



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

نشریه علمی و پژوهشی

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

سازه و فولاد

دانشگاه تربیت مدرس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر علی اکبر آقا کوچک
دانشگاه صنعتی اصفهان	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مجتبی ازهری
دانشگاه ماینز آلمان	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حسین باقرنژاد
دانشگاه علم و صنعت ایران	(استاد مهندسی عمران)	دکتر ابراهیم ثنایی
دانشگاه تربیت مدرس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر فرهاد دانشجو
دانشگاه فنی شیراز	(استاد مهندسی عمران)	دکتر رضا رازانی
دانشگاه تهران	(دانشیار مهندسی عمران)	دکتر مجید صادق آذر
دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی	(دانشیار مهندسی عمران)	دکتر سعید صبوری
دانشگاه اوهایو آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حجت عادل
انستیتوی تکنولوژی فدرال سوئیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مهدی فرشاد
استادبازنشسته دانشگاه امیرکبیر	(استاد مهندسی عمران)	پروفسور آرک مگردیچیان
دانشگاه علم و صنعت	(استاد مهندسی مواد)	دکتر شمس‌الدین میردامادی
دانشگاه کالیفرنیا جنوبی آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر فرزاد نعیم
دانشگاه تهران	(استاد مهندسی مکانیک)	دکتر سید احمد نور بخش
دانشگاه ساری انگلیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر هشیار نوشین

نشانی:

تهران، بزرگراه رسالت، خیابان شهید
کابلی، پلاک ۱۰، واحد ۱۰

تلفن:

۸۸۴۶۹۰۰۴-۸۸۴۲۹۴۳۸

پایگاه اینترنتی:

www.iss.ir

پست الکترونیکی:

info@iss.ir

صفحه‌آرایی: حورا حاجی محمد شفیع
لیتوگرافی و چاپ:

سازه و فولاد

اعتبار علمی و پژوهشی

کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران در تاریخ ۱۳۸۳/۱۱/۳ موافقت خود در خصوص اعطای درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران را طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود و طی نامه شماره ۳/۱۱/۸۴۴ مورخ ۸۸/۵/۱۲ مجوز تمدید درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد اعطا گردید.

سال هفتم - شماره‌ی یازدهم

بهار و تابستان ۱۳۹۱

فهرست

۲.....انجمن سازه‌های فولادی ایران.....

۵مطالعه تحلیلی نحوه انتقال برش در ناحیه اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی فولادی جوشی
An Analytical Study on Shear Transferring in Beam to Column Connections of Welded Steel Moment Frames

مه‌بان ارغوانی، مسعود خزایی پول، منصور ضیائی فر

۱۵تحلیل خسارت قاب‌های خمشی فولادی به روش بار افزون
Damage analysis of steel moment frames using pushover method

علیرضا حبیبی، سید محمد امیدوار

۲۷اتصال صلب تیر I به ستون قوطی بدون ورق پیوستگی داخلی برای اجرا به روش ستون درختی
I_Beam to Box_Column Rigid Connection without Internal Continuity Plate For Column-Tree Construction

محمد رضا صدیقان کاشانی، علی اکبر آقاچوک

۳۹تعیین ضریب رفتار سیستم مهاربندی دروازه‌ای با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی، IDA
Determination of response modification factor, R, for gate bracing system using Incremental Dynamic Analysis method (IDA)

ساسان عزت شعار، نادر فنائی

۵۱مکان‌یابی بهینه بادبندها در قابهای فولادی با استفاده از روش الگوریتم ژنتیک
Topology Optimization of Bracing in Steel Frames by Genetic Algorithm

امیر مقدم تبریزی

یادداشت فنی

۶۱بررسی تغییر شکل های جداره ستون قوطی در ناحیه اتصال صلب به تیر
Study of box column face deformations in the zone of rigid connection to beam

محمد علی هادیان فرد

۷۳رابطه‌ای برای محاسبه سختی اتصالات خورجینی در راستای قائم
A Formula for calculating vertical stiffness of Khorjeeni connections

صادق گریوانی، علی اکبر آقاچوک

۸۳شیوه نگارش.....

۸۵فرم عضویت.....

به نام خالق هستی

فولاد به عنوان مصالحی با مقاومت و دوام بالا و قابلیت شکل‌پذیری از دیر باز نقش عمده در شکل‌گیری تمدن بشری ایفا کرده است، در جوامع مسلمانان نیز بر اساس توصیفات که در قرآن کریم از فولاد به عمل آمده و از آن به عنوان مصالحی با مقاومت بسیار بالا که منفع فراوانی برای مردم دارد یاد شده، همواره از جایگاه خاصی برخوردار بوده است.

امروز با وجود تولید مصالح جدید و پیشرفت‌های که در این زمینه حاصل شده فولاد کماکان به دلیل اقتصادی بودن و سهولت به کارگیری و سایر خصوصیات مثبت توانسته موقعیت خود را در صنایع حفظ کند. به ترتیبی که روز به روز بر مصرف آن در جهان افزوده شده است به طوری که مصرف سرانه فولاد در هر کشور به عنوان شاخصی از توسعه یافتگی آن کشور مطرح است. ایران نیز به عنوان کشوری در حال توسعه با هرم جمعیتی خاص که نیاز روز افزونی به مسکن دارد با مصرف رو به رشد فولاد مواجه است به طوری که مصرف فولاد در بخش عمران و صنعت در کشور ما به رقمی حدود هشت میلیون تن در سال می‌رسد و این روند روبه رشد وجود نهادهایی را می‌طلبد که بر رخدادهای و اقدامات زیر نظارت داشته و آن را به انجام برسانند:

۱. تدوین روش‌های نوین و ارتقای دانش فنی در زمینه سازه‌های فولادی
۲. مدیریت، سامان‌دهی و تعیین راهبردهای تحقیقاتی با توجه به نیاز کشور
۳. اصلاح و توسعه آیین‌نامه‌های مرتبط
۴. رفع اشکالات جامعه مهندسی و به روز نگه داشتن دانش آموختگانی که سال‌ها از دانشگاه دور بوده اند در تمامی زمینه‌های طراحی، نظارت و اجرا.
۵. وارد کردن مباحث اجرایی و کاربردی در دوره‌های دانشگاهی و تقویت ارتباط دانشگاه و صنعت.
۶. تکمیل آموزش در سطوح مختلف نظیر کارگران، استادکاران، فن‌ورزان، راه‌های میانی و سطوح عالی.

در این راستا با همت اساتید محترم دانشگاهی عضو انجمن در مورخ ۸۳/۱۱/۳ از طریق کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران مجوز علمی و پژوهشی مجله سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران به شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ صادر شد.

بدینوسیله از کلیه مهندسين و پژوهشگران محترم دعوت می‌شود که با ارسال مقالات علمی پژوهشی خود ما را در تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران



مطالعه تحلیلی نحوه انتقال برش در ناحیه اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی فولادی جوشی

مه‌بان ارغوانی^۱، مسعود خزایی پول^۲، منصور ضیائی‌فر^۳

چکیده

در این تحقیق به کمک روش المان محدود، به بررسی نحوه انتقال برش از تیر به ستون در قاب‌های خمشی فولادی، پرداخته شده است. نمونه‌هایی از اتصال جوشی تیر به ستون با جزئیات‌بندی‌های متفاوت، به صورت المان محدود و با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و نیز دادن اجازه کمانش به سیستم، مدل‌سازی گردیده است. نمونه‌های مورد بررسی تحت بارگذاری بار-افزا (Push-Over) قرار گرفته و نتایج حاصله، مورد بحث و بررسی قرار گرفته اند. نتایج تحلیلی نشان می‌دهند که انتقال برش در این نوع اتصالات، بر اساس تئوری تیر برنولی (که بر آن اساس قسمت عمده برش توسط جان مقطع منتقل می‌شود)، صورت نگرفته، و وجود اتصال جان تیر به ستون برای انتقال سهم عمده نیروهای برشی، الزامی نیست. در این نوع اتصالات، پس از شکل‌گیری میدان‌های قطری کششی و فشاری در جان تیر، این مجموعه در کنار بال فشاری و کششی تیر، به صورت یک خرپا عمل نموده، و سبب انتقال برش از تیر به ستون می‌گردد.

کلمات کلیدی

قاب خمشی فولادی، اتصال تیر به ستون، انتقال برش، روش المان محدود، تحلیل غیرخطی

An Analytical Study on Shear Transferring in Beam to Column Connections of Welded Steel Moment Frames

M.Arghavani¹, M.Khazaei-Poul², M.Ziyaeifar³

ABSTRACT

Beam-column connections in steel frames have been traditionally designed by using classical Euler-Bernoulli beam theory which leads to the assumption that the flanges transfer moment while the web connection primarily resists the shear forces. On the other hand, lessons from the past earthquakes imply that some steel connections with weak web connections have adequate performance in transferring shear forces. It is probable that the truss mechanism in such systems helps in transferring shear forces. This mechanism can work without web connection to column face. This work presents the results of finite element analyses of three types of welded beam-column connections subjected to bending and shear forces of beam in the range of nonlinear behavior of materials and inelastic buckling of the cross section. In the first and second model, connection is based on welding flanges of the beam to the face of the column and in the third model; both web and flanges of the beam are connected to the column. The location of plastic hinge of the beam from the face of the column is studied in each case. It is observed that shear transferring capacity of the first and second models are much higher than expected based on the classical Euler-Bernoulli beam theory.

Key Word

Steel moment frame, Beam column connections, Shear Transferring, Finite element method, nonlinear analysis

۱ و ۲. کارشناس ارشد سازه-زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران ۱۹۳۹۵، ایران
m.arghavani@iiees.ac.ir , m.khazaei@iiees.ac.ir
۳. دانشیار، سازه-زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران ۱۹۳۹۵، ایران ، mansour@iiees.ac.ir



رفتار سازه‌های فولادی در برابر بارهای لرزه‌ای به طور مستقیم وابسته به عملکرد اتصالات آن‌ها در انتقال نیروهای برشی و خمشی است. برای طراحی اتصالات خمشی تیر به ستون در سازه‌های فولادی از تئوری کلاسیک تیرها استفاده می‌شود، که بر آن اساس، در مقاطع H شکل مقدار عمده‌ای از نیروهای خمشی به وسیله بال‌های تیر و مقدار نسبتاً کمی از طریق جان تیر به ستون منتقل می‌گردد. در انتقال برش در این نوع اتصالات، بخش عمده‌ای از برش توسط جان تیر انتقال می‌یابد و مقدار کمی که حدوداً زیر ۱۰ درصد است، توسط بال‌ها انتقال پیدا می‌کند. بنابراین اتصال جان تیر به ستون برای انتقال برش در اتصالات خمشی تیر به ستون از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. به عبارت دیگر، اگر اتصال جان تیر به ستون حذف گردد، مقدار زیادی از ظرفیت برشی سیستم کاسته می‌شود. از سوی دیگر، تجارب زلزله‌های گذشته مواردی از اتصالات تیر به ستون را نشان داده است، که درحالی‌که تنها بین بال تیر و ستون اتصال قابل قبولی وجود داشته، و اتصال جان تیر به صورت مطلوب نبوده، در مقابل زلزله عملکردی بهتر از حد مورد انتظار، از خود نشان داده‌اند. در نتیجه، این ایده که ضعف اتصال در قسمت جان تیر سبب تضعیف قابل توجه ظرفیت باربری سیستم می‌گردد، ممکن است با واقعیت انطباق کمتری داشته باشد.

در طی دهه‌های گذشته به خصوص بعد از زلزله نورتریج در سال ۱۹۹۴، مطالعات فراوانی برای بررسی رفتار اتصالات خمشی تیر به ستون انجام شده است. محققان ژاپنی مطالعات زیادی برای بررسی اثر دما بر روی عملکرد اتصالات فولادی جوشی، خصوصیات مکانیکی فلز مینا و جوش، اثرات هندسه جوش و جزئیات آن، بر اساس آزمایش‌های دینامیکی انجام داده‌اند [۱]. به علت ضعف‌های فراوان اتصالات در سازه‌های فولادی در زلزله نورتریج و کوبه، محققان آمریکایی مطالعات وسیعی برای پیدا کردن راه حلی برای تقویت و بازسازی اتصالات موجود در قاب‌های خمشی فولادی و همچنین طراحی اتصالات با

آسیب پذیری کمتر در مقابل بارهای لرزه‌ای انجام داده‌اند، که بر اساس این مطالعات، ایده‌های جدیدی برای اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی پیشنهاد شده است [۲]. اتصالات فولادی عموماً بر اساس تئوری کلاسیک تیرها که بر مبنای تئوری تیر برنولی می‌باشد و بر اساس آن، مقطع تیر بعد از خمش به صورت صفحه باقی می‌ماند، طراحی می‌شوند. در هر حال، کاربرد تئوری کلاسیک تیرها برای استفاده در طراحی اتصالات خمشی پس از زلزله نورتریج به چالش کشیده شده است. یوانگ و همکارانش نشان داده‌اند، که استفاده از ورق‌های سه گوش در زیر بال فشاری، می‌تواند از اصلاح جوش بال فشاری جلوگیری کند. آن‌ها همچنین نشان دادند که تئوری کلاسیک تیرها نمی‌تواند پیش‌بینی قابل اعتمادی از توزیع تنش در اتصالات خمشی جوشی داشته باشد [۳]. اعتبار استفاده از روابط ارائه شده در تئوری کلاسیک تیرها برای استفاده وسیع در طراحی اتصالات، توسط پوپوف و همکاران به طور کامل به چالش کشیده شده است [۴]. گل و همکاران برای طراحی اتصالات خمشی جوشی یک مدل خرابایی پیشنهاد دادند، که می‌تواند انتقال برش و خمش را در ناحیه اتصال به شکل واقع بینانه تری نسبت به روش‌های کلاسیک نشان دهد [۵]. لی مطالعاتی برای بررسی نحوه انتقال برش در اتصالات خمشی جوشی به صورت آزمایشگاهی و تحلیلی انجام داده، و نشان داده است که توزیع تنش در این نوع اتصالات، به طور قابل ملاحظه‌ای با تئوری کلاسیک تیرها متفاوت است [۶].

در این تحقیق، برای مطالعه دقیق‌تر نحوه انتقال برش از تیر به ستون در سازه‌های فولادی، به کمک برنامه المان محدود ANSYS، نمونه‌هایی از اتصال خمشی جوشی با جزئیات‌بندی‌های متفاوت اتصال تیر به ستون به صورت المان محدود و با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و نیز دادن اجازه کماتش به سیستم، مدل‌سازی گردیده است. نمونه‌های مورد بررسی تحت بارگذاری بار-افزا قرار گرفته و نتایج حاصله، بررسی شده‌اند. میزان شرکت‌پذیری جان در انتقال برش، بررسی ناحیه مفصل پلاستیک در



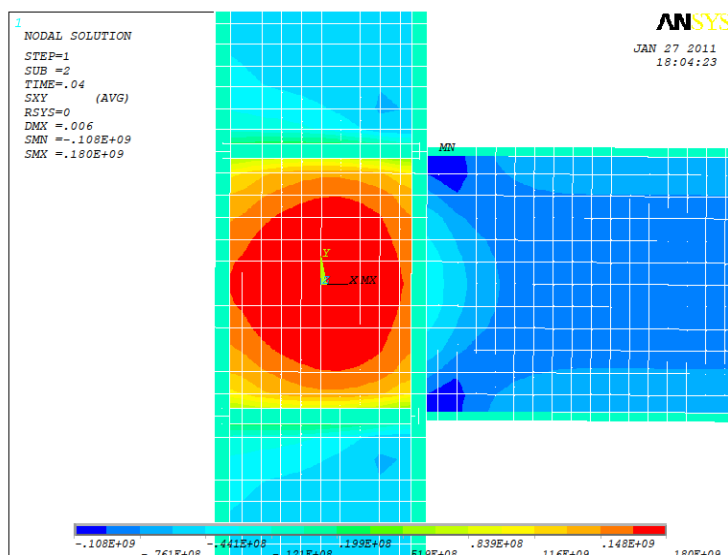
اتصالات خمشی فولادی در حالتی که اتصال جان تیر به ستون وجود داشته باشد، و یا حذف گردد، و نیز لزوم اتصال بین جان تیر و بال ستون در انتقال برش، مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- انتقال برش بر اساس تئوری کلاسیک تیرها

بر اساس تئوری کلاسیک تیرها، توزیع نیروهای برشی و خمشی در مقاطع فولادی H شکل، به گونه‌ای است که سهم عمده در انتقال لنگر خمشی بر عهده بال‌ها بوده و نقش اصلی جان، در انتقال برش و مقدار نسبتاً کمی از لنگر خمشی است. در این مقاطع، سهم جان در انتقال برش بین ۹۰ تا ۹۸ درصد است، و سهم بال در تحمل نیروهای برشی، ناچیز (در حدود ۲ تا ۱۰ درصد) است، تا جایی که

در طراحی اتصالات از سهم بال در تحمل و انتقال برش صرف نظر شده، و فرض می‌گردد که تمام نیروی برشی توسط جان انتقال می‌یابد [۷]. در شکل (۱) توزیع تنش‌های برشی در یک مدل المان محدود از اتصال تیر به ستون با مقطع H شکل در یک قاب فولادی تحت بارگذاری برشی، نشان داده شده است. با فرض قبول کردن تئوری کلاسیک تیرها، باید توزیع تنش برشی در ارتفاع مقطع در محل اتصال نسبتاً یکسان باشد، اما همان‌طور که نتایج نشان می‌دهند، در این مدل توزیع تنش‌های برشی با تئوری تیر برنولی مطابقت ندارد.

۳- مطالعه تحلیلی

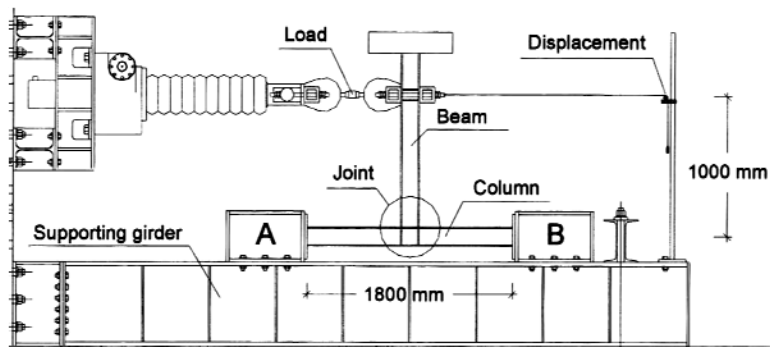


شکل (۱): توزیع تنش‌های برشی در اتصال تیر به ستون

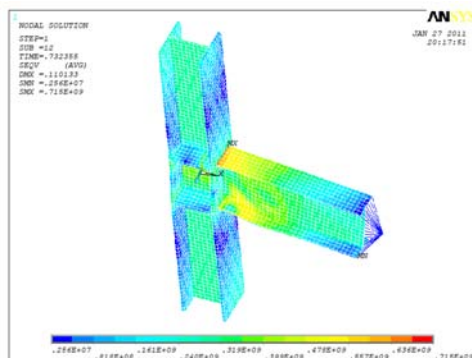
۳-۱- اعتبار سنجی نتایج تحلیلی

برنامه المان محدود مورد استفاده در این تحقیق، از طریق مقایسه یک مدل تحلیلی با یک مدل آزمایشگاهی از اتصال تیر به ستون فولادی، مورد اعتبار سنجی قرار گرفته است. مدل آزمایشگاهی انتخاب شده برای اعتبار سنجی مربوط به مطالعات انجام شده توسط النامل و همکاران است [۸]. چیدمان مدل آزمایشگاهی در شکل (۲) نشان داده شده است. در این نمونه آزمایشگاهی، مقطع تیر و ستون از نوع

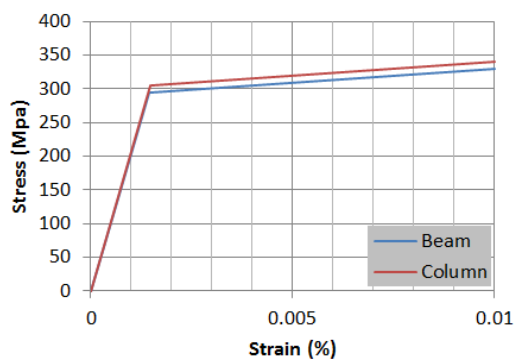
پروفیل استاندارد اروپایی IPE300 و HE240B است. در این نمونه طول تیر و ستون به ترتیب برابر با ۱ و ۰٫۹ متر می‌باشد. این مدل آزمایشگاهی به صورت المان محدود در نرم افزار ANSYS (Ver. 12)، مدل‌سازی شده است. المان مورد استفاده برای مدل‌سازی تیر و ستون از نوع پوسته‌ای ۱۸۱ (Shell-181) است. این المان به صورت چهار گره‌ای است، و هر گره از آن دارای سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی دورانی است.



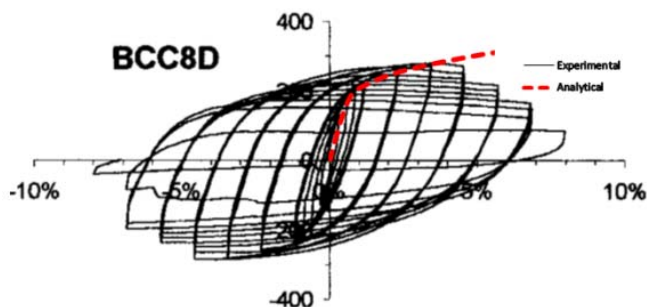
شکل (۲): چیدمان مدل آزمایشگاهی



شکل (۳): تنش‌های وان-میزر در نمونه تحلیلی



شکل (۴): منحنی تنش- کرنش مصالح فولادی در مدل المان محدود



شکل (۵): انطباق خوب بین نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی

۳-۲- بررسی نقش جان بر روی انتقال برش

پس از اطمینان از اعتبار نتایج تحلیلی، نمونه‌هایی از اتصال تیر به ستون به منظور بررسی مکانیزم انتقال برش در ناحیه اتصال به صورت المان محدود مورد بررسی قرار گرفت. در این مدل‌ها، مکانیزم انتقال برش در اتصالات خمشی فولادی، اثر نحوه اتصال جان تیر به ستون بر ظرفیت برشی سیستم و همچنین میزان شرکت‌پذیری جان در انتقال برش مورد بررسی قرار گرفته است. با توجه به استفاده گسترده از سیستم قاب خمشی فولادی در ساختمان‌های با ارتفاع کوتاه به عنوان سیستم باربر جانبی، نمونه‌های تحلیلی مورد بررسی در این تحقیق از قاب خمشی فولادی موجود در شکل (۶-الف) انتخاب شده است. در مدل المان محدود، تنها قسمتی از قاب که در شکل (۶-ب) نشان داده شده، مدل‌سازی گردیده است. در این مدل با فرض تشکیل مفصل پلاستیک در وسط طول تیر و ستون تحت بار جانبی، در مدل المان محدود نصف طول تیر و ستون مدل‌سازی گردیده است. همچنین در این مدل، از اثرات نیروی محوری صرف نظر شده است (شکل (۶-ب)). مقطع ستون‌ها و تیر نشان داده شده در شکل (۶)، به ترتیب از نوع پروفیل استاندارد اروپایی IPB300 و IPE300 در نظر گرفته شده است. اتصال تیر به ستون‌ها به صورت خمشی با جوش کامل نفوذی و با سه نوع جزئیات بندی متفاوت انتخاب شده، که جزئیات دقیق آن در شکل (۷) نشان داده شده است.

در نمونه S1، بال و جان تیر به طور کامل به بال ستون، و با جوش نفوذی کامل متصل شده است (شکل (۷-الف)). در نمونه S2، اتصال تیر به ستون تنها از طریق بال تیر صورت گرفته است، و جوش جان تیر به ستون از سیستم حذف شده است (شکل (۷-ب)). در نمونه S3 اتصال تیر به ستون تنها از طریق بال تیر مانند نمونه S2 صورت گرفته است. البته باید توجه شود که در نمونه S3 همان‌طور که در شکل (۷-پ) مشاهده می‌شود، بخشی از جان تیر نیز حذف شده است (شکل (۷-ب)).

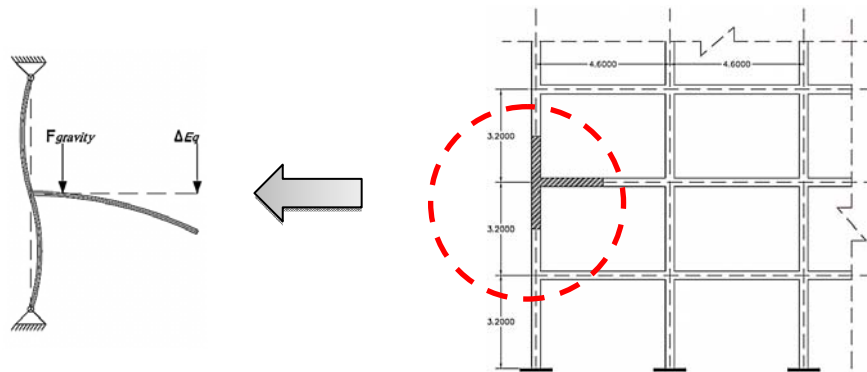
این نوع از المان برای مدل‌سازی ورق‌ها و پوسته‌ها مناسب می‌باشد. از ویژگی‌های مهم این نوع المان می‌توان به کاربرد آن در محدوده‌های خطی و غیرخطی، و نیز دوراها و کرنش‌های بزرگ غیرخطی اشاره نمود. ابعاد المان‌ها نیز به گونه‌ای انتخاب شده است که، با کوچکتر شدن ابعاد المان، تغییر قابل ملاحظه‌ای در نتایج تحلیل ایجاد نشود. رفتار مصالح استفاده شده در مدل المان محدود، به صورت رفتار خمیری سخت شونده سینماتیک^۱ و به صورت مستقل از سرعت^۲ در نظر گرفته شده است. در این نوع رفتار، از مدل بسلینگ استفاده شده، و اثر بوشینگ نیز در نظر گرفته شده است.

بر اساس نتایج تست کشش انجام شده بر روی مصالح فولادی، مقدار متوسط تنش تسلیم برای مقطع تیر و ستون به ترتیب برابر با ۲۹۵ و ۳۰۵ مگاپاسگال است. همچنین مدول الاستیسیته برای مقطع تیر و ستون برابر با 2.05×10^{11} نیوتن بر متر مربع است. در مدل تحلیلی مقدار سخت شوندگی مصالح فولادی یا همان سختی ثانویه برابر با ۲٪ سختی اولیه فرض شده است. مدل دو خطه نمودار تنش-کرنش مورد استفاده در تحلیل المان محدود برای مصالح در شکل (۳) نشان داده شده است.

نوع تحلیل انجام شده در این تحقیق، از نوع تحلیل غیر خطی با تغییر مکان‌های بزرگ است. نوع بارگذاری وارد بر نمونه به صورت کنترل-تغییر مکان بوده، و با اعمال تغییر مکان در انتهای تیر صورت گرفته است. در شکل (۴) وضعیت تنش‌های وان-میزز و وضعیت تغییر شکل مدل تحلیلی نشان داده شده است. در مدل تحلیلی بیشینه تنش‌های به وجود آمده در محل اتصال تیر به ستون قابل مشاهده است. مقایسه منحنی نیرو-تغییر مکان مدل المان محدود و مدل آزمایشگاهی در شکل (۵) نشان داده شده است. نتایج نشان‌دهنده آن است که مدل المان محدود، ظرفیت سختی سیستم را به خوبی برآورد کرده است.

¹Kinematic Hardening plasticity

²Rate Independent



الف: قاب خمشی با اتصال جوشی

ب: مدل انتخاب شده برای مدل‌سازی المان محدود

شکل (۶): انتخاب مدل تحلیلی

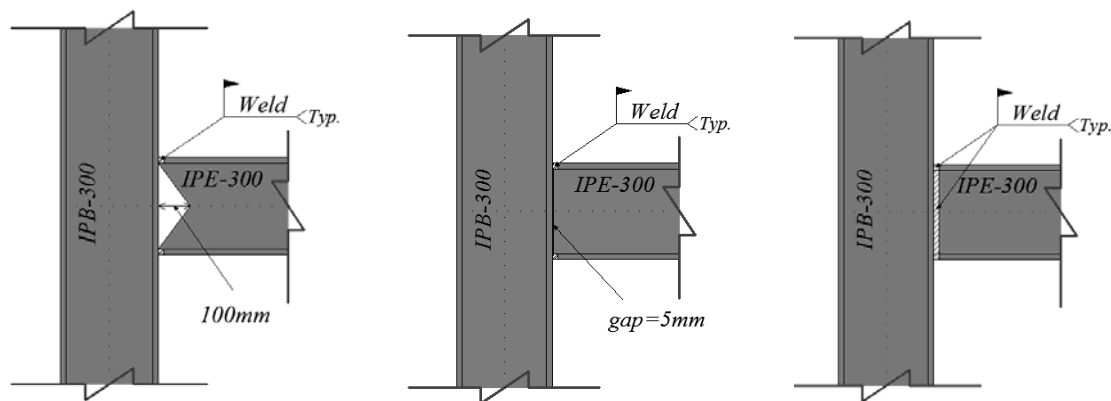
انجام شده بر روی سه نمونه، از نوع تحلیل غیر خطی با تغییر مکان‌های بزرگ است. در مرحله بارگذاری ابتدا بار ثقلی به صورت کنترل-نیرو اعمال گردیده، و در مرحله بعد بار جانبی به صورت کنترل-تغییر مکان به انتهای تیر اعمال شده است.

۳-۳- تفسیر نتایج

نمودار نیرو- تغییر مکان برای سه نمونه مورد بررسی S1، S2 و S3 (در شکل ۸) نمایش داده شده است. در بین این نمونه‌ها، نمونه S1 دارای بیشترین ظرفیت است. منحنی نیرو- تغییر مکان نمونه‌ها نشان دهنده این پدیده است که، با حذف اتصال بین جان تیر و ستون (نمونه S2)، و حتی حذف بخش وسیع‌تری از ناحیه جان (نمونه S3)، به میزان کمی از ظرفیت سیستم کاسته می‌شود. با حذف اتصال جان تیر به ستون در نمونه S2 ظرفیت و سختی سیستم نسبت به نمونه S1 به طور تقریبی به ترتیب به میزان ۷ و ۵٫۵ درصد و در نمونه S3 به ترتیب به میزان ۹ و ۱۵ درصد نسبت به نمونه S1 کاهش یافته است. همانطور که مشاهده می‌شود تئوری تیر برنولی در این نوع اتصال، نمی‌تواند برآورد قابل اعتمادی از ظرفیت این نوع سیستم داشته باشد. بر اساس تئوری کلاسیک تیرها، نمونه‌های S2 و S3 حداکثر، توانایی تحمل ۱۰٪ نیروی برشی نمونه S1 را، به علت حذف اتصال جان تیر به ستون دارند. این در حالی است که، نتایج تحلیلی ظرفیت بیشتری را برای نمونه‌های S2 و S3 نشان می‌دهند.

