

ارزیابی پارامترهای مؤثر بر ظرفیت باربری ستون‌های فولادی جعبه‌ای مقاوم‌سازی شده تحت بار

محسن ناصری^۱، سعید عرفانی^{۲*}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

۲- استادیار گروه سازه و زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط‌زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

sderfani@aut.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۳/۱۹]

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۹/۲۳]

چکیده

مقاوم‌سازی سازه‌های موجود یکی از مسائل مهم در حوزه مهندسی عمران به شمار می‌آید. در بیشتر موارد مقاوم‌سازی زمانی صورت می‌گیرد که سازه در حال بهره‌برداری بوده و عضو تحت بارهای سرویس قرار دارد؛ بنابراین یکی از نکات مهم در بحث مقاوم‌سازی که بیشتر از آن چشم‌پوشی می‌شود، نیروی محوری قابل‌توجه موجود در ستون، قبل از مقاوم‌سازی آن است. در این مقاله با در نظر گرفتن نیروی محوری در ستون با مقطع مربعی و مقاوم‌سازی آن با ورق‌های تقویتی فولادی، میزان تأثیر پارامترهایی مانند انحنای ستون در زمان مقاوم‌سازی، مقدار پیش‌بار، نسبت لاغری و نسبت سطح مقطع ورق‌های تقویتی به ستون پایه بر بیشینه ظرفیت باربری این نوع ستون‌ها بررسی شده است. از آنجا که هدف اصلی در این پژوهش تعیین میزان تغییرات ظرفیت باربری نسبت به مقادیر آیین‌نامه است، بیشینه ظرفیت باربری مدل‌های بدون پیش‌بار منطبق بر نتایج حاصل از آیین‌نامه در نظر گرفته شده و انحنای اولیه مناسب برای هر نمونه محاسبه شده است. بر اساس نتایج بدست آمده اعمال پیش‌بار به ستون تقویت‌نشده سبب افزایش انحنای موجود و به تبع آن کاهش بیشینه ظرفیت ستون تقویت‌شده می‌شود. همچنین در یک پیش‌بار ثابت بیشینه میزان کاهش در ظرفیت باربری نمونه‌ها در لاغری‌های میانه اتفاق افتاده و با افزایش مقدار پیش‌بار، تأثیر میزان تغییرات در نسبت لاغری بر کاهش ظرفیت باربری نمونه‌ها افزایش می‌یابد. در انتها نیز یک رابطه کاربردی برای محاسبه میزان کاهش در ظرفیت باربری این نوع ستون بیشینه‌ها بر اساس نسبت لاغری و میزان پیش‌بار، پیشنهاد شده است. استفاده از این رابطه می‌تواند سبب افزایش دقت در فرایند باز طراحی ستون‌های فولادی با مقطع جعبه‌ای مقاوم‌سازی شده تحت بار شود.

واژگان کلیدی: مقاوم‌سازی، بار کمانشی، پیش‌بار، ستون فولادی جعبه‌ای، آباکوس.

۱- مقدمه

آن با بتن انجام شده است که در این میان استفاده از ورق‌های تقویتی فولادی به دلیل سهولت در اجرا و مسائل اقتصادی، یکی از روش‌های معمول برای مقاوم‌سازی به شمار می‌آید [2]. در بیشتر موارد مقاوم‌سازی زمانی صورت می‌گیرد که عضو تحت بارهای سرویس قرار داشته و به دلیل مسائل اقتصادی نمی‌توان در بهره‌برداری کل سازه اختلال ایجاد کرد. از طرفی در ستون‌های تحت بار، امکان باربرداری ستون و اجرای مقاوم‌سازی در حالتی که باری به ستون وارد نمی‌شود نیز وجود ندارد [4]؛ بنابراین یکی از نکات مهم در بحث

مقاوم‌سازی سازه‌های موجود یکی از مسائل مهم در حوزه مهندسی عمران به شمار می‌آید. عواملی چون عمر زیاد سازه، طراحی و اجرای نامناسب، اصلاح روابط آیین‌نامه و یا عدم تأمین نیازهای بهره‌برداری باعث اجرای فرایند مقاوم‌سازی می‌شود [1]. در سال‌های اخیر مطالعات زیادی در زمینه مقاوم‌سازی ستون‌های فولادی با روش‌های گوناگون از جمله استفاده از ورق‌های تقویتی فولادی، استفاده از پوشش‌های کامپوزیتی، محصور کردن پروفیل فولادی در بتن و یا پر کردن

مربوط به ستون‌های با مقطع H شکل بوده و نمی‌توان در سایر موارد از آنها استفاده کرد.

ویو و گراندین نیز در یک مطالعه پارامتری با استفاده از روش اجزای محدود روی ۳۱۷ نمونه ستون تقویت‌شده با مقطع H شکل، اثر پارامترهای مختلف مانند چگونگی توزیع تنش‌های پسماند، ناراستی اولیه، بزرگی پیش‌بار، نوع فولاد مقطع اصلی و ورق تقویتی، برای قرارگیری ورق‌های تقویتی و جهت کمانش ستون تقویت شده را بررسی کرده و نشان دادند که مقدار انحنای اولیه و موقعیت قرارگیری ورق‌های تقویتی از عوامل اصلی در تعیین ظرفیت باربری نهایی در این نوع ستون به شمار می‌آیند [8]. لازم به گفتن است که در این مرجع اثر پارامترهای مختلف به صورت مستقل ارزیابی شده و از تاثیر احتمالی این پارامترها بر یکدیگر چشم پوشی شده است.

نکته دیگر قابل توجه در این مطالعات، انتخاب مقطع بررسی شده به صورت مقاطع H شکل است. این در حالی است که مقطع جعبه‌ای به عنوان یکی از مقاطع معمول در ساخت ستون‌های فولادی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

این مقاله در ارتباط با مطالعات انجام‌شده در زمینه مقاوم‌سازی ستون‌های فولادی تحت بار، با در نظر گرفتن نیروی محوری در ستون با مقطع مربعی و مقاوم‌سازی آن با ورق‌های تقویتی فولادی سراسری، تاثیر پارامترهایی مانند انحنای ستون در زمان مقاوم‌سازی، مقدار پیش‌بار، نسبت لاغری و نسبت سطح مقطع ورق‌های تقویتی به ستون پایه بر بیشینه ظرفیت باربری این نوع ستون‌ها را با استفاده از روش اجزای محدود بررسی می‌کند. لازم به گفتن است که در این بررسی تاثیر همزمان پارامترهای مذکور بر بیشینه ظرفیت باربری نمونه‌ها ارزیابی شده است. بیشینه ظرفیت باربری نمونه‌های بدون پیش‌بار منطبق بر نتایج حاصل از آیین‌نامه ANSI/AISC 360-10 در نظر گرفته شده است. در نهایت نتایج حاصل از این بررسی با حالتی که این ورق‌ها از ابتدای بارگذاری روی ستون قرار دارند مقایسه می‌شود. مواردی چون بعد مقطع، ضخامت مقطع ستون و ورق تقویتی، ارتفاع ستون و مقدار بار اولیه به عنوان متغیرهای استفاده شده است.

