

Determination of the bearing capacity of the flange and web of box sections under concentrated loads

Nima Fakhar Hasani¹, Yousef Hosseinzadeh^{2*}

1- M.Sc Student in Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran

2- Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran

ABSTRACT

In the design of steel beam-to-column moment connections, controlling the local effects of concentrated loads on the column flange is essential. The available capacity of flange and web in local bending, web local yielding, web compression buckling, and web local crippling under concentrated loads are developed based on research on the behavior of wide flange sections, and limited information is available on the behavior of box sections. In this paper, the bearing capacity of the flange and web of box sections under concentrated loads is evaluated. A finite element model was created to investigate the behavior of the flange and web of a box column under a concentrated load, and its accuracy was evaluated using experimental data. Subsequently, the behavior of eight box column specimens under three types of loading defined in the AISC 360-22 specification, namely, single compression, double compression, and single tension, was investigated. The capacity of the flange and web of box sections in local failure was determined using code equations and compared with the results of finite element analysis. The results revealed that the theoretical local web yielding capacity is between 66% and 153% of the column capacity. On the other hand, the web local crippling capacity determined using AISC 360-22 specification is non-conservative and ranged from 406% to 932% of the actual capacity. Additionally, the design code relationship for web compression buckling is also non-conservative, providing a value between 1246% and 3810% of the actual column capacity. The code equation for local flange bending was always conservative, providing values between 38% and 89% of the column capacity. Two relationships are proposed for determining the web local crippling and web compression buckling capacities of box columns.

ARTICLE INFO

Receive Date: 16 November 2024

Revise Date: 08 January 2025

Accept Date: 06 February 2025

Keywords:

Box Column

Local Failure

Web Local Yielding

Web Local Crippling

Web Compression Buckling

Flange Local Bending

Finite Element Model

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2025.487940.3567

*Corresponding author: Yousef Hosseinzadeh.

Email address: hosseinzadeh@tabrizu.ac.ir

تعیین ظرفیت باربری بال و جان مقاطع جعبه‌ای تحت اثر بارهای متمرکز

نیما فخار حسنی^۱، یوسف حسین زاده^{۲*}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران

۲- استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران

چکیده

در طراحی اتصالات گیردار تیر به ستون فولادی، کنترل خرابی موضعی بال ستون تحت اثر بار متمرکز برای حالات حدی محتمل خرابی، ضرورت دارد. ضوابط موجود برای تعیین ظرفیت در حالات حدی خمش موضعی بال و تسلیم موضعی، لهیدگی موضعی و کماتش فشاری جان در برابر بارهای متمرکز، براساس نتایج تحقیق بر روی رفتار مقاطع بال پهن توسعه یافته‌اند و اطلاعات محدودی در مورد رفتار مقاطع جعبه‌ای وجود دارد. به همین دلیل توصیه شده است که از ظرفیت ستون‌های جعبه‌ای در برابر بارهای متمرکز چشم‌پوشی نموده و ورق پیوستگی به کل بار متمرکز طرح شود. در این مقاله، ظرفیت باربری بال و جان مقاطع جعبه‌ای تحت اثر بارهای متمرکز تعیین می‌شود. در ابتدا مدل اجزای محدود برای بررسی رفتار بال و جان ستون جعبه‌ای تحت اثر بار متمرکز ایجاد و دقت آن با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی ارزیابی شد. در ادامه، رفتار هشت نمونه ستون جعبه‌ای تحت اثر سه نوع بارگذاری فشار یکطرفه، فشار دوطرفه و کشش یکطرفه تعریف شده در آیین‌نامه AISC 360-22 بررسی شد. ظرفیت بال و جان مقاطع جعبه‌ای در خرابی موضعی با استفاده از روابط آئین‌نامه تعیین و با نتایج تحلیل اجزای محدود مقایسه شد. بررسی نشان داد که مقادیر نظری تسلیم موضعی جان بین ۶۶٪ تا ۱۵۳٪ ظرفیت حاصل از تحلیل ستون‌ها، می‌باشد. از طرف دیگر، ظرفیت جان تعیین شده با استفاده از ضوابط آئین‌نامه برای لهیدگی موضعی جان، غیر محافظه‌کارانه بوده و بین ۴۰۶٪ تا ۹۳۲٪ ظرفیت واقعی جان ستون‌ها می‌باشد. همچنین رابطه مربوط به کماتش فشاری جان نیز غیر محافظه‌کارانه و مقداری بین ۱۲۴۶٪ تا ۳۸۱۰٪ ظرفیت واقعی ستون ارائه می‌کند. رابطه آئین‌نامه برای خمش موضعی بال ستون همواره محافظه‌کارانه بوده و مقادیری بین ۳۸٪ تا ۸۹٪ ظرفیت ستون‌ها ارائه می‌کند. در ادامه پژوهش، روابطی برای تعیین ظرفیت ستون‌های جعبه‌ای در لهیدگی موضعی و کماتش فشاری جان پیشنهاد شده است.

کلمات کلیدی: ستون جعبه‌ای، خرابی موضعی، تسلیم موضعی جان، لهیدگی موضعی جان، کماتش فشاری جان، خمش موضعی بال،

مدل اجزای محدود

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2025.487940.3567	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2025.487940.3567	۱۴۰۴/۰۹/۳۰	۱۴۰۳/۱۱/۱۸	۱۴۰۳/۱۱/۱۸	۱۴۰۳/۱۰/۱۹	۱۴۰۳/۰۸/۲۶
			یوسف حسین زاده		*نویسنده مسئول:	
			hosseinzadeh@tabrizu.ac.ir		پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

کنترل اثرات موضعی بارهای متمرکز بر بال و جان ستون، از عوامل مهم تأمین پایداری اتصالات گیردار قاب‌های خمشی فولادی می‌باشد. ضخامت عضو باید در حدی باشد که بتواند تنش‌های حاصل از بارگذاری متمرکز را تحمل کند. مقاومت مقطع با توجه به کمترین مقدار ارائه شده توسط ضوابط تعیین مقاومت در حالات حدی تسلیم موضعی جان^۱، خمش موضعی بال^۲، لهیدگی موضعی جان^۳ و کمانش فشاری جان^۴، در آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] تعیین می‌شود. در صورت کمبود ظرفیت مقطع در مقایسه با تقاضای نیروی وارده بر ستون، سخت‌کننده طرح و اجرا می‌شود.

گراهام و همکاران^۵ [۲] تحقیقاتی را در مورد اتصالات گیردار تیر به ستون با هدف درک رفتار اتصالات گیردار انجام دادند. در ادامه با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی، روابطی برای تعیین ظرفیت مقطع برای حالت حدی تسلیم موضعی جان و خمش موضعی بال پیشنهاد نمودند. چن و اوپنهایم^۶ [۳] و نیولین و چن^۷ [۴] نیز با انجام آزمایشاتی تمام مقیاس در مورد اتصالات گیردار فولادی، رابطه‌ای برای تخمین مقاومت مقطع در برابر پدیده کمانش فشاری جان توسعه دادند. رابرتس^۸ [۵] با هدف تعیین مقاومت جان مقاطع فولادی در برابر پدیده لهیدگی موضعی جان، آزمایشات تمام مقیاسی ترتیب داد و رابطه‌ای را برای تعیین مقاومت مقاطع فولادی تحت اثر بار متمرکز با توجه به نتایج آزمایشات ارائه نمود. الگالی و نونان^۹ [۶] رفتار جان مقاطع گرم نورده شده را تحت اثر بارهای متمرکز فشاری بررسی نمودند. نیروی متمرکز فشاری با خروج از مرکزیتی بین صفر تا نیم اینچ نسبت به جان مقطع در حالت اول توسط یک میله گرد و در حالت بعدی توسط یک صفحه بارگذاری مربع شکل به بال ستون اعمال شد. نتایج نشان داد که با افزایش خروج از مرکزیت محل اعمال بار، با استفاده از صفحه بارگذاری ظرفیت نهایی ستون تغییر نمی‌کند اما کاهش ظرفیت قابل ملاحظه‌ای هنگام استفاده از میله گرد برای بارگذاری ستون‌ها مشاهده شد. الگالی و سالکر^{۱۰} [۷] نیز تحقیقاتی در مورد لهیدگی موضعی جان انجام دادند. بررسی‌ها نشان داد که در مقاطع با جان لاغر لهیدگی موضعی جان پیش از تسلیم موضعی جان رخ می‌دهد و در مقاطع با جان ضخیم‌تر، تسلیم موضعی جان قبل از لهیدگی موضعی جان ایجاد می‌شود اما ستون تا زمان وقوع لهیدگی در جان به مقاومت خود ادامه می‌دهد؛ بنابراین نیازی به در نظر گرفتن حالت حدی تسلیم موضعی جان نیست و رابطه ارائه شده برای پدیده لهیدگی موضعی جان توسط آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] محافظه‌کارانه می‌باشد.

لاگرکوئیست و جانسون^{۱۱} [۸] در آزمایشات خود تعدادی شاه‌تیر فولادی را تحت اثر چند نوع بارگذاری قرار داده و ظرفیت مقاطع را تحت اثر بارهای متمرکز بررسی نمودند. در نهایت با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی، روش‌هایی برای محاسبه ظرفیت مقاطع تحت اثر بارهای متمرکز پیشنهاد شد. رابرتس و نیوآرک^{۱۲} [۹] رفتار مقاطع فولادی تحت اثر بارهای متمرکز فشاری را مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج آزمایشات نشان داد که حالت حدی لهیدگی موضعی جان حاکم بر خرابی نمونه‌ها می‌باشد. همچنین ظرفیت نهایی مقطع با توان دو ضخامت جان رابطه مستقیم داشته و متغیرهای دیگر از جمله ارتفاع مقطع، تنش تسلیم، عرض و ضخامت بال اهمیت کمتری دارند. در ادامه، روش نظری ارائه شده برای تخمین ظرفیت مقاطع با توجه به داده‌های آزمایشگاهی اصلاح و ساده‌سازی شد تا بتواند تخمین مناسبی از ظرفیت مقاطع در برابر حالت حدی لهیدگی موضعی جان ارائه کند. براساس آزمایشات حجار و همکاران^{۱۳} [۱۰] روابط آیین‌نامه AISC 360-22 [۱]، برای حالت حدی خمش موضعی بال محافظه‌کارانه بوده و در این حالت ظرفیت تعیین شده، کمتر از نیروی لازم برای خم

¹ Web Local Yielding

² Local Flange Bending

³ Web local Crippling

⁴ Web Compression Buckling

⁵ Graham et al

⁶ Chen and Oppenheim

⁷ Newlin and Chen

⁸ Roberts

⁹ Elgaaly and Nonan

¹⁰ Elgaaly and Salkar

¹¹ Lagerqvist and Johansson

¹² Roberts and Newark

¹³ Hajjar et al

کردن بال ستون می‌باشد. در مورد حالت حدی تسلیم موضعی جان نیز آنها ثابت کردند که برای شرایط غیرلرزه‌ای، فرمول ارائه شده توسط گراهام و همکاران [۲] و آیین‌نامه AISC 360-22 [۱]، مقادیری منطقی و اندکی محافظه کارانه ارائه می‌کند.

یام و همکاران^{۱۴} [۱۱] پدیده کماتش موضعی جان در انتهای تیرهای فرعی با اتصالات مفصلی را مورد ارزیابی قرار دادند. در اینگونه اتصالات با برش بال بالایی مقطع، مقاومت آن کاهش می‌یابد. یام و همکاران با انجام آزمایشات تمام مقیاس، رابطه‌ای برای تعیین ظرفیت مقاطع برش خورده در برابر کماتش جان ناشی از برش وارده را پیشنهاد نمودند. گراسیانو و ادولوند^{۱۵} [۱۲] خرابی جان مقاطع فولادی دارای سخت‌کننده‌های طولی تحت اثر بار متمرکز را مورد مطالعه قرار دادند. نتایج آزمایشات نشان داد که حالت حدی لهیدگی موضعی جان حاکم بر رفتار مقاطع آزمایش شده می‌باشد. خرابی همانند حالت بدون سخت‌کننده می‌باشد اما سخت‌کننده طولی ابعاد کماتش را محدود می‌کند.