مدل‌های مورد بررسی در نرم افزار ANSYS مدل‌سازی شده‌اند. به منظور مدل‌سازی تیرها و ستون‌ها، از المان پوسته‌ای ۱۸۱ (Shell181)، و برای ایجاد مفصل خمشی در انتهای دو ستون از المان MPC184، استفاده شده است. به منظور جلوگیری از ایجاد تمرکز تنش در محل اعمال بار ثقلی در تیر، از المان Coupling استفاده شده است. با استفاده از این قابلیت، بار به صورت یکنواخت بر روی گره‌هایی که در موقعیت ۵۰ سانتیمتری تیر قرار دارند، اعمال شده است. رفتار مصالح استفاده شده در مدل المان محدود، به صورت رفتار خمیری سخت شونده سینماتیک دو خطه و به صورت مستقل از سرعت در نظر گرفته شده است. تنش تسلیم برای تیرها و ستون‌ها در هر سه نمونه به صورت یکسان، و برابر با ۲۴۰ مگاپاسگال فرض شده است. در مدل‌های تحلیلی، مدول الاستیسیته برای تیرها و ستون‌ها نیز، یکسان و برابر با 2.05×10^{11} نیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شده است. همچنین در تمام مدل‌ها، مقدار سخت شوندگی مصالح فولادی (سختی ثانویه) برابر با ۲٪ سختی اولیه فرض شده است. به منظور در نظر گرفتن اثرات بار ثقلی در نمونه‌ها، بار ثقلی برابر با ۸۵ کیلو نیوتن و در فاصله ۵۰ سانتیمتری محور ستون‌ها (در حدود ۰٫۱ طول دهانه قاب)، و به صورت محوری (با فرض عرض بارگیر ۵ متر و بار گسترده کف طبقات برابر با ۸ کیلو نیوتن بر متر مربع)، اعمال گردیده است. همچنین بار جانبی نیز در انتهای تیر، و به صورت بار افزا، مطابق شکل (۷-ب) پس از اعمال بار ثقلی وارد شده است. نوع تحلیل



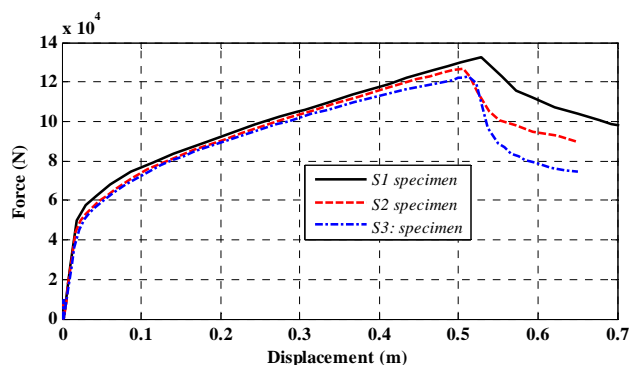


الف: نمونه S1: اتصال کامل بال و جان تیر به ستون با جوش نفوذی کامل
 ب: نمونه S2: اتصال بال تیر به ستون با جوش نفوذی کامل و حذف جوش جان
 پ: نمونه S3: اتصال کامل بال تیر به ستون با جوش نفوذی کامل و حذف بخشی از جان

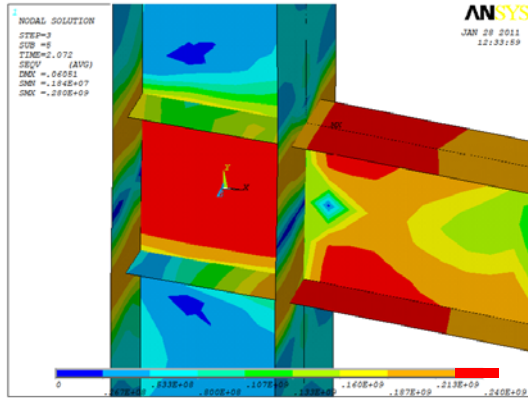
شکل (۷): جزئیات مدل‌های تحلیلی

قابل توجه در این نمونه‌ها، عدم کاهش قابل توجه ظرفیت سیستم، در اثر حذف اتصال بین جان تیر و بال ستون است. با توجه به رفتار بهتر از حد انتظار نمونه‌های S2 و S3 می‌توان این طور استنباط نمود، که تئوری تیر کلاسیک یا همان تئوری تیر برنولی که بر اساس آن بخش زیادی از انتقال برش به وسیله جان صورت می‌گیرد، در این ناحیه دارای کارایی لازم نیست. بر اساس این تئوری ظرفیت نمونه‌های S2 و S3، باید در حدود ۱۰ درصد ظرفیت نمونه S1 باشد، اما نتایج المان محدود خلاف این را، نشان داده است. در شکل‌های (۹-الف)، (۹-پ) و (۹-ث) کانتور تنش‌های اصلی برای سه نمونه مورد مطالعه، نشان داده شده است. توزیع تنش‌های اصلی در جان تیر در

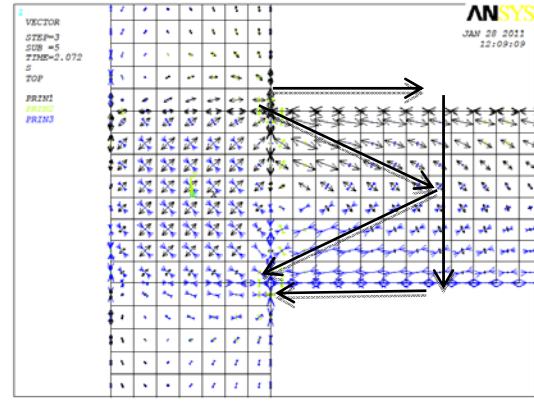
در شکل (۹) وضعیت تنش‌های وان میزز و کانتور تنش‌های اصلی در سه نمونه‌ی S1، S2 و S3 در تغییر مکان جانبی نسبی ۲٫۵ درصد نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می‌شود، تمامی نمونه‌ها در این تغییر مکان به حد تسلیم خود رسیده‌اند. در نمونه S1 که جان تیر به بال ستون با جوش متصل شده است، بال و جان به طور کامل وارد ناحیه پلاستیک شده‌اند. این مسأله، نشان دهنده تسلیم کامل مقطع تیر تحت نیروهای وارده است (شکل ۹-ب)). ناحیه پلاستیک در نمونه S2 در قسمت بال تیر و بخش کمی از جان تیر تشکیل شده است. در نمونه S3 نیز ناحیه پلاستیک مشابه با نمونه S2 است. در تمام نمونه‌ها طول مفصل پلاستیک در بال تیر، تقریباً برابر است. مسأله مهم و



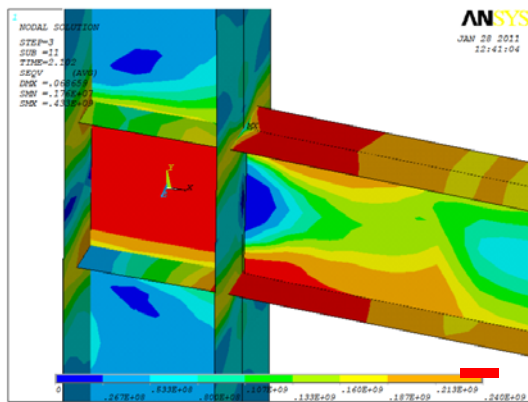
شکل (۸): مودار نیرو- تغییر مکان برای نمونه‌های S1، S2 و S3



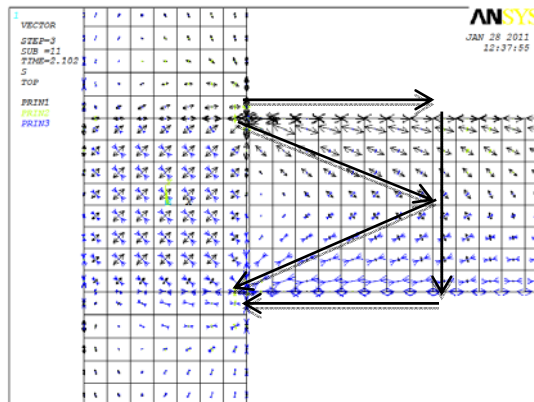
ب: وضعیت تنش‌های وان میز در نمونه S1
در تغییر مکان نسبی ۲,۵ درصد



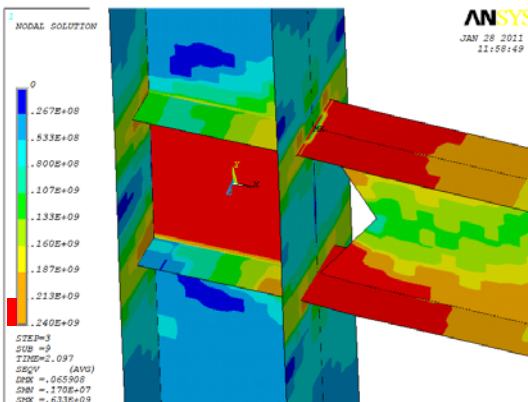
الف: کانتور تنش‌های اصلی در نمونه S1
در تغییر مکان نسبی ۲,۵ درصد



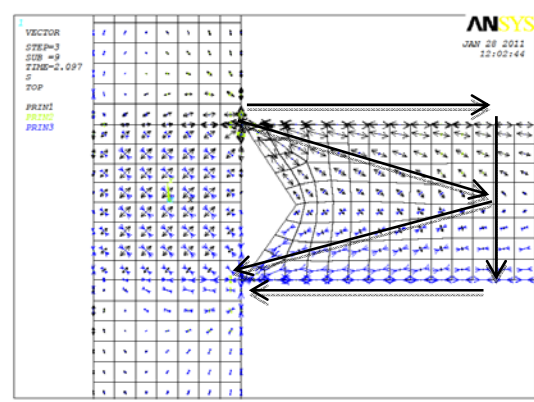
ت: وضعیت تنش‌های وان میز در نمونه S2
در تغییر مکان نسبی ۲,۵ درصد



پ: کانتور تنش‌های اصلی در نمونه S2
در تغییر مکان نسبی ۲,۵ درصد



ج: وضعیت تنش‌های وان میز در نمونه S3
در تغییر مکان نسبی ۲,۵ درصد



ث: کانتور تنش‌های اصلی در نمونه S3
در تغییر مکان نسبی ۲,۵ درصد

شکل (۹): وضعیت تنش‌های وان میز و کانتور تنش‌های اصلی در نمونه‌های مورد بررسی

نمونه S1، نشان دهنده آن است که بخشی از نیروی برشی در محل اتصال، بر اساس میدان‌های کششی و فشاری در جان تیر انتقال یافته است. در واقع، جان و بال‌های فشاری و کششی، همانند یک خرپا در این ناحیه برش را انتقال داده‌اند (شکل (۹-الف)). ظرفیت بیش از انتظار نمونه S2 را نیز می‌توان با شکل‌گیری میدان‌های کششی و فشاری در ورق جان تیر و ایجاد مکانیزم خرابایی در تیر برای انتقال برش توجیه نمود. میدان‌های کششی قطری به وجود آمده در حالت S1 به علت وجود اتصال بین جان تیر و بال ستون، زاویه‌ای در حدود ۴۵ درجه دارد. ولی در نمونه S2 به علت حذف اتصال، زاویه میدان‌های کششی نسبت به محور افقی کاهش یافته است. این پدیده سبب کاهش ظرفیت نمونه S2 نسبت به نمونه S1 شده است. در نمونه S3 با وجود حذف بخشی از جان، میدان‌های کششی و فشاری در امتداد قطری ورق جان و با شیب کمتری نسبت به نمونه‌های S1 و S2 شکل گرفته‌اند. بر اساس این نتایج، می‌توان مشاهده نمود که در اتصال تیر به ستون، نیروهای برشی با شکل‌گیری میدان‌هایی کششی و فشاری قطری در جان تیر و تشکیل مکانیزم خرابایی در ناحیه اتصال، انتقال پیدا می‌کنند.

نتیجه

در این مقاله، به صورت تحلیلی، به بررسی نحوه انتقال برش در اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی فولادی و همچنین بررسی نقش جان تیر در انتقال برش پرداخته شده است. نتایج تحلیلی نشان داده‌اند که انتقال برش در این نوع اتصالات، بر اساس تئوری تیر برنولی (که بر آن اساس قسمت عمده برش توسط جان مقطع منتقل می‌شود)، صورت نگرفته، و وجود اتصال جان برای انتقال سهم عمده نیروی برشی، الزامی نیست. پس از شکل‌گیری میدان‌های قطری کششی و فشاری در جان تیر، این مجموعه در کنار بال فشاری و کششی تیر، به صورت یک خرپا عمل نموده، و سبب انتقال برش بین تیر و ستون

می‌گردد. مهمترین نتایج حاصل از تحقیق انجام شده به شرح زیر است:

۱. نتایج حل المان محدود، ظرفیت و سختی نتایج آزمایشگاهی را، به خوبی برآورد کرده است.
۲. در اثر حذف اتصال جان تیر به بال ستون در اتصالات خمشی فولادی جوشی بررسی شده، ظرفیت و سختی سیستم کمتر از ۱۰ درصد کاهش یافته است.
۳. تأثیر جوش جان بر صلبیت اتصالات خمشی فولادی، ناچیز و کمتر از ۶ درصد است.
۴. ناحیه پلاستیک ایجاد شده در هر سه نمونه، تقریباً با طول یکسان، در بال تیر فولادی تشکیل شده است. در حالتی که اتصال جان تیر به ستون وجود داشته باشد، بخش‌هایی از جان تیر نیز وارد ناحیه پلاستیک شده و ظرفیت سیستم افزایش می‌یابد.
۵. انتقال برش در اتصالات تیر به ستون با مقاطع H شکل با مکانیزم خرابایی در ناحیه اتصال صورت می‌گیرد، به طوری که بال‌های فشاری و کششی به همراه میدان‌های فشاری و کششی قطری در جان، تشکیل یک خرپا را داده، و برش بدین نحوه انتقال می‌یابد.

مراجع

1. Nakashima, M.; Roeder, CW.; Maruoka, Y.; Steel moment frames for earthquakes in United States and Japan. Journal of Structural Engineering, ASCE 2000; 126(8):861-8.
2. SAC.; Seismic design criteria for new moment-resisting steel frame construction. Report No. FEMA 350. SAC Joint Venture, Sacramento, CA. 2000.
3. Lee, CH.; Uang, CM.; Analytical modeling of dual panel zone in haunch repaired steel MRFs. Journal of Structural Engineering ASCE 1997; 123(1):20-9.
4. Popov, EP.; Yang, TS.; Balan T.; Steel MR connection design critically reviewed. In: Proceedings of EERC-CUREe symposium in honor of Vitelmo V. Bertero. 1997.
5. Goel, SC.; Stojadinovic, B.; Lee, KH.; Truss analogy for steel moment connections. Engineering Journal AISC 1997; 34(2):43-53.

6. Choel-Ho, Lee.; Review of force transfer mechanism of welded steel moment connections, Journal of Constructional Steel Research 62 (2006) 695–705.
7. Gere, JM.; Timoshenko, SP.; Mechanics of materials. Monterey (CA): Brooks/Cole Engineering Div.; 1984.
8. Mele, E.; Calado, L.; De Luca, A.; Experimental Investigation on European Welded Connections, Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 10, October 1, 2003.
9. Chen, W.; Zhang, H.; Structural plasticity theory, problems, and CAE software, Springer-Verlag New York Inc (1991).



تحلیل خسارت قاب‌های خمشی فولادی به روش بار افزون

علیرضا حبیبی^۱، سید محمد امیدوار^۲

چکیده

شاخص‌های خسارت زیادی در سالهای اخیر جهت تخمین خسارت وارد بر سازه تحت اثر زمین لرزه، توسعه یافته‌اند که اغلب از پارامترهای متفاوت برای ارزیابی خسارت سازه استفاده می‌کنند. هدف از این تحقیق، توسعه یک روش جدید بر اساس نتایج روش بار افزون جهت ارزیابی خسارت سازه‌های فولادی می‌باشد. به این منظور چندین قاب خمشی در نظر گرفته می‌شود و تحلیل خسارت غیر ارتجاعی تحت اثر رکوردهای مختلف زمین لرزه، بر روی آنها انجام می‌شود. سپس بر روی همه‌ی قاب‌ها تحلیل استاتیکی غیر خطی (تحلیل بار افزون) انجام می‌شود و نقاط عملکردی با استفاده از روش طیف ظرفیت تعیین می‌شوند. با داشتن نقاط عملکرد، مقادیر شاخص‌های خسارت استاتیکی در این نقاط محاسبه می‌گردند. با بررسی رابطه بین شاخص‌های خسارت پیشنهادی در تحلیل استاتیکی غیر خطی و خسارت در تحلیل دینامیکی غیر خطی، معادلاتی برای تخمین خسارت وارد بر سازه براساس نتایج تحلیل بارافزون ارائه می‌شوند. به منظور ارائه یک روش موثر در تعیین وضعیت خسارت (عملکرد) سازه بوسیله معیار پیشنهادی، جدولی ارائه می‌شود.

کلمات کلیدی:

شاخص خسارت، قاب‌های خمشی فولادی، تحلیل بار افزون، تحلیل دینامیکی غیر خطی

Damage analysis of steel moment frames using pushover method

Alireza Habibi, Mohamad Omidvar

ABSTRACT

To estimate amount of damage to structure subjected to an earthquake, various damage indices have been developed in recent years. Results of dynamic analysis are usually used to evaluate damage to structure in these indices. The objective of this study is to develop a new method to evaluate damage to steel structures based on the results of pushover analysis. For this purpose, several steel moment resisting frames are considered and inelastic damage analysis is performed on them subjected to various earthquake records. Then nonlinear static analysis (pushover analysis) is performed on all the frames and performance points are determined using the capacity spectrum method. By having the performance points, the static damages are computed at these points. By evaluation correlation between the damage index in nonlinear dynamic analysis and the damage indices in pushover analysis, some equations are present to estimate the damage to structure based on pushover results. In order to present an effective procedure in determining the structural damage by using proposed criterion, a table is presented.

Key words

damage index, steel moment frame, pushover analysis, nonlinear dynamic analysis

۱. استادیار گروه عمران؛ دانشگاه کردستان ar.habibi@uok.ac.ir

۲. دانشجوی کارشناسی ارشد سازه؛ دانشگاه کردستان. mo_str_eng@yahoo.com

سازه‌ها، یک روش ارزیابی خسارت ابداع کردند [۲]. پاول و الله‌آبادی خسارت سازه را مطابق رابطه ۱، بر اساس شکل‌پذیری پلاستیک معرفی کردند. این شاخص برای یک المان تعریف می‌شود و بوسیله روشهای وزنی، می‌توان آن را به عنوان شاخص طبقه و خسارت کل سازه نیز استفاده نمود [۳].

$$DI_{\mu} = \frac{u_{\max} - u_y}{u_{\text{mon}} - u_y} = \frac{\mu - 1}{\mu_{\text{mon}} - 1} \quad (1)$$

در رابطه (۱)، DI_{μ} اندیس خسارت شکل‌پذیری، u_{\max} تغییر مکان حداکثر، u_y تغییر مکان تسلیم، u_{mon} تغییر مکان نهایی، μ ضریب شکل‌پذیری و μ_{mon} ضریب شکل‌پذیری نهایی می‌باشد. شاخص آسیب‌پذیری دیگری توسط تعدادی از محققین ارائه شد که از سختی قبل و بعد از زلزله استفاده می‌کند. اوتانی و سوزن در آزمایش قاب‌های چند طبقه مشاهده کردند که اگر سازه در آزمایش اول در اثر زلزله شدیدی متحمل تسلیم بعضی از اعضا شود، تغییر مکان حداکثر بام در آزمایش اول و دوم بر روی این قاب برای زلزله خاصی مقادیر یکسانی دارد اما سختی سازه با افزایش تعداد بارگذاری‌ها کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر خسارت وارده به سازه در آزمایش دوم بیشتر از خسارت وارده به آن در آزمایش اول است [۴]. کلمبو و نگرو با بررسی منحنی‌های هیستریزس مصالح مختلف، علت اصلی در خسارت دیدن سازه‌ها با مصالح مختلف را در کاهش مقاومت دانستند [۵]. این محققین در ارائه شاخص خود، این پدیده را مد نظر قرار دادند و در ضمن شاخصی عمومی برای کلیه سازه‌ها، مستقل از نوع مصالح ارائه دادند و نتایج عددی حاصل از شاخص خود را با نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی مقایسه کردند. این شاخص بصورت رابطه ۲ می‌باشد.

$$D = 1 - \frac{M_{ac}}{M_{y0}} \quad (2)$$

که در این رابطه، D شاخص خسارت، M_{ac} لنگر تسلیم کاهش‌یافته و M_{y0} لنگر تسلیم کاهش نیافته می‌باشد. در سال ۱۹۸۴ پارک و همکارانش با ارائه شاخص خسارت که اثر تغییر شکل بارهای رفت و برگشتی را در نظر می‌گیرد،

شاخص‌های خسارت مختلفی در سالهای اخیر جهت پیش بینی میزان خسارت وار بر سازه در اثر زلزله، معرفی شده‌اند که هر کدام از آنها پارامترهای متفاوتی را برای مدل خسارت ساختمان بکار می‌گیرند. پارامترهای مختلفی که در محاسبه شاخص خسارت استفاده می‌شوند، شامل تغییر شکل پلاستیک، انرژی تلف شده عضو، خستگی چرخه‌ای و تغییرات در پارامترهای دینامیکی سازه مانند پریود طبیعی آن، می‌باشند. شاخص‌های خسارت اغلب به گونه‌ای نرمال می‌شوند که به ازای مقدار صفر هیچ خسارتی به سازه وارد نشده و به ازای مقدار ۱ شکست یا انهدام کلی سازه اتفاق می‌افتد. به عبارت دیگر شاخص خسارت در واقع یک کمیت عددی برای ارزیابی میزان خسارت وارد بر سازه می‌باشد. همچنین در یک شاخص خسارت ممکن است ترکیبی از یک یا چند پارامتر برای محاسبه آن استفاده شود. شاخص‌های خسارت آسیب‌پذیری ممکن است به صورت محلی (فقط برای یک عضو) یا بصورت کلی (برای کل سازه) تعریف شوند. اکثر شاخص‌های محلی آسیب‌پذیری، طبیعتی تجمعی دارند که وابستگی خسارت به دامنه و تعداد نوسان‌های بارگذاری را منعکس می‌کنند. از معایب اصلی بیشتر شاخص‌های محلی، نیاز به هماهنگ کردن ضرایب برای انواع سازه‌ها و فقدان مقیاسی مناسب برای درجات مختلف خسارت می‌باشد [۱]. شاخص کلی خسارت را می‌توان با میانگین‌گیری شاخص‌های محلی خسارت در کل سازه بدست آورد یا با مقایسه خواص مدی سازه قبل و بعد زلزله یا در حین زلزله محاسبه کرد. فعالیت‌های آسیب‌پذیری از دهه هفتاد با ارائه مدل‌های غیر خطی آغاز شد. تحقیقات زیادی در این خصوص انجام شده است که ذیلاً به تعدادی از مهمترین آنها اشاره می‌گردد.

در سال ۱۹۷۷ برترو و برسلر تعاریفی برای خسارت‌پذیری موضعی، خسارت‌پذیری کلی و خسارت‌پذیری تجمعی ساختمان‌ها ارائه کردند. این محققین در سال ۱۹۷۹ با استفاده از روش تحلیل استاتیکی



توابع آسیب‌پذیری را کامل کردند [۶]. در سال ۱۹۸۸ بایک مدل خود را برای ارزیابی خسارت قاب‌های فولادی در طول ارتفاع پیشنهاد داد [۷]. در این مدل تغییرشکل پلاستیک طبقات به عنوان معیار خسارت در نظر گرفته شده است و خسارت تجمعی بعد از N سیکل از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$D_i = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\Delta \delta_{pi}}{\delta_y} \right]^c \quad (3)$$

که در آن، D_i پارامتر خسارت تجمعی در طبقه i ام، δ_{pi} تغییرشکل پلاستیک در سیکل i ام، δ_y تغییرشکل تسلیم و c پارامتر بزرگی تغییرشکل پلاستیک می‌باشد. مطالعه تحقیقات انجام یافته قبلی در زمینه تخمین خسارت سازه‌ها، نشان می‌دهد که اغلب اندیس‌های خسارت توسعه یافته مبتنی بر نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی هستند. امروزه تحلیل بار افزون به عنوان روشی که می‌تواند ظرفیت سازه را مدل سازی کند و همچنین پیچیدگی بسیار تحلیل دینامیکی غیر خطی را ندارد، بسیار مورد توجه قرار گرفته است. در تحقیق حاضر به ارائه‌ی معیارهایی ساده و موثر برای ارزیابی میزان خسارت وارد بر سازه بر اساس تحلیل بار افزون پرداخته می‌شود. به این منظور با در نظر گرفتن تعدادی قاب خمشی فولادی، تحلیل خسارت تحت اثر چندین رکورد زلزله بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی انجام می‌شود. با مقایسه نتایج حاصل با نتایج حاصل از خسارت‌های پیشنهادی بر اساس روش بار افزون رابطه بین آنها تعیین می‌شود. در این راستا، معادلاتی جهت تخمین و پیش‌بینی خسارت وارد بر سازه ارائه می‌شوند. همچنین جدولی بر اساس معیارهای خسارت پیشنهادی تحقیق، جهت شناسایی سطوح خسارت و عملکرد سازه پیشنهاد می‌شود که می‌تواند بصورت موثر در عمل مورد استفاده قرار گیرد.

۲- روش پیشنهادی تحقیق

به منظور توسعه روش پیشنهادی تحقیق، ابتدا تحلیل خسارت به دو روش استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی بر روی سازه‌های مختلف تحت اثر چندین رکورد

زلزله انجام می‌شود. سپس رابطه‌ی بین خسارت‌های استاتیکی و خسارت دینامیکی تعیین شده و معادلاتی جهت تخمین خسارت وارد بر سازه بر اساس نتایج تحلیل بار افزون، ارائه می‌شوند. در این راستا لازم است ابتدا عملکرد سازه‌ها تعیین شود و سپس تحلیل خسارت در سطوح عملکردی مختلف انجام پذیرد. در ادامه نحوه تعیین عملکرد و شاخص‌های خسارت بکار رفته تشریح می‌گردد.

۲-۱- سطوح عملکرد

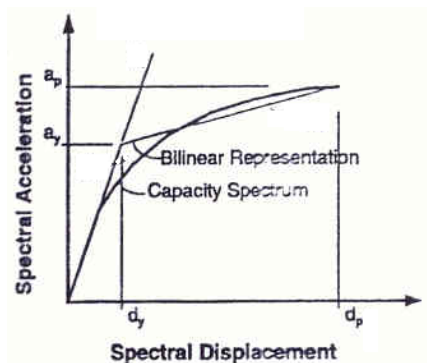
یک سطح عملکرد بیانگر محدوده‌ای از تخریب است که برای یک ساختمان مشخص و زلزله معین مناسب باشد. سطوح عملکردی برای اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای به صورت مجزا تعیین می‌شوند. بر اساس دستورالعمل FEMA273 [۸] برای اجزای سازه‌ای ۵ سطح عملکرد در نظر گرفته شده است که ۲ سطح بصورت میانی و ۳ سطح بصورت اصلی می‌باشد. در این تحقیق شاخص‌های خسارت بر اساس تحلیل بارافزون با سطوح عملکرد اصلی مقایسه می‌شود. سطوح عملکرد کلی ساختمان بصورت زیر تعریف می‌شوند:

۱- سطح عملکرد (OP): سطح عملکردی است که در آن ساختمان هیچ صدمه‌ای نمی‌بیند و یا کمترین آسیب به اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای وارد می‌شود. در این حالت ساختمان برای استفاده و بهره برداری طبیعی مناسب است.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بدون وقفه (IO): در این سطح عملکرد خسارت زیاد به اعضای سازه‌ای وارد نمی‌شود و این اعضا تقریباً تمام مقاومت و سختی پیش از زلزله خود را دارا هستند. اجزای غیرسازه‌ای ایمن هستند و کارایی خود را دارند. ساختمان برای اهداف مورد نظر قابل استفاده می‌باشند.

۳- سطح عملکرد ایمنی جانی (LS): در این سطح عملکرد خسارت قابل توجه و افت اساسی در سختی اعضای سازه‌ای پدید آمده، لیکن هنوز حاشیه امنی تا فرو ریزش باقی است. ممکن است امکان استفاده از ساختمان قبل از تعمیر وجود نداشته باشد.

شوند. با استفاده از این تساوی نقطه‌ی تسلیم مربوطه مشخص می‌شود و با داشتن این نقطه می‌توان کلیه اطلاعات نامبرده برای هر نقطه از منحنی ظرفیت را مشخص نمود.



شکل (۲): منحنی ظرفیت و منحنی دوخطی معادل

برای کاهش طیف پاسخ زلزله، باید میرایی غیرخطی سازه تخمین زده شود. میرایی‌ای که در هنگام وقوع زلزله در سازه در محدوده غیر الاستیک رخ می‌دهد، ترکیبی از میرایی ویسکوالاستیک و میرایی چرخه‌ای (هیسترتیک) است. میرایی ویسکوالاستیک، میرایی ذاتی سازه است که برابر ۵ درصد فرض می‌شود. میرایی چرخه‌ای به مساحت داخل چرخه‌ای که با ترسیم نیروی رفت و برگشتی زلزله (برش پایه) در مقابل تغییر مکان سازه بدست می‌آید، مربوط می‌شود. بر این اساس، دستورالعمل ATC40 با استفاده از مدل دو خطی منحنی ظرفیت، استفاده از میرایی موثر مطابق رابطه‌ی زیر را جهت تعیین طیف نیاز کاهش یافته پیشنهاد می‌دهد:

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{63.7k_h(a_y d_p - a_p d_y)}{a_p d_p} + 5 \quad (4)$$

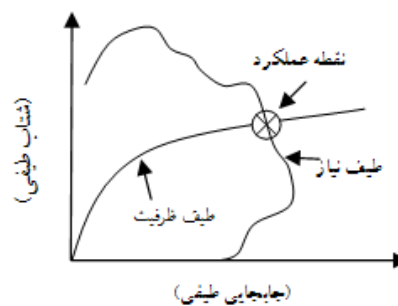
که در آن، ضریب k_h برای تبدیل نمودار چرخه‌ای ایده‌آل ساختمان به یک متوازی‌الضلاع بکار رفته است [۹]. بقیه‌ی پارامترهای به کار رفته در رابطه‌ی (۴) در شکل (۲) تعریف شده است. ضرایب کاهش طیف پاسخ شامل ضریب کاهش طیفی در محدوده شتاب ثابت و ضریب کاهش طیفی در محدوده سرعت ثابت، بترتیب از معادلات ۵ و ۶ تعیین می‌شوند. نحوه اعمال کاهش طیف با این ضرایب در شکل ۳ نمایش داده شده است.

۴- سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP): در این سطح عملکرد، خسارت زیادی به اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای وارد آمده است. مقاومت و سختی اعضای سازه‌ای بصورت قابل ملاحظه‌ای کاهش پیدا کرده است و خطر فروریزش قطعات وجود دارد.

جهت تعیین عملکرد سازه که مبنای ارزیابی خسارت وارده قرار خواهد گرفت، از روش طیف ظرفیت، ارائه شده در مرجع [۹]، استفاده می‌شود که ذیلاً تشریح می‌گردد.

در این روش نقطه‌ی عملکرد، مطابق با شکل (۱)، باید دو شرط زیر را همزمان ارضا کند:

۱. نقطه باید روی طیف ظرفیت قرار گیرد.
۲. نقطه باید روی طیف تقاضای غیرخطی قرار گیرد.



