

## ارزیابی عددی مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع I، H، لوله‌ای و قوطی شکل در چشمه اتصال قاب‌های خمشی فولادی

اباذر اصغری<sup>۱\*</sup>، آیدین پاویر<sup>۲</sup>

۱. دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران.

۲. دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه ارومیه.

\* رایانامه نویسنده مسئول: abazar.asghari@ut.ac.ir

تاریخ دریافت: ۱۴۰۳/۰۳/۰۵ - تاریخ پذیرش: ۱۴۰۳/۰۹/۰۳

### چکیده

در این مقاله روابط آیین‌نامه‌ای و تئوری مقاومت برشی اعضای با مقطع H شکل نسبت به محور قوی، لوله‌ای، قوطی شکل و H شکل نسبت به محور ضعیف، در چشمه اتصال قاب‌های خمشی فولادی مورد مطالعه قرار گرفته است. برای این منظور، با استفاده از مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار آباکوس، مقاومت برشی ۳۵ مقطع مختلف ارزیابی شده است. برای تحلیل هر یک نمونه‌ها از تحلیل استاتیکی غیرخطی و چرخه‌ای استفاده شده است. در تمامی نمونه‌ها طول اعضای مورد بررسی به شکلی انتخاب شده است که حالت حدی برش تعیین‌کننده‌تر از حالت حدی خمش باشد. مطابق این تحقیق، اگرچه نتایج حاصل از روابط ارائه شده در AISC 360 برای تعیین مقاومت برشی اعضای با مقطع H شکل نسبت به محور قوی با نتایج مدل‌سازی‌های عددی انطباق بسیار نزدیکی دارد، با این وجود در این نوع مقاطع، در نسبت‌های تغییرمکان جانبی بالاتر، نتایج حاصل از روش AISC 360 حدوداً ۱۰٪ غیر محافظه‌کارانه است. همچنین نتایج روش AISC 360 برای تعیین مقاومت برشی اعضای با مقطع لوله‌ای با نتایج مدل‌سازی‌های عددی انطباق نزدیکی داشته و در نسبت‌های تغییرمکان جانبی بالاتر، نتایج حاصل از روش AISC 360 حدوداً ۲۰٪ محافظه‌کارانه است. همچنین براساس این تحقیق، نتایج روابط ارائه شده در AISC 360 برای تعیین مقاومت برشی اعضای با مقطع قوطی شکل با نتایج مدل‌سازی‌های عددی انطباق نزدیکی دارد؛ زیرا در این نوع مقاطع به دلیل بسته بودن مقطع، شرایط بازتوزیع تنش برشی مهیا بوده و هر یک از جان‌ها به‌طور یکسان در برابر برش مقاومت می‌کنند. همچنین مطابق این تحقیق، نتایج حاصل از روابط ارائه شده در AISC 360 برای تعیین مقاومت برشی اعضای با مقطع H شکل نسبت به محور ضعیف با نتایج مدل‌سازی‌های عددی انطباق نداشته و مقاومت برشی به‌دست‌آمده از روش AISC 360 حدوداً ۲۰٪ غیر محافظه‌کارانه است.

کلمات کلیدی: مقاومت برشی، مقطع H شکل، مقطع لوله‌ای، مقطع جعبه‌ای، بازتوزیع تنش.

### ۱- مقدمه

لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده همگرا به نوع پیکربندی مهاربند‌های با مقاطع لوله‌ای و نیز به طراحی لرزه‌ای قاب‌های با اتصالات زانویی با مقاطع لوله‌ای، پاویر و همکاران [4] به رفتار چرخه‌ای دیوارهای برشی فولادی با اعضای مرزی I شکل، جابری و همکاران [5] به رفتار لرزه‌ای ستون‌های پیوندیافته با مقاطع H شکل، جلیل زاده و همکاران [6] به مقاومت برشی دیوارهای برشی فولادی سخت شده با اعضای مرزی I و H شکل و اصغری و همکاران [7-9] به مطالعه رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی همبند، کمانش جانبی-پیچشی مقاطع I شکل در مهاربند‌های واگرای چند

یکی از موضوعات مهم طراحی سازه‌های فولادی انتخاب نوع مقطع اعضا است. مقاطع فولادی I شکل، H شکل، قوطی شکل و لوله‌ای متداول‌ترین مقاطع فولادی هستند که در سازه‌های ساختمانی، پل‌ها و سازه‌های صنعتی مورداستفاده قرار می‌گیرند. در این زمینه تاجیک و همکاران [1] به مطالعه تجربی و عددی مقاومت جوش‌های گوشه و شیارهای مقاطع جعبه‌ای ساخته شده از ورق، اصغری و همکاران [2-3] به مطالعه میزان حساسیت رفتار

در این مقاله ابتدا به بررسی روابط تئوری و آیین‌نامه‌ای مقاومت برشی اسمی مقاطع I شکل حول محور قوی، لوله‌ای، مستطیلی و H شکل حول محور ضعیف پرداخته شده است، سپس برای بررسی درستی لزوم ارائه‌شده در آیین‌نامه‌ها، از مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار آباکوس استفاده شده است [26]. مدل‌سازی مصالح و اعضا در نرم‌افزار آباکوس براساس نتایج مدل‌های آزمایشگاهی درستی آزمایی شده است. همچنین برای ارزیابی عددی، از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و چرخه‌ای بهره گرفته شده و براساس نتایج حاصل از مطالعات عددی، اعتبار روابط آیین‌نامه‌ای مورد ارزیابی قرار گرفته است.

## ۲- بررسی روابط تئوری الاستیسته و مقاومت مصالح

در این بخش هدف اصلی بررسی روابط اساسی تئوری الاستیسته برای شناخت عمیق‌تر رفتار برشی مقاطع فولادی و پارامترهای موردبررسی در این تحقیق است. تلاش خواهد شد با ساده‌سازی روابط تئوری‌های موجود، لزوم آیین‌نامه AISC 360 برای مقاطع فولادی مختلف استخراج شود تا از این طریق بتوان منشأ اختلاف نتایج حاصل از لزوم این آیین‌نامه با نتایج حاصل از مدل‌سازی‌های عددی را بهتر تفسیر نمود [27]. برای این منظور ابتدا مطابق شکل (۱) یک تیر دو سر ساده تحت دو لنگر خمشی یکسان در دو انتها که باعث ایجاد انحنای مضاعف در عضو موردنظر می‌شود و بسیار نزدیک به حالت لنگرهای ایجادشده در یک عضو خمشی ناشی از نیروی زلزله است، مدنظر قرار می‌گیرد.

شکل ۱. تیر دو سر مفصل به طول  $2L$

تحت اثر لنگر خمشی هم‌جهت در دو انتها

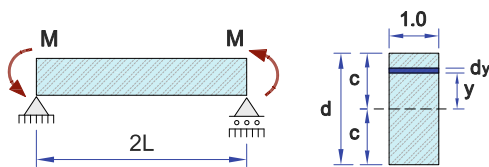


Fig. 1. A simply supported beam with a length of  $2L$  under the effect of the same moment at both ends

براساس روابط حاکم بر تئوری الاستیسته، اگر تیر نشان داده‌شده در شکل (۱) به صورت تنش مسطح فرض شود و عمق مقطع تیر برابر  $2c$  و طول عضو برابر  $2L$  باشد، براساس شرایط مرزی این تیر، روابط تئوری الاستیسته به صورت زیر نوشته می‌شود:

ردیفی در ارتفاع و رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده همگرا با ورق میان‌گذر پرداخته‌اند. در طراحی این نوع سازه‌ها یکی از معیارهای طراحی، کنترل برش در اعضای فولادی است. اگر طول اعضای خمشی کوتاه باشد، کنترل آن می‌تواند بسیار تعیین‌کننده باشد. در صورتی که پلان سازه به گونه‌ای باشد که امکان تأمین دهانه‌های مهاربندی فراهم باشد، انتخاب مقطع I و H شکل می‌تواند بسیار از مشکلات اجرایی این نوع سازه‌ها را برطرف کند؛ اما اگر استفاده از سیستم قاب خمشی فولادی در هر دو راستای اصلی ساختمان ضرورت داشته باشد، در این صورت استفاده از مقاطع I و H شکل مناسب نبوده و باید از مقاطعی مانند مقطع قوطی شکل و صلیبی استفاده شود؛ زیرا در این نوع ساختمان‌ها مقاطع ستون‌ها باید به شکلی انتخاب شوند که در هر دو راستای اصلی بتوانند لنگر خمشی تیر را تحمل نمایند [10-11].

در بیشتر سازه‌های فولادی کنترل‌های مربوط به چشمه اتصال از اهمیت زیادی برخوردار است. کارهای تحقیقاتی زیادی روی چشمه اتصال سازه‌های فولادی انجام شده است. برخی از پژوهشگران نشان داده‌اند که ناحیه چشمه اتصال از شکل‌پذیری مناسبی برخوردار بوده و پایداری خوبی حتی در تغییرشکل‌های بزرگ دارند [12-14]. البته تغییرشکل‌های بزرگ می‌تواند باعث تمرکز تغییرشکل در بال ستون شده و در نتیجه موجب خرابی جوش اتصال تیر به ستون شود [15-18]. جوزپه براندنیسیو و همکاران به مقایسه مقاومت برشی در چشمه اتصال مقاطع H شکل مطابق آیین‌نامه اروپا و آمریکا با استفاده از مدل عددی پرداخته‌اند. آن‌ها نشان داده‌اند که تطابق خوبی بین روابط آیین‌نامه آمریکا و مدل عددی وجود دارد و روابط آیین‌نامه اروپا مقاومت برشی را گاهی اوقات تا  $60\%$  بیشتر نشان می‌دهد [19-21]. سازمند و همکاران به بررسی مقاومت و سختی چشمه اتصال در مقاطع دبل پرداخته‌اند [22]. منصور و همکاران به ارائه روابط جدیدی برای محاسبه مقاومت برشی چشمه اتصال در مقاطع H شکل با بال‌های نازک و ضخیم در حضور نیروی محوری پرداخته‌اند [23]. بن رونگ و همکاران به بررسی آزمایشگاهی و عددی چشمه اتصال در حالت حضور ورق‌های دیافراگم در ستون‌های جعبه‌ای پرداخته‌اند و سختی، مقاومت و شکل‌پذیری آن‌ها را بررسی نموده‌اند [24]. پاغله و همکاران به بررسی عددی و تحلیلی مقاومت و سختی چشمه اتصال در ستون‌های جعبه‌ای پرداخته‌اند [25].

