

اثرات لینک‌های عرضی بر عملکرد ستون‌های صلیبی شکل فولادی تحت بارگذاری محوری

مسعود محمدی^۱، محمدعلی کافی^{۲*}، مجید قلهکی^۳

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

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۳- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

* سمنان، صندوق پستی ۳۵۱۳۱-۱۹۱۱۱، mkafi@semnan.ac.ir

چکیده

در سال‌های اخیر احداث سازه‌های فولادی بلندمرتبه در جهان افزایش چشمگیری پیدا نموده است. یکی از چالش‌های مهم مهندسی سازه احداث سازه‌هایی با مقاطع مختلف براساس این ویژگی می‌باشد. لذا در بین مقاطع فولادی موجود، مقطع صلیبی شکل به علت تقارن دو محوره و امکان اتصال‌پذیری مناسب، در این تحقیق مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته است. بدلیل بهبود فرآیند طراحی و ساخت اعضای باربر صلیبی در کشور، مطالعات و بررسی‌های آزمایشگاهی و عددی حاضر با هدف نشان دادن رفتار و خصوصیات این‌گونه ستون‌ها انجام پذیرفته است. جهت بررسی و نتیجه‌گیری بهتر استفاده از این نوع مقاطع در این تحقیق، ابتدا سعی شده مطالعه‌ای پارامتریک بر روی رفتار این‌گونه ستون‌ها انجام گیرد. سپس چگونگی ابعاد و مشخصات هندسی و تخمین ظرفیت باربری ستون مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته است. پس از آن مدل عددی نمونه در نرم افزار اجزای محدود آباکوس شبیه‌سازی و نمونه‌ای آزمایشگاهی آن ساخته گردید. نهایتاً نتایج حاصل، در قالب منحنی‌های بار-تغییر مکان و نسبت نیرو-کرنش ارائه گردید. لذا نتایج تحقیق نشان می‌دهد که تعبیه لینک‌های الصاقی در این نمونه‌ها می‌تواند باعث بهبود عملکرد این ستون‌ها در خصوص میزان ظرفیت باربری، افزایش سختی و نحوه تسلیم و کمانش در این اعضا گردد.

واژگان کلیدی

مقاطع صلیبی شکل، نمونه آزمایشگاهی، لینک عرضی، آباکوس

Effects of lateral links on the performance of steel cross-shaped columns under axial load

M. Mohammadi, M.A. Kafi, M. Gholhaki

Abstract

In recent years, the construction of high-rise structures in the world has increased significantly. One of the important challenges of structural engineering is the use of different materials, including steel, to build structures based on these characteristics. Among the available steel sections, cross-shaped sections have been investigated and analyzed in this research due to biaxial symmetry and the possibility of proper connection. Due to the improvement in the process of implementation, design and construction of cross-bearing members inside the country, the present laboratory and numerical studies and investigations have been carried out with the aim of showing the behavior and characteristics of such columns. In order to investigate and draw better conclusions about the use of these types of sections, in this research, a parametric study was first attempted on the behavior of such columns. Then, how the dimensions and geometrical characteristics and estimation of the bearing capacity of the column have been analyzed. After that, the numerical model of the sample was created in Abaqus finite element software, and a laboratory sample was made. Finally, the obtained results were presented in the form of load-displacement curves and force-strain ratio. Therefore, the results of the research show that the installation of adhesive inks in these samples can improve the performance of these columns in terms of the load capacity, increase in stiffness, and the way of yielding and buckling in these members.

Keywords

Cross-shaped section, Experimental sample, Lateral links, Abaqus

روند طراحی اعضا در سازه‌های فولادی با توجه به نوع بارگذاری و کاربرد آن‌ها بر اساس خصوصیات و ویژگی‌ها موجود در پروژه‌های مختلف تعیین می‌گردد. در سال‌های اخیر بیشترین پژوهش‌ها پیرامون مقاطع H شکل و مقاطع باکس صورت پذیرفته است [۱]. لذا تعداد پژوهش‌های اندکی پیرامون مقاطع صلیبی شکل در بین مقاطع فولادی بوقوع پیوسته است. در تحقیقات صورت گرفته بعثت اینکه ستون‌های صلیبی شکل دارای تقارن دومحوره و خصوصاً نمونه نیمه مدفون آن با توجه به محصورشدگی نسبی باعث بهبود عملکرد در مقایسه با نمونه‌های مشابه دیگر هست بیشتر مورد توجه واقع شده است. همچنین قابلیت اتصال پذیری مناسب و در هشت وجه در نمونه‌ی نیمه مدفون بتنی و خصوصاً تعبیه راحت‌تر ورق‌های پیوستگی در نمونه‌ی فولادی آن، از جمله مزیت‌های چشمگیر دیگر این اعضا می‌باشد. نهایتاً عوامل مذکور می‌تواند این اعضای سازه‌ای را بعنوان یک المان کلیدی در ساختمان‌های بلند مرتبه نیز معرفی نماید [۲]. همچنین بکارگیری اعضای الصاقی در ستون‌های صلیبی شکل راهکار دیگری جهت بهبود عملکرد در خصوص افزایش میزان سختی و کنترل لاغری می‌باشد [۳]. با توجه به پیشرفت روند ساخت و ساز در جهان و مطالعه و بررسی ظرفیت باربری سازه‌ها، استفاده از مقطعی مناسب برای تحمل بارهای ناشی از تنش‌های مختلف به عنوان یک موضوع مهم مورد توجه بسیاری از محققین بوده است. لذا مهندسین در مطالعات و تحقیقات خود اهداف مشترکی را جهت بکارگیری نیمرخ‌های مورد نظر و مطلوب دنبال می‌نمودند [۴]. از جمله آن هدف‌ها دستیابی به شعاع ژیراسیون بالا با مصرف مصالح کمتر دارای سختی و شکل‌پذیری مناسب و همین‌طور نسبت مقاومت به وزن بیشتر را می‌توان نام برد. ستون‌های صلیبی به دلیل ایجاد مقاومت ثقلی و همچنین خمش مناسب در دو جهت دارای این مزیت می‌باشند [۵]. همچنین ستون‌های صلیبی شکل عملکرد قابی خوبی از نظر اتصالات تیر به ستون نیز دارا هستند. از طرفی به علت وجود بال در تمام طرف‌های ستون، قابلیت اتصالات با روش‌های مختلف به بال در این نوع از ستون‌ها به راحتی امکان‌پذیر می‌باشد. استفاده از مقاطع صلیبی شکل برای سازه‌ها، خصوصاً سازه‌های بلندمرتبه با توجه به دلایل مذکور می‌تواند از امتیاز ویژه‌ای جهت انتخاب بعنوان المان‌های کلیدی نیز برخوردار باشد [۶]. این ستون‌ها در مقایسه با نمونه مشابه H شکل از ظرفیت باربری و ممان اینرسی بیشتری برخوردار هستند. کاربرد این مقاطع با اتصالات پیچ و مهره‌ای بیشتر در قاب‌های

خمشی دوطرفه و سیستم‌های لوله‌ای بخاطر بهبود فضای معماری و سهولت در اجرا نسبت به برخی مقاطع دیگر نسبتاً بیشتر می‌باشد. همچنین در صورتی که این سازه‌ها به صورت مختلط نیز اجرا گردد قابلیت اتصال پذیری از هشت وجه را نیز دارا هستند. همانطور که در شکل (۱) نیز مشاهده می‌گردد سهولت در جانمایی ورق‌های پیوستگی نسبت به مقاطع مختلف از جمله مزایای دیگر این نوع از ستون‌ها می‌باشد [۷].