شکل (۱): نقطه‌ی عملکرد در روش طیف ظرفیت

بدین منظور لازم است تا منحنی نیاز و ظرفیت در دستگاه واحد شتاب طیفی در مقابل جابجایی طیفی موسوم به $ADRS^1$ ترسیم شوند که بدین منظور، روابطی در مرجع [۹]، ارائه شده است. یکی از مهمترین مسائل در روش طیف ظرفیت تخمین میرایی موثر سازه در حالت غیرخطی و تهیه طیف نیاز کاهش یافته می‌باشد. هر نقطه روی منحنی ظرفیت دارای یک میرایی معادل، یک پریود معادل، یک شکل‌پذیری و یک نقطه‌ی تسلیم مشخص می‌باشد که برای تعیین این مشخصات، منحنی ظرفیت با یک منحنی دو خطی، مطابق با شکل (۲)، به گونه‌ای تقریب زده می‌شود که سطح زیر این دو منحنی تا نقطه‌ی مورد نظر که معرف انرژی جذب شده توسط سیستم است، با هم برابر

¹ Acceleration Displacement Response Spectrum



۷- توقف محاسبات در صورتیکه اختلاف تغییر مکان طیفی مربوط به نقاط عملکرد اصلاح شده و اولیه ناچیز باشد. در صورتیکه این اختلاف قابل صرف نظر کردن نباشد، نقطه‌ی عملکرد اصلاح شده به عنوان نقطه‌ی عملکرد اولیه در نظر گرفته شده و محاسبات از مرحله‌ی ۴ تکرار می‌شود.

۲-۲- تحلیل خسارت

در این تحقیق شاخص خسارت پارک و آنگک به عنوان شاخصی که مبنای ارزیابی و مقایسه با شاخص‌های خسارت استاتیکی قرار می‌گیرد، برای تعیین خسارت سازه‌های مورد مطالعه با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی بکار می‌رود. شاخص‌های خسارت استاتیکی مورد بررسی شامل خسارت شکل پذیری پلاستیک، شاخص خسارت سختی و شاخص تغییر مکان نسبی بام می‌باشد. در ادامه نحوه تعیین شاخص‌های خسارت مورد استفاده در تحقیق تشریح می‌گردد.

۲-۲-۱- شاخص خسارت پارک و آنگک

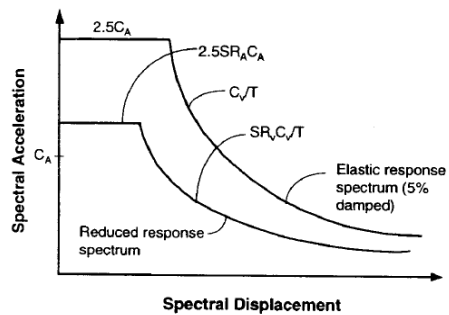
این شاخص توسط پارک و همکارانش در سال ۱۹۸۴ ارائه گردید [۶]. مزیت اصلی این مدل در سادگی آن و تناسب درجه‌بندی آن با خسارت مشاهده شده می‌باشد و از رابطه ۷ محاسبه می‌شود:

$$D = \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} + \beta \frac{\int dE}{M_y \phi_u} \quad (7)$$

در این رابطه O_m بیشترین انحنای تجربه شده در عضو، O_u انحنای نهایی عضو، O_y انحنای تسلیم عضو، M_y ممان تسلیم عضو، $\int dE$ انرژی جذب شده در عضو به هنگام تحلیل تاریخچه زمانی پاسخ و β ثابت مدل است. عبارت اول در رابطه ۷ معیار تغییر مکان استاتیکی است و خسارت تجمعی را در نظر نمی‌گیرد. عبارت دوم معیار انرژی جذب شده است و خسارت تجمعی را لحاظ می‌کند. اگر چه این شاخص برای المان‌های بتنی درجه-بندی شده است؛ به دلیل مفهوم فیزیکی روشن آن، هم برای المان‌های فولادی و هم برای المان‌های بتنی استفاده

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \times \ln(\beta_{eff})}{2.12} \quad (5)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \times \ln(\beta_{eff})}{1.65} \quad (6)$$



شکل ۳: طیف پاسخ کاهش یافته

تعیین نقطه‌ی عملکرد در روش طیف ظرفیت، عملیاتی با سعی و خطا می‌باشد و در این راستا روش‌های مختلفی در مراجع موجود می‌باشد. در استاندارد ATC40، سه روش برای تعیین نقطه‌ی عملکرد، تحت عنوان، روش A، B و C پیشنهاد شده است. روش‌های A و B روش‌هایی تحلیلی و روش C روشی گرافیکی می‌باشد که از دقت کمتری نسبت به دو روش دیگر برخوردار است. در این تحقیق از روش A در تعیین نقاط عملکرد استفاده شده است. محاسبات مربوط به تعیین نقطه‌ی عملکرد با روش A را می‌توان در مراحل زیر خلاصه نمود:

- ۱- ترسیم طیف پاسخ الاستیک با میرایی ۵٪ متناسب با محل رخداد زلزله
- ۲- تبدیل منحنی ظرفیت به طیف ظرفیت مطابق روابط ارائه شده در ATC40
- ۳- انتخاب یک نقطه روی طیف ظرفیت به عنوان نقطه‌ی عملکرد اولیه
- ۴- دو خطی کردن منحنی طیف ظرفیت در نقطه‌ی عملکرد انتخابی مطابق شکل ۲
- ۵- محاسبه‌ی میرایی موثر و ضرائب کاهش طیفی در نقطه‌ی عملکرد انتخابی مطابق روابط ۴ تا ۶ و ساخت طیف پاسخ کاهش یافته
- ۶- تعیین محل تلاقی طیف کاهش یافته و طیف ظرفیت به عنوان نقطه عملکرد اصلاح شده



می‌شود. این شاخص از مشهورترین شاخص‌ها در میان محققین است. جدول ۱ سطوح مختلف عملکردی سازه بر اساس شاخص خسارت پارک و آنگ که در آیین نامه ATC40 آورده شده است را نشان می‌دهد [۹].

جدول (۱): مقدار شاخص خسارت پارک و آنگ

ب رای سطوح مختلف عملکردی

شاخص خسارت پارک و آنگ	سطوح عملکردی
0-0.2	(استفاده بی وقفه) IO
0.2-0.5	(ایمنی جانی) LS
0.5-0.8	(آستانه فرو ریزش) CP

شاخص‌های خسارت مانند شاخص خسارت پارک و آنگ که از ظرفیت جذب انرژی استفاده می‌کنند و همچنین شاخص‌های خسارتی که از ظرفیت چرخه‌ای عضو استفاده می‌کنند، در سطوح خسارت پایین‌تر دقیق‌تر می‌باشند. مقایسه نتایج آزمایشگاهی و عددی نشان می‌دهد که مدل‌های عددی، خسارت بیشتری بعد از ۱۰٪ زوال نشان می‌دهند و مدل‌های عددی تخمین نادرستی از مقدار خسارت در بیشتر از ۱۵٪ زوال دارند. به همین منظور در این تحقیق شاخص خسارت پارک و آنگ به صورتی که برابر با صفر در حالت بدون زوال و برابر با ۱ در ۱۰٪ زوال است، مقیاس شده است [۱۰].

۲-۲-۲- شاخص خسارت شکل‌پذیری پلاستیک

این شاخص توسط پاول و ال‌هابدی [۲] پیشنهاد گردید و جزء شاخص‌های محلی و غیرتجمعی محسوب می‌شود. این شاخص به دلیل ماهیت ساده‌ی آن، جزء شاخص‌های محبوب در میان محققین و مهندسان می‌باشد. در این تحقیق، این شاخص به صورت استاتیکی و متناسب با منحنی ظرفیت کل سازه در تحلیل بارافزون، مطابق رابطه‌ی ۸ محاسبه می‌گردد و با شاخص پارک و آنگ مقایسه می‌گردد.

$$DI_{\mu} = \frac{U_{max} - U_y}{U_{mon} - U_y} \quad (8)$$

در رابطه ۸ U_{max} تغییر مکان حداکثر و U_y تغییر مکان تسلیم می‌باشند. در محاسبه‌ی این شاخص در تحقیق حاضر، ابتدا تغییر مکان حداکثر متناظر با تغییر مکان نقطه عملکرد، تغییر مکان نهایی متناظر با نقطه نهایی در منحنی ظرفیت و تغییر مکان تسلیم با توجه به روش مربوط به تساوی انرژی‌ها که در مرجع [۹] آمده است، محاسبه می‌شوند. سپس با استفاده از رابطه ۸ مقدار خسارت بدست می‌آید.

۲-۲-۳- شاخص خسارت سختی

این شاخص که توسط حبیبی و همکارانش [۱۱] در سال ۱۳۸۵ بر اساس ساده سازی شاخص خسارت قبارا [۷] معرفی گردید، در حالت استاتیکی با استفاده از نتایج تحلیل بار افزون از رابطه ۹ تعیین می‌شود:

$$DI_j = 1 - \frac{K_j}{K_{OP}} \quad (9)$$

که در آن DI_j اندیس خسارت و K_j شیب منحنی برش پایه تغییر مکان بام مربوط به سطح عملکردی $(IO, OP, LS \text{ و } CP)$ و K_{OP} شیب منحنی برش پایه تغییر مکان بام مربوط به سطح OP می‌باشد.

۲-۲-۴- شاخص خسارت تغییر مکان نسبی بام

یکی از مشهورترین شاخص‌ها در دسته شاخص‌های کلی سازه، این شاخص می‌باشد که از رابطه ۱۰ محاسبه می‌گردد.

$$DI_{DR} = \frac{\Delta_m}{H} \quad (10)$$

که در آن Δ_m تغییر مکان حداکثر بام (متناظر با نقطه عملکرد) و H ارتفاع سازه می‌باشد. لازم به ذکر است این شاخص با استفاده از تحلیل دینامیکی و بار افزون قابل محاسبه می‌باشد؛ ولی در تحقیق حاضر، از نتایج تحلیل بارافزون برای محاسبه آن استفاده می‌شود. در جدول ۲ سطوح مختلف عملکردی سازه (بر مبنای دستورالعمل FEMA356) و بر اساس شاخص خسارت تغییر شکل نسبی نشان داده شده است [۱۲].



جدول (۲): محدودیت جابجایی نسبی طبقات

برای سطوح مختلف عملکردی

سطح عملکردی	محدودیت نسبت تغییر شکل به ارتفاع طبقه (%)	محدودیت نسبت تغییر شکل ماندگار به ارتفاع طبقه (%)
IO (استفاده بی وقفه)	0.7	-
LS (ایمنی جانی)	2.5	1
CP (آستانه فروریزش)	5	5

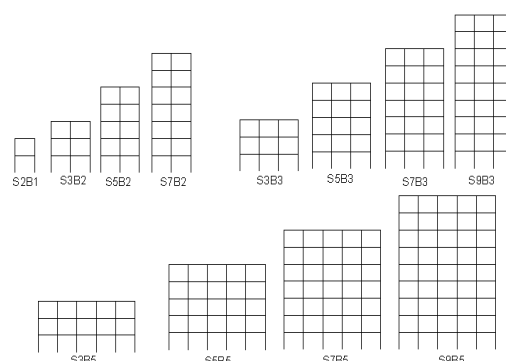
۳- مدل سازی قابها

(۳) آمده است. تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بر روی قابهای مورد بررسی، از طریق نرم افزار IDARC-2D که یکی از نرم افزارهای توانمند در زمینه تحلیل غیر خطی سازه‌ها در برابر زلزله می‌باشد، انجام شده است [۱۴]. در انجام این تحلیل‌های غیر خطی منحنی هیستریزس دو خطی با نسبت کرنش سخت شدگی ۰/۰۳ برای اعضای سازه‌ای در نظر گرفته شده است. انحنای نهایی مقطع برای عضو برابر با کرنش در گسیختگی (۱۵٪) تقسیم بر فاصله تا تار خشی فرض می‌شود. انحنای تسلیم متناظر با کرنش ۰/۱۴٪ و انحنای شروع کرنش سخت شدگی متناظر با کرنش ۱/۵٪ در نظر گرفته می‌شوند که با مشخصات فولاد A36 سازگار هستند [۱۴].

در این بخش به منظور تحلیل خسارت بر اساس شاخص‌های معرفی شده در بخش قبل، تعداد ۱۲ قاب فولادی با شکل پذیری معمولی (OMRF) بر روی خاک نوع S_e به صورتی انتخاب شده است که سطح وسیعی از تعداد طبقات و دهانه را شامل می‌شود. قاب‌ها بر اساس آیین‌نامه UBC97 و به روش ASD طراحی شده است [۱۳]. مطابق با شکل ۴، قاب ۱ دهانه دارای ۲ طبقه، قاب‌های ۲ دهانه دارای ۳، ۵ و ۷ طبقه و قاب‌های ۳ و ۵ دهانه دارای ۳، ۵، ۷ و ۹ طبقه می‌باشد. ارتفاع کلیه طبقات ۳/۲ متر و طول کلیه دهانه‌ها ۴ متر می‌باشد. بار مرده سقف 600 kg/m^2 و بار مرده تیغه‌بندی 200 kg/m^2 برای محاسبه بارهای ثقلی، و 350 kg/m^2 برای محاسبه بار جانبی زلزله در نظر گرفته شده است. کلیه قاب‌ها دارای عرض برابر ۴ متر می‌باشد. اهمیت قاب‌ها از نوع متوسط طبق آیین‌نامه UBC97 فرض شده است.

جدول (۳): مشخصات کلی قاب‌های مورد مطالعه

شماره قاب	ارتفاع کل (متر)	پریود سازه (S)	برش پایه
S2B1	۶/۴	۰/۴۴	۵۷/۴۹
S3B2	۹/۶	۰/۶۰	۱۷۱
S5B2	۱۶	۰/۸۹	۲۰۴
S7B2	۲۲/۴	۱/۱۴	۲۲۷
S3B3	۹/۶	۰/۶۰	۲۵۶
S5B3	۱۶	۰/۸۹	۳۰۶
S7B3	۲۲/۴	۱/۱۴	۳۴۰
S9B3	۲۸/۸	۱/۳۸	۳۶۷
S3B5	۹/۶	۰/۶۰	۴۲۷
S5B5	۱۶	۰/۸۹	۵۱۱
S7B5	۲۲/۴	۱/۱۴	۵۶۷
S9B5	۲۸/۸	۱/۳۸	۶۱۱



شکل (۴): قاب‌های مورد بررسی

برای تیرها و ستون‌ها بترتیب از پروفیل IPE و IPB استفاده شده است. جزئیات مربوط به طراحی این قاب‌ها در جدول

۴- انتخاب زلزله

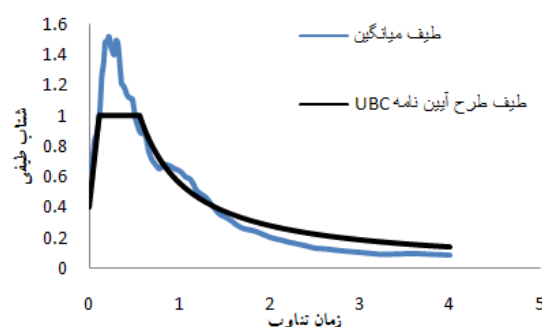
میانگین گیری از پاسخ های زلزله در این نواحی می تواند تخمین مناسبی را ارائه نماید. شایان ذکر است که با توجه به اختلاف قابل توجه میانگین طیف پاسخ میانگین زلزله- های انتخابی با طیف طرح آیین نامه در محدوده زمان تناوب بین ۰/۱ و ۰/۶ ثانیه، نتایج حاصل از تحقیق برای ساختمانهای بسیار کوتاه مانند ساختمانهای یک طبقه که پیروی طبیعی آنها در این محدوده قرار دارد، دارای تقریب نامناسبی خواهد بود.

برای انجام تحلیل های دینامیکی غیرخطی تعدادی شتاب- نگاشت متناسب با مشخصات ژئوتکنیکی و شرایط خاک محل احداث قابها انتخاب می شود. مشخصات زلزله های مناسب در جدول ۳ آمده است. مقایسه میانگین طیف پاسخ زلزله های انتخابی با طیف طرح آیین نامه UBC97 متناسب با خاک S_c و پارامترهای $C_v=0.56$ و $C_a=0.4$ مطابق شکل ۵، نشان می دهد که در اغلب نواحی که طیف میانگین زلزله ها مطابقت خوبی با طیف طرح دارد. بنابراین

جدول (۳): مشخصات رکوردهای انتخابی

شماره	نام زلزله	مقدار	مولفه (درجه)	PGA
1	Duzce, Turkey	MS(7.3)	E	0.134
2	Northridge	MS(6.7)	90	0.239
3	Trinidad, California	MS(7.2)	270	0.147
4	Victoria, Mexico	MS(6.4)	45	0.621
5	Hollister	MS(5.5)	295	0.09
6	Imperial Valley	MS(6.9)	315	0.204
7	Morgan Hill	MS(6.1)	310	0.109

بارافزون در این تحقیق با استفاده از الگوی بارگذاری توانی موجود در مرجع [۸] انجام شده است. نمودار برش پایه- تغییر مکان بام قاب های مورد نظر، در شکل ۶ نمایش داده شده است. برای انجام کلیه ی تحلیل ها، از نرم افزار IDARC V6.1 استفاده شده است. جهت محاسبه ی شاخص های خسارت در تحلیل بارافزون، ابتدا نقطه ی عملکرد سازه با روش طیف ظرفیت تعیین شده و سپس مقادیر این شاخص ها در نقطه ی عملکرد سازه محاسبه گردیدند. در ادامه به منظور اینکه ارتباط میان شاخص های بیان شده در سطح وسیعی تعیین گردد، برای هر یک از قاب ها، ۴ نقطه ی عملکرد محاسبه گردید که به ترتیب مربوط به طیف پاسخ میانگین نمایش داده شده در شکل ۵ و طیف هایی که با ضرائب ۱، ۱/۵، ۲ و ۲/۵ نسبت به طیف اولیه به مقیاس در می آیند، می باشد. سپس مقادیر شاخص های خسارت در این نقاط محاسبه شد. به منظور محاسبه ی شاخص خسارت در حالت دینامیکی، رکوردهای موجود، با طیف های به مقیاس در آمده، سازگار



شکل (۵): مقایسه طیف میانگین زلزله های انتخابی

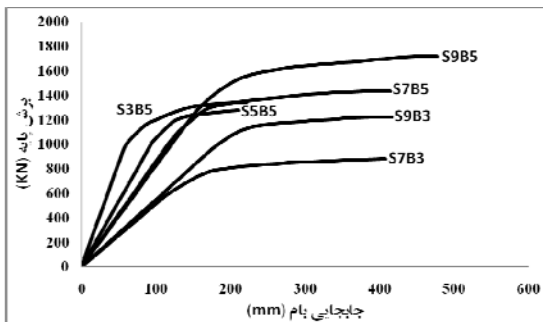
با طیف طرح UBC

۵- رابطه شاخص خسارت دینامیکی و استاتیکی

در این بخش به تعیین رابطه شاخص خسارت پارک و آنگ در حالت دینامیکی با سه شاخص شکل پذیری پلاستیک، شاخص سختی و شاخص تغییر مکان نسبی در تحلیل استاتیکی غیر خطی پرداخته می شود. به این منظور، قاب های مورد نظر، مدل سازی شده و تحلیل های بارافزون و دینامیکی غیرخطی بر روی مدل ها انجام می گیرد. تحلیل



سازگار شده با طیف به مقیاس درآمده، خسارت مربوط به تحلیل دینامیکی غیرخطی محاسبه گردید.



شکل (۶): منحنیهای ظرفیت قابها

نهایی سازه در این شاخص، مرتبط دانست، چرا که در این معیار فقط به میزان تغییر مکان جانبی بام توجه شده است و ظرفیت کلی سازه در تحمل این تغییر مکان لحاظ نمی‌گردد. به عبارت دیگر چون این شاخص خسارت بسیاری از پارامترهای خسارت مانند انرژی جذب شده، رفتار چرخه-ای و ... را در نظر نمی‌گیرد، نمی‌توان آن را معیار مناسبی برای تعیین عملکرد سازه در نظر گرفت. پس از ارزیابی دقت توابع تقریب مختلف، تابع چند جمله‌ای درجه‌ی ۳ جهت برازش بهترین منحنی از بین نقاط انتخاب گردید. به این ترتیب، در این حالت، رابطه ۱۱ را می‌توان برای شاخص خسارت استاتیکی ارائه نمود:

$$DI_{DR} = -17.41DI_{PA}^3 + 27.92DI_{PA}^2 - 11.85DI_{PA} + 2.41 \quad (11)$$

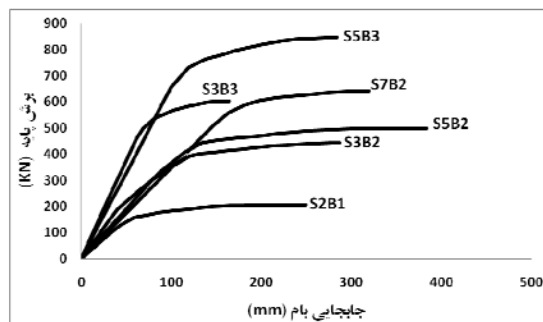
که در رابطه بالا DI_{PA} شاخص خسارت پارک و آنگ در تحلیل دینامیکی غیرخطی و DI_{DR} شاخص خسارت تغییر مکان نسبی در تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشد.

۲-۵- مقایسه‌ی شاخص خسارت پارک و آنگ با

شاخص شکل پذیری پلاستیک

در این بخش، مقادیر شاخص خسارت پارک و آنگ در تحلیل دینامیکی، با مقادیر شاخص خسارت شکل‌پذیری پلاستیک که در بخش ۲-۲-۲ معرفی گردید، مقایسه شده است و نتایج مربوط به آن در شکل ۸ نمایش داده شده است.

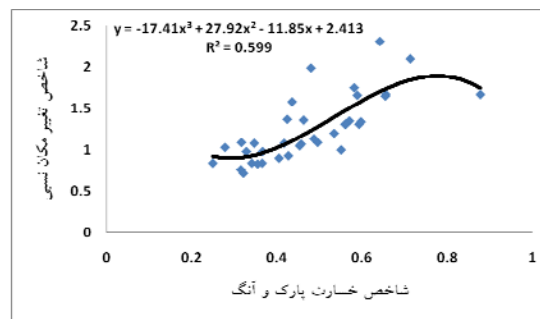
شدند و تحلیل دینامیکی غیرخطی قابها انجام شد. متناظر با هر خسارت محاسبه شده در نقاط عملکرد در تحلیل بارافزون، با میانگین گرفتن از نتایج مربوط به ۷ زلزله‌ی



۵-۱- مقایسه‌ی شاخص خسارت پارک و آنگ با

شاخص تغییر مکان نسبی بام

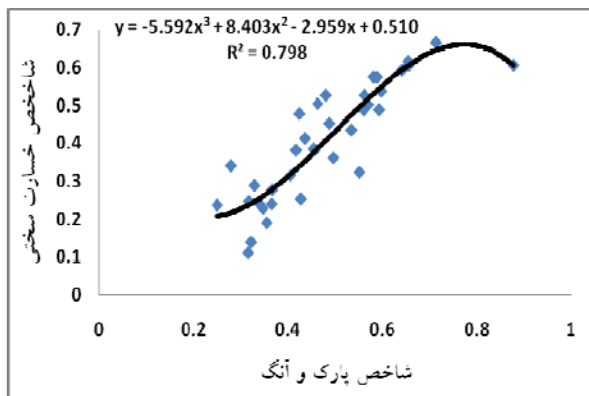
در این بخش به مقایسه‌ی شاخص خسارت پارک و آنگ در تحلیل دینامیکی و شاخص خسارت تغییر شکل جانبی در تحلیل بارافزون پرداخته شده است که نتایج آن در شکل ۷ نمایش داده شده است. در این حالت شاخص دینامیکی شاخص خسارت پارک و آنگ و شاخص استاتیکی شاخص تغییر مکان نسبی بام می‌باشد.



شکل (۷): رابطه‌ی شاخص خسارت پارک و آنگ با معیار

تغییر مکان نسبی

مقایسه شاخص خسارت دینامیکی و استاتیکی در شکل ۷ نشان می‌دهد که دو شاخص مورد بررسی دارای پراکندگی زیادی، نسبت به هم می‌باشند. از این نکته می‌توان نتیجه‌گیری نمود که معیار جابجایی نسبی نمی‌تواند شاخص مناسبی برای سنجش عملکرد سازه باشد. البته این موضوع در تحقیقات حیبی و همکارانش نیز نشان داده شده است [۱۱]. علت این موضوع را می‌توان با لحاظ نکردن ظرفیت



شکل (۹): مقایسه‌ی شاخص پارک و آنگ و

شاخص خسارت سختی

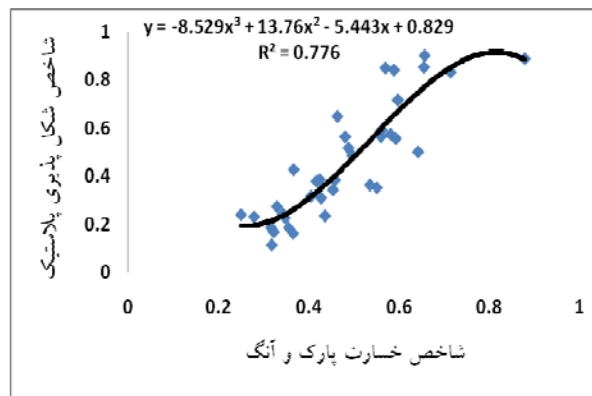
با توجه به شکل ۹ مشاهده می‌شود که شاخص خسارت سختی از پراکندگی کمتری نسبت به شاخص خسارت تغییر مکان نسبی برخوردار است. از این موضوع می‌توان نتیجه‌گیری نمود که استفاده از رابطه ارائه شده برای این شاخص خسارت تخمین بهتری از خسارت نسبت به شاخص تغییر مکان نسبی ارائه می‌کند. با برآزش بهترین منحنی (با خطای حداقل) با استفاده از روش کمترین مجذور مربعات، معادله‌ی زیر برای رابطه‌ی بین شاخص خسارت پارک و آنگ و شاخص سختی بدست می‌آید:

$$DI_S = -5.59DI_{PA}^3 + 8.40DI_{PA}^2 - 2.96DI_{PA} + 0.51 \quad (13)$$

که در آن، DI_{PA} شاخص خسارت پارک و آنگ در تحلیل دینامیکی غیرخطی و DI_S شاخص خسارت سختی در تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشد.

۶- معیارهای پیشنهادی تحقیق برای شناسایی سطوح عملکرد

معادلات استخراج شده مطابق روابط ۱۱، ۱۲ و ۱۳ در بخش قبل نشان داد که با محاسبات استاتیکی ساده بر اساس نتایج روش بار افزون و با داشتن هرکدام از شاخص‌های تغییر مکان نسبی، سختی و شکل‌پذیری پلاستیک، می‌توان خسارت قاب فولادی را تخمین زد. با توجه به پیچیدگی و وقت گیر بودن تحلیل خسارت دینامیکی جهت تعیین عملکرد لرزه‌ای از یک طرف و ناکافی بودن معیار ساده تغییر مکان نسبی (ارائه شده در دستورالعمل‌هایی نظیر FEMA356) از طرف دیگر، می‌توان



شکل (۸): رابطه‌ی شاخص پارک و آنگ و شاخص

شکل‌پذیری پلاستیک

از نکات قابل توجه در این شکل می‌توان به پراکندگی کمتر نقاط نسبت به معیار جابجایی نسبی اشاره نمود که سبب می‌شود بتوان با استفاده از رابطه‌ی ارائه شده، با دقت بهتری، مقادیر شاخص خسارت پارک و آنگ (دینامیکی) را از مقادیر شاخص خسارت شکل‌پذیری پلاستیک (استاتیکی)، استخراج نمود. در این حالت نیز با برآزش یک منحنی درجه‌ی ۳ با روش حداقل مربعات رابطه‌ی زیر برای محاسبه‌ی شاخص خسارت پیشنهادی بدست می‌آید:

$$DI_{DU} = -8.53DI_{PA}^3 + 13.76DI_{PA}^2 - 5.44DI_{PA} + 0.83 \quad (12)$$

که در رابطه بالا DI_{PA} شاخص خسارت پارک و آنگ در تحلیل دینامیکی غیر خطی و DI_{DU} شاخص خسارت شکل‌پذیری پلاستیک در تحلیل استاتیکی غیر خطی می‌باشد. این معادله نشان می‌دهد که با معلوم بودن شاخص خسارت شکل‌پذیری پلاستیک از محاسبات استاتیکی می‌توان مقدار خسارت وارد بر سازه را پیش‌بینی نمود.

۵-۳- مقایسه‌ی شاخص خسارت پارک و آنگ با

شاخص خسارت سختی

در این بخش، مقادیر شاخص خسارت پارک و آنگ در تحلیل دینامیکی، با مقادیر شاخص خسارت سختی که در بخش ۲-۲-۳ معرفی گردید، مقایسه شده است و نتایج مربوط به آن در شکل ۹ نمایش داده شده است.



بر اساس روش پیشنهادی تحقیق و نتایج عددی حاصله، معیارهای مناسبی را جهت شناسایی سطوح عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی معرفی نمود. به این منظور با قرار دادن مقادیر شاخص خسارت پارک و آنگ که در جدول (۱) برای سطوح عملکردی مختلف ارائه شده است، در معادلات (۱۱)، (۱۲) و (۱۳)، محدودیت‌های شاخص‌های خسارت استاتیکی شامل شکل‌پذیری پلاستیک، سختی و تغییر مکان نسبی در سطوح عملکردی مختلف محاسبه می‌شوند. این محدودیت‌ها در جدول (۴) ارائه شده است. این جدول در تعیین سطح عملکرد و خسارت یک قاب فولادی تنها بر اساس نتایج تحلیل بار افزون و بدون استفاده از تحلیل خسارت دینامیکی، می‌تواند در شناسایی سطوح عملکرد سازه بسیار مفید و موثر واقع شود.

جدول (۴): مقادیر شاخص‌های خسارت شکل‌پذیری

پلاستیک، سختی و تغییر مکان نسبی در سطوح عملکردی

تغییر مکان نسبی	شاخص سختی	شاخص شکل‌پذیری پلاستیک	سطوح عملکرد
< ۱/۰۲	< ۰/۲۱	< ۰/۲۲	IO
۱/۰۲ - ۱/۲۹	۰/۲۱ - ۰/۴۳	۰/۲۲ - ۰/۴۸	LS
۱/۲۹ - ۱/۸۹	۰/۴۳ - ۰/۶۶	۰/۴۸ - ۰/۹۱	CP
> ۱/۸۹	> ۰/۶۶	> ۰/۹۱	COLAP SE

نتیجه‌گیری

در این تحقیق، یک روش جدید برای تخمین خسارت و تعیین سطوح عملکردی سازه بر اساس نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی توسعه یافت. ارزیابی معیار جابجایی نسبی با استفاده از شاخص خسارت پارک نشان داد که استفاده از معیار تغییر شکل جانبی بام، به عنوان تنها معیار تشخیص عملکرد سازه، مناسب نیست. مقایسه‌ی شاخص خسارت شکل‌پذیری پلاستیک و شاخص سختی در تحلیل بارافزون با شاخص خسارت پارک و آنگ در تحلیل دینامیکی غیرخطی، حاکی از عملکرد مناسب‌تر شاخص‌های شکل‌پذیری و سختی نسبت به معیار جابجایی نسبی می‌باشد. بر اساس نقاط نسبتاً زیاد حاصل شده که هر

کدام از آنها نتیجه دو تحلیل خسارت در حالات دینامیکی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی می‌باشد، روابطی برای تخمین مقدار شاخص دینامیکی بر حسب نتایج استاتیکی استخراج شدند. جدول ارائه شده در این تحقیق بر اساس شاخص‌های استاتیکی، معیارهای ساده و مؤثری را برای پیش‌بینی سطح عملکرد و خسارت قاب‌های خمشی فولادی، بدون نیاز به انجام تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی پیچیده و وقت‌گیر، در اختیار طراحان قرار می‌دهد.

