

بررسی آزمایشگاهی و عددی رفتار ستون‌های مختلط نیمه مدفون تحت بار محوری

مهدی عبادی جامخانه^۱، محمد علی کافی^{۲*}، علی خیرالدین^۳

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

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

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

چکیده

اعضای مختلط فولادی نیمه مدفون^۱ در دهه های اخیر مورد توجه در ساخت سازه ها قرار گرفته است. یک عضو با محصورشوندگی نسبی مزایایی از قبیل مقاومت خمشی بالا، حجم قالب بندی پایین، امکان اجرای ساده تر (راحت تر) اتصالات، سهولت مقاوم سازی، افزایش تعداد اتصالات و مقاومت در برابر آتش را داراست. یکی از مقاطع مناسب برای ستون ها، مقطع صلیبی شکل است که می تواند در این ستون ها مورد استفاده قرار گیرد. در این تحقیق، مطالعه آزمایشگاهی و عددی بر روی سه ستون مختلط نیمه مدفون تحت بار فشاری خالص انجام می شود. تفاوت اصلی بین نمونه ها در جزئیات مسلح سازی مقطع و بتن است. پارامترهای مورد مطالعه در کار عددی، جزئیات مسلح سازی، مود تسلیم، نسبت عرض به ضخامت بال مقطع فولادی و فاصله و قطر لینک های عرضی است. نتایج در قالب نمودارهای نیرو-تغییر مکان محوری ارائه شدند. همچنین مقادیر حاصل از کار آزمایشگاهی با روابط دو آئین نامه اروپا و کانادا مقایسه شد که نشان از دست پایین بودن آئین نامه کانادا داشت. نتایج در بخش عددی، پس از اعتبار سنجی با نمونه های آزمایشگاهی توسعه داده شد و ظرفیت و شکل پذیری نمونه ها مورد ارزیابی قرار گرفت. مود کمانشی مشهود در نمونه ها از نوع پارگی جوش لینک ها و کمانش موضعی ورق بال بین دو لینک بود. همچنین فاصله ی زیاد دو لینک از یکدیگر باعث بروز کمانش موضعی زود هنگام در نمونه شد.

کلمات کلیدی: ستون مختلط نیمه مدفون، ظرفیت باربری، کمانش موضعی، مقطع صلیبی، لینک عرضی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
10.22065/JSCE.2017.92721.1264		دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ
doi:	10.22065/JSCE.2017.92721.1264	۱۳۹۶/۰۴/۲۶	۱۳۹۶/۰۷/۰۸	۱۳۹۶/۰۷/۱۴	۱۳۹۶/۰۷/۱۴	۱۳۹۷/۱۲/۲۸
		*نویسنده مسئول: محمد علی کافی				
		پست الکترونیکی: mkafi@semnan.ac.ir				

Experimental and Numerical Investigations of Partially Encased Composite Columns under Axial Load

Mehdi Ebadi Jamkhaneh¹; Mohammad Ali Kafi^{2*}; Ali Kheyroddin³

1- PhD Student in Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

2- Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

3- Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

ABSTRACT

In current international practice, composite construction is gaining importance in industrial buildings and in particular in high-rise buildings. Partially encased composite (PEC) columns are one of the recent developments in composite column. Using composite columns have several advantages such as an increased speed of erection compared to reinforced concrete (RC) columns, a more cost-effective design, smaller cross-section dimensions for similar axial resistance, and a better resistance to fire and local buckling than for steel only columns in compare with traditional RC or steel only columns. One of the proper sections for columns is a cross-sectional shape that can be used in these columns. In this paper, experimental and numerical studies are carried out on three PEC columns under pure compression load. The main difference between the specimens is in the reinforcement details of the concrete. Parameters studied in numerical work, details of reinforcement, failure mode, width to thickness ratio of steel flange and distance and transverse link diameter. The results are presented in the form of axial load-displacement curves. Also, the values of experimental work were compared with the relations between the two European and Canadian regulations, which indicated that the Canadian code was conservative. The results were developed in a numerical section after validation with a laboratory specimens and the load-bearing capacity and deformation were evaluated. The evident buckling pattern in the specimens was the kind of rupture of the welds of the links and the local buckling of the flange plate between the two links. Also, the bigger interval between the two links caused an early local buckling in the specimen.

ARTICLE INFO

Received: 17/07/2017

Revised: 30/09/2017

Accepted: 06/10/2017

Keywords:

*Partially encased composite column,
Load-bearing capacity,
Local buckling,
Cross section,
Transverse link*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2017.92721.1264

*Corresponding author: Mohammad Ali Kafi

Email address: mkafi@semnan.ac.ir

۱- مقدمه

ستون‌های مختلط نیمه مدفون یکی از انواع جدید ستون‌های مختلط می‌باشند. این نوع ستون از یک مقطع H- شکل با سه ورق نازک فولادی تشکیل شده است که در فضای بین بال و جان در دو سمت بتن با مقاومت فشاری معمولی ریخته می‌شود. همچنین لینک-های عرضی بین بال‌ها در فواصل منظم در طول ستون قرار دارند. وجو این لینک‌ها باعث افزایش مقاومت کمانشی بال‌ها می‌شود. سیستم جدید ستون مختلط نیمه مدفون ابتدا در اروپا مورد استفاده قرار گرفت. اما تفاوت اصلی این ستون‌ها در استفاده از پروفیل‌های گرم نورد شده با ضخامت زیاد بود که ذاتا در برابر کمانش مقاوم بودند و نیاز به استفاده از لینک نداشتند. بتنی که بین فضای بال و جان ریخته می‌شود نقش اصلی در تحمل بارهای محوری و جلوگیری از کمانش موضعی جان را دارد. همچنین وظیفه‌ی جلوگیری از حرکت درون صفحه-ای بال‌ها را بر عهده دارد. وظیفه‌ی لینک‌های عرضی نیز جلوگیری از حرکت بیرون صفحه‌ای بال‌ها می‌باشد. انبساط جانبی بتن تحت بار به صورت نسبی با استفاده از بال‌ها و جان در سه طرف و از یک سمت با لینک‌های عرضی محصور می‌شود.

اخیرا نوع جدیدی از ستون‌های مختلط نیمه مدفون با جدار نازک توسط گروه کیم^۲ با هدف اصلی مقاومت در برابر بارهای محوری در ساختمان‌های میان مرتبه و بلند مرتبه پیشنهاد شد. روابط طراحی برای ستون‌های مختلط نیمه مدفون ارائه و در قالب استاندارد طراحی فولاد کانادا [۱] در آمد. رفتار این ستون‌ها تحت بارهای خمشی و استفاده‌ی این المان‌ها به عنوان عضو تیر-ستون در سال ۲۰۰۹ [۲] ارائه شد. در سال‌های اخیر، مطالعه‌هایی محدود به صورت آزمایشگاهی و عددی بر روی مدل‌های شامل ستون مختلط نیمه مدفون انجام گرفت. هونایتی^۳ و همکاران [۳] گروهی از ستون‌های PEC را تحت بارهای خروج از محوریت و چرخه‌ای آزمایش نمودند. آن‌ها در بررسی‌هایشان ظرفیت باربری ستون‌ها با لینک‌های عرضی و برشگیرها را مورد مطالعه قرار دادند. مویس [۴] رفتار اتصال تیر فلزی به ستون PEC را مورد بررسی قرار داد. او مشاهده نمود که نوع اتصال و ضخامت جان تأثیری بر عملکرد نمونه ندارد. مطالعه‌ی آزمایشگاهی دیگری بر روی ستون‌های PEC با جداره‌ی نازک فولادی با فواصل لینک زیاد انجام شد که نشان از کاهش سریع مقاومت پس از بار بیشینه در مقایسه با نمونه‌ای که فواصل لینک‌های کوچک‌تری داشته باشد، داد. آن‌ها همچنین نتیجه گرفتند که فواصل کوچک بین لینک‌ها باعث رفتار شکل‌پذیرتری می‌شود [۵]. در پایان نیز یک مدل عددی برای پیش‌بینی مقاومت ستون‌های کوتاه PEC ارائه نمودند. چیسوینه و همکاران [۶] یک مدل عددی برای ارزیابی تأثیر محصورشوندگی بتن با در نظر گرفتن تنش‌های پسماند و ناکاملی‌های هندسی بال‌ها بر روی رفتار کلی ستون پرداختند. در مطالعه‌ی دیگر، آن‌ها به بررسی تأثیر فاصله‌ی لینک، سختی بال و میلگردهای طولی و خاموت بر رفتار این قبیل ستون‌ها پرداختند [۷و۸].