شکل ۱- ستون‌های صلیبی شکل [۷]

Prickett و همکارانش [۸] مطالعاتی را جهت بررسی بر روی عملکرد این ستون‌ها با خروج از مرکزیت‌های مختلف در بارگذاری و مقاومت‌های مختلف بتن بر روی ستون‌های مدفون انجام دادند. لذا اثرات این پارامترها را بر ظرفیت باربری این نمونه‌ها کنترل نمودند. Chicoinه و همکارانش [۹] به بررسی و مطالعه رفتار ستون‌های مختلط با استفاده از نرم افزار آباکوس پرداختند. در این مطالعه شکل مود تسلیم، توزیع تنش در مقطع جان و نیز فواصل لینک‌های عرضی در نواحی مختلف نمونه را مورد تجزیه و تحلیل قرار دادند. Chicoinه و همکارانش [۱۰] با استفاده از نرم افزار آباکوس دو تحلیل المان محدود را در جهت پی بردن به عملکرد ستون مختلط در نزدیکی بار بیشینه، با در نظر گرفتن شکل مود تسلیم و توزیع تنش در مقطع فولادی و نیز استفاده از لینک‌های الصاقی انجام دادند. مدل ابتدا با نمونه‌های آزمایشگاهی ستون مختلط کوتاه مرتبه در شرایط بارگذاری فشاری که توسط خودشان انجام گرفته بود، کالیبره و اعتبارسنجی شد. همچنین آن‌ها تاثیر توالی بارگذاری بلندمدت روی ستون را با استفاده از مدل عددی شبیه‌سازی شده در مقایسه با نمونه‌های آزمایش شده، مورد مطالعه قرار دادند. Chicoinه و همکارانش [۱۱] تسلیم بین لینک‌های عرضی و بال‌ها را در سه نمونه ستون مختلط (پرشده با بتن) نیمه مدفون

و محاط در بتن مورد آزمایش قرار دادند. نتایج نشان می‌دهد که لینک‌های جوش داده شده بین بال‌ها، باعث ارتقا و افزایش ظرفیت تسلیم نهایی آن‌ها می‌گردد. Elnashai و همکارانش [۱۲] پژوهشی در مقیاس آزمایشگاهی بر روی مقطع اصلاح شده که شامل طراحی مقاطع فولادی از نوع فشرده لرزه‌ای همراه با قرارگیری لینک‌های عرضی در این نمونه‌ها صورت پذیرفت. بارگذاری این آزمایش‌ها شامل بار لرزه‌ای که سطح دیگر این نمونه‌ها نیز به طور کامل به بستر آزمایشگاه مقید شده بود. نتایج این تحقیق نشان داد که وجود لینک در ستون‌های مرکب با بتن، قادر به بهبود ظرفیت باربری و محافظت بیشتر این‌گونه ستون‌ها در برابر بارهای جانبی از جمله نیروی زلزله را نیز شامل می‌شود. مطالعه تحلیلی توسط این دو محقق در همین سال بر روی ستون‌های مختلط با استفاده از برنامه‌اجزای محدود آدپتیک نیز انجام پذیرفت. نهایتاً نتایج بدست آمده در قالب دیاگرام‌های نیرو-تغییر مکان و ممان-انحناء بود. این پژوهش توانایی تاب آوری و مقاومت این نوع از سیستم‌ها را در برابر بارهای خروج از مرکز و لرزه‌ای نشان می‌دهد. Hunaitie و همکارانش [۱۳] به ارزیابی ظرفیت باربری ستون‌های مرکب را تحت بار هم محور پرداختند. در این پژوهش به جای استفاده از میلگردهای عرضی در پروفیل فولادی، از جوش دادن ورق‌های سرتاسری فولادی بین دو امتداد بال بهره گرفته شد. آنها همچنین تاثیر پیچ‌هایی به عنوان گل میخ را در بهبود رفتار مرکب این ستون‌ها مورد آنالیز قرار دادند. Muise و همکارانش [۱۴] به بررسی رفتار اتصال تیر فلزی به ستون مختلط پرداخته است. نتایج حاصله به این شرح است که نوع اتصال و ضخامت جان، در شکل‌پذیرتر نمودن اتصال مفید ارزیابی شده است. همچنین در ادامه‌ی گزارشات فاصله کم بین لینک‌ها نیز باعث ایجاد رفتار شکل‌پذیرتری در این نمونه‌ها گردیده است. Begum و همکارانش [۱۵] یک روش عددی با استفاده از روش‌های دینامیکی تحت شرایط مرزی و بارگذاری‌های مختلف را پیشنهاد نموده‌اند. از جمله محاسن اصلی مدل ارائه شده ارزیابی و پیش‌بینی مناسب رفتار این نمونه‌ها بعد از رسیدن به بار بیشینه بوده است. Farooghimehr و Ghobadi [۱۶] به بررسی خرابی‌های ناگهانی زلزله نورتریج در اتصالات قاب خمشی سازه‌های فولادی پرداختند. در این مطالعه به ارائه جزئیات جدیدی در اتصالات، جهت شکل‌پذیرتر شدن این اعضا پرداخته‌اند. به این صورت که در محل تلاقی سیستم‌های باربری جانبی متعامد در سازه‌های فولادی استفاده از مقاطعی که رفتار مشابهی در هر دو محور اصلی خود دارا هستند می‌توان باعث بهبود عملکرد سازه در

حین بارگذاری چرخه‌ای و محوری گردد. Ebadi Jamkhaneh و همکارانش [۱۷] به بررسی رفتار آزمایشگاهی و عددی ستون‌های مختلط نیمه‌مدفون تحت بار محوری پرداختند. در این پژوهش سه نوع ستون در مقیاس آزمایشگاهی و عددی مورد بررسی قرار گرفت. در این تحقیق تاثیر پارامترهایی از قبیل فاصله و قطر لینک، نسبت عرض به ضخامت بال و تاثیر آن‌ها بر رفتار ستون‌ها مورد توجه واقع گردید. نتایج حاصله برای هر سه ستون در قالب مود تسلیم مشابه با یکدیگر به صورت خردشدگی و قلوه‌کن شدن بتن و در نهایت کماتش موضعی بال گردید. نتایج از دقت مناسب مدل عددی با نتایج نمونه‌ی آزمایشگاهی خبر می‌دهد. در این تحقیق اثرات پارامترهای گوناگونی از قبیل فاصله و ضخامت لینک‌ها، نسبت عرض به ضخامت بال بر رفتار ستون‌های مختلط مورد بررسی و آنالیز قرار گرفت. همچنین از نتایج دیگر این تحقیق به اثرات عدم حضور لینک بر ظرفیت باربری در این نمونه‌ها پی برده شد [۱۸].