مراجع

- 1- رهایی.ع و نعمتی.س. (تابستان ۱۳۸۳)، ارزیابی عملکرد و روش‌های مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی. تهران
- 2-Bertero, R.D and Bresler, B. (1971), Seismic safety of reinforce concrete members and structure earthquake Engineering and Structural dynamic Vol. 10 1982 p. 179-193
- 3-powell H.Graham and Allahabadi R. (1988), "Seismic damage prediction by deterministic methods" Concepts and Procedures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16, 719-734.
- 4-Sozen, R.F. and Lybas, B. (1977), Inelastic dynamic analysis of reinforced concrete structure in three dimension, Ph.D. thesis Department of civil Engineering state University of new York at Buffalo.
- 5-Antonella Colombo, paol Negro(2005) a damage index of generalized applicability; Engineering structures; Vol.27 P: 1163-1174
- 6-Park Y.J., Ang A.H.S, (1985), "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, PP.722-739.
- 7-Ghobarah A, Abou-Elfath H, Biddah A, (1999), "Response- Based Damage Assessment of Structures", Earthquake Engng. Struct. Dyn. Vol. 28, pp 79-104
- 8-Federal Emergency Management Agency, FEMA273. "NEHRP Guideline for The Seismic Rehabilitation of Building", Building Seismic Safety Council, Washington DC. 1997
- 9-Applied Technology Council, ATC40; (1997) "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings California Seismic Safety Commission".
- 10-Kianfar, A., Estekanchi, H., Vafai (2005). A.A., Study of Damage Indexes Performance in Seismic Analysis of Steel Frames (in Farsi).



Proceedings of The 2nd National Congress on
Civil Engineering, IUST, Iran; No. 1025, 1-8

۱۱- حبیبی. ع.ر.، محرمی. ح. و تسنیمی. ع.ع. (۱۳۸۵)،

ارزیابی عملکرد لرزهای قابهای خمشی بتن مسلح یا

استفاده از اندیس خسارت سختی، نشریه دانشکده

فنی (ویژه مهندسی عمران)، جلد ۴۰ شماره ۵ صفحه

۷۱۲۷۰۱

12-Federal Emergency Management Agency
Fema356(1997). Prestarnd and commentary for
the seismic rehabilitation of Building Seismic
Safety Council Washington Dc.

13-UBC (Uniform Building Code),(1997.);
International conference of building officials;
Whittier, California

14-IDARC 2D Version 4.0: A Program for the
Inelastic Damage Analysis of Buildings by R. E.
Valles, A. M. Reinhorn, S. K. Kunnath3, C.
Li, and A. Madan, January 8, 1996, Technical
Report NCEER-96-0010.





اتصال صلب تیر I به ستون قوطی بدون ورق پیوستگی داخلی

برای اجرا به روش ستون درختی

محمد رضا صدیقیان کاشانی^۱، علی اکبر آقا کوچک^۲

چکیده

در صنعت ساخت سازه‌های فولادی ایران به سبب در دسترس نبودن نیمرخ‌های کارخانه‌ای بزرگ بال‌پهن، از مقاطع ساخته شده قوطی شکل برای عضو ستون، استفاده زیادی می‌شود. اما نحوه اتصال تیر به آن و ایجاد یک اتصال صلب بخصوص تعبیه ورق پیوستگی در مقطع قوطی با دشواری مواجه است. در این مقاله با ارائه یک هندسه جدید اتصال بر مبنای روش ساخت ستون درختی، بدون نیاز به ورق پیوستگی، اجرای اتصال صلب تیر I به ستون قوطی امکان پذیر می‌شود. برای بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصال پیشنهادی از مدل‌سازی اجزای محدود استفاده شده و زیرسازه صلیبی شکل از اتصال تحت بارگذاری یکنوا و چرخه‌ای بررسی می‌شود. نتایج نشان می‌دهد، اتصال پیشنهادی ضوابط صلیبیت، مقاومت خمشی و شکل پذیری را که مورد توجه آئین نامه لرزه‌ای AISC است، برآورده می‌کند. اتصال تا پایان چرخه‌ای با زاویه انحراف طبقه ۴٪ بدون افت مقاومت بیش از حد، بارگذاری را تحمل می‌کند. در این تحلیل، کرنش معادل پلاستیک به عنوان معیاری برای کنترل آغاز شکست در اتصال، محاسبه و کنترل می‌شود.

کلمات کلیدی

اتصال صلب، ستون قوطی شکل، مدل سازی اجزای محدود، کرنش معادل پلاستیک

I_Beam to Box_Column Rigid Connection without Internal Continuity Plate For Column-Tree Construction

Mohammad Reza Seddighian Kashani, Ali Akbar Aghakouchak

ABSTRACT

In construction of steel structure in IRAN, as large wide flange I shaped sections are not available, box shaped columns are widely used. However connection of I beam to box shaped column and inserting the continuity plate inside box section to make a rigid connection is difficult in practice. In this paper a new geometry suitable for Column-Tree construction is introduced in which a rigid connection may be obtained without using internal continuity plate. For evaluation seismic performance of the connection, finite element modeling is used and a cross shaped substructure is analyzed subjected to monotonic and cyclic loading. The results show proposed connection meets the rigidity, ductility and strength criteria of AISC standard. This connection tolerates the cyclic loading up to 4% drift angle without significant loss of strength. In this analysis equivalent plastic strain criterion is used to monitor fracture initiation in critical regions of the connection

Key Word

Rigid Connection, Box_Column, Finite Element Method, Equivalent Plastic Strain

۱. دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه تربیت مدرس، mr.seddighian@gmail.com

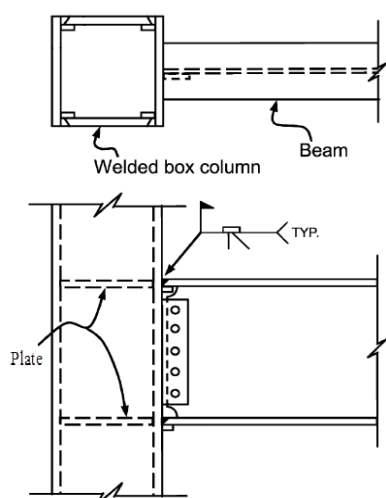
۲. استاد دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، a_gha@modares.ac.ir



جان موج دار (AW-RBS) [۸] توسط میرقادری و همکاران، از جمله تحقیقات با حضور ورق پیوستگی داخلی است. در اتصال AW-RBS با بکارگیری ورق موج دار بجای جان صاف تیر، ناحیه کاهش یافته در نزدیکی بر ستون ایجاد می شود تا مفصل پلاستیک در این محل تشکیل گردد. در مورد اتصالات پیشنهادی بدون ورق پیوستگی داخلی می توان به اتصال "ورق یقه ای با پشت بند مایل" توسط Murty و Goswami [۹] و اتصال "ورق میان گذر" [۱۰] توسط میرقادری و همکاران اشاره کرد. در اتصال "ورق میان گذر" ورق پیوستگی در داخل ستون حذف شده و در عوض ورقی قائم از میان بال های ستون عبور داده می شود و تیر بدون تماس با ستون به ورق میان گذر جوش می شود.

۲- معرفی سیستم ستون درختی

برای اجرای قاب خمشی می توان دو نوع روند ساخت را برشمرد. یک نوع اجرای کارگاهی و دیگری ساخت در کارخانه که اصطلاحاً سیستم ستون درختی نامیده می شود. ستون درختی مطابق شکل (۳) متشکل از ستون و تیرهای ریشه است که در محل هر طبقه به ستون با اتصال مربوطه در کارخانه در طولی حدود ۱ تا ۳ طبقه ساخته می شود. از آنجا که اتصال و جوشها همگی در کارخانه و در موقعیتی مناسب اجرا شده و به سهولت قابل کنترل و آزمایش هستند، کیفیت ارتقا می یابد.



شکل (۱): اتصال سنتی تیر به ستون قوطی (IBBC)

ستون قوطی شکل که با جوشکاری ۴ ورق ساخته می شود، برای استفاده در قاب های خمشی در مناطق با خطر لرزه ای مناسب می باشد. علل کارایی سازه ای این نوع مقطع عبارت است از سختی خمشی زیاد حول کلیه محورها، مقاومت بالای محوری به سبب دارا بودن شعاع ژیراسیون بالا، مقاومت خمشی مناسب در هر دو جهت، شکل پذیری کافی این مقطع در صورت رعایت نسبت عرض به ضخامت و مقاومت پیچشی مناسب که نیاز به مهارهای جانبی ستون را کاهش می دهد [۲۱]. با وجود کارایی بالای مقطع قوطی شکل به عنوان ستون، برقراری اتصال خمشی مناسب تیر I به ستون قوطی (IBBC) ^۱ چالش برانگیز است. برای سال ها استفاده از ورق پیوستگی داخلی کارآمدترین روش جهت تقویت گره اتصال IBBC بود [۳]. با این وجود تعبیه ورق پیوستگی داخلی، فرایند مشکل و پرهزینه ای دارد.

شکل (۱) اتصال سنتی IBBC را نشان می دهد. در این اتصال بال تیر مستقیماً به ستون جوش می شد و جان تیر با ورق به ستون متصل می شد. زلزله ۱۹۹۵ کوبه ژاپن آسیب های عمده ای به این اتصالات وارد ساخت [۴]. مهمترین ضعف این اتصال سنتی، تقاضای کرنش پلاستیک زیاد در لبه جوش شده بال تیر به ستون است که سبب می شود طی تعداد اندکی چرخه بارگذاری، اتصال دچار گسیختگی ترد در محل مذکور گردد. در شکل (۲) این مد گسیختگی نشان داده شده است. پارگی از زیر بال به سبب وجود سوراخ دسترسی جوش (WAH) ^۲ یکی دیگر از مشکلات رایج بود. برای بهبود عملکرد لرزه ای اتصال IBBC راهکارهایی بر مبنای تقویت اتصال با و یا بدون استفاده از ورق پیوستگی ارائه شده است. اتصال "تیر با بال پهن شده بدون WAH" [۵] و اتصال "پشت بند تقویتی" [۶] توسط Chen و همکاران. اتصال "ماهیچه افقی" [۷] توسط تاناکا و اتصال "تیر کاهش یافته توسط

¹ I Beam to Box Column

² Weld Access Hole

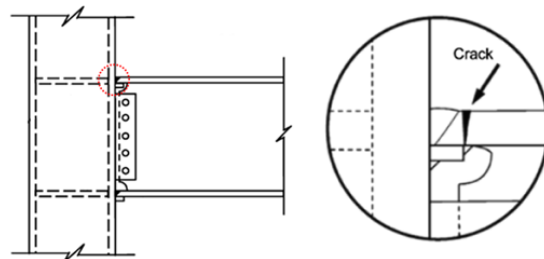


شده و سپس به روش اجزای محدود مدل می‌شود و تحت بارگذاری قرار می‌گیرد. به منظور اعتبارسنجی و مقایسه، یک نمونه اتصال "تیر با بال پهن شده بدون WAH" نیز مدل و ارزیابی می‌شود. سپس با مقایسه این دو اتصال و با داشتن مقدار بحرانی کرنش معادل پلاستیک برای ناحیه جوش شده بال تیر به ستون و ضوابط AISC [۱۲]، عملکرد لرزه‌ای اتصال پیشنهادی بررسی می‌شود. برای مدلسازی اجزای محدود و تحلیل‌های غیرخطی از نرم افزار Abaqus 6.10 استفاده می‌شود.

۴- اعتبار سنجی مدل اجزای محدود

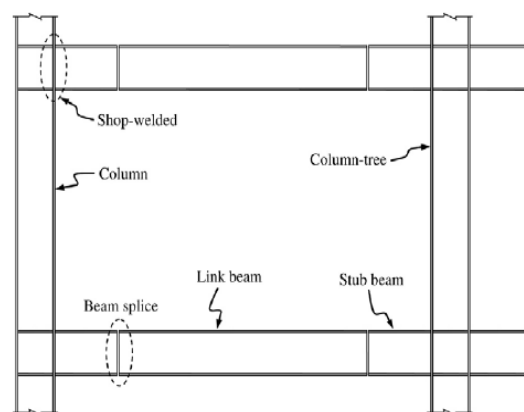
به منظور تایید اعتبار مدلسازی اجزای محدود، ابتدا نمونه آزمایش تمام مقیاس Chen روی اتصال "تیر با بال پهن شده بدون WAH" [۵] به صورت اجزای محدود با استفاده از المان S4R (المان پوسته با ۴ گره و انتگرال کاهش یافته) [۱۳] شبیه‌سازی می‌شود. شکل (۴) هندسه اتصال و ابعاد تیر و ستون را نشان می‌دهد. فولاد استفاده شده در آزمایش A572 Gr50 است. برپایش آزمایش (Test setup) مطابق شکل (۵) می‌باشد. جهت اعمال بارگذاری چرخه‌ای از تاریخچه استاندارد بارگذاری SAC [۱۴] مطابق جدول (۱) استفاده شده است. همان طور که در شکل (۶) مشاهده می‌شود، در آزمایشگاه این اتصال تا چرخه‌ای با زاویه انحراف طبقه ۵٪ بارگذاری را تحمل کرده است.

در مدل عددی، مشابه فرضیات Chen [۵]، رفتار فولاد به صورت دو خطی با سخت شدگی کرنشی ۴٪ و سخت شوندگی سینماتیکی براساس معیار تسلیم فون میسز منظور شده است. شکل (۷) مدل اجزای محدود اتصال را نشان می‌دهد. در مدل اجزای محدود جوش به صورت مستقل مدل نشده است، بلکه درجات آزادی دو بخش جوش شده در نرم افزار به هم بسته شده است. در شکل (۸) نمودار نیروی سر تیر در برابر جابجایی آن، برای آزمایش Chen [۵] و مدل عددی تحقیق حاضر نشان داده شده است. مشاهده می‌شود تطابق قابل قبولی بین آن دو وجود دارد



شکل (۲): گسیختگی ترد در اتصال ستی IBBc

پس از برپایی ستون درختی در کارگاه، بخش میانی تیر در حد فاصل دو تیر ریشه، به آنها وصله می‌شود. این اتصال دوم که اتصال پیوند خوانده می‌شود، به دلیل اینکه تقاضای لنگر در محل آن کم است، بحرانی نمی‌باشد. گزینه‌های مختلفی برای اتصال پیوند وجود دارد [۱۱]. اجرای پیچی اتصال پیوند به سبب اینکه سرعت اجرا را بالا می‌برد، گزینه مناسبی است. با توجه به اینکه محل تشکیل مفصل پلاستیک بین ۰/۵ تا ۱/۵ برابر عمق تیر است، در طراحی ستون درختی باید توجه کرد طول تیر ریشه بیشتر از مقدار فوق باشد.

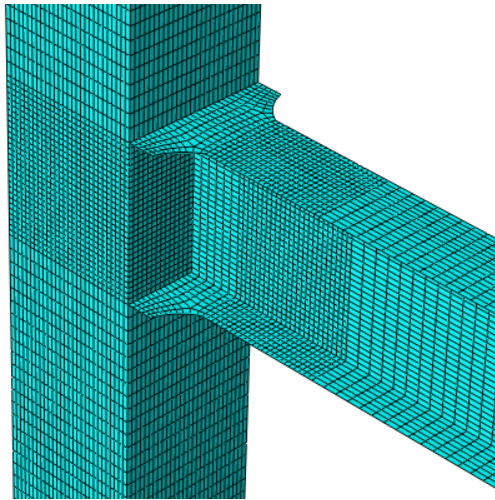


شکل (۳): قاب خمشی به روش اجرای ستون درختی

۳- روش و هدف تحقیق

همان طور که قبلاً بیان شد در اتصالات IBBc، لبه جوش شده بال تیر به ستون، ناحیه بحرانی برای آغاز گسیختگی است. در این تحقیق برای داشتن معیاری برای آستانه گسیختگی، مقدار کرنش معادل پلاستیک مورد توجه قرار می‌گیرد. بدین منظور در بخش ابتدایی تحقیق بر اساس نتایج آزمایش محققین در مورد این نوع اتصالات، مقدار بحرانی کرنش معادل پلاستیک در ناحیه مذکور بدست می‌آید. در بخش بعدی، جزئیات اتصال پیشنهادی معرفی

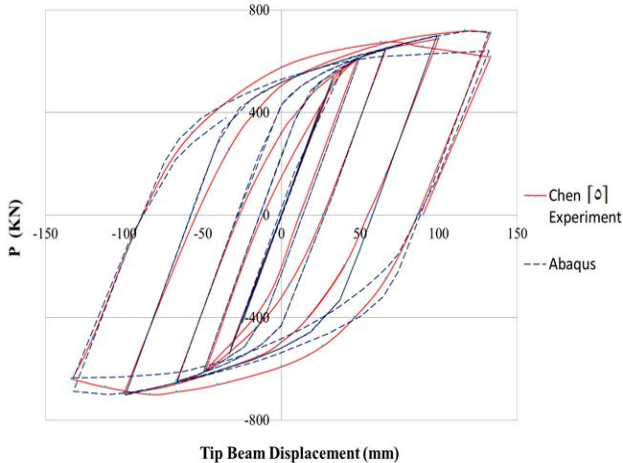
لذا استفاده مناسب از روش اجزای محدود برای تحلیل رفتار چرخه‌ای این اتصالات تایید می‌شود.



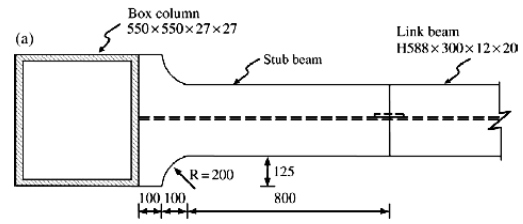
شکل (۷): مدل اجزای محدود اتصال

۵- یافتن کرنش معادل پلاستیک بحرانی برای لبه جوش شده تیر به ستون

Chen و همکاران [۶] یک نمونه اتصال سنتی IBBC بدون عریض نمودن بال را نیز مورد تحلیل اجزای محدود و همچنین آزمایش تمام مقیاس قرار دادند. این نمونه پس از اعمال بارگذاری، در چرخه‌ای با زاویه انحراف ۲/۳٪ رادیان در انتهای لبه جوش شده بال تیر به ستون دچار ترک شد. در تحقیق حاضر این اتصال نیز در نرم افزار Abaqus با المان S4R بازسازی شده است. اشکال (۹) و (۱۰) مدل بازسازی شده و مدل اجزای محدود Chen را نشان می‌دهد. پس از تایید اعتبار نتایج مدل بازسازی شده در مقایسه Chen، مقدار PEEQ در لبه تیر در زاویه

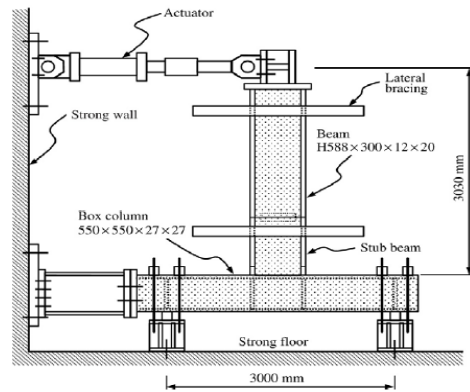


شکل (۸): نمودار چرخه ای نیرو - جابجایی برای دو آزمایش



شکل (۴): مدل اتصال "تیر با بال پهن شده

بدون WAH" [۵]

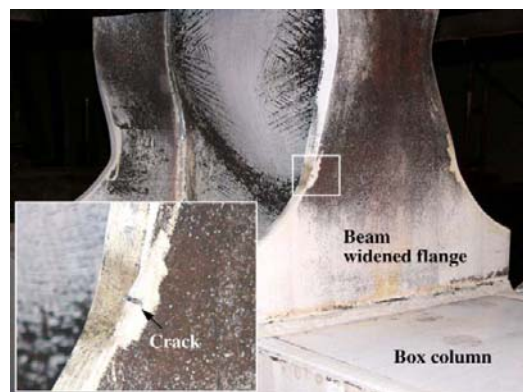


شکل (۵): test setup یکطرفه Chen [۵]

جدول (۱): تاریخچه بارگذاری استاندارد SAC [۱۴]

Load step #	Peak eformation θ	Number of cycle, n
1	0.00375	6
2	0.005	6
3	0.0075	6
4	0.01	4
5	0.015	2
6	0.02	2
7	0.03	2

Continue with increments in θ of 0.01 and perform two cycles at each step



شکل (۶): اتصال "بال پهن شده بدون WAH" در چرخه

ای با زاویه انحراف طبقه ۵٪ [۵]



انحراف ۲/۳٪ قرائت شده و مقدار نرمال شده آن به عنوان آستانه گسیختگی در این نوع اتصال در نظر گرفته می‌شود. PEEQ پارامتری در نرم افزار Abaqus [۱۳] برای کرنش معادل پلاستیک است. کرنش معادل پلاستیک مقداری اسکالر از همه مولفه های کرنش پلاستیک در نقطه ای خاص است. تعریف ریاضی آن به صورت زیر می باشد.

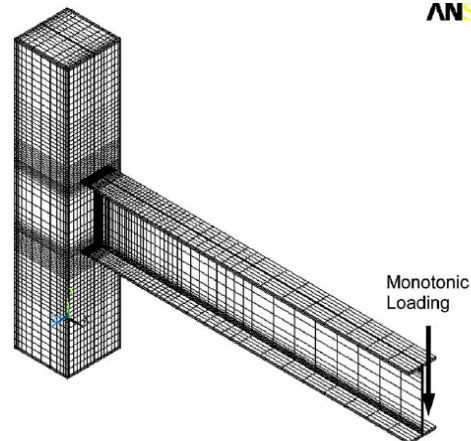
$$\varepsilon^{-p} = \int \varepsilon^{-p} dt \quad (1)$$

$$\varepsilon^{-p} = \sqrt{\frac{2}{3} \varepsilon_{ij}^p \varepsilon_{ij}^p} \quad (2)$$

برای ارزیابی رفتار غیر خطی موضعی، استفاده کرنش معادل پلاستیک نرمال شده در بین محققین متداول است.

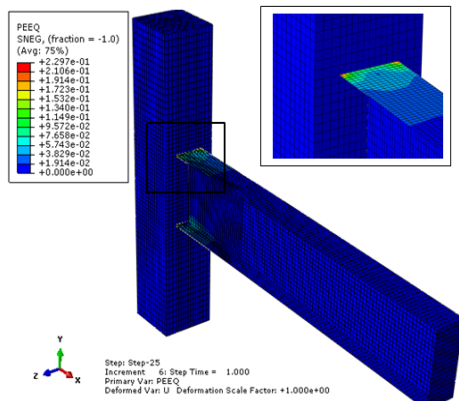
[۱۵ و ۱۶]

ANSYS

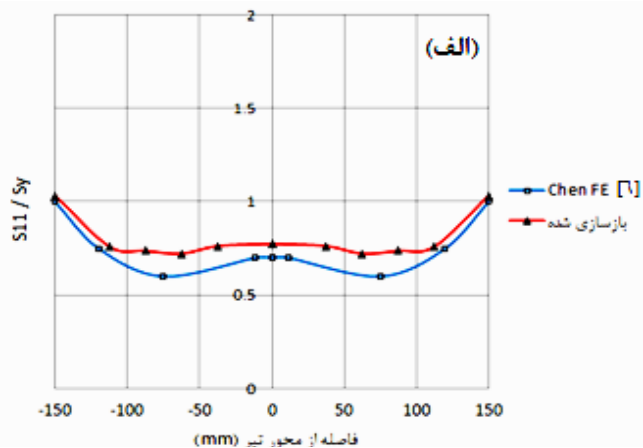
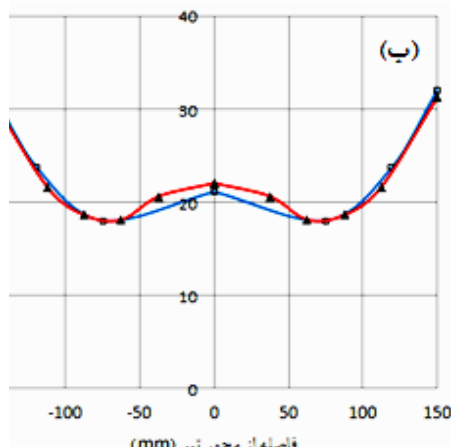


شکل (۹): مدل اجزای محدود Chen [۶]

۵-۱- اعتبار سنجی مدل بازسازی شده به منظور اعتبارسنجی، نتایج مدل بازسازی شده با مدل اجزای محدود Chen [۶] تحت بارگذاری یکنوا مقایسه می‌شود. شکل (۱۱الف) مقدار تنش طولی نرمال شده در زاویه انحراف طبقه ۰/۵٪ رادیان و شکل (۱۱ب) شاخص PEEQ در زاویه انحراف طبقه ۰/۴٪ رادیان برای دو مدل در امتداد اتصال بال تیر به ستون را نشان می‌دهد. شاخص PEEQ حاصل تقسیم کرنش معادل پلاستیک بر کرنش تسلیم است. مشاهده می‌شود تطابق خوبی بین هر دو مدل بخصوص در انتهای بال وجود دارد. شایان ذکر است معمولا زاویه انحراف طبقه ۰/۵٪ و ۰/۴٪ به ترتیب برای بررسی رفتار خطی و غیر خطی اتصال انتخاب می‌شوند.



شکل (۱۰): مدل بازسازی شده در نرم افزار Abaqus



شکل (۱۱): اعتبار سنجی مدل بازسازی شده، (الف) تنش طولی نرمال ، (ب) کرنش معادل پلاستیک نرمال

در آزمایش انجام شده توسط Chen [۶] اتصال مورد مطالعه تحت بارگذاری در چرخه‌ای با زاویه انحراف طبقه ۲/۳٪ در انتهای اتصال بال تیر به وجه ستون دچار رخداد ترک خوردگی شده است. با توجه به این اطلاعات مقدار PEEQ در همین محل در مدل بازسازی شده قرائت می‌شود که برابر ۰/۲۳ است و با تقسیم آن بر $\epsilon_y = 0/00198$ شاخص PEEQ برابر ۱۱۶ بدست می‌آید. استفاده از مقدار شاخص PEEQ به سبب آنکه مستقل از کرنش تسلیم فولاد است، از PEEQ برای مقایسه مناسب‌تر است.

۶- اتصال پیشنهادی

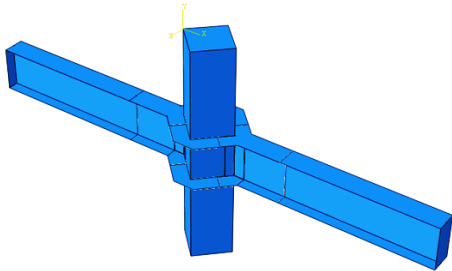
در هندسه اتصالات متداول IBBC، همواره کشش و فشار بال‌های تیر به بال ستون منتقل می‌شود. اما ستون قوطی شکل به سبب توخالی بودن خود دارای بالی است که در خارج از صفحه سختی و مقاومت کمی دارد پس اساساً در این رویکرد نیاز به ورق پیوستگی داخلی است. برای دست یافتن به اتصال IBBC بدون استفاده از ورق پیوستگی، می‌باید هندسه‌ای تدارک دید که نیروی بال‌های تیر مستقیماً به بال ستون وارد نیاید. شکل (۱۲) اتصال پیشنهادی را نشان می‌دهد.

۶-۱- رفتار مقطع قوطی چرخیده در پلان

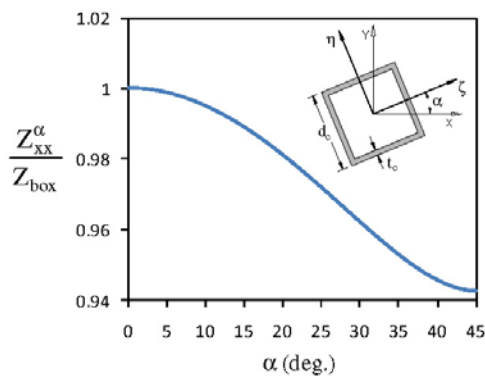
استفاده از مقاطع قوطی شکل مربعی برای ستون‌ها با هر زاویه محلی در طراحی سازه، تاثیری در تعیین کفایت مقطع نخواهد داشت. زیرا مقطع قوطی شکل مربعی حول هر محوری رفتار تقریباً یکسانی دارد. میرقادری و ترابیان [۱۶] این موضوع را با بررسی سه پارامتر سختی خمشی، مقاومت و شکل پذیری مقطع حول محورهای مختلف، نشان دادند.

سختی خمشی ستون قوطی شکل مربعی، حول همه محورها یکسان است. مقاومت خمشی ستون قوطی متناسب با مدول پلاستیک مقطع (Z) است. در شکل (۱۳) Z_{xx}^{α} مدول پلاستیک چرخانیده شده و Z_{box} مدول پلاستیک در حالت $\alpha = 0$ است. مشاهده می‌شود افت

مدول پلاستیک و به تبع آن مقاومت خمشی در حالات مختلف کمتر از ۶٪ و قابل صرف نظر است. با بررسی نمودارهای لنگر-دوران مقطع قوطی شکل که شکل پذیری مقطع را نشان می‌دهند، مشاهده می‌شود برای زوایای مختلف قرارگیری مقطع، در حالت عدم وجود بار محوری اختلافی در حدود ۶٪ دارند و در سطوح بارهای محوری مساوی ۰/۴ ظرفیت جاری شدگی مقطع، برهم منطبق می‌گردند [۱۶].



شکل (۱۲): هندسه اتصال پیشنهادی



شکل (۱۳) مدول پلاستیک برای زوایای مختلف [۱۶]

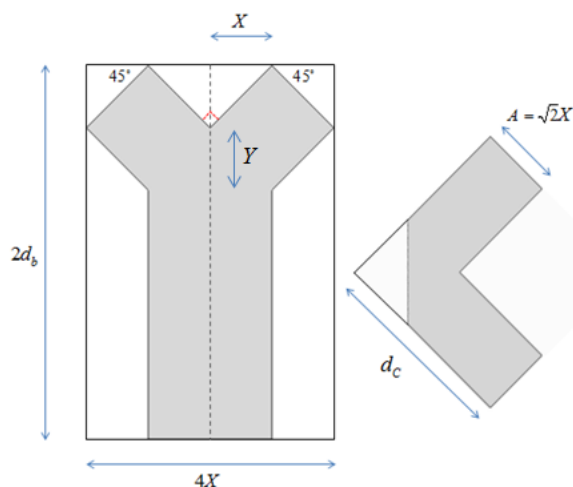
۶-۲- جزئیات اتصال

همانطور که در شکل (۱۲) نشان داده شده است در هندسه پیشنهادی ستون به اندازه ۴۵ در پلان چرخیده و تیر بجای اتصال به بال نرم ستون، به گوشه ستون به همراه ورق‌های یقه‌ای متصل می‌شود. همچنین جان تیر توسط ورق خم شده ۱۳۵ به صورت تمام عمق به جان ستون متصل می‌شود. در این اتصال ورق پیوستگی داخلی، حذف شده و در عوض از ورق یقه‌ای استفاده شده است. در این روش لازم است تیر ریشه مطابق شکل (۱۴) از ورق ساخته شده سپس بال‌های تیر با جوش نفوذی کامل بدون تعبیه سوراخ دسترسی جوش در جان، به ستون متصل

تیر ریشه را مطابق شکل (۱۴) می‌توان از برش دو ورق فولادی و اتصال آن به ورق سوم به عنوان جان، ساخت. با توجه آنچه در ساخت ستون درختی عنوان شد، طول ورق را می‌توان ۲ برابر عمق تیر گرفت. با فرض Y برابر X مشاهده می‌شود فقط با انتخاب پارامتر مجهول X می‌توان ابعاد ورق را بدست آورد. پس از ساخت تیر ریشه می‌توان ورق های یقه‌ای را آماده کرد.