مقاوم‌سازی که بیشتر از آن چشم‌پوشی می‌شود، نیروی محوری قابل توجه موجود در ستون، ناشی از بارهای سرویس، قبل از مقاوم‌سازی آن‌ها است. این در حالی است که در ورق‌های تقویتی افزوده‌شده، هیچ‌گونه نیروی اضافی غیر از تنش‌های پسماند ناشی از جوشکاری وجود ندارد؛ بنابراین نمی‌توان ستون‌های مقاوم‌سازی شده را با یک ستون با سطح مقطع برابر با مجموع سطوح مقاطع ورق‌های تقویتی و ستون پایه جایگزین کرد.

در زمینه مقاوم‌سازی ستون‌های فولادی و تاثیر فرایند جوشکاری بر چگونگی توزیع تنش‌های پسماند در این مقاطع می‌توان به مطالعات رااو و تال بر رفتار ستون‌های فولادی H شکل کوتاه که به وسیله ورق‌های فولادی جوش شده تحت بار مقاوم‌سازی شده‌اند، اشاره کرد. این پژوهش‌ها نشان می‌دهد که فرایند جوشکاری تاثیر زیادی بر میزان طول و چگونگی توزیع تنش‌های پسماند داشته، اما مقاومت نهایی این نوع ستون‌ها را کاهش نمی‌دهد [4]. تال در ادامه این پژوهش‌ها بیان می‌کند که جوش ورق‌های تقویتی به لبه بال ستون‌های H شکل کوتاه، منجر به ایجاد یک توزیع تنش پسماند مناسب می‌شود به طوری که ممکن است در برخی موارد مقاومت نهایی این نوع ستون‌ها را افزایش دهد [5].

پژوهش‌های دیگر در راستای تعیین بیشینه ظرفیت باربری ستون‌های تقویت‌شده تحت بار با استفاده از روش‌های عددی و تحلیلی انجام شده است. در این میان برون با استفاده از یک مدل تحلیلی نشان داد که هر دو عامل بار اولیه و چگونگی قرار گرفتن ورق‌های تقویتی، بر مقاومت نهایی ستون‌های تقویت‌شده تحت بار تاثیر می‌گذارد [6]. لازم به گفتن است که در این روش تنها اثر انحنای اولیه در نظر گرفته‌شده و تاثیر تنش‌های پسماند در آن دیده نمی‌شود. مارزوک و موهان نیز روابط تئوری با حل بسته برای پیش‌بینی بار بحرانی ستون‌های H شکل تحت بار ارائه داده‌اند. در این روش با استفاده از اصل برهم‌نهی، اثر تنش‌های پسماند موجود در مقطع اصلی، جوشکاری ثانویه و تنش‌های ناشی از وجود بار قبل از مقاوم‌سازی در نظر گرفته شده است [7]. لازم به گفتن است که مدل برون و روابط ارائه شده به وسیله مارزوک و موهان تنها

۲- مدل سازی کامپیوتری

ستون به دلیل اعمال بار و حرکت در راستای محور طولی در برابر تغییر مکان در راستای محور z مقید نشده است. مشابه این روش به وسیله پاتون و سینگ و پاولویچ و همکاران برای اعمال بارگذاری و شرایط تکیه گاهی در مدل سازی عددی استفاده شده است [9-10]. بارگذاری نیز به صورت یک بار متمرکز فشاری در بالای ستون به نقطه مرجع ۲ اعمال می شود. با توجه به نوع تحلیل استفاده شده، بارگذاری به صورت گام به گام به ستون اعمال می شود. همچنین برای افزایش دقت تحلیل، هر یک از این گام ها به تعدادی زیر گام تقسیم بندی می شود که کمینه اندازه آن ها برابر ۱/۱۰۰۰۰۰ بار اعمالی در نظر گرفته شده است.

۲-۲- مدل رفتاری مصالح

نوع فولاد استفاده شده برای مدل سازی ستون و ورق های تقویتی ASTM A36 است. رفتار در نظر گرفته شده برای این فولاد به صورت الاستوپلاستیک با رفتار سخت شونده دوباره است که به صورت یک نمودار چهار خطی مشابه پژوهش های بن و همکاران و شی و همکاران در نظر گرفته شده است [11-12]. این نمودار به صورت شماتیک در شکل (۲) نشان داده شده است.

در نرم افزار آباکوس قسمت الاستیک نمودار با استفاده از مدول الاستیسیته و نسبت پواسون و قسمت پلاستیک به وسیله تنش واقعی و کرنش پلاستیک لگاریتمی بیان می شود [13]. تنش واقعی و کرنش پلاستیک لگاریتمی با استفاده از رابطه (۱) قابل محاسبه است:

$$\begin{cases} \sigma_{True} = (1 + \varepsilon_{nom}) \sigma_{nom} \\ \varepsilon_{ln}^{pl} = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) - \frac{\sigma_{True}}{E} \end{cases} \quad (1)$$

در این رابطه σ_{True} ، ε_{ln}^{pl} ، σ_{nom} ، ε_{nom} و E به ترتیب کرنش اسمی، تنش اسمی، کرنش پلاستیک لگاریتمی، تنش واقعی و مدول الاستیسیته است [13]. جدول (۱) مقادیر تنش و کرنش اسمی و واقعی را برای فولاد استفاده شده نشان می دهد.

در این مقاله از نرم افزار اجزای محدود آباکوس^۱ برای مدل سازی و تحلیل نمونه ها استفاده شده است. در مجموع ۱۰۴ مدل با بعد مقطع، ضخامت مقطع ستون و ورق تقویتی، ارتفاع ستون و مقدار بارگذاری اولیه متفاوت برای مطالعه در نظر گرفته شده است. نمونه های استفاده شده دارای مقطع مربع ساخته شده^۲ است که به وسیله ورق های تقویتی فولادی سراسری در هر چهار طرف مقطع مقاوم سازی شده است. شکل (۱) یک نمونه ستون به همراه ورق های تقویتی و چگونگی قرارگیری آن ها را نشان می دهد. در ادامه این بخش اطلاعات کلی و پیش فرض های استفاده شده در مدل سازی نظیر بارگذاری و شرایط تکیه گاهی، نوع مصالح و مدل رفتاری آن، نوع المان و اندازه مش، تنش های پسماند، ناراستی اولیه و در نهایت روند مدل سازی و تحلیل نمونه ها ارائه می شود.

شکل ۱. ستون تقویت شده به همراه شرایط تکیه گاهی

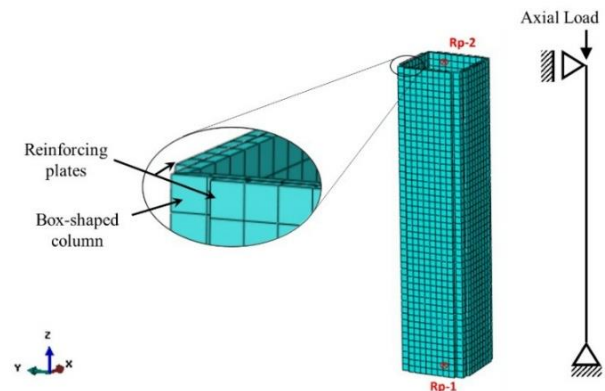


Fig. 1. Reinforced column and boundary condition

۱-۲- بارگذاری و شرایط تکیه گاهی

برای تعریف شرایط تکیه گاهی مطابق شکل (۱) از نقاط مرجع (RP-1 و RP-2) که به لبه های انتهایی ستون بسته شده اند، استفاده شده است. نقطه واقع در پایین ستون در برابر تمامی درجات آزادی تغییر مکانی و دوران حول محور طولی مقید شده است. این در حالی است که نقطه واقع در بالای

1 ABAQUS/6.13.4

2 Build up box

تقویت نشده است. ابعاد و مشخصات این نمونه‌ها و ابعاد مش بررسی شده برای هر نمونه، در جدول (۲) ارائه شده است. شکل (۳) نیز چگونگی مش‌بندی و بعد مش استفاده شده برای هر نمونه را نشان می‌دهد.