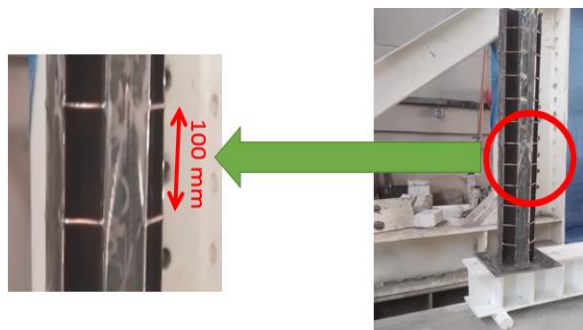
۲- روش تحقیق

در این پژوهش ابتدا سعی شده مطالعه‌ای پارامتریک بر عملکرد ستون‌های صلبی شکل جهت تعیین مشخصات ابعاد و جزئیات هندسی و تخمین ظرفیت باربری ستون تحت بارگذاری محوری واقع گردد. سپس شبیه‌سازی نمونه در نرم افزار اجزای محدود آباکوس صورت پذیرفت. لازم به ذکر است که نحوه‌ی شبیه‌سازی بگونه‌ای است که دو نمونه ستون صلبی‌شکل همراه با لینک‌های عرضی و فاقد لینک، هر کدام بصورت مجزا مورد آنالیز واقع گردید. پس از بررسی و مقایسه‌ی نتایج بدست آمده در مطالعات پارامتریک و مدل‌سازی‌های عددی و اطمینان از مشخصات و جزئیات نمونه، ساخت ستون در مقیاس آزمایشگاهی آغاز گردید. لذا خروجی‌های بدست آمده در آزمایشگاه، با نمونه‌های عددی، مقایسه و در قالب منحنی‌های بار-تغییر مکان محوری، بار-تغییر مکان جانبی، نسبت نیروی تولید شده به بار تئوریک در مقایسه با کرنش متناظر، مورد واکاوی واقع گردید.

۳- انتخاب مقیاس

قبل از پرداختن به نحوه‌ی انتخاب ابعاد و محدودیت‌های اعمالی با توجه به ضوابط موجود در آیین‌نامه‌ها، توضیحاتی در ارتباط با مقیاس انتخابی برای آزمایش این نمونه ارائه می‌گردد. هر مدلی که در یک آزمایشگاه مشخص ساخته می‌شود، یک فاکتور جهت مقیاس هندسی مناسب دارد [۲]. معمولاً مدل‌های خیلی کوچک

نمونه‌ها ۱۲ خط به صورت سرتاسری و اتصال کامل بین بال و جان و همین طور جان‌ها به یکدیگر می‌باشند. همچنین در شکل (۲) مشخصات هندسی ستون و نحوه جانمایی و فواصل بین لینک‌های عرضی را نمایش می‌دهد.



شکل ۲- ساخت نمونه و جانمایی لینک‌های عرضی در ستون [۱۹]

نکته‌ای که در مورد این گونه ستون‌ها مطرح هست ظرفیت باربری تحت بارگذاری فشاری می‌باشد. در هنگام تخمین میزان ظرفیت باربری تحت نیروی فشاری خالص می‌توان این موضوع را مطرح نمود که با ضرب سطح مقطع کل نمونه (۱۸۹۰ میلی‌متر مربع) در تنش تسلیم مصالح فولادی بدست آمده در آزمایش تست کشش ورق فولادی (۲۵۳ مگاپاسکال)، میزان ظرفیت باربری ستون را برابر با مقدار ۴۷۸/۱۷ کیلونیوتن تخمین زد.

همانطور که در قسمت (الف) از شکل (۳) مشاهده می‌گردد پارامتر S بیانگر فاصله بین لینک‌های عرضی و برابر ۱۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. پارامتر L بیانگر طول نمونه و پارامتر d نیز بیانگر عرض کلی مقطع ستون می‌باشد. در قسمت (ب) از شکل مذکور نیز جزییات بیشتری از مقطع ستون ساخته شده جهت آزمایش که شامل ضخامت بال، ضخامت جان و نیز قطر لینک‌ها مشاهده می‌گردد. همچنین با توجه به شکل (۴) ظرفیت کماتشی ستون‌ها تحت اثر بار محوری علاوه بر سطح مقطع ستون‌ها، وابسته به نسبت لاغری آن‌ها نیز (طول موثر به شعاع ژیراسیون حداقل) می‌باشد. معمولاً برای ستون‌ها با اندازه بلند که نسبت طول به شعاع ژیراسیون آن‌ها مقدار بزرگی هست. محدوده خرابی با تقریب مناسبی توسط رابطه اوایلر پیش‌بینی می‌شود. لذا در این ستون‌ها مقدار تنش بحرانی حاصل شده به مدول ارتجاعی فولاد وابسته است. برای ستون‌های کوتاه مرتبه نیز اکثراً پیدایش خرابی به علت تنش تسلیم مصالح رخ می‌دهد. که در این نوع اعضا تنش بحرانی بسیار نزدیک به تنش تسلیم مصالح ستون می‌باشد. نهایتاً در ستون‌ها با اندازه‌ی متوسط میزان خرابی، هم به مشخصات مصالح و هم به مدول ارتجاعی آن‌ها

نیازمند بارهای سبک هستند. اما طبیعتاً مشکلاتی در دقت ساخت و تجهیزات دارند. ساخت مدل‌های بزرگ‌تر نیز تجهیزات آزمایشگاهی و اعمال بارگذاری‌های بسیار سنگین‌تری را نیز لازم دارند. لذا فاکتورهای مقیاس معمول برای چند گروه از سازه‌ها در جدول (۱) نشان داده شده است.

جدول ۱- مشخصات مقیاس‌ها [۲]

انواع سازه	مدل‌های الاستیک	مدل‌های مقاومت
سقف	۰/۰۰۵ تا ۰/۰۲	۰/۰۳ تا ۰/۱
پل بزرگراه	۰/۰۴	۰/۰۵ تا ۰/۲۵
کانال راکتور	۰/۰۱ تا ۰/۰۲	۰/۰۵ تا ۰/۲۵
سازه‌های دال و تیر و ستون	۰/۰۴	۰/۱ تا ۰/۳۳
انواع سدها	۰/۰۰۲۵	۰/۰۱۳
اثرات نیروی باد	۰/۰۲ تا ۰/۰۳۳	غیر عملی

البته مدل‌سازی گاهی از بررسی رفتار سازه اصلی نیز پیچیده‌تر می‌گردد. برای نتایج این بررسی‌ها نیاز به تحلیل در ناحیه خطی، حد تسلیم، شکست و شبیه‌سازی آن‌ها نسبتاً ضروری می‌باشد. نهایتاً یک مدل‌سازی به صورت کلی شامل روندهای زیر می‌باشد:

(الف) تعیین آنچه که به عنوان هدف آزمایش و نیازها مورد مطالعه است.