پریکت و درایور^۴ [۹] در سال ۲۰۰۶ آزمایش‌هایی را به منظور بررسی تأثیر فاصله‌ی لینک‌ها، خروج از محوریت نیرو و مقاومت بتن روی رفتار ستون‌های PEC انجام دادند. بگم^۵ و همکاران [۱۰و۱۱] یک مدل عددی با استفاده از روش دینامیکی صریح تحت شرایط بارگذاری مختلف معرفی کردند. مزیت اصلی مدل ارائه شده در پیش‌بینی مناسب رفتار پس از بار بیشینه و تغییرشکل‌ها و رفتار نمونه در بار بیشینه و پس از آن بود. در مطالعه‌ی دیگر این محقق، همان نمونه‌ها را با استفاده از بتن با مقاومت بالا مورد ارزیابی قرار داد [۱۲]. پاسخ نیرو-تغییرشکل نمونه ستون‌های با بتن پرمقاومت حاکی از تسلیم ترد در مقایسه با بتن با مقاومت معمولی بود. چن^۶ و همکاران [۱۳] یکسری آزمایش‌ها و مطالعه‌های عددی روی ستون‌های PEC تحت بار محوری توام با بار جانبی چرخه‌ای انجام دادند. آن‌ها دریافتند که فاصله‌ی بین لینک‌ها تأثیر مهمی بر مقاومت کمانشی فولاد با نسبت عرض به ضخامت بال زیاد دارد. پریرا^۷ و همکاران [۱۴] تأثیر جایگزینی میلگردهای فولادی طولی و عرضی را بر رفتار ستون‌های PEC تحت بار محوری خالص مورد بررسی قرار دادند. نتایج آن‌ها نشان داد که نوع مسلح‌سازی بر ظرفیت باربری، سختی و رفتار پس از بار بیشینه تأثیر چشمگیری ندارد.

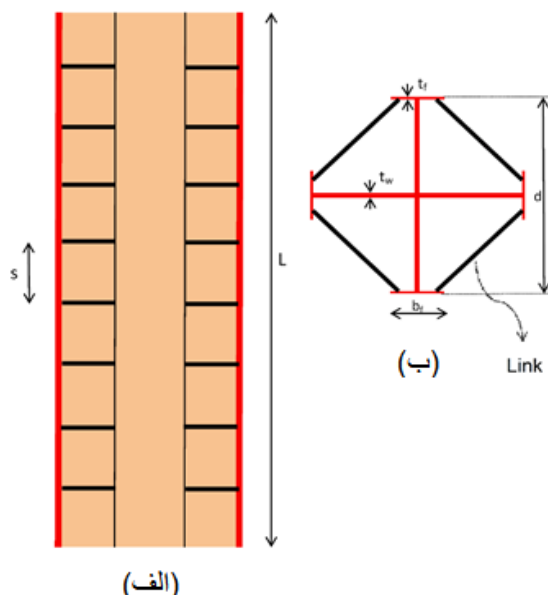
در مطالعات انجام شده، محققین از ستون‌های PEC ساخته شده با پروفیل H- شکل یا با ضخامت یکسان بال و جان مورد بررسی قرار دادند. علیرغم مطالعات صورت گرفته، در هیچ تحقیق به بررسی مقطعی که دارای رفتار متقارن و دارای ضخامت یکسان بال و جان

2 Canam
3 Hunaiti
4 Prickett and Driver
5 Begum
6 Chen
7 Pereira

باشد، پرداخته نشده است. در این تحقیق از یک مقطع فولادی صلیبی شکل با ضخامت متفاوت بال و جان استفاده می‌شود که فضای بین بال و جان با بتن با مقاومت معمولی پر می‌شود. در نهایت یک مقطع هشت ضلعی مختلط ایجاد می‌شود که دارای سختی خمشی یکسان در دو سمت است. سه جزئیات مختلف برای ستون PEC تحت بار فشاری خالص مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. به طور کلی، هدف اصلی از این تحقیق، کسب درک بهتر از رفتار ستون‌های PEC متأثر از نسبت‌های لاغری مختلف بال، مشخصات مصالح و قطر و فاصله‌ی بین لینک‌ها است.

۲- معرفی نمونه‌های آزمایشگاهی

ابعاد کلی نمونه‌ها که از ستون‌های فلزی صلیبی شکل تشکیل شده‌اند برابر با ۱۵۰ میلی‌متر می‌باشد. طول تمام نمونه‌ها نیز ۱۰۰۰ میلی‌متر است. ساخت نمونه‌های ستون فلزی با عمل جوش کاری هفت ورق فولادی انجام گرفت. چهار ورق با عرض ۶۰ میلی‌متر و ضخامت ۶ میلی‌متر به عنوان بال‌های ستون و یک ورق با عرض ۱۴۰ میلی‌متر و دو ورق با عرض ۶۸/۵ میلی‌متر و ضخامت ۳ میلی‌متر به عنوان جان ستون فلزی مورد استفاده قرار گرفتند. شکل (۱) پارامترهای هندسی ستون PEC در این تحقیق را نشان می‌دهد. پارامتر L بیانگر طول خالص ستون، s معرف فاصله‌ی خالص مرکز تا مرکز لینک‌های عرضی می‌باشد. d بیانگر عمق ستون (فاصله‌ی پشت تا پشت بال ستون)، b_f عرض بال ستون، t_f ضخامت بال ستون و t_w ضخامت جان ستون فلزی می‌باشد. ضخامت بال ستون فلزی برابر با ۶ میلی‌متر، ضخامت جان برابر با ۳ میلی‌متر و فاصله‌ی مرکز تا مرکز لینک‌های عرضی برابر با ۱۰۰ میلی‌متر می‌باشد. با توجه به ضوابط لاغری در آئین نامه کانادا [۱۵] نسبت عرض به ضخامت بال باید کمتر از ۳۲ باشد که در این تحقیق برابر با ۱۰ اختیار شده است. قطر میلگردهای لینک عرضی برابر با ۶ میلی‌متر می‌باشد که ضخامت بتن روی آن نیز ۲۰ میلی‌متر می‌باشد. همچنین بتن مورد استفاده در آزمایش‌ها از نوع بتن با مقاومت معمولی و با مقاومت فشاری نمونه‌ی استوانه‌ای ۲۸ روزه‌ی ۲۵ مگاپاسکال است. خلاصه‌ی مشخصات ستون‌ها در جدول (۱) آمده است. ۵۰ میلی‌متر در ابتدا و انتهای ستون‌ها با کمک لچکی‌ها سخت شده‌اند. این سخت شدگی به دلیل جلوگیری از تسلیم این نواحی در اثر بارگذاری ناخواسته می‌باشد.



