

بررسی تغییر شکل های جداره ستون قوطی در ناحیه اتصال صلب به تیر

محمد علی هادیان فرد^۱

(دریافت ۸۹/۶/۱۷، پذیرش ۹۱/۱۰/۲۴)

چکیده

استفاده از ستونهای با مقطع قوطی در ساختمانهای اسکلت فولادی با اتصالات صلب بسیار رایج می باشد. در این ساختمانها، لنگر خمشی ایجاد شده در اتصال صلب، باعث ایجاد تغییر شکل های قابل توجهی در جداره ستون می گردد. این تغییر شکل ها علاوه بر اینکه باعث کاهش صلبیت اتصال می گردند، در بسیاری از موارد نیز کنترل کننده طرح ستونها می باشند و لازم است برآورد نسبتاً دقیقی از مقادیر آنها وجود داشته باشد. در این تحقیق با استفاده از روش عناصر محدود و با بکارگیری نرم افزار Ansys مدل های مختلفی از قابهای خمشی با اتصال صلب تیر به ستون قوطی مورد مطالعه قرار گرفته است و اثر پارامترهایی نظیر: ضخامت جداره ستون، ابعاد مقطع تیر و ستون، اثر سخت کننده های داخلی و غیره بر روی میزان تغییر شکل جداره ستون بررسی شده است. در نهایت نمودارها و روابط ریاضی مناسب جهت محاسبه تغییر شکل جداره ستون قوطی و بکارگیری آن در طراحی سازه ارائه گردیده است و راه کارهای عملی و اجرایی جهت کاهش این تغییر شکلهای پیشنهاد گردیده است.

کلمات کلیدی

ستون قوطی، اتصال صلب، ساختمانهای فولادی، قابهای خمشی

Study of Box Column Face Deformations in the Zone of Rigid Connection to Beam

Mohammad Ali Hadianfard

ABSTRACT

The use of columns with box sections in the structure of steel buildings with rigid connections is very popular. In these buildings, the bending moment in the rigid connections causes big deformations in the column face. These deformations not only reduce the rigidity of connections but also in the most cases control the design of columns. Then it is necessary to evaluate the values of these deformations accurately. In this research by using the finite element method and Ansys software, the different models of moment frames with rigid connection of beam to box column are studied and the effects of parameters such as: thickness of column face, dimensions of beam and column section, existence of internal stiffeners etc. on the value of column face deformation are investigated. Finally, appropriate graphs and formula are presented to calculate the box column face deformation and for using in structural design. Also applicable and administrative methods for reduction of these deformations are proposed.

Key Words

Box Column, Rigid Connection, Steel Buildings, Moment Frames

۱. استادیار دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه صنعتی شیراز hadianfard@sutech.ac.ir (نویسنده مسئول)

مقاطع قوطی به دلیل داشتن خواص هندسی مناسب نظیر شعاع ژیراسیون زیاد در دو جهت عمود بر هم و داشتن وجوه صاف جهت اجرای اتصالات صلب، دارای کاربرد زیادی در قابهای صلب خمشی می باشند. در این قابها لنگر ایجاد شده در محل اتصال تیر به ستون، باعث ایجاد تنش ها و تغییر شکل های زیادی در جداره ستون می گردد. تغییر شکل های ایجاد شده در جداره ستون قوطی، باعث ایجاد دوران در انتهای صلب تیر می گردد و دوران ایجاد شده صلبیت اتصال تیر به ستون را کاهش داده و لنگر خمشی ایجاد شده در تیر ها و ستونها را تغییر میدهد. بنابراین بر اساس تعریف عنوان شده جهت اتصالات کاملاً صلب یا کاملاً مقید شده (Fully Restrained) در آئین نامه فولاد آمریکا [۱] که باید چرخش نسبی بین اعضای متصل شده در یک اتصال ناچیز و قابل صرفنظر باشد، در اکثر موارد به دلیل قابل توجه بودن این چرخشها اتصال دارای رفتار نیمه صلب یا نیمه مقید (Partially Restrained) می باشد. از طرف دیگر تغییر شکل های ایجاد شده در جداره ستون باعث کاهش ظرفیت باربری ستون می گردد و می تواند به عنوان یک پارامتر طراحی در نظر گرفته شود.

با توجه به استفاده گسترده از ستون های قوطی شکل در قابهای خمشی ساختمان های اسکلت فولادی تاکنون تحقیقات زیادی در خصوص اجرای مناسب اتصالات، نحوه مدل کردن اتصالات، نحوه تقویت جداره های ستون و غیره صورت گرفته است که می توان به تحقیقات انجام شده توسط کاتو و همکاران [۲] و همچنین ستلکو [۳] در خصوص تقویت اتصال صلب تیر به ستون قوطی با استفاده از ورقهای یکپارچه روی تیر ها اشاره نمود. نتایج مطالعات باترورث [۴] در سال ۱۹۹۵ منتشر گردید، وی در تحقیقات خود اتصالات پیچ و مهره ای تیرهای I شکل به ستونهای قوطی را مورد بررسی قرار داده است. همچنین ایده اصلی طراحی اتصال صلب تیر به ستون قوطی توسط ورقهای طولی توسط کاتو و همکاران [۵] عنوان گردید. جهت محاسبه ظرفیت تغییر شکل پلاستیک، و مقاومت