(ب) تعیین قوانین شبیه‌سازی برای هندسه، مصالح، بارگذاری و پاسخ‌ها

(ج) طرح ساخت مدل با تکنسین‌های مجری ذی صلاح

(د) طراحی و آماده‌سازی تجهیزات بارگذاری

(ه) انتخاب تجهیزات، ثبت رکوردها شامل تغییر مکان‌ها، کرنش‌ها و دیگر مقایسه‌ها

(و) آنالیز اطلاعات، مشاهده پاسخ‌های حین آزمایش و بررسی محاسبات تخمینی قبل از آزمایش

۴- معرفی مدل مورد بررسی

مشخصات مقطع نمونه ساخته شده از ستون صلیبی برابر با عرض ۱۴۸ میلی‌متر و طول ۱۲۰۰ میلی‌متر، این ستون از هفت ورق فولادی ST37 ساخته شده که چهار ورق آن با عرض ۶۳/۲ و ضخامت ۴ میلی‌متر به عنوان بال‌های ستون، یک ورق با عرض ۱۴۰ میلی‌متر و دو ورق به عرض ۶۸/۵ میلی‌متر و ضخامت هر کدام از آن‌ها ۳ میلی‌متر به عنوان جان ستون فلزی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. همچنین تعداد خط جوش‌ها در این

$$f_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2} = 11895 \cdot 18 \text{ MPa} \quad (3)$$

$$f_{cr} = \left[0 \cdot 658 \left(f_y / f_e\right)\right] \times f_y = 250 \cdot 7 \text{ MPa} \quad (4)$$

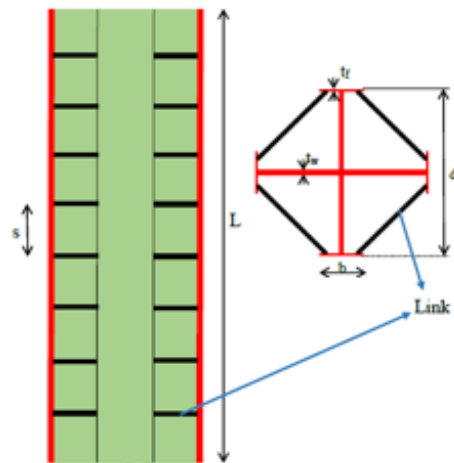
$$P_n = f_{cr} \times A_g \rightarrow 250 \cdot 7 \times 1890 = 473 \cdot 93 \text{ kN} \quad (5)$$

با توجه به این موضوع که در این نمونه، تنش تسلیم مصالح به مقدار تنش بحرانی نزدیک می‌باشد. لذا می‌توان نتیجه گرفت که نمونه به مدل ستون کوتاه مرتبه شبیه‌تر می‌باشد. نهایتاً پیش‌بینی می‌شود که روند تسلیم نمونه، به تنش تسلیم مصالح بیشتر از مدول الاستیسیته وابسته می‌باشد.

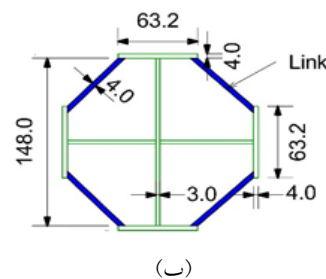
۵- الگوی بارگذاری و مشخصات آزمایش

بارگذاری این نمونه ابتدا با نرخ ۵۰ کیلونیوتن بر دقیقه آغاز گردید. سپس این نرخ بارگذاری تا محدوده‌ی ۲۴۰ کیلونیوتن به صورت ثابت به نمونه اعمال گردید. هنگام رسیدن به این نرخ بار، با توجه به بررسی نمودار بار-تغییر مکان ثبت شده، مقداری کاهش سختی در ستون مشاهده گردید. که این میزان کاهش سختی با مقداری نرم شدگی در نمودار مشخص گردید. به جهت کم کردن اثرات دینامیکی ناشی از فرآیند بارگذاری، نرخ بار به مقدار ۲۵ کیلونیوتن بر دقیقه کاهش پیدا نمود [۱۷]. این نرخ بار تا مقدار بیشینه بارگذاری (۴۵۳/۲) کیلونیوتن بطور ثابت ادامه پیدا نمود. میزان تغییرمکان متناظر با این نرخ بار حداکثر به مقدار ۹/۳ میلی‌متر ثبت گردید. هنگام رسیدن به این نرخ بارگذاری، افت بارنسبتاً محسوسی در نمونه واقع گردید. و از این به بعد نرخ بارگذاری براساس میزان کنترل تغییرمکان برابر با ۰/۱ میلی‌متر ادامه پیدا نمود و با افزایش این نرخ تغییر مکان، کاهش نسبی ظرفیت ستون مشاهده گردید. در بار ۳۹۵ کیلونیوتن این نرخ بازشدگی جک به میزان ۱/۲ میلی‌متر بر دقیقه تا رسیدن به تغییرمکان نهایی ۲۷/۴ میلی‌متر به صورت ثابت ادامه پیدا نمود. و پس از آن باربرداری از نمونه صورت گرفت.

هنگامی که نمونه به ظرفیت بیشینه خود رسید تسلیم نمونه به صورت آبی همراه با صدای ناشی از گسیختگی لینک‌های عرضی در ناحیه میانی و در فواصل ۴۰۰ و ۵۰۰ میلی‌متری از محل تکیه‌گاه صورت پذیرفت. همچنین به طور همزمان نمونه در ناحیه‌ی نزدیک به تکیه‌گاه و در فاصله بین لینک‌های عرضی (در فاصله ۱۵۰ میلی‌متری) در قسمت بال دچار کماتش موضعی و جداسازی لینک‌ها از یکدیگر گردید. همانگونه که در شکل (۵) نیز مشاهده می‌گردد سه نمونه تغییرمکان سنج جهت ثبت اطلاعات ناشی از تغییر مکان‌های ایجاد شده تحت بارگذاری

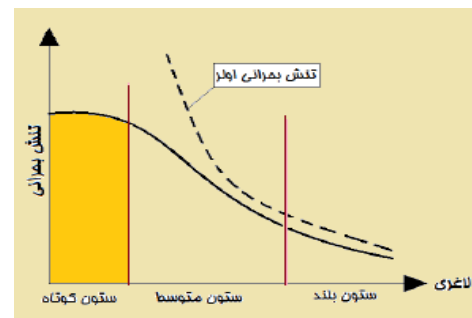


(الف)



(ب)

شکل ۳- مشخصات نمونه آزمایش



شکل ۴- مشخصات میزان لاغری ستون‌ها [۱]

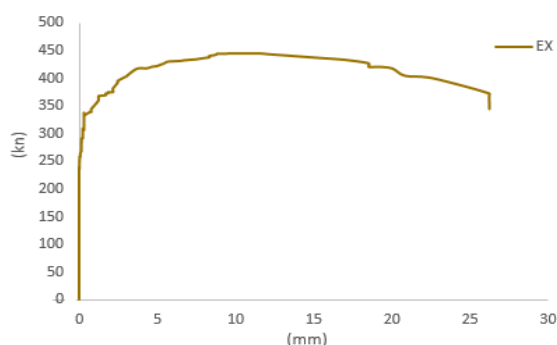
وابسته است. در این تحقیق با توجه به شرایط تکیه‌گاهی ایجاد شده، ضریب طول موثر برای این نمونه برابر با ۰/۵ تعیین گردیده است. همچنین میزان شعاع‌ژیراسیون نیز برابر ۴۵/۲ تعیین گردیده است.

$$\lambda = \frac{kl}{r} = \frac{0 \cdot 5 \times 1200}{45 \cdot 2} = 13 \cdot 27 \quad (1)$$

$$\lambda < 4 \cdot 71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2)$$

$$4 \cdot 71 \times \sqrt{\frac{210 \times 10^3}{253}} \rightarrow 13 \cdot 2 < 135 \cdot 7$$

تغییر مکان سنج شماره ۱ را نمایش می‌دهد. همانطور که در این منحنی مشاهده می‌گردد نمونه در بار بیشینه‌ی ۴۵۳/۲ کیلو نیوتن و تغییر مکان متناظر ۹/۳ میلی‌متر افت محسوسی را نسبت به قبل از این نرخ بارگذاری تجربه می‌نماید. همچنین این افت بار تا رسیدن به جابجایی نهایی به میزان ۲۷/۴ میلی‌متر نیز ادامه پیدا می‌نماید.