جدول ۲. ابعاد نمونه‌ها در آنالیز حساسیت‌سنجی

Selected mesh dimension (mm)	Mesh dimensions (mm)	Section thickness (mm)	Column length (mm)	Column width (mm)
20	15,20,25,30,40	8	4,6,8,10	200
20	15,20,25,30,40	10	4,6,8	300
25	15,20,25,30,40	15	4,6,8	400

Table 2. Specimens dimension in mesh sensitivity analysis

شکل ۳. مقادیر مختلف بعد مش در آنالیز حساسیت‌سنجی

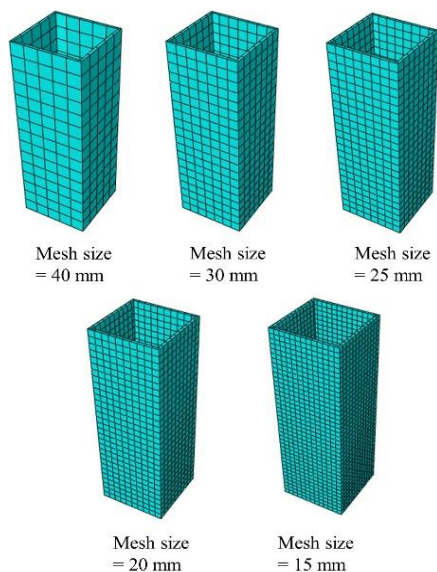


Fig 3. Different mesh sizes in mesh sensitivity analysis

شکل (۴) به عنوان نمونه، نمودار تغییرات بیشینه ظرفیت باربری نمونه‌های با بعد مقطع ۲۰۰ میلی‌متر برای مقادیر مختلف بعد المان را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود مقدار اختلاف موجود در مقاومت نهایی نمونه‌ها، حاصل از تغییر اندازه مش از ۲۰ به ۱۵ میلی‌متر، کمتر از ۰/۰۵ درصد است؛ بنابراین برای نمونه‌های با بعد مقطع ۲۰۰ میلی‌متر، از بعد مش ۲۰ میلی‌متر استفاده شده است. با ادامه این روند برای سایر ابعاد مقاطع، بعد مش مناسب برای تحلیل

جدول (۱) مشخصات فولاد استفاده شده [۱۴]

Stress-strain type	True	Nominal
σ_y (MPa)	250.3	250
σ_u (MPa)	415.3	400
Yield strain ϵ_y	1.25e-3	1.25e-3
Hardening strain ϵ_{st}	1.39e-2	1.4e-2
Ultimate strain ϵ_u	3.75e-2	3.82e-2
Elastic modulus E (MPa)	2e5	2e5
Hardening modulus E_{st} (MPa)	6.2e3	6.2e3
Poisson's ratio ν	0.26	0.26

Table 1. Material properties [14]

شکل ۲. نمودار تنش-کرنش مصالح

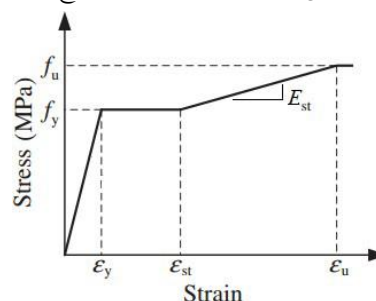


Fig. 2. Stress-strain curve

۲-۳- نوع المان

در این مطالعه نیاز به یک المان تنش-تغییر مکان پوسته‌ای مناسب برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی و همچنین اعمال تنش‌های پسماند است؛ بنابراین از میان المان‌های موجود در نرم‌افزار آباکوس، المان S4R که یک المان پوسته‌ای چهاروجهی با چهار گره و شش درجه آزادی در هر گره با انتگرال‌گیری کاهش‌یافته، انتخاب شده است. انتگرال‌گیری کاهش‌یافته علاوه بر ارائه نتایج دقیق، زمان محاسبات را به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌دهد [15]. مطالعات موردی نشان می‌دهد که این المان به‌طور موفقیت‌آمیز در مدل‌سازی مقاطع جوش شده و تحلیل کماتش اعضای سازه‌های فولادی استفاده شده قرار گرفته است [15-18].

برای تعیین اندازه المان از آنالیز حساسیت‌سنجی نسبت به بعد مش استفاده می‌شود. در این مقاله تعداد ۱۰ عدد از نمونه‌های بررسی شده، برای تعیین بعد مش انتخاب شده است. پارامتر هدف بررسی شده، مقدار مقاومت نهایی نمونه‌های

$$\sigma_{r,c} = \frac{2a + b}{h - (2a + b)} \sigma_{r,t} \quad (2)$$

پارامترهای استفاده شده در این روابط در شکل (۵) نشان داده شده است. همچنین مقدار این پارامترها نیز بر اساس نسبت عرض به ضخامت اعضا (h/t) در جدول (۳) ارائه شده است.

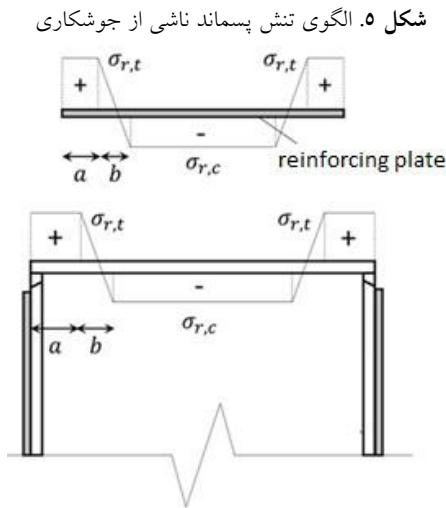


Fig. 5. Residual stress distribution from welding process

جدول ۳. پارامترهای استفاده شده برای تعیین چگونگی توزیع تنش‌های پسماند در مقاطع جعبه‌ای [۲۱]

Wide to thickness ratio	$\sigma_{r,c}$	$\sigma_{r,t}$	a	b
$h/t \leq 20$	$0.6 \sigma_y$	σ_y	0	From eq.2
$h/t \geq 20$	From eq.2	σ_y	$1.5t$	$1.5t$

Table 3. Parameters used to determine residual stress distribution pattern [21]

۲-۵- ناراستی هندسی

ناراستی‌های هندسی موجود در عضو قبل از فرایند مقاوم-سازی به دلایل مختلفی از جمله فرایندهای ساخت، حمل و نصب در محل، اعمال پیش‌بار و فرایند جوشکاری در زمان مقاوم‌سازی در اعضا ایجاد می‌شوند [2]. برای در نظر گرفتن اثر این ناراستی‌ها، می‌توان بیشینه مقدار ناراستی اولیه را به صورت یک مقدار ثابت در تحلیل تمامی نمونه‌ها در نظر گرفت (به عنوان نمونه $1/1000$ طول دهانه)؛ اما از آنجایی که هدف اصلی در این پژوهش تعیین میزان تغییرات در بیشینه

نمونه‌ها طبق جدول (۲) به دست می‌آید.