کاردن و همکاران^{۱۶} [۱۳، ۱۴] خرابی موضعی تیرهای فولادی را مورد بررسی قرار دادند که به عنوان تکیه‌گاه ستون‌های فولادی و چوبی از آن‌ها استفاده می‌شد. مقادیر نظری حالت‌های حدی تسلیم و لهیدگی موضعی جان ارائه شده در آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] با نمونه‌های تحقیق مقایسه شدند. نتایج نشان داد که روابط ارائه شده توسط آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] سازگاری مناسبی با نمونه‌های بررسی شده دارند. همچنین موارد اصلاحی برای استفاده از ستون‌های چوبی نیز در نظر گرفته شد. سالکر و همکاران^{۱۷} [۱۵] تحقیقاتی در مورد لهیدگی موضعی جان در ستون‌های بال پهن دارای سخت‌کننده با ارتفاعی کمتر از ارتفاع خالص بین بال‌ها انجام دادند. نتایج بررسی‌ها نشان داد که پدیده لهیدگی موضعی جان در این شرایط نیز رخ می‌دهد و در آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] ضوابطی برای تعیین ظرفیت ستون در برابر حالت حدی لهیدگی جان با وجود سخت‌کننده‌های عرضی پیشنهاد نشده است. منکولاسی و همکاران^{۱۸} [۱۶] به بازنگری رابطه ارائه شده برای حالت حدی کماتش فشاری جان در آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] اقدام نمودند. با توجه به اینکه عرض بار در رابطه مربوطه لحاظ نشده است، آزمایشاتی بر پایه ارزیابی این متغیر انجام گرفت و ضرایب اصلاحی برای رابطه حالت حدی کماتش فشاری جان آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] پیشنهاد شد. سندر و همکاران^{۱۹} [۱۷] نیز مطالعات آزمایشگاهی و عددی در مورد ظرفیت مقاطع فولادی در برابر پدیده کماتش فشاری جان انجام دادند. آن‌ها متغیر عرض بار اعمال شده به مقطع را مورد بررسی قرار داده و با مقادیر نظری ارائه شده توسط رابطه پیشنهادی آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] مورد مقایسه قرار دادند. بررسی‌ها نشان داد که عرض بار اعمال شده نقش مهمی در ظرفیت مقطع دارد که این موضوع در رابطه پیشنهادی آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] لحاظ نشده و با افزایش عرض بار، ستون می‌تواند تا پنج برابر مقدار ارائه شده توسط آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] در برابر پدیده کماتش فشاری جان ظرفیت داشته باشد. تحقیقات کوالکوفسکی و رودیلا^{۲۰} [۱۸، ۱۹] در مورد ستون‌های تحت اثر نیروی متمرکز نشان داد که ظرفیت ستون‌ها با رابطه ارائه شده توسط AISC 360-22 [۱] برای لهیدگی موضعی جان به خوبی مطابقت دارد و رابطه ارائه شده برای حالت حدی تسلیم موضعی جان و خمش موضعی بال توسط آیین‌نامه محافظه کارانه می‌باشد. همچنین نتایج نشان داد که تسلیم موضعی جان معمولاً عامل خرابی ستون نیست بلکه پس از تسلیم جان، مقطع دچار انهدام نشده و تا ایجاد پدیده لهیدگی موضعی یا کماتش فشاری جان تسلیم در مقطع ادامه می‌یابد.

روابط تعیین ظرفیت باربری بال و جان زیر بارهای متمرکز، برای مقاطع I و H شکل، توسعه داده شده و در آیین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی AISC 360-22 [۱] وارد شده‌اند. در مقاطع جعبه‌ای تحت اثر بارهای متمرکز، رابطه‌ای وجود ندارد. در نتیجه انجام پژوهشی در این زمینه ضروری به نظر می‌رسد. در بخش طراحی ورق‌های پیوستگی ملاحظاتی لرزه‌ای AISC 341-22 [۲۰]، به دلیل نبودن روابط طراحی زیر بارهای متمرکز در ستون‌های جعبه‌ای، با چشم‌پوشی از ظرفیت ستون، طرح ورق پیوستگی برای تحمل تمام نیروی متمرکز، پیشنهاد شده است. هدف از این پژوهش تعیین ظرفیت و پیشنهاد روابطی برای ستون‌های جعبه‌ای تحت اثر بارهای متمرکز می‌باشد تا بتوان ظرفیت این نوع از ستون‌ها را نیز در طراحی‌ها منظور نمود. در این تحقیق ابتدا مدل‌های اجزای محدود برای بررسی رفتار

¹⁴ Yam et al

¹⁵ Graciano and Edlund

¹⁶ Carden et al

¹⁷ Salkar et al

¹⁸ Menkulasi et al

¹⁹ Sener et al

²⁰ Rodilla and Kowalkowski

ستون جعبه‌ای تحت اثر بار متمرکز ایجاد و دقت آن با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی ارزیابی شد. در ادامه، رفتار ۳۲ مدل اجزای محدود با مقاطع جعبه‌ای مختلف دارای فشردگی لرزه‌ای متوسط و زیاد براساس آیین‌نامه AISC 360-22 [۱]، تحت اثر سه نوع بارگذاری فشار یک‌طرفه، فشار دوطرفه و کشش یک‌طرفه تعریف شده در آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] مورد تحلیل قرار گرفت. سپس نوع خرابی و ظرفیت ستون‌ها با ضوابط ارائه شده توسط آیین‌نامه مقایسه مورد قرار گرفت و در انتها نتایج و پیشنهادات مربوطه شرح داده شده‌است.

۲-۱ مبانی نظری تحقیق

در اتصالات گیردار تیر به ستون فولادی، نیروهای متمرکز فشاری و کششی قابل توجه از بال تیر به ستون منتقل می‌شود. ضوابط طراحی در آیین‌نامه AISC 360-22 [۱]، به منظور تامین پایداری بال و جان ستون در تمام حالات حدی خرابی محتمل ارائه شده‌است. بر این اساس، ظرفیت ستون در برابر نیروهای متمرکز برای چهار حالت حدی خمش موضعی بال (رابطه ۱)، تسلیم موضعی جان (رابطه ۲)، لهیدگی موضعی جان (رابطه ۳) و کمانش فشاری جان (رابطه ۴) محاسبه می‌شود. حالات حدی خرابی در شکل ۱ نشان داده شده‌است. روابط ارائه شده در این بخش، تنها برای حالت بررسی پایداری در فاصله زیاد از انتهای ستون، می‌باشد.

$$R_n = 6 / 25 F_{yf} t_f^2 \quad \phi = 0 / 9 \quad (۱)$$

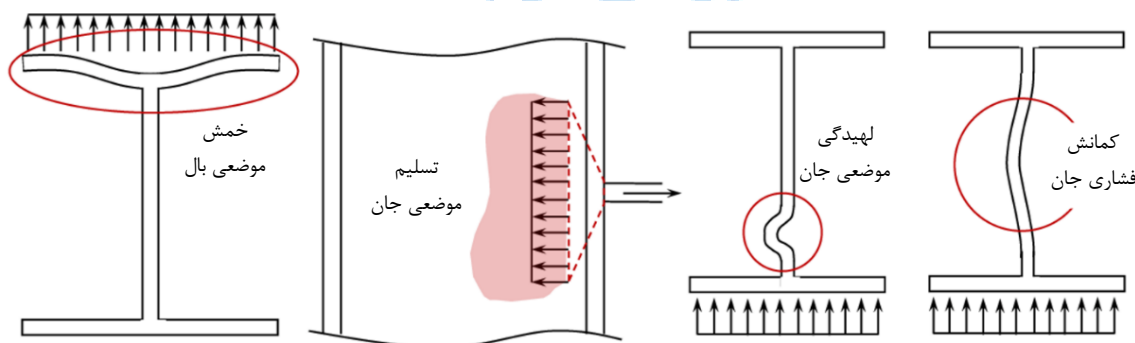
$$R_n = F_{yw} 2 t_w (5 k + l_b) \quad \phi = 1 \quad (۲)$$

$$R_n = 0 / 8 (2 t_w)^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{2 t_w}{t_f} \right)^{1/5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{2 t_w}} \quad \phi = 0 / 75 \quad (۳)$$

$$R_n = \frac{24 (2 t_w)^3 \sqrt{E F_{yw}}}{h} \quad \phi = 0 / 9 \quad (۴)$$

که در آن:

$= F_{yf}$	تنش تسلیم بال
$= t_f$	ضخامت بال
$= F_{yw}$	تنش تسلیم جان
$= t_w$	ضخامت جان ستون
$= k$	برای مقاطع جعبه‌ای با جوش نفوذی، برابر با ضخامت ستون
$= l_b$	طول اتکای بار متمرکز
$= d$	ارتفاع کلی مقطع
$= E$	مدول الاستیسیته فولاد
$= h$	ارتفاع آزاد جان
$= \phi$	ضریب کاهش مقاومت در روش LRFD



شکل ۱: حالت‌های حدی خرابی ستون تحت اثر بارهای متمرکز [۲۱]

خمش موضعی بال ستون تحت اثر نیروی متمرکز کششی ایجاد می‌شود. برای طول بارگذاری شده کمتر از 0.15 عرض بال، در نظر گرفتن حالت حدی خمش موضعی بال ضروری نمی‌باشد. رابطه ۱ براساس تحقیقات گراهام و همکاران [۲] بر مبنای مقاومت خمشی بال ستون حول محور ضعیف خود توسعه یافته است. تسلیم موضعی جان ستون تحت اثر نیروی متمرکز کششی یا فشاری ایجاد می‌شود. برای حالت حدی تسلیم موضعی جان گراهام و همکاران [۲] رابطه ۲ را پیشنهاد دادند. لهیدگی موضعی جان نشان دهنده کماتش موضعی جان در زیر بال و در محل اعمال نیروی متمرکز فشاری می‌باشد. رابطه ۳ براساس تحقیقات رابرتس [۵] در مورد لهیدگی جان در تیر ورق - هایی با ورق‌های لاغر پیشنهاد شده است.

زمانی که یک جفت نیروی متمرکز فشاری به بال‌های یک عضو فولادی اعمال شود، جان مقطع در معرض ناپایداری قرار می‌گیرد. مقاومت اسمی در حالت حدی کماتش فشاری جان، طبق رابطه ۴ تعیین می‌شود. تیموشنکو و گی‌یر [۲۲] در سال ۱۹۶۳ و سالمون و جانسون [۲۳] در سال ۲۰۰۹، رابطه‌ای را برای محاسبه تنش و نیروی بحرانی کماتش الاستیک ورق با شرایط مرزی مفصلی ارائه نمودند. چن و اوپنهایم [۳] و نیولین و چن [۴] این رابطه را با توجه به داده‌های آزمایشات خود برای محاسبه ظرفیت در حالت حدی کماتش فشاری جان؛ اصلاح نمودند. آنها با برخی تغییرات و اعمال شرایط محافظه‌کارانه، رابطه ۴ را پیشنهاد نمودند.

۲- روش تحقیق

۲-۱ مدل اجزای محدود

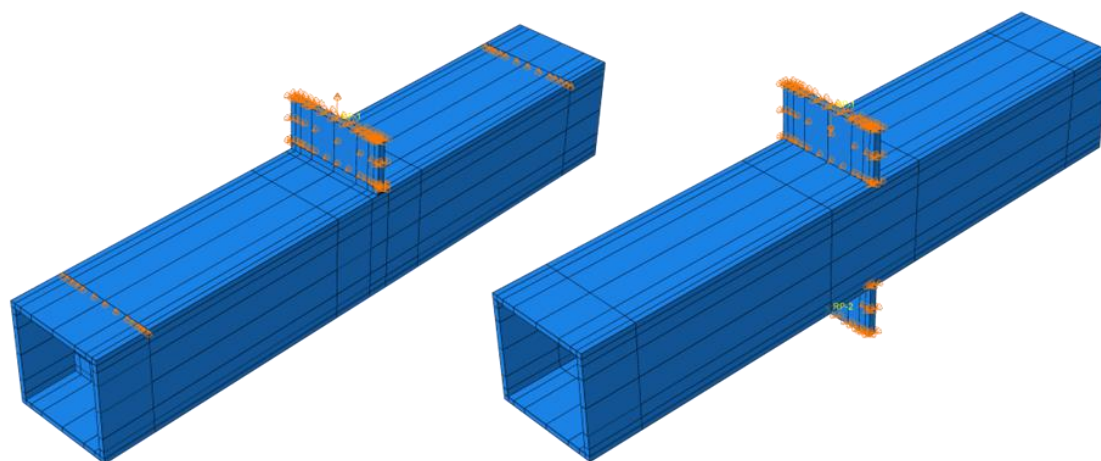
مدل‌های اجزای محدود ستون‌ها، در نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS 2020 [۲۴] ایجاد شده‌اند. برای ارزیابی صحت تحلیل اجزای محدود، از داده‌های آزمایش و نتایج مدل‌سازی عددی کوالکوفسکی و رودیلا [۱۸، ۱۹] استفاده شد. هندسه کلی و شرایط مرزی و بارگذاری نمونه‌ها در شکل ۲ نشان داده شده‌است. طول ستون‌ها برابر با 1.8 متر می‌باشد که برای حالت فشار و کشش یک‌طرفه در فاصله ۱۵ سانتی‌متری از انتهای ستون تکیه‌گاه غلطکی در نظر گرفته شده‌است. در حالت فشار یک‌طرفه تکیه‌گاه‌های غلطکی در بال پایین ستون و در حالت کشش یک‌طرفه تکیه‌گاه‌ها در بال بالایی ستون قرار گرفته‌اند. در محل تکیه‌گاه‌ها از سخت‌کننده استفاده شده تا خرابی در وسط دهانه قبل از خرابی در تکیه‌گاه رخ دهد. برای شبیه‌سازی شرایط ورق اتصال در اتصالات گیردار درجات آزادی ورق‌های بارگذاری در تمام جهات محدود شده و ورق بارگذاری فقط می‌تواند در جهت عمود بر ستون حرکت کند. بارگذاری نیز بصورت جابجایی کنترل بوده و با اعمال یک جابجایی روی سطح بالایی ورق بارگذاری به ستون اعمال می‌شود. مصالح ستون و اجزای آن به صورت ایزوتروپیک^{۲۳} و روابط تنش- کرنش مصالح به صورت نمودارهای چندخطی معرفی شدند. کوالکوفسکی و رودیلا برای مدل‌های اجزای محدود رابطه تنش- کرنش مطابق شکل ۳- الف را پیشنهاد نمودند. مصالح فولادی از رده ASTM A992 با تنش تسلیم 345 MPa و تنش نهایی 448 MPa می‌باشد. همچنین مدول الاستیسیته $2 \times 10^5 \text{ MPa}$ و ضریب پواسون مصالح 0.3 در نظر گرفته شده است. مصالح صفحات بارگذاری به صورت الاستیک^{۲۴} معرفی شد. نتایج آزمایش نشان داد که در ستون‌های تحت اثر کشش یک‌طرفه، شکست و انهدام جوش، حاکم بر رفتار ستون است. بنابراین شبیه‌سازی جوش در مدل‌های تحت اثر کشش یک‌طرفه ضروری است.