شکل ۱: هندسه ستون PEC. الف) نمای ارتفاع ستون، ب) نمای پلان مقطع ستون

جدول ۱: مشخصات ستون

PEC-C	PEC-CL	PEC-CLS		
0	4	4	تعداد	میلگرد طولی
0	14	14	قطر (mm)	
0	0	100	تعداد	خاموت
0	0	6	قطر (mm)	

نامگذاری نمونه‌ها در جدول (۱) بدین صورت است که BS معرف دو حرف اول Bare Steel به معنای فولادی خالص می‌باشد. PEC نیز معرف حروف اول Partially Encased Composite می‌باشد. حرف C بعد از این واژه معرف بتن، L نشان دهنده حضور میلگردهای طولی (Longitudinal)، حرف S مبین حضور خاموت (Stirrup) و حرف Sh (Shear stud) نشان دهنده حضور برشگیر در نمونه‌ها می‌باشد.

۲-۱- مشخصات و طرح اختلاط بتن

ویژگی‌های اصلی مورد توجه در طرح اختلاط بتن، مقاومت و کارایی آن است. در این تحقیق، این معیارها با توجه به طرح پیشنهادی در جدول (۲) برآورده شده است. مصالح موجود برای ساخت بتن از مصالح موجود در محل تهیه شدند. درشت دانه‌های با قطر حداکثر ۱۲/۵ میلیمتر و ریزدانه‌های با ارزش ماسه ۲/۴ مورد استفاده قرار گرفتند. اسلامپ بتن مورد استفاده برابر با ۸۰ میلیمتر در نظر گرفته شد. در طرح اختلاط فرض شده است که هوا در داخل ورود پیدا نکند. به دلیل ظرفیت محدود خلاطه برای ساخت بتن، روزی پنج ستون بتن ریزی شدند. قالب‌های مکعبی با اندازه ۱۵۰ میلیمتر در محل جهت نمونه‌گیری مهیا بودند. عمل بتن ریزی برای هر ستون در دو مرحله (دو روز) انجام شد، بدین ترتیب که به خاطر چهار پهلو (وجه) بودن ستون، دو وجه در یک روز و دو وجه باقیمانده در روز دیگر بتن ریزی شدند. سپس عمل آوری ستون‌ها به مدت هفت روز انجام گردید. پس از این مدت، ستون‌ها در معرض هوای آزاد تا زمان آزمایش قرار داده شدند. میانگین مقاومت فشاری بتن نمونه‌ای استوانه‌ای ۲۸ روزه برابر با ۲۴۶/۳۳ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌باشد.

جدول ۲: مشخصات طرح اختلاط بتن (واحدها بر حسب کیلوگرم است)

نسبت آب به سیمان	ریزدانه	درشت دانه	سیمان	آب
0.5	616.85	1053.15	430	215

بتن مورد استفاده در این تحقیق دارای چگالی تقریباً ۲۳۳۳ کیلوگرم بر مترمکعب و مدول الاستیسیته ۲۳/۳ گیگاپاسکال که در محدوده‌ی ۱۹/۸ تا ۲۹/۷ گیگاپاسکال (مطابق با استاندارد کانادا) می‌باشد، است. کرنش منطبق با تنش بیشینه برای بتن معمولی برابر با ۲۲۲۵ میکرواسترین است که این مقدار معمولی می‌باشد. نسبت پواسون برای بتن با مقاومت معمولی برابر با ۰/۱۳ است که برای بتن‌های با مقاومت نرمال در محدوده‌ی ۰/۱۱ تا ۰/۲۱ قرار دارد. این محدوده براساس استاندارد ACI 363R-92 [۱۶] می‌باشد.

۲-۲- مشخصات مصالح فولاد

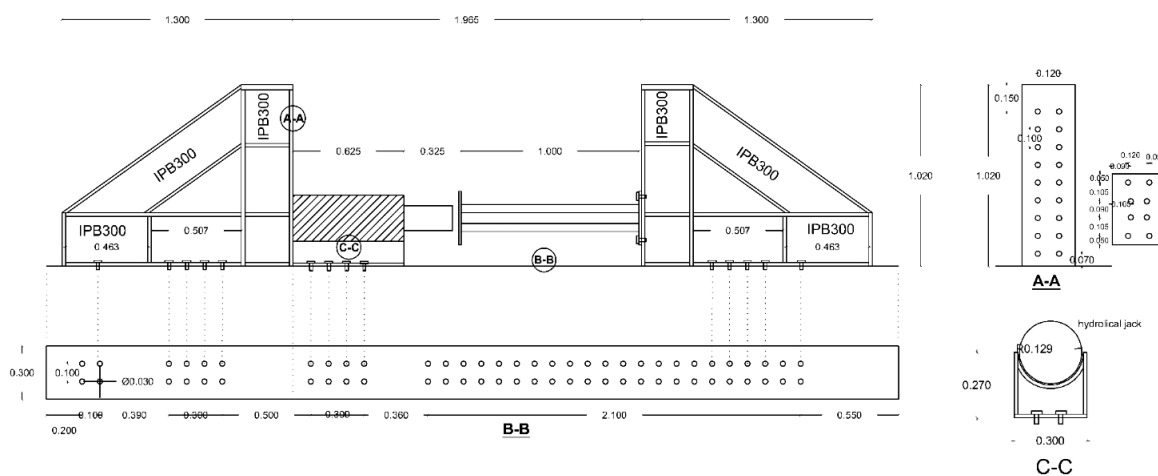
چهار آزمایش کشش برای میلگردها انجام شد. دو تا از آزمایش ها مربوط به میلگردهای ۶ میلیمتر (لینک های عرضی) می باشند و دو تای باقیمانده از میلگردهای طولی با قطر ۱۴ میلیمتر می باشند. همچنین یک آزمایش نیز بر روی ورق های فولادی انجام گرفت. این آزمایشات با توجه به استاندارد ASTM A370 [۱۷] انجام شدند که در جدول (۳) نشان داده شده اند.

جدول ۳: نتایج آزمایش کشش ورق و میلگردهای فولادی

تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	مدول الاستیسیته (MPa)	کرنش تسلیم	کرنش سخت شونده	کرنش گسیختگی	
257	389	202100	1951	16900	320000	ورق
317	432	195600	1568	23200	451000	میلگرد
297	388	195600	1530	24870	422600	لینک