شکل ۴. تغییرات بیشینه ظرفیت باربری در مقادیر مختلف بعد مش برای بعد مقطع ۲۰۰ میلی‌متر

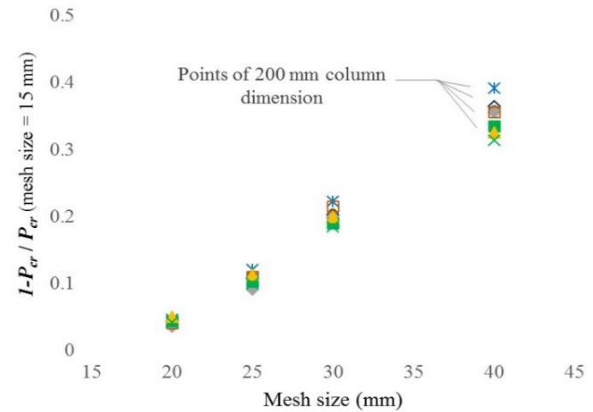


Fig. 4. Variation of ultimate bearing capacity for different mesh sizes in 200 mm column dimension

۲-۴- تنش پسماند

مقاطع جعبه‌ای از جوشکاری ورق‌های فولادی نورد گرم ساخته می‌شوند. تنش‌های پسماند اولیه ایجاد شده ناشی از فرایند نورد گرم و یا فرایند برشکاری در ورق‌های سازنده مقطع به دلیل ایجاد حرارت ناشی از فرایند جوشکاری خنثی شده و در مقایسه با تنش‌های پسماند ایجاد شده در اثر فرایند جوشکاری تأثیر ناچیزی بر بیشینه ظرفیت باربری این‌گونه اعضا دارد [19]. به همین دلیل در این مطالعه تنها اثر تنش‌های پسماند ناشی از فرایند جوشکاری در زمان ساخت و زمان مقاوم‌سازی در مدل‌سازی نمونه‌ها در نظر گرفته شده است. این تنش‌های پسماند در مدل اجزای محدود به صورت تنش‌های طولی با مقدار متوسط برای هر المان در نظر گرفته می‌شود [20].

برای تعیین مقدار و چگونگی توزیع تنش‌های پسماند در مقاطع جوش شده از جنس فولاد نرمه، مدل‌هایی با استفاده از این مطلب که تنش‌های پسماند موجود در مقطع خود متعادل^۱ ارائه شده است [21]. در این مدل‌ها بیشینه تنش پسماند کششی ($\sigma_{r,t}$) برابر تنش تسلیم و تنش پسماند فشاری ($\sigma_{r,c}$) از رابطه (۲) محاسبه می‌شود:

1 Self-equilibrium

بدست می‌آید.

جدول ۴. ظرفیت باربری نسبی نمونه‌ها در مقادیر پیش‌بار مختلف

Imperfection	Plate dimension	Buckling	Relative bearing capacity in various preload level			
			0	0.2	0.4	0.6
200×8	150×8	1/950	1	0.993	0.982	0.954
	150×10	1/1050	1	0.994	0.981	0.960
10	250×8	1/650	1	0.991	0.98	0.966
	250×10	1/700	1	0.993	0.985	0.977
	250×12	1/700	1	0.993	0.987	0.978
15	300×10	1/525	1	0.996	0.99	0.982
	300×12	1/525	1	0.995	0.99	0.984
	300×15	1/550	1	0.996	0.992	0.988
200×8	150×8	1/900	1	0.994	0.965	0.917
	150×10	1/925	1	0.992	0.968	0.921
10	250×8	1/725	1	0.992	0.975	0.952
	250×10	1/750	1	0.994	0.977	0.957
	250×12	1/750	1	0.993	0.981	0.959
15	300×10	1/700	1	0.992	0.976	0.952
	300×12	1/700	1	0.99	0.975	0.955
	300×15	1/750	1	0.992	0.979	0.964
200×8	150×8	1/1175	1	0.989	0.959	0.914
	150×10	1/1175	1	0.991	0.96	0.912
10	250×8	1/775	1	0.99	0.962	0.915
	250×10	1/775	1	0.988	0.96	0.916
	250×12	1/775	1	0.986	0.959	0.917
15	300×10	1/775	1	0.992	0.971	0.937
	300×12	1/775	1	0.99	0.969	0.935
	300×15	1/800	1	0.99	0.97	0.937
10000 ×200 ×8	150×8	1/1750	1	0.997	0.987	0.956
	150×10	1/1750	1	0.997	0.986	0.953

Table 4. Relative bearing capacity in various preload levels.

۳-۱- تأثیر انحنای موجود در زمان مقاوم‌سازی

همان‌گونه که در بخش ۲-۵ بیان شد فرایند جوشکاری یکی از عوامل مؤثر بر ایجاد ناراستی در ستون‌های مقاوم‌سازی تحت بار است. از طرفی مطالعات آزمایشگاهی محدودی در زمینه تعیین میزان انحنای ناشی از فرایند جوشکاری در این اعضا انجام گرفته است [2]. همچنین مراجع مختلف مقادیر متفاوتی را برای ناراستی هندسی در این اعضا ارائه کرده‌اند. به

ظرفیت باربری ستون‌های دارای پیش‌بار در مقایسه با نتایج تئوری حاصل از آیین‌نامه است، یک مطالعه اولیه برای تعیین ناراستی هندسی اولیه مناسب برای هر نمونه انجام و نتایج آن در بخش ۳-۱ ارائه شده است.

۲-۶- مدل‌سازی و تحلیل نمونه‌ها

برای تحلیل هر نمونه در نرم‌افزار آباکوس سه مدل مجزا ساخته می‌شود. به این ترتیب که نتایج تحلیل مدل اول به عنوان پیش‌فرض‌های مدل دوم و نتایج حاصل از تحلیل مدل دوم به صورت شرایط اولیه به مدل نهایی اعمال می‌شود. فرضیات به‌کاررفته و نوع تحلیل استفاده شده برای هر نمونه عبارت است از:

- ۱) مدل خطی کماتش مقدار ویژه برای اعمال ناراستی‌های اولیه با استفاده از آنالیز کماتش^۱
- ۲) مدل ستون تقویت نشده برای اعمال بار اولیه با در نظر گرفتن آثار تنش پسماند، ناراستی اولیه، غیرخطی هندسی مصالح با استفاده از آنالیز استاتیکی عمومی^۲
- ۳) مدل نهایی تقویت‌شده با استفاده از آنالیز RIKS

۳- مطالعه پارامتری

متغیرهای استفاده شده در این مطالعه شامل پارامترهای مقدار ناراستی، بار موجود در ستون قبل از اضافه شدن ورق‌های تقویتی، نسبت لاغری نمونه‌ها و نسبت سطح مقطع ورق‌های تقویتی به سطح مقطع ستون پایه در حالت وجود پیش‌بار است. برای ارزیابی میزان تأثیر این پارامترها، برای هر یک از نمونه‌های ارائه شده در جدول (۴) چهار مدل مجزا که هر کدام دارای سطوح بارگذاری اولیه ۰، ۰/۲، ۰/۴ و ۰/۶ ظرفیت باربری ستون تقویت نشده است، ساخته می‌شود. سپس هر یک از این مدل‌ها با استفاده از روش ارائه شده در قسمت ۲-۶ تحلیل شده تا بیشینه ظرفیت باربری آنها بدست آید. از تقسیم مقدار بدست آمده برای هر نمونه بر بیشینه ظرفیت باربری تئوری آن، ظرفیت باربری نسبی مطابق جدول (۴)