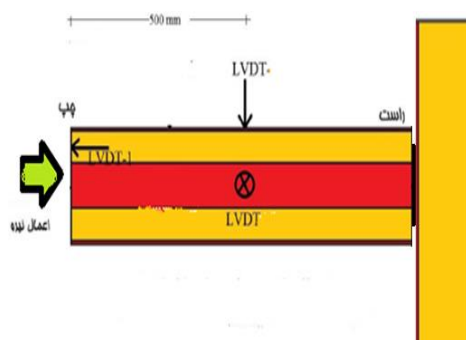
شکل ۷- نمودار بار-تغییر مکان محوری (آزمایش)

وظیفه‌ی ثبت جابجایی‌های جانبی ایجاد شده ناشی از اعمال بارگذاری، بر عهده‌ی تغییر مکان‌سنج‌های شماره‌ی ۲ و ۳ تعبیه شده بر روی نمونه‌ی تحت آزمایش می‌باشد. روند نصب این تغییر مکان‌سنج‌ها جهت ثبت اطلاعات ناشی از تغییر شکل نمونه بگونه‌ای می‌باشند که در اثر بازشدگی، مقدار جابجایی منفی و هنگام فشرده شدن مقدار جابجایی مثبت را ثبت می‌نمایند. لذا همانگونه که در شکل (۸) نیز مشاهده می‌گردد تغییر مکان سنج شماره ۲ در بار بیشینه مقداری منفی و برابر ۵/۸ میلی‌متر را نمایش می‌دهد. این درحالی است که تغییر مکان سنج شماره ۳ مقداری مثبت به میزان تقریبی ۶/۷ میلی‌متر را در بار بیشینه نمایش می‌دهد. که حاکی از فشرده شدن تغییر مکان سنج و نیز بیان‌گر تمایل نمونه درخصوص ایجاد تغییر شکل بصورت خیز منفی و به سمت بالا می‌باشد. همچنین این میزان تغییر مکان در بار نهایی برای تغییر مکان‌سنج‌های شماره‌ی ۲ و ۳ بترتیب برابر مقدار منفی ۱۶/۳ میلی‌متر و مقدار مثبت ۱۹/۶ میلی‌متری می‌باشد.

۶- صحت‌سنجی و مقایسه‌ی نتایج

در این قسمت ابتدا به شبیه سازی نمونه در نرم افزار آباکوس پرداخته می‌شود. این نرم‌افزار توانایی مدل‌سازی مسائل مختلف مهندسی، از جمله مدل‌سازی‌های مکانیکی در ناحیه غیر خطی را دارا می‌باشد. در این قسمت ابتدا مدل‌سازی قطعات، به صورت سه بعدی (3D) و از نوع شکل‌پذیر و به صورت توپر

محوری بر روی نمونه جانمایی شده است. تغییر مکان‌سنج شماره ۱، جهت ثبت جابجایی ایجاد شده در راستای محور طولی ستون تعبیه گردیده است. همچنین تغییر مکان‌سنج‌های شماره ۲ و ۳ نیز جهت نمایش جابجایی‌های جانبی ایجاد شده در نمونه، جانمایی شده‌اند.



(الف)



(ب)

شکل ۵- جانمایی تغییر مکان‌سنج‌ها در نمونه آزمایش

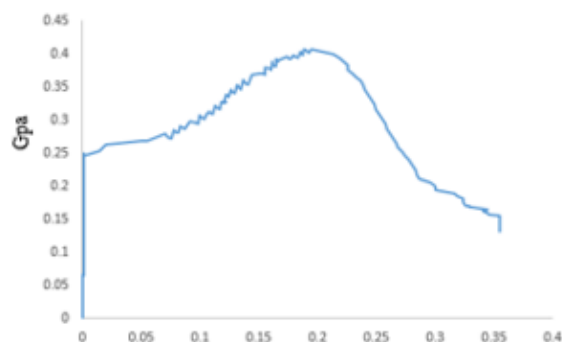
در شکل (۶) نحوه‌ی برپایی و تراز نمودن ستون با استفاده از تکنولوژی لیزر، جهت اطمینان از همراستا بودن نمونه با جک هیدرولیکی جهت اعمال بار فشاری خالص نمایش داده می‌شود.



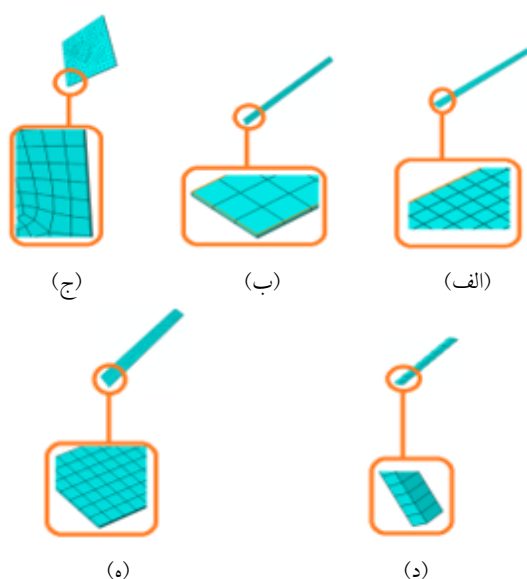
شکل ۶- برپایی آزمایش در آزمایشگاه سمنان

شکل (۷) منحنی بار-تغییر مکان محوری ثبت شده توسط

همچنین ابعاد مش‌ها در قسمت‌های دیگر نمونه نیز به صورت متوسط و برابر دوصدم لحاظ گردید.