۲-۳- سیستم آزمایشگاهی

الگوی بارگذاری برای نمونه ها تحت نیروی فشاری خالص مشابه یکدیگر است. نرخ نیرو برابر با ۵ کیلونیوتن در هر دقیقه توسط جک به نمونه ها اعمال شد. سپس بارگذاری به ۵۰ کیلونیوتن در هر دقیقه تغییر پیدا کرد تا وقتی که به تغییر مکان تقریباً ۰/۰۵ میلیمتر برسد. پس از این، نرخ نیرو به ۷۵ کیلونیوتن بر دقیقه تغییر می یابد تا با توجه به گراف های نیرو-تغییر مکان ستون، کاهش سختی ستون در حد ۸۰٪ بار بیشینه مشاهده شود. به منظور کاهش اثرات دینامیکی نرخ نیرو دوباره به ۵۰ کیلونیوتن بر دقیقه کاهش داده می شود تا تسلیم ستون رخ دهد. اگر تسلیم در اثر کاهش ناگهانی ظرفیت ستون نتیجه شود، نیروی جک ثابت نگه داشته می شود تا تغییر مکان پایدار شود و تصاویر مربوط به شکست و تسلیم نمونه توسط دوربین های تعبیه شده در دو طرف سیستم گرفته شود. سپس بارگذاری به روش کنترل تغییر مکان به ۰/۵ میلیمتر در هر دقیقه تغییر می یابد. اگر تسلیم در اثر کاهش تدریجی در ظرفیت باشد، نرخ تغییر مکان در همان ۰/۵ میلیمتر بر دقیقه ثابت نگه داشته می شود. این عمل تا جایی ادامه می یابد که ظرفیت تا ۸۵٪ بار بیشینه برسد. سپس بارگذاری تا یک میلیمتر بر دقیقه افزایش می یابد. در شکل (۲) سیستم دستگاه آزمایشی مورد استفاده نشان داده شده است.



شکل ۲: سیستم دستگاه آزمایش نمونه ها تحت نیروی فشاری خالص

۳- نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی

۳-۱- مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی با روابط آئین‌نامه‌ای

در این بخش مقایسه‌ای بین مقاومت فشاری حاصل از نتیجه‌ی آزمایشگاهی و دو رابطه‌ی ارائه شده توسط دو آئین‌نامه CSA S16-14 و EN 1994-1-1 [۱۸] انجام می‌گیرد. ابتدا رابطه‌ی محاسبه‌ی نیروی فشاری مجاز ستون‌های PEC در آئین‌نامه CSA S16-14 بررسی می‌شود.

$$C_{rc} = (\phi A_{se} F_y + 0.95 \alpha_1 \phi_c A_c f'_c + \phi_r A_r F_{yr}) (1 + \lambda^{2n})^{1/n} \quad (۱)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{C_p}{C_{ec}}} \quad (۲)$$

$$C_{ec} = \frac{\pi^2 EI_e}{(KL)^2} \quad (۳)$$

$$EI_e = EI_s + \frac{0.6 E_c I_c}{1 + \frac{C_{fs}}{C_f}} \quad (۴)$$

این رابطه شامل سه قسمت مقطع ورق فولادی، بتن و میلگردهای طولی است. در این رابطه، اثرات عمل مرکب بین فولاد و بتن (وجود یا عدم حضور برشگیر در داخل مقطع فولادی)، حضور یا عدم حضور لینک عرضی، فاصله‌ی بین لینک‌های عرضی و وجود خاموت در داخل بتن دیده نشده است. تمام این اثرها با اعمال ضریبی در سهم بتن اعمال شده است. در آئین‌نامه‌ی EN1994-1-1 رابطه‌ای برای محاسبه‌ی مقاومت فشاری ستون PEC ارائه شده است.

$$N_{pl,Rd} = A_d f_{yd} + A_s f_{sd} + 0.85 A_c f_{cd} \quad (۵)$$

از آنجائی که نمونه‌های آزمایشی از نوع ستون‌های کوتاه هستند، پارامتر لاغری آن‌ها برای محاسبه‌ی ظرفیت ستون صفر است. دو ستون PEC-CL و PEC-CLS نیروی محاسباتی آزمایشگاهی بیشتر نسبت به مقدار محاسباتی در آئین‌نامه‌ی کانادا دارند. این نسبت به ترتیب برابر با ۱/۲۳ و ۱/۳۲ است. محاسبات در روابط آئین‌نامه‌ی کانادا، ظرفیت بال‌های فولادی را به دلیل احتمال کم‌انحراف موضعی بین بال‌ها کاهش می‌دهد. در جدول (۴) مقایسه‌ای بین مقادیر بدست آمده از نتایج آزمایشگاهی و روابط آئین‌نامه ارائه شده است.

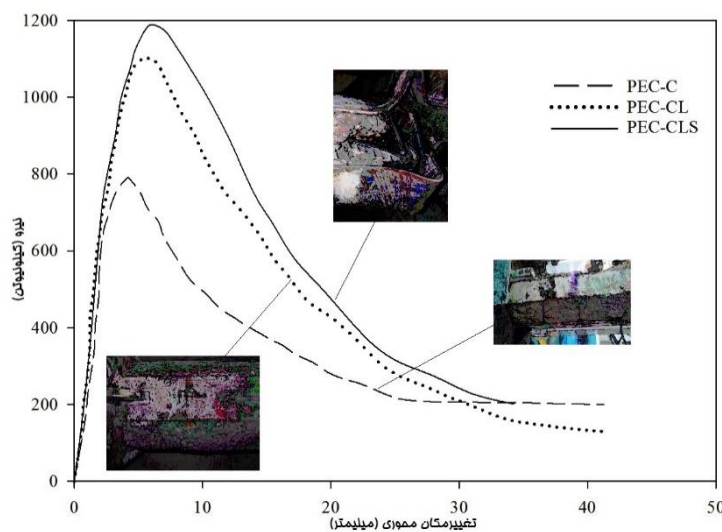
جدول ۴: مقایسه نتایج آزمایشگاهی و روابط آئین‌نامه

P(Experimental)/ P(CSA S16-14)	P(Experimental)/ P(EN 1994-1-1)	P(EN 1994-1-1) (kN)	P(CSA S16-14) (kN)	P(Experimental) (kN)	نمونه
1.166	0.916	875.881	688.285	802.53	PEC-C
1.234	0.989	1117.033	895.605	1105	PEC-CL
1.317	1.056	1117.033	895.605	1180	PEC-CLS

همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقدار نیروی فشاری ستون PEC-C در آزمایشگاه بیشتر از رابطه‌ی ارائه شده توسط آئین‌نامه‌ی CSA S16-14 به میزان تقریباً ۱۱٪ و به میزان ۱۲٪ کمتر از رابطه‌ی ارائه شد توسط آئین‌نامه‌ی EN1994-1-1 است.

۳-۲- نمودار نیرو-تغییر مکان

شکل (۳) پاسخ‌های نیرو-تغییر مکان نمونه‌ها را تحت بار فشاری خالص نشان می‌دهد. مقادیر سختی الاستیک اولیه، حداکثر نیرو و تغییر مکان برای هر نمونه در جدول (۵) آمده است. سختی الاستیک اولیه از رگرسیون خطی در محدوده‌ی الاستیک منحنی استخراج شده است. نمونه‌ی PEC-CLS بیشترین سختی در حدود $1/47$ و $1/07$ برابر دو نمونه‌ی PEC-C و PEC-CL را داراست. بیشترین سختی نیز متعلق به نمونه‌ی PEC-CLS است که ۲۴ درصد بیشتر از نمونه‌ی PEC-C است. سختی بیشتر ستون PEC-CLS در مقایسه با سایر نمونه‌ها به دلیل وجود خاموت‌های L شکل اطراف میلگردهای طولی است که منجر به افزایش اثر محصورشوندگی و افزایش مقاومت فشاری نمونه‌ها می‌شود. علاوه بر این مشاهده شد که حضور بتن باعث کاهش تغییر شکل‌های جانبی تا ۷۰٪ می‌شود.