²¹ Timoshenko and Gere

²² Salmon and Johnson

²³ Isotropic

²⁴ Elastic

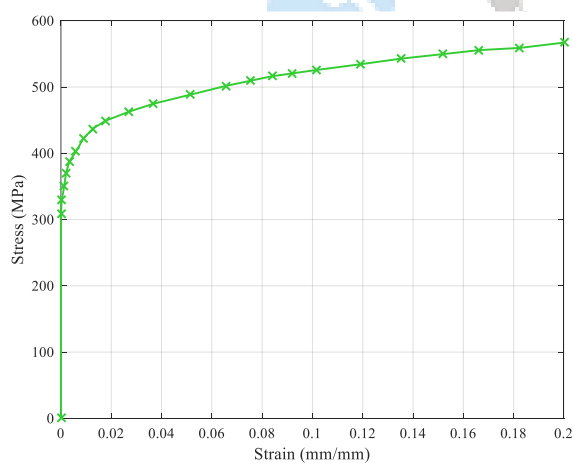


(ب)

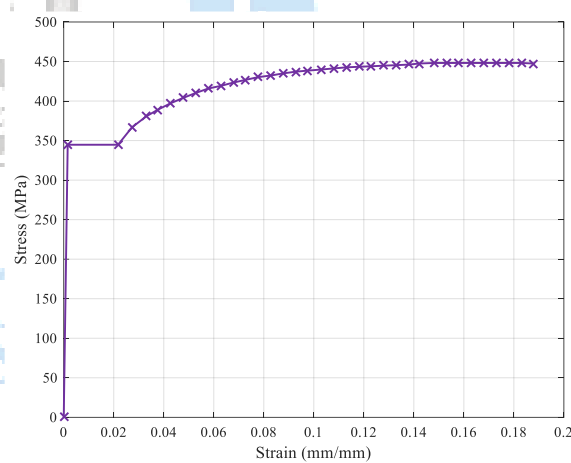
(الف)

شکل ۲: شرایط مرزی و بارگذاری ستون تحت اثر کشش یکطرفه و فشار دوطرفه
الف - مدل ستون‌های تحت اثر فشار دوطرفه ب - مدل ستون‌های تحت اثر کشش یکطرفه

با استفاده از نتایج تحقیقات بومن و کوین^{۲۵} [۲۵] و کارتل و همکاران^{۲۶} [۲۶]، منحنی تنش- کرنش فلز جوش برای الکتروود E70، مطابق شکل ۳-ب، با تنش نهایی ۵۶۷ MPa و مدول الاستیسیته 2×10^5 MPa در نظر گرفته شد. اجزای ستون، صفحه بارگذاری و جوش با المان^{۲۷}‌های مکعبی شش وجهی Solid از نوع C3D8R و ورق‌های سخت‌کننده با المان‌های Shell از نوع S4، شبیه‌سازی شدند. برای نمونه‌های فشاری از تحلیل Static Riks با منظور نمودن نقص هندسی به میزان ۰.۱٪، مود غالب کمانش و برای نمونه‌های کششی از تحلیل General Static با لحاظ کردن رفتار غیرخطی هندسی، استفاده شد.



(ب)



(الف)

شکل ۳: نمودار تنش کرنش مصالح

ب - فلز جوش کارتل و همکاران [۲۶]

الف - مدل‌های اجزای محدود کوالکوفسکی و رودیلا [۱۹]

سخت‌کننده‌های تکیه‌گاهی به اندازه ضخامت یک مش، در محل قرارگیری خود بزرگتر شبیه‌سازی شده و وارد مقطع ستون می‌شوند. برای سخت‌کننده و ستون، از گزینه Embedded Region استفاده شد تا گیرداری لازم تامین شود. برای اتصال ستون و صفحه بارگذاری، از گزینه tie استفاده شد. با توجه به نقش جوش صفحه بارگذاری در میزان مقاومت ستون تحت اثر کشش یکطرفه، جوش صفحه اتصال شبیه‌سازی و به روش tie به ستون و صفحه بارگذاری متصل شد. المان‌های جوش، از نوع C3D8 انتخاب شد. اندازه مش^{۲۸} مناسب با

²⁵ Bowman and Quinn

²⁶ Kartal et al

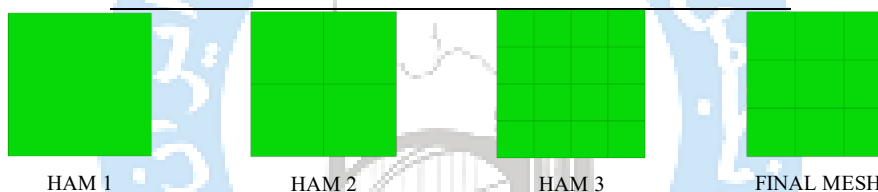
²⁷ Element

²⁸ Mesh

تحلیل حساسیت و مقایسه نتایج با داده‌های آزمایشگاهی به دست آمد. تحلیل روش همگرایی مش‌ها در ۳ مرحله انجام شد که نتایج مربوطه در جدول ۱ و مقایسه ابعاد مش‌ها در شکل ۴ نشان داده شده‌است. در مرحله سوم همگرایی، نتایج با مرحله قبل در حدود ۱/۵٪ اختلاف دارد اما استفاده از الگوی مرحله سوم همگرایی در نمونه‌ها بسیار زمان‌بر بوده و نیاز به سخت افزار قوی دارد. بررسی‌ها نشان داد که تعداد مش‌ها در نزدیک محل اعمال بار و محل تلاقی اضلاع ستون‌های جعبه‌ای تعیین کننده است. الگوی نهایی مش بکار رفته در مدل‌ها در شکل ۴ نشان داده شده‌است. در طول ستون‌های تحت اثر فشار تا فاصله ۱۵ سانتی متری از هر دو سمت محل اعمال بار اندازه المان مش ۱ سانتی متر و در فاصله‌ای دورتر از آن ۷/۵ سانتی متر تعیین شد البته اندازه مش‌ها در ۳۰ سانتی متر میانی نمونه‌های تحت اثر کشش ریزتر است که در ادامه شرح داده خواهد شد. همچنین در مقطع عرضی ضخامت ستون به ۳ المان مش تقسیم شد که با نزدیک‌تر شدن به گوشه‌ها ریزتر می‌شوند. آرایش مش‌بندی سخت‌کننده‌های تکیه‌گاهی، ورق بارگذاری و جوش نیز براساس مش‌بندی ستون تعیین شد.

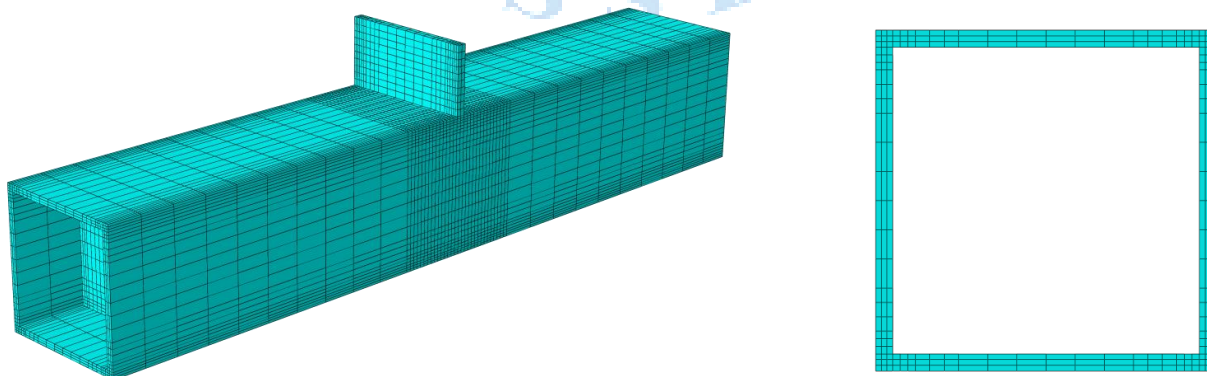
جدول ۱: نتایج مربوط به بررسی همگرایی مش‌ها در ستون‌های جعبه‌ای

Column Specimen	Failure Load (kN)	Difference (%)
HAM 1	۴۱۷۸٫۴	-
HAM 2	۴۴۸۶٫۴	۷٫۳۷
HAM 3	۴۴۵۴٫۹	۱٫۵۲
FINAL MESH	۴۵۷۳٫۶	۰٫۴۱

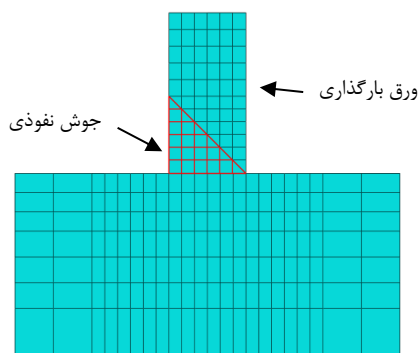


شکل ۴: تعداد المان‌های مش در گوشه ستون جعبه‌ای در هر مرحله از تحلیل همگرایی و الگوی نهایی

جزئیات جوش نفوذی در شکل ۶ نشان داده شده‌است. در ستون‌های تحت اثر کشش، تعداد المان‌های مش در ۶ سانتی متر میانی ستون ریزتر بوده و براساس نتایج تحقیقات کوالکوفسکی و رودیلا [۱۸، ۱۹] تعیین شده است. خرابی نمونه‌های تحت فشار، رسیدن به حداکثر ظرفیت و برای نمونه‌های تحت کشش، عبور تنش نهایی جوش از یک ششم بعد جوش نفوذی تعیین شد [۱۹].



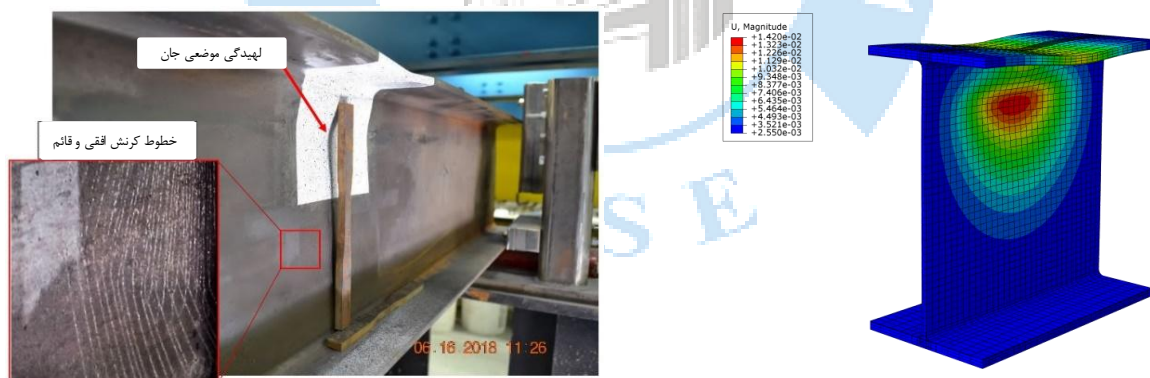
شکل ۵: جزئیات مش‌بندی ستون‌های جعبه‌ای



شکل ۶: جزئیات مش بندی جوش نفوذی در ستون های جعبه ای تحت اثر کشش یک طرفه

۲-۲ راستی آزمایشی مدلسازی

با تحلیل اجزای محدود، رفتار نمونه ستون بدون سخت کننده مرجع [۲۷] زیر بار متمرکز تعیین شد. در شکل ۷ توزیع تغییر شکل مدل اجزای محدود این پژوهش به همراه مکانیزم^{۲۹} خرابی و تغییر شکل نمونه آزمایشگاهی [۲۷] مقایسه شده است. خرابی ستون در هر دو حالت، در اثر لهیدگی موضعی جان تحت اثر فشار یک طرفه ایجاد شده است. در شکل ۸ نیز توزیع تنش حاصل از تحلیل مدل اجزای محدود (شکل ۸- الف) با داده های شبیه سازی عددی [۱۹] شکل ۸- ب مقایسه شده است. ستون در هر دو مدل، تحت اثر فشار دوطرفه دچار کماتش فشاری جان شده و دچار خرابی می شود. با توجه به شکل ۷ و ۸، پدیده تمرکز تنش و کرنش در مجاورت محل اعمال بار متمرکز به ستون ایجاد شده و در نواحی دورتر، تنش های ناشی از بار وارده کاهش می یابد. نمودارهای بار-جابجایی حاصل از تحلیل مدل های اجزای محدود و آزمایش در شکل ۹ نشان داده شده است. در نمونه W12x26، حداکثر خطای مدل اجزای محدود در مقایسه با داده های آزمایشگاهی، در فشار یکطرفه ۱/۳۱٪ و در نمونه W24x131، حداکثر خطای مدل اجزای محدود در مقایسه با نتایج تحلیل مرجع [۱۹] در فشار دوطرفه برابر با ۴/۱۴٪ می باشد. بنابراین، مدل اجزای محدود ایجاد شده دارای دقت مناسب جهت استفاده در مطالعات پارامتریک^{۳۰} می باشد.