می آید:

$$3\tau_y^2 = F_y^2 \Rightarrow \tau_y = \frac{1}{\sqrt{3}}F_y \cong 0.58F_y \cong 0.6F_y \quad (16)$$

برای تعیین مقاومت برشی یک مقطع I شکل در صورتی می توان از رابطه (۱۶) استفاده کرد که در آن حالت حدی تسلیم برشی حاکم باشد. اگر حالت حدی کمانش برشی موضوعیت داشته باشد، مطابق آیین نامه AISC 360، مقاومت برشی این نوع مقاطع از رابطه (۱۷) تعیین می شود:

$$\tau_{Shear\ Stress} = 0.6F_y \times C_V \quad (17)$$

در ادامه، فلسفه تنش برشی حداکثر برای محاسبه مقاومت برشی مقاطع ارائه می شود. همان گونه که گفته شد، توزیع تنش برشی ایجادشده در مقطع از طریق رابطه (۱۴) قابل محاسبه است. در این رابطه و بدون لحاظ تقریب، لنگر اول سطح مقطع حول محور خنثی را می توان برابر نصف اساس مقطع پلاستیک در نظر گرفت.

$$Q = \frac{A_g}{2} \times y_0 = \frac{Z}{2} \quad (18)$$

با جایگذاری روابط (۱۶) و (۱۸) در رابطه (۱۵) و قرار دادن  $S \times (d/2)$  به جای  $I$ ، روابط زیر حاصل می شوند.

$$\tau_{xy} = \frac{VQ}{It} = \frac{2V}{Sdt} \times \frac{Z}{2} = \frac{V}{dt} \times \frac{Z}{S} \quad (19)$$

$$V_n = 0.6F_y \times C_V \times dt \times \frac{S}{Z} \quad (20)$$

برای مقاطع I شکل، نسبت پارامتر بی بعد  $Z/S$  برابر با مقدار پارامتر بی بعد  $\sigma_{max}/\sigma_{ave}$  بوده اما برای سایر مقاطع مفهوم این پارامترها با مفهوم آن در مقطع I شکل متفاوت است. بنابراین رابطه (۲۰) را می توان به صورت زیر نیز بازنویسی نمود:

$$V_n = 0.6F_y \times C_V \times dt \times \frac{S}{Z} = 0.6F_y \times C_V \times dt \times \frac{\sigma_{ave}}{\sigma_{max}} \quad (21)$$

همان گونه که از رابطه فوق قابل مشاهده است، هرچقدر مقدار  $Z/S$  یا در حالت کلی مقدار  $\sigma_{max}/\sigma_{ave}$  بزرگتر باشد، مقاومت برشی اسمی کمتر خواهد بود. در واقع هدف اصلی و فلسفه وجودی روش تنش برشی حداکثر به این صورت است که در حالت کلی رفتار مقاطع فولادی در برابر برش مانند اعضای معین استاتیکی بوده و اگر در هر یک از اجزای مقطع خرابی برشی اتفاق بیفتد، مقطع باربری برشی خود را از دست می دهد و در نتیجه مسیر انتقال تنش برشی از بین رفته و مقطع ناپایدار می شود.

$$y = \pm c \Rightarrow \tau_{xy} = 0 \quad (1)$$

$$y = c \Rightarrow \sigma_y = 0 \quad (2)$$

$$y = -c \Rightarrow \sigma_x = -\omega \quad (3)$$

$$x = \pm L \Rightarrow \int_A \sigma_x dA = 0 \quad (4)$$

$$x = \pm L \Rightarrow \int_A \sigma_x y dA = 0 \quad (5)$$

$$x = \pm L \Rightarrow \int_A \tau_{xy} dA = \pm qL \quad (6)$$

با در نظر گرفتن یک تابع تنش ایری مناسب [28] و با اعمال شرایط مرزی و نیز با فرض  $I = \frac{2}{3}c^3$ ، مقادیر تنش های  $\sigma_x$ ،  $\sigma_y$  و  $\tau_{xy}$  به صورت زیر محاسبه می شوند:

$$\sigma_x = \frac{q}{2I}(L^2 - x^2)y + \frac{q}{I}\left(\frac{1}{3}y^3 - \frac{1}{5}c^2y\right)y \quad (7)$$

$$\sigma_y = -\frac{q}{2I}\left(\frac{1}{3}y^3 - c^2y + \frac{2}{3}c^3\right) \quad (8)$$

$$\tau_{xy} = -\frac{q}{2I}x(c^2 - y^2) \quad (9)$$

همچنین براساس روابط مقاومت مصالح، مقادیر تنش های  $\sigma_x$ ،  $\sigma_y$  و  $\tau_{xy}$  به صورت زیر محاسبه می شوند:

$$M = \frac{1}{2}q(L^2 - x^2) \Rightarrow V = -qx \quad (10)$$

$$Q = \frac{1}{2}(c^2 - y^2) \quad (11)$$

$$\sigma_x = \frac{My}{I} = \frac{q}{2I}(L^2 - x^2)y \quad (12)$$

$$\sigma_y = 0 \quad (13)$$

$$\tau_{xy} = \frac{VQ}{It} = -\frac{q}{2I}x(c^2 - y^2) \quad (14)$$

همان گونه که از روابط (۹) و (۱۴) مشاهده می شود، توزیع تنش برشی براساس روابط مقاومت مصالح کاملاً منطبق بر روابط تئوری الاستیسیته است. برای تعیین مقدار تنش تسلیم برشی می توان از معیار تسلیم فان میزز استفاده کرد. براساس این معیار، تسلیم در فلزات زمانی رخ می دهد که انرژی کرنشی به یک مقدار حدی مشخص برسد. بیان ریاضی این معیار تسلیم در فضای تنش های صفحه ای به صورت زیر است:

$$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2 = F_y^2 \quad (15)$$

اگر وضعیت تنش به شکلی باشد که المان تحت برش خالص قرار گیرد، آنگاه مقدار تنش تسلیم برشی از رابطه زیر به دست

طریق روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$\tau_{xy} = \frac{VQ}{It}, \quad \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G}, \quad Q = \int_y^d t(y)ydy \quad (22)$$

$$dU = \frac{1}{2} \tau_{xy} \gamma_{xy} dV = \frac{1}{2} \frac{V^2 Q^2}{I^2 G t(y)^2} dA dx \quad (23)$$

$$U = \frac{1}{2} \int \frac{V^2}{GA} \left[ \frac{A}{I^2} \iint \frac{Q^2}{t(y)^2} dA \right] dx \quad (24)$$

$$\alpha = \frac{A}{I^2} \iint \frac{Q^2}{t(y)^2} dA \quad (25)$$

$$U = \frac{1}{2} \int \frac{\alpha V^2}{GA} dx = \frac{1}{2} \int \frac{V^2}{G \left( \frac{A}{\alpha} \right)} dx \quad (26)$$

$$A_{Shear} = \frac{A}{\frac{A}{I^2} \iint \frac{Q^2}{t(y)^2} dA} = \frac{I^2}{\iint \frac{Q^2}{t(y)^2} dA} \quad (27)$$

## ۲-۱- مقاومت برشی اسمی مقاطع I شکل

در این بخش چگونگی استخراج مقاومت برشی اسمی مقاطع I شکل از روی روابط مقاومت مصالح مورد مطالعه قرار می‌گیرد. برای این منظور همان‌گونه که در بخش قبلی عنوان شد، در مقاطع فولادی برای تعیین مقدار تنش برشی می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$\tau_{xy} = \frac{VQ}{It} \quad (28)$$

چون در مقاطع I شکل و در حالت خمش حول محور قوی، اساس مقطع پلاستیک حدوداً ۱۳٪ بزرگ‌تر از اساس مقطع الاستیک است، بنابراین اگر برای ساده‌سازی به جای Z از S و به جای S از I/(d/2) استفاده شود، رابطه ساده‌شده زیر حاصل می‌شود:

$$\tau = \frac{VZ}{2It_w} \approx \frac{VS}{2It_w} \Rightarrow \tau = f_v = \frac{V}{dt_w} \quad (29)$$

در رابطه بالا  $dt_w$  به مساحت جان مقطع I شکل معروف است. مطابق رابطه (۲۹)، در مقاطع I شکل در واقع تنش برشی حداکثر برابر تنش برشی متوسط فرض شده است. بنابراین برای تعیین مقاومت برشی اسمی مقطع، کافی است در رابطه (۲۹) به جای  $\tau$  از  $\tau_y$  استفاده شود.

$$V_n = 0.6F_y C_v dt_w = 0.6F_y C_v A_w \quad (30)$$

در آیین‌نامه AISC 360 برای تعیین مقاومت برشی اسمی مقاطع I شکل از رابطه (۳۰) استفاده شده است. ملاحظه می‌شود که در مقاطع I شکل برای تعیین مقاومت برشی اسمی از طریق

بعد از معرفی روش تنش برشی حداکثر، در ادامه به معرفی روش انرژی پرداخته می‌شود. در حالت کلی تغییرشکل‌های ایجادشده در اعضای فولادی ناشی از چهار نوع نیروی داخلی ایجادشده در این اعضا از قبیل نیروی محوری، نیروی برشی، لنگر خمشی و لنگر پیچشی است. در بیشتر اعضای سازه‌های ساختمانی مقدار لنگر پیچشی ناچیز بوده و می‌توان از تغییرشکل‌های ناشی از لنگر پیچشی صرف‌نظر نمود. همچنین در بیشتر تیرهای سازه‌های ساختمان، به دلیل وجود دیافراگم سازه‌ای سقف، نیروی محوری نزدیک به صفر بوده و تغییرشکل‌های محوری نیز به دنبال آن ناچیز خواهد بود؛ اما تغییرشکل‌های خمشی و برشی تیرها، معمولاً دارای مقداری بزرگ‌تری هستند. در شکل (۲)، تغییرشکل‌های خمشی و برشی ایجادشده در یک تیر طره‌ای نشان داده شده است. مطابق این شکل تغییرشکل‌های خمشی در اثر افزایش طول تارهای کششی و کاهش طول تارهای فشاری حاصل می‌شوند. نسبت تغییرشکل‌های خمشی به تغییرشکل‌های برشی ایجادشده در اعضای فولادی به نسبت طول عضو فولادی به عمق مقطع وابسته بوده و هرچه قدر طول عضو نسبت به عمق مقطع بزرگ باشد، تغییرشکل‌های خمشی ایجادشده در عضو دارای مقدار بزرگ‌تری بوده و برعکس هرچه قدر طول عضو نسبت به عمق مقطع کوچک باشد، تغییرشکل‌های برشی نسبت به تغییرشکل‌های خمشی دارای مقدار زیادتری خواهد بود. همچنین اگر طول عضو نسبت به عمق مقطع آن زیاد انتخاب شود در این صورت مفصل پلاستیک ایجادشده در عضو موردنظر از نوع خمشی خواهد بود. با توجه به این‌که در این پژوهش، هدف اصلی بررسی رفتار برشی در اعضای فولادی است، بنابراین باید طول عضو موردبررسی به شکلی انتخاب شود که شرایط برای تشکیل مفصل پلاستیک برشی مهیا باشد.