خمشی نهائی نوع خاصی از اتصال تیر I شکل به ستون قوطی توسط میورا و همکارانش آزمایشاتی بر روی مدل های با مقیاس واقعی صورت گرفت و منحنی های هیستریسیس رفتار اتصال مشخص گردید [۶]. کاستسکی و پاکر [۷] نیز اتصالات جوشی صفحات طولی و عرضی به مقاطع قوطی شکل و تغییر شکل حاصل از آنها در جداره ستون را مورد بررسی قرار دادند. روش های مختلف تقویت اتصالات تیر به ستون های قوطی به منظور افزایش ظرفیت خمشی اتصال و بهبود رفتار هیستریسیس آن، نیز توسط محققان مختلف مورد توجه قرار گرفته است که از این جمله می توان به تحقیقات عددی و آزمایشگاهی انجام شده توسط چن و همکارانش [۸] اشاره نمود، این محققان رفتار اتصال تقویت شده توسط ورق های قائم نصب شده بر روی بال های فوقانی و تحتانی تیر I شکل را با رفتار اتصال صلب معمولی که فقط توسط جوش بال های تیر به ستون اجرا گردیده است، مورد مقایسه قرار داده و مزایای اتصال پیشنهادی را بیان نمودند. همچنین مطالعات وسیع عددی و آزمایشگاهی بر روی اتصال تیرهای قوطی با استفاده از ناودانی های متصل بر روی بال های فوقانی و تحتانی تیر توسط کامر و راثو [۹، ۱۰] انجام گرفته است. در این تحقیقات علاوه بر محاسبه سختی اولیه و مقاومت نهائی اتصال، منحنی لنگر چرخش اتصال ارائه و رفتار هیستریسیس اتصال مورد بررسی قرار گرفته است. از جدیدترین مطالعات انجام گرفته بر روی اتصال تیرهای I شکل به ستون قوطی برای مناطق لرزه خیز می توان به مطالعات عددی و آزمایشگاهی انجام شده توسط گوسوامی و مورتی [۱۱] اشاره نمود. در این مطالعات جهت تقویت اتصال از ورق های لچکی مورب بر روی بال های فوقانی و تحتانی تیر استفاده شده است و رفتار اتصال پیشنهادی با اتصالات معمول مقایسه گردیده است. محققان ایرانی نیز در خصوص اتصالات ستون قوطی تحقیقاتی انجام داده اند که از جدید ترین آنها می توان به تحقیقات انجام شده توسط ترابیان و همکاران [۱۲] بر روی اتصال تیرهای I شکل به ستونهای قوطی توسط ورقهای قطری عبوری از داخل



ستون اشاره نمود. در اکثر تحقیقات انجام شده فوق روشهای مختلف اتصال تیر به ستون قوطی و تنش ها و تغییر شکل های ایجاد شده در محل اتصال مورد بررسی قرار گرفته است. اما در هیچکدام از آنها اثر تغییر شکل های بوجود آمده در جداره ستون بر روی طراحی ستونها و بر روی کاهش صلبیت اتصال تیر به ستون مورد مطالعه قرار نگرفته است. در تحقیق حاضر برای اولین بار به صورت جدی تغییر شکل جداره ستون در محل اتصال صلب تیر به ستون مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته است. و با استفاده از روش عناصر محدود میزان تنش ها و تغییر شکل ها در جداره ستون قوطی در محل اتصال صلب تیر های I شکل به ستون محاسبه گردیده است و اثر پارامتر هایی نظیر: ضخامت جداره ستون، ابعاد ستون، وجود یا عدم وجود سخت کننده داخلی ستون، ارتفاع تیر و ... در تغییر شکل جداره ستون بررسی گردیده است و در نهایت روش های اجرایی مناسب جهت کاهش تغییر شکل جداره ستون پیشنهاد گردیده است.

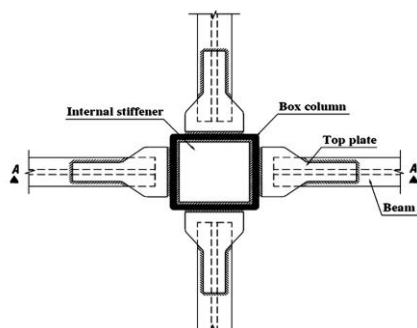
۲- جزئیات مدلسازی سازه

در این تحقیق جهت آنالیز سازه از نرم افزار ANSYS استفاده گردیده است. این نرم افزارها با استفاده از روش عناصر محدود به تحلیل سازه می پردازند. کلیه اجزاء قاب های دو بعدی شامل ورقهای تشکیل دهنده جداره ستون، بال تیر، جان تیر و اتصالات توسط المان ورق مدل گردیده اند. در این نرم افزار چندین نوع مختلف المان ورق (Shell) وجود دارد که از المان 93 Shell استفاده

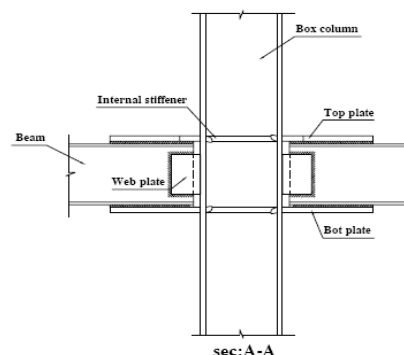
گردیده است. این نوع المان دارای هشت گره بوده و هر گره آن دارای ۶ درجه آزادی می باشد. در تحلیل های ارتجاعی و غیر ارتجاعی این المان یکی از دقیق ترین المان های پوسته در نرم افزار ANSYS می باشد.

در کلیه قابها، تیرها به صورت I شکل و ستونها به صورت قوطی شکل می باشند و اتصال تیر به ستون به صورت صلب در نظر گرفته شده است. این اتصال توسط ورقهای زیر و روی تیر که با جوش نفوذی کامل به بال ستون متصل می گردند قابل اجرا می باشد. در شکل (۱) جزئیات اتصال صلب فرض شده در این تحقیق نمایش داده شده است.

جهت مدل کردن اتصالات از دو روش مختلف استفاده گردیده است: در روش اول ورقهای اتصال مدل نگردیده و فقط درجات آزادی گره های انتهایی تیر به گره های متناظر بر روی بال ستون مقید گردیده است که رفتار اتصال مانند این است که انتهای تیر مستقیماً به بال ستون جوش شده باشد در شکل (۲-الف) نمونه ای از این مدل مشاهده می گردد. در روش دوم ورقهای اتصال صلب که در زیر و روی تیرها قرار می گیرند نیز توسط المان پوسته مدل شده و عیناً مطابق جزئیات اجرایی به تیرو ستون متصل می گردند. جوش ها به صورت مستقیم مدل نگردیده اند بلکه به وسیله مقید کردن گره ها و بستن درجات آزادی به یکدیگر مدل شده اند. در شکل (۲-ب) نمونه ای از این مدل مشاهده می شود.