1 Linear perturbation, Buckle
2 Static general

تغییر مکان ستون برای مقدار انحنای اولیه مشخص است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود با افزایش مقدار انحنای اولیه، بیشینه ظرفیت باربری نمونه کاهش می‌یابد. همچنین با افزایش میزان انحنای اولیه، مقدار تغییر مکان جانبی وسط دهانه متناظر با بیشینه ظرفیت باربری نیز افزایش می‌یابد. مقدار ناراستی مناسب برای این نمونه برابر $1/900$ طول ستون به دست آمده است. مقادیر ناراستی محاسبه شده برای سایر نمونه‌ها در جدول (۴) ارائه شده است. بر اساس این جدول مقادیر ناراستی به دست آمده برای نمونه‌ها در محدوده $1/450$ تا $1/1750$ برابر طول ستون قرار دارد. این مقادیر در محدوده مقادیر پیشنهاد شده به وسیله مراجع فوق قرار داشته و بدین ترتیب می‌توان درستی مدل‌سازی و فرضیات استفاده شده در تحلیل را تایید کرد.

شکل ۶. نمودارهای بار تغییر مکان نمونه $6000 \times 200 \times 8$ به همراه ورق‌های تقویتی 150×8 میلی متری

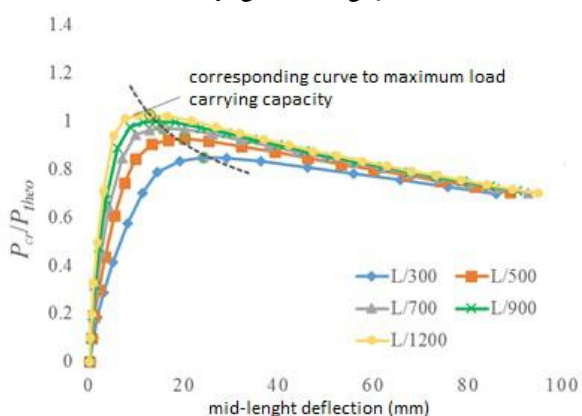


Fig. 6. Load vs. deflection for 6000x200x8 mm box column with 150x8 mm reinforcing plate

در صورتی که مقادیر ناراستی ارائه شده در برابر نسبت لاغری نمونه‌ها رسم شود، شکل (۷) حاصل می‌شود. همان‌گونه که مشاهده می‌شود با افزایش نسبت لاغری، مقدار ناراستی مناسب برای هماهنگی نتایج حاصل از روش عددی بر مقادیر آیین‌نامه‌ای، کاهش می‌یابد.

با برازش یک منحنی بر این نقاط معادله ۳ برای تعیین مقدار ناراستی مناسب با استفاده از نسبت لاغری نمونه‌ها به دست می‌آید:

عنوان نمونه آیین‌نامه‌های آمریکا، اروپا، کانادا و استرالیا، برای در نظر گرفتن انحنای اولیه، انحراف وسط ستون از راستای قائم را برابر $1/1000$ طول ستون در نظر می‌گیرند. در این آیین‌نامه‌ها غیرمستقیم بودن عضو به صورت یک تابع سهمی با بیشینه تغییر مکان درون صفحه در وسط دهانه، به ستون اعمال می‌شود [13]. وانگ و همکاران نیز در بررسی عددی و آزمایشگاهی رفتار ستون‌های H شکل ساخته‌شده از فولاد پر مقاومت تحت بار محوری، مقدار انحراف اولیه ستون را برابر $1/1000$ طول ستون در نظر گرفته‌اند [22]. این در حالی است که پاتون و سینگ در مطالعه عددی کمانش ستون‌های جدار نازک تحت فشار محوری خالص، یک مقدار مناسب برای ناراستی‌های هندسی اولیه بر اساس کارهای آزمایشگاهی موجود در نظر می‌گیرد [9]. همچنین یان و همکاران مقادیر ناراستی اولیه $1/500$ ، $1/1000$ و $1/2000$ طول ستون را در نظر گرفته و بیان کرده‌اند که مقادیر ناراستی ناشی از فرایند جوشکاری در این اعضا ممکن است در بعضی موارد بیش از مقادیر فرض شده باشد [18]. بنابراین نمی‌توان به‌طور مستقیم مقدار ناراستی ناشی از انحنای موجود در ستون تقویت نشده را برای استفاده در مدل‌سازی تعیین کرد.

با توجه به اینکه که هدف اصلی در این مطالعه تعیین میزان تغییرات در بیشینه ظرفیت باربری ستون‌های دارای پیش‌بار در مقایسه با نتایج تئوری حاصل از آیین‌نامه است، بیشینه ظرفیت باربری نمونه‌های مرجع (نمونه‌های بدون پیش‌بار) منطبق بر نتایج حاصل از آیین‌نامه در نظر گرفته شده و مقدار ناراستی مناسب برای هر نمونه به دست آمده است. بدین منظور بیشینه ظرفیت باربری نمونه‌ها بر اساس روابط آیین‌نامه محاسبه شده و با نتایج به دست آمده از نرم‌افزار مقایسه می‌شود. در صورت عدم هماهنگی نتایج، مقدار ناراستی هندسی طوری تغییر داده می‌شود که میزان اختلاف بین نتایج تئوری و نتایج حاصل از نرم‌افزار به کمتر از $0/1$ درصد برسد. شکل (۶) نمونه‌ای از این فرایند را برای ستون $6000 \times 200 \times 8$ میلی‌متر با ورق تقویتی 150×8 میلی‌متری نشان می‌دهد. هر یک از منحنی‌های موجود در این شکل نشان دهنده نمودار بار

محدوده کاهش بیشینه ظرفیت باربری را برای سطوح مختلف پیش‌بار نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود محدوده تغییرات بیشینه ظرفیت باربری با افزایش سطح پیش‌بار افزایش می‌یابد. طبق بررسی‌های انجام‌شده، یکی از عوامل تأثیرگذار بر این رفتار، مقدار نسبت لاغری نمونه‌ها است که در ادامه بیان می‌شود.

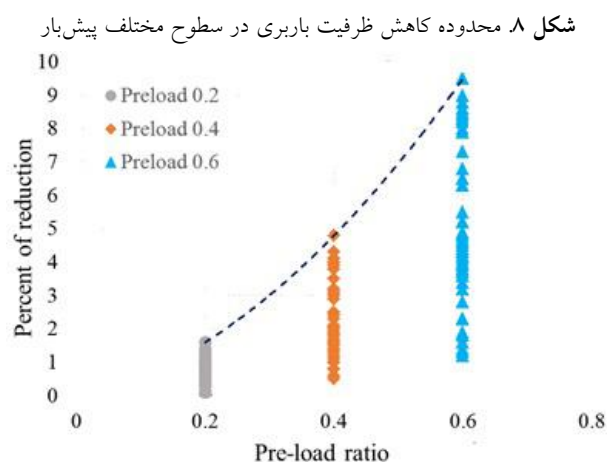


Fig. 8. Range of ultimate bearing capacity reduction in various preload levels

$$\delta = \frac{l}{65 \times (l/r)_r^{0.63}} \quad (3)$$

که در آن نسبت لاغری نمونه‌های تقویت‌شده می‌باشد. در صورتی که مقادیر ناراستی استفاده شده در نرم‌افزار با استفاده از رابطه فوق محاسبه شود، بیشینه ظرفیت باربری نمونه‌های بدون پیش‌بار برابر مقادیر محاسبه شده از روابط آیین‌نامه به دست می‌آید.