۷- بررسی عملکرد اتصال

۷-۱- معرفی نمونه ها

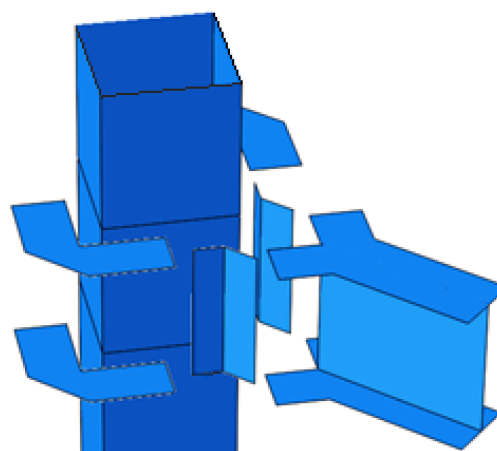


شکل (۱۴): جزئیات اتصال

W1 یک زیرسازه صلیبی شکل از اتصال "تیر بال پهن شده بدون WAH" عنوان شده در بخش ۴ است. نمونه PI مدل صلیبی شکل از اتصال پیشنهادی می‌باشد در تیر و ستون از شبکه‌ای با بُعد ۵ سانتیمتر و در ناحیه چشمه و ناحیه پلاستیک شونده تیر از شبکه ریزتری با بُعد ۲ سانتیمتر بهره گرفته شده است. همچنین با ایجاد بی نظمی محدود در شبکه المان در برخی نقاط، امکان وقوع مدهای کماتش جان و بال تیر طی تحلیل فراهم می‌شود.

شوند. برای جلوگیری از وجود شکاف در زیر بال تیر که معمولاً موضع ضعف است، می‌باید مقداری از جان تیز زیر بال به ستون جوش شود. ورق خم شده ۱۳۵ در حد فاصل جان تیر و ستون قرار گرفته و در تمامی لبه ها، جوش می‌شوند. ورق های یقه‌ای که ضخامتی برابر با بال تیر دارند، به جان ستون و بال تیر با جوش نفوذی متصل می‌گردند.

ورق یقه‌ای یک مثلث قائمه متساوی الساقین است که یک مثلث متناسب با ابعاد تیر ریشه از وتر آن بریده و راس آن پینج ۴۵ زده می‌شود. (شکل (۱۴))

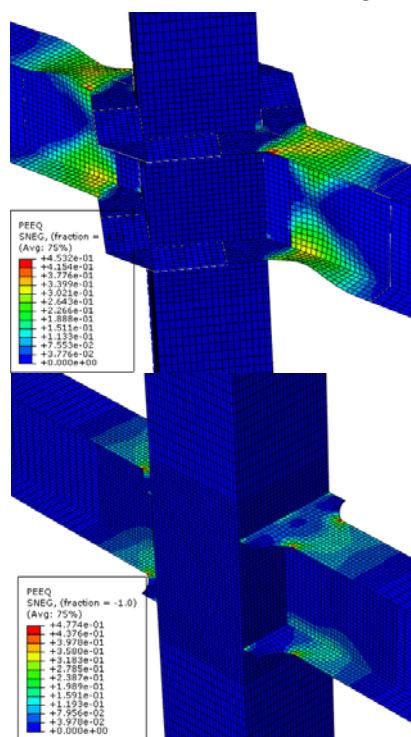


برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای، زیرسازه صلیبی شکل اتصال از طریق مدل‌سازی اجزای محدود ساخته و تحت بارگذاری چرخه‌ای با کنترل جابجایی قرار می‌گیرد. شکل (۱۵) زیرسازه، شرایط مرزی و مهارهای جانبی آن را نشان می‌دهد. زیرسازه صلیبی شکل، معرف اتصال داخلی در یک قاب خمشی است. با توجه به مشخصات انتخاب شده، اتصال پیشنهادی با اتصال "تیر بال پهن شده بدون WAH" قابل مقایسه است. مشخصات هندسی اتصالات در جدول (۲) آمده است. مشخصات مصالح، نوع المان و روش مدل‌سازی مطابق فرضیات بخش ۴ می‌باشد. نمونه

جدول (۲): مشخصات هندسی نمونه ها

ورق خم شده ۱۳۵ درجه		ورق یقه‌ای	تیر ریشه			تیر				ستون		نمونه
ورق مجاور ستون mm	ورق مجاور تیر mm		A mm	Y mm	X mm	t _{bf} mm	t _{bw} mm	b _{bf} mm	d _b mm	t _c mm	d _c mm	
۵۸۸×۱۲۰×۱۰	۵۸۸×۱۵۰×۱۰	۲۱۲	۱۵۰	۱۵۰	۲۰	۱۲	۳۰۰	۵۸۸	۲۷	۵۵۰	P1	
-	-	-	-	-	۲۰	۱۲	۳۰۰	۵۸۸	۲۷	۵۵۰	W1	

خمشی ویژه محسوب می شود. در جدول (۳) می توان کرنش معادل پلاستیک نرمال را در نواحی جوش تیر به ستون و جوش بال تیر به ورق یقه‌ای (اتصال پیشنهادی) در پایان چرخه‌ای با زاویه انحراف طبقه ۴٪ برای دو نمونه مشاهده کرد. مطابق جدول (۳) در اتصال پیشنهادی شاخص PEEQ در نواحی جوش شده از مقدار بحرانی ۱۱۶ (محاسبه شده در بخش ۵) کمتر است. اما نمونه W1 شرایط بحرانی دارد.



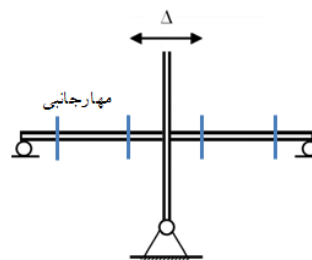
شکل (۱۶): تغییر شکل و نواحی با کرنش پلاستیک

زیاد در پایان بارگذاری چرخه ای

با زاویه انحراف طبقه ۴٪

۷-۲- رفتار چرخه‌ای اتصالات

شکل (۱۶) تغییر شکل و نواحی دارای کرنش پلاستیک زیاد را در پایان چرخه با زاویه انحراف ۴٪ برای دو نمونه P1 و W1 نشان می دهد. مشاهده می شود در هر دو نمونه عمل پلاستیک شدن در تیر و دور از بر ستون و ناحیه چشمه اتصال اتفاق افتاده است. علت این رفتار مناسب در نمونه W1 یکی وجود ورق پیوستگی در ستون و دیگری عریض شدن تیر در محل اتصال به ستون است. برای این هندسه اگر هر کدام از این دو عامل حذف شود، چنین رفتار مطلوبی وجود نخواهد داشت. در اتصال



شکل (۱۵): زیرسازه دو طرفه (صلیبی شکل)

اتصال و شرایط مرزی

پیشنهادی P1 با آنکه عامل اول یعنی سخت کننده داخلی حذف شده است اما اتصال در گوشه ستون یعنی محل برخورد وجوه ستون که در صفحه خود سختی قابل توجهی دارند، برقرار شده و در این محل ادوات تقویتی نیز بکار رفته است.

مطابق ضوابط لرزه‌ای AISC [۱۲] اتصالی که تحت آزمایش چرخه‌ای تا پایان چرخه‌ای با زاویه انحراف طبقه ۴٪، ظرفیت خمشی آن در پایان چرخه بیش از ۸۰٪ ظرفیت خمشی تیر باشد، به عنوان اتصال مناسب در قاب



جدول (۳): شاخص PEEQ در نواحی جوش شده

نمونه	امتداد جوش بال تیر به ستون		امتداد جوش بال تیر به ورق‌های خارجی
	وسط	لبه‌ها	
W1	۱۱۱/۱	۱۵۱/۵	-
P1	۵۵/۶	۰/۰	۰/۰

۳-۷- ظرفیت چرخشی و مقاومت اتصال

شکل (۱۷) رفتار چرخه‌ای لنگر کل-زاویه انحراف طبقه را برای اتصالات نشان می‌دهد. لنگر کل برابر نیروی اعمالی به سر ستون ضرب در ارتفاع ستون است که برابر مجموع دو لنگر راست و چپ اعمالی به اتصال می‌باشد. معیار قطع بارگذاری رخداد کرنش معادل پلاستیک بحرانی در نواحی جوش شده و یا افت بیش از ۲۰٪ در مقاومت خمشی در نظر گرفته شده است. مشاهده می‌شود در نمونه W1 به سبب رخداد کرنش پلاستیک بحرانی بارگذاری متوقف شده است اما اتصال پیشنهادی این گونه نبوده و در نتیجه ظرفیت چرخشی بیشتری دارد. اتصال پیشنهادی در اثر وقوع مدهای کمانشی دچار افت مقاومت می‌شود. اما با وجود این افت، در پایان چرخه‌ای با زاویه انحراف طبقه ۴٪، لنگر کل مقاوم از ظرفیت خمشی تیر بیشتر است. در شکل (۱۷) منظور از M_{pr} لنگر مفصل پلاستیک محتمل است و برابر $1.1R_y Z_b F_y$ در نظر گرفته می‌شود. مطابق AISC [۱۲]، R_y برای اعضای ورقی با فولاد A572 Gr50 برابر ۱/۱ می‌باشد. Z_b مدول پلاستیک تیر در ناحیه مفصل پلاستیک است. مشاهده می‌شود برای هر دو نمونه، لنگر کل اتصال از مجموع لنگر مفاصل پلاستیک تیرهای طرفین بیشتر می‌باشد. بنابراین هر دو اتصال کاملاً مقاوم اند. علت این موضوع عریض تر بودن تیر در بر ستون می‌باشد.

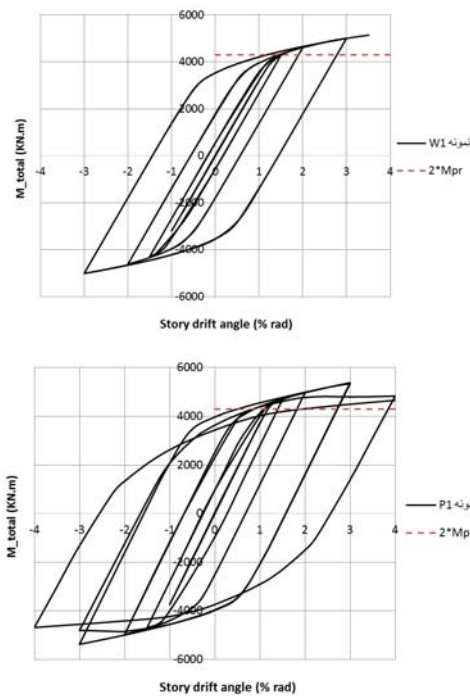
۴-۷- صلبیت اتصال

در شکل (۱۸) نمودار لنگر بر ستون بر حسب زاویه دوران نسبی تیر و ستون برای نمونه W1 و P1 رسم شده است. شیب این نمودار به عنوان صلبیت اتصال در نظر گرفته می‌شود. مشاهده می‌شود هر دو اتصال صلبیتی بیش از حد

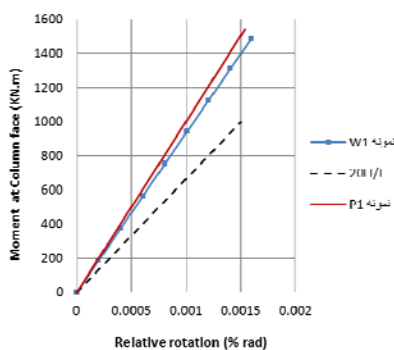
20EI/L (حداقل مقدار برای اتصال صلب در آیین نامه AISC [۱۲]) دارند. E، I و L به ترتیب مدول الاستیسیته، ممان اینرسی و طول تیر می‌باشد.

۵-۷- رفتار چشمه اتصال

چشمه اتصال (panel zone) در اتصال پیشنهادی بخش آکاردئونی ستون در حد فاصل ورق‌های یقه‌ای می‌باشد. در حالی که در اتصالات متداول IBBC، جان ستون با اجزای مرزی ورق پیوستگی داخلی به عنوان چشمه اتصال عمل می‌کند. وضعیت چشمه اتصال نمونه W1 و P1 تحت بارگذاری یکنوا تا زاویه انحراف طبقه ۱٪ (رفتار خطی) و ۴٪ (رفتار غیرخطی) مورد بررسی قرار گرفته است. مطابق شکل (۱۹) در دو نمونه، تنش برشی در ناحیه وسط

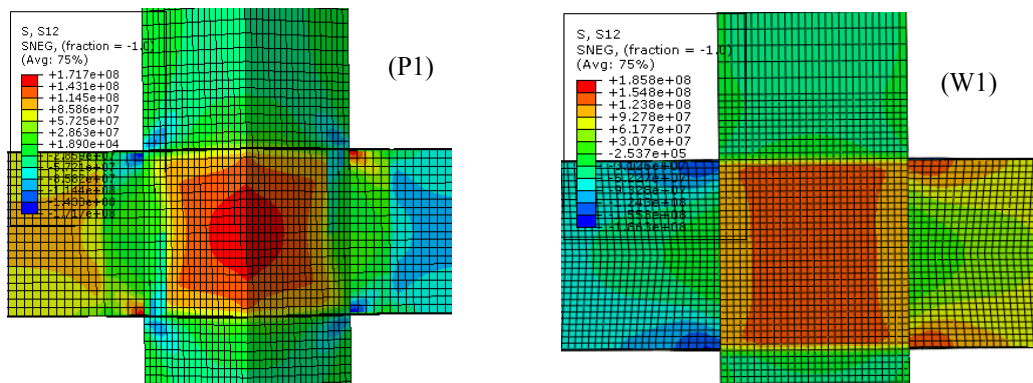


شکل (۱۷): نمودار چرخه‌ای لنگر کل - زاویه انحراف طبقه



شکل (۱۸): صلبیت خمشی دو نمونه

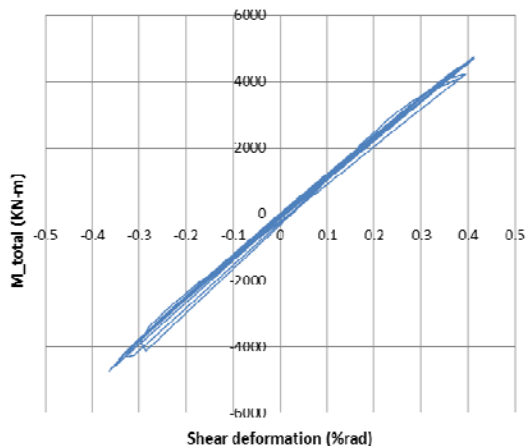




شکل (۱۹) : وضعیت تنش دو نمونه در زاویه انحراف طبقه ۱٪

جدول (۴): مقایسه چشمه اتصال برای دو نمونه

نمونه	زاویه انحراف طبقه ۱٪		زاویه انحراف طبقه ۴٪	
	تنش برشی	نسبت تنش	تنش برشی	نسبت تنش
W1	mpa۱۴۹	۰/۶۵	mpa۲۳۳	۱/۰۱۷
P1	mpa۱۵۸	۰/۶۸	mpa۲۲۹	۱/۰



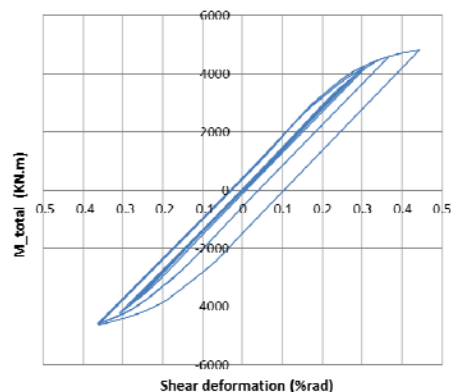
شکل (۲۱) : رفتار چرخه‌ای چشمه اتصال نمونه P1

مقایسه دو منحنی نشان می‌دهد، چشمه اتصال نمونه P1 عملکرد مناسبی داشته است. زیرا رفتار آن تقریباً خطی بوده و تغییر شکل برشی آن کمی کمتر از W1 می‌باشد.

نتیجه گیری

گسیختگی ترد در محل اتصال بال تیر I به وجه ستون قوطی مانع از دست یافتن تیر به حداکثر ظرفیت خمشی خود می‌شود و عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی را به خطر می‌اندازد. برای جلوگیری از این امر، عریض نمودن بال تیر و تعبیه ورق پیوستگی داخلی ضروری است. در این تحقیق یک هندسه جدید اتصال IBBC بدون ورق پیوستگی داخلی بر اساس ساخت ستون درختی، ارائه شده

چشمه بیشینه است. در جدول (۴) این نتایج بیشینه ثبت شده است. نتایج نشان می‌دهد چشمه اتصال دو نمونه P1 و W1 وضعیت تقریباً یکسانی دارند. در ناحیه غیر خطی چشمه اتصال دو نمونه به اندازه اندکی پلاستیک شده‌اند. لذا به سبب اندک بودن کرنش معادل پلاستیک، ترکی در جوش میانی چشمه اتصال نمونه P1 رخ نخواهد داد. شکل (۲۰) و (۲۱) منحنی‌های چرخه‌ای لنگر کل چشمه اتصال در برابر تغییر شکل برشی آن حاصل از آزمایش چرخه‌ای تا زاویه انحراف طبقه ۴٪ رادیان به ترتیب برای نمونه W1 و P1 نشان می‌دهد. قابل ذکر است منظور از لنگر کل چشمه در زیرسازه صلیبی شکل، مجموع لنگرهای طرفین چشمه اتصال می‌باشد.



شکل (۲۰) : رفتار چرخه‌ای چشمه اتصال نمونه W1

- 9- Rupen Goswami, C. V. R. Murty, "Externally Reinforced Welded I-Beam-to-Box-Column Seismic Connection", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 136, No. 1, January 1, 2010.
- 10- Seyed Rasoul Mirghaderi, Shahabeddin Torabian, Farhad Keshavarzi, "I-beam to box-column connection by a vertical plate passing through the column", *Engineering Structures*(2010), doi:10.1016/j.engstruct.2010.03.002,
- 11- Astaneh-Asl A. "Seismic design of steel column-tree moment-resisting frames". Steel tips, Structural Steel Educational Council. 1997. pp. 40.
- 12- AISC, American Institute of Steel Construction, Seismic Provision for Structural Steel Building, Chicago, Illinois, March 9, 2005
- 13- Abaqus User Manual. Abaqus, Inc. 2010.
- 14- Federal Emergency Management Agency. 2000. Recommended seismic design criteria for new steel moment frame building. Report No. FEMA-350.
- 15- Lu LW, Ricles JM, Mao C, Fisher JW, "Critical issues in achieving ductile behaviour of welded moment connections", *Journal of Constructional Steel Research* 2000;55(1-3):325-41,
- ۱۶- ترابیان، شهاب الدین؛ میرقادر، سید رسول. "بهبود جزئیات لرزه‌ای و روش ساخت اتصال تیر به ستون قوطی شکل"، رساله دکتری مهندسی عمران-زلزله، دانشگاه تهران، ۱۳۸۹

است. برای بررسی رخدادهای گسیختگی تردد در اتصال از معیار شاخص PEEQ استفاده شده است. نتایج تحلیل غیر خطی اجزای محدود نشان داد که اتصال تحت آزمایش چرخه‌ای، بارگذاری تا پایان چرخه با زاویه انحراف طبقه ۴٪ را تحمل نموده و ظرفیت خمشی آن در پایان چرخه، بیش از ظرفیت خمشی تیر می باشد. ضمناً این اتصال دارای صلبیت کافی است. بنابراین با توجه به ضوابط لرزه‌ای AISC [۱۲]، این اتصال، صلب، مقاوم و با ظرفیت چرخشی مناسب می باشد. ناحیه چشمه در اتصال پیشنهادی با آنکه هندسه خاصی دارد اما از لحاظ وضعیت تنش مشابه چشمه‌های معمول عمل نموده است. همچنین منحنی لنگر کل چشمه در برابر تغییر شکل برشی آن، خطی می باشد. لذا به نظر می رسد اتصال پیشنهادی عملکرد لرزه‌ای مطلوبی داشته و قابل اجرا در قاب خمشی ویژه می باشد. برای اثبات نهایی، لازم است آزمایش‌های تمام مقیاس بر روی این نوع اتصال انجام شود.

مراجع

- 1-Sherman DR. Designing with structural tubing. Eng J, AISC 1996;33(3):101_9.
- 2-FEMA-355D. State of the art report on connection performance. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency; 2000.
- 3-Shanmugam, N. E., Ting, L. C., and Lee, S. L. 1993. "Static behavior of i-beam to box-column connections with external stiffeners." *Struct Eng.*, 71(15), 269-275.
- 4-Nakashima M, Inoue K, Tada M. "Classification of damage to steel buildings observed in the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake". *Engineering Structures* 1998;20(4-6):271-81.
- 5-Cheng-Chih Chen, Chun-Chou Lin, Chieh-Hsiang Lin, 2006, "Ductile Moment Connection Used in Steel Column-Tree Moment-Resisting Frames", *Journal of Construction Steel Research* 62, 793-801
- 6-Cheng-Chih Chen, Chun-Chou Lin, Chia-Liang Tsai, 2004, "Evaluation of reinforced connections between steel beams and box columns", *Engineering Structures* 26, 1889-1904.
- 7-Tanaka N. "Evaluation of maximum strength and optimum haunch length of steel beam-end with horizontal haunch", *Eng Struct* 2003;25:229-39.
- 8-Seyed Rasoul Mirghaderi, Shahabeddin Torabian, Ali Imanpour, "Seismic performance of the Accordion-Web RBS connection", *Journal of Constructional Steel Research* 66 (2010) 277-288,



تعیین ضریب رفتار سیستم مهاربندی دروازه‌ای با استفاده از

روش تحلیل دینامیکی افزایشی، IDA

ساسان عزت شعار^۱، نادر فنائی^۲

چکیده

مهاربندهای دروازه‌ای نوعی از مهاربندهای همگرا می‌باشند که مشابه مهاربندهای شورون (۸ شکل) می‌باشند، با این تفاوت که به جهت تأمین فضای بازشوها، اعضای آن مستقیم نبوده و در نقطه‌ای با شیب‌های مختلف به هم متصل و در انتهای دیگر، به محل اتصال تیر به ستون وصل می‌شوند.

در این مقاله، ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری و ضریب رفتار این سیستم مهاربندی مورد ارزیابی قرار گرفته است. بدین منظور قابهایی با سیستم مهاربندی دروازه‌ای با تعداد طبقات مختلف، روی خاک نوع II در نظر گرفته شده‌اند و آنالیز استاتیکی غیر خطی، آنالیز دینامیکی خطی و آنالیز دینامیکی افزایشی غیر خطی روی این قابها با استفاده از نرم افزار Opensees انجام شده است. به منظور لحاظ کردن عدم قطعیت ذاتی موجود در زلزله و نیز جهت انجام تحلیل دینامیکی افزایشی، تعداد ۱۰ رکورد از زلزله‌های شدید که تاکنون رخ داده است، شامل رکوردهای زلزله بم و طس، انتخاب شده است. در نهایت مقادیر ضریب شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار برای سیستم مهاربندی دروازه‌ای محاسبه گردیده و مقدار ضریب رفتار به ترتیب برابر ۵ و ۳/۵ برای روش طراحی تنش مجاز و حالت حدی نهایی پیشنهاد شده است.

کلمات کلیدی

مهاربندی دروازه‌ای، ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری، تحلیل دینامیکی افزایشی

Determination of response modification factor, R, for gate bracing system using Incremental Dynamic Analysis method (IDA)

S. Ezzatshoar¹, N. Fanaie²

ABSTRACT

Gate bracing system is a form of concentric bracing systems which is similar to chevron (inverted V) bracing. To provide enough space for openings, the members are not direct and joined together with different slope in one point. Bracing is joined to connection joint of beam and column in its other end.

In this paper, overstrength factor, ductility factor and response modification factor of steel frames with gate bracing are evaluated. To do it, buildings with different story numbers on soil type II are considered. Static push over analysis, linear dynamic analysis and nonlinear incremental dynamic analysis are performed using Opensees software. To consider the uncertainties associated with earthquakes and to perform Incremental dynamic analysis procedure, 10 records of sever earthquakes ever happened including records of Bam and Tabas earthquakes are selected. Finally ductility factor, overstrength factor and response modification factor for gate bracing system are calculated and values of 3.5 and 5 has been suggested for ultimate limit state and allowable stress design method.

Key words

Gate Bracing, Response Modification Factor, Overstrength Factor, Ductility Factor, Incremental Dynamic Analysis

۱. دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، s_ezzatshoar@sina.kntu.ac.ir

۲. استادیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، nader_fanaie@kntu.ac.ir

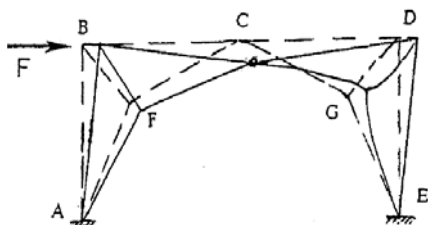


رفتار که بیانگر خصوصیات شکل پذیری سیستم می‌باشد، بسیار حائز اهمیت است.

به همین دلیل در این مطالعه با انجام تحلیل دینامیکی افزایشی (Incremental Dynamic Analysis, IDA)، روی این نوع از سیستم مهاربندی، تحت بارهای دینامیکی زلزله، مقدار ضریب رفتار برای طراحی لرزه‌ای این قابها تعیین شده است.

۲- سیستم مهاربندی دروازه ای

مهاربند دروازه‌ای مشابه مهاربند شورون (۸ شکل) می‌باشد، با این تفاوت که جهت تأمین فضای بیشتر اضلاع ۸ به صورت شکسته در آمده و نقاط شکسته توسط عضوی دیگر به گوشه اتصال تیر و ستون متصل می‌گردد. مهاربند دروازه ای به لحاظ تأمین فضای بازتر معماری بر مهاربندهای همگرا ارجحیت داشته ولی سختی، مقاومت و شکل پذیری کمتری نسبت به آن دارد [۲]. در شکل (۱) هندسه نمونه این گونه مهاربندی مشاهده می‌شود. موقعیت اتصال اعضای مهاربندی به یکدیگر (گره میانی)، فضای بازشوی قاب را تعیین می‌کند. هرچه گره میانی به سمت گوشه قاب حرکت کند از بازشویهای بزرگتری می‌توان استفاده کرد. در شکل (۲) با فرض تأمین پایداری کافی در جهت خارج از صفحه و ممتد بودن تیر در نقطه C، خرابی سازه که براساس کماتش میله های فشاری و تشکیل مفصل پلاستیک در نقطه C استوار است، مشاهده می‌شود [۳]. این امکان نیز وجود دارد که تحت اثر نیروهای جانبی مهارهای فشاری دچار کماتش خارج از صفحه شده و گره متصل کننده این مهارها به یکدیگر (گره میانی)، از صفحه قاب بیرون رود.

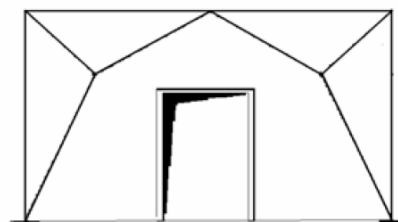


شکل (۲): تغییر شکل غیرخطی در بادبند دروازه ای

امروزه یکی از متداولترین روشهای مقاوم سازی ساختمان در مقابل بارهای جانبی زلزله، استفاده از سیستم‌های مهاربندی همگرا یا واگرا می‌باشد. شکل‌های متداول مهاربندهای همگرا مشکلاتی را از لحاظ تأمین فضای بازشوها در ساختمان بوجود می‌آورند. در سالهای اخیر معماران برای تأمین فضای کافی معماری برای بازشوها در ساختمان، دست به استفاده و اجرای نوعی از مهاربندها موسوم به مهاربندهای دروازه‌ای زده اند.

از آنجا که تأمین مقاومت، شکل پذیری و سختی مناسب، اهداف اصلی طراحی لرزه‌ای سازه‌ها به شمار می‌آیند، پذیرش هرگونه سیستم سازه‌ای جدید توسط آیین نامه، پس از انجام آزمایشات مختلف و تحلیل دقیق توسط متخصصین، صورت می‌گیرد. در کشور ما بدون وجود آزمایشات و تحلیل‌های لرزه‌ای دقیق استفاده از این نوع مهاربندی رواج عمده‌ای یافته است [۱].

برای بررسی رفتار دقیق سازه‌ها تحت نیروی زلزله، انجام تحلیل‌های غیرخطی ضروری می‌باشد. رفتار سازه‌ها بعد از محدوده ارتجاعی معمولاً به صورت کلاسیک توسط روشهای تحلیل استاتیکی یا دینامیکی غیر خطی بررسی می‌گردد و رفتار واقعی سازه با پذیرش برخی فرضیات، مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. از آنجا که اغلب سیستمهای مهاربندی در قابهایی با اتصالات مفصلی بکار می‌روند، مهاربندها بخش اصلی ساختمان جهت جذب انرژی زلزله و تأمین پایداری خواهند بود. از طرفی چون عامل اصلی جذب انرژی زلزله، شکل پذیری می‌باشد، محاسبه ضریب



شکل (۱): قاب با مهاربند دروازه ای

۳- روش تحلیل دینامیکی افزایشی، IDA

۳-۱- کلیات

یکی از مهمترین عدم قطعیت‌های موجود در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، طبیعت ذاتی زلزله می‌باشد که از نوع عدم قطعیت‌های تصادفی بوده و برای کمی نمودن این عدم قطعیت، نیاز به لحاظ نمودن اثر تغییر رکورد زلزله بر پاسخ لرزه‌ای سازه با انجام آنالیزهای دینامیکی متعدد توسط رکوردهای متفاوت زلزله می‌باشد. لذا در این مطالعه جهت لحاظ نمودن اثر این نوع از عدم قطعیت‌ها از روش تحلیل دینامیکی افزایشی، IDA استفاده شده است.

در این روش که به منظور در نظر گرفتن اثر عدم قطعیت ذاتی موجود در زلزله در بررسی پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها ابداع شده است [۶]، برای لحاظ کردن عدم قطعیت موجود در محتوای فرکانسی و شکل طیفی زلزله‌ها، تعداد مناسبی از رکوردهای زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرد، سپس هر رکورد زلزله به نحوی مقیاس می‌شود تا گستره مناسبی از شدت‌های لرزه‌ای و نیز رفتار سازه، از حد الاستیک تا خرابی را پوشش دهد.

برای انجام تحلیل IDA، در ابتدا پارامتر شدت لرزه‌ای (به عنوان مثال PGA یا $S_a(T_1)$)، از یک مقدار بسیار کوچک جهت بروز رفتار الاستیک در مدل سازه‌ای تحت تحلیل دینامیکی تا سطح مشخصی از شدت لرزه‌ای برای دستیابی به حد خرابی مورد نظر، با یک الگوریتم مناسب مقیاس می‌گردد و هر بار این ضریب مقیاس به رکورد زلزله اعمال گردیده و سازه تحت اثر آن رکورد، آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی می‌گردد. در پایان هر یک از مراحل آنالیز، مقدار شدت خرابی متناظر با سطحی از شدت لرزه‌ای که آنالیز در آن صورت گرفته است ثبت می‌گردد و در نهایت تحت هر رکورد مقیاس شده یک منحنی پاسخ در برابر شدت که از آن به منحنی IDA یاد می‌کنند، بدست می‌آید (شکل ۳).