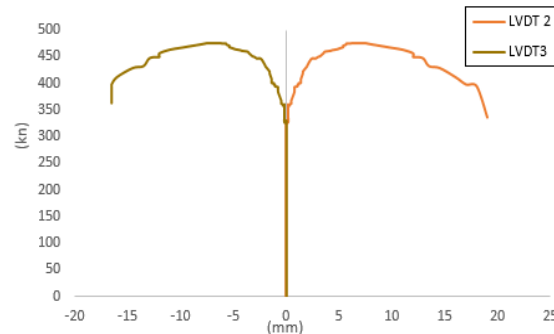
شکل ۹- مشخصات پلاستیک فولاد (تنش-کرنش)



شکل ۱۰- اجزای مش‌بندی شده: (الف) ورق جان ۶۷/۵ میلی‌متری، (ب) ورق بال، (ج) ورق کف ستون، (د) لینک عرضی و (ه) ورق جان ۱۴۰ میلی‌متری

پس از انجام مش‌بندی برای هر کدام از اعضای نمونه، و جهت ارزیابی و مقایسه‌ی بهتر تاثیر حضور لینک‌های عرضی، ابتدا نمونه‌ی فاقد لینک، مطابق شکل (۱۱) به صورت مش‌بندی کلی جهت انجام آنالیز نمایش داده می‌شود. همانگونه که در شکل (۱۲) مشاهده می‌گردد تنش‌های حداکثر نمونه در قسمت‌های میانی و نزدیک به تکیه‌گاه‌ها بوقوع پیوسته است. لذا در شکل (۱۶) نمونه آزمایشگاهی نیز همانند نمونه‌ی عددی شاهد آغاز فرآیند تسلیم و تغییرشکل‌ها در همین نواحی می‌باشد.

شکل (۱۳) نمودار بار-تغییر مکان محوری نمونه‌ی فاقد



شکل ۸- نمودار بار-تغییر مکان جانبی (آزمایش)

به نرم افزار معرفی گردید (Solid). نوع این المان‌ها نیز به صورت (C3D8R) اتخاذ گردید. سپس مطابق جدول (۲) اختصاص مشخصات مصالح فولادی، از قبیل جرم حجمی، ضریب پواسون، مدول یانگ نیز به نرم افزار اعمال گردید.

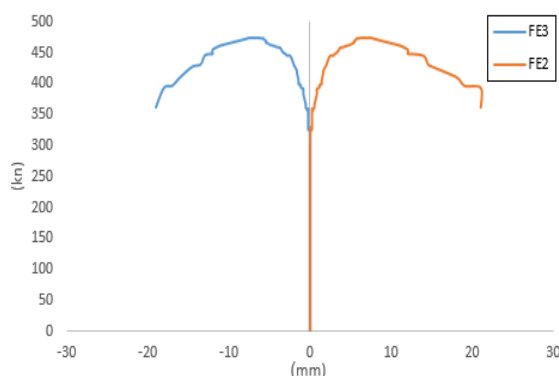
جدول ۲- مشخصات فولاد در ناحیه خطی [۱۰]

مدول یانگ (GPa)	نسبت پواسون	جرم حجمی (kg/m ³)
۲۱۰	۰/۳	۷۸۵۰

شکل (۹) نیز مشخصات پلاستیک فولاد مورد آزمایش جهت اعمال به نرم افزار را نمایش می‌دهد. جهت بدست آوردن مشخصات پلاستیک فولاد مصرفی با توجه به مشخصات ذکر شده در استاندارد ASTM در خصوص روابط تبدیل، جزئیات و شکل نمونه‌گیری، تحت آزمایش کشش واقع گردید [۶]. پس از آن جهت به وجود آوردن گام‌های تحلیل، درخواست خروجی‌های مورد نیاز و روش تحلیل از نوع استاتیکی عمومی از ماژول step استفاده گردید. از قسمت Basic نیز جهت در نظر گرفتن تغییرشکل‌های بزرگ گزینه Nlgeom فعال گردید. سپس سطح تماس و اندرکنش بین اجزای مختلف نمونه در ماژول Interaction تعریف گردید. نحوه‌ی اتصال بین بال‌ها ولینک‌های عرضی به صورت Tie از نوع اتصال غیر لغزنده تعریف گردید. سپس در قسمت Load شرایط تکیه گاهی را به صورت گیردار و بیشینه حاصل از نمونه آزمایش را به صورت نیروی فشاری به محل نقطه مرجع اعمال گردید. در شکل (۱۰) جزئیات مش‌بندی اعضای نمونه از قبیل ورق‌های جان، لینک عرضی و ورق کف ستون مشاهده می‌گردد. در این قسمت بدلیل اینکه انتظار شروع خرابی و تغییرشکل‌ها در قسمت‌هایی در بال‌ها ولینک‌های عرضی می‌رود. ابعاد مش در این قسمت‌ها ریزتر و به مقدار یک‌صدم صورت پذیرفت.

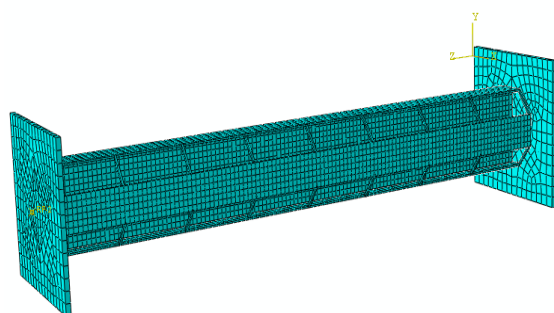


همچنین نمونه‌ی مذکور در نقطه‌ی ۲ با ثبت میزان جابجایی نهایی با مقدار مثبت ۲۱/۷ میلی‌متر، بیان‌گر تمایل ستون به ایجاد خیز منفی و تغییر شکل به سمت بالا می‌باشد.



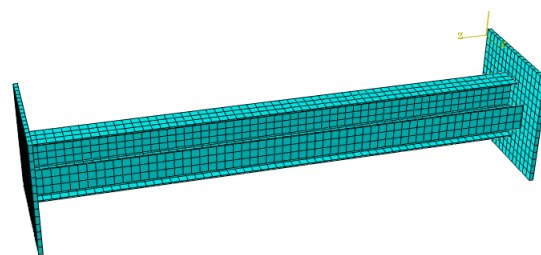
شکل ۱۴- نمودار بار-تغییر مکان جانبی (نمونه فاقد لینک)

شکل (۱۵) مش‌بندی کلی ستون صلبی‌شکل همراه با لینک‌های الصاقی را نمایش می‌دهد. این مدل شبیه‌سازی شده جهت پیش‌بینی و مقایسه عملکرد نمونه‌ی مشابه ساخته شده برای آزمایش حائز اهمیت می‌باشد.

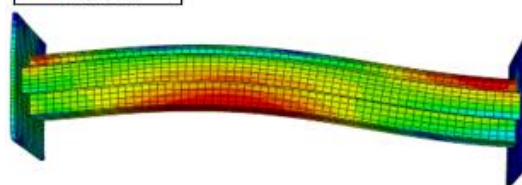
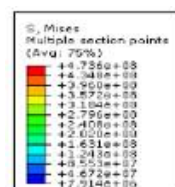


شکل ۱۵- مش‌بندی ستون صلبی‌شکل همراه با لینک عرضی

شکل (۱۶) جهت بررسی روند صحت انجام آزمایش و نیز ارزیابی نتایج و نحوه‌ی مود تسلیم نمونه در مدل آزمایشگاهی و عددی نمایش داده می‌شود. قسمت (الف) در شکل مذکور، به روند آغاز خرابی و شکست نمونه‌ها در بار بیشینه و در لینک‌های عرضی الصاق شده در قسمت میانی ستون و در محدوده‌ی ۵۰۰ میلی‌متری از تکیه‌گاه اشاره دارد. پس از وقوع خرابی در این قسمت‌ها و نیز جدایی در محل‌هایی از اتصال بال به جان، نمونه دچار کماتش موضعی در بال و در فواصل بین ۱۰۰ تا ۲۰۰ میلی‌متری از بر تکیه‌گاه می‌گردد. که این موضوع در قسمت (ب) از شکل (۱۶) نیز مشهود می‌باشد.