شکل ۷. منحنی مقدار ناراستی اولیه در برابر نسبت لاغری نمونه‌ها

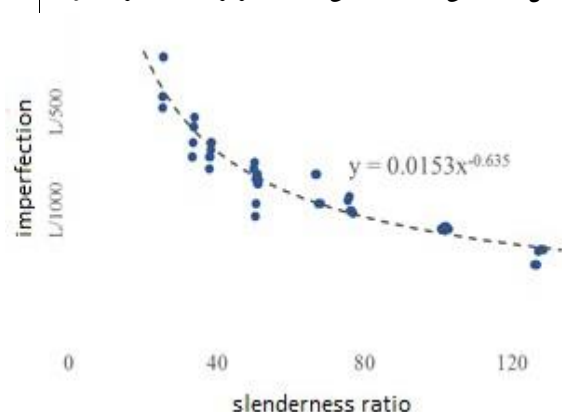


Fig. 7. Imperfection vs. slenderness ratio curve

۳-۲- تأثیر مقدار پیش‌بار

بر اساس نتایج به دست آمده، با افزایش مقدار بار موجود در ستون قبل از فرایند مقاوم‌سازی، بیشینه ظرفیت باربری ستون تقویت‌شده در مقایسه با مقادیر آیین‌نامه کاهش می‌یابد. دلیل این کاهش را می‌توان به این صورت بیان کرد که اعمال پیش‌بار به ستون تقویت‌شده باعث افزایش ناراستی هندسی اولیه موجود و به تبع آن کاهش ظرفیت باربری نهایی ستون تقویت‌شده می‌شود. بیشینه مقدار این کاهش برای نسبت‌های پیش‌بار ۰/۲، ۰/۴ و ۰/۶ به ترتیب برابر ۰/۲، ۰/۵ و ۰/۹/۵ بیشینه ظرفیت باربری ستون تقویت‌شده است. مقدار کاهش بر اساس مقادیر مختلف پیش‌بار را می‌توان با استفاده از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$R_p = 0.194\alpha^2 + 0.042\alpha \quad (4)$$

که در آن α نسبت مقدار پیش‌بار به بیشینه ظرفیت باربری ستون تقویت‌شده است. در ادامه از مقدار محاسبه شده از رابطه فوق برای بررسی تأثیر هم‌زمان سطح پیش‌بار و لاغری بر بیشینه ظرفیت باربری نمونه‌ها استفاده می‌شود. شکل (۸)

۳-۳- تأثیر نسبت لاغری

همان‌گونه که اشاره شد نسبت لاغری یکی از عوامل تأثیرگذار بر بیشینه ظرفیت باربری نمونه‌ها در یک پیش‌بار مشخص است. محدوده نسبت لاغری در نظر گرفته شده در این مطالعه از لاغری ۲۵ تا ۱۳۰ است. شکل (۹) درصد کاهش ظرفیت باربری نمونه‌های تقویت‌شده را در برابر نسبت لاغری آن‌ها نشان می‌دهد.

همان‌گونه که در شکل مشاهده می‌شود با افزایش سطح پیش‌بار، تأثیر نسبت لاغری بر کاهش ظرفیت باربری افزایش می‌یابد. همچنین مشاهده می‌شود که در ستون‌های کوتاه ($l/r \leq 50$) با افزایش نسبت لاغری، میزان تفاوت در بیشینه ظرفیت باربری تنوری و نتایج حاصل از نرم‌افزار افزایش می‌یابد. این در حالی است که در ستون‌های لاغر ($l/r \geq 120$) با افزایش نسبت لاغری، میزان این اختلاف به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد. به بیان دیگر، بیشینه کاهش در ظرفیت باربری در نمونه‌های با لاغری میانه اتفاق می‌افتد

در ظرفیت باربری در این لاغری اتفاق می‌افتد.

$$(50 \leq l/r \leq 120)$$

۳-۴- تأثیر نسبت سطح مقطع

یکی دیگر از پارامترهای بررسی شده در این پژوهش نسبت سطح مقطع ورق‌های تقویتی به سطح مقطع ستون تقویت نشده است (A_r/A_c). از نظر تئوری در دو حالت حدی $A_r/A_c = 0$ و $A_r/A_c = \infty$ ، تفاوت بین نتایج تئوری و نتایج حاصل از نرم‌افزار به سمت صفر میل می‌کند؛ به عبارت دیگر بیشینه ظرفیت محاسبه شده از روابط آیین‌نامه برابر با نتایج حاصل از روش عددی با در نظر گرفتن اثر پیش‌بار است ($P/P_{theoretical} = 1$). نتایج حاصل از این بررسی نشان می‌دهد که با وجود تغییر در نسبت سطح مقطع از حدود ۰/۴ تا ۱، میزان تغییرات در بیشینه ظرفیت باربری نمونه‌ها کمتر از ۱٪ است.

شکل ۱۰. کاهش ظرفیت باربری در برابر نسبت سطح مقطع برای نمونه

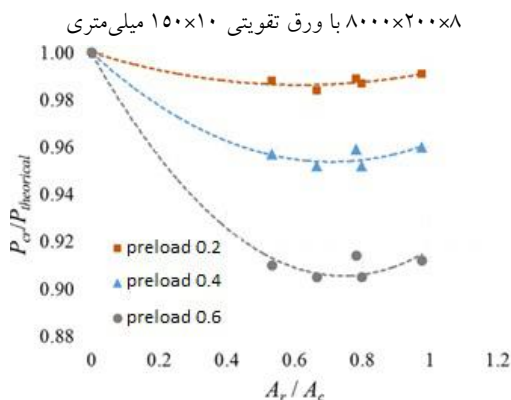


Fig 10. Ultimate bearing capacity reduction vs. cross sectional area ratio for 8000×200×8 mm specimen with 150×10 mm plates.

به عنوان نمونه در شکل (۱۰) نمودار ظرفیت باربری نسبی در برابر نسبت سطوح مقاطع برای نمونه ۸۰۰۰×۲۰۰×۸ به همراه ورق تقویتی ۱۵۰×۱۰ میلی‌متری در سه سطح پیش‌بار نشان داده شده است.