مطالعات تجربی صورت گرفته در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن [۴]، نیز نشان داده است که این نوع از مهاربندی به شدت مستعد کماتش خارج از صفحه اعضای فشاری می‌باشد که با طراحی مناسب مقاطع به نحوی که شعاع ژیراسیون در کماتش خارج از صفحه بیشتر از مقدار نظیر آن برای کماتش داخل صفحه باشد، می‌توان از کماتش خارج صفحه قاب جلوگیری نمود و نیز قرارگیری نقطه همگرایی در فاصله $0/25$ قطر چشمه مهاربندی از گوشه قاب، تأمین کننده بهترین شرایط از لحاظ سختی و مقاومت جانبی سیستم می‌باشد.

در قابهای با مهاربندی دروازه‌ای نیز مانند اغلب قابهای مهاربندی شده، اتصال اعضای قاب و اتصال اعضای مهاربندی به گوشه‌های قاب، مفصلی فرض می‌گردد. اتصال اعضای مهاربندی به یکدیگر را نیز می‌توان از نظر چرخش اعضا در داخل صفحه قاب مفصلی فرض کرد، ولی مفصلی بودن آن برای حرکت عمود بر صفحه قاب باعث ناپایداری هندسی قاب خواهد شد، لذا حداقل در محل تقاطع سه عضو مهاربندی لازم است تا اتصال دارای صلبیت خمشی کافی برای تغییر شکل خارج از صفحه باشد. با در نظر گرفتن چنین شرایطی، این اعضا در جهت عمود بر صفحه دیگر اعضای محوری نبوده بلکه به صورت یک تیر - ستون رفتار خواهند کرد [۱].

سیستم فوق به علت ضعف بسیار زیاد در اجرای اتصالات به ویژه کاهش صلبیت اتصال در گره میانی بدلیل استفاده از ورق‌های اتصال با ابعاد ضخامت ناکافی، دارای توانایی کمی است و گاه با تغییر شکلهای خارج از صفحه ناپایدار می‌گردد. با اجرای صحیح اتصال در گره میانی بصورتیکه ابعاد، ضخامت و طول جوش در این اتصال، تأمین کننده صلبیت لازم باشد و نیز تعیین صحیح ضریب طول موثر المانهای مهاربند در فشار برای کماتش خارج صفحه، می‌توان از این سیستم در طراحی‌ها، بهتر بهره جست [۵].

و در نتیجه عمومیت بیشتر پاسخ ایجاد شده در سازه تحت اثر رکوردهای گوناگون زلزله می‌گردد، می‌بایست در بردارنده ویژگی‌های دینامیکی یک رکورد مانند محتوای فرکانسی، انرژی و ... باشد. [۶] در این مطالعه جهت وارد کردن زمان تناوب اصلی سازه به حیطه مقیاس کردن رکوردها و نیز لحاظ کردن پارامترهای مدت زمان لرزش و میرایی از شتاب طیفی مود اول سازه $S_a(T_1)$ به عنوان معیار شدت لرزه‌ای استفاده شده است.

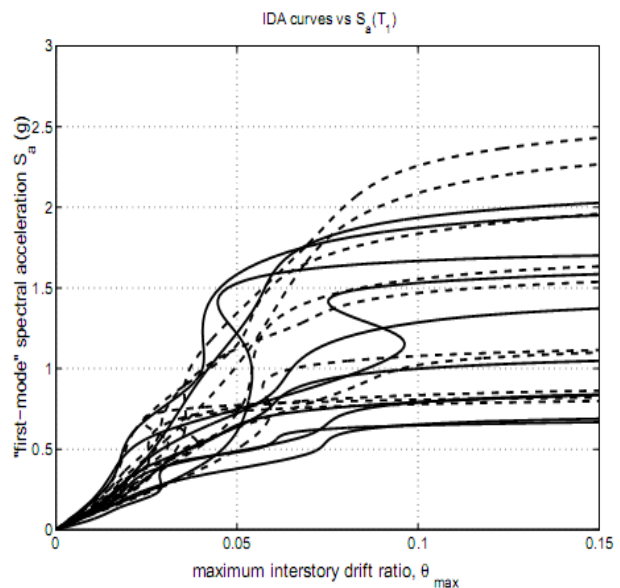
۳-۳- معیار شدت خرابی (Damage Measure, DM)

دوران گرهی در یک سازه، تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای، تغییر مکان بام و یا تغییر شکل محوری المانها می‌توانند به عنوان معیار خرابی یک سازه استفاده گردد. در این مطالعه به منظور انعکاس هر چه بهتر پاسخ سازه‌ای و از آنجا که این مطالعه بر مبنای استاندارد ۲۸۰۰ ایران می‌باشد [۷]، مطابق فلسفه حاکم بر این استاندارد از پارامتر حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای، θ_{max} ، به عنوان معیار شدت خرابی استفاده شده است.

۳-۴- انتخاب و نحوه مقیاس نمودن شتابنگاشتها

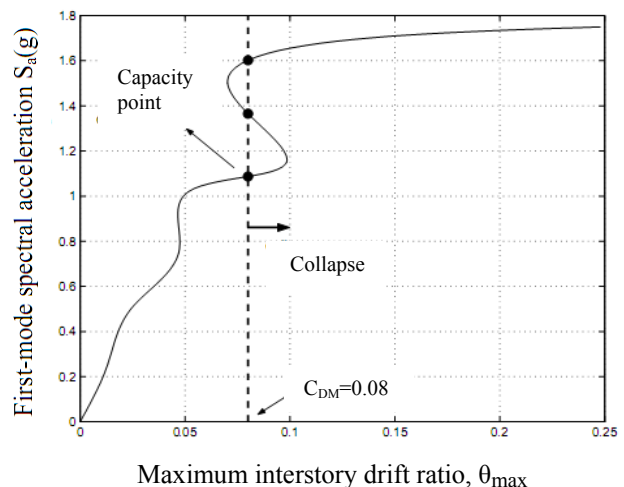
برای انجام تحلیل IDA، رکوردهای زلزله‌ای که از لحاظ پارامترهای لرزه‌ای مشابه خوبی با سایت محل قرارگیری سازه داشته باشند می‌بایست انتخاب گردد. با توجه به این موضوع ۱۰ رکورد زلزله معروف دنیا که شامل دو زلزله مهم ایران، «بم» و «طبس» نیز می‌باشد و از لحاظ سرعت موج برشی در خاک، مطابق با خاک نوع II استاندارد ۲۸۰۰ ایران است، مطابق جدول (۱)، انتخاب شده‌اند.

جهت مقیاس نمودن معیار شدت لرزه‌ای می‌بایست از یک الگوریتم مناسب استفاده نمود تا علاوه بر بهینه شدن تعداد دفعات مقیاس نمودن هر رکورد برای انجام آنالیز، ترسیم منحنی‌های IDA از دقت و سرعت کافی نیز برخوردار باشد. بدین منظور در این مطالعه از الگوریتم Hunt & Fill استفاده شده است [۶].



شکل (۳): دسته منحنی IDA [۶].

این عمل برای همه رکوردهای مورد نظر صورت گرفته و در انتها با مشخص نمودن حالت حدی خرابی مورد نظر و خلاصه سازی و تفسیر مناسب این دسته منحنی‌ها می‌توان به بررسی عملکرد و رفتار سازه تحت شرایط مختلف مورد نظر، مطابق شکل (۴) پرداخت.



شکل (۴): تعیین نقطه ظرفیت سازه روی منحنی IDA

۳-۲- معیار شدت لرزه‌ای (Intensity Measure, IM)

جهت استفاده از آنالیز IDA، انتخاب پارامترهای مناسب شدت لرزه‌ای و شدت خرابی بسیار مهم و تأثیرگذار است. شرط لازم برای انتخاب یک شدت لرزه‌ای مناسب، قابل مقیاس بودن آن است. همچنین انتخاب یک پارامتر شدت لرزه‌ای مناسب علاوه بر اینکه باعث پراکندگی کمتر



جدول (۱) : مشخصات رکوردهای زلزله انتخاب شده

برای تحلیل IDA

رکورد	ایستگاه ثبت	تاریخ وقوع	PGA(g)
Chi-Chi, Taiwan	CHY080	9/20/1999	0.902
Coyote Lake	Gilroy Array 3	8/6/1979	0.434
Kobe	KJMA	1/16/1995	0.821
Landers	Coolwater	6/28/1992	0.417
Loma Prieta	Corralitos	10/18/1989	0.644
Morgan Hill	Anderson Dam	4/24/1984	0.423
N. Palm Springs	N. Palm Springs	7/8/1986	0.694
Northridge	Santa Monica	1/17/1994	0.883
Bam	Bam	26/12/2003	0.767
Tabas	9101 Tabas	9/16/1978	0.05

مختلفی را جهت تعیین خرابی در حالت‌های حدی مختلف پیشنهاد داده اند. به عنوان مثال FEMA350 برای قابهای خمشی ویژه، تغییر مکان جانبی نسبی برابر ۰.۲٪ را معادل سطح عملکرد خدمت پذیری بی وقفه (IO) معرفی می‌کند [۸]. از آنجا که هدف این مطالعه، یافتن پارامترهای لرزه‌ای مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران است، نقاط عملکردی هر سازه با استفاده از مفاهیم این استاندارد تعیین شده اند. بدین معنی که از مفهوم تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح مطابق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است که با فرض رفتار واقعی سازه به صورت غیر خطی بدست می‌آید. این حالت حدی خرابی که حدوداً معادل سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) در سازه می‌باشد به صورت زیر تعریف می‌گردد [۷].

$$T < 0.7 \quad \Delta_M = 0.25 \text{ برابر ارتفاع طبقه}$$

$$T \geq 0.7 \quad \Delta_M = 0.2 \text{ برابر ارتفاع طبقه}$$

Δ_M : تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه

T: زمان تناوب اصلی ساختمان بر حسب ثانیه

در این سطح عملکردی، ساختمان دچار خرابی‌های قابل توجهی می‌شود و سختی سازه به مقدار چشم‌گیری کاهش می‌یابد، ولی به هر حال حاشیه ایمنی قابل توجهی نیز برای جلوگیری از فروریزش سازه وجود دارد.

۴- محاسبه ضریب رفتار

۴-۱- مبانی محاسبه ضریب رفتار سازه‌ها

عموماً رفتار واقعی غیر خطی یک سازه با یک رابطه دو خطی مدل می‌گردد که در آن نیروی حد جاری شدن سازه با V_y و در صورت فرض رفتار خطی سازه در هنگام زلزله، ماکزیمم برش پایه در سازه برابر V_e خواهد بود که این نیرو به دلیل شکل پذیری و رفتار غیر خطی سازه به نیروی V_y کاهش می‌یابد که این موضوع در شکل (۵) نشان داده شده است.

در این روش در اولین گام جهت مقیاس نمودن معیار شدت لرزه‌ای، یک مقدار بسیار کوچک (مقدار $0.05g$) برای پارامتر شدت لرزه‌ای (شتاب طیفی مود اول) که متضمن پاسخ خطی سازه باشد، انتخاب می‌گردد. سپس در مرحله Hunt، برای یافتن بازه‌ای از شتاب طیفی مود اول که در آن خرابی مورد نظر رخ داده است، با استفاده از تعداد حداقلی از نقاط، شدت لرزه‌ای مطابق رابطه (۱) به صورت تصاعدی در هر گام افزایش می‌یابد، به گونه‌ای که مقدار $S_a(T_1)$ در هر گام برابر مقدار $S_a(T_1)$ در گام قبل به علاوه α برابر شماره گام باشد که مقدار ضریب α در این مطالعه برابر 0.05 لحاظ شده است.

$$S_a(T_1)_i = S_a(T_1)_{i-1} + (\alpha \times i) \quad (1)$$

بعد از پشت سر نهادن حالت حدی خرابی مورد نظر مرحله Fill فرا می‌رسد. از آنجا که پارامتر شدت لرزه‌ای به صورت جهشی افزایش یافته است، در این مرحله با استفاده از افزایش نقاط انجام تحلیل در بازه وقوع خرابی، نقطه‌ای که با دقت کافی متناظر حالت حدی خرابی مورد نظر باشد تعیین می‌گردد. همچنین می‌توان با افزایش نقاط در بازه‌های دیگر شتاب طیفی مود اول، دقت منحنی IDA را افزایش داد.

۳-۵- تعیین حالت حدی خرابی

آیین‌نامه‌های مختلف از جمله FEMA و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود ایران، معیارهای



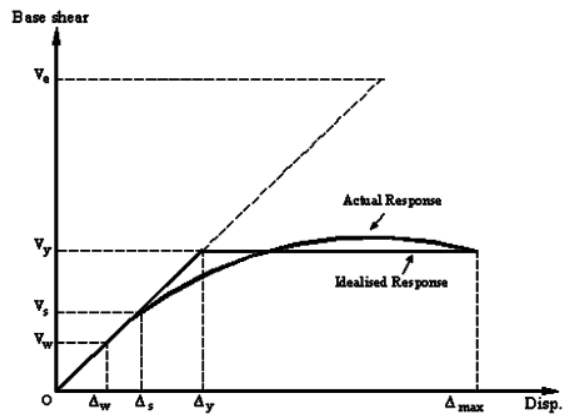
۲-۴- محاسبه ضریب اضافه مقاومت با استفاده از آنالیز دینامیکی افزایشی غیر خطی در این روش که توسط موافای و الناشای [۱۰]، ابداع گردیده برای محاسبه برش پایه در سازه از تحلیل IDA استفاده شده و نسبت برش پایه نهایی به برش پایه معادل اولین جاری شدن به عنوان ضریب اضافه مقاومت معرفی می‌گردد. این روش با توجه مرجع [۱۱] به صورت رابطه (۷) اصلاح می‌گردد:

$$R_s = \frac{V_{b(Dyn,u)}}{V_{b(st,y)}} \quad (7)$$

یعنی ضریب اضافه مقاومت برابر نسبت برش پایه دینامیکی به برش پایه استاتیکی معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه می‌باشد. علت استفاده از مفصل پلاستیک در سازه این است که هنگام افزایش تدریجی شتاب طیفی ممکن است در سازه تنها یک مفصل پلاستیک داشته باشیم، با افزایش بیشتر شتاب طیفی مود اول، اگر مفصل دوم در آستانه تشکیل قرار گیرد باز هم تنها یک مفصل پلاستیک در کل سازه خواهیم داشت و نقطه‌ای از منحنی رفتار سازه که اولین جاری شدن در آن رخ می‌دهد قابل تمیز دادن نخواهد بود. بنابراین از برش پایه معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه، حاصل از آنالیز استاتیکی غیر خطی به عنوان برش پایه نقطه تسلیم استفاده می‌گردد. یعنی انتهای ناحیه خطی در منحنی‌های رفتاری رانش و IDA را می‌توان یکسان در نظر گرفت [۱۰ و ۱۱].

۳-۴- محاسبه ضریب شکل پذیری با استفاده از آنالیز دینامیکی افزایشی غیر خطی در این روش با مقیاس کردن رکوردهای زلزله انتخاب شده و انجام آنالیز IDA، ماکزیمم برش پایه غیر خطی $V_{b(Dyn,u)}$ ، متناظر حالت حدی خرابی مورد نظر بدست می‌آید. سپس با آنالیز الاستیک سازه تحت همین رکورد، ماکزیمم برش پایه خطی $V_{b(Dyn,e)}$ محاسبه شده و مطابق رابطه (۸) ضریب شکل پذیری محاسبه می‌گردد:

$$R_\mu = \frac{V_{b(Dyn,e)}}{V_{b(Dyn,u)}} \quad (8)$$



شکل (۵): رفتار غیر خطی سازه

ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری مطابق رابطه (۲) تعریف می‌گردد:

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (2)$$

نسبت برش پایه ایجاد مکانیزم و خرابی واقعی در سازه به برش پایه تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه (وقوع اولین جاری شدن در المانهای سازه)، V_s ضریب اضافه مقاومت نامیده می‌شود و طبق رابطه (۳) تعریف می‌گردد [۹].

$$R_s = \frac{V_y}{V_s} \quad (3)$$

برای طراحی به روش تنش مجاز، آیین نامه‌های طراحی نیروی V_s را به نیروی V_w کاهش می‌دهند. این کاهش توسط ضریب تنش مجاز طبق رابطه (۴) صورت می‌گیرد.

$$\gamma = \frac{V_s}{V_w} \quad (4)$$

با توجه به توضیحات فوق ضریب رفتار سازه که برای تبدیل نیروی خطی اعمالی به سازه به نیروی طراحی بکار می‌رود مطابق روابط (۵) و (۶)، محاسبه می‌گردد: برای روش مقاومت نهایی:

$$R = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = R_\mu \times R_s \quad (5)$$

برای روش تنش مجاز:

$$R = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} \times \frac{V_s}{V_w} = R_\mu \times R_s \times \gamma \quad (6)$$



۴-۴- ضریب تنش مجاز

این ضریب برای نیمرخ های بال په‌ن در حدود ۱/۵-۱/۴ می باشد که در این مطالعه ضریب تنش مجاز با توجه به توصیه آیین نامه UBC-97، ۱/۴۴ لحاظ گردیده است [۱۲].

۵- مدل‌های مورد بررسی

در این مطالعه سه سازه فولادی ۳، ۵ و ۷ طبقه با سیستم مهاربندی دروازه‌ای به صورت سازه های سه بعدی و با فرض احداث سازه در منطقه ای با خطر نسبی خیلی زیاد و روی خاک نوع II مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران ویرایش سال ۱۳۸۷ و به روش تنش های مجاز با استفاده از نرم افزار ETABS 9.5.2 تحلیل و طراحی شده اند. فولاد مصرفی از نوع St-37 و ارتفاع کلیه طبقات ۳ متر و دهانه ها ۶ متر در نظر گرفته شده است، همچنین بارهای مرده و زنده طبقات به ترتیب 400 kg/m^2 و 200 kg/m^2 در نظر گرفته شده است. کلیه اتصالات تیر به ستون و مهاربندها به یکدیگر، در صفحه قاب به صورت مفصلی بوده و جهت لحاظ کردن اثرات کمانش خارج صفحه در طراحی که در این نوع از مهاربندی بسیار قابل اهمیت می باشد، ضریب طول مؤثر برای کمانش خارج صفحه برابر ۱/۶ در نظر گرفته شده است [۱۳]. بر این اساس ضریب لاغری عضو بزرگتر مهاربندها در جدول (۲) آورده شده است.

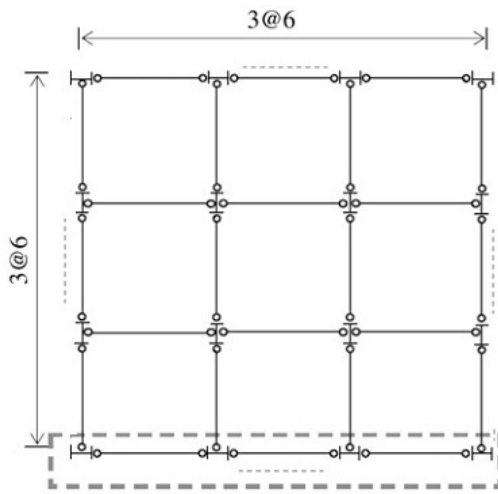
همانطور که از مقادیر ضرایب لاغری مشاهده می شود، کمانش اعضای مهاری در محدوده کمانش غیر الاستیک می باشد.

جدول (۲): ضریب لاغری اعضای مهاربندی

مقطع مهاربند	2UNP 180	2UNP 160	2UNP 140	2UNP 120
λ_{\max}	63.97	68.96	74.97	81.05

پلان کلیه طبقات نیز در سازه های مورد بررسی یکسان در نظر گرفته شده است. این پلان در شکل (۶) نشان داده شده است و محل قرارگیری مهاربند ها با نقطه چین مشخص شده است. همچنین پیکر بندی قابهای استخراج

شده از سازه سه بعدی نیز در شکل (۷) نشان داده شده است.



شکل (۶): پلان طبقات سازه های مورد مطالعه

برای تیرهای دهانه های مهاربندی شده جهت کنترل توزیع نامتعادل نیروهای محوری کششی و فشاری مهاربندها بر اثر زلزله، از تیر ورق استفاده شده است که مشخصات مقاطع تیر ورق ها در جدول (۳) آورده شده است.

جدول (۳): مشخصات مقاطع تیر ورق های استفاده شده

تیر ورق	ارتفاع جان (cm)	ضخامت جان (cm)	عرض بال (cm)	ضخامت بال (cm)
PG400*300	40	0.8	30	1.8
PG400*400	40	1	40	2

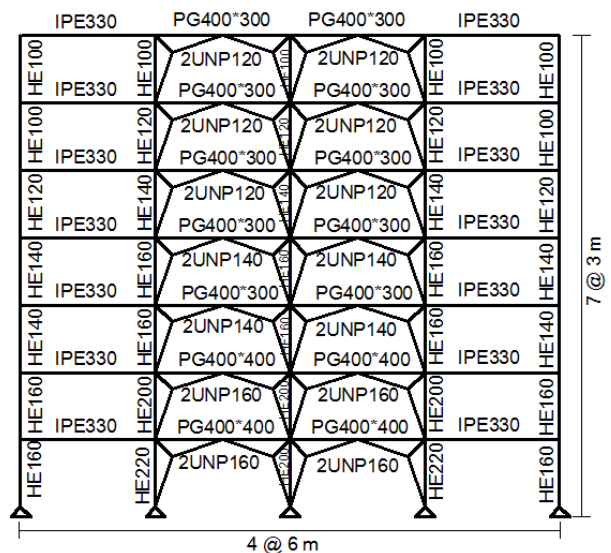
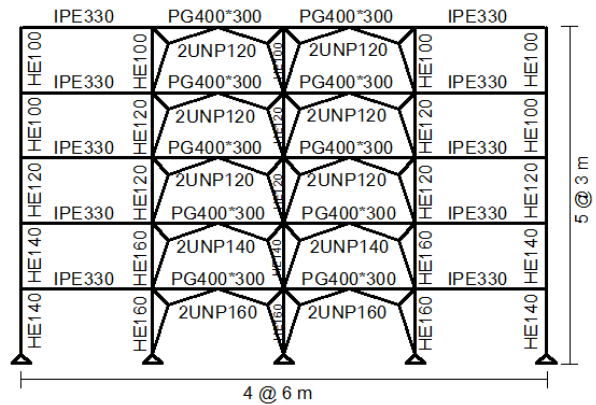
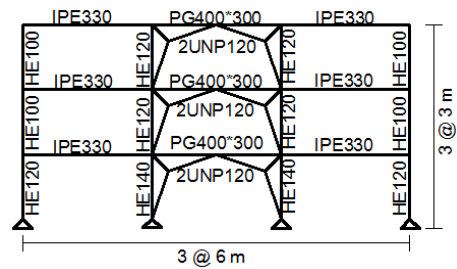
۶- مدلسازی در نرم افزار Opensees

جهت مدلسازی و انجام تحلیلهای غیر خطی استاتیکی و دینامیکی تاریخچه زمانی در این مطالعه از نرم افزار Opensees 2.2.1 استفاده شده است [۱۴]. این نرم افزار که از محصولات دانشگاه برکلی کالیفرنیا است، یکی از قویترین نرم افزارهای موجود برای انجام تحلیل های غیر خطی و دینامیکی با استفاده از المانهای الیافی می باشد.

همچنین جهت مدلسازی مصالح فولادی از مدل رفتاری Uniaxial Material Hysteric که قابلیت مدلسازی رفتار فولاد به صورت سه خطی در کشش و فشار را دارد، استفاده شده است به طوریکه می توان نقاط تسلیم، گسیختگی و کمانش را برای هر المان با این منحنی رفتاری به برنامه معرفی نمود. باید توجه نمود که جهت لحاظ نمودن مدخرابی کمانش خارج صفحه، بار کمانشی معرفی شده در مدلسازی المانهای مهاربند و مصالح فولادی اختصاص یافته به آنها، با استفاده از ضریب طول موثر کمانش خارج صفحه محاسبه گردیده است. همچنین شیب ناحیه سخت شوندگی فولاد نیز در کشش ۰.۲٪ شیب ناحیه الاستیک لحاظ شده است همچنین لازم به ذکر است که در مدلسازی رفتار فولاد از تنش تسلیم واقعی فولاد، $(F_{ye}=1/15F_y)$ ، مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران استفاده شده است. برای مدلسازی اتصالات مفصلی اعضای قاب و پای ستونها نیز از المان با طول صفر (Zero-Length Element) در محل اتصال تیر به ستون و مهاربند به تیر و ستون استفاده شده است و گره‌ها در محل اتصال مفصلی فقط در درجات آزادی انتقالی مقید شده اند.

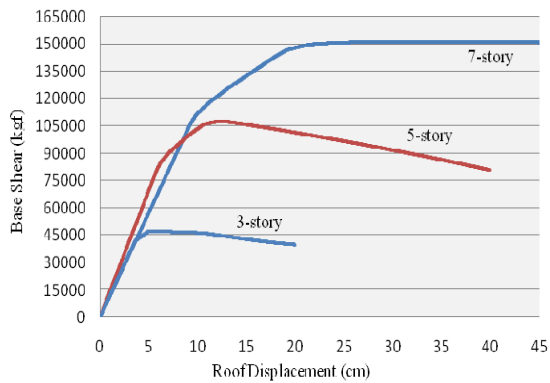
همچنین جرم طبقات در گره‌ها به صورت متمرکز و کف طبقات نیز صلب در نظر گرفته شده است.

جهت اطمینان از حصول رفتار مطابق واقعیت اعضای سازه ای مدل شده، سه عضو مهاربند با مقطع یکسان دابل ناودانی ۱۴۰ رخ به رخ ولی با سه لاغری متفاوت ۴۰، ۸۰ و ۱۲۰ در نرم افزار مذکور مدل شده اند. کلیه پارامترهای غیرخطی عیناً مشابه مدل های اصلی در نظر گرفته شده است و جهت تأمین شرایط غیرخطی هندسی، یک خروج از مرکزیت به میزان یک هزارم طول عضو در وسط طول عضو لحاظ شده است. سپس هریک از اعضا تحت سیکل های بارگذاری متناوب قرار گرفته و منحنی رفتاری هیستریزیس برای هر لاغری بدست آمده است و بار کمانش اولیه هریک از اعضا با استفاده از رابطه (۹)



شکل (۷): پیکر بندی قاب های مورد بررسی

برای مدلسازی المانهای ستونها، مهاربندها و تیرها در این نرم افزار از المان تیر-ستون غیر خطی (Nonlinear Beam Column) با کنترل تغییر شکل استفاده شده است که این المان قابلیت لحاظ نمودن اثرات $P-\Delta$ و تغییر شکل های بزرگ را جهت لحاظ نمودن اثرات غیر خطی هندسی مدل دارا می باشد. جهت مدلسازی پلاستیسیته گسترده در المانها در برنامه، مقطع هر المان اعم از تیر، ستون و مهاربند به تعدادی الیاف (Fiber) و در طول خود نیز به چندین قسمت (segment) تقسیم می شوند.

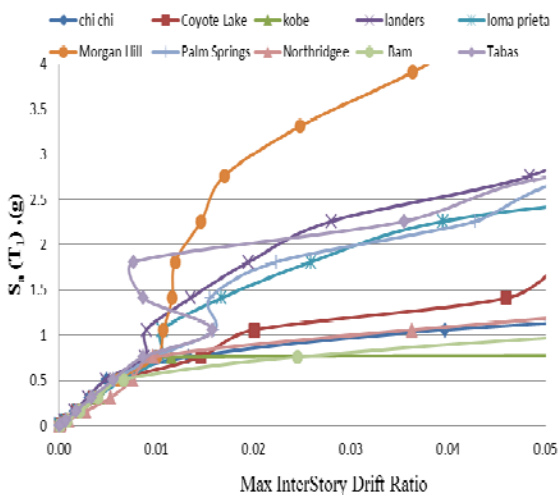


شکل (۹): منحنی رانش قابهای مورد مطالعه

۲-۷- تحلیل دینامیکی افزایشی IDA

منحنی‌های IDA برای قابهای مورد مطالعه در شکل‌های (۱۰ و ۱۱ و ۱۲) نشان داده شده است. با کمی دقت در این منحنی‌ها می‌توان تمامی مراحل رفتار سازه تحت زلزله، از حد ارتجاعی تا حد فروریزش و ناپایداری کلی را به طور کامل مشاهده نمود.

همانطور که در منحنی‌ها دیده می‌شود به طور کلی با افزایش ارتفاع ساختمان سازه‌ها زودتر وارد ناحیه غیر خطی شده و برای یک مقدار ثابت DM، مقادیر IM در نمودارها کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر می‌توان گفت ظرفیت S_a سازه‌ها متناظر با یک معیار خرابی معین با افزایش ارتفاع آنها کاهش می‌یابد.



شکل (۱۰): دسته منحنی‌های IDA برای قاب ۳ طبقه

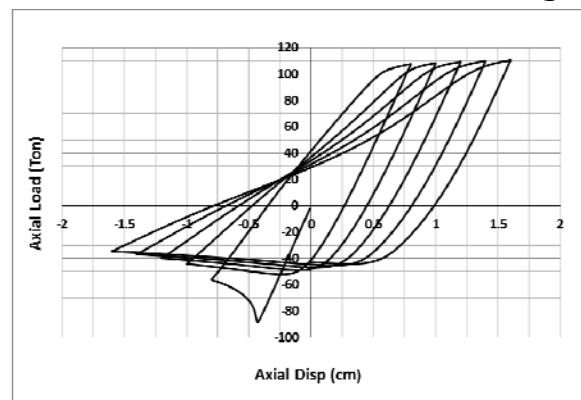
محاسبه شده و با آنچه از نمودار هیستریزس مدل‌ها بدست آمده است مقایسه شده است.

$$F_a = \left[1 - 0.5 \times \left(\frac{\lambda}{C_c} \right)^2 \right] \times F_y \quad (9)$$

در این رابطه F_a تنش کمانشی عضو می‌باشد، همچنین لاغری عضو بوده و C_c از رابطه (۱۰) محاسبه می‌گردد.

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} \quad (10)$$

نمونه‌ای از منحنی‌های هیستریزس بدست آمده برای لاغری ۸۰ در شکل (۸) نشان داده شده است، همچنین نتایج این مقایسه در جدول (۴) ارائه گردیده است.



شکل (۸): منحنی هیستریزس مهار با لاغری ۸۰

جدول (۴): مقایسه بار کمانش تئوریک و بار کمانش

حاصل از تحلیل مدل‌ها

لاغری مهار	بار کمانشی تئوریک (Ton)	بار کمانشی مدل (Ton)
40	93.35	94.25
80	82.76	84.35
120	57.08	56.10

۷- نتایج تحلیل

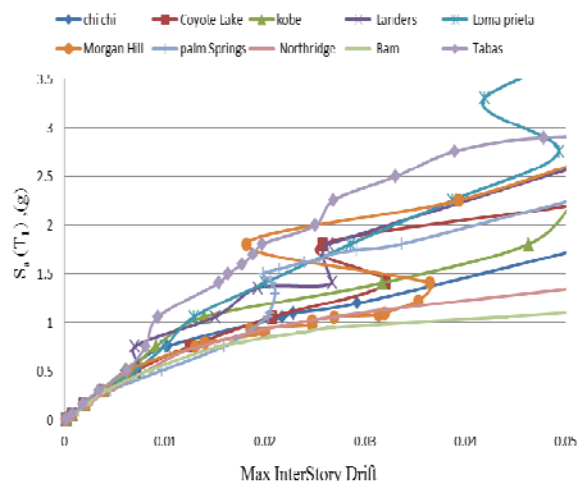
۷-۱- تحلیل استاتیکی غیر خطی

نمودارهای رانش سازه برای الگوی بارگذاری جانبی مثلثی شکل (مطابق روش استاتیکی معادل استاندارد ۲۸۰۰)، در شکل (۹) نشان داده شده است.