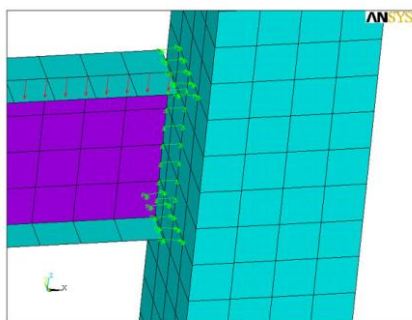


ب- نمای فوقانی اتصال صلب

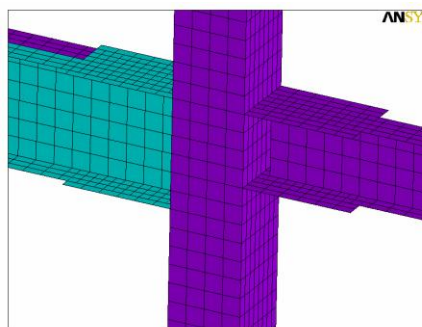


الف- نمای روبروی اتصال صلب

شکل (۱): جزئیات اتصال صلب استفاده شده در این تحقیق

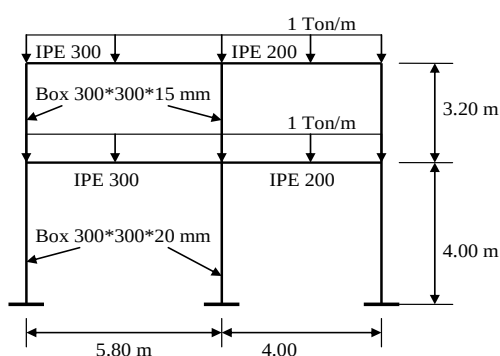


ب- مدل کردن ورقهای اتصال با المان پوسته



الف- مقید کردن گره ها

شکل (۲): نحوه مدل کردن اتصال صلب تیر به ستون قوطی



شکل (۴): مدل دوم، قاب دو دهانه دو طبقه

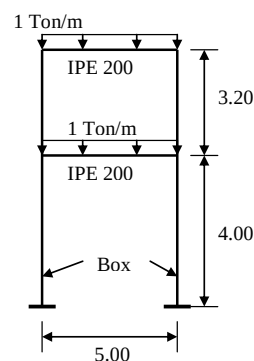
قابها تحت اثر بارهای ثقلی و جانبی مورد تحلیل قرار گرفته اند، بار ثقلی معادل 1T/m بوده و بصورت یکنواخت بر روی دهانه تیر پخش شده است. بارهای جانبی معادل 10T و 1T می باشند که توزیع آنها در ارتفاع ساختمان تقریباً به صورت خطی بوده و بار طبقه دوم دو برابر بار طبقه اول در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه نتایج نهائی تحقیق بر اساس لنگر خمشی واحد در محل اتصال ارائه گردیده است و با توجه به خطی و ارتجاعی بودن تحلیل، با افزایش میزان بارها، مقدار تغییر شکل ها نیز متناسب با آن افزایش می یابد. بنابر این مقدار بارها نقش تعیین کننده ای در نتایج تحقیق ندارد. ابعاد المانهای مدل در همه موارد $2/5 \text{ cm} \times 2/5 \text{ cm}$ است.

کلیه مصالح از نوع فولاد نرمه ساختمانی با خصوصیات زیر می باشند:

$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg / cm}^2$	مدول الاستیسیته:
$\nu = 0.30$	ضریب پواسون:
$F_y = 2400 \text{ kg / c m}^2$	تنش تسلیم:
$F_u = 3700 \text{ kg / cm}$	تنش گسیختگی:

روش دوم از لحاظ مدل کردن سازه دشوار تر بوده ولی با واقعیت سازگار تر بوده و اثر تغییر فرم های ایجاد شده در ورقهای اتصال نیز در تحلیل وارد می گردد. تلاش شده است مدلها نمونه هائی از سازه های واقعی باشند. میزان بارها و ابعاد مقاطع سازه ای با توجه به مقادیر واقعی انتخاب شده اند و برای ستونهای قوطی ضخامت ها و ابعاد مختلف در نظر گرفته شده است.

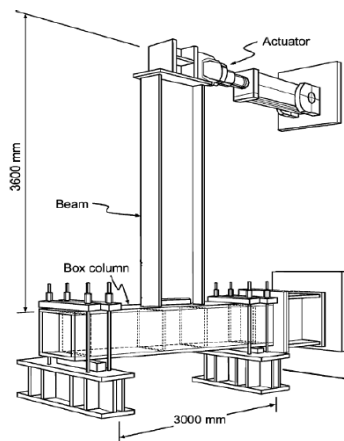
در این تحقیق چندین قاب دو بعدی ۲ طبقه مورد تحلیل قرار گرفته است کلیه اجزاء قابها توسط المان پوسته در نرم افزار ANSYS مدل شده اند و ابعاد المان های پوسته به اندازه ای کوچک انتخاب شده است که تحلیل های انجام شده دارای دقت کافی باشند. مدلهای ساخته شده تحت بارهای جانبی و ثقلی قرار گرفته اند و با ضخامتهای مختلف ستون تحلیل های متعددی صورت گرفته است. مدلهای ساخته شده شامل دو قاب دو طبقه یک دهانه و دو دهانه می باشند. خصوصیات هندسی این قابها در اشکال (۳) و (۴) نشان داده شده است. شرایط تکیه گاهی هر دو قاب به صورت اتصال گیردار ستون به شالوده در نظر گرفته شده است.



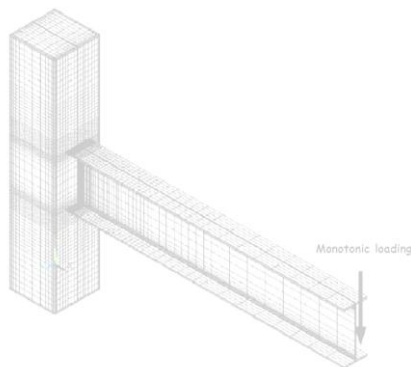
شکل (۳): مدل اول، قاب یک دهانه دو طبقه



پوش منحنی هیستریسیس را بدست می دهد. در روش اجزای محدود ظرفیت خمشی نهائی اتصال معادل 2880 KN.m بدست می آید که در حدود ۶ درصد با نتیجه آزمایشگاهی اختلاف دارد.