شکل ۲. تغییرشکل‌های خمشی و برشی ایجادشده در تیر طره‌ای

(a) تغییر شکل خمشی، (b) تغییر شکل برشی

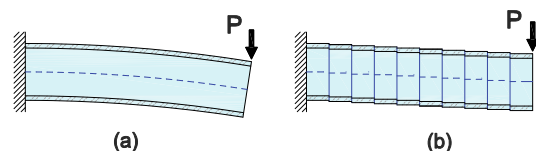


Fig. 2. Bending and shear deformations of a cantilever beam, (a) Bending deformation and (b) shear deformation

با استفاده از روابط تغییرشکل‌های برشی و ضریب تأثیر سطح مقطع اعضا در برابر برش ( $\alpha$ )، انرژی تغییرشکل‌های برشی از

مستطیلی از روی روابط مقاومت مصالح مورد مطالعه قرار می‌گیرد. مانند بخش‌های قبلی، در یک مقطع مستطیلی به پهنای  $b$  و عمق  $d$  برای تعیین تنش برشی اسمی می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$\tau_{max} = \frac{VQ}{It} = \frac{V \times \left(\frac{d}{2} \times b \times \frac{d}{4}\right)}{\frac{1}{12}bd^3 \times b} = 1.5 \frac{V}{bd} = 1.5 \frac{V}{A_g} \quad (36)$$

همان‌گونه که از رابطه (۳۶) مشاهده می‌شود، در یک مقطع مستطیلی مقدار تنش برشی حداکثر ۱.۵ برابر تنش برشی متوسط است. بنابراین براساس این رابطه اگر معیار تعیین مقاومت برشی اسمی یک مقطع مستطیلی شکل، تنش برشی حداکثر در مقطع باشد، آنگاه انتظار می‌رود مقاومت برشی اسمی آن به‌طور کاملاً منطقی مساوی  $2/3$  مقاومت برشی اسمی محاسبه‌شده براساس سطح مقطع کلی در نظر گرفته شود. برخی از پژوهشگران این رابطه را برای محاسبه مقاومت برشی مقاطع نبشی پیشنهاد داده‌اند [29].

$$V_n = \frac{2}{3} \times 0.6F_y b d = 0.4F_y b d \quad (37)$$

مقاومت برشی اسمی مقاطع I شکل نسبت به محور ضعیف نیز مشابه رابطه (۳۷) خواهد بود؛ با این تفاوت که در این نوع مقاطع به خاطر حضور جان در موقعیت محور خنثی، نسبت تنش برشی حداکثر به تنش برشی متوسط بین ۱.۲ تا ۱.۵ خواهد بود. بنابراین اگر معیار تعیین مقاومت برشی اسمی این نوع مقاطع، تنش برشی حداکثر در مقطع باشد، آنگاه انتظار می‌رفت در آیین‌نامه AISC 360 مقاومت برشی اسمی مقاطع I شکل نسبت به محور ضعیف به‌صورت رابطه (۳۸) نوشته می‌شد.

$$V_n = \frac{1}{1.35} \times 0.6F_y C_V (2b_f t_f) = 0.44F_y C_V (2b_f t_f) \quad (38)$$

در تفسیر آیین‌نامه AISC 360 عنوان شده است که اگرچه در مقاطع I شکل و برش نسبت به محور ضعیف، مقدار تنش برشی حداکثر در بال‌های مقطع حدوداً  $1/35$  برابر تنش برشی متوسط (براساس مساحت بال‌های مقطع) است، اما وقتی تحت نیروی برشی بزرگ قرار می‌گیرند، به دلیل رفتار غیر الاستیک مصالح فولادی، در بال‌های مقطع باز توزیع تنش صورت می‌گیرد و مقاومت برشی اسمی آن را می‌توان از رابطه (۳۹) تعیین نمود. در بخش مدل‌سازی عددی درستی این ادعا مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

$$V_n = 0.6F_y (2b_f t_f) \quad (39)$$

رابطه (۳۰) سهولت بسیار زیادی فراهم شده است. در شکل (۳) اختلاف تنش برشی حداکثر با تنش برشی متوسط در یک مقطع I شکل نشان داده شده است.

شکل ۳. اختلاف تنش برشی حداکثر با تنش برشی متوسط در یک مقطع I شکل

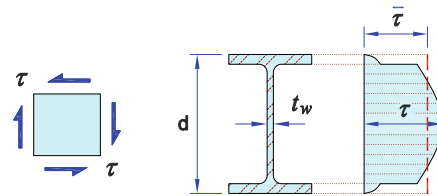


Fig. 3. The difference between the maximum shear stress and the average shear stress in an I-shaped cross-section

## ۲-۲- مقاومت برشی اسمی مقاطع لوله‌ای

در این بخش چگونگی استخراج مقاومت برشی اسمی مقاطع لوله‌ای از روی روابط مقاومت مصالح مورد مطالعه قرار می‌گیرد. برای این منظور همانند بخش قبلی، می‌توان از روابط زیر بهره گرفت:

$$A_g = 2\pi r t = \pi D t \quad (40)$$

$$I = \pi r^3 t = \frac{1}{8} \pi D^3 t \quad (41)$$

$$Q = \frac{A_g}{2} \times \bar{y} = \frac{\pi D t}{2} \times \frac{D}{\pi} = \frac{1}{2} D^2 t \quad (42)$$

$$\tau_{max} = \frac{VQ}{I \times (2t)} = \frac{V \times \left(\frac{1}{2} D^2 t\right)}{\frac{1}{8} \pi D^3 t \times (2t)} = 2 \frac{V}{A_g} = 2\tau_{ave} \quad (43)$$

از رابطه (۴۳) مشاهده می‌شود که در مقاطع لوله‌ای، تنش برشی حداکثر در حدود دو برابر تنش برشی متوسط بوده و به همین دلیل در آیین‌نامه AISC 360 مقاومت برشی اسمی مقاطع لوله‌ای به‌طور منطقی، برابر نصف مقاومت برشی اسمی محاسبه‌شده براساس سطح مقطع کلی در نظر گرفته شده است.

$$V_n = \frac{1}{2} V_{ave} \quad (44)$$

ملاحظه می‌شود برای تعیین مقاومت برشی اسمی مقاطع لوله‌ای از طریق رابطه (۴۵) سهولت بسیار زیادی فراهم شده است. در واقع در آیین‌نامه AISC 360 مقاومت برشی اسمی مقاطع لوله‌ای براساس حداکثر تنش برشی اسمی در مقطع رابطه‌سازی شده است.

## ۲-۳- مقاومت برشی اسمی مقاطع مستطیلی و مقاطع I شکل

### نسبت به محور ضعیف

در این بخش چگونگی استخراج مقاومت برشی اسمی مقاطع

### ۳- مش بندی، نوع مصالح و نوع تحلیل

در این پژوهش، برای تحلیل‌های غیرخطی از نرم‌افزار آباکوس و المان پوسته‌ای چهار گرهی S4 استفاده شده است. این المان در هر گره دارای ۶ درجه آزادی بوده و رفتار خارج از صفحه را به خوبی مدل‌سازی می‌کند. در این المان توزیع مشتقات کرنش در چهار نقطه انتگرال‌گیری گوس در سطح میانی المان محاسبه می‌شود. در هر یک از نقاط انتگرال‌گیری گوس، ۹ نقطه انتگرال‌گیری سیمسون در راستای ضخامت المان در نظر گرفته شده است تا رفتار غیرخطی ناشی از خمش و آثار کمانش اجزای مقطع بهتر لحاظ شود. برای رسیدن به اندازه مناسب المان‌ها از روش آنالیز حساسیت روی مش استفاده شده است. برای این منظور با اندازه مختلف المان‌ها، تحلیل موردنظر انجام شده و براساس نتایج تحلیل، مناسب‌ترین اندازه انتخاب شده است. مدل پلاستیسیته مواد براساس سطح تسلیم فان میزز و مدل سخت‌شدگی مصالح براساس سخت‌شدگی سینماتیک در نظر گرفته شده است. فولاد مصرفی از نوع A572Gr.50 بوده و مدول الاستیسیته آن  $E=200000$  MPa فرض شده است. تنش تسلیم و تنش کششی نهایی به ترتیب ۳۴۵ و ۴۵۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.

در این تحقیق برای درستی آزمایشی حالت برش نسبتاً ثابت، از دو تیر با شرایط مرزی متفاوت استفاده شده است. در حالت اول از یک تیر دو سر ساده با بار متمرکز یک جهته در وسط دهانه، برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. برای انجام تحلیل چرخه‌ای نیز از یک تیر یک انتها گیردار و یک انتها گیردار لغزنده استفاده شده است. در این مدل‌ها برای ایجاد شرایط مرزی، از گزینه کانسترنیت نوع کوپلینگ و برای در نظر گرفتن کمانش احتمالی از گزینه Imperfection به عنوان خطای ساخت (نقص هندسی) استفاده شده است. ضمناً تمامی مدل‌ها به صورت کنترل تغییر مکان مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند و برای انجام تحلیل چرخه‌ای از پروتکل بارگذاری آیین‌نامه SAC [30] استفاده شده است. در شکل (۴) جزئیات پروتکل بارگذاری نشان داده شده است.

### ۴- درستی آزمایشی مدل اجزاء محدود با نتایج آزمایشگاهی

#### ۴-۱- درستی آزمایشی تحلیل استاتیکی غیرخطی

برای انجام این درستی آزمایشی از تحقیق دلی و همکاران استفاده شده است [31 و 32]. در این آزمایش یک مقطع

فولادی I شکل مورد آزمایش قرار گرفته است. طول تیر ۸/۸۴ متر، ارتفاع جان ۵۵۹ میلی‌متر و ضخامت جان ۳/۱۵ میلی‌متر است. نسبت  $h/t_w$  برابر با ۱۷۷ است که نشان می‌دهد جان تیر لاغر است. عرض بال ۲۰۳ میلی‌متر و ضخامت بال ۱۹/۱ میلی‌متر است. نسبت  $a/h$  برابر ۷/۸۵ بوده که  $a$  فاصله سخت‌کننده‌ها است. تنش تسلیم فولاد جان 416 MPa و تنش تسلیم فولاد بال 404 MPa است. در شکل (۵) منحنی تحلیل استاتیکی غیرخطی نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی آورده شده است. مقایسه منحنی تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل عددی و آزمایشگاهی نشان می‌دهد که مدل عددی با دقت خوبی قادر به مدل‌سازی کمانش ایجاد شده در مدل آزمایشگاهی است.