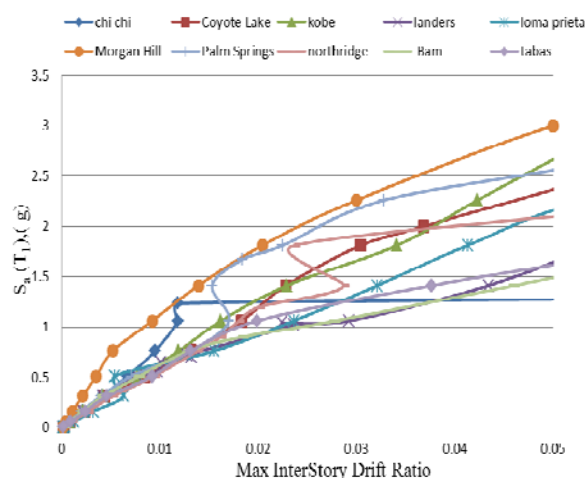
۷-۳- محاسبه ضریب رفتار

با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی و دینامیکی تاریخچه زمانی تحت اثر رکوردهای انتخاب شده و توضیحات بخش (۴) این مقاله، ضریب شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت و نیز ضریب رفتار قابهای مورد بررسی برای روش‌های طراحی به روش حدی نهایی و تنش مجاز در جداول (۵، ۶ و ۷) آمده است. همانطور که در توضیحات بخش مدلسازی نیز ذکر شده است، سازه‌های مورد بررسی به روش تنش مجاز طراحی گردیده و برای بدست آوردن ضریب رفتار متناسب با روش طراحی حالات حدی، ضریب رفتار بدست آمده برای روش تنش مجاز بر ضریب تنش مجاز تقسیم می‌گردد.

همانطور که در نتایج حاصله مشاهده می‌گردد ضریب اضافه مقاومت این قابها حدود ۱/۵-۱/۲ می‌باشد. همچنین در نهایت با میانگین‌گیری از نتایج حاصله و حذف نتایج دارای پراکنندگی زیاد مقدار ضریب رفتار برای قابهای با سیستم مهاربندی دروازه‌ای در جدول (۸) ارائه شده است. از نتایج موجود در جدول (۸) می‌توان مشاهده نمود که ضریب رفتار سازه‌ها با افزایش ارتفاع کاهش می‌یابد که علت این امر کاهش ضریب شکل پذیری سازه‌ها با افزایش ارتفاع می‌باشد.



شکل (۱۱): دسته منحنی‌های IDA برای قاب ۵ طبقه



شکل (۱۲): دسته منحنی‌های IDA برای قاب ۷ طبقه

جدول (۵): ضرایب شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار برای قاب ۳ طبقه

record	DM	IM	$V_b (D_{yn,u})$ (kgf)	$V_b (st,y)$ (kgf)	$V_b (D_{yn,e})$ (kgf)	Ω	R_μ	R_{ASD}	R_{LRFD}
chi chi	0.025	1.008	52998.2	41460.76266	89746.6	1.28	1.69	3.12	2.16
coyote lake	0.025	1.126	54066.4		111448	1.30	2.06	3.87	2.69
kobe	0.025	1.016	51195.4		119768	1.23	2.34	4.16	2.89
Landers	0.025	2.101	53018.4		170822.4	1.28	3.22	5.93	4.12
Loma prieta	0.025	1.771	55388.5		174525.7	1.34	3.15	6.06	4.21
Morgan hill	0.025	3.320	50370.5		307497.5	1.21	6.10	10.68	7.42
palm springs	0.025	1.869	56334.99		179750.6	1.36	3.19	6.24	4.34
Northridge	0.025	0.933	50525.67		114307	1.22	2.26	3.97	2.76
Bam	0.025	0.764	49709.08		76650.65	1.20	1.54	2.66	1.85
Tabas	0.025	2.090	52321.26		193597	1.26	3.70	6.72	4.67



جدول (۶): ضرایب شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار برای قاب ۵ طبقه

record	DM (θ_{max})	IM	V_b (Dyn,u) (kgf)	V_b (st,y) (kgf)	V_b (Dyn,e) (kgf)	Ω	R_μ	R_{ASD}	R_{LRFD}
chi chi	0.025	1.134	117165.68	79427.07	238282.83	1.48	2.03	4.32	3.00
coyote lake	0.025	1.193	118166.76		256973.54	1.49	2.17	4.66	3.24
kobe	0.025	1.278	118556.03		263599.07	1.49	2.22	4.78	3.32
Landers	0.025	1.399	86874.59		283456.61	1.09	3.26	5.14	3.57
Loma prieta	0.025	1.645	112223.08		359471.27	1.41	3.20	6.52	4.53
Morgan hill	0.025	1.025	97927.07		211233.72	1.23	2.16	3.83	2.66
palm springs	0.025	1.657	117614.51		246209.79	1.48	2.09	4.46	3.10
Northridge	0.025	1.021	118514.39		317945.87	1.49	2.68	5.76	4.00
Bam	0.025	0.950	119060.43		218957.39	1.50	1.84	3.97	2.76
Tabas	0.025	2.000	99850.83		395096.72	1.26	3.96	7.16	4.97

جدول (۷): ضرایب شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار برای قاب ۷ طبقه

record	DM (θ_{max})	IM	V_b (Dyn,u) (kgf)	V_b (st,y) (kgf)	V_b (Dyn,e) (kgf)	Ω	R_μ	R_{ASD}	R_{LRFD}
chi chi	0.02	1.24	132815.59	102830.88	345056.5	1.29	2.60	4.83	3.36
coyote lake	0.02	1.19	125459.30		311580.3	1.22	2.48	4.36	3.03
kobe	0.02	1.26	124577.08		343994.0	1.21	2.76	4.82	3.35
Landers	0.02	0.72	104323.10		196422.8	1.01	1.88	2.75	1.91
Loma prieta	0.02	0.93	153320.07		361605.1	1.49	2.36	5.06	3.52
Morgan hill	0.02	1.81	127826.31		244331.0	1.24	1.91	3.42	2.38
palm springs	0.02	1.73	137974.66		303043.7	1.34	2.20	4.24	2.95
Northridge	0.02	1.19	139962.38		416816.4	1.36	2.98	5.84	4.05
Bam	0.02	0.93	149149.59		267490.8	1.45	1.79	3.75	2.60
Tabas	0.02	1.06	117864.00		272316.0	1.15	2.31	3.81	2.65

جدول (۸): مقادیر نهایی ضرایب شکل پذیری، اضافه مقاومت و ضریب

رفتار برای سیستم مهاربندی دروازه ای

تعداد طبقات	Ω_{ave}	$R_{\mu,ave}$	$R_{ASD,ave}$	$R_{LRFD,ave}$
3	1.27	2.93	4.75	3.71
5	1.39	2.56	5.06	3.51
7	1.28	2.33	4.29	2.98
مقادیر نهایی	1.31	2.61	4.70	3.40

خلاصه و نتیجه گیری

امروزه مهاربندهای دروازه‌ای به علت تأمین فضای بیشتر بازشوها در ساختمان و بدون توجه به استفاده از پارامترهای لرزه ای مناسب در طراحی به عنوان سیستم باربر جانبی رواج زیادی یافته اند.

تعیین ضریب رفتار از مسایل بسیار مهم جهت طراحی لرزه‌ای سیستم قاب فولادی با مهاربند دروازه‌ای می‌باشد که تاکنون مطالعه ای دقیق براساس آنالیزهای دینامیکی غیر خطی در این باره صورت نگرفته است. در این مقاله با تحلیل دینامیکی افزایشی و استاتیکی غیر خطی سه قاب

با تعداد طبقات مختلف، تحت ۱۰ رکورد زلزله معروف دنیا، ضریب رفتار، ضریب شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت برای مهاربندهای دروازه‌ای محاسبه شده است. مطالعه صورت گرفته، مقدار ضریب رفتار $R_{LRFD} \approx 3/5$ را برای طراحی در حالت حدی و $R_{ASD} \approx 5$ برای طراحی به روش تنش مجاز به دست می‌دهد.

همچنین مقادیر ضریب شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت به ترتیب برابر $2/61$ و $1/31$ برای مقاصد طرح لرزه ای و نیز تحلیل های غیرخطی این نوع از مهاربندی پیشنهاد می‌گردد.

در نهایت می‌توان بیان نمود که با استفاده از پارامترهای لرزه ای مناسب جهت طراحی این نوع از مهاربندی و نیز اجرای صحیح اتصال گره میانی می‌توان از این سیستم مهاربندی در ساخت سازه های کوتاه و میان مرتبه در مناطق لرزه خیز نیز استفاده نمود.

- 12-Uniform Building code, "International Conference of Building Officials", Whittier, California, 1997.
- 13- H. Saffari, H. Mosalman Yazdi, "An efficient and direct method for out-of-plane buckling analysis for Y-braced steel frames", Journal of Constructional Steel Research, No. 66, pp. 1107 – 1111, 2010.
- 14-OpenSees Command Language, "Open System for Earthquake Engineering Simulation", 2010 June 1, <http://opensees.berkeley.edu/>
- ۱- کاظمی، محمدتقی، عرفانی گرگری، سعید، "طراحی بادبندهای دروازه ای برای زلزله"، سومین همایش ملی نقد و بررسی آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، تهران، ۱۳۸۱.
- ۲- بیات، ولی، حسینی محمود، حسین زاده، نقدعلی، "مقایسه رفتار غیر خطی مهاربندهای دروازه ای و مهاربندهای هم مرکز"، پنجمین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ۱۳۸۶.
- ۳- کاظمی، محمدتقی، "رفتار بادبندهای دروازه ای"، مجموعه مقالات پژوهشی دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۷۶.
- ۴- مجید زمانی، سید سهیل، رسولی، سید مصطفی، "مقایسه نظری و تجربی رفتار فرم های مختلف مهاربندی های همگرا"، انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران، ۱۳۸۸.
- ۵- صفاری، حامد، مسلمان یزدی، حسنعلی، "تعیین بار کماتشی سیستم مهاربندی دروازه ای"، اولین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۸۳.
- 6-Vamvatsikos, D. Cornell, C.A, "Incremental Dynamic Analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3), 491-514, 2002.
- ۷- آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد شماره ۲۸۰۰، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ویرایش سوم، ۱۳۸۴.
- 8-Federal Emergency Management Agency, FEMA 350, Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings, SAC Joint Venture, Sacramento, California, 2000.
- 9-Uang C.M, "Establishin R and Cd Factor Bulding Seismic Provision", Journal of Structure Engineering, Vol.117, No.10, August 1991.
- 10- Mwafy A.M & Elnashai A.S, "Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings", Journal of Earthquake Engineering, Vol.6, P.239-273, 2002.
- ۱۱- معصومی، علی، "تعیین ضریب رفتار قابهای خمشی بتن مسلح با تاکید بر مقاومت افزون و درجه نامعینی"، رساله دوره دکتری مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۲.





مکان‌یابی بهینه بادبندها در قابهای فولادی

با استفاده از روش الگوریتم ژنتیک

امیر مقدم تبریزی^۱

چکیده

در طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی، برای مقاومت در برابر بارهای جانبی، معمولاً از سیستم مهاربندی فولادی استفاده می‌شود. در چنین قابهایی امکان قرارگیری بادبندها در مکانهای متعددی وجود دارد. طراح بایستی قبل از تصمیم‌گیری، تمامی حالت‌های ممکن برای قرارگیری بادبندها در مکانهای مختلف را مورد توجه و بررسی قرار دهد. محل بهینه بادبندها، غالباً به روش آزمون و خطا تعیین می‌شود. این فرآیند عملاً غیرممکن می‌باشد؛ ولوآنکه طراح باتجربه باشد. در این مقاله مکان‌یابی بهینه بادبندها، در قابهای فولادی دو بعدی، با استفاده از روش الگوریتم ژنتیک مورد بررسی قرار گرفته است. در روش الگوریتم ژنتیک استفاده شده، از یک تابع شایستگی غیرخطی چند جمله‌ای با در نظر گرفتن وزن قاب، جابجایی نسبی طبقات و نسبت تنشهای اندرکنشی اعضای قاب، استفاده شده است. در این مقاله از دو روش انتخاب چرخ گردان و رقابتی، دو تعداد بیت و دو نوع اتصال تیر به ستون (گیردار و مفصلی) استفاده شده است. قابها در پنج حالت مختلف بهینه‌سازی شده‌اند. برای تحلیل قابها از تحلیل‌های استاتیکی خطی، مودال و طیف پاسخ استفاده شده است. برای تحلیل، طراحی و بهینه‌سازی قابها از برنامه‌های نوشته شده به زبان نرم افزار MATLAB بهره گرفته شده است. در انتها، تاثیر نوع روش انتخاب، تعداد بیتها و نوع اتصال تیر به ستون در روند بهینه‌سازی قابها مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین نشان داده شده است که در مکان‌یابی بهینه بادبندها، استفاده از تعداد بیتهای کمتر، منجر به نتایج بهتری خواهد شد و کارایی دو روش انتخاب چرخ گردان و رقابتی، بسیار نزدیک به هم است.

کلمات کلیدی

بهینه‌سازی، الگوریتم ژنتیک، قاب مهاربندی، تحلیل طیف پاسخ

Topology Optimization of Bracing in Steel Frames by Genetic Algorithm

A. Moghadam Tabrizi

ABSTRACT

In seismic design of steel structures, steel bracing is commonly adopted to resist the lateral forces. There are lots of possible for positions of the braces. The designer should consider all possible positions before deciding. The optimum positions of the braces are generally determined by trial and error. This process is practically impossible, even if the designer is experienced. In this paper, topology optimization of steel braces in 2-D steel frames is carried out using Genetic Algorithm. A multiple nonlinear segment fitness function is used considering the weight, stories drift, and combined stresses in the frames. Roulette Wheel and Tournament selections, two number of bits, and two kind of connections (Fully Restrained & Unrestrained) have been used. The frames have been optimized in five various cases. To analyze the frames, linear static, modal, and response spectrum analysis have been used. To analyze, design, and optimize the frame elements, the programs written in MATLAB software have been used. Finally, effect of selection methods, number of bits, and kind of connections is carried out. It is shown that in topology optimization of bracing, using fewer bits causes better results and ability of Roulette Wheel and Tournament selections are the same.

Keywords

Optimization, Genetic Algorithm, Braced Frame, Response Spectrum Analysis

۱. دانشجوی کارشناسی ارشد عمران-سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، گروه عمران، civil_amt@yahoo.com



در سازه های فولادی، استفاده از سیستم مهاربندی یکی از روشهای متداول برای مقاوم سازی در برابر بارهای جانبی می باشد. اما در چنین سیستم هایی تعیین محل بهینه بادبندها کار بسیار دشواری می باشد. از طرفی استفاده از روش آزمون و خطا بسیار پرحمت و زمان بر بوده و در بسیاری از مواقع غیرممکن می باشد؛ لذا نیاز به روشی می باشد که فرآیند بهینه سازی را با دقت و سرعت مناسبی انجام دهد. در چند دهه اخیر، پیشرفت سریع کامپیوتر، تمامی رشته های مهندسی را تحت تاثیر قرار داده است. این پیشرفت باعث توسعه استفاده از روشهای جستجوی ابتکاری، نظیر روشهای الگوریتم ژنتیک [۱]، الگوریتم ذوب شبیه سازی شده [۲]، الگوریتم جستجوی تابو [۳] و ... شده است. اما بایستی به محدودیت زمانی در استفاده از روشهای فوق، توجه بسیاری کرد؛ چرا که این روشها بعد از تعداد تکرار نسبتاً زیاد به جواب بهینه خواهند رسید. هر چند که نباید بخاطر دسترسی به همگرایی سریعتر، از دقت روش کاسته شود.

بهینه سازی سازه ها را می توان به چهار دسته اصلی، بهینه سازی اندازه اعضای سازه، بهینه سازی شکل سازه، بهینه سازی مصالح و بهینه سازی مکان یابی اعضای سازه تقسیم کرد. در بهینه سازی اندازه اعضای سازه، اندازه اعضای سازه، نظیر سطح مقطع و یا ممان اینرسی اعضای سازه بعنوان متغیر در نظر گرفته می شوند [۴، ۵، ۶، ۷]. در بهینه سازی شکل سازه، مشخصات گره ها و یا طول اعضا بعنوان متغیرهای مسئله می باشند. در بهینه سازی مصالح، مشخصات مصالح، همان متغیرهای مسئله می باشند. در بهینه سازی مکان یابی اعضای سازه، مکان اعضای سازه، نظیر محل بادبندها یا دیوارهای برشی و یا وجود یا عدم وجود بعضی از اعضا، بعنوان متغیرهای فرآیند بهینه سازی می باشند [۸، ۹، ۱۴]. در این مقاله از بهینه سازی مکان یابی اعضای سازه، برای بهینه سازی، استفاده شده است. از جمله دلایل انتخاب روش الگوریتم ژنتیک، جهت بهینه سازی، می توان به موارد زیر اشاره کرد:

۱. عدم نیاز به مشتق تابع هدف.

۲. توانایی بهینه سازی توابع بسیار پیچیده و مسائل با توابع گسسته و پیوسته.

۳. توانایی در همگرایی به جواب بهینه برای مسائل با تعداد متغیرهای زیاد.

۴. این الگوریتم، پیش از این، در بهینه سازی سازه ها، توسط افرادی بطور موفقیت آمیز مورد استفاده قرار گرفته است [۴، ۶، ۸، ۹، ۱۴].

در این مقاله، هدف از بهینه سازی، حداقل کردن وزن قاب می باشد؛ بطوریکه با کاهش وزن قاب، تنشها در محدوده تنش مجاز باقی بمانند، توزیع تنشها بصورت یکنواخت تر باشند و تغییر مکان نسبی طبقات در محدوده مجاز باقی بمانند.

در این مقاله، چهار قاب با تعداد دهانه ها و طبقات مختلف در پنج حالت مختلف مورد بهینه سازی قرار گرفته اند. تفاوت این پنج حالت در نوع اتصال تیر به ستون، روش انتخاب کروموزوم های والد و تعداد بیتها در روش الگوریتم ژنتیک می باشد.

۲ - حالت های مورد بررسی

همانطور که اشاره شد، قاب ها در پنج حالت مورد بهینه سازی قرار گرفته اند؛ که مشخصات این پنج حالت در جدول (۱) ارائه شده است.

جدول (۱): حالت های مورد مطالعه

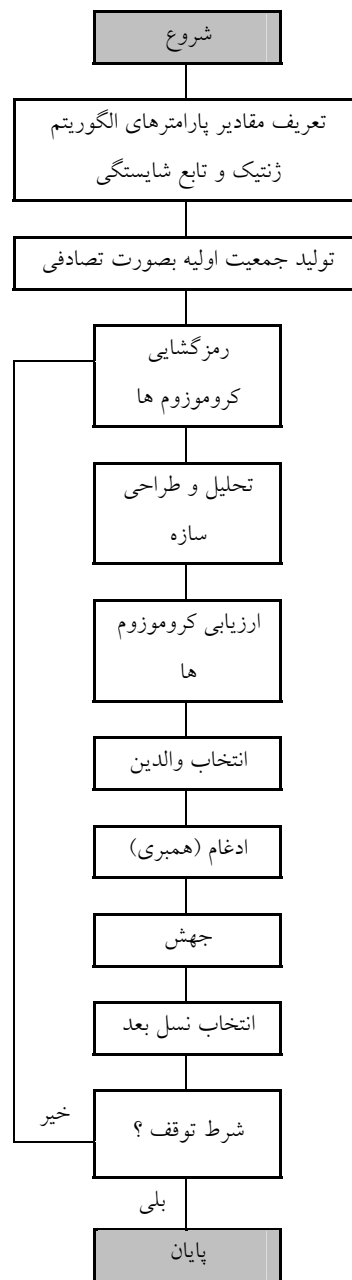
حالت	نوع اتصال تیر به ستون	روش انتخاب	تعداد بیتها
FRRW1	گیردار	چرخ گردان	۵
FRT1	گیردار	رقابتی	۵
FRRW2	گیردار	چرخ گردان	۱
FRT2	گیردار	رقابتی	۱
URW	مفصلی	چرخ گردان	۱

۳ - ساختار کلی الگوریتم مورد استفاده

شکل (۱)، ساختار کلی الگوریتم ژنتیک استفاده شده در مقاله را نشان می دهد. الگوریتم نشان داده شده در قالب



برنامه هایی به زبان نرم افزار MATLAB [۱۱] توسط نویسندگان تهیه شده است .



شکل (۱) : ساختار کلی الگوریتم ژنتیک

در شروع الگوریتم ژنتیک، بایستی مقادیر پارامترهای الگوریتم مقداردهی شوند. در کلیه حالتها، تعداد اعضای جمعیت برابر ۱۰ می باشد. تعداد متغیرها (بادبندها) در قابهای شماره ۱، ۲، ۳ و ۴ به ترتیب برابر ۱۸، ۳۰، ۴۸ و ۶۴ می باشد. نرخ ادغام در تمامی حالتها برابر ۱ می باشد. نرخ جهش در حالتهای FRRW1 و FRT1 برابر ۰/۰۰۳ و در حالتهای FRRW2، FRT2 و URW برابر ۰/۰۱۲

می باشد. در حالتهای FRRW1 و FRT1، شرط توقف الگوریتم، یکسان بودن بیش از ۹۰٪ از ستونهای ماتریس جمعیت و در حالتهای FRRW2، FRT2 و URW، یکسان بودن بیش از ۸۰٪ از ستونهای ماتریس جمعیت می باشد. در این مقاله برای کدگذاری متغیرها، از روش کدگذاری باینری استفاده شده است. همچنین تمامی جمعیت های اولیه بطور تصادفی و با تابع توزیع یکنواخت توسط برنامه ای که به زبان نرم افزار MATLAB توسط نویسندگان نوشته شده است، ایجاد شده اند. جمعیت اولیه ایجاد شده، یک ماتریس $NP \times LC$ از صفر و یک می باشد؛ که NP ، همان تعداد اعضای جمعیت و LC ، طول هر کروموزوم می باشد.

برای هر مسئله بهینه سازی باید یک تابع شایستگی طراحی و ابداع گردد. این تابع باید به ازای هر کروموزوم، یک مقدار مثبت برگرداند که نشان دهنده کارایی یا توانایی آن کروموزوم در حل آن مسئله است. در این مقاله تابع شایستگی، با توجه به تابع هدف (وزن قاب)، بصورت رابطه (۴) تعریف شده است.

$$F_W = (R^{0.75}) \times \frac{10^9}{W^2} \quad (1)$$

$$F_D = \sum_{i=1}^{NS} \frac{10^{-5}}{(D)_i} \quad (2)$$

$$\left. \begin{aligned} r \geq 0.95 &\rightarrow pmr = 3 \times r \\ 0.90 \leq r < 0.95 &\rightarrow pmr = 2.5 \times r \\ 0.85 \leq r < 0.90 &\rightarrow pmr = 2 \times r \\ 0.80 \leq r < 0.85 &\rightarrow pmr = 1.5 \times r \\ 0.70 \leq r < 0.80 &\rightarrow pmr = 1 \times r \\ r < 0.70 &\rightarrow pmr = 0.5 \times r \end{aligned} \right\} \rightarrow$$

$$F_{PMR} = \frac{0.1 \times \left(\sum_{i=1}^{NE} (pmr)_i \right)}{NE} \quad (3)$$

$$F = F_W \times (1 + ((1.2 \times F_{PMR}) + F_D)) \quad (4)$$

که در روابط فوق F_W ، امتیاز مربوط به وزن قاب، R ، رتبه قاب از لحاظ وزن در آن نسل (مقدار آن بین یک و تعداد اعضای جمعیت است. برای قابی که کمترین وزن را دارد، مقدار آن برابر تعداد اعضای جمعیت و برای قابی که بیشترین وزن را دارد، مقدار آن برابر یک می باشد)، W ، وزن قاب، F_D ، امتیاز مربوط به تغییر مکان نسبی طبقات قاب، D ، تغییر مکان نسبی هر طبقه، NS ، تعداد طبقات قاب، r ، نسبت تنشهای محوری و خمشی هر عضو، pmr ، امتیاز مربوط به نسبت تنشهای محوری و خمشی هر عضو، F_{PMR} ، امتیاز مربوط به نسبت تنشهای محوری و خمشی کل اعضای قاب، NE ، تعداد اعضای قاب و F ، مقدار شایستگی قاب (کروموزوم) می باشند.

در روش انتخاب رقابتی، هر بار دو کروموزوم، برای رقابت با یکدیگر، بصورت تصادفی انتخاب می شوند. در مورد عملگر ادغام، از عملگر ادغام دو نقطه ای استفاده شده است. در مورد انتخاب نسل بعد، کروموزوم های فرزند (کروموزوم های بدست آمده بعد از اعمال عملگرهای ادغام و جهش)، جمعیت نسل بعد را تشکیل می دهند و کروموزوم های والد (کروموزوم های قبل از اعمال عملگرهای ادغام و جهش) از بین خواهند رفت.

۴ - مدلسازی

در این مقاله چهار قاب با ارتفاع طبقات ۳ متر و طول دهانه ۴ متر، که بارهای مرده و زنده گسترده یکنواخت، بترتیب، به شدت 3500 kg/m و 1500 kg/m به آنها وارد می شود، انتخاب و مورد مطالعه قرار گرفته اند. سایر مشخصات قابها در جدول (۲) ارائه شده است.

جدول (۲): تعداد طبقات و دهانه های قابها

شماره قاب	تعداد دهانه	تعداد طبقه
۱	۳	۳
۲	۳	۵
۳	۴	۶
۴	۴	۸

قابها بر اساس مفروضات زیر تحلیل و طراحی شده اند:

۱. رفتار مصالح الاستیک خطی فرض شده است.

۲. فولاد مصرفی دارای وزن مخصوص 7850 kg/m^3 ، مدول الاستیسیته 20000000 kg/cm^2 ، تنش تسلیم 3700 kg/cm^2 و مقاومت کششی 2400 kg/cm^2 می باشد.

۳. مشخصات لرزه ای قابها عبارتند از: منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد، ضریب اهمیت یک، ضریب رفتار ۶ و زمین نوع ۲ (بر اساس استاندارد ۲۸۰۰).

۴. اتصالات بادبندها مفصلی می باشند.

۵. برای طراحی المانها، از ۳۴ مقطع ستون (I شکل)، ۸ مقطع تیر (I شکل) و ۳۲ مقطع بادبند (ناودانی زوج)، بعنوان مقاطع اولیه استفاده شده است.

۶. قابها تحت تحلیل های استاتیکی خطی، مودال و طیف پاسخ مورد بررسی قرار گرفته اند.

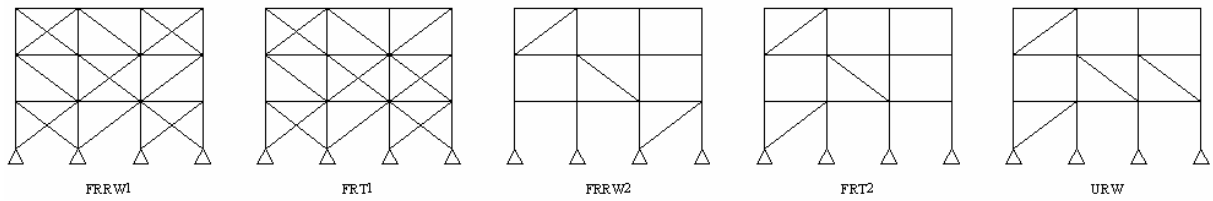
۷. تحلیل و طراحی قابها، بر اساس روش حالات حدی انجام گرفته است.

۸. جهت تحلیل و طراحی قاب ها، از آیین نامه AISC360-5 [۱۲] و آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) [۱۳] استفاده شده است.

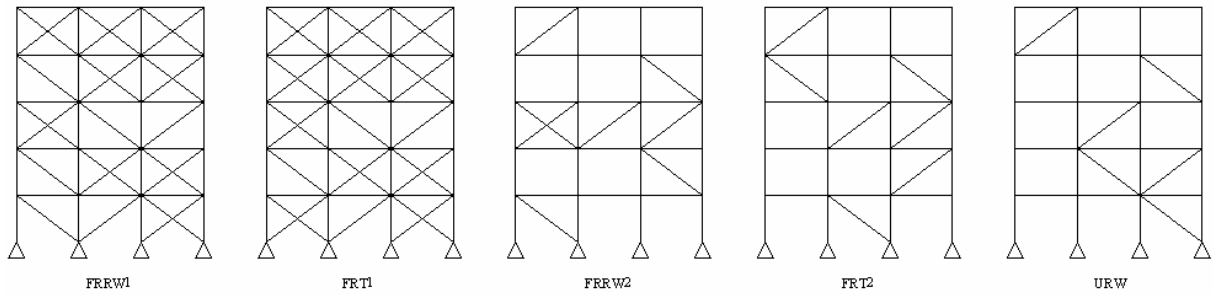
تحلیل و طراحی قابها توسط برنامه TDSAP2011، که به زبان نرم افزار MATLAB، توسط نویسندگان تهیه شده، انجام شده است. برنامه مذکور تمامی محدودیت های آیین نامه های فوق را کنترل کرده و طراحی قابها را تا زمان ارضای تمامی این محدودیتها، تکرار می کند.

در حالت های FRRW1 و FRT1، که تعداد بینها برابر ۵ می باشد، امکان انتخاب یکی از ۳۲ مقطع بادبند، توسط الگوریتم وجود دارد. ولی در حالت های FRRW2، FRT2 و URW، که تعداد بینها برابر ۱ می باشد، فقط امکان انتخاب وجود یا عدم وجود بادبند، توسط الگوریتم وجود دارد. در حالت های FRRW2، FRT2 و URW، عدد یک، بیانگر وجود بادبند و عدد صفر، بیانگر عدم وجود بادبند می باشد نحوه آرایش بادبندها در قابهای مورد مطالعه، پس از بهینه سازی، در اشکال ۱-۲ الی ۴-۲ نشان داده شده است.