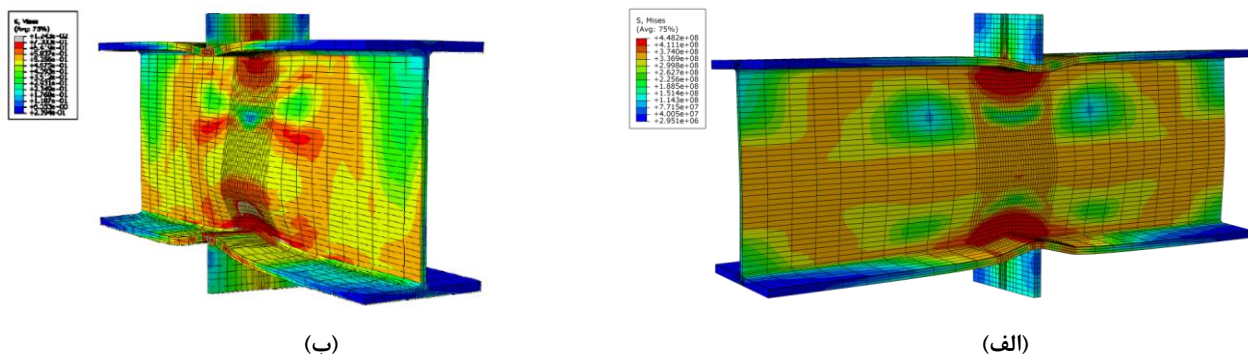


شکل ۷: لهیدگی موضعی جان نمونه W12x26 تحت اثر فشار یک طرفه

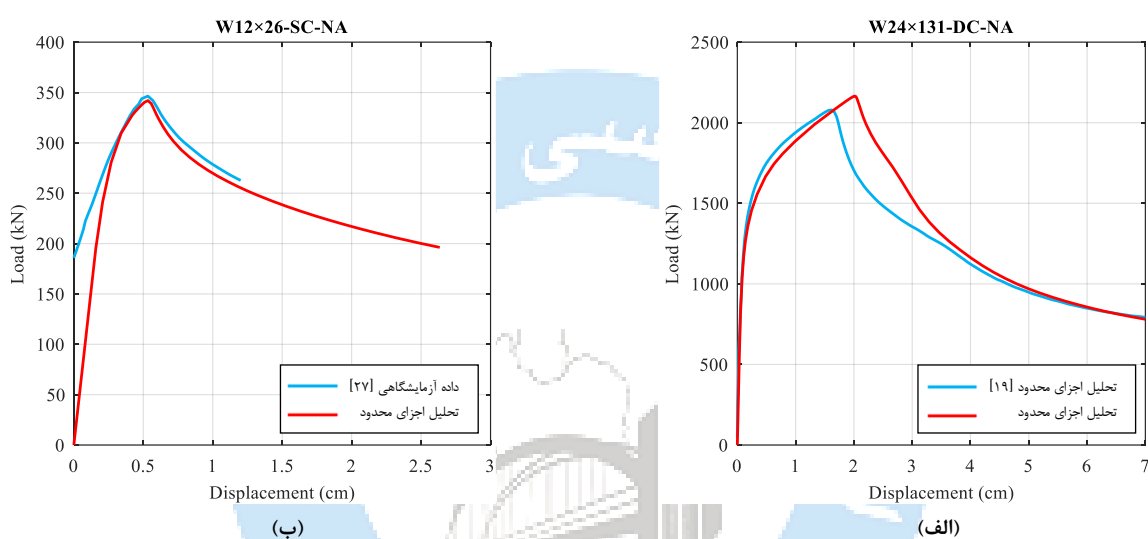
ب- مکانیزم خرابی ستون [۲۷]

الف- توزیع جابجایی حاصل از تحلیل اجزای محدود

²⁹ Mechanism
³⁰ Parametric



شکل ۸: توزیع تنش و کمانش فشاری در جان نمونه W24x131 تحت اثر فشار دوطرفه
الف - نتایج تحلیل اجزای محدود
ب - نتایج تحلیل مرجع [۱۹]



شکل ۹: نمودارهای بار جابجایی مدل‌های اجزای محدود و داده‌های آزمایش
الف - مقایسه نمودار بار - جابجایی تحلیل اجزای محدود با نتایج مرجع [۱۹]
ب - مقایسه نمودار بار - جابجایی تحلیل اجزای محدود با داده‌های آزمایش [۱۸]

۳- مطالعه پارامتریک

تأثیر ابعاد ستون و ضخامت صفحه بارگذاری بر ظرفیت ستون در برابر بارهای متمرکز با استفاده از مطالعه پارامتریک ارزیابی شده است. مدل‌ها براساس بعد و ضخامت ستون، حالت بارگذاری و ضخامت صفحه بارگذاری (فقط در نمونه‌های تحت اثر کشش) نامگذاری شده‌اند. برای حالت فشار یکطرفه SC³¹، فشار دوطرفه DC³² و برای کشش یکطرفه ST³³ استفاده شده است. در تمام ستون‌های تحت اثر فشار ضخامت صفحه بارگذاری برابر ۲۰ میلی‌متر بوده و در ستون‌های تحت اثر کشش، ضخامت صفحه بارگذاری و بعد جوش با عدد بعد از حرف W³⁴ مشخص می‌شود. نمونه‌های طراحی شده برای مطالعه پارامتریک در جدول ۲ نشان داده شده‌اند.

جدول ۲: نمونه‌های مطالعه پارامتریک

Column Specimen

³¹ Single Compression

³² Double Compression

³³ Single Tension

³⁴ Weld

BOX 300×15 SC	BOX 300×15 DC	BOX 300×15 ST-W20	BOX 500×25 ST-W20
BOX 300×30 SC	BOX 300×30 DC	BOX 300×15 ST-W40	BOX 500×25 ST-W40
BOX 400×20 SC	BOX 400×20 DC	BOX 300×30 ST-W20	BOX 500×35 ST-W20
BOX 400×35 SC	BOX 400×35 DC	BOX 300×30 ST-W40	BOX 500×35 ST-W40
BOX 500×25 SC	BOX 500×25 DC	BOX 400×20 ST-W20	BOX 600×30 ST-W20
BOX 500×35 SC	BOX 500×35 DC	BOX 400×20 ST-W40	BOX 600×30 ST-W40
BOX 600×30 SC	BOX 600×30 DC	BOX 400×35 ST-W20	BOX 600×50 ST-W20
BOX 600×50 SC	BOX 600×50 DC	BOX 400×35 ST-W40	BOX 600×50 ST-W40

۳-۱ تسلیم موضعی و لهیدگی موضعی جان ستون جعبه‌ای تحت اثر فشار یک طرفه

بر اساس آیین‌نامه AISC 360-22 [۱]، در طراحی برای فشار یک طرفه نیروهای متمرکز، حالت‌های حدی تسلیم و لهیدگی موضعی جان لحاظ می‌شوند. در حالت کشش یک طرفه نیز تسلیم موضعی جان مورد بررسی قرار می‌گیرد. ظرفیت ستون‌های بدون سخت‌کننده در حالت بارگذاری فشار یک طرفه (Specimen Capacity) در جدول ۳ نشان داده شده‌است. در این جدول مقادیر اسمی ظرفیت حالات حدی تسلیم موضعی جان (WLY^{35}) و لهیدگی موضعی جان (WLC^{36}) به همراه نسبت مقدار این حالات به ظرفیت ستون (WLY/Cap) (WLC/Cap) نیز نشان داده شده‌است.

جدول ۳: مقایسه ظرفیت ستون‌ها تحت اثر فشار یک طرفه با مقادیر نظری حالات حدی آیین‌نامه AISC360-22 [۱]

Column Specimen	Specimen Capacity (kN)	WLY (kN)	WLC (kN)	WLY/Cap	WLC/Cap
BOX 300×15 SC	۱۲۴۱	۹۸۳	۶۶۲۱	۰/۷۹	۵/۳۴
BOX 300×30 SC	۲۸۷۴	۳۵۱۹	۲۶۴۸۵	۱/۲۲	۹/۲۲
BOX 400×20 SC	۲۲۸۵	۱۶۵۶	۱۰۷۰۸	۰/۷۲	۴/۶۹
BOX 400×35 SC	۴۸۶۹	۴۷۰۹	۳۲۷۹۳	۰/۹۷	۶/۷۴
BOX 500×25 SC	۳۶۵۳	۲۵۰۱	۱۵۷۳۵	۰/۶۸	۴/۳۱
BOX 500×35 SC	۶۰۰۳	۴۷۰۹	۳۰۸۴۰	۰/۷۸	۵/۱۴
BOX 600×30 SC	۵۳۴۵	۳۵۱۹	۲۱۷۰۱	۰/۶۶	۴/۰۶
BOX 600×50 SC	۱۱۴۴۱	۹۳۱۵	۶۰۲۸۰	۰/۸۱	۵/۲۷

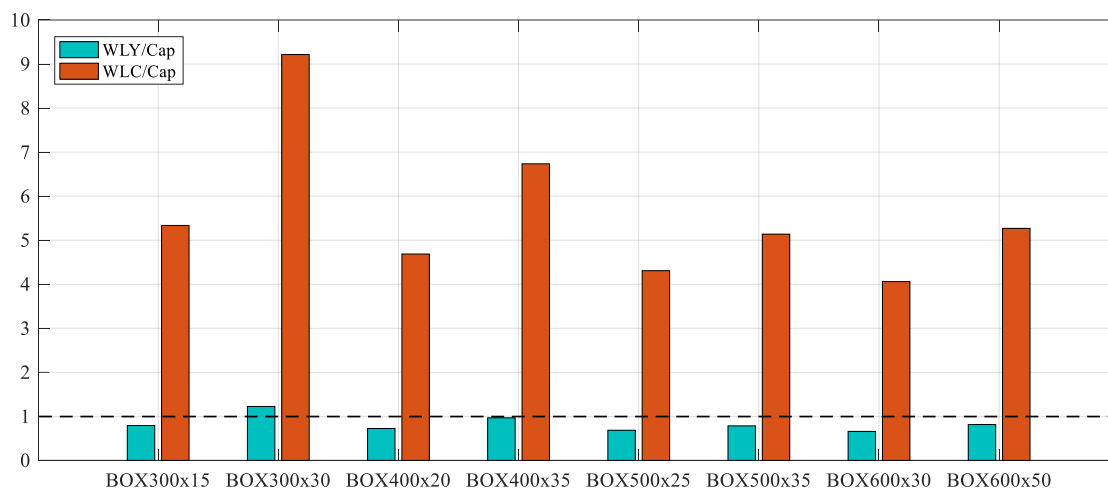
نسبت ظرفیت طراحی به ظرفیت واقعی ستون‌های جعبه‌ای برای فشار یک طرفه بارهای متمرکز، در شکل ۱۰ نشان داده شده‌است. در تمام ستون‌ها، حالت حدی حاکم، لهیدگی موضعی جان می‌باشد؛ این در حالی است که تسلیم موضعی جان بر اساس آیین‌نامه AISC 360-22 [۱]، حالت حدی حاکم خواهد بود. در تمام ستون‌ها، ظرفیت تعیین شده از آیین‌نامه برای حالت حدی تسلیم موضعی جان، نزدیک به ظرفیت ستون حاصل از تحلیل اجزای محدود می‌باشد. از طرف دیگر، رابطه ارائه شده برای حالت حدی لهیدگی موضعی جان، مقادیر بسیار بیشتری را نسبت به مقاومت ستون ارائه می‌کند. رابطه طراحی آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] در حالت حدی تسلیم موضعی جان مقاطع جعبه‌ای، با توجه به سازگاری مقادیر تعیین شده آن با نتایج تحلیل مدل اجزای محدود، دارای دقت قابل قبول بوده و محافظه‌کارانه می‌باشد. پیشنهاد می‌شود مقادیر حاصل از فرمول طراحی آیین‌نامه برای حالت حدی لهیدگی موضعی جان را در ۰/۲ ضرب نموده تا رابطه ۵ حاصل شود. برای تعیین رابطه طراحی در حالت حدی لهیدگی موضعی جان ستون جعبه‌ای، باید آزمایش‌های بیشتری انجام شود.

$$R_n = 0.2(0.8(2t)^2[1 + 3(\frac{L_b}{d})(2)^{1.5}]\sqrt{\frac{EF_y}{2}}) \quad (5)$$