شکل ۴. پروتکل بارگذاری [۳۰]

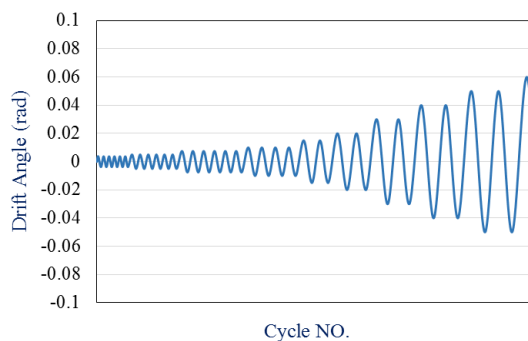
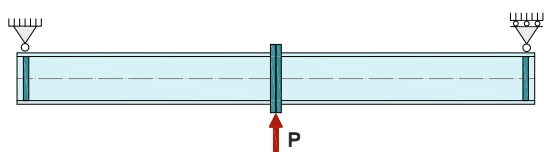
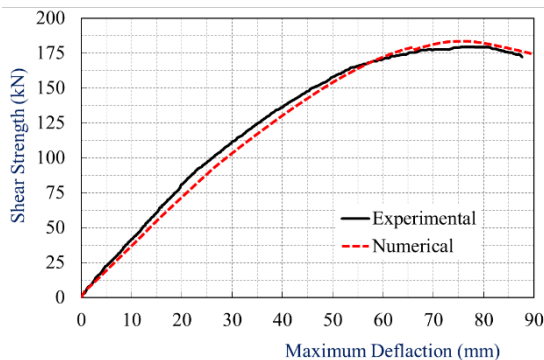


Fig. 4. Cyclic loading protocol

شکل ۵. مقایسه رفتار مونوتونیک نمونه آزمایشگاهی و عددی



(الف) شرایط مرزی نمونه مورد آزمایش



(ب) نتایج نمونه آزمایشگاهی و عددی

Fig. 5. Comparison of the monotonic behavior of experimental and numerical samples

## ۲-۴- درستی آزمایشی تحلیل چرخه‌ای

برای انجام این درستی آزمایشی از نتایج آزمایشگاهی لوئیز استفاده شده است [33]. در این تحقیق یک تیر فولادی با مقطع W12×96 به طول  $1.3M_p/V_p$  مورد آزمایش قرار گرفته است. جان تیر با استفاده از سخت‌کننده‌هایی به ضخامت 0.63 in که در فواصل 13.3 in به جان پروفیل جوش شده‌اند، تقویت شده است. در نهایت تیر پیوند با استفاده از ورق‌های انتهایی به ضخامت 1.5 in به تجهیزات آزمایشگاهی متصل شده است. مشخصات مصالح استفاده شده در مدل آزمایشگاهی مطابق جدول (۱) است. برای انجام تحلیل چرخه‌ای از یک تیر یک انتها گیردار و یک انتها گیردار لغزنده استفاده شده و برای ایجاد شرایط مرزی، از گزینه کانسترنیت نوع کوپلینگ و نیز برای در نظر گرفتن کمانش احتمالی از گزینه Imperfection به عنوان خطای ساخت (نقص هندسی) استفاده شده است.

جدول ۱. مشخصات تنش-کرنش فولاد در تیر پیوند

W12×96	Yield Stress (ksi)	Ultimate Stress (ksi)	Elongation
Flange	51	70	0.29
Web	61	74	0.20

Table 1. Stress-strain characteristic of the steel used Link-beam

نمونه آزمایشگاهی تحت پروتکل بارگذاری آیین‌نامه SAC مورد آزمایش چرخه‌ای قرار گرفته و رفتار پسماند نمونه‌ها استخراج شده است. در شکل (۶) نتایج رفتار چرخه‌ای مدل اجزاء محدود در کنار مدل آزمایشگاهی آورده شده است. مطابقت خوب بین نتایج حاصل از تحلیل چرخه‌ای، نشان‌دهنده درستی مدل‌سازی انجام شده در ارزیابی رفتار چرخه‌ای است.

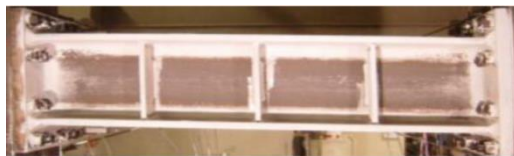
## ۵- مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی با روابط آیین‌نامه‌ای برای

## مقاطع I شکل H شکل، لوله‌ای و قوطی شکل

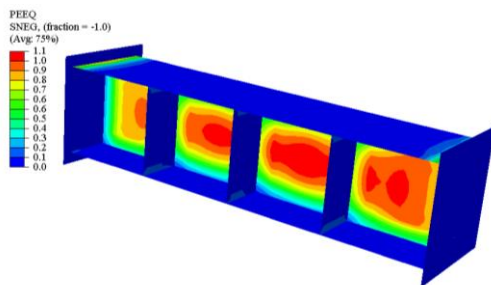
در مطالعات پارامتریک مقاطع انتخاب شده، شامل مقطع I شکل با برش مانند خمش حول محور قوی (برش در امتداد صفحه جان)، مقطع H شکل با برش مانند خمش حول محور ضعیف (برش در امتداد عمود بر صفحه جان)، مقطع لوله‌ای و قوطی شکل است. برای این منظور از ۳۵ مدل عددی استفاده شده که جزئیات مقطع آن‌ها مطابق جدول (۲) است. در این جدول منظور از

نام‌گذاری Major:I-PL500×200×20×8، این است که اولاً مقطع I شکل بوده، دوم از ورق ساخته شده و سوم رفتار آن در برابر برش نظیر خمش حول محور قوی مورد بررسی قرار گرفته است. در نام‌گذاری فوق، به ترتیب ارتفاع جان مقطع، پهنای بال، ضخامت بال و ضخامت جان آورده شده است. همچنین منظور از مقطع Minor:H-PL500×600×20×10 این است که در این مدل، اول مقطع H شکل بوده، دوم مقطع از ورق ساخته شده و سوم رفتار آن در برابر برش نظیر خمش حول محور ضعیف مورد بررسی قرار گرفته است. در این نام‌گذاری نیز، به ترتیب ارتفاع جان مقطع، پهنای بال، ضخامت بال و ضخامت جان آورده شده است. در مقاطع لوله‌ای نیز ابتدا قطر لوله و سپس ضخامت آن و در مقاطع قوطی شکل مربعی ابتدا پهنای بال (و جان) و سپس ضخامت آن آورده شده است.

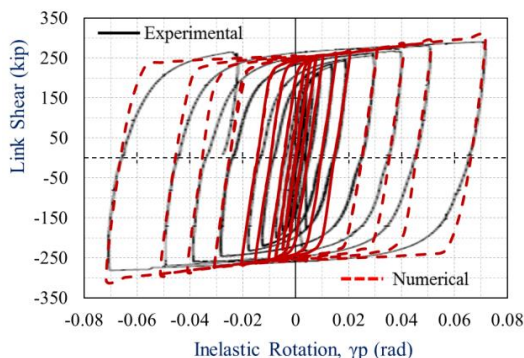
شکل ۶: مقایسه رفتار چرخه‌ای نمونه آزمایشگاهی و عددی



الف) نمونه مورد آزمایش و شرایط مرزی آن



ب) تحلیل نمونه مورد آزمایش در نرم‌افزار آباکوس



ب) نتایج نمونه آزمایشگاهی و عددی

Fig. 6. Comparison of cyclic behavior of experimental and numerical samples

شکل، لوله‌ای و قوطی شکل مورد مطالعه در این تحقیق H شکل، I جدول ۲. مقاطع

Section	$1.6 \frac{M_n(AISC)}{V_n(AISC)}$ (mm)	$L_p$ (mm)	$\frac{h}{t_w}$ or $\frac{D}{t}$	$\frac{b}{2t_f}$	$C_{V1}$ or $C_{V2}$	$L_{Modeling}$ (mm)	$\frac{Z}{S}$	$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{ave}}$	Shear deformation Area (mm <sup>2</sup> )
MajorI:PL500×200×20×8	1625.1	1998.4	62.5	5	0.98	1000	1.12	1.12	4267.5
MajorI:PL500×200×20×10	1335.8	1920.8	50	5	1	1000	1.13	1.13	5312.1
MajorI:PL500×200×20×12	1164.6	1851.9	41.67	5	1	1000	1.15	1.15	6347.8
MajorI:PL500×200×20×15	993.4	1762.3	33.33	5	1	1000	1.17	1.17	7885.2
MajorI:PL500×200×20×20	822.2	1641.2	25	5	1	1000	1.20	1.20	10406.9
MajorI:PL500×200×40×8	2826.7	2188.7	62.5	2.5	0.98	1000	1.12	1.12	4605.5
MajorI:PL500×200×40×10	2273.6	2136.4	50	2.5	1	1000	1.13	1.13	5738.1
MajorI:PL500×200×40×12	1942.5	2087.9	41.67	2.5	1	1000	1.14	1.14	6863.4
MajorI:PL500×200×40×15	1611.5	2021.4	33.33	2.5	1	1000	1.15	1.15	8537.9
MajorI:PL500×200×40×20	1280.5	1925.2	25	2.5	1	1000	1.17	1.17	11294.3
MajorI:PL500×400×20×8	2935.3	4376.8	62.5	10	0.98	1000	1.08	1.08	4302.6
MajorI:PL500×400×20×10	2363.0	4271.5	50	10	1	1000	1.09	1.09	5367.4
MajorI:PL500×400×20×12	2020.6	4173.6	41.67	10	1	1000	1.10	1.10	6427.8
MajorI:PL500×400×20×15	1678.2	4038.8	33.33	10	1	1000	1.11	1.11	8009.9
MajorI:PL500×400×20×20	1335.8	3841.5	25	10	1	1000	1.13	1.13	10624.2
MajorI:PL500×400×40×8	5360.1	4613.4	62.5	5	0.98	1000	1.10	1.10	4636.0
MajorI:PL500×400×40×10	4259.8	4550.8	50	5	1	1000	1.10	1.10	5785.4
MajorI:PL500×400×40×12	3597.7	4490.6	41.67	5	1	1000	1.11	1.11	6931.1
MajorI:PL500×400×40×15	2935.6	4404.9	33.33	5	1	1000	1.11	1.11	8642.5
MajorI:PL500×400×40×20	2273.6	4272.8	25	5	1	1000	1.13	1.13	11476.2
MinorH:PL500×600×8×10	540.1	9433.7	50	37.5	0.747	400	1.51	1.45	8226.4
MinorH:PL500×600×10×10	416.5	9666.3	50	30	0.967	400	1.51	1.45	10280.2
MinorH:PL500×600×12×10	402.3	9849.4	50	25	1	400	1.51	1.45	12333.1
MinorH:PL500×600×15×10	401.8	10066.9	50	20	1	400	1.51	1.45	15411.0
MinorH:PL500×600×20×10	401.3	10342.2	50	15	1	400	1.51	1.45	20536.8
Pipe: 600×8	905.4	8870.2	75	-	-	500	1.29	2.00	9922.7
Pipe: 600×10	930.8	8840.7	60	-	-	500	1.29	2.00	12364.1
Pipe: 600×12	955.8	8811.3	50	-	-	500	1.30	2.02	14790.5
Pipe: 600×15	993.3	8767.4	40	-	-	500	1.31	2.00	18402.3
Pipe: 600×20	985.0	8694.8	30	-	-	500	1.32	2.00	24350.4
Box: 600×8	1501.7	10242.5	75	-	0.778	1000	1.14	1.09	9418.7
Box: 600×10	1175.7	10208.4	60	-	0.987	1000	1.14	1.08	11779.9
Box: 600×12	1152.6	10174.4	50	-	1	1000	1.15	1.07	14103.8
Box: 600×15	1141.0	10123.7	40	-	1	1000	1.15	1.06	17595.9
Box: 600×20	1121.8	10039.9	30	-	1	1000	1.16	1.04	23367.1