۴- جمع‌بندی

نتایج حاصل از این بررسی نشان می‌دهد که در ستون‌های کوتاه و ستون‌های با لاغری زیاد، تأثیر مقاوم‌سازی در حالت وجود پیش‌بار و حالت عدم وجود آن بر بیشینه ظرفیت باربری

شکل ۹. کاهش ظرفیت باربری در برابر نسبت لاغری نمونه‌ها برای مقادیر مختلف پیش‌بار

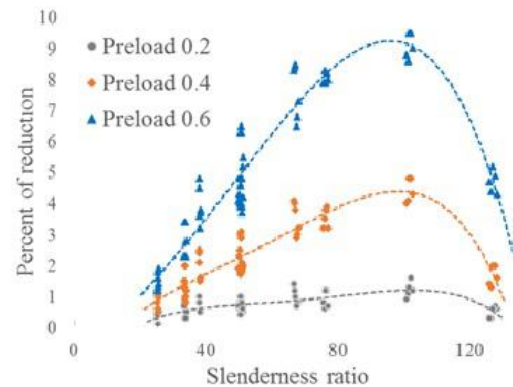


Fig. 9. Ultimate bearing capacity reduction vs. slenderness ratio of specimens in various preload levels

دلیل این رفتار را می‌توان به این صورت بیان کرد که در ستون‌های با لاغری کم، بیشینه ظرفیت باربری با تسلیم مصالح اتفاق می‌افتد؛ بنابراین مقدار ناراستی ناشی از اعمال پیش‌بار تأثیر قابل توجهی بر بیشینه ظرفیت باربری ستون تقویت شده ندارد. در ستون‌های با لاغری زیاد نیز، قبل از تسلیم مصالح، عضو کماتش کرده و از بین می‌رود. از طرفی بر اساس مبانی تئوری پایداری در حالت کماتش الاستیک، وجود انحنای اولیه باعث ایجاد تغییر شکل قابل توجه در عضو قبل از کماتش شده اما بر بیشینه ظرفیت باربری آن تأثیر قابل توجهی ندارد [23]. بنابراین در این نوع ستون‌ها با افزایش نسبت لاغری تأثیر پیش‌بار بر بیشینه ظرفیت باربری عضو کاهش می‌یابد. اما در ستون‌های با لاغری میانه که نسبت لاغری نه در حد کماتش الاستیک و نه در محدوده‌ای است که شکست ستون با تسلیم مصالح اتفاق افتد، تأثیر پیش‌بار و به تبع آن انحنای اولیه بر بیشینه ظرفیت باربری نمونه‌ها، قابل توجه است. با برآزش یک منحنی بر نقاط مربوط به هر سطح پیش‌بار، رابطه‌ای برای پیش‌بینی میزان تأثیر این پارامتر بر کاهش ظرفیت باربری به صورت زیر ارائه می‌شود:

$$R_{n,s} = 1 - \left[1 - \left(\frac{(l/r)_r}{95} \right)^2 \right]^2 \quad (5)$$

مقدار این رابطه برای یک نمونه ستون با لاغری ۹۵ به بیشینه مقدار خود می‌رسد؛ به عبارت دیگر بیشینه مقدار کاهش

بر اساس نتایج به دست آمده، اعمال پیش‌بار به ستون تقویت نشده باعث افزایش انحنای اولیه و کاهش ظرفیت باربری نهایی ستون تقویت شده می‌شود. بیشینه مقدار این کاهش برای سطوح پیش‌بار ۰/۲، ۰/۴ و ۰/۶ به ترتیب برابر ۰/۲، ۰/۵ و ۰/۹ است. همچنین مشاهده شد که در ستون‌های کوتاه ($l/r \leq 50$) با افزایش نسبت لاغری، میزان تفاوت در بیشینه ظرفیت باربری تئوری و نتایج حاصل از نرم‌افزار افزایش می‌یابد. این در حالی است که در ستون‌های لاغر ($l/r \geq 120$) با افزایش نسبت لاغری، میزان این اختلاف به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد. به بیان دیگر در یک سطح پیش‌بار ثابت، بیشینه کاهش در ظرفیت باربری در نمونه‌های با لاغری میانه اتفاق می‌افتد ($50 \leq l/r \leq 120$). لازم به گفتن است به دلیل اینکه نتایج حاصل از این بررسی بر اساس نسبت لاغری اعضا بیان شده است، می‌توان آن را برای سایر شرایط تکیه-گاهی دیگر نیز بسط داد. همچنین نتایج حاصل از بررسی نسبت سطوح مقاطع نشان می‌دهد که این پارامتر در نسبت‌های متعارف (۰/۴ تا ۱)، تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر بیشینه ظرفیت باربری نمونه‌ها در مقایسه با مقادیر تئوری نمی‌گذارد و می‌توان از اثر آن چشم‌پوشی کرد. در انتها نیز یک رابطه کاربردی برای محاسبه میزان کاهش در ظرفیت باربری نهایی این نوع ستون‌ها بر اساس سطح پیش‌بار و نسبت لاغری آن‌ها پیشنهاد شده است. استفاده از این رابطه می‌تواند سبب افزایش دقت در فرایند باز طراحی ستون‌های فولادی با مقطع جعبه‌ای مقاوم‌سازی شده تحت بار شود.

نمونه تقویت‌شده تفاوت چندانی ندارد؛ بنابراین مقاومت نهایی ستون‌هایی که در این محدوده قرار می‌گیرند با چشم‌پوشی از مقدار پیش‌بار موجود در آن‌ها مشابه حالت عدم وجود پیش‌بار محاسبه می‌شود. همچنین در مواردی که میزان بار موجود در ستون تقویت نشده کمتر از ۰/۴۰٪ ظرفیت باربری آن باشد، می‌توان با قبول بیشینه خطایی به میزان ۰/۵٪، از اثر پیش‌بار چشم‌پوشی کرد. در حالت کلی برای تعیین بیشینه ظرفیت باربری ستون‌های جعبه‌ای مقاوم‌سازی شده تحت بار می‌توان بیشینه ظرفیت باربری تئوری محاسبه شده را در ضرب بیشینه به دست آمده از رابطه زیر ضرب کرد.

$$R = 1 - R_p \times R_{n,s} \quad (6)$$

که در آن R_p و $R_{n,s}$ ، به ترتیب ضرایب کاهش‌ی مربوط سطح پیش‌بار و نسبت لاغری نمونه است و مقدار آن با استفاده از روابط (۴ و ۵) قابل محاسبه است. برای ارزیابی میزان دقت رابطه پیشنهاد شده، ظرفیت باربری نسبی ($P/P_{theoretical}$) تمامی نمونه‌ها با استفاده از این رابطه محاسبه و با مقادیر به دست آمده از روش عددی مقایسه می‌شود. نتایج حاصل نشان می‌دهد که مقادیر به دست آمده هماهنگی خوبی با نتایج حاصل از روش عددی دارد به طوری که بیشینه خطای موجود برابر ۰/۲۵٪ است.

۵- نتیجه‌گیری

در این مطالعه اثر پارامترهای مختلف بر بیشینه ظرفیت باربری ستون‌های مقاوم‌سازی شده تحت بار، با استفاده از روش اجزای محدود بررسی شده است. در این راستا تعداد ۱۰۴ نمونه ستون با مقطع مربعی با ورق‌های تقویتی فولادی از نوع ASTM A36 در چهار طرف مقطع در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی و تحلیل شده است. همچنین بیشینه ظرفیت باربری نمونه‌های بدون پیش‌بار مطابق با نتایج حاصل از آیین‌نامه ANSI/AISC 360-10 در نظر گرفته شده و از این طریق انحنای اولیه مناسب برای هر نمونه به دست آمده است. همچنین اثر تنش‌های پسماند ناشی از جوشکاری در زمان ساخت مقطع تقویت نشده و زمان مقاوم‌سازی آن در مدل‌سازی در نظر گرفته شده است.