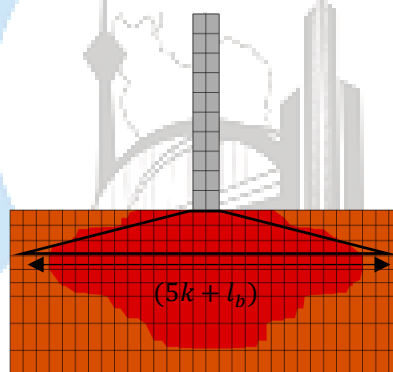
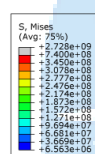
³⁵ Web Local Yielding

³⁶ Web Local Crippling

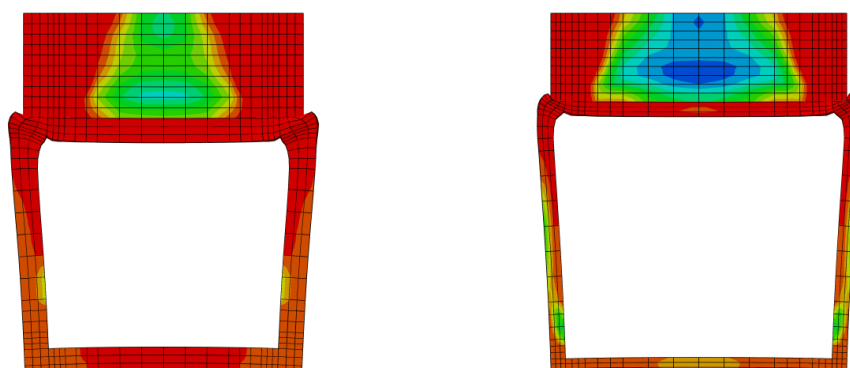
تسلیم موضعی جان ستون جعبه‌ای، در شکل ۱۱ با فرض گسترش تسلیم در طول $5k+l_b$ نشان داده شده‌است. نتایج تحلیل اجزای محدود نشان می‌دهد که تسلیم در طولی بزرگتر از $5k+l_b$ گسترش یافته و تا زمان وقوع لهیدگی موضعی جان ستون، ادامه می‌یابد. لحظه وقوع حالت حدی لهیدگی موضعی جان، نیز در شکل ۱۲ نشان داده شده‌است. با توجه به شکل ۱۲، قبل از وقوع لهیدگی موضعی در جان، حالت حدی تسلیم موضعی در جان رخ می‌دهد.



شکل ۱۰: مقایسه نسبت ظرفیت تسلیم و لهیدگی جان حاصل از روابط آیین‌نامه AIS360-22 [۱] به ظرفیت حاصل از تحلیل اجزای محدود تحت اثر فشار یکطرفه

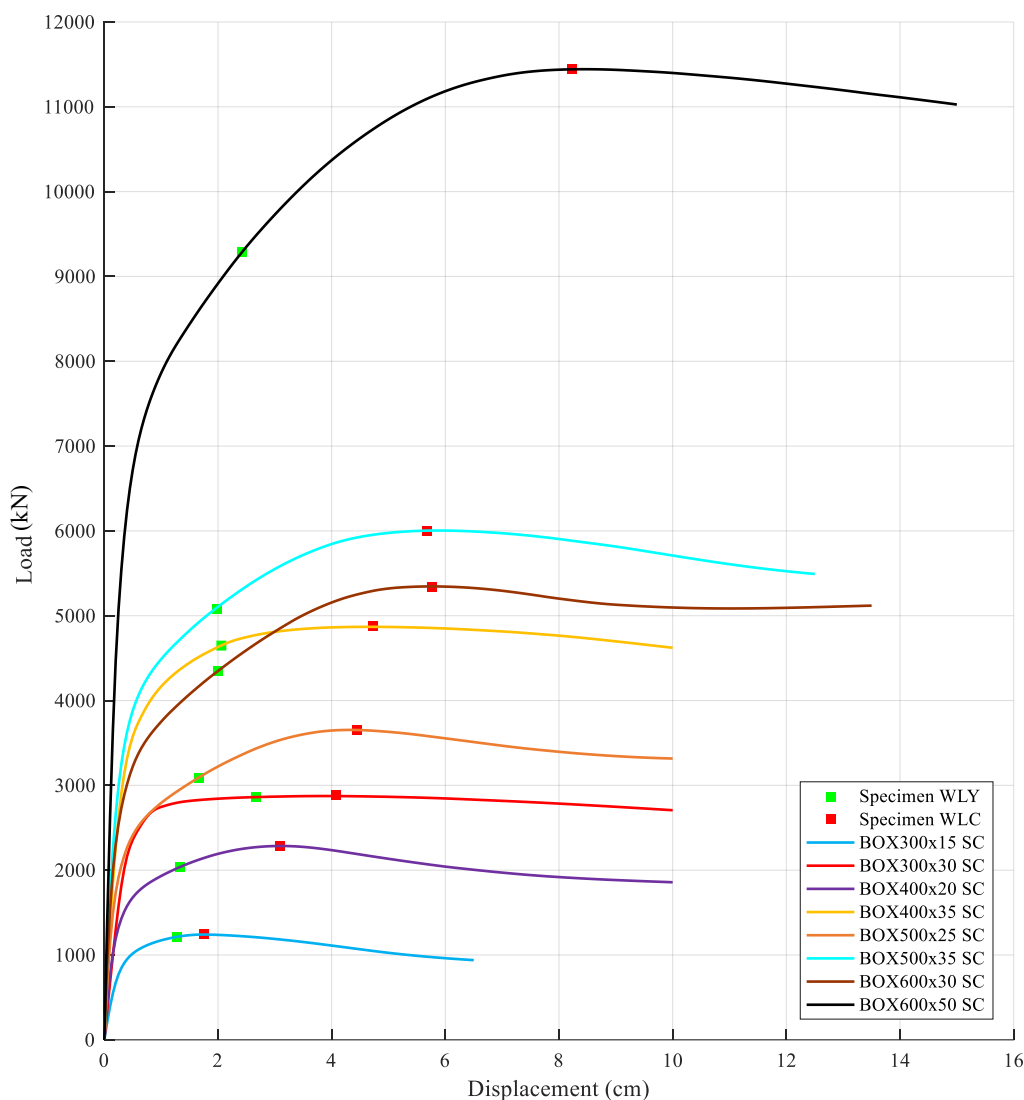


شکل ۱۱: حالت حدی تسلیم موضعی جان نمونه BOX 500x35 SC در فشار یکطرفه



شکل ۱۲: حالت حدی لهیدگی موضعی جان نمونه BOX 500x25 SC و BOX 400x35 SC در فشار یکطرفه

با شروع رفتار غیرخطی، تسلیم موضعی در جان ایجاد می‌شود؛ در نمودارهای شکل ۱۳، محل وقوع حالات حدی تسلیم و لهیدگی موضعی جان مشخص شده است. در این حالت، مقاومت ستون کاهش نمی‌یابد و با گسترش رفتار غیرخطی و افزایش تغییرشکل‌ها، ستون با لهیدگی موضعی جان دچار خرابی می‌شود. بنابراین حالت حدی تسلیم موضعی جان، در ستون‌های جعبه‌ای تحت اثر فشار یک-طرفه ایجاد می‌شود اما حاکم بر رفتار ستون در هنگام خرابی نمی‌باشد.



شکل ۱۳: نمودار بار-جابجایی ستون‌ها در فشار یک‌طرفه

۲-۳ حالت‌های خرابی تسلیم موضعی، لهیدگی موضعی و کماتش فشاری جان در فشار دوطرفه

براساس آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] در طراحی برای نیروهای متمرکز، حالت حدی کماتش فشاری جان تحت اثر فشار دوطرفه در نظر گرفته می‌شود. برای مقایسه حالت‌های حدی تسلیم و لهیدگی موضعی جان نیز به این بخش اضافه شده‌اند. جدول ۴ نتایج مربوط به تحلیل ظرفیت تمام ستون‌های بدون سخت‌کننده را تحت اثر فشار دوطرفه (Specimen Capacity) نشان می‌دهد. در این جدول ظرفیت اسمی نظیر حالات حدی تسلیم موضعی جان (WLY)، لهیدگی موضعی جان (WLC) و کماتش فشاری جان (WCB^{37}) به همراه نسبت این مقادیر به ظرفیت ستون، نشان داده شده‌است.

³⁷ Web Compression Buckling

در جدول ۴ ظرفیت ستون‌ها در حالت فشار یکطرفه با فشار دوطرفه مقایسه شده است (Ratio to SC Capacity). بررسی‌ها نشان می‌دهد که ظرفیت ستون تحت اثر فشار دوطرفه به دلیل حذف تنش‌های برشی و خمشی، همواره بیشتر از حالت فشار یکطرفه می‌باشد و با افزایش ابعاد مقاطع ستون‌ها، این اختلاف کاهش می‌یابد. در تمام ستون‌ها، حالت حدی حاکم، کمناش فشاری جان می‌باشد. این در حالی است که تسلیم موضعی جان بر اساس آیین‌نامه AISC 360-22 [۱]، حالت حدی حاکم خواهد بود.

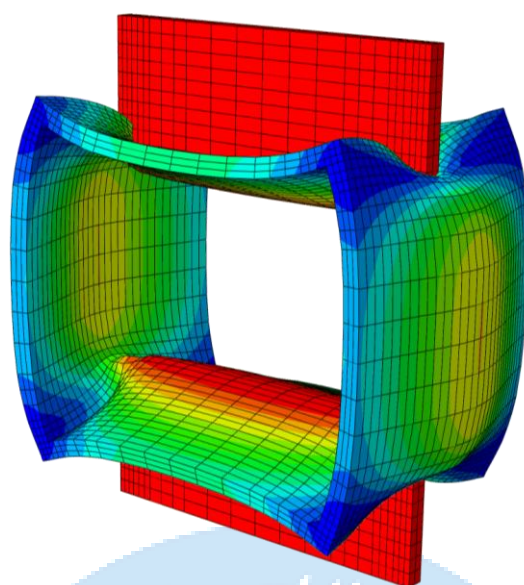
جدول ۴: مقایسه ظرفیت ستون‌ها تحت اثر فشار دوطرفه با مقادیر نظری حالات حدی آیین‌نامه AISC 360-22 [۱]

Column Specimen	Specimen Capacity (kN)	Ratio to SC Test Cap	WLY (kN)	WLC (kN)	WCB (kN)	WLY/Cap	WLC/Cap	WCB/Cap
BOX 300×15 DC	۱۶۰۰	۱/۲۹	۹۸۳	۶۶۲۱	۱۹۹۳۶	۰/۶۱	۴/۱۴	۱۲/۴۶
BOX 300×30 DC	۴۷۰۹	۱/۶۴	۳۵۱۹	۲۶۴۸۵	۱۷۹۴۲۳	۰/۷۵	۵/۶۲	۳۸/۱۰
BOX 400×20 DC	۲۶۷۶	۱/۱۷	۱۶۵۶	۱۰۷۰۸	۳۵۴۴۲	۰/۶۲	۴/۰۰	۱۳/۲۴
BOX 400×35 DC	۶۵۷۲	۱/۳۵	۴۷۰۹	۳۲۷۹۳	۲۰۷۲۱۲	۰/۷۲	۴/۹۹	۳۱/۵۳
BOX 500×25 DC	۴۰۰۰	۱/۰۹	۲۵۰۱	۱۵۷۳۵	۵۵۳۷۷	۰/۶۳	۳/۹۳	۱۳/۸۴
BOX 500×35 DC	۶۹۱۵	۱/۱۵	۴۷۰۹	۳۰۸۴۰	۱۵۹۰۲۴	۰/۶۸	۴/۴۶	۲۳/۰۰
BOX 600×30 DC	۵۵۷۶	۱/۰۴	۳۵۱۹	۲۱۷۰۱	۷۹۷۴۴	۰/۶۳	۳/۸۹	۱۴/۳۰
BOX 600×50 DC	۱۲۷۵۹	۱/۱۲	۹۳۱۵	۶۰۲۸۰	۳۹۸۷۱۸	۰/۷۳	۴/۷۲	۳۱/۲۵