شکل ۳: نمودار نیرو-تغییر مکان محوری نمونه‌ها

جدول ۵: مقایسه مشخصات مکانیکی نمونه‌ها

نمونه	K (kN/mm)	Δ (mm)	P (kN)
PEC-C	216.624	4.01991	802.53
PEC-CL	234.152	5.37209	1105
PEC-CLS	269.5094	8.65854	1180

۳-۳- مود تسلیم

هر سه ستون دارای مود تسلیم مشابهی بودند. این مودها به صورت خردشدگی بتن به همراه کمانش موضعی بال فولادی بجز برای نمونه‌ی PEC-C که جوش لینک عرضی پاره شد، مشاهده شد. قبل از بار بیشینه، هیچ کمانش موضعی در نمونه‌ها مشاهده نشد. اگرچه مود تسلیم برای نمونه‌ها مشابه بود، اما نقطه‌ای تسلیم اتفاق افتاد، بسته به اینکه میلگرد طولی یا خاموت حضور داشته باشد یا خیر، متفاوت بود. ستون‌ها تسلیم ناگهانی در بار بیشینه را تجربه کردند. ناحیه‌ی تسلیم بین لینک‌ها در شکل (۴-الف) نشان داده شده است. با حذف و برداشتن بتن بعد از انجام آزمایش، تسلیم برشی نمایان شد. عمق این پنل برشی وابسته به فاصله‌ی بین لینک‌ها است. زمانی که لینک‌ها پاره شوند، عملاً فاصله به دو برابر افزایش یافته و عمق برش بیشتر می‌شود. در فواصل نزدیک بین لینک، بتن کمی از روی سطح کنده می‌شوند. این موضوع را نیز می‌توان به میزان سطح محصورشوندگی بتن ربط داد.

قبل از رسیدن به بار بیشینه در نمونه‌ی PEC-C، ترک‌های سطحی در انتهای ستون مشاهده شد که باعث حذف رنگ‌های سطحی بال شدند. افت ناگهانی در ظرفیت بلافاصله پس از بار بیشینه (۸۰۲/۵۳ کیلونیوتن) رخ داد. در این بار، بال‌های کناری کمانش کردند و بتن در نزدیکی سمت اعمال بار قلوه‌کن شد (شکل ۴-الف). دو صدای بلند ناشی از پاره شدن جوش لینک‌ها در بار ۶۰۰ کیلونیوتن رخ داد. در بار پس از نیروی بیشینه در این نمونه، ورق‌های جان در ۲۰۰ میلیمتری بالای ستون کمانش نمودند. بلافاصله پس از این موضوع، بال‌های بالایی نزدیک تکیه‌گاه در بار ۴۸۰ کیلونیوتن کمانش کردند. در انتهای آزمایش جوش بین لینک دوم واقع در ۲۰۰ میلیمتری بالای ستون و بال پاره شد. با پاره شدن جوش‌ها، طول غیرپ‌مهراری بال‌ها افزایش یافت که در نتیجه باعث کمانش بال شد. در طول آزمایش برای نمونه‌ی PEC-CL ترک‌ها در ۲۰۰ میلیمتر ابتدای ستون نزدیک به محل اعمال بار و حذف رنگ سطحی مشاهده شد (شکل ۴-ب). بعد از افت ناگهانی ظرفیت، بتن در نزدیکی تکیه‌گاه قلوه‌کن شده و بال‌های بالا و پایین مقطع فولادی ستون کمانش کردند. پس از بار بیشینه، ترک عرضی در عرض بخش بتنی ستون موازی با محور لینک‌ها گسترش یافت. در بار بیشینه، کمانش میلگردهای طولی در اثر ترک خوردگی و قلوه‌کن شدن بتن رخ داد. در نمونه‌ی PEC-CLS، قبل از اینکه ظرفیت نمونه به حداکثر مقدار خود برسد، ترک‌های سطحی و حذف بتن‌های پوشش میلگرد در بار ۸۰۰ کیلونیوتن مشاهده شد که در بار ۹۵ کیلونیوتن در طول نمونه گسترش یافت (شکل ۴-ج).



شکل ۴: مود تسلیم و کمانش بال، خردشدگی بتن و پاره شدن جوش لینک‌ها: الف) PEC-C، ب) PEC-CL و ج) PEC-CLS

۵- معرفی و صحت سنجی مدل عددی

۵-۱- معرفی مدل های رفتاری مصالح

تعیین رفتار غیر خطی بتن مهم ترین مرحله در مدل سازی عددی سازه های بتن آرمه می باشد. در نرم افزار المان محدود [۱۹] ABAQUS، رفتار غیر خطی مصالح ترد را می توان به سه روش؛ مدل ترک پخشی، مدل شکست ترد و مدل خسارت پلاستیک بتن تعریف کرد. هر یک از این مدل ها دارای مزایایی می باشند که می توانند بر حسب نیاز مورد استفاده قرار گیرند. مدل خسارت بتن تنها مدلی است که در هر دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی قابل استفاده است. در این مدل فرض بر این است که ترک کششی و خرد شدگی فشاری دو جنبه اصلی مکانیسم گسیختگی بتن می باشد و برای مدل سازی شکست مصالح ترد تحت بارگذاری های چرخه ای (کشش و فشار متناوب) طراحی شده است به طوری که امکان بازیابی سختی در طی بارهای رفت و برگشتی وجود دارد. در مدل خسارت پلاستیک، به دلیل عدم وجود ضوابط گسیختگی امکان حذف المان ها در طول تحلیل یا ایجاد ترک، وجود ندارد ولی این مدل توانایی پیشگویی محل و جهت تشکیل ترک ها را دارا می باشد. به منظور اجتناب از خرابی های زیاد در المان ها، مش بندی المان ها در مدل خسارت پلاستیک بتن بهتر است با استفاده از تکنیک adaptive meshing انجام شود. مدل خسارت پلاستیک بتن تعمیم یافته معیار شکست دراگر پراگر می باشد نمودار تنش کرنش کششی بتن با استفاده از روابط پس خرابی بتن در معرض کشش بدست می آید. این روابط با در نظرگیری سخت شوندگی کشش، نرم شوندگی کششی و اندرکنش بین میلگرها و بتن پیشنهاد شده اند. برای تعیین این نمودار بایستی پارامترهای E_0 ، σ_c ، ε_c^{ck} و d_c را که به ترتیب بیانگر مدول الاستیسیته، مقاومت کششی، کرنش شکست و پارامتر خرابی می باشد، را مشخص کرد.

در این تحقیق از مدل نایال و رشید^[۲۰] برای تعیین شکل نمودار تنش-کرنش در ناحیه ی کششی استفاده شده است. پارامتر خرابی کششی (d_c)، برابر با نسبت کرنش شکست (ε_c^{ck}) به کرنش کلی (ε_c)، می باشد. این مقدار برای مصالح کاملاً سالم برابر صفر و برای مصالح کاملاً آسیب دیده برابر یک می باشد. نمودار تنش کرنش فشاری بتن با استفاده از روابط پس خرابی بتنی که در معرض فشار تک محوری قرار گرفته است، محاسبه می گردد. برای استفاده از این روابط ابتدا بایستی پارامترهای σ_c ، ε_c^{in} و d_c را که به ترتیب بیانگر حداکثر تنش فشاری، کرنش غیر الاستیک و پارامتر خرابی بتن می باشد، تعیین شود. کرنش غیر الاستیک از رابطه (۶) بدست می آید.