Table 2. I-shaped, H-shaped, tubular and box sections studied in this research

برشی زودتر از تسلیم خمشی رخ دهد. همچنین طول نمونه‌ها طوری انتخاب شده که در برابر لنگر خمشی، کماتش جانبی-پیچشی حاکم نباشد ( $L < L_p$ ). برای جلوگیری از کماتش برشی نیز نسبت‌های عمق به ضخامت به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که حالت حدی کماتش برشی حاکم نباشد. همچنین به‌غیر از دو مورد در خمش حول محور ضعیف تیرهای H شکل، طول تمام مدل‌ها یک متر در نظر گرفته شده است. در حالت خمش حول محور ضعیف مقطع H شکل، طول نمونه‌ها 0.4 متر و در مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل طول نمونه‌ها 0.5 متر است. مقادیر پارامترهای  $C_{V1}$  و  $C_{V2}$  نیز نشان می‌دهند که در بیشتر مدل‌ها قبل از کماتش برشی، تسلیم برشی رخ خواهد داد. مقادیر پارامتر  $k_V$  براساس آیین‌نامه AISC 360، برای برش مانند حالت خمش حول

بر اساس اصول مقاومت مصالح، نسبت تغییرشکل‌های برشی به تغییرشکل‌های خمشی به نسبت طول عضو به عمق مقطع بستگی دارد و هراندازه نسبت طول به عمق کمتر باشد، تغییرشکل‌های برشی زیادتر شده و به دنبال آن مفصل پلاستیک برشی زودتر از مفصل پلاستیک خمشی تشکیل می‌شود. با توجه به این‌که در این پژوهش هدف اصلی ارزیابی مقاومت برشی اسمی مقاطع فولادی است، از این رو تغییرشکل‌های خمشی باید کمتر باشد تا هم آثار اندرکنش لنگر خمشی با نیروی برشی کمتر باشد و هم بتوان بیشترین نیروی برشی را در مدل‌های عددی ایجاد کرد. برای تأمین این هدف و با فرض طول تسلیم در دو انتهای تیر برابر 0.1L، طول نمونه‌ها طوری انتخاب شده که مقدار آن از  $1.6 \frac{M_p}{V_p}$  کمتر باشد و انتظار می‌رود تسلیم



تنش برشی بیشتر در وسط بال مقطع اتفاق افتاده است که قابل پیش‌بینی بود. مقدار بیشتر تنش برشی نشان داده شده در کانتور تنش برشی ایجاد شده در بال‌های قائم این مقطع ۲۰۰ مگاپاسکال است که با توجه به ایجاد حالت تنش مسطح، براساس معیار فان میز برابر با  $0.6F_y = 0.6 \times 345 = 207 \text{ MPa}$  است. همان‌گونه که در این شکل قابل مشاهده است، المان‌های واقع در تارهای دارای بیشترین تنش فشاری و کششی، مقطع دچار خرابی شده است که می‌تواند موجب کاهش شکل‌پذیری این نوع مقطع فولادی شود.

در شکل (V-c)، توزیع تنش برشی در مقطع لوله‌ای آورده شده است. بیشترین تنش برشی برابر ۳۰۹ مگاپاسکال است که به دلیل خطای عددی و تمرکز تنش ایجاد شده است. همان‌گونه که در این شکل قابل مشاهده است، المان‌ها به صورت قطری دچار پارگی شده‌اند که می‌تواند ناشی از کماتش برشی ایجاد شده در مقطع باشد که باعث تمرکز تنش و پارگی المان شده است. برای این مدل که دارای ۲۰ میلی‌متر ضخامت است، براساس روابط آیین‌نامه AISC 360 انتظار وقوع کماتش وجود نداشت ولی در مدل عددی کماتش برشی اتفاق افتاده است. وقوع این نوع خرابی می‌تواند موجب کاهش شکل‌پذیری مدل شود. در شکل (V-d)، توزیع تنش برشی در مقطع قوطی شکل نشان داده شده است. همان‌گونه که از این شکل مشاهده می‌شود، بیشتر تنش برشی توسط جان مقطع تحمل شده و سهم تنش برشی تحمل شده توسط بال‌ها ناچیز است. با اینکه ضخامت ۲۰ میلی‌متر انتخاب شده برای این مقطع مطابق آیین‌نامه AISC 360 مقطعی است که برای آن ضریب کماتش برشی برابر یک به دست می‌آید و گویای این موضوع است که تنش در مقطع می‌تواند به تنش تسلیم برشی برسد، با این حال در مدل عددی کماتش برشی نیز مشاهده می‌شود.

محور قوی ۵/۳۴، برای حالت برش مانند خمش حول محور ضعیف ۱/۲ و برای مقاطع قوطی برابر ۵ فرض شده است. لازم به ذکر است، هر اندازه نسبت Z/S یا در حالت کلی نسبت  $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{ave}}$  دارای مقدار بزرگ‌تری باشد، انتظار می‌رود مقاومت برشی حاصل از نتایج عددی و آزمایشگاهی کمتر از نتایج آیین‌نامه AISC 360 باشد. در جدول (۲)، برای مقاطع مورد بررسی مقادیر این دو پارامتر نیز استخراج شده و مورد مقایسه قرار گرفته است.

در شکل (V-a) نتایج توزیع تنش برشی برای مقطع Major I: PL500×200×20×20 آورده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، بیشتر تنش برشی توسط جان مقطع تحمل شده است و سهم تنش برشی تحمل شده توسط بال‌های مقطع ناچیز است. مقدار بیشتر تنش برشی ایجاد شده در جان این مقطع تقریباً ۲۰۰ مگاپاسکال است که با توجه به حالت تنش مسطح در جان و استفاده از معیار فان میز تقریباً برابر  $0.6F_y = 0.6 \times 345 = 207 \text{ MPa}$  بوده و گویای این موضوع است که با توجه به طول کم انتخاب شده در مدل‌سازی، تنش‌های خمشی ایجاد شده در مقطع ناچیز بوده و در معیار فان میز تأثیر کمی دارد. همان‌گونه که در این شکل نیز قابل مشاهده است، هیچ‌یک از المان‌ها دچار خرابی نشده است و عدم وقوع خرابی در این مدل می‌تواند شکل‌پذیری خوبی را برای این مدل فراهم کند. در شکل (V-b)، توزیع تنش برشی در مدل H شکل در حالت برش مانند خمش حول محور ضعیف آورده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، بیشتر تنش برشی توسط بال‌های مقطع تحمل شده و سهم تنش برشی تحمل شده توسط جان افقی ناچیز بوده و در نتیجه آیین‌نامه AISC 360 از سهم برش تحمل شده توسط جان صرف نظر نموده و فقط بال‌های قائم را در تحمل نیروی برشی سهم می‌داند. همچنین

شکل ۷: توزیع تنش برشی در مقاطع مورد بررسی

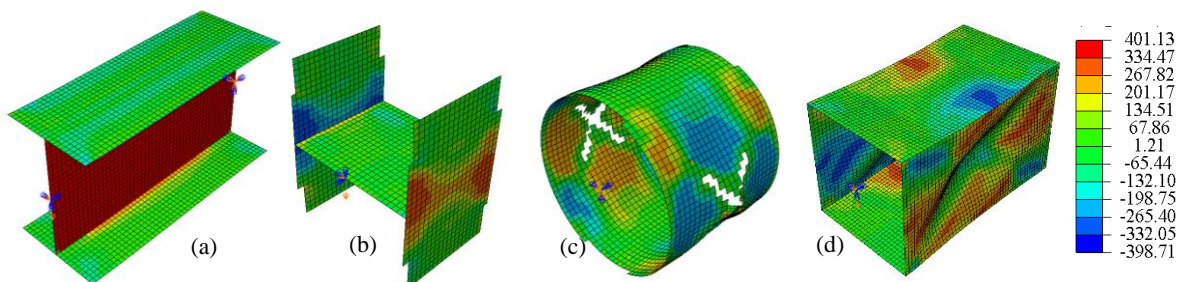


Fig. 7. Shear stress distribution in the studied sections

شکل ۲۸۳ مگاپاسکال است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، در این

مقدار بیشترین تنش برشی ایجاد شده در جان مقطع قوطی

مقایسه نتایج حاصل از مدل‌سازی‌ها با در نظر گرفتن معیار خرابی بوده است.

شکل ۷. مقایسه نتایج عددی و تئوری حاصل برای مقاومت برشی مقطع I شکل در حالت برش نظیر خمش حول محور قوی مقطع

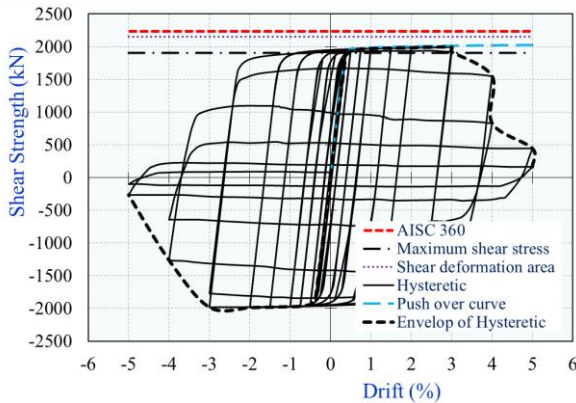


Fig. 7. Comparison of the obtained numerical and theoretical results for the shear strength of the I-shaped cross-section subject to shear in the plane of the web

میزان اختلاف مقاومت برشی حاصل از روابط آیین‌نامه AISC 360 با روش عددی در حدود ۱۱٪ است و روابط این آیین‌نامه مقدار بزرگ‌تری را برای مقاومت برشی تخمین می‌زند؛ این در حالی است که مقاومت برشی محاسبه شده براساس سطح مقطع برشی در حدود ۶٪ بیشتر از نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی است. نتایج حاصل از فلسفه تنش برشی حداکثر نیز در حدود ۶٪ مقاومت کمتری را نسبت به نتایج عددی نشان می‌دهد که می‌تواند رابطه مناسبی برای محاسبه مقاومت برشی اسمی این نوع مقطع باشد؛ زیرا مقدار کمتری را برای مقاومت برشی نتیجه می‌دهد.