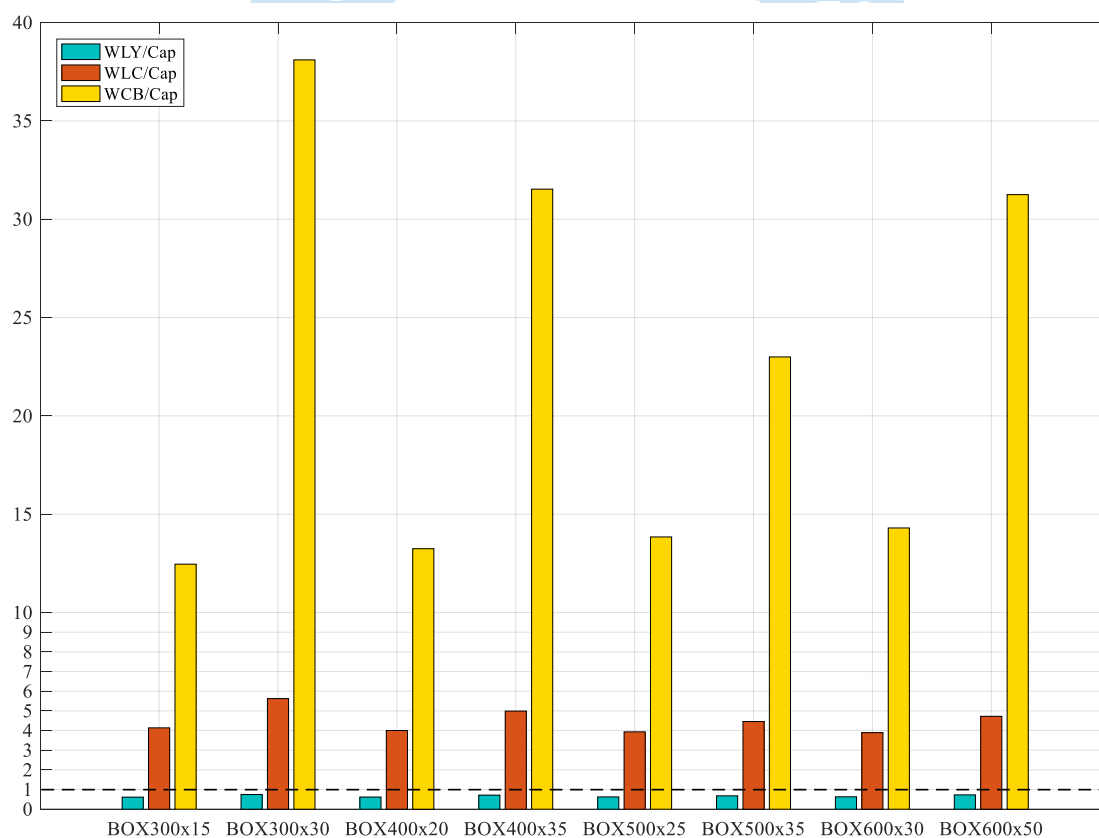
کمناش جان ستون جعبه‌ای تحت اثر فشار دوطرفه در شکل ۱۴ و نسبت ظرفیت طراحی به ظرفیت واقعی ستون‌های جعبه‌ای برای فشار دوطرفه بارهای متمرکز، در شکل ۱۵ نشان داده شده است. برای تعیین مقاومت اسمی جان مقاطع جعبه‌ای در حالت حدی تسلیم موضعی، با توجه به مطابقت مقادیر محاسبه شده از رابطه طراحی آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] با نتایج تحلیل اجزای محدود، این رابطه با دقت قابل قبول و محافظه‌کارانه می‌باشد. از طرف دیگر روابط ارائه شده آئین‌نامه برای تعیین مقاومت لهیدگی موضعی و کمناش فشاری جان، دارای اختلاف قابل توجهی با ظرفیت ستون‌ها بوده و قابل استناد نمی‌باشند. پیشنهاد می‌شود با افزودن ضریب C مقادیر حاصل از رابطه طراحی آئین‌نامه برای حالت حدی کمناش فشاری جان اصلاح شود. ضریب C برابر با ۰/۰۷ و ۰/۰۳ برای مقاطع با فشردگی لرزه‌ای متوسط و زیاد می‌باشد. برای تعیین رابطه طراحی در حالت حدی کمناش موضعی جان ستون جعبه‌ای، باید آزمایش‌های بیشتری انجام شود.

$$R_n = C \left(\frac{24(2t)^3 (EF_y)}{h} \right) \quad (۶)$$

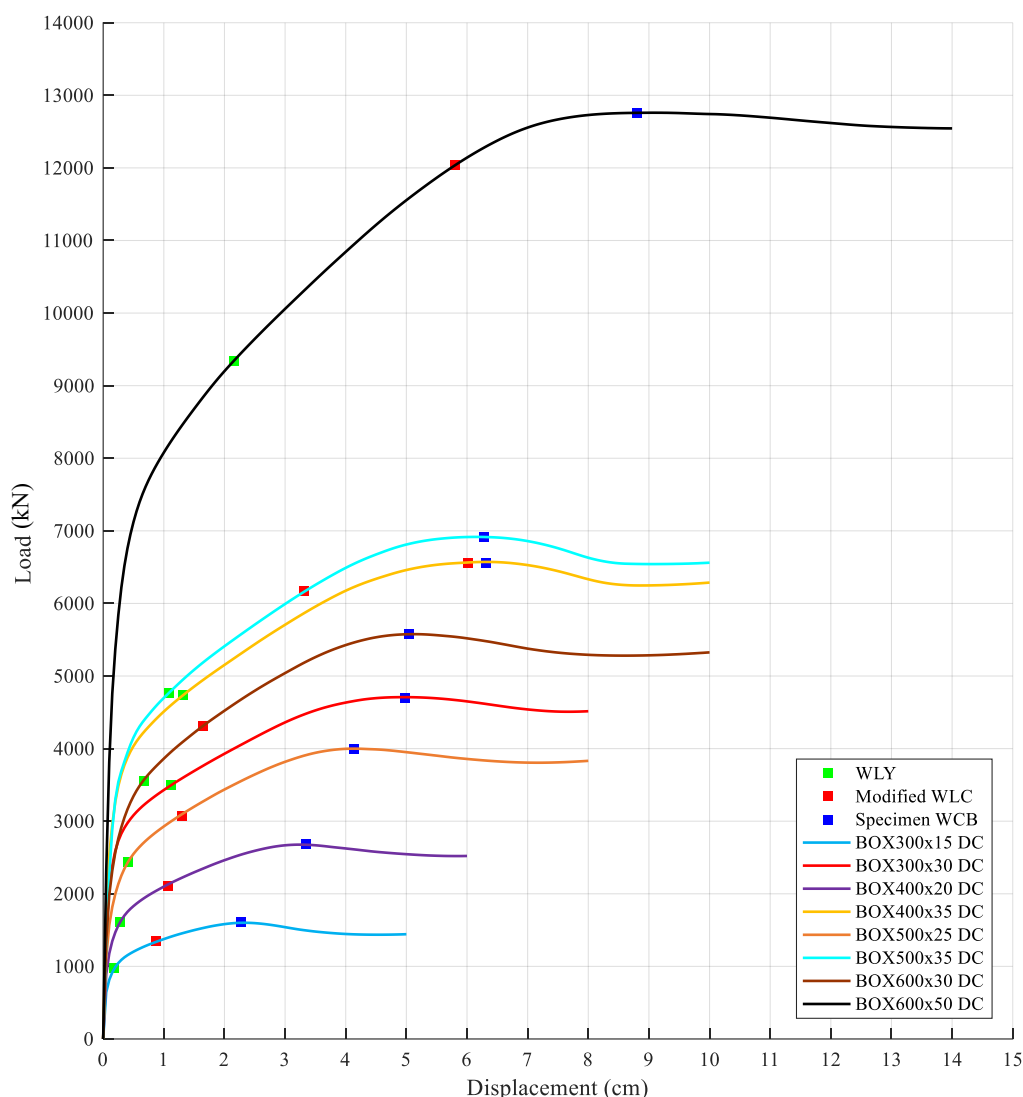
در ناحیه غیرخطی رفتار ستون‌ها، مطابق شکل ۱۶، ابتدا تسلیم موضعی و سپس لهیدگی موضعی جان مشاهده می‌شود، این در حالی است که مقاومت ستون کاهش نمی‌یابد؛ با ادامه رفتار غیرخطی و افزایش تغییرشکل‌ها، ستون در نهایت در حالت حدی کمناش فشاری جان دچار خرابی می‌شود. تشخیص لحظه وقوع حالت‌های حدی تسلیم و لهیدگی موضعی جان، در شکل ۱۶ دشوار است؛ به همین دلیل با استفاده از مقادیر نظری روابط قسمت فشار یکطرفه، حداکثر ظرفیت به عنوان ظرفیت ستون در کمناش فشاری جان در نظر گرفته شد.



شکل ۱۴: حالت حدی کمانش فشاری جان در نمونه BOX 400×20 DC تحت اثر فشار دوطرفه



شکل ۱۵: مقایسه نسبت مقاومت حاصل از روابط طراحی آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] برای خرابی‌های موضعی به مقاومت تعیین شده از تحلیل اجزای محدود تحت اثر فشار دوطرفه



شکل ۱۶: نمودار نیرو-جابجایی ستون‌ها در فشار دوطرفه

۳-۳ خمش موضعی بال و تسلیم موضعی جان تحت اثر کشش یکطرفه

در طراحی برای کشش یکطرفه نیروهای متمرکز، براساس آیین‌نامه AISC 360-22 [۱]، حالت‌های حدی تسلیم موضعی جان و خمش موضعی بال لحاظ می‌شوند. تحقیقات قبلی نشان داد که مقاومت بال ستون H در کشش یکطرفه، علاوه بر ضخامت ورق انتقال دهنده نیرو، به ابعاد جوش نیز بستگی دارد [۱۸]. ترکیبی از تاثیر مشخصات جوش و مقطع فولادی، بررسی حالت حدی خمش بال را در مقایسه با مطالعات مربوط به تسلیم، لهیدگی و کمانش فشاری جان، پیچیده‌تر می‌کند. صرف نظر از ابعاد جوش، خمش بال بر ظرفیت نهایی ستون تاثیر دارد. خمش خارج از صفحه بال ستون، باعث ایجاد تمرکز تنش در دو انتهای جوش ورق انتقال دهنده نیرو می‌شود. با استفاده از سخت‌کننده‌های هم مرکز، توزیع تنش یکنواخت‌تر و ظرفیت ستون، بیشتر می‌شود.

ظرفیت ستون‌ها تحت اثر کشش یکطرفه (Specimen Capacity) در جدول ۵ نشان داده شده‌است. ظرفیت اسمی جوش نفوذی (Weld Capacity) براساس ضوابط آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] برابر با ظرفیت کششی ورق انتقال دهنده نیرو، فرض شده‌است. در جدول

۵ ظرفیت اسمی در حالات حدی تسلیم موضعی جان (WLY)، خمش موضعی بال (FB³⁸) و نسبت این مقادیر به ظرفیت ستون یعنی (WLY/Cap)، (FB/Cap) و (WC/Cap) نشان داده شده است. حالت حدی تعیین کننده، خمش موضعی بال ستون می باشد و ظرفیت تعیین شده با استفاده از ضوابط آئین نامه، محافظه کارانه است. با توجه به مقادیر ظرفیت نشان داده شده در جدول ۵، با افزایش بعد جوش، ظرفیت ستون ها افزایش می یابد و این موضوع نشان دهنده نقص اساسی در فرمول تعیین ظرفیت در خمش موضعی بال می باشد. بنابراین، با افزایش بعد جوش و ضخامت صفحه بارگذاری با وجود خمش موضعی بال و تاثیر آن بر شکست جوش، ظرفیت در خمش موضعی بال به طور قابل توجهی افزایش یافته است.

جدول ۵: مقایسه ظرفیت تعیین شده ستون ها تحت اثر کشش یکطرفه با ظرفیت تعیین شده با استفاده از روابط آیین نامه AISC 360-22 [1]

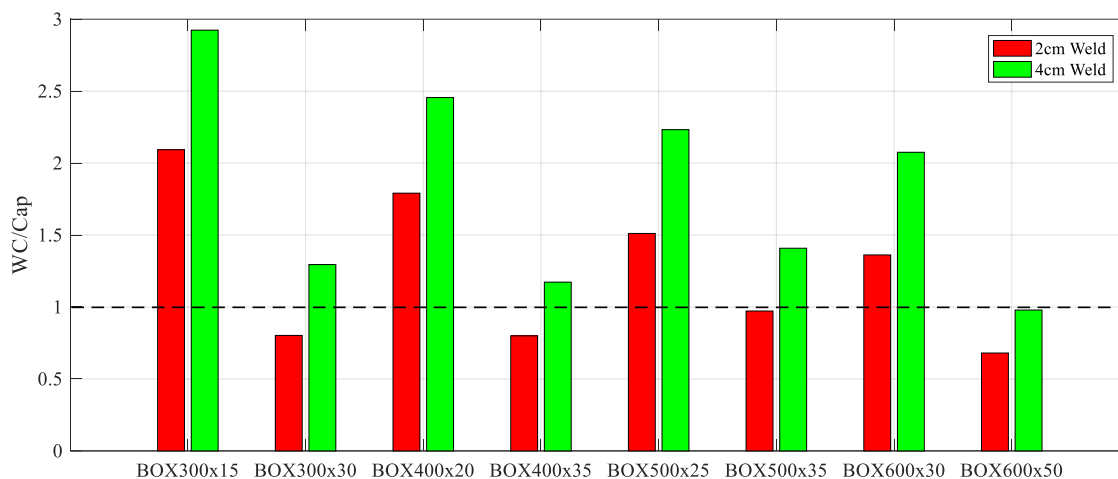
Column Specimen	Specimen Capacity (kN)	Weld Capacity (kN)	WLY (kN)	FB (kN)	WC/Cap	WLY/Cap	FB/Cap
BOX 300×15 ST-W20	۹۸۹	۲۰۷۰	۹۸۳	۴۸۵	۲/۰۹	۰/۹۹	۰/۴۹
BOX 300×15 ST-W40	۱۴۱۶	۴۱۴۰	۱۱۹۰		۲/۹۲	۰/۸۴	۰/۳۴
BOX 300×30 ST-W20	۲۵۷۹	۲۰۷۰	۳۵۱۹	۱۹۴۱	۰/۸۰	۱/۳۶	۰/۷۵
BOX 300×30 ST-W40	۳۱۹۷	۴۱۴۰	۳۹۳۳		۱/۲۹	۱/۲۳	۰/۶۱
BOX 400×20 ST-W20	۱۵۴۱	۲۷۶۰	۱۶۵۶	۸۶۲	۱/۷۹	۱/۰۷	۰/۵۶
BOX 400×20 ST-W40	۲۲۴۸	۵۵۲۰	۱۹۳۲		۲/۴۶	۰/۸۶	۰/۳۸
BOX 400×35 ST-W20	۳۴۵۲	۲۷۶۰	۴۷۰۹	۲۶۴۱	۰/۸۰	۱/۳۶	۰/۷۷
BOX 400×35 ST-W40	۴۷۰۷	۵۵۲۰	۵۱۹۲		۱/۱۷	۱/۱۰	۰/۵۶
BOX 500×25 ST-W20	۲۲۸۳	۳۴۵۰	۲۵۰۱	۱۳۴۸	۱/۵۱	۱/۱۰	۰/۵۹
BOX 500×25 ST-W40	۳۰۹۱	۶۹۰۰	۲۸۴۶		۲/۲۳	۰/۹۲	۰/۴۴
BOX 500×35 ST-W20	۳۵۴۹	۳۴۵۰	۴۷۰۹	۲۶۴۱	۰/۹۷	۱/۳۳	۰/۷۴
BOX 500×35 ST-W40	۴۸۹۹	۶۹۰۰	۵۱۹۲		۱/۴۱	۱/۰۶	۰/۵۴
BOX 600×30 ST-W20	۳۰۴۰	۴۱۴۰	۳۵۱۹	۱۹۴۱	۱/۳۶	۱/۱۶	۰/۶۴
BOX 600×30 ST-W40	۳۹۹۰	۸۲۸۰	۳۹۳۳		۲/۰۸	۰/۹۹	۰/۴۹
BOX 600×50 ST-W20	۶۰۸۶	۴۱۴۰	۹۳۱۵	۵۳۹۱	۰/۶۸	۱/۵۳	۰/۸۹
BOX 600×50 ST-W40	۸۴۵۹	۸۲۸۰	۱۰۰۰۵		۰/۹۸	۱/۱۸	۰/۶۴