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el} \quad (6)$$

در رابطه ی (۶) $\varepsilon_{0c}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0}$ نشان دهنده کرنش الاستیک مصالح آسیب ندیده و ε_c کرنش کششی کلی می باشد. علاوه بر این

برای اطمینان از صحت نمودار تنش کرنش فشاری بتن، کرنش پلاستیک که از رابطه (۷) محاسبه می شود، نبایستی مقدار منفی و یا نزولی داشته باشد.

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{1-d_c} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (7)$$

پارامتر خرابی کششی (d_c)، برابر با نسبت کرنش شکست (ε_c^{in}) به کرنش کلی (ε_c)، می باشد. این مقدار برای مصالح کاملاً سالم برابر صفر و برای مصالح کاملاً آسیب دیده برابر یک می باشد.

پارامتر tensile Stiffness Recovery به معنی میزان بازیابی سختی کششی پس از خرد شدگی بتن در کشش می باشد. مقدار پیش فرض این پارامتر برابر $w_t = 0$ است که به معنی عدم بازیابی سختی پس از خرد شدگی بتن در کشش می باشد. برای مدل سازی های دقیق تر مانند مدل سازی ضربه می توان سرعت کرنش در بارگذاری بتن را نیز تعیین کرد.

در این تحقیق برای تعیین نمودار تنش کرنش فشاری بتن از مدل پیشنهادی سو^[۲۱] استفاده شده است. این مدل برای بتن های با مقاومت فشاری حد اکثر 62MPa قابل استفاده است. مطابق شکل (۵-ب) این مدل مقادیر تنش های فشاری را از $0.5\sigma_{cu}$ در شاخه صعودی تا $0.3\sigma_{cu}$ در شاخه نزولی، محاسبه می کند. تنش فشاری در این مدل از رابطه (۸) بدست می آید.

$$\sigma_c = \left(\frac{\beta \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)}{\beta - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^\beta} \right) \sigma_{cu} \quad (8)$$

در رابطه‌ی (۸) داریم:

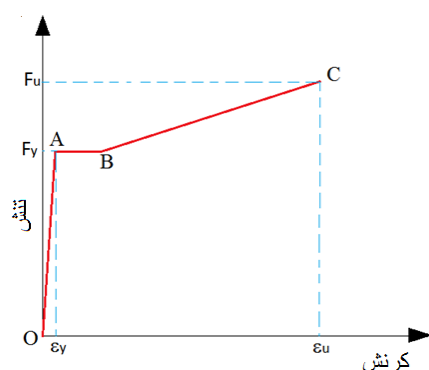
$$\beta = \frac{1}{1 - \left[\frac{\sigma_{cu}}{\varepsilon_0 E_0} \right]}$$

$$\varepsilon_0 = 8.9 \times 10^{-5} \sigma_{cu} + 2.114 \times 10^{-3}$$

مقدار مدول الاستیسیته‌ی اولیه را می‌توان از رابطه‌ی (۹) محاسبه نمود.

$$E_0 = 1.2431 \times 10^2 \sigma_{cu} + 3.28312 \times 10^3 \quad (9)$$

برای بررسی رفتار واقعی رفتار مدل اعتبارسنجی در تحقیق حاضر، چون از تحلیل غیرخطی و حالت غیرخطی مصالح (غیرخطی ماده) استفاده می‌شود، بنابراین علاوه بر تعریف مدول الاستیسیته و مدول برشی مواد، باید خواص غیرخطی آن‌ها نیز مانند منحنی تنش - کرنش معرفی شود. نهایتاً منحنی تنش-کرنش فولاد در تحلیل‌های عددی به صورت شکل (۵) در نظر گرفته شد.



شکل ۵: منحنی تنش-کرنش سه خطی مصالح فولادی بکار رفته در مدل المان محدود

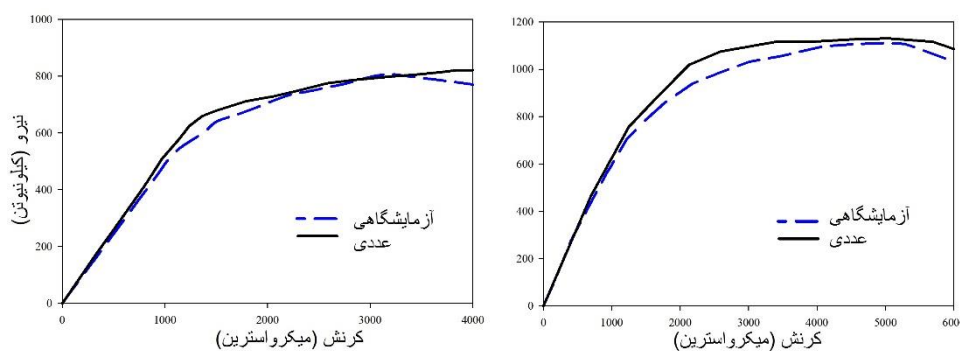
۵-۲- انتخاب المان‌ها

مقطع فولادی در ستون PEC با ورق‌های نازک ۶ و ۳ میلیمتری ساخته شدند که در برابر کمناش ضعیف هستند. همان‌طور که پیش‌تر توضیح داده شد، ستون‌های کوتاه PEC همزمان با رخ دادن کمناش در بال‌های نازک و خردشدگی بتن به ظرفیت نهایی خود می‌رسند. به منظور در نظر گرفتن این نوع رفتار، المان‌های کرنش محدود پوسته‌ای S4R برای ورق‌های فولادی و المان‌های حجمی هشت گره‌ای برای بتن استفاده شدند.

هر گره‌ی المان پوسته‌ای S4R شش درجه آزادی (سه درجه آزادی دورانی و سه درجه آزادی انتقالی) دارد. این المان از یک نقطه‌ی انتگرال‌گیری بر روی صفحه‌ی میانی خودش برای شکل دادن بردار نیروی داخلی استفاده می‌کند. تعداد پیش‌فرض نقاط انتگرال‌گیری در طول ضخامت برابر با پنج در این المان است که برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی ماده تحت بارگذاری مونوتونیک مناسب است. المان C3D8R برای مدل کردن بلوک‌های بتنی بین ورق‌های بال و جان انتخاب شده است که یک المان با مشخصه‌ی هشت گره‌ای انتگرال کاهش یافته با سه درجه آزادی انتقالی در هر گره است.

۵-۳- مدل سازی تماس بتن- فولاد

یکی از پرچالش ترین جنبه های مدل سازی در این مطالعه، مدل کردن موفق اندرکنش فولاد و بتن با یک الگوریتم تماس است. شرایط تماس در یک تحلیل، یک مشخصه ویژه از قیدهای ناپیوسته است. این قیود اجازه ی انتقال نیرو از یک بخش به بخش های دیگر مدل را زمانی که سطوح در تماس با یکدیگر باشند می دهند. زمانی که سطوح جدا از هم باشند، هیچ قیدی بکار برده نمی شود. الگوریتم زوج تماسی در این برنامه برای مدل سازی اندرکنش بین بال و سطح بتن مجاور آن بکار برده می شود. ابتدا، دو سطح تماس به صورت هندسی تعریف می شوند. سطح ورق فولادی به عنوان سطح پایه^{۱۰} و سطح بتن به عنوان سطح پیرو^{۱۱} انتخاب می شوند. از آنجا که دو سطح با یکدیگر در تماس هستند، آن ها نیروهای برشی و محوری را در طول تماس منتقل می کنند. با این وجود، نیروی کششی چسبندگی بین سطوح تماس برابر با صفر در نظر گرفته می شود. یک مدل اندرکنش مکانیکی شامل اصطکاک، برای مدل نمودن اندرکنش بین بتن و فولاد لحاظ می شود. مدل پایه ی اصطکاکی کولمب^{۱۲} در برنامه ی آباکوس جهت تعیین نیروهای برشی و محوری از ضریب اصطکاک تماسی استفاده می شود. مقدار ضریب اصطکاک مورد استفاده در این مطالعه مطابق با توصیه ی گورست و همکاران در سال ۲۰۰۳ برابر با ۰/۱ در نظر گرفته شد. این ضریب، حداقل مقدار اصطکاک استاتیکی بین سطح تماسی فولاد و بتن است. با این وجود، آنالیزهای المان محدود انجام شده برای ضرایب اصطکاک بین ۰/۱ تا ۰/۳ هستند و رفتار ستون های PEC به این پارامتر زیاد حساس نبوده است. با اعمال شرایط مرزی و نیرویی و سایر موارد اشاره شده، نمونه ی عددی تحلیل شد که در شکل (۶) مقایسه ای بین نتایج نیرو-تغییر مکان آن ها ارائه شده است.