برای مقاطع H شکل، در حالت برش عمود بر صفحه جان (خمش حول محور ضعیف)، نسبت پارامتر بی بعد  $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{ave}}$  معمولاً بین 1.2 تا 1.5 است که برای مقاطع انتخاب شده در این تحقیق این مقدار 1.45 است. بنابراین می‌توان انتظار داشت که مقاومت برشی اسمی حاصل از روابط AISC 360 بیش از مقادیر حاصل از مدل‌سازی‌های عددی باشد. در شکل (۸)، مقاومت برشی مقطع Minor I: PL500×600×20×10 حاصل از تحلیل چرخه‌ای و استاتیکی غیرخطی به همراه مقاومت برشی اسمی حاصل از آیین‌نامه AISC 360، رابطه انرژی و روش تنش برشی حداکثر آورده شده است. همان‌گونه که از این شکل مشاهده می‌شود، در نسبت‌های تغییر مکان جانبی بالاتر، رفتار چرخه‌ای دچار افت مقاومت شده است. میزان اختلاف مقاومت برشی اسمی حاصل از

مدل هیچ‌یک از اجزای مقطع دچار خرابی نشده و عدم وقوع خرابی در این مدل می‌تواند شکل‌پذیری خوبی را فراهم کند.

مطابق جدول (۲)، مقادیر نسبت  $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{ave}}$  برای مقاطع I شکل و حالت برش نظیر خمش حول محور قوی، دقیقاً برابر با نسبت Z/S است. برای مقاطع متعارف، در حالت برش مانند خمش حول محور قوی، اساس مقطع پلاستیک در حدود ۸ الی ۲۰ درصد از اساس مقطع الاستیک بیشتر است و انتظار می‌رود در این نوع مقاطع، نسبت تنش برشی بیشتر ایجاد شده در مقطع به تنش برشی متوسط در حدود ۸٪ الی ۲۰٪ اختلاف داشته باشد. در واقع در این حالت با توجه به این که اختلاف این نسبت کم است، در نتیجه تنش در جان مقطع می‌تواند به تنش تسلیم برشی برسد. از این رو، برای مقاطع I شکل در حالت برش مانند خمش حول محور قوی مقطع، مساحت جان برای محاسبه مقاومت برشی که توسط آیین‌نامه AISC 360 پیشنهاد شده است دقت لازم را برای محاسبه مقاومت برشی اسمی این نوع مقاطع دارد.

در شکل (۷)، مقاومت برشی مقطع I شکل Major I: PL500×200×20×20 حاصل از تحلیل چرخه‌ای و استاتیکی غیرخطی که از مدل‌سازی عددی به دست آمده است، با مقاومت برشی حاصل از آیین‌نامه AISC 360 و رابطه انرژی و فلسفه تنش برشی بیشتر مورد مقایسه قرار گرفته است. همان‌گونه که در این شکل قابل مشاهده است، تا نسبت تغییر مکان جانبی ۳٪، مقاومت حاصل از تحلیل چرخه‌ای منطبق بر نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی است؛ ولی برای نسبت‌های بزرگتر از این مقدار، رفتار چرخه‌ای دچار افت مقاومت شده که ناشی از خرابی ایجاد شده در اثر کرنش پلاستیک تجمعی است. ذکر این نکته ضروری است که، در انجام تحلیل چرخه‌ای آثار شکست در مواد (Low cycle fatigue) نیز لحاظ شده است. البته امروزه برای انجام تحلیل چرخه‌ای از معیار شکست (Low cycle fatigue failure index) که پارامتر بسیار مهمی است و براساس تنش بحرانی و معیار کرنش تعریف می‌شود، استفاده می‌کنند. در این تحقیق از معیار خرابی براساس کرنش پلاستیک معادل تجمعی (PEEQ) تقسیم بر کرنش پلاستیک بحرانی استفاده شده است. به طور معمول، معیار خرابی (failure index) تخمین محافظه‌کارانه‌ای را از شروع خرابی می‌دهد. در این پژوهش هدف از مدل‌سازی معیار خرابی، رسیدن به مقدار دقیق خرابی نبوده؛ بلکه هدف اصلی

محافظه کارانه است.

شکل ۹. مقایسه نتایج عددی و تئوری مقطع لوله‌ای

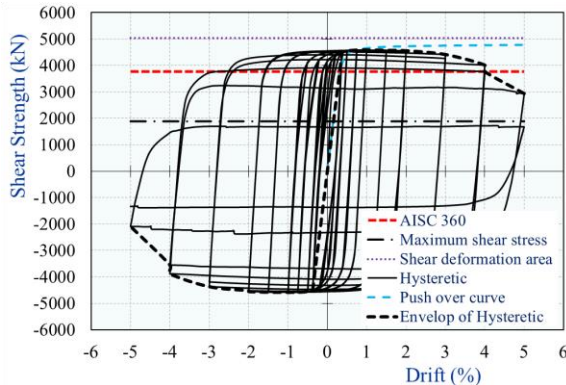


Fig. 9. Comparison of the obtained numerical and theoretical results for the shear strength of tubular section

شکل ۱۰. مقایسه نتایج عددی و تئوری مقطع قوطی شکل

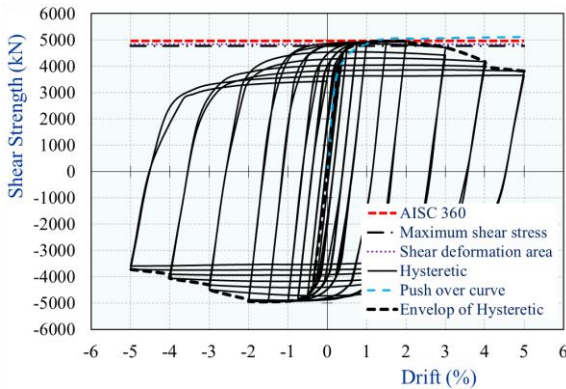


Fig. 10. Comparison of the obtained numerical and theoretical results for the shear strength of box section

در شکل (۱۰)، مقاومت برشی مقطع Box:PL600×20 حاصل از نتایج تحلیل چرخه‌ای و استاتیکی غیرخطی به صورت مقایسه‌ای در کنار مقاومت برشی اسمی حاصل از روابط آیین‌نامه AISC 360، روش انرژی و روش تنش برشی حداکثر آورده شده است. همان‌گونه که از این شکل مشاهده می‌شود، تا نسبت تغییرمکان جانبی ۰.۲٪، نتایج حاصل از تحلیل چرخه‌ای منطبق بر نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی است. در نسبت‌های بالاتر رفتار چرخه‌ای دچار افت مقاومت شده که می‌تواند ناشی از خرابی ایجادشده در اثر کرنش پلاستیک تجمعی باشد. میزان اختلاف مقاومت برشی اسمی حاصل از روابط آیین‌نامه AISC 360 با نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی در حدود ۰.۳٪ و با نتایج حاصل از تحلیل چرخه‌ای در حدود ۰.۳٪ است که برآورد مناسبی برای مقاومت برشی این نوع مقطع را دارد؛ این در حالی است که

روابط AISC 360 با نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی در حدود ۱۱٪ و با نتایج تحلیل چرخه‌ای در حدود ۱۹٪ است و از روابط آیین‌نامه AISC 360 مقدار بیشتری برای مقاومت برشی اسمی مقطع حاصل می‌شود و غیر محافظه‌کارانه است. همچنین نتایج حاصل از فلسفه تنش برشی بیشتر در حدود ۲۰٪ مقاومت کمتری را نسبت به نتایج مدل‌سازی‌های عددی نشان می‌دهد که می‌تواند روش مناسبی برای تعیین مقاومت برشی اسمی این نوع مقاطع باشد.

شکل ۸. مقایسه نتایج عددی و تئوری حاصل برای مقاومت برشی مقطع H

شکل در حالت برش نظیر خمش حول محور ضعیف مقطع

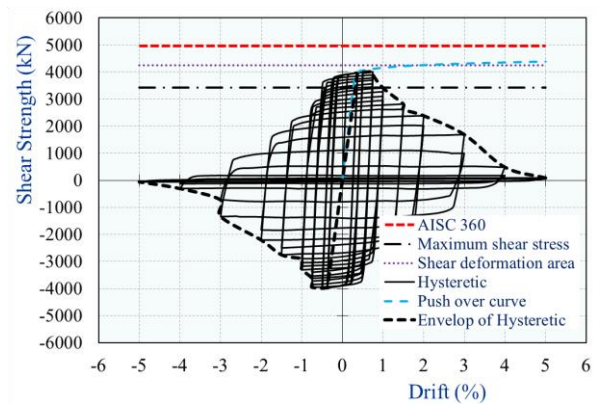


Fig. 8. Comparison of the obtained numerical and theoretical results for the shear strength of the H-shaped cross-section subject to shear in the weak-axis

برای مقاطع لوله‌ای نسبت پارامتر بی بعد  $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{ave}}$  برابر ۲ است. به همین علت آیین‌نامه AISC 360 به‌طور منطقی از ضریب ۰/۵ برای تعیین مقاومت برشی اسمی این نوع مقاطع استفاده کرده است. در این حالت انتظار می‌رود نتایج حاصل از آیین‌نامه AISC 360 با نتایج حاصل از مدل‌سازی‌های عددی هماهنگی نزدیکی داشته باشد. در شکل (۹)، مقاومت برشی مقطع Pipe:PL600×20 حاصل از تحلیل چرخه‌ای و استاتیکی غیرخطی در کنار مقاومت برشی حاصل از روابط آیین‌نامه AISC 360، روش انرژی و روش تنش برشی حداکثر آورده شده است. همان‌گونه که از این شکل مشاهده می‌شود، تا نسبت تغییرمکان جانبی ۱٪، نتایج حاصل از تحلیل چرخه‌ای منطبق بر نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی است؛ ولی برای نسبت‌های بالاتر، رفتار چرخه‌ای دچار افت مقاومت شده است. میزان اختلاف مقاومت برشی اسمی حاصل از روابط آیین‌نامه AISC 360 با نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی و چرخه‌ای در حدود ۲۰٪ است و نتایج حاصل از AISC 360

ستون سوم مقاومت برشی مقاطع براساس سطح مقطع برشی آورده شده است. در ستون چهارم این جدول حاصل ضرب مقاومت برشی اسمی حاصل از مساحت مؤثر اعضای مقاوم در برابر برش در نسبت  $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{ave}}$  و در ستون‌های پنجم و ششم نتایج حاصل از مدل‌سازی‌های عددی ارائه شده است.