نسبت مقادیر نظری ظرفیت جوش به ظرفیت ستون های تحت اثر کشش یکطرفه، در شکل ۱۷ نشان داده شده است. مطالعات گذشته در مورد مقاطع بال پهن نشان می دهد که با افزایش ضخامت صفحه بارگذاری و ابعاد جوش و کاهش ضخامت جان ستون ها، بال ستون دچار خمش بیشتری می شود. با خم شدن بال، در جوش قسمت میانی ورق بارگذاری که دقیقاً بالای جان مقطع بوده و سخت ترین قسمت بال است تمرکز تنش ایجاد می شود و جوش صفحه بارگذاری، قبل از رسیدن به ظرفیت نظری خود دچار خرابی می شود [۱۹]. بنابراین در ستون های بدون سخت کننده، ظرفیت تامین شده توسط جوش می تواند به مقدار قابل توجهی کمتر از ظرفیت محاسبه شده برای آن باشد. مطالعات نشان می دهد در ستون های دارای سخت کننده هم مرکز، تمرکز تنش در جوش شدت کمتری دارد؛ همچنین در ستون های بدون سخت کننده، بحرانی ترین حالت تمرکز تنش در جوش با کاهش محسوس ظرفیت ملاحظه می شود [۱۹]. بررسی مقاطع جعبه ای نیز نشان می دهد که همانند مقاطع بال پهن تمرکز تنش در جوش نفوذی نیز ایجاد می شود با این تفاوت که برخلاف مقاطع بال پهن، جان های مقاطع جعبه ای در دو انتهای ورق بارگذاری بوده و تمرکز تنش و خرابی در جوش بجای وسط از دو انتهای آن آغاز می شود. تمرکز تنش جوش در مقاطع جعبه ای تحت اثر کشش در شکل ۱۸ نشان داده شده است. با این حال به دلیل اینکه مبنای طراحی ستون ها کمترین ظرفیت حاصل از حالات حدی است، حالت حدی خمش موضعی بال همواره مقداری محافظه کارانه برای ظرفیت ستون های بدون سخت کننده، تحت اثر کشش یک طرفه را ارائه می کند. نسبت ظرفیت ستون های تحت اثر کشش یک طرفه به ظرفیت نظری جوش نفوذی

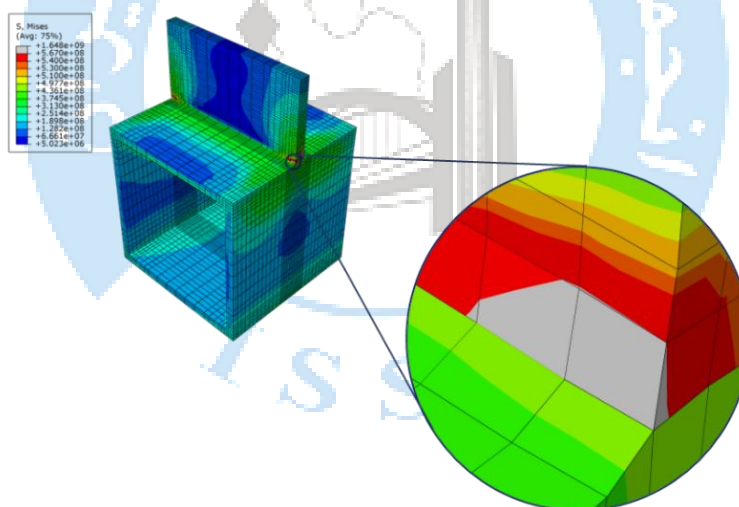
³⁸ Flange Bending

بر اساس ضخامت ستون‌ها، در شکل ۱۹ نشان داده شده است؛ بر این اساس رابطه ۷ برای تخمین اثر تمرکز تنش بر کاهش ظرفیت جوش نفوذی پیشنهاد می‌شود. در این رابطه، t ضخامت ستون بر حسب سانتی‌متر و R_{th} ، ظرفیت نظری جوش نفوذی می‌باشد.

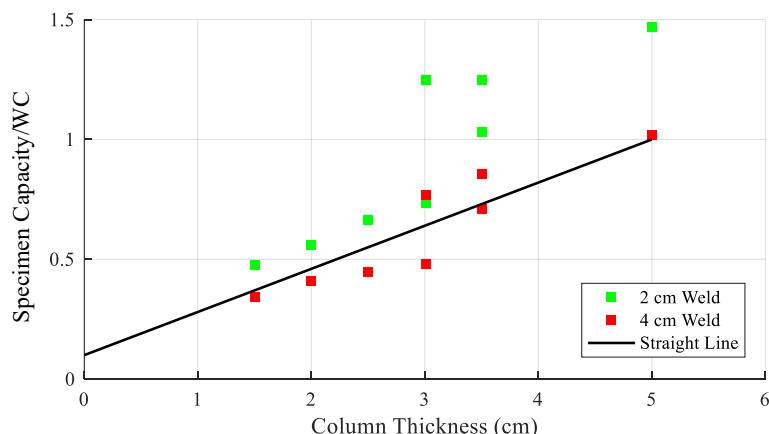
$$R_n = R_{th}(0.18t + 0.1) \quad (7)$$



شکل ۱۷: مقایسه نسبت مقادیر نظری ظرفیت جوش آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] به ظرفیت ستون‌ها تحت اثر کشش یک‌طرفه

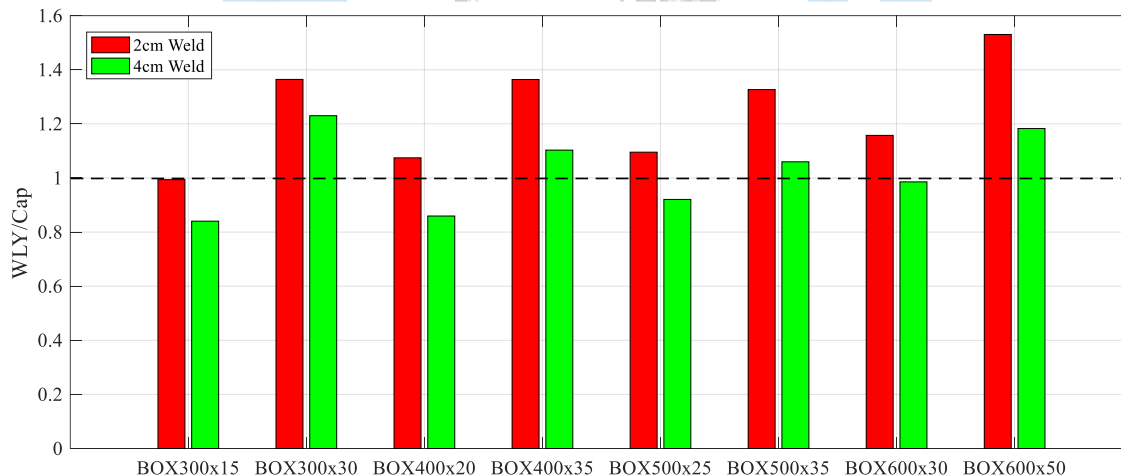


شکل ۱۸: جزئیات مربوط به نمونه BOX 300x15 ST-W20 در زمان انهدام جوش تحت اثر کشش یک‌طرفه

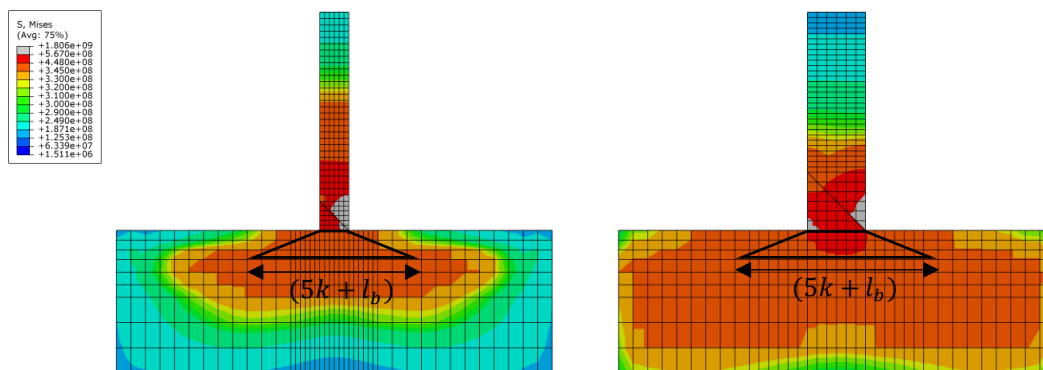


شکل ۱۹: مقایسه نسبت ظرفیت ستون‌های تحت اثر کشش به ظرفیت نظری جوش نفوذی براساس ضخامت ستون

همانطور که در شکل ۲۰ نشان داده شده است، با افزایش ضخامت صفحه بارگذاری، مقادیر مربوط به ظرفیت اسمی تسلیم موضعی جان با ظرفیت ستون‌ها سازگاری بیشتری داشته و محافظه کارانه می‌باشد. همانند حالت‌های بارگذاری فشاری ستون‌ها، تسلیم موضعی جان تحت اثر کشش قبل از رسیدن به ظرفیت نهایی آغاز می‌شود. نمونه‌ای از میزان تسلیم موضعی جان تحت اثر کشش یکطرفه در شکل ۲۱ نشان داده شده است. بطور کلی جان ستون‌ها در طولی بزرگتر از $5k+l_b$ به تسلیم می‌رسند؛ اما زمانی که از صفحه بارگذاری با ضخامت ۲۰ میلیمتری استفاده می‌شود، در مقاطع با فشردگی لرزه‌ای متوسط، طول ناحیه تسلیم جان، با طول $5k+l_b$ سازگاری بیشتری داشته و در مقاطع با فشردگی لرزه‌ای زیاد، میزان طول ناحیه تسلیم جان، کوچکتر از طول $5k+l_b$ می‌باشد. در صورت استفاده از صفحه بارگذاری با ضخامت ۴۰ میلیمتر، در تمام ستون‌ها مقدار طول ناحیه تسلیم موضعی جان بزرگتر از $5k+l_b$ می‌باشد.