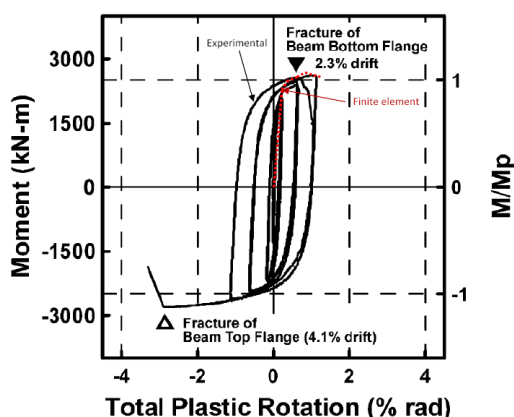


الف- نمونه آزمایشگاهی



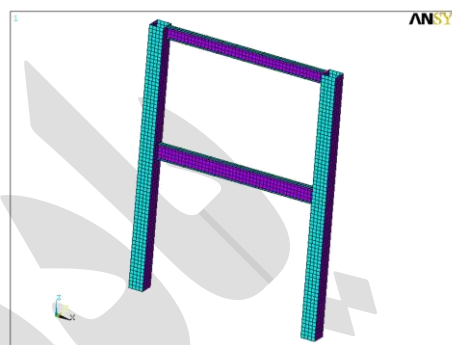
ب- مدل اجزای محدود

شکل (۶): مدل آزمایشگاهی چن و همکاران [۸] و مدل اجزای محدود



شکل (۷): مقایسه نتایج مدل آزمایشگاهی چن و همکاران [۸] با مدل اجزای محدود

با استفاده از بارهای بیان شده، سازه آنالیز گردیده و تغییر فرمهای جداره ستون در محل اتصال صلب محاسبه گردیده است. در شکل (۵) نمونه ای از سازه مدل شده نمایش داده شده است.

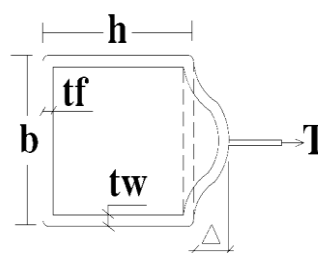


شکل (۵): نمونه ای از سازه مدل شده توسط نرم افزار ANSYS

جهت ارزیابی صحت مدل سازی، ابتدا یک مدل از اتصال تیر I شکل به ستون توسط جوش نفوذی که قبلاً توسط چن و همکاران [۸] به صورت عملی مورد آزمایش قرار گرفته است توسط نرم افزار ANSYS مدل گردیده است و نتایج تحلیل با مدل آزمایشگاهی مقایسه گردیده است در شکل (۶) مدل آزمایشگاهی و مدل ایجاد شده در نرم افزار ANSYS نمایش داده شده است. در مدل آزمایشگاهی مقطع تیر از نوع H700×300×13×24mm و مقطع ستون از نوع 550×550×35×35mm می باشد. فولاد به کار رفته در بال تیر به ترتیب دارای مقاومت جاری شدن و مقاومت نهائی ۳۹۶ و ۵۱۶ مگاپاسکال و فولاد به کار رفته در جان تیر دارای مقاومت جاری شدن و نهائی ۴۲۲ و ۵۲۹ مگاپاسکال می باشد و فولاد ستون دارای مقاومت های ۴۱۲ و ۵۶۲ مگاپاسکال می باشد. در مرجع [۸] این نمونه به عنوان نمونه آزمایشگاهی غیر مسلح (BUN) نام گذاری گردیده است. در مدل آزمایشگاهی انتهای آزاد تیر تحت اثر بار چرخه ای قرار دارد. اما در مدل اجزای محدود به جای بارگذاری چرخه ای از بارگذاری یکنواخت استفاده شده است و نتایج حاصل در شکل (۷) با منحنی هیستریسیس آزمایشگاهی مقایسه گردیده است. نتایج آنالیز اجزای محدود تحت اثر بار یکنواخت با دقت نسبتاً خوبی

۳- تغییر شکل های سرویس و نهائی در محل اتصال

نیروی وارده از طرف اتصال صلب به ستون باعث ایجاد تنش و تغییر شکل در جداره ستون قوطی می گردد این تغییر شکل ایجاد شده در وسط بال ستونهای قوطی در مقایسه با ستونهای I شکل بسیار زیاد و قابل توجه بوده و باید اثر آن را در طراحی اتصال و طراحی ستون لحاظ نمود. تغییر شکل مورد نظر مربوط به جابجایی وسط بال یا جان قوطی نسبت به گوشه های آن می باشد، که در شکل (۸) نشان داده شده است.



شکل (۸) نمایش تغییر شکل وسط بال یا جان قوطی نسبت به گوشه های آن

اگر تغییر شکل Δ ایجاد شده در بال مقطع قوطی از یک درصد عرض بال تجاوز ننماید، رفتار سازه در ناحیه اتصال به صورت ارتجاعی بوده و به مقدار $\Delta_s = 0.01b$ جابجایی حدی در حالت سرویس دهی می گویند [۷]. در این حالت نیروی نظیر p در ورق اتصال که ایجاد $\Delta_s = 0.01b$ می نماید را به صورت $P_{s,1\%}$ نمایش می دهیم. از طرف دیگر جابجایی حدی نهایی برابر با سه درصد عرض بال ستون $\Delta_s = 0.03b$ می باشد. در این جابجایی اتصال عملکرد خود را از دست داده و دچار زوال میگردد. نیروی نظیر این جابجایی در ورق اتصال برابر با $P_{u,3\%}$ می باشد [۷]. جابجایی های حدی سرویس دهی (Δ_s) و نهایی (Δ_u) برای مشخص نمودن حداکثر مجاز تغییر شکل جداره ستون تحت اثر بارهای سرویس و بارهای نهایی استفاده می گردند. در این تحقیق سازه تحت اثر بارهای سرویس (بارهای بدون ضریب) مورد مطالعه قرار گرفته است و فرض بر این است که قطعات سازه به روش تنش های مجاز و برای سطوح شکل پذیری معمولی و متوسط