براساس روش سطح مقطع برشی و روش تنش برشی حداکثر، این میزان اختلاف در حدود ۴٪ الی ۷٪ است.

در جدول (۳)، نتایج مدل‌سازی عددی در برابر نتایج حاصل از روابط آیین‌نامه‌ای آورده شده است. در ستون اول این جدول به معرفی مدل‌های موردبررسی پرداخته شده است. در ستون دوم، مقاومت برشی مقاطع مختلف براساس آیین‌نامه AISC 360 و در

جدول ۳. مقایسه نتایج حاصل از روابط تنوری و آیین‌نامه‌ای با نتایج عددی برای مقاطع I, H, لوله‌ای و قوطی شکل

Prototype	Shear strength (kN) (AISC 360 method)	Shear strength (kN) (Shear deformation area)	Shear strength (kN) (Maximum Shear stress)	Numerical shear strength (kN) (Pushover analysis)	Numerical shear strength (kN) (Cyclic Analysis)
MajorI:PL500×200×20×8	876.4	865.7	785.3	900.9	832.8
MajorI:PL500×200×20×10	1117.8	1099.6	992.7	1107.6	1048.7
MajorI:PL500×200×20×12	1341.4	1313.1	1180.8	1312.9	1262.8
MajorI:PL500×200×20×15	1676.7	1632.2	1456.7	1611.8	1569.6
MajorI:PL500×200×20×20	2235.6	2154.2	1905.9	2027.7	1992.8
MajorI:PL500×200×40×8	941.3	934.3	844.2	1137.1	883.2
MajorI:PL500×200×40×10	1200.6	1187.8	1060.6	1356.8	1158.5
MajorI:PL500×200×40×12	1440.7	1420.7	1256.1	1574.1	1407.8
MajorI:PL500×200×40×15	1800.9	1767.3	1541.9	1895.1	1739.1
MajorI:PL500×200×40×20	2401.2	2337.9	2001.0	2420.5	2260.1
MajorI:PL500×400×20×8	876.4	872.8	800.3	972.0	838.8
MajorI:PL500×400×20×10	1117.8	1111.1	1016.2	1182.7	1060.1
MajorI:PL500×400×20×12	1341.4	1330.6	1212.8	1392.4	1291.4
MajorI:PL500×400×20×15	1676.7	1658.1	1505.1	1704.3	1618.9
MajorI:PL500×400×20×20	2235.6	2199.2	1983.7	2217.9	2132.4
MajorI:PL500×400×40×8	941.3	940.5	871.6	1402.6	941.7
MajorI:PL500×400×40×10	1200.6	1197.6	1102.5	1624.0	1243.2
MajorI:PL500×400×40×12	1440.7	1434.7	1312.1	1844.0	1541.8
MajorI:PL500×400×40×15	1800.9	1789.0	1621.0	2172.1	1882.4
MajorI:PL500×400×40×20	2401.2	2375.6	2121.2	2719.4	2420.1
MinorI:PL500×600×8×10	1484.4	1272.0	1023.8	1741.3	1585.6
MinorI:PL500×600×10×10	2402.0	2057.8	1656.6	2199.3	1989.1
MinorI:PL500×600×12×10	2980.8	2553.0	2055.7	2642.1	2392.6
MinorI:PL500×600×15×10	3726.0	3190.0	2569.7	3301.1	3000.9
MinorI:PL500×600×20×10	4968.0	4251.1	3426.2	4390.8	4010.8
Pipe:PL600×8	1539.9	2054.0	770.0	1881.1	1813.5
Pipe:PL600×10	1918.4	2559.4	959.2	2360.6	2266.5
Pipe:PL600×12	2294.3	3061.6	1134.7	2811.6	2741.7
Pipe:PL600×15	2853.22	3809.3	1426.6	3525.7	3440.8
Pipe:PL600×20	3771.8	5040.5	1885.9	4781.2	4585.2
Box:PL600×8	1546.0	1516.9	1418.4	1932.0	1759.7
Box:PL600×10	2451.7	2406.7	2265.9	2445.9	2317.5
Box:PL600×12	2980.8	2919.5	2775.4	2976.8	2888.5
Box:PL600×15	3726.0	3642.4	3508.5	3773.5	3660.4
Box:PL600×20	4968.0	4837.0	4772.3	5113.5	4955.3

Table 3. Comparison of the numerical and theoretical results for the shear strength of I, H, tubular and box sections

مقاطع با بال‌های عریض و ضخامت زیاد، مقاومت برشی حاصل از روابط آیین‌نامه از مقاومت برشی حاصل از مدل‌سازی‌های عددی بیشتر است که می‌تواند ناشی از اندرکنش نیروی برشی و لنگر خمشی باشد. استفاده از سطح مقطع برشی و روش تنش برشی

برای مقاطع I شکل و برش در امتداد جان مقطع، با توجه به اینکه معمولاً تنش برشی حداکثر در حدود ۱۳٪ بیشتر از تنش برشی متوسط است، در نتیجه اختلاف زیادی بین نتایج مدل‌سازی‌های عددی و روابط AISC 360 مشاهده نمی‌شود. برای

استفاده از مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار آباکوس ارزیابی شد. مدل‌سازی مصالح و هندسی نمونه‌های ساخته‌شده در نرم‌افزار آباکوس، براساس مدل‌های آزمایشگاهی درستی‌آزمایی شد. همچنین برای ارزیابی عددی پارامتریک، از ۳۵ نمونه با مقطع مختلف استفاده شد و هر یک از آن‌ها یک‌بار تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی و یک‌بار تحت تحلیل چرخه‌ای قرار گرفتند. طول هر یک از این مدل‌ها به شکلی بودند که در آن‌ها حالت حدی برش تعیین‌کننده‌تر از حالت حدی خمش بود. نتایج حاصل از این تحقیق عبارت‌اند از:

۱- نتایج حاصل از روابط ارائه‌شده در AISC 360 برای تعیین مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع H شکل نسبت به محور قوی با نتایج مدل‌سازی‌های عددی در نرم‌افزار آباکوس انطباق نزدیکی دارد و اختلاف در حدود ۱۰٪ آن‌ها ناشی از این موضوع است که در AISC 360 برای رابطه‌سازی مقاومت برشی اسمی این نوع مقاطع، به منظور سهولت در انجام محاسبات، مقدار اساس مقطع الاستیک و پلاستیک یکسان فرض شده است. همچنین نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که در این نوع مقاطع در نسبت‌های تغییرمکان جانبی بالاتر، نتایج حاصل از AISC 360 در حدود ۱۰٪ غیر محافظه‌کارانه است.

۲- در نسبت‌های تغییرمکان جانبی پایین‌تر، نتایج حاصل از آیین‌نامه AISC 360 برای تعیین مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع لوله‌ای با نتایج مدل‌سازی‌های عددی در نرم‌افزار آباکوس انطباق بسیار نزدیکی دارد. دلیل آن این است که در آیین‌نامه AISC 360 برای رابطه‌سازی مقاومت برشی این نوع مقاطع، از مقدار تنش برشی حداکثر مقطع استفاده شده است. همچنین نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که در این نوع مقاطع در نسبت‌های تغییرمکان جانبی بیشتر، نتایج حاصل از AISC 360 حدوداً ۲۰٪ محافظه‌کارانه است.

۳- در نسبت‌های تغییرمکان جانبی پایین، نتایج حاصل از آیین‌نامه AISC 360 برای تعیین مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع قوطی شکل با نتایج مدل‌سازی‌های عددی در نرم‌افزار آباکوس انطباق بسیار نزدیکی دارد. دلیل آن این است که در این نوع مقاطع به دلیل بسته بودن مقطع، شرایط بازتوزیع تنش برشی در مقطع مهیا بوده و هر یک از جان‌ها به‌طور یکسان در برابر برش مقاومت می‌کنند. اختلاف ناچیز بین نتایج AISC 360

بیشتر برای محاسبه مقاومت برشی این نوع مقاطع در مقایسه با نتایج تحلیل چرخه‌ای مدل‌ها می‌تواند تقریب مناسب‌تری داشته باشد.

برای مقاطع لوله‌ای، نظر به اینکه تنش برشی حداکثر در حدود دو برابر تنش برشی متوسط است، از این‌رو انتظار می‌رود که اختلاف زیادی بین نتایج حاصل از مدل‌سازی، نتایج حاصل از تنش برشی متوسط و روابط AISC 360 وجود داشته باشد؛ ولی همان‌گونه که در بخش‌های قبلی بیان شد، آیین‌نامه AISC 360 به این موضوع توجه داشته و در عمل برای تعیین مقاومت برشی اسمی این نوع مقاطع از روش تنش برشی حداکثر استفاده کرده است.

برای مقاطع قوطی، با توجه به اینکه تنش برشی حداکثر در حدود ۵٪ تا ۱۰٪ بیشتر از تنش برشی متوسط است، از این‌رو انتظار می‌رود که اختلاف زیادی بین نتایج حاصل از مدل‌سازی عددی و روابط آیین‌نامه AISC 360 وجود نداشته باشد. نتایج نشان داده‌شده در جدول (۳)، برای مقاطع قوطی نیز گویای این مطلب است و اختلافی در حدود ۵٪ تا ۱۰٪ بین روابط آیین‌نامه AISC 360 و مدل‌سازی عددی وجود دارد. فقط در مدل Box:PL600×8 به دلیل لاغری اعضاء و به وجود آمدن کمانش در اعضاء آن، اختلافی در حدود ۱۵٪ مشاهده می‌شود.

همان‌گونه که در بخش‌های قبلی بیان شد، و از جدول (۲) مشاهده می‌شود نسبت پارامتر  $\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{ave}}$  برای مقاطع H شکل و برش در امتداد عمود بر صفحه جان، معمولاً دارای مقداری بین ۱٫۲ تا ۱٫۵ است که برای مقاطع انتخاب‌شده در این بخش عدد ۱٫۴۵ حاصل شده است. همان‌گونه که در شکل (۸) نیز نشان شده است، مقاومت برشی کم در مدل‌سازی عددی نسبت به روابط آیین‌نامه دور از انتظار نیست، درحالی‌که استفاده از روش تنش برشی حداکثر و روش انرژی نتایج بهتری را برای این مقاطع ارائه می‌کنند که قابل توصیه برای کاربردهای عملی است.