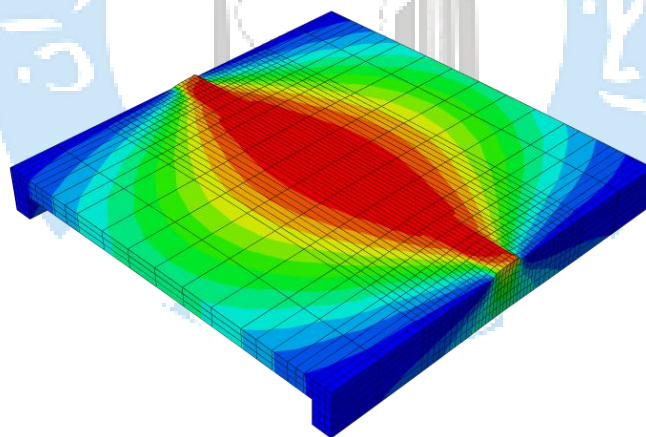


شکل ۲۰: مقایسه نسبت مقادیر نظری حالت حدی تسلیم موضعی جان به ظرفیت ستون‌ها تحت اثر کشش یکطرفه

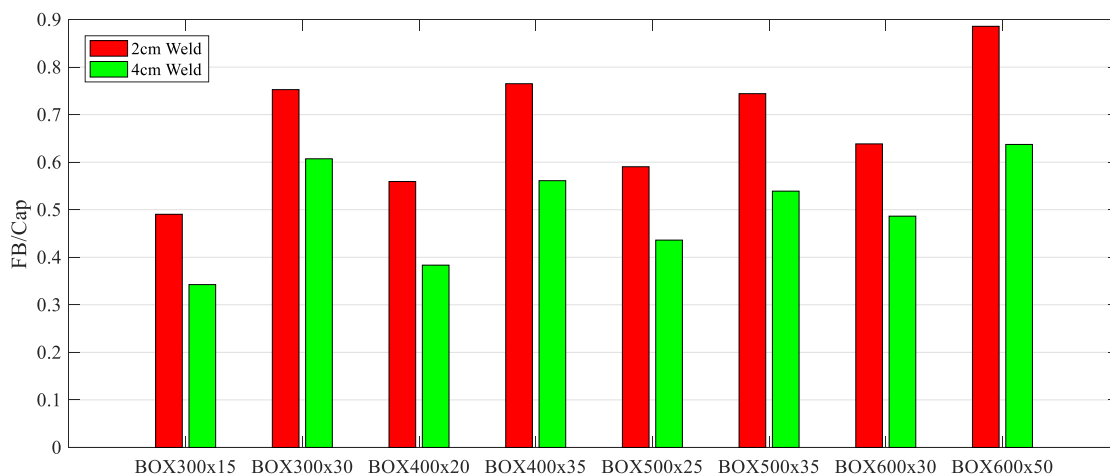


شکل ۲۱: حالت حدی تسلیم موضعی جان در نمونه BOX 400×20 ST تحت اثر کشش یک طرفه با ورق بارگذاری به ضخامت ۲ و ۴ سانتی‌متری

خمش موضعی بال ستون در شکل ۲۲ و نسبت مقاومت نظری خمش موضعی بال بر ظرفیت ستون‌ها، در شکل ۲۳ نشان داده شده‌است. با توجه به شکل ۲۳، رابطه ارائه شده برای حالت حدی خمش موضعی بال در اکثر موارد به شکل قابل توجه محافظه‌کارانه می‌باشد؛ همچنین با افزایش ضخامت صفحه بارگذاری و بعد جوش، ظرفیت ستون افزایش می‌یابد. به نظر می‌رسد با توجه به اینکه در این رابطه، اثر ضخامت صفحه بارگذاری و بعد جوش لحاظ نشده، رابطه ارائه شده برای حالت حدی خمش موضعی بال توسط آیین‌نامه AISC 360-22 [۱]، ظرفیت ستون را کمتر از مقدار واقعی گزارش می‌کند. نتایج حاصل از تحلیل مدل‌های اجزای محدود نشان می‌دهد که ظرفیت نهایی ستون برای بارهای متمرکز کششی را نمی‌توان به تنهایی براساس ظرفیت جوش یا ظرفیت خمش موضعی بال تعیین نمود و باید این دو متغیر به طور همزمان در نظر گرفته شوند.



شکل ۲۲: حالت حدی خمش موضعی بال در نمونه BOX 600×30 ST-W40 تحت اثر کشش یک طرفه



شکل ۲۳: مقایسه نسبت ظرفیت نظری حالت حدی خمشی موضعی بال به ظرفیت ستون‌ها تحت اثر کشش یک‌طرفه

۴- نتیجه‌گیری

- در این پژوهش، مدل‌های اجزای محدود برای تعیین رفتار ستون‌های جعبه‌ای تحت اثر بارهای متمرکز پیشنهاد شد. در ادامه، ستون‌های مورد بررسی تحت اثر فشار و کشش یک‌طرفه و فشار دوطرفه قرار گرفتند. نتایج این تحقیق به شرح زیر می‌باشد.
- (۱) براساس نتایج این تحقیق، مقاومت مقاطع جعبه‌ای را نیز می‌توان همانند مقاطع بال پهن کمترین مقدار ظرفیت بدست آمده از روابط حالات حدی در نظر گرفت.
 - (۲) حالت حدی تسلیم موضعی جان، در ستون‌های تحت اثر فشار ایجاد می‌شود اما عامل نهایی انهدام ستون نیست. گسترش تسلیم موضعی جان، باعث ایجاد تغییرشکل‌های موضعی شده و تا زمان خرابی ستون ادامه می‌یابد. اما رابطه ارائه شده توسط آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] برای حالت حدی تسلیم موضعی جان مقادیر نزدیک به ظرفیت نهایی ستون‌ها ارائه می‌کند.
 - (۳) در ستون‌های تحت اثر فشار یک‌طرفه، حالت حدی لهیدگی موضعی جان و در ستون‌های تحت اثر فشار دوطرفه، حالت حدی کمناش فشاری جان حالت حدی حاکم خواهد بود.
 - (۴) با افزایش فشردگی مقطع از متوسط به زیاد، بخش‌های بیشتری از مقطع قبل از انهدام به تسلیم می‌رسد.
 - (۵) در حالت فشار یک‌طرفه، مقدار نظری ارائه شده توسط آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] برای حالت حدی تسلیم موضعی جان بین ۶۶٪ تا ۱۲۲٪ ظرفیت ستون‌ها می‌باشد.
 - (۶) در حالت فشار یک‌طرفه، مقدار نظری ارائه شده توسط آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] برای حالت حدی لهیدگی موضعی جان بین ۴۰۶٪ تا ۹۲۲٪ ظرفیت ستون‌ها می‌باشد.
 - (۷) در حالت فشار دوطرفه، مقدار نظری ارائه شده توسط آیین‌نامه AISC 360-22 [۱] برای حالت حدی کمناش فشاری جان بین ۱۲۴۶٪ تا ۳۸۱۰٪ ظرفیت ستون‌ها می‌باشد.

- (۸) در حالت کشش یک طرفه، مقدار نظری ارائه شده توسط آیین نامه AISC 360-22 [۱] برای حالت حدی خمش موضعی بال بین ۳۸٪ تا ۸۹٪ ظرفیت ستون‌ها بوده و رابطه ارائه شده برای این حالت حدی مقادیر محافظه کارانه ارائه می‌کند. اثر تمرکز تنش در جوش صفحه بارگذاری، در این رابطه لحاظ نشده است.
- (۹) در حالت کشش یک طرفه، مقدار نظری ارائه شده توسط آیین نامه AISC 360-22 [۱] برای حالت حدی تسلیم موضعی جان بین ۸۴٪ تا ۱۵۳٪ ظرفیت ستون‌ها می‌باشد.
- (۱۰) خمش بال ستون، تاثیر مستقیم بر ظرفیت ستون تحت اثر کشش یک طرفه و تمرکز تنش در جوش نفوذی صفحه بارگذاری دارد.
- (۱۱) در حالت کشش یک طرفه، مقدار نظری ارائه شده توسط آیین نامه AISC 360-22 [۱] برای محاسبه ظرفیت جوش نفوذی بین ۳۴٪ تا ۱۴۷٪ ظرفیت ستون‌ها می‌باشد.
- (۱۲) ظرفیت تمام ستون‌های تحت فشار، اختلاف زیادی با ظرفیت تعیین شده توسط آیین نامه AISC 360-22 [۱] برای حالت‌های حدی لهیدگی موضعی و کمناش فشاری جان دارند. روابط ارائه شده برای این حالت‌های حدی، در مقاطع بال پهن بوده ولی مناسب مقاطع جعبه‌ای نمی‌باشد.
- (۱۳) توصیه آیین نامه AISC 360-22 [۱] مبنی بر در نظر گرفتن تعداد جان ستون‌های جعبه‌ای در روابط ارائه شده برای حالات حدی لهیدگی موضعی و کمناش فشاری جان صحیح نمی‌باشد؛ در مقاطع جعبه‌ای، بار متمرکز نسبت به دو جان ستون، خروج از مرکزیت داشته و به دلیل لنگر ایجاد شده در جان، ستون ظرفیت کمتری دارد.
- (۱۴) روابطی برای تعیین ظرفیت ستون‌های جعبه‌ای در برابر پدیده لهیدگی موضعی جان، کمناش فشاری جان و تعیین اثر تمرکز تنش در ظرفیت نظری جوش نفوذی پیشنهاد شد.
- (۱۵) انجام آزمایشات تجربی برای توسعه روابط مربوط به حالات حدی خرابی در مقاطع جعبه‌ای، ضرورت دارد.

مراجع

- [1] AISC (2022). Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-22. American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, IL.
- [2] Graham, J. Khabbaz, L. Sherbourne, A. and Jensen, C. (1959). Welded interior beam-column connections. *AISC Publication*. p. 59-57.
- [3] Chen, W. and Oppenheim, I. (1970). *Web buckling strength of beam-to-column connections*
- [4] Newlin, D. and Chen, W. (1971). *Strength and Stability of Column Web in Welded Beam-to-Column Connections Fritz Engineering Laboratory*.
- [5] Roberts, T. (1981). Slender plate girders subjected to edge loading. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*. 71(3), p. 805-819.

- [6] Elgaaly, M. and Nunan, W.L. (1989). Behavior of rolled section web under eccentric edge compressive loads. *Journal of Structural Engineering*. 115(7), p. 1561-1578.
- [7] Elgaaly, M. and Salkar, R. (1991). Web crippling under edge loading. Proceedings of AISC National Steel Construction Conference.
- [8] Lagerqvist, O. and Johansson, B. (1996). Resistance of I-girders to concentrated loads. *Journal of Constructional Steel Research*. 39(2), p. 87-119.
- [9] Roberts, T. and Newark, A. (1997). Strength of webs subjected to compressive edge loading. *Journal of Structural Engineering*. 123(2), p. 176-183.
- [10] Hajjar, J.F. Dexter, R.J. Ojard, S.D. Ye, Y. and Cotton, S.C. (2003). Continuity plate detailing for steel moment-resisting connections. *Engineering Journal*. 40(4), p. 189-211.
- [11] Yam, M.C. Lam, A.C. Iu, V. and Cheng, J. (2003). Local web buckling strength of coped steel I beams. *Journal of Structural Engineering*. 129(1), p. 3-11.
- [12] Graciano, C. and Edlund, B. (2003). Failure mechanism of slender girder webs with a longitudinal stiffener under patch loading. *Journal of Constructional Steel Research*. 59(1), p. 27-45.
- [13] Carden, L.P. Pekcan, G. and Itani, A.M. (2007). Flange and web limit states in beams subjected to patch loading. *Journal of Constructional Steel Research*. 63(1), p. 45-54.
- [14] Carden, L.P. Pekcan, G. and Itani, A.M. (2007). Web yielding, crippling, and lateral buckling under post loading. *Journal of Structural Engineering*. 133(5), p. 665-673.
- [15] Salkar, R. Salkar, A. and Davids, W. (2015). Crippling of Webs with Partial Depth Stiffeners under Patch Loading. *ENGINEERING JOURNAL-AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION*. 52(4), p. 221-232.
- [16] Menkulasi, F. Farzana, N. Moen, C.D. and Eatherton, M.R. (2016). Revisiting web compression buckling for wide flange sections. Annual Stability Conference, Florida, USA.
- [17] Sener, K. Witte, J. and Varma, A.H. (2019). On the influence of load width on web compression buckling strength. Proceedings of the Annual Stability Conference. St. Louis, MO.
- [18] Rodilla, J.A. and Kowalkowski, K. (2021). Determination of Capacities of Eccentric Stiffeners Part 1: Experimental Studies. *ENGINEERING JOURNAL-AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION*. 58(2), p. 79-98.
- [19] Rodilla, J.A. and Kowalkowski, K. (2021). Determination of Capacities of Eccentric Stiffeners Part 2: Analytical Studies. *ENGINEERING JOURNAL-AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION*. 58(2), p. 99-122.
- [20] AISC (2022). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-22. American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, IL.
- [21] Norwood, J. and Prinz, G.S. (2019). Effect of Continuity Plate Eccentricity on the Performance of Welded Beam-to-Column Connections. *Engineering Structures*. 198.
- [22] Timoshenko, S.P. and Gere, J.M. (1985). *Theory of elastic stability* McGraw-Hill
- [23] Salmon, C.G. and Johnson, J.E. (2009). *Steel structures: design and behavior: emphasizing load and resistance factor design*
- [24] ABAQUS (2020). "ABAQUS/Standard User's Manuals, Version 6.14." Available at: <http://62.108.178.35:2080/v6.14/books/hhp/default.htm?startat=pt02ch02s01.html>.
- [25] Bowman, M.D. and Quinn, B.P. (1994). Examination of Fillet Weld Strength. *ENGINEERING JOURNAL-AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION*. 31, p. 98-108.
- [26] Kartal, M. Molak, R.M. Turski, M. Gungor, S. Fitzpatrick, M.E. and Edwards, L. (2007). Determination of weld metal mechanical properties utilising novel tensile testing methods. *Applied Mechanics and Materials*. 7, p. 127-132.
- [27] Rodilla, J.A. and Kowalkowski, K. (2019). *Analysis and Design of Eccentric Stiffeners Part of Moment Connections to Column Flanges*. Final Report for AISC, Chicago, Ill.