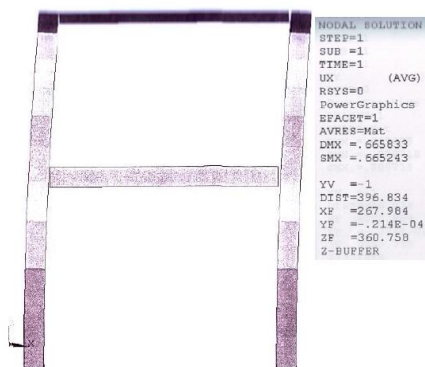
طراحی گردیده اند. بنابراین حداکثر مجاز تغییر شکل جداره ستون برابر با $\Delta_{max} = \Delta_s = 0.01b$ در نظر گرفته شده است که b عرض بال مقطع قوطی می باشد. در این حالت برای Δ بین صفر تا $0.01b$ می توان رفتار سازه را در محدوده اتصال به صورت ارتجاعی و خطی در نظر گرفت. لازم به ذکر است که در ضوابط لرزه ای آئین نامه های معتبر شبیه آئین نامه فولاد آمریکا [۱۳] در مبحث اتصالات صلب هیچگونه اشاره ای به تغییر شکل های جداره ستون نگردیده است و فقط بحث شکل پذیری اتصال و قابلیت دوران های پلاستیک در اتصال مطرح گردیده است. به عنوان نمونه برای سازه های با شکل پذیری متوسط میزان حد اقل لازم جهت دوران نظیر تغییر مکان نسبی طبقه (story drift angle) برابر با 0.02 رادیان و برای سازه با شکل پذیری زیاد برابر با 0.04 رادیان می باشد. که این مسئله با چرخش نسبی اعضا در محل اتصال و کاهش صلیبیت اتصال متفاوت است.

۴- بررسی تنش ها و تغییر شکل ها به روش عناصر محدود

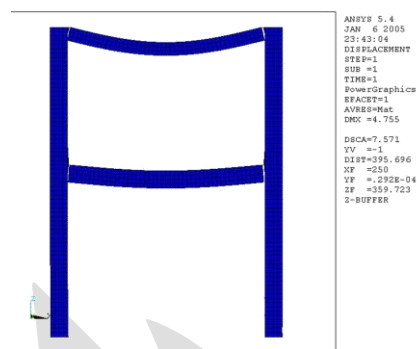
جهت بررسی اثر پارامترهای مختلف بر روی تغییر شکل های جداره ستون مدل های متنوعی با ضخامت های مختلف بال و جان ستون ساخته شده است در این مدل ها ابتدا ضخامت بال و جان ستون بطور توأم افزایش یافته است، سپس ضخامت بال ستون را ثابت نگه داشته و ضخامت جان را افزایش داده ایم. پس از آن ضخامت جان ستون را ثابت در نظر گرفته و ضخامت بال را تغییر داده ایم. همچنین این مورد که تنها بخشی از طول ستون در مجاورت اتصال تقویت گردد نیز مورد بررسی قرار گرفته است در این مورد با تغییر طول ورق تقویت به بررسی طول بهینه آن پرداخته شده است همچنین استفاده از ورق سخت کننده داخلی نیز مورد بررسی قرار گرفته است.

در شکل (۹) نمای تغییر شکل یافته سازه تحت اثر بارهای ثقلی و جانبی نشان داده شده است.





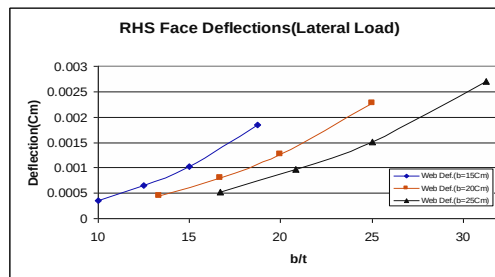
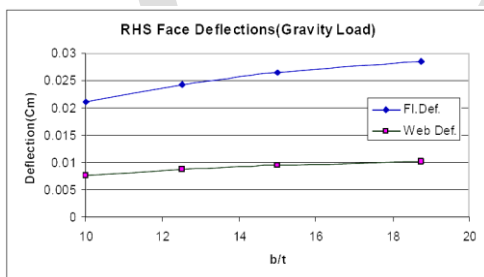
ب- بارهای جانبی



الف- بارهای ثقلی

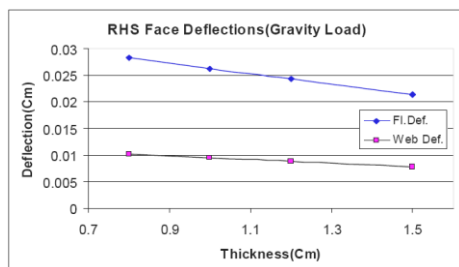
شکل (۹) نمایش تغییر شکل های قاب

است. و مقدار جابجایی وسط بال یا جان ستون قوطی نسبت به گوشه های آن محاسبه گردیده است. نمودار نشان داده شده در شکل (۱۰) نشانگر تغییرشکلهای وسط بال یا جان ستون قوطی نسبت به گوشه های آن در اثر تغییر ضخامت است که برای بارهای ثقلی و جانبی بر حسب نسبت بدون بعد b/t ترسیم گردیده است.



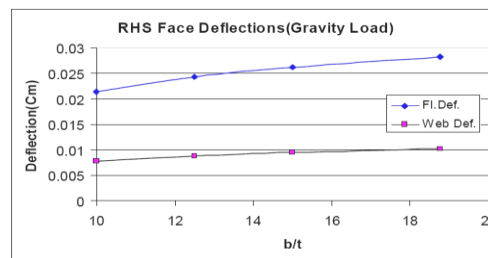
شکل (۱۰) نمودار تغییر شکل بال و جان ستون قوطی تحت بار ثقلی و جانبی در اثر تغییر توام ضخامت بال و جان

و سپس ضخامت بال ستون را تغییر می دهیم. شکل (۱۱) برای ستون با بعد ۱۵ cm تغییر شکل جداره را نشان می دهد.



