل ۱۲، نتیجه آزمایش حاضر و مقادیر گزارش شده در مطالعات پیشین، مربوط به اتصالات دال تخت پیش‌تنیده به ستون بتن مسلح [۱۸، ۱۹، ۲۲-۲۸]، نشان داده شده‌اند.



شکل ۱۲: دریفت نهایی هنگام گسیختگی پانچ در برابر نسبت برش ثقلی اتصال

همانگونه که در شکل ۱۲ نشان داده شده است، ظرفیت تغییرمکان جانبی نمونه آزمایشگاهی، طبق مقررات ACI 318-19 [۱۰] برابر ۰.۲/۰۵ می‌باشد. از مقایسه نتیجه آزمایشگاهی با توصیه ACI 318 [۱۰]، ضریب اطمینان تقریباً ۱/۷۱، برای نمونه مذکور به دست می‌آید و نشان می‌دهد که توصیه آیین‌نامه [۱۰] در این زمینه، محافظه‌کارانه می‌باشد.

در شکل ۱۲ رابطه ارائه شده توسط الوود و همکاران [۲۹] نشان داده شده است. طبق این توصیه، ظرفیت دریفت جانبی نمونه مورد آزمایش برابر ۰.۲/۰۵۵ می‌باشد که نسبت به آیین‌نامه ACI 318 محافظه‌کاری کمتری را ارائه کرده است. همانطور که در شکل ۱۲ قابل مشاهده است، ظرفیت تغییرمکان جانبی اتصال مورد آزمایش همخوانی خوبی با خط برازش داده شده بر نتایج آزمایشات پیشین (آزمایشات انجام شده بر روی اتصال دال تخت پیش‌تنیده-ستون) دارد. قابل ذکر است که نتیجه آزمایش حاضر با نتایج آزمایشات موجود بر روی اتصال خارجی دال تخت پیش‌تنیده به ستون بتنی (هان و همکاران^۸ [۱۸]، مارتینز^۹ [۲۵]، فوج و همکاران^{۱۰} [۲۴])، که آرایش تاندون‌های مشابه (آرایش دسته شده در جهت بارگذاری جانبی و آرایش گسترده عمود بر آن) و نسبت برش ثقلی (GSR) حدوداً یکسانی با نمونه آزمایشگاهی این تحقیق دارند، همخوانی خوب و نزدیکی دارد (نتایج حاصل از آزمایشات انجام شده توسط هان و همکاران [۱۸]، مارتینز [۲۵]، فوج و همکاران [۲۴]، به ترتیب برابر ۰.۳/۳، ۰.۳/۸ و ۰.۳/۳ می‌باشد).

۸- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این تحقیق، جهت اتصال دال تخت پیش‌تنیده با تاندون‌های نچسبیده به ستون فولادی، جزئیات جدیدی ارائه شده است. در این جزئیات، از ورق‌های فولادی افقی جوش شده به ستون، سخت‌کننده‌های قائم و پیچ‌های پرمقاومت برشی، استفاده شده است. به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای و شکل‌پذیری اتصال ارائه شده، یک نمونه آزمایشگاهی، تحت بارگذاری رفت و برگشتی معکوس‌شونده با دامنه افزایش‌یابنده قرار داده شده است. براساس مشاهدات و داده‌های آزمایشگاهی این مطالعه، نتایج زیر حاصل شده‌اند:

⁸ Han et al.

⁹ Martinez

¹⁰ Foutch et al.

(۱) برای اتصال ارائه‌شده، دریفت ۱٪ آغاز رفتار غیرخطی (حد الاستیک رفتار) و دریفت ۳/۵٪ به‌عنوان حد رفتار غیرخطی پایدار، به دست آمده‌اند.

(۲) در دریفت ۳/۵٪، تخریب برش پانچ آغاز شده و در دریفت ۴/۵٪، ترک‌های پانچ کامل شده‌اند.

(۳) ورق‌های فولادی اتصال، تا دریفت ۶٪، جاری نشده‌اند. بنابراین، جزئیات ارائه‌شده برای ورق‌های فولادی، قابل قبول است.

(۴) آرماتورهای طولی فوقانی، در دریفت حدود ۳/۱٪ و آرماتورهای تحتانی، در دریفت حدود ۳/۹٪ به حد جاری شدن، رسیده‌اند. همچنین، در نمونه آزمایش‌شده تا دریفت ۶٪، افت مقاومت قابل توجهی رخ نداده است. بنابراین اتصال ارائه‌شده، از ظرفیت باربری جانبی مناسب و عملکرد لرزه‌ای مطلوبی برخوردار است.

(۵) توصیه ACI 318-19 [۱۰]، برای ظرفیت نهایی دریفت جانبی نمونه آزمایش‌شده برابر ۲/۰۵٪ است، که در مقایسه با مقدار مشاهده‌شده، ۳/۵٪، محافظه‌کارانه می‌باشد.

در مجموع اتصال فولادی با جزئیات ارائه‌شده در این تحقیق، از شکل‌پذیری بالا و مقاومت کافی تحت بارگذاری جانبی برخوردار است و بر اساس این مطالعه، می‌تواند در سیستم سازه‌ای دال تخت پیش‌تنیده-ستون فولادی، مورد استفاده قرار گیرد.

سیاسگزاری

نویسندگان از متخصصان آزمایشگاه سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه تهران، مهندس حمید زارع و مهندس داود رحمانی، قدردانی نموده و از مهندس کیوان انتظاری نیز به خاطر کمک در کار آزمایشگاهی، تشکر می‌نمایند.