References

- [1] Ong K. C. & Kang J. 2004 Jacketing of preloaded steel columns. *Journal of Constructional Steel Research*, **60** (1), 109-124.
- [2] Liu Y. & Gannon L. 2009 Finite element study of steel beams reinforced while under load. *Engineering Structures*, **31**(11), 2630-2642.
- [3] Wang Y., Zong L., Zhu R., Liu X. & Shi Y. 2015 Behavior of I-section steel beam welding reinforced while under load. *Journal of Constructional Steel Research*, **106**, 278-288.
- [4] Rao N. R. N. & Tall L. 1962 Columns reinforced under load. *Welding journal*, **42**, 2-63.
- [5] Tall L. 1989 The reinforcement of steel columns.

۶- مراجع

- [14] Salmon C. G., Johnson J. E. & Malhas F. A. 1980 *Steel structures: design and behavior*. Harper & row New York.
- [15] Yang D. & Hancock G. J. 2006 Numerical Simulation of High-Strength Steel Box-Shaped Columns Failing in Local and Overall Buckling Modes. *Journal of Constructional Steel Research*, **132**(4), 541–549.
- [16] Saliba N. & Gardner L. 2013 Experimental study of the shear response of lean duplex stainless steel plate girders. *Engineering Structures*, **46**, 375–391.
- [17] Zhou F. & Young B. 2013 Web crippling behaviour of cold-formed duplex stainless steel tubular sections at elevated temperatures. *Engineering Structures*, **57**, 51–62.
- [18] Yuan H. X. X., Wang Y. Q. Q., Gardner L. & Shi Y. J. J. 2014 Local–overall interactive buckling of welded stainless steel box section compression members. *Engineering Structures*, **67**, 62–76.
- [19] Ziemian R. D. 2010 *Guide to stability design criteria for metal structures*. John Wiley & Sons.
- [20] Seif M. & McAllister T. 2013 Stability of wide flange structural steel columns at elevated temperatures. *Journal of Constructional Steel Research*, **84**, 17–26.
- [21] Yuan H. X., Wang Y. Q., Shi Y. J. & Gardner L. 2014 Residual stress distributions in welded stainless steel sections. *Thin-Walled Structure*, **79**, 38–51.
- [22] Wang Y.-B., Li G.-Q., Chen S.-W. & Sun F.-F. 2012 Experimental and numerical study on the behavior of axially compressed high strength steel columns with H-section. *Engineering Structures*, **43**, 149–159.
- [23] Lui E. M. and Chen W. F. 1987 *Structural stability: theory and implementation*. Elsevier, New York.
- Engineering Structures*, **26**(1), 33.
- [6] Brown J. H. 1988 Reinforcing loaded steel compression members. *Engineering Structures*, **25**(4).
- [7] Marzouk H. & Mohan S. 1990 Strengthening of wide-flange columns under load. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **17**(5), 835–843.
- [8] Wu Z. & Grondin G. Y. 2003 *Behaviour of Steel Columns Reinforced with Welded Steel Plates*. Structural Engineering Report Number 250, National Library of Canada.
- [9] Longshithung Patton M. & Darunkumar Singh K. 2013 Buckling of fixed-ended lean duplex stainless steel hollow columns of square, L-, T-, and +-shaped sections under pure axial compression - A finite element study. *Thin-Walled Structures*, **63**, 106–116.
- [10] Pavlovčič L., Froschmeier B., Kuhlmann U. & Beg D. 2012 Finite element simulation of slender thin-walled box columns by implementing real initial conditions. *Advances in Engineering Software*, **44**(1), 63–74.
- [11] Ban H., Shi G., Shi Y. & Wang Y. 2012 Overall buckling behavior of 460MPa high strength steel columns: Experimental investigation and design method. *Journal of Constructional Steel Research*, **74**, 140–150.
- [12] Shi G., Zhou W., Bai Y. & Lin C. 2014 Local buckling of 460MPa high strength steel welded section stub columns under axial compression. *Journal of Constructional Steel Research*, **100**, 60–70.
- [13] Kim S. E. & Lee D. H. 2002 Second-order distributed plasticity analysis of space steel frames. *Engineering Structures*, **24**(6), 735–744.

Evaluation of Effective Parameters on Axial Load Bearing Capacity of Preloaded Strengthened Steel Box Columns

M. Naseri¹, S. Erfani^{2*}

1- M.Sc., Structural Engineering, Faculty of Civil and Environmental Eng., Amirkabir University of Technology

2- Assoc. Prof., Structural Eng. Dept., Faculty of Civil and Environmental Eng., Amirkabir University of Technology

sderfani@aut.ac.ir

Abstract:

Strengthening existing structures is one of the most important issues in the field of structural engineering. For the purpose of avoiding any interruption in serviceability of a structure and economic issues, strengthening process is usually performed when a member is under service loads. On the other hand, it is very difficult to weld plates after unloading a loaded steel column. Therefore one of the important issues in strengthening steel column is the presence of significant axial load caused by service loads. This is usually neglected in the redesign process of retrofitted columns.

This paper aims at numerical investigation of the behavior and ultimate load bearing capacity of in-service strengthened steel box columns with continuous welded plates. Effects of different parameters on the capacity of preloaded strengthened columns are presented and discussed. Results are discussed by the effects of initial imperfection; magnitude of preload before strengthening; slenderness ratio of the strengthened column and ratio between cross sectional area of reinforcing plate and un-strengthened column. To investigate the effect of these parameters, each un-retrofitted specimen is exposed to the preloading levels of 0.0, 0.2, 0.4 and 0.6 of the load carrying capacity of un-strengthened column. Then results of this preliminary analysis are defined as a predefined field for the column of the same retrofitted model. Ultimate bearing capacity of the strengthened model is calculated using a modified Risk analysis method. The critical load carrying capacity of models without pre-existing axial load was set to the theoretical value presented in ANSI/AISC 360-10 and suitable imperfection for each model was calculated. This is because the main objective of this study is the variation of results with respect to the existing design curves. Based on the results of numerical analysis, application of preload to unstrengthened column magnifies the initial geometric imperfection of the column and consequently decreases the ultimate bearing capacity of strengthened column. Also as the magnitude of axial load existing prior to addition of reinforcing plates increases, the ultimate bearing capacity of the strengthened column decreases with respect to the calculated theoretical value. The maximum amount of this reduction for the preload ratios of 0.2, 0.4 and 0.6, is respectively up to 2%, 5% and 9.5% of the load-bearing capacity of strengthened column. As another result, slenderness ratio is one of the main parameters that affect the bearing capacity of specimens with a specified preload level. This means that at a constant preload level the maximum reduction in bearing capacity occurs for models with median slenderness ratio. Also models with cross sectional ratio of reinforcing plates ranging from 0.4 to 1.0 were studied and it was shown that inside this range, the cross sectional ratio of reinforcing plates parameter does not have remarkable effect on the ultimate bearing capacity of column. At the end, an empirical relation is proposed to calculate the reduction of ultimate bearing capacity for columns with different slenderness ratios and preload levels. Results of this study may be utilized to increase the accuracy of redesigning process during in-service strengthening of steel box columns.

Keywords: Strengthening, Load Carrying Capacity, Preload, Steel Box Column