۲-۴- بررسی تأثیر تغییر ضخامت بال به تنهایی بر روی تغییر شکل جداره ستون

جهت بررسی تأثیر تغییر ضخامت بال ستون، ضخامت جان ستون را در مدل اول برابر ۱/۲ cm ثابت نگه می داریم

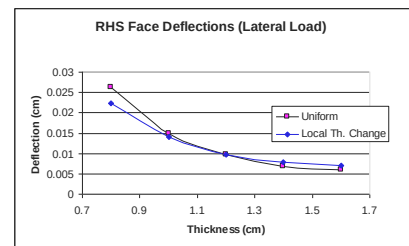


شکل (۱۱) تغییر شکل بال و جان ستون قوطی شکل برای ستون با بعد ۱۵ cm در اثر بار ثقلی با تغییر ضخامت بال

۳-۴- بررسی تأثیر تقویت موضعی جداره ستون در

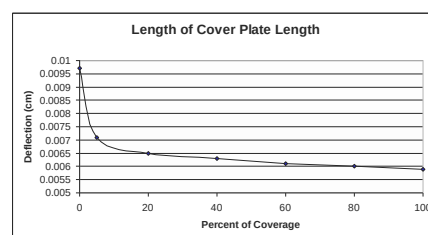
محل اتصال به تیر

اگر ضخامت کلیه نقاط ستون را ثابت نگه داریم و فقط ناحیه نزدیک به محل اتصال را با ضخامت دیگری بسازیم (مثلاً از یک ورق تقویتی روی بالها و جان ستون استفاده کنیم) نتایج در شکل (۱۲) ترسیم گردیده است این نمودار نشانگر آن است که تقویت موضعی ستون با حالتی که کل ضخامت ستون تغییر کند تفاوت چندانی از لحاظ تغییر شکل ها ندارد و اقتصادی تر است. در صورت افزایش طول ورق تقویتی روی ستون، تغییر شکل ستون به صورت نشان داده شده در نمودار شکل (۱۳) کاهش می یابد. در حالت حادی ستون به تغییر شکل ستون با ضخامت یکنواخت می رسد لذا می توان نتیجه گرفت که بهترین مؤثرترین میزان طول ورق تقویتی روی بال ستون در حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد طول ستون می باشد.



شکل (۱۲): تأثیر تغییر ضخامت جداره ستون در محل اتصال

با تیر بر تغییر شکل جان ستون



شکل (۱۳): نمودار تأثیر طول ورق تقویتی روی ستون

بر میزان تغییر شکل ستون

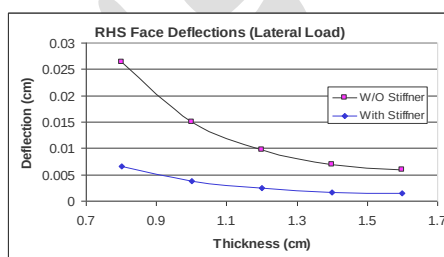
۴-۴- بررسی تأثیر سخت کننده بر تغییر شکلهای جداره

ستون

در اینجا همان مثال قبل را با اضافه کردن دو ورق سخت کننده درون ستون در راستای بال فشاری و کششی تیر تحلیل نموده ایم. میزان جابجایی های جانبی جداره ستون

به میزان قابل ملاحظه ای کاهش یافته است که علت اصلی آن عدم اعوجاج بال ستون در محل اتصال به تیر و انتقال تنشها از یک بال به بال طرف دیگر ستون توسط ورقهای سخت کننده می باشد. بطور کلی تنشها در تیر و ستون تغییر شایان توجهی نکرده اند. در نتیجه می توان دریافت که با اعمال سخت کننده درون ستون، رفتار ستون در مورد میزان حداکثر جابجایی ها بهبود بسیار قابل ملاحظه ای یافته است. به گونه ای که به هیچ وجه چنین کاهش جابجایی با افزایش ضخامت جداره ستون در حد اجرایی قابل دسترسی نبود. اما در مورد تنشها تغییر شایان ذکری در رفتار اتصال رخ نمی دهد. بعنوان نمونه اثر ورق سخت کننده بر روی تغییر شکل جان ستون قوطی در شکل (۱۴) نشان داده شده است.

همچنین در این مدل با تغییر ضخامت سخت کننده و ثابت نگه داشتن ضخامت جداره ستون به بررسی تأثیر ضخامت سخت کننده پرداخته شده است. که تأثیر قابل ملاحظه ای در تنشها و تغییر شکل ها حاصل نشد. به نظر می رسد که برای رعایت نکات اجرایی مناسب است ضخامت سخت کننده تقریباً برابر ضخامت بال ستون انتخاب شود. نکته لازم به ذکر در اینجا این است که با اجرای ورق سخت کننده درون ستون، دورانه های نسبی تیر نسبت به ستون نیز محدودتر شده و اتصال صلب تیر به ستون رفتار منطقی تری از خود نشان می دهد.



شکل (۱۴): نمودار تأثیر سخت کننده بر تغییر شکل جان ستون

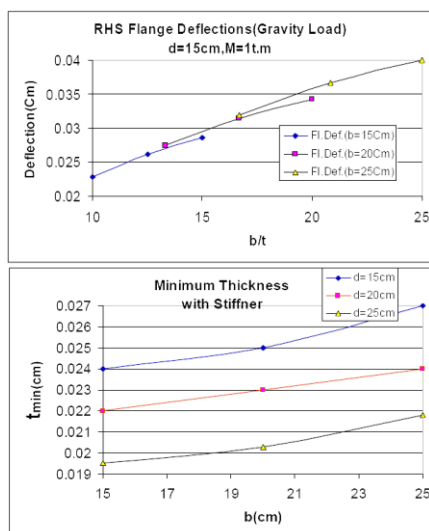
قوطی با تغییر توام ضخامت بال و جان ستون

۵. ارائه ضابطه حداقل ضخامت ستون بر اساس تغییر شکلهای

تغییر شکل ایجاد شده در جداره ستون، علاوه بر ضخامت جداره ستون و وجود ورقهای سخت کننده داخلی به



انتهای تیر را تحت اثر بارهای واقعی از تحلیل ارتجاعی به وسیله نرم افزار SAP2000, ETABS یا نرم افزارهای مشابه به دست می آوریم از حاصلضرب این لنگر در عدد به دست آمده از نمودار شکل (۱۶) میزان حداقل ضخامت لازم برای ستون جهت جلوگیری از تغییر شکلهای بیش از حد ارتجاعی به دست می آید. بدیهی است که این نمودارها تنها برای محدوده ارتجاعی ترسیم شده دارای دقت کافی هستند و برای برونیابی در فواصل دور از نقاط ترسیم شده دارای دقت کافی نمی باشند.