مراجع

- [1] 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.
- [2] Bompa, D., Elghazouli, A. (2016). Structural performance of RC flat slabs connected to steel columns with shear heads, *Engineering Structures*, 117, 161-183.
- [3] Yan, P., Wang, Y.C. (2016). Hybrid steel tubular column/flat slab construction-Development of a shear head system to improve punching shear resistance, *Journal of Constructional Steel Research*, 119, 154-168.
- [4] Kim, J.-W., Lee, C.-H., Kang, T.H.-K. (2014). Shear head reinforcement for concrete slab to concrete-filled tube column connections, *ACI Structural Journal*, 111(3), 629-638.
- [5] Lee, C.-H., Kang, T.H.-K., Kim, J.-W., Song, J.-K., Kim, S. (2019). Seismic performance of concrete-filled tube column-reinforced concrete slab connections with shear head keys, *ACI Structural Journal*, 116(2), 233-244.
- [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. *Experimental study of RC slab-CFT column connections under seismic deformations*, Challenges, Opportunities and Solutions in Structural Engineering and Construction, London, CRC Press, Taylor & Francis Group, pp. 337-342.
- [8] Megally, S., Ghali, A., (2000). Seismic behavior of slab-column connections, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 27(1), 84-100.
- [9] Fernández Ruiz, M., Mirzaei, Y., Muttoni, A. (2013). Post-punching behavior of flat slabs, *ACI Structural Journal*, 110(5), 801-812.
- [10] ACI Committee 318. (2019). *Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-19)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
- [11] Kang, T.H., Wallace, J.W. (2006). Punching of reinforced and post-tensioned concrete slab-column connections, *ACI Structural Journal*, 103(4), 531-540.
- [12] Megally, S., Ghali, A. (2000). Punching shear design of earthquake-resistant slab-column connections, *ACI Structural Journal*, 97(5), 720-730.
- [13] Robertson, I.N., Durrani, A.J. (1993). Gravity load effect on seismic behavior of interior slab-column connections, *ACI Structural Journal*, 89(1), 37-45.

- [14] Robertson, I.N., Durrani, A.J. (1991). Gravity load effect on seismic behavior of exterior slab-column connections, *ACI Structural Journal*, 88(3), 255-267.
- [15] Anggadajaja, E., Teng, S. (2008). Edge-column slab connections under gravity and lateral loading, *ACI Structural Journal* 105(5), 541-555.
- [16] Robertson, I.N., Kawai, T., Lee, J., Enomoto, B. (2002). Cyclic testing of slab-column connections with shear reinforcement, *ACI Structural Journal*, 99(5), 605-613.
- [17] Kang, T.H., Wallace, J.W. (2005). Dynamic responses of flat plate systems with shear reinforcement, *ACI Structural Journal*, 102(5), 763-773.
- [18] Han, S.W., Kee, S.-H., Park, Y.-M., Lee, L.-H., Kang, T.H.-K. (2006). Hysteretic behavior of exterior post-tensioned flat plate connections, *Engineering Structures*, 28(14), 1983-1996.
- [19] Han, S.W., Kee, S.-H., Park, Y.-M., Ha, S.-S., Wallace, J.W. (2009). Effects of bottom reinforcement on hysteretic behavior of posttensioned flat plate connections, *Journal of Structural Engineering*, 135(9), 1019-1033.
- [20] Gayed, R.B., Ghali, A. (2006). Seismic resistant joints of interior columns with prestressed slabs, *ACI Structural Journal*, 103(5), 710-719.
- [21] Ritchie, M., Ghali, A. (2005). Seismic resistant connections of edge columns with prestressed slabs, *ACI Structural Journal*, 102(2), 314-323.
- [22] Trongtham, N., Hawkins, N.M. (1980). Seismic resistance of unbonded post-tensioned flat plate construction, *Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 137-144.
- [23] Dilger, W.H., Shatila, M. (1989). Shear strength of prestressed concrete edge slab-column connections with and without shear stud reinforcement, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 16(6), 807-819.
- [24] Foutch, D.A., Gamble, W.L., Sunidja, H. (1990). Tests of post-tensioned concrete slab-edge column connections, *ACI Structural Journal*, 87(2), 167-179.
- [25] Martinez-Cruzado, J.A. (1993). *Experimental study of post-tensioned flat plate exterior slab-column connections subjected to gravity and biaxial loading*, PhD, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, CA.
- [26] Qaisrani, A. (1995). *Interior post-tensioned flat plate connections subjected to vertical and biaxial lateral loading*, PhD, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, CA.
- [27] Han, S.W., Kee, S.-H., Kang, T.-K., Ha, S.-S., Wallace, J.W., Lee, L. (2006). Cyclic behaviour of interior post-tensioned flat plate connections, *Magazine of Concrete Research*, 58(10), 699-711.
- [28] Himawan, A., Teng, S. (2014). Cyclic behavior of post-tensioned slab-rectangular column connections, *ACI Structural Journal*, 111(1), 177-187.
- [29] Kang, T. H.-K., Robertson I. N., Hawkins N. M., and Lafave J. M. (2008). Recommendations for Design of Post-Tensioned Slab-Column Connections Subjected to Lateral Loading, *PTI Journal*, 6(1), 45-59.
- [30] ASCE/SEI 7. (2016). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE 7-16)*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- [31] ACI Committee 374. (2005, Reapproved 2014). *Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary (ACI 374.1-05)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.