## ۶- نتیجه‌گیری

در این مقاله ابتدا روابط تئوری و آیین‌نامه‌ای مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع H شکل نسبت به محور قوی، لوله‌ای، قوطی شکل و H شکل نسبت به محور ضعیف مورد مطالعه قرار گرفت. سپس مقاومت برشی اسمی هر یک از مقاطع مورد اشاره، با

- walls. *International Journal of Civil Engineering*, 15, pp.775-789. <https://doi.org/10.1007/s40999-017-0174-y>
- [8] Rezaee, M. and Asghari, A., 2024, October. Lateral-torsional buckling investigation of multi-tiers eccentrically braced frames with shear link beam. In *Structures*, 68, p. 107063. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.107063>
- [9] Asghari, A. and Hosseini, S., 2024. Seismic Behavior Assessment of Special Concentrically X-braced Frame with Through Gusset Plate. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, pp.1-13. <https://doi.org/10.1007/s40996-024-01524-4>
- [10] Chen, X. and Shi, G., 2018. Experimental study of end-plate joints with box columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 143, pp.307-319. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.12.029>
- [11] Shek, P.N., Tahir, M.M., Siang, T.C. and Kueh, A.B.H., 2011. Experimental Investigation of End-Plate Connection with Cruciform Column Section. *Advanced Materials Research*, 250, pp.3730-3733. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.250-253.3730>
- [12] Krawinkler, H., Bertero, V.V. and Popov, E.P., 1971. *Inelastic behavior of steel beam-to-column subassemblages*, 71(7). University of California, Berkeley.
- [13] Bertero, V.V., Krawinkler, H. and Popov, E.P., 1973. *Further studies on seismic behavior of steel beam-column subassemblages*. Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- [14] Krawinkler, H., 1978. Shear in beam-column joints in seismic design of steel frames. *Engineering Journal*, 15(3), pp.82-91. <https://doi.org/10.62913/engj.v15i3.318>
- [15] FEMA-355C. 2000. State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- [16] FEMA-355D. 2000. State of the art report on connection performance. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- [17] FEMA-355F. 2000. State of the art report on performance prediction and evaluation of steel moment-frame buildings. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- [18] Ricles, J.M., Fisher, J.W., Lu, L.W. and Kaufmann, E.J., 2002. Development of improved welded moment connections for earthquake-resistant design. *Journal of Constructional Steel Research*, 58(5-8), pp.565-604. [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(01\)00095-5](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(01)00095-5)
- [19] Brandonisio, G., De Luca, A. and Mele, E., 2012. Shear strength of panel zone in beam-to-column connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 71, pp.129-142.
- نتایج حاصل از مدل‌سازی‌های عددی به این علت است که در AISC 360 در رابطه‌سازی مقاومت برشی اسمی این نوع مقاطع نیز مقدار اساس مقطع الاستیک و پلاستیک یکسان فرض شده است.
- ۴- نتایج حاصل از روابط ارائه‌شده در AISC 360 برای تعیین مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع H شکل نسبت به محور ضعیف با نتایج مدل‌سازی‌های عددی در نرم‌افزار آباکوس انطباق ندارد و مقاومت برشی اسمی به‌دست‌آمده از AISC 360 حدوداً ۲۰٪ غیر محافظه‌کارانه است. دلیل این اختلاف این است که در این نوع مقاطع اختلاف تنش اسمی حاصل از AISC 360 با تنش متوسط مقطع حدوداً ۳۵٪ بوده و در نسبت‌های تغییر مکان جانبی بالاتر، امکان باز توزیع صد درصد تنش برشی وجود نداشته و تنها ۱۵٪ این تنش‌ها باز توزیع می‌شوند.
- ۷- مراجع
- [1] Tajik, N., Mirghaderi, S.R., Asghari, A. and Hamidia, M., 2024. Experimental and numerical study on weld strengths of built-up steel box columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 213. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2023.108362>
- [2] Asghari, A. and Azimi, B., 2017. Evaluation of sensitivity of CBFs for types of bracing and story numbers. *Scientia Iranica*, 24(1), pp.40-52. <https://doi.org/10.24200/sci.2017.2375>
- [3] Asghari, A. and Saharkhizan, S., 2019. Seismic design and performance evaluation of steel frames with knee-element connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 154, pp.161-176. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.11.011>
- [4] Pavir, A. and Shekastehband, B., 2017. Hysteretic behavior of coupled steel plate shear walls. *Journal of Constructional Steel Research*, 133, pp.19-35. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.01.019>
- [5] Jaberi, V. and Asghari, A., 2022. Seismic behavior of linked column system as a steel lateral force resisting system. *Journal of Constructional Steel Research*, 196. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107428>
- [6] Jalilzadeh Afshari, M., Asghari, A. and Gholhaki, M., 2019. Shear strength and stiffness enhancement of cross-stiffened steel plate shear walls. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 11(2), pp.179-193. <https://doi.org/10.1007/s40091-019-0224-6>
- [7] Asghari, A. and Azimi Zarnagh, B., 2017. A new study of seismic behavior of perforated coupled shear

- 1, vol. 1-3. USA: Hibbitt, Karlsson and Sorensen, Inc.
- [27] ANSI/AISC 360-22, 2022. Specification for structural steel buildings.
- [28] Sadd, M.H., 2009. *Elasticity: theory, applications, and numerics*. Academic Press.
- [29] Trahair, N.S., 2002. Bearing, shear, and torsion capacities of steel angle sections. *Journal of Structural Engineering*, 128(11), pp.1394-1398. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:11\(1394\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:11(1394))
- [30] Venture, S.J., 1997. Protocol for fabrication, inspection, testing, and documentation of beam-column connection tests and other experimental specimens. *Rep. No. SAC/BD-97, 2*.
- [31] Daley, A.J., Brad Davis, D. and White, D.W., 2017. Shear strength of unstiffened steel I-section members. *Journal of Structural Engineering*, 143(3). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001639](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001639)
- [32] Daley, A. and Davis, B., 2015. Shear strength of prismatic steel I-shaped members. *Metal Building Manufacturers Association, Cleveland*.
- [33] Lewis, G.R., 2010. *Replaceable shear and flexural links for the linked column frame system* (Doctoral dissertation, Portland State University. Civil and Environmental Engineering). <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.11.004>
- [20] Standard, B., 2005. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. *Part, 1*, pp.1998-1.
- [21] AISC Committee, 2010. Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10). *American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois*.
- [22] Sazmand, E. and Aghakouchak, A.A., 2012. Modeling the panel zone in steel MR frames composed of built-up columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 77, pp.54-68. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.04.002>
- [23] Mansouri, I. and Saffari, H., 2014. A new steel panel zone model including axial force for thin to thick column flanges. *Steel and Composite Structures*, 16(4), pp.417-436. <http://dx.doi.org/10.12989/scs.2014.16.4.417>
- [24] Rong, B., Liu, S., Yan, J.B. and Zhang, R., 2018. Shear behaviour of panel zone in through-diaphragm connections to steel tubular columns. *Thin-Walled Structures*, 122, pp.286-299. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2017.10.029>
- [25] Paghale, F.J., Saffari, H. and Fakhraddini, A., 2018. Panel Zone Modelling of Box Columns: an Analytical and Numerical Approach. *Advanced Steel Construction*, 14(3), pp.361-376.
- [26] ABAQUS. 2008. standard user's manual. Version 6.8-

# Numerical Evaluation of Shear Strength of Members with I, H, Tubular and Box Sections in the panel zone of steel moment-resisting frames

Abazar Asghari <sup>1\*</sup>, Aydin Pavir <sup>2</sup>

1. School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran. P.O. Box: 4563-11155, Tel: +98(21) 61112950.
2. PhD student, Department of Civil Engineering, Urmia University, Urmia, Iran.

\* Corresponding Author Email: abazar.asghari@ut.ac.ir

Received: 2024/07/24 - Accepted: 2024/11/23

## Abstract

**Introduction** One of the important topics in the design of steel structures is the selection of member cross-section types. I-shaped, H-shaped, box-shaped, and tubular sections are the most common steel sections used in building structures, bridges, and industrial structures. In the design of these types of structures, one of the design criteria is controlling shear in steel members. If the lengths of the flexural members are short, controlling this limit state can be very necessary.

**Study of theoretical and regulatory relationships:** In this article, first, theoretical and code-based relationships of nominal shear strength of H-shaped members with respect to the strong axis, tubular, box-shaped, and H-shaped members with respect to the weak axis were studied. Then, the nominal shear strength of each mentioned section was evaluated using numerical modeling in Abaqus software. The material and geometric modeling of the created members in Abaqus software were validated based on laboratory models. For numerical parametric evaluation, 35 members with different cross-sections were used. Each of these members was modeled in Abaqus software and each of them was subjected to both pushover and cyclic analyses. The lengths of each of these models were such that in all models, the shear limit state was more decisive than the flexural limit state.

**Conclusion:** Based on this research, the results of the relationships presented in the AISC 360 for determining the nominal shear strength of H-shaped members with respect to the strong axis have very close conformity with the results of numerical modeling in Abaqus software, and the difference of approximately 10% between them is due to the fact that in the AISC 360, for calculating the shear strength of these types of sections, in order to make calculations easier, the same value for the elastic and plastic section modulus is assumed. Also, the results of this research show that in this type of sections at higher drifts, the results of the AISC 360 method are approximately 10% less conservative. At lower drifts, the results of the relationships presented in the AISC 360 for determining the nominal shear strength of tubular sections have very close conformity with the results of numerical modeling in Abaqus software. The reason for this is that in the AISC 360, for determining the shear strength of these types of sections, the maximum shear stress of the section has been used. Also, the results of this research indicate that in this type of sections at higher drifts, the results of the AISC 360 method are approximately 20% more conservative. At lower drifts, the results of the relationships presented in the AISC 360 for determining the nominal shear strength of box-shaped members have very close conformity with the results of numerical modeling in Abaqus software. The reason for this is that in this types of sections due to the closed section, conditions for redistribution of shear stress are available, and each of the flanges resists shear equally. In this case, the insignificant difference between the results of the AISC 360 method and the results of numerical modeling is due to the fact that in the AISC 360, for determining the shear strength of these types of sections, in order to make calculations easier, the same value for the elastic and plastic section modulus is assumed. The results of the relationships presented in the AISC 360 code for determining the nominal shear strength of H-shaped members with respect to the weak axis do not have close conformity with the results of numerical modeling in Abaqus software, and the nominal shear strength obtained from the AISC 360 is about 20% non-conservative. The reason for this difference is that in these types of sections, the difference between the nominal stress obtained from the AISC 360 approach and the average stress of the section is about 35%, and in higher drifts, it is not possible to redistribute 100% of the shear stress and only 15% of these stresses are redistributed.

**Keywords:** Shear Strength, H-shaped Section, Tubular, Box-shaped sections, Redistribution of stress.