شکل ۶: مقایسه بین نمودار نیرو-تغییر مکان نمونه ی عددی و آزمایشگاهی، الف) PEC-C و ب) PEC-CL

۶- مطالعات پارامتریک

۶-۱- فاصله ی بین لینک ها

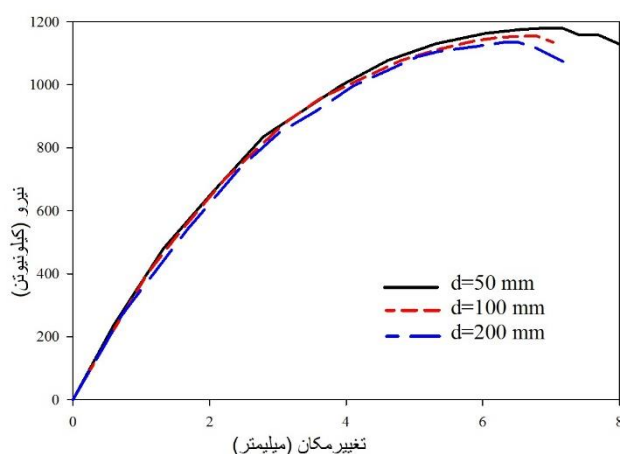
فاصله ی بین لینک های عرضی که طول غیرمهمی برای بال ایجاد می کند، تاثیر مهمی بر رفتار ستون های PEC دارد. رفتار کماتش موضعی ورق فولادی باعث کاهش ظرفیت و شکل پذیری اعضای ستون PEC می شود. از نتایج چنین مشخص شد که نمونه های با فاصله ی لینک ۵۰ میلی متر از یکدیگر تسلیم تدریجی تری در مقایسه با نمونه هایی که فاصله ی لینک ها ۱۰۰ میلی متر است، دارند. بخش های اصلی مقاله پژوهشی شامل مقدمه، کارهای انجام شده، روش تحقیق، بحث بر روی نتایج و جمع بندی می باشد؛ و بخش های اصلی مقاله مروری شامل مقدمه، کارهای انجام شده و نتیجه گیری است. در هر یک از بخش های اصلی از سبک عناوین شماره دار برای عناوین و سبک متن اصلی برای متن استفاده می شود. در شکل (۷) تحلیل های عددی بر روی نمونه ی PEC-CL تحت بار فشاری محوری خالص با تغییر در فاصله ی بین لینک های عرضی صورت گرفت است. فواصل نزدیک تر باعث بهبود ظرفیت باربری و شکل پذیری نمونه شدند. فاصله ی زیاد بین

¹⁰ Master surface

¹¹ Slave surface

¹² Coulomb friction model

لینک‌ها باعث کماتش زودرس بال مقطع فولادی و متعاقبا کاهش ظرفیت شده است. این موضوع وقتی که فاصله‌ی بین لینک‌ها به ۲۰۰ میلیمتر برسد در مقایسه با فاصله‌ی ۵۰ میلیمتر بیشتر مشهود است، چرا که کماتش موضعی بال زودتر اتفاق می‌افتد.



شکل ۷: مقایسه‌ی ظرفیت نمونه‌ی PEC-CL با فواصل مختلف لینک

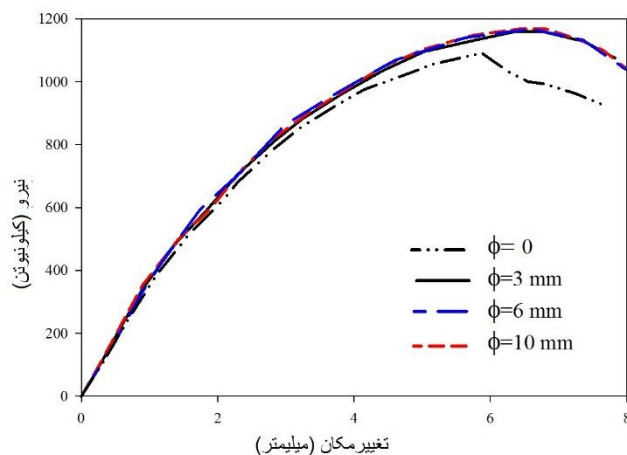
۲-۶- قطر لینک‌های عرضی

شکل (۸) تاثیر تغییر در قطر لینک فولادی عرضی را بر ظرفیت نمونه نشان می‌دهد. عدم حضور لینک عرضی باعث کاهش زود هنگام ظرفیت باربری می‌شود. با این وجود تاثیر قابل ملاحظه‌ای در اثر حضور لینک با قطرهای مختلف بر ظرفیت نمونه مشاهده نشده است. بنابراین، این موضوع می‌تواند چنین برداشت شود که حضور یا عدم حضور بسیار موثرتر از میزان قطر لینک عرضی بر ظرفیت باربری است.

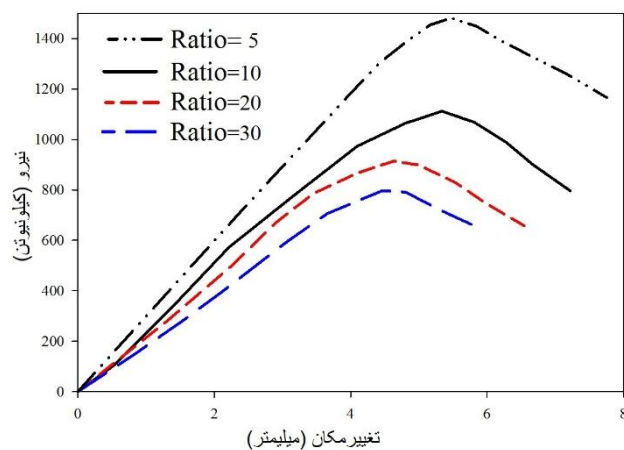
۳-۶- نسبت عرض به ضخامت بال

این بخش محدوده‌ی نسبت عرض به ضخامت بال را تشریح می‌کند. سه نسبت عرض به ضخامت ۵، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ از ستون PEC-CL مورد مطالعه قرار گرفتند. این مقادیر از حداکثر نسبت عرض به ضخامت که توسط آئین‌نامه‌ی کانادا (در این آئین‌نامه این نسبت برابر با ۳۲ قید شد) کمتر هستند. شکل (۹) رفتار نیرو-تغییر شکل محوری ستون PEC-CL را با نسبت‌های عرض به ضخامت مختلف نشان می‌دهد.