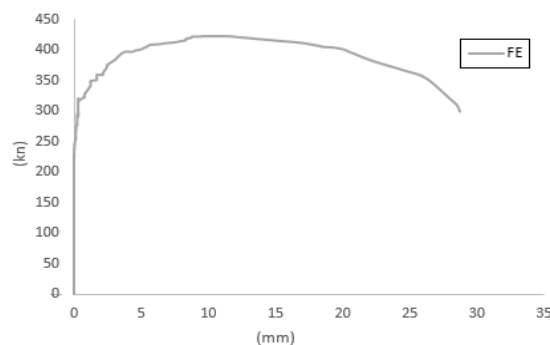


شکل ۱۱- مش‌بندی کلی ستون صلبی فاقد لینک عرضی



شکل ۱۲- مدل تسلیم نمونه فاقد لینک عرضی

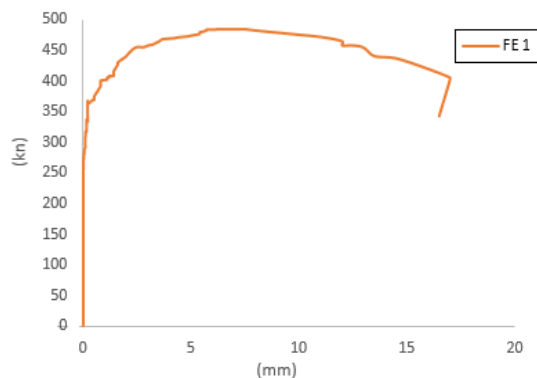
لینک عرضی شبیه‌سازی شده در نرم افزار را نمایش می‌دهد. در این منحنی نمونه پس از رسیدن به بار بیشینه‌ی ۴۲۱/۳ کیلو نیوتن و در تغییر مکان متناظر ۱۱/۲ میلی‌متر افت محسوسی در میزان ظرفیت باربری تجربه می‌نماید. همچنین این روند افت بار تا جابجایی نهایی ۲۹/۸ میلی‌متر ادامه پیدا نمود.



شکل ۱۳- نمودار بار-تغییر مکان محوری (نمونه فاقد لینک)

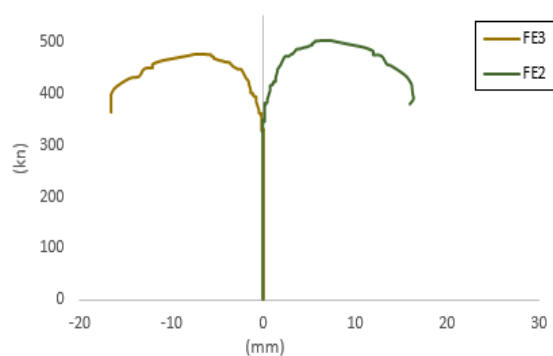
همچنین شکل (۱۴) میزان تغییر مکان‌های جانبی در نمونه‌ی شبیه‌سازی شده فاقد لینک عرضی را نمایش می‌دهد. در این نمونه نیز مشابه نمونه‌ی آزمایشگاهی، جابجایی‌های جانبی دو مقدار مثبت و منفی را ثبت نموده‌اند. این نمونه در نقطه‌ی ۳ با تغییر مکان منفی تا میزان ۱۹/۸ میلی‌متر ادامه پیدا می‌نماید.

این منحنی مشاهده می‌گردد که نمونه پس از رسیدن به بار بیشینه‌ی ۴۵۸/۲ کیلونیوتن و در تغییر مکان ۷/۸ میلی متر افت بار محسوسی را تجربه می‌نماید. همچنین این فرآیند بارگذاری تا میزان جابجایی نهایی ۱۷/۳ میلی متر نیز ادامه پیدا می‌نماید.



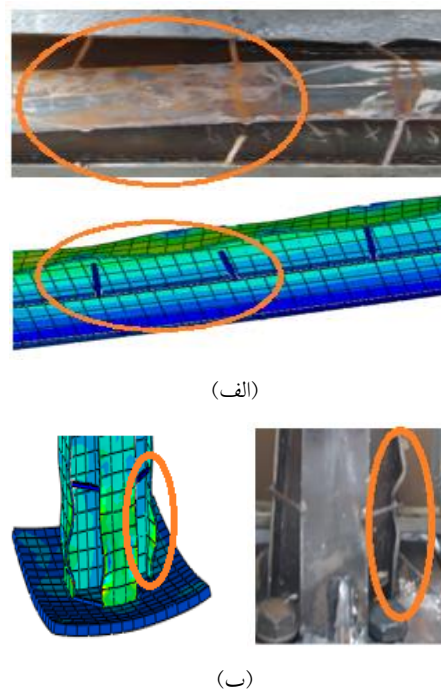
شکل ۱۸- نمودار بار-تغییر مکان محوری (با لینک عرضی)

شکل (۱۹) منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی نمونه‌ی شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار را نمایش می‌دهد. این منحنی در بار نهایی در نقطه‌ی ۲ از ثبت تغییر مکان مثبت ۱۵/۲ میلی متر خبر می‌دهد. همچنین این میزان جابجایی در نقطه‌ی ۳ برابر با مقدار منفی ۱۵/۸ میلی متر می‌باشد. لذا این موضوع از تاثیر حضور لینک‌های عرضی در کاهش میزان جابجایی در مقایسه با نمونه‌ی مشابه فاقد لینک، در شکل (۱۴) خبر می‌دهد.



شکل ۱۹- بار-تغییر مکان جانبی (با لینک عرضی)

شکل (۲۰) جهت درک و مقایسه‌ی بهتر عملکرد نمونه‌های عددی و آزمایشگاهی در مقایسه با بار ثنوریک مطرح شده در بخش چهار نشان داده می‌شود. لذا این مقایسه در شکل مذکور شامل منحنی‌های بدون بعد، نسبت نیرو - کرنش می‌باشد. در شکل (۲۰)، نمودار آبی رنگ نمونه‌ی عددی ساخته شده همراه



شکل ۱۶- فرآیند تسلیم و تغییر شکل در نمونه آزمایشگاهی و عددی: (الف) آغاز فرآیند خرابی در قسمت میانی نمونه (گسیختگی لینک‌ها) و (ب) تغییر شکل در ناحیه نزدیک به تکیه‌گاه

در شکل (۱۷) با توجه به مقید شدن کف ستون‌ها به تکیه‌گاه‌های صلب تعبیه شده در محل آزمایشگاه دانشگاه سمنان، نمونه‌ی تحت بارگذاری محوری بصورت ستون دوسرگیردار عمل می‌نماید. لذا کماتش کلی نمونه نیز پس از وقوع پدیده‌ی خرابی، در قسمت‌های میانی ستون و در نواحی بین ۴۰۰ تا ۸۰۰ میلی متری از بر تکیه‌گاه بوقوع پیوسته است.