شکل (۱۶) نمودار حداقل ضخامت جداره ستون قوطی جهت جلوگیری از تغییر شکلهای بیش از حد ارتجاعی برای لنگر خمشی واحد در محل اتصال

با توجه به مطالعات انجام شده در این تحقیق مشاهده می گردد که در صورت وجود سخت کننده در داخل مقطع ستون، میزان تغییر شکلهای ایجاد شده در جداره ستون ناچیز بوده و معمولاً ضخامت مورد نیاز برای ارضاء ضوابط تغییر شکل کنترل کننده نمی باشند و ضوابط آئین نامه ای برای طراحی عضو کافی می باشند. اما برای حالتی که از سخت کننده استفاده نشود میزان تغییر شکلهای قابل توجه بوده و در بسیاری از حالات ضوابط آئین نامه ای کافی نبوده و لزوم کنترل تغییر شکلهای بر اساس نمودارهای ارائه شده در این مقاله ضروری می باشد.

نمودارهای ارائه شده در شکل (۱۶) تقریباً به صورت خطوط مستقیم می باشند که برای ارتفاع های مختلف تیر

عاملهای دیگری نظیر ارتفاع تیر متصل به ستون و میزان لنگر خمشی در محل اتصال نیز بستگی دارد. برای تیر با عمق ۱۵ cm میزان لنگرخمشی در دو انتهای تیر محاسبه شده و مقادیر تغییر شکل بر آن تقسیم شده و تغییر شکل برای لنگرخمشی واحد حاصل گردیده است. با افزایش عمق تیر میزان لنگر خمشی در محل اتصال افزایش می یابد که در این مثال با توجه به بارگذاری های انجام شده برای تیر با عمق ۱۵cm میزان آن $1/7t.m$ و برای تیر با عمق ۲۰cm برابر $1/8t.m$ و برای تیر با عمق ۲۵cm برابر $1/9t.m$ بدست آمده است. در شکل ۱۵ نمودار تغییر شکل برای تیر با عمق ۱۵cm و لنگر خمشی واحد در محل اتصال تیر به ستون ترسیم گردیده است. این نمودار بیان کننده رابطه بین تغییر شکل جداره ستون در اثر بارهای ثقلی و ضخامت بال ستون (t)، بعد ستون (b) و عمق تیر (d) برای یک لنگر واحد وارد بر اتصال می باشد. بدیهی است که میزان بارهای وارده بر سازه، ارتفاع ستونها، طول دهانه مورد بررسی و بقیه عوامل عمده اثر خود را در میزان لنگر خمشی انتهای تیر نشان می دهند که با توجه به فرض خطی بودن رفتار سازه، در محدوده بارهای خدمت پذیری که Δ کمتر از مقدار مجاز $0/01$ بعد ستون است به سادگی می توان میزان تغییر شکل کل را از حاصلضرب تغییر شکل ناشی از لنگر واحد در لنگر انتهای تیر بدست آورد.

با توجه به نمودارهای ارائه شده در این مقاله و یا با روشهای مشابه میزان تغییر شکل جداره ستون در حالات مختلف قابل محاسبه بوده و با مساوی قرار دادن آن با حداکثر مجاز در حالت ارتجاعی ($\Delta_s = 0.01b$) می توان حداقل مجاز ضخامت جداره ستون را برای هر حالت بدست آورد. نمودارهای نشان داده شده در شکل (۱۶) حداقل ضخامت ممکن برای ارضاء محدودیت تغییر شکل را بدست می دهند.

برای استفاده از این نمودارها ابتدا باید بعد ستون (b) و ارتفاع تیر (d) را مشخص نمود و سپس با استفاده از نمودار میزان حداقل ضخامت لازم تحت اثر لنگر واحد را بدست آورد، از سوی دیگر میزان لنگرهای اعمال شده به



(d) به موازات هم ترسیم شده اند و شیب کلیه خطوط (در حالت بدون سخت کننده) برابر با $0/002$ می باشد. بنابراین با دقت بسیار خوبی می توان رابطه بین ضخامت حداقل بال ستون قوطی (t_{min}) را بر حسب عرض بال ستون (b)، ارتفاع تیر (d) و لنگر خمشی وارد بر اتصال (M)، مطابق فرمول زیر بیان نمود.

$$t_{min} = \frac{M}{1000} (2b - 4d + 225) \quad (1)$$

در این رابطه مقادیر b , d , t_{min} بر حسب سانتی متر و مقدار M بر حسب Ton.m می باشد. با استفاده از رابطه (۱) به راحتی می توان حداقل ضخامت مورد نیاز جهت بال ستون را برای جلوگیری از تغییر شکل های غیر ارتجاعی در جداره ستون بدست آورد. در صورتیکه جواب حاصل از معادله (۱) عدد منفی بدست آید (برای حالتیکه $2d - b > 112.5$) حاکی از آن است که این رابطه کنترل کننده نمی باشد و معیارهای معمول طراحی حاکم می باشند. به عنوان نمونه برای اتصال تیر IPE27 به ستون قوطی به ابعاد 30×30 cm با فرض اینکه از کل ظرفیت خمشی مجاز تیر در زلزله استفاده گردد، حداقل ضخامت بال ستون مطابق زیر بدست می آید.

ظرفیت خمشی مجاز تیر $M = 429 \times 0.66 \times 2400 \times 1.33 = 9 \times 10^5$ Kg.cm = 9 Ton.m

$b = 30$ cm, $d = 27$ cm

$t_{min} = 0.009 \times (2 \times 30 - 4 \times 27 + 225) = 1.6$ cm

لازم به ذکر است که مطابق شکل ۱ عرض ورق اتصال روی بال های تیر تقریباً برابر با عرض ستون فرض می گردد، بنابراین عرض تیر متصل به ستون در معیار های طراحی و همچنین در رابطه (۱) تاثیرگذار نمی باشد.

جمع بندی و نتایج

در این مقاله پس از انجام آنالیزهای مختلف و محاسبه تغییر شکل جداره ستون قوطی نتایج زیر حاصل گردیده است.

۱- با افزایش ضخامت جداره ستون میزان تغییر شکل های جداره ستون در محل اتصال صلب کاهش و با افزایش بعد ستون میزان این تغییر شکل ها افزایش می یابد. عامل

اصلی کاهش تغییر شکل، افزایش ضخامت بال ستون متصل به اتصال صلب می باشد.