با توجه به نتایج عددی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی، ستون با نسبت عرض به ضخامت بزرگتر، مقاومت کمتری در مقایسه با حالتی که ضخامت بال بیشتر باشد، کسب می‌کند. همچنین، افت ناگهانی مقاومت در ستون با نسبت عرض به ضخامت بیشتر بارزتر است. هر چه این نسبت بزرگتر باشد، شروع رفتار غیرخطی در مقایسه با نسبت عرض به ضخامت کوچک‌تر، زودتر اتفاق می‌افتد. ظرفیت باربری با افزایش نسبت عرض به ضخامت بال از ۵ به ۳۰ به میزان ۵۲ درصد کاهش یافت. به عبارتی با کاهش این نسبت، تغییر مکان متناظر با بار بیشینه نیز کاهش می‌یابد که در نتیجه باعث کماتش زود هنگام بال می‌شود.



شکل ۸: مقایسه‌ی ظرفیت نمونه‌ی PEC-CL با قطرهای مختلف لینک



شکل ۹: مقایسه‌ی ظرفیت نمونه‌ی PEC-CL با نسبت‌های مختلف عرض به ضخامت بال

۷- نتیجه گیری

در این مقاله، مطالعه‌ی آزمایشگاهی و عددی بر روی ستون‌های مختلط نیمه مدفون تحت بار فشاری خالص انجام گرفت. سه ستون در قالب کار آزمایشگاهی آزمایش شدند. در مطالعات عددی پارامترهایی از قبیل فاصله و قطر لینک و نسبت عرض به ضخامت بال و تاثیر آن‌ها بر رفتار ستون‌ها بررسی شدند. نتایج در قالب مود تسلیم، ظرفیت باربری و مقایسه با روابط دو آئین‌نامه ارائه شدند. در ادامه نتایج مهم تحقیق ارائه شدند:

- برای هر سه ستون، مود تسلیم مشابه با یکدیگر و در قالب خردشدگی بتن و سپس کمانش موضعی بال بود. همچنین کمانش بال قبل از رسیدن نمونه به ظرفیت نهایی خود اتفاق نیافتاد.
- اضافه کردن میلگردهای طولی فولادی به بتن باعث شکل‌پذیرتر شدن نمونه شد. همچنین نمونه‌ی PEC-CLS دارای خاموت اطراف میلگرد طولی بود بیشترین سختی و ظرفیت باربری را بدست آورد که این امر ناشی از محصورشوندگی بالای بتن بود.
- میانگین نسبت ظرفیت باربری محوری پیش‌بینی به ظرفیت حاصل از کار آزمایشگاهی در نمونه‌ی PEC-C برابر با ۱/۱۴ است. برای بتن مسلح شده با میلگردهای طولی این نسبت برابر با ۱/۰۲ بود. با مقایسه‌ی نتایج آزمایشگاهی با رابطه‌ی آئین‌نامه‌ی کانادا، مشخص شد که این رابطه در محاسبه‌ی ظرفیت ستون‌های PEC محافظه‌کارانه است. این

موضوع به دلیل در نظر گرفتن احتمال کمانش در ورق بال فولادی مقطع است. در حالی که در طی آزمایش قبل از بار بیشینه، کمانشی مشاهده نشد.

- مدل عددی با نتایج نمونه‌ی آزمایشگاهی مقایسه شد و از دقت خوبی در رفتار قبل و بعد از بار بیشینه برخوردار بود. همچنین تاثیر پارامترهای مختلفی از قبیل فاصل و قطر لینک‌ها و نسبت عرض به ضخامت بال بر رفتار ستون PEC مورد بررسی قرار گرفت. فاصله‌ی بزرگ احتمال کمانش زودرس را موجب می‌شوند. همچنین حضور و عدم حضور لینک در ظرفیت باربری نمونه بسیار موثر از تغییر در قطر لینک است.

مراجع

- [1] CSA. CSA S16-01, Limit states design of steel structures. Canadian Standards Association, Rexdale, ON, 2001.
- [2] CSA. Design of Steel Structures, CSA-S16-09, Canadian Standards Association, Toronto, ON, 2009.
- [3] Hunaiti, Y. M. and Fattah, B.A. (1994). Design considerations of partially encased composite columns, Proc., Institute of Civil Engineers, *Structures and Buildings*, 106(2), 75-82.
- [4] Muise, J. (2000). Behaviour of simple framing connections to partially concrete encased H section columns. Master's Thesis, Dept of civil engineering, University of Toronto, Toronto, Canada.
- [5] Tremblay, R., Massicotte, B., Fillion, I. and Maranda, R. (1998). Experimental study on the behaviour of partially encased composite columns made with light welded H steel shapes under compressive axial loads, Proc., SSRC Annual Technical Meeting, Atlanta, 195-204.
- [6] Chicoine, T., Tremblay, R., Massicotte, B., Ricles, J. and Lu, L. W. (2002). Behaviour and strength of partially encased composite columns with built up shapes, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 128(3), 279-288.
- [7] Chicoine, T., Massicotte, B. and Tremblay, R. (2002). Finite element modelling and design of partially encased composite columns, *Steel and Composite Structures*, 2(3), 171-194.
- [8] Chicoine, T., Massicotte, B. and Tremblay, R. (2003). Long-term behaviour and strength of partially encased composite columns with built up shapes, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 129 (2), 141-150.
- [9] Prickett, B. S. and Driver, G. (2006). Behaviour of partially encased composite columns made with high performance concrete, Structural engineering report No 262. Dept of civil and environmental engineering, University of Alberta, AB, Canada.
- [10] Begum, M., Driver, R. G. and Elwi, A. E. (2005). Strength and stability simulations of partially encased composite columns under axial loads, Proc, SSRC Stability Conference, April 6-9, Montreal, Canada, 241-255.
- [11] Begum, M., Driver, R. G. and Elwi, A. E. (2007). Finite element modeling of partially encased composite columns using the dynamic explicit solution method, *J Struct Eng*, ASCE, 133(3), 326-34.
- [12] Begum, M., Driver, R. G., Elwi, A. E., (2013). Behaviour of partially encased composite columns with high strength concrete, *Engineering Structures*, 56, 1718-1727.
- [13] Chen, Y., Wang, T., Yang, J., Zhao, X., (2010). Test and numerical simulation of partially encased composite columns subject to axial and cyclic horizontal loads, *Int J Steel Struct*, 10(4), 385-93.
- [14] Pereira, F. M., De Nardin, S. and El Debs, L.H.C. (2016). Structural behaviour of partially encased composite columns under axial loads, *Steel and Composite Structures*, 20(6), 1305-1322.
- [15] CSA. (2014). CSA S16-14, Limit States Design of Steel Structures, Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario.
- [16] ACI. (1997). ACI 363R-92, State-of-the-art report on high-strength concrete (reapproved in 1997). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [17] ASTM. (2003). A370-03, Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA.
- [18] Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [19] Hibbit, K. and Sorensen, Inc. (2013). ABAQUS User's Manuals, Version 6.13.1. Rhode Island, USA.
- [20] Hsu, L.S. and Hsu, C.T.T. (1994). Complete stress-strain behaviour of high-strength concrete under compression, *Magazine of Concrete Research*, 46 (169), 301-312.
- [21] Nayal, R. and Rasheed, H.A. (2006). Tension stiffening model for concrete beams reinforced with steel and FRP bars, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18 (6), 831-841.