شکل ۱۷- تسلیم و کماتش کلی نمونه

شکل (۱۸) منحنی بار-تغییر مکان در راستای طولی نمونه شبیه‌سازی شده همراه با لینک‌های عرضی را نمایش می‌دهد. در

همراه با لینک، مقدار حدود ۴ درصد را نسبت به بار تثوریک ثبت نموده است.

۴- همچنین با بررسی نمودارهای بار-تغییرمکان جانبی در نمونه‌ی دارای لینک‌های الصاقی شاهد کاهش ۱۳ درصدی میزان تغییرمکان جانبی در بار بیشینه و کاهش جابجایی میانگین ۲۳ درصدی در بار نهایی، نسبت به نمونه‌ی مشابه فاقد لینک بوده است. این موضوع بیانگر افزایش سختی در نمونه‌ی همراه با لینک‌های عرضی در مقایسه با نمونه‌ی مشابه فاقد لینک عرضی می‌باشد.

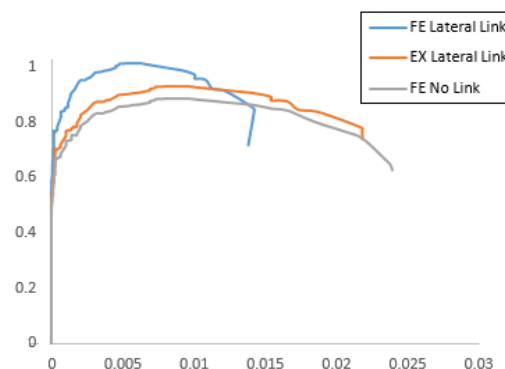
۸- تقدیر و تشکر

بدینوسیله نویسندگان کمال تشکر و سپاس را از زحمات آقایان مهندس ادهمی و مهندس یخشایی اعلام می‌دارند.

۹- مراجع

- [1] American Institute of Steel Construction (AISC), (2016), Specification for structural steel buildings, Standard No. ANSI/AISC 360-16, Chicago, IL.
- [2] EN94-1-1: Eurocode 4, (2014), Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, Belgium: European Committee for Standardization (CEN).
- [3] CSA S16-14, (2014), Limit states design of steel structure, Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario.
- [4] Mississauga, O. (2019), "Limit states design of steel structures, Canadian standards Association", CSA S16-14.
- [5] Mississauga, O. (2018), "Design of steel structures", Toronto, Canadian standards Association, CSA-S16-09, ON.
- [6] ASTM, (2018), Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, A370-03 PA.
- [7] Chicoine, T. (2021), "Limit states design of steel structures", Canadian Standards Association, CSA S16-01, ON.
- [8] Prickett, B.S. and Driver, G. (2020), "Behaviour of partially encased composite columns made with high performance concrete", Structural Engineering Report No 262, Department of civil and environment engineering, University of Alberta, AB, Canada.
- [9] Chicoine, T., Massicotte, B. and Tremblay, R. (2017), "Long-term behavior and strength of partially encased composite columns with built up shaps", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 29, pp. 141-150.
- [10] Chicoine, T., Tremblay, R. and Massicotte, B. (2016), "Finite element modelling and design of partially encased composite columns", Steel and Composite Structures, Vol. 2, pp. 171-194.
- [11] Chicoine, T., Massicotte, B. and Tremblay, R. (2003), "Long-term behavior and strength of partially encased composite columns made with built-up steel shaps", Journal of Structural Engineering, Vol. 129, pp.141-150.
- [12] Elnashai, A.S., Takanashi, K., Elghazouli, A.Y. and Dowling, P.J. (1991), "Experimental behaviour of partially encased composite beam-columns under cyclic and dynamic loads", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 91, pp.259-272.

با لینک عرضی در نرم افزار را نمایش می‌دهد. همچنین نمودارهای قرمز و خاکستری نیز هرکدام به ترتیب بیانگر نمونه‌ی آزمایشگاهی همراه با لینک عرضی و نمونه‌ی شبیه‌سازی شده‌ی فاقد لینک عرضی می‌باشد.



شکل ۲۰- مقایسه ظرفیت نمونه‌ها با بار تثوریک

۷- نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر برخی از خروجی‌ها در قالب مراحل رخ داد مود تسلیم، نمودارهای بار-تغییرمکان و نمودارهای نسبت بار- کرنش و نیز مقایسه با روابط آیین نامه در بخش‌های قبلی ارائه گردید. لذا در ادامه، نتایج مهم تحقیق حاضر بشرح ذیل بیان می‌گردد.

۱- مود تسلیم در نمونه آزمایشگاهی و عددی ابتدا در قالب شروع فرآیند خرابی در لینک‌های عرضی میانی در ستون و سپس ایجاد ترک در امتداد جان در طول نمونه و بلافاصله نمونه دچار کمناش موضعی در بال و در نزدیک تکیه‌گاه گردید. با توجه به این موضوع که کمناش بال قبل از رسیدن نمونه به ظرفیت نهایی خود صورت نگرفت.

۲- نتایج نشان می‌دهد که استفاده از لینک‌های عرضی در اینگونه ستون‌ها ظرفیت باربری نمونه را به میزان ۷ درصد در نمونه آزمایشگاهی و به میزان حدود ۱۰ درصد در نمونه عددی نسبت به نمونه‌ی مشابه فاقد لینک افزایش می‌بخشد. لذا انتظار می‌رود با افزایش تعداد لینک‌ها، کاهش فاصله، افزایش ضخامت این اعضا، این میزان ظرفیت شاهد افزایش بیشتری باشد.

۳- ستون‌های فاقد لینک‌های الصاقی شاهد افت باری به میزان ۱۲ درصد نسبت به بار تثوریک بوده است. این درحالی است که نمونه مشابه آزمایشگاهی همراه با لینک، افت بار ۶ درصدی را نسبت به بار تثوریک تجربه نموده است. همچنین این میزان کاهش بار در نمونه‌ی عددی

- [13] Hunaiti, Y.M. and Abdel Fattah, B. (1994), "Design considerations of partially encased composite columns", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, Vol. 104, pp.75-82.
- [14] 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.
- [15] Begum, M., Driver, R., and Elwi, A. (2020), "Parametric study on eccentrically-loaded partially encased composite columns under major axis bending", *Steel and Composite Structures*, Vol. 19, pp. 1299-1319.
- [16] Farooghimehr, S.M. and Ghobadi, M.S. (2019), "Innovative constructional detail of moment resisting connection joined of cruciform columns", *Steel and composite structures*, Vol. 18, pp. 1322-1334.
- [17] Ebadi Jamkhaneh, M., Kafi, M.A. and Kheyroddin, A. (2019), "Experimental and numerical investigations of partially encased composite columns under axial load", *Journal of Structural and Construction Engineering*, Vol. 5, pp.58-72.
- [18] Bouchereau, R., and Toupin, J.D. (2003), "Etude du comportement en compression flexion des poteaux mixtes partiellement enrobés", *Geological and Mining Engineering report EPMZGCS-2003-03*, Dept. Of Civil, Ecol.
- [19] Designer and manufacturer of power plant equipment, Jahankar Esfahan Company.