۲- استفاده از ورقهای سخت کننده در داخل ستون میزان تغییر شکلهای ایجاد شده در جداره ستون را در محل اتصال به مقدار قابل ملاحظه ای کاهش می دهد و بهترین راه حل برای کنترل تغییر شکلهای جداره ستون می باشد.

۳- برای تقویت ستون می توان جداره آن را با ورقهای تقویتی پوشاند. در این روش استفاده از ورق تقویتی در محل اتصال صلب تا حدود ۲۰٪ ارتفاع ستون، به میزان قابل ملاحظه ای تغییر شکلهای ستون را کاهش می دهد لذا بعنوان دومین ارجحیت از دیدگاه اقتصادی پس از استفاده از سخت کننده می توان به تقویت ستون در محل اتصال تیر بصورت موضعی پرداخت. ورق تقویتی فوق الذکر بر روی بال ستون در محل اتصال نصب می گردد که اتصال آن به بال ستون می تواند توسط جوش گوشه و یا جوش گوشه توام با جوش کام یا انگشتانه صورت گیرد.

۴- عملکرد صلب اتصال تیر به ستون در صورت عدم استفاده از ورق سخت کننده چندان اطمینان بخش نمی باشد و در اینصورت باید طراح احتمال نیمه صلب عمل کردن اتصال را در نظر داشته باشد. با توجه به تأثیر بسیار زیادی که صلبیت اتصال بر طراحی سازه دارد، این مسأله می تواند طرح تیرها و ستونها را تحت الشعاع خود قرار دهد.

۵- در قابهای صلب خمشی با ستونهای قوطی، در صورت عدم استفاده از ورقهای سخت کننده داخلی ستون، باید اثر تغییر شکلهای ایجاد شده در جداره ستون را در طراحی ستون لحاظ نموده و یا حداکثر تغییر شکل ایجاد شده در جداره ستون را با میزان حدی مجاز کنترل نمود که در این خصوص می توان با استفاده از نمودارهای شکل (۱۶) و یا رابطه (۱) حداقل ضخامت بال ستون را بدست آورد. که این مورد یکی از دستاوردهای اصلی این پژوهش می باشد و در آئین نامه های طراحی معمول به آن توجهی نگردیده است.

۶- در هنگام اجرای قابهای خمشی با ستونهای قوطی شکل باید حتی الامکان تمهیدات لازم جهت کاهش تغییر



کاهش شعاع ژیراسیون و افزایش لاغری ستون می گردد و در نتیجه ظرفیت باربری ستون کاهش می یابد که این مورد باید در هنگام طراحی مورد توجه قرار گرفته و مقدار b بهینه انتخاب شود).

د- تا حد امکان ارتفاع تیر (d) بزرگ انتخاب گردد که در این حالت نیروهای کششی و فشاری حاصل از لنگر خمشی در اتصال صلب کاهش یافته و همچنین طول قسمت بارگذاری شده بال ستون افزایش می یابد و این موارد باعث کاهش تغییر شکل جداره ستون و در نتیجه افزایش صلیبیت اتصال می گردند.

شکلهای جداره ستون در محل اتصال صلب صورت گیرد که در این راستا پیشنهادات زیر ارائه می گردد:

الف- در صورت امکان از ورقهای سخت کننده داخلی ستون استفاده گردد و در صورتیکه به دلایل اجرایی امکان آن وجود نداشته باشد می توان از راه کارهای بعدی استفاده نمود.

ب- تا حد امکان ضخامت جداره ستون قوطی (t) (مخصوصاً ضخامت بال در تماس با اتصال صلب) بزرگ انتخاب گردد. در این حالت می توان بال ستون قوطی را در محل اتصال صلب توسط یک ورق دیگر تقویت نموده و به صورت موضعی ضخامت بال ستون را افزایش داد.

ج- در صورت امکان از مقاطع قوطی با عرض کمتر (b) (کوچکتر) استفاده گردد. (البته کم کردن عرض ستون باعث

مراجع

- with web opening-experimental study and finite element modeling", Journal of constructional steel research, 62, PP. 739-746.
10. Prasada Roa, D.V. and Satish Kumar, S.R., (2006), "RHS beam-to-column connection with web opening-parametric study and design guidelines", Journal of constructional steel research, 62, PP. 747-756.
11. Goswami, R. and Murty, C.V.R., (2010), "Externally reinforced welded I-Beam-to Box-Column seismic connection", Journal of Engineering Mechanics ASCE, Vol. 136, No.1, PP. 23-30.
12. Torabian, S., Mirghaderi, S. R. and Keshavarzi, F., (2012), "Moment-connection between I-beam and built-up square column by a diagonal through plate", Journal of constructional steel research, 70, pp. 385-401.
13. ANSI/AISC 341-10 (2010), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
1. ANSI/AISC 360-10 (2010), "Specification for structural steel buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
2. Kato, et al., (1981), "Design of RHS Connections using Beam Stiffener Plates", Journal of Structural Division, ASCE, 107(03), pp 1304-1318.
3. Settleco, P., (1981), "Pinned I Beam to RHS Columns with Stiffeners", Journal of Structural Division, ASCE, 107(07), pp 2214-2227.
4. Butter worth, J., (1995), "Finite Element Analysis of Structural Steelwork Beam to Column Bolted Connections", Construction Research Unit, University of Teeside, UK.
5. Cao, J.J., Packer, J.A. and Koteski, N., (1998), "Design Guidelines for Longitudinal Plate to HSS Connections", Journal of Structural Division, ASCE, 124(07), pp 784-791.
6. Miura, K. and Makino, Y. (2001), "Testing of beam-to-RHS column connections without weld access holes", Proceeding of 11th Int. offshore and Polar Engineering Conference, Stranger, Norway.
7. Koteski, N. and Packer, J.A., (2003), "Longitudinal Plate and Through Plate-to-Hollow Structural Section Welded Connections", Journal of Structural Division, ASCE, 129(04), pp 478-486.
8. Chen, C.C., Lin, C.-C. and Tasi, C.-L. (2004), "Evaluation of reinforced connection between steel beams and box columns", Engineering Structures, 26, PP. 1889-1904.
9. Satish Kumar, S.R. and Prasada Roa, D.V., (2006), "RHS beam-to-column connection