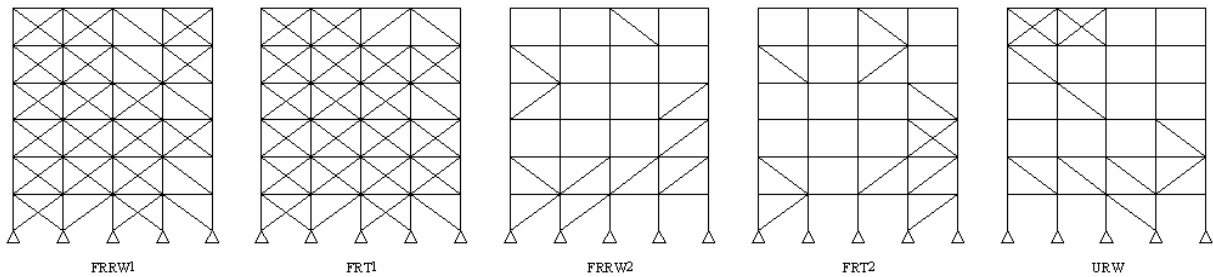




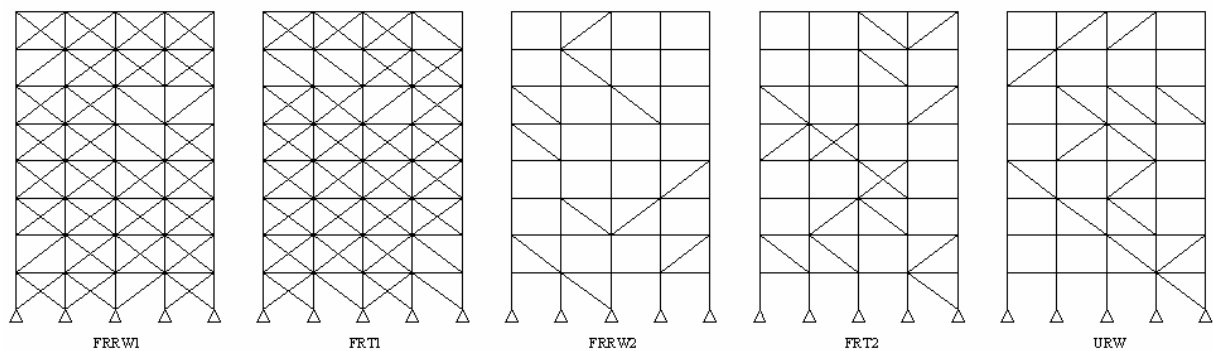
شکل ۱-۲: نحوه آرایش بادبندها پس از بهینه سازی درقاب شماره ۱



شکل ۲-۲: نحوه آرایش بادبندها پس از بهینه سازی درقاب شماره ۲



شکل ۳-۲: نحوه آرایش بادبندها پس از بهینه سازی درقاب شماره ۳



شکل ۴-۲: نحوه آرایش بادبندها پس از بهینه سازی درقاب شماره ۴

نتایج حاصل از بهینه سازی قابهای مورد مطالعه، در پنج حالت مختلف در جدول (۳) ارائه شده است.

جدول (۳): نتایج بهینه سازی قابها

حالت	شماره قاب	تعداد تکرار الگوریتم	جواب همگرا شده (وزن) (کیلوگرم)
FRRW1	۱	۱۴	۳۲۳۱
	۲	۲۸	۶۰۹۱
	۳	۹	۱۰۳۹۱
	۴	۲۱	۱۴۹۸۰
FRT1	۱	۱۶	۳۲۶۳
	۲	۱۵	۶۲۴۳
	۳	۷	۱۰۴۴۸
	۴	۱۴	۱۴۸۹۱
FRRW2	۱	۲۰	۲۵۲۹
	۲	۲۳	۴۹۱۵
	۳	۴۴	۷۹۱۷
	۴	۷۷	۱۱۳۳۹
FRT2	۱	۱۸	۲۵۱۹
	۲	۲۶	۴۸۳۴
	۳	۱۹	۸۰۰۱
	۴	۸۲	۱۱۶۴۶
URW	۱	۱۰	۲۶۹۰
	۲	۳۳	۴۹۲۷
	۳	۴۷	۸۲۹۸
	۴	۹۱	۱۲۰۷۵

با توجه به جدول (۳)، ملاحظه می شود که بهترین جواب، برای قاب ۱، در حالت FRT2، برای قاب ۲، در حالت FRT2، برای قاب ۳، در حالت FRRW2 و برای قاب ۴، در حالت FRRW2 بدست آمده است؛ که این موضوع بیانگر این است که در صورت استفاده از یک بیت، در مقایسه با پنج بیت، به جوابهای بهینه بهتری خواهیم رسید. همچنین در صورت استفاده از اتصالات تیر به ستون

گیردار، در مقایسه با اتصالات تیر به ستون مفصلی، قاب دارای وزن کمتری خواهد بود.

در حالتهای FRRW2، FRT2 و URW، تعداد تکرار الگوریتم ژنتیک، همانطور که انتظار می رود، با افزایش تعداد متغیرها، افزایش می یابد؛ ولی در حالتهای FRRW1 و FRT1، ملاحظه می شود که تعداد تکرار الگوریتم ژنتیک با تعداد متغیرها رابطه منطقی ندارد. بعنوان مثال، روند الگوریتم ژنتیک در حالت FRRW1، در قاب شماره ۳ که دارای ۴۸ متغیر می باشد، بعد از ۹ بار تکرار همگرا می شود؛ ولی در قاب شماره ۱ که دارای ۱۸ متغیر می باشد، بعد از ۱۴ بار تکرار و در قاب شماره ۲ که دارای ۳۰ متغیر می باشد، بعد از ۲۸ بار تکرار همگرا می شود. دلیل این موضوع، گیر افتادن الگوریتم در نقاط بهینه محلی بدلیل استفاده از تعداد بیتهای زیاد می باشد. این موضوع را می توان یکی از ایرادهای استفاده از تعداد بیتهای زیاد در تعیین محل بهینه باندنها در قابهای فولادی دانست. برخی از نتایج بدست آمده از تحلیل و طراحی قابهای بهینه شده در جدول (۴) ارائه شده است.

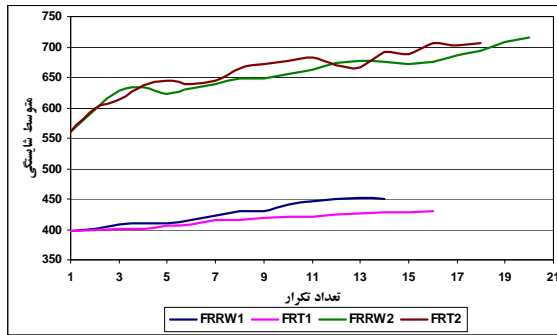
جدول (۴): نتایج قابهای بهینه شده

شماره قاب	متوسط تنش در ستونها	متوسط تنش در تیرها	متوسط تنش در باندنها	حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه
۱	۰/۹۲۱	۰/۹۷۴	۰/۸۷۷	۰/۰۰۱۶
۲	۰/۹۳۵	۰/۹۶۸	۰/۷۹۳	۰/۰۰۲۰
۳	۰/۹۳۷	۰/۹۶۹	۰/۸۲۴	۰/۰۰۲۷
۴	۰/۹۴۵	۰/۹۷۲	۰/۸۲۵	۰/۰۰۲۷

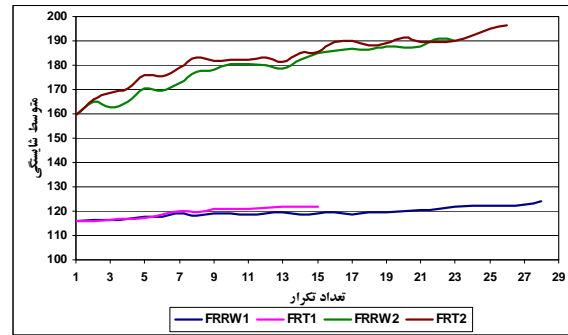
همانطور که ملاحظه می شود، در تمامی قابها، محدودیت تغییر مکان نسبی طبقات (بر اساس محدودیتهای استاندارد ۲۸۰۰)، ارضاء شده است. همچنین بدلیل بهینه سازی قابها و در نظر گرفتن نسبت تنشهای محوری و خمشی در تابع شایستگی، از حداکثر ظرفیت مقاطع در قابها استفاده شده است.



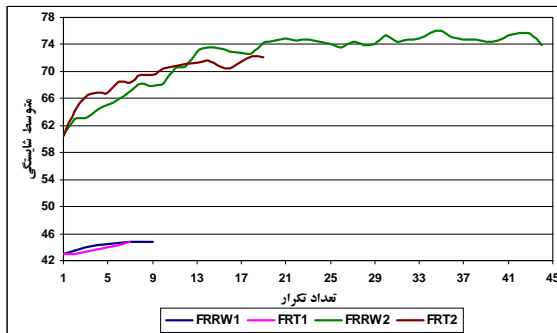
در اشکال ۳ و ۴، به ترتیب، متوسط مقدار تابع شایستگی در هر نسل و متوسط مقدار وزن قابها در هر نسل، در قابهای مورد بررسی، برای چهار حالت FRRW1، FRT1، FRRW2 و FRT2 نشان داده شده است.



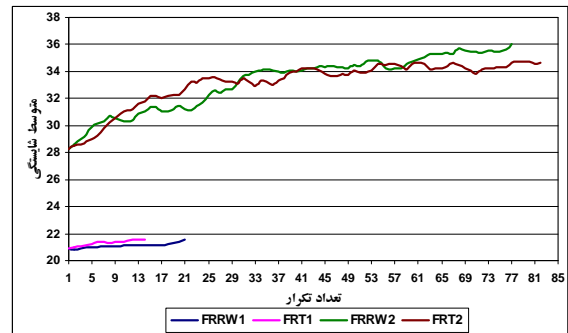
قاب ۱



قاب ۲

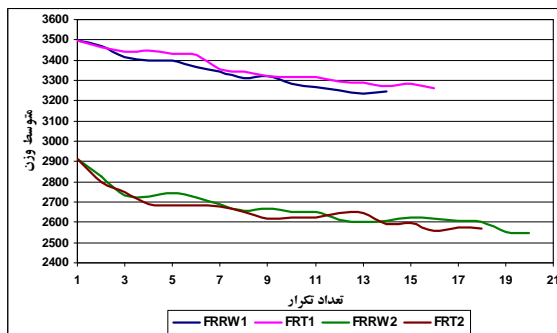


قاب ۳

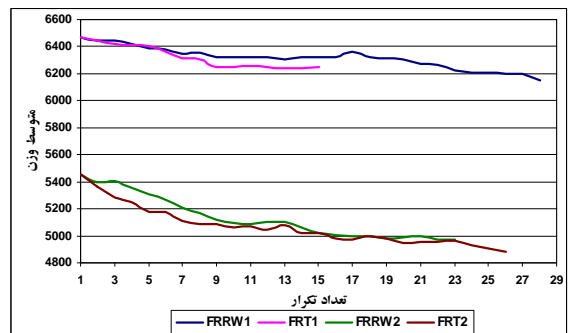


قاب ۴

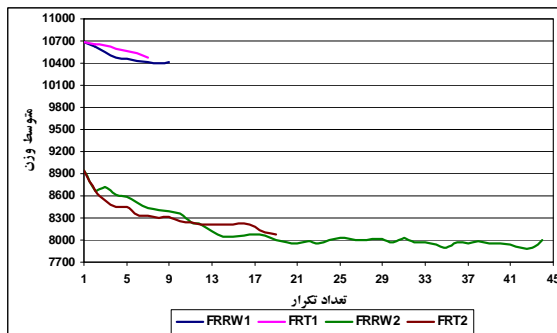
شکل (۳): نمودار تغییرات متوسط مقدار تابع شایستگی در هر نسل



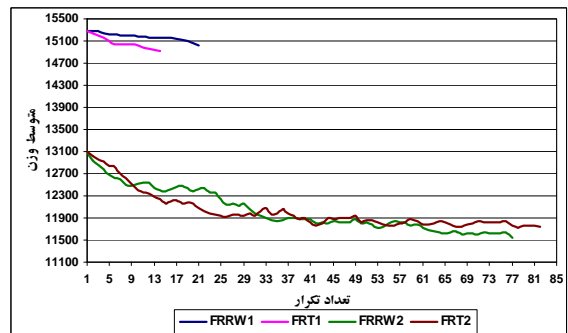
قاب ۱



قاب ۲



قاب ۳



قاب ۴

شکل (۴): نمودار تغییرات متوسط مقدار وزن قابها در هر نسل

همانطور که ملاحظه می شود، تابع شایستگی تعریف شده در این مقاله، مناسب می باشد؛ چرا که نمودارهای مربوط به متوسط مقدار تابع شایستگی در هر نسل، بخصوص در مراحل تکرار ابتدایی و میانی، از روند صعودی مناسبی برخوردار است. از طرف دیگر، همانطور که در نمودارهای مربوط به متوسط مقدار وزن قابها در هر نسل مشاهده می شود، وزن متوسط قابها در هر نسل، بطور مناسبی کاهش می یابد؛ که این موضوع بیانگر رابطه مناسب بین تابع شایستگی و تابع هدف تعریف شده در این مقاله می باشد.

نتیجه گیری

با توجه به نتایج بدست آمده از تحلیل و طراحی قابهای فولادی و بهینه سازی قابها توسط روش الگوریتم ژنتیک و نیز جداول و نمودارها، نتایج بدست آمده، بصورت زیر ارائه می شوند:

۱. طراحی درست الگوریتم ژنتیک و تعیین مناسب پارامترهای آن (نظیر تعداد اعضای جمعیت، تعداد بیتها، عملگرهای ادغام و جهش، نرخ ادغام، نرخ جهش، روش انتخاب، تابع شایستگی)، تاثیر بسیاری در روند بهینه سازی و نتیجه نهایی خواهد داشت. همانطور که ملاحظه شد، الگوریتم در حالت های FRT2 و FRRW2، در مقایسه با حالت های FRT1 و FRRW1، به نتایج بسیار بهتری (وزن کمتری) همگرا شده است.

۲. در روش الگوریتم ژنتیک برای تعیین محل بهینه بادبندها در قابهای فولادی، میزان کارایی روشهای انتخاب چرخ گردان و رقابتی، تقریباً یکسان بوده و نتایج بدست آمده، تفاوت چندانی با یکدیگر ندارند. برای مثال، در مورد قاب شماره ۱، وزن قاب بهینه شده در حالت FRRW2، ۲۵۲۹ کیلوگرم و در حالت FRT2، برابر ۲۵۱۹ کیلوگرم می باشد؛ و یا در مورد قاب شماره ۳، وزن قاب بهینه شده در حالت FRRW2، برابر ۷۹۱۷ کیلوگرم و در حالت FRT2، برابر ۸۰۰۱ کیلوگرم می باشد.

۳. برای تعیین محل بهینه بادبندها در قابهای فولادی، به منظور کاهش وزن قاب، استفاده از تعداد بیت های حداقل (کمتر) در مقایسه با تعداد بیت های بیشتر، بسیار کارا تر و

موثرتر خواهد بود. همانطور که ملاحظه می شود، در هر چهار قاب، وزن های بهینه بدست آمده در حالت های FRRW2 و FRT2 در مقایسه با وزن های بهینه بدست آمده در حالت های FRRW1 و FRT1، کمتر می باشند.

۴. در قابهای فولادی مهاربندی شده، در صورت استفاده از اتصالات تیر به ستون صلب، در مقایسه با اتصالات تیر به ستون مفصلی، به نتایج بهتری، از لحاظ کاهش وزن، خواهیم رسید. همانطور که مشاهده می شود، در هر چهار قاب مورد مطالعه، وزن بهینه در حالت استفاده از اتصالات تیر به ستون گیردار بدست آمده است.

مراجع

1. Goldberg, D.E., "Genetic algorithms in search, optimization and machine learning", Addison – Wesley, 1989 .
2. Park, H.S. and Sung, C.W., "Optimization of steel structures using distributed simulated annealing algorithm on a cluster of personal computers", Pergamon, Computers & Structures, 2002, 80, 1305-1316 .
3. Pham, D.T. and Karaboga, D., "Intelligent optimization techniques", Springer, 2000 .
4. Rajeev, S and Krishnamoorthy, C.S., "Discrete optimization of structures using genetic algorithms", J.Struct.Engrg, ASCE, 118(5), 1233-1250, 1992 .
5. Adeli, H and Cheng, N.T., "Integrated genetic algorithm for optimization of space structures", J.Aero.Engrg, 6(4), 315-328, 1993 .
6. Camp, C.V. and Pezeshk, S and Cao, G, "Optimized design of two dimensional structures using a genetic algorithm", Journal of Structural Engineering, ASCE, No.5, 124, 1998 .
7. Topopov, V.V. and Mahfouz, S.Y. and Westbrook, R.K., "Discrete design optimization of three dimensional steel structures using a genetic algorithm", Short paper proceedings of the 3rd world congress of structural and multidisciplinary optimization, Buffalo, NY, May, 269-271, 1999 .
8. Rajan, S.D., "Sizing, shape, and topology design optimization of trusses using genetic algorithm", J.Struct.Engrg, ASCE, 121(10), 1480-1487, 1995 .
9. Kameshki, E.S. and Saka, M.P., "Genetic algorithm based optimum bracing design of non-swaying tall plane frames", J.Constructional Steel Research, 57(10), 1081-1097, 2001 .



10. Shrestha, S.M. and Ghaboussi, J. "Evolution of optimum structural shapes using genetic algorithm", J.Struct.Engrg, ASCE, 124(11), 1331-1338, 1998 .

11. MATLAB, The Language of Technical Computing, Version 7.8, The Mathworks, Inc., Natick, Mass, 2009 .

12. Specification for Structural Steel Buildings (AISC), March 9, 2005 .

۱۳. آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، ویرایش ۳، ۱۳۸۴ .

۱۴. مقدم تبریزی، امیر، " تعیین محل بهینه بادبندهای ضربداری در قابهای فولادی با اتصالات نیمه صلب به روش الگوریتم ژنتیک"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، گروه عمران، ۱۳۹۰ .



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

محمد علی هادیان فرد^۱

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



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 هیسترسیس 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 هیسترسیس 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 و ۱۰] انجام گرفته است. در این تحقیقات علاوه بر محاسبه سختی اولیه و مقاومت نهائی اتصال، منحنی لنگر چرخش اتصال ارائه و رفتار هیسترسیس 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



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.

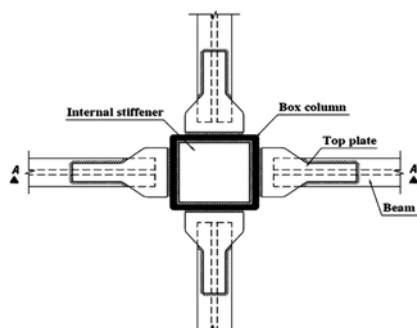
در کلیه قابها، تیرها به صورت I شکل و ستونها به صورت قوطی شکل می باشند و اتصال تیر به ستون به صورت صلب در نظر گرفته شده است. این اتصال توسط ورقهای زیر و روی تیر که با جوش نفوذی کامل به بال ستون متصل می گردند قابل اجرا می باشد. در شکل (۱) جزئیات اتصال صلب فرض شده در این تحقیق نمایش داده شده است.

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.

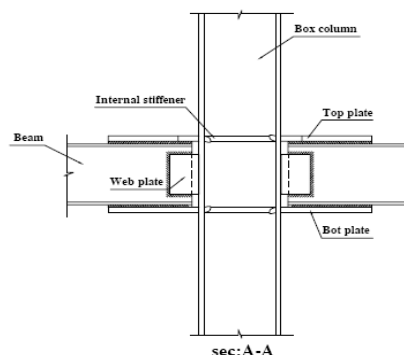
ستون اشاره نمود. در اکثر تحقیقات انجام شده فوق روشهای مختلف اتصال تیر به ستون قوطی و تنش ها و تغییر شکل های ایجاد شده در محل اتصال مورد بررسی قرار گرفته است. اما در هیچکدام از آنها اثر تغییر شکل های بوجود آمده در جداره ستون بر روی طراحی ستونها و بر روی کاهش صلبیت اتصال تیر به ستون مورد مطالعه قرار نگرفته 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

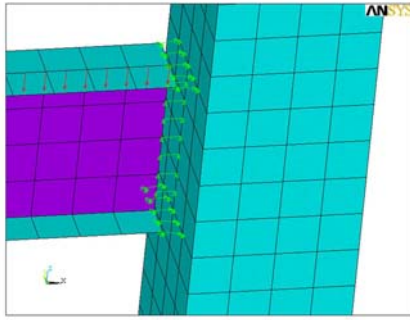


ب- نمای فوقانی اتصال صلب

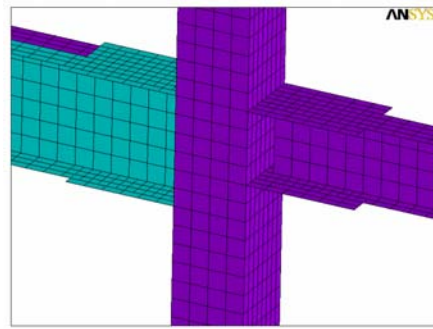


الف- نمای روبروی اتصال صلب

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

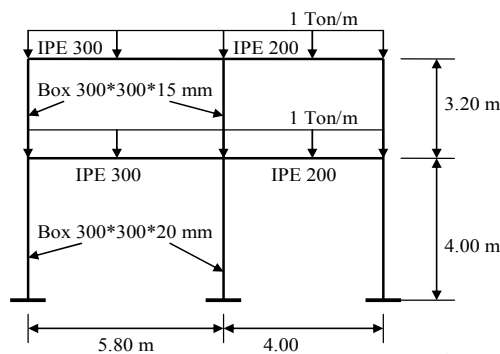


ب- مدل کردن ورقهای اتصال با المان پوسته



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.

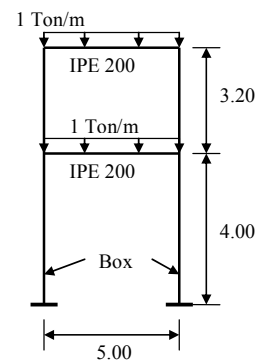
کلیه مصالح از نوع فولاد نرمه ساختمانی با خصوصیات زیر

می باشند:

$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	مدول الاستیسیته:
$\nu = 0.30$	ضریب پواسون:
$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$	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.

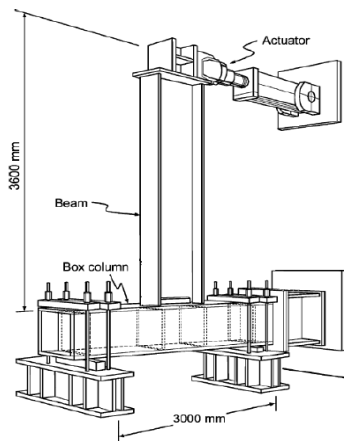
در این تحقیق چندین قاب دو بعدی ۲ طبقه مورد تحلیل قرار گرفته است کلیه اجزاء قابها توسط المان پوسته در نرم افزار ANSYS مدل شده اند و ابعاد المان های پوسته به اندازه ای کوچک انتخاب شده است که تحلیل های انجام شده دارای دقت کافی باشند. مدلهای ساخته شده تحت بارهای جانبی و ثقلی قرار گرفته اند و با ضخامتهای 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.



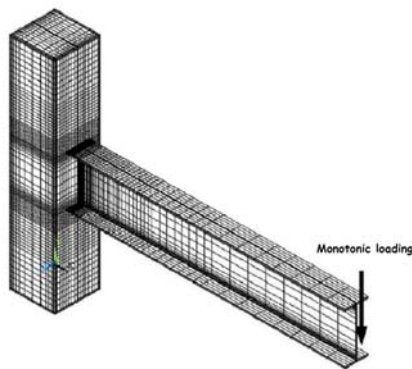
شکل (۳): مدل اول، قاب یک دهانه دو طبقه



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.



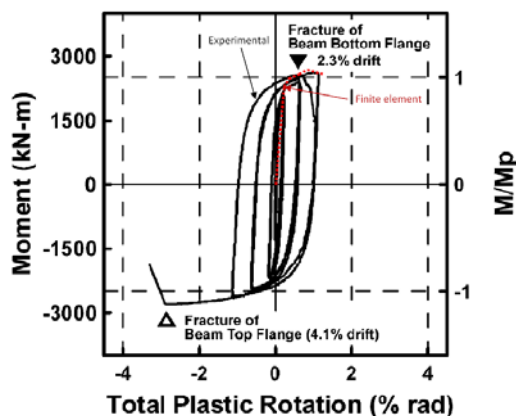
الف- نمونه آزمایشگاهی



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.

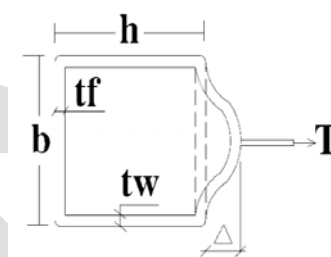


شکل (۵): نمونه ای از سازه مدل شده توسط نرم افزار ANSYS

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 $H700 \times 300 \times 13 \times 24 \text{ mm}$ و مقطع ستون از نوع $550 \times 550 \times 35 \times 35 \text{ mm}$ 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

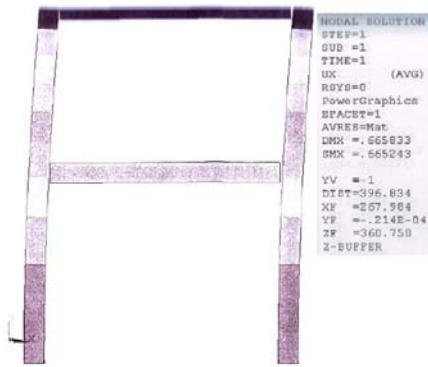
طراحی گردیده اند. بنابراین حداکثر مجاز تغییر شکل جداره ستون برابر با $\Delta_s = \Delta_{max} = 0.01b$ در نظر گرفته شده است که b عرض بال مقطع قوطی می باشد. در این حالت برای Δ بین صفر تا $0.01b$ می توان رفتار سازه را در محدوده اتصال به صورت ارتجاعی و خطی در نظر گرفت. لازم به ذکر است که در ضوابط لرزه ای 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 صلبیت اتصال متفاوت است.

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

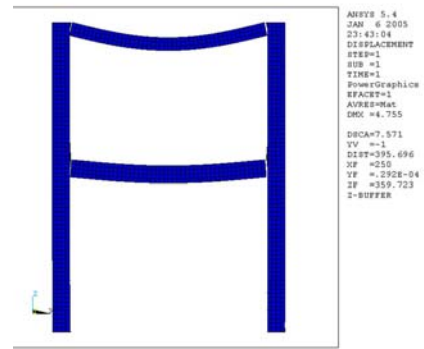
جهت بررسی اثر پارامترهای مختلف بر روی تغییر شکل های جداره ستون مدل های متنوعی با ضخامت های مختلف بال و جان ستون ساخته شده است در این مدل ها ابتدا ضخامت بال و جان ستون بطور توأم افزایش یافته است، سپس ضخامت بال ستون را ثابت نگه داشته و ضخامت جان را افزایش داده ایم. پس از آن ضخامت جان ستون را ثابت در نظر 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.





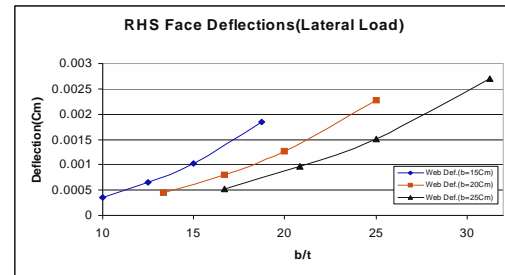
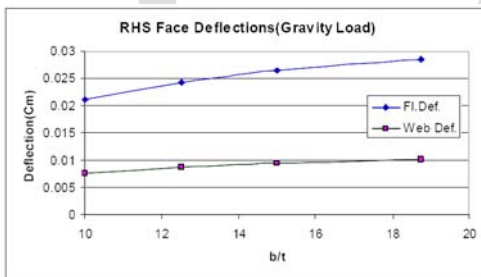
ب- بارهای جانبی



الف- بارهای ثقلی

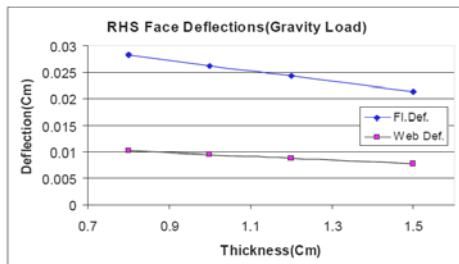
شکل (۹) نمایش تغییر شکل های قاب

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.



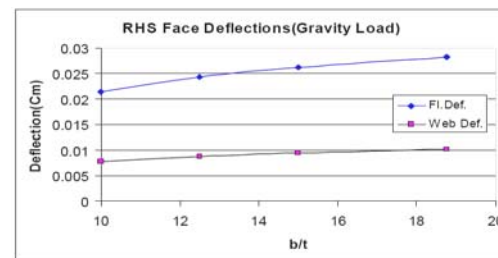
شکل (۱۰) نمودار تغییر شکل بال و جان ستون قوطی تحت بار ثقلی و جانبی در اثر تغییر توام ضخامت بال و جان

و سپس ضخامت بال ستون را تغییر می دهیم. شکل (۱۱) برای ستون با بعد 15 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 $1/2\text{ cm}$ ثابت نگه می داریم

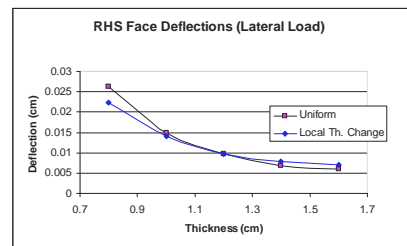


شکل (۱۱) تغییر شکل بال و جان ستون قوطی شکل برای ستون با بعد 15 cm در اثر بار ثقلی با تغییر ضخامت بال

۳-۴- بررسی تأثیر تقویت موضعی جداره ستون در

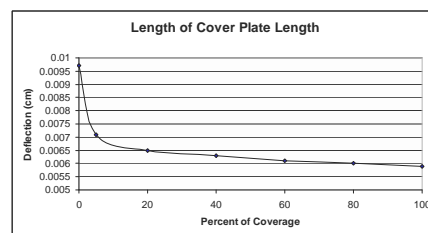
محل اتصال به تیر

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 حدی ستون به تغییر شکل ستون با ضخامت یکنواخت می رسد لذا می توان نتیجه گرفت که بهترین و 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

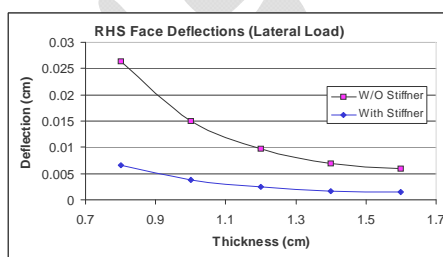
۴-۴- بررسی تأثیر سخت کننده بر تغییر شکلهای جداره

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

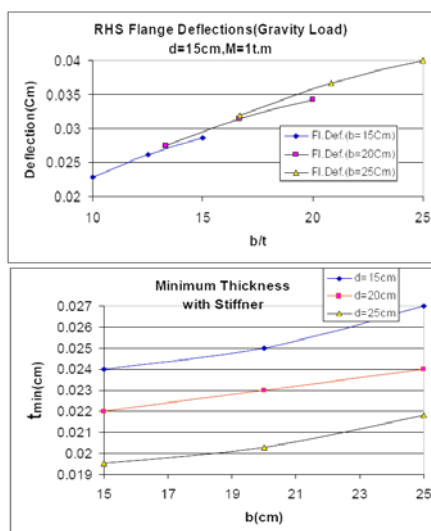
۵. ارائه ضابطه حداقل ضخامت ستون بر اساس تغییر

شکلها

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

عوامل 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 ۰/۰۰۲ 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 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 $2d > 112.5b$) 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 = $M = 429 \times 0.66 \times 2400 \times 1.33 = 9 \times 10^5 \text{ Kg.cm} = 9 \text{ Ton.m}$

$$b = 30 \text{ cm}, d = 27 \text{ cm}$$

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

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 زیراسیون 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 صلبیت 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. Butterworth, 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 Kostaski, 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. Kostaski, 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



"یادداشت تحقیقاتی"

رابطه‌ای برای محاسبه سختی اتصالات خورجینی

در راستای قائم

صادق گریوانی^۱، علی اکبر آقاچوکچک^۲

چکیده:

اتصالات خورجینی یکی از متداول‌ترین اتصالات تیر به ستون در سازه‌های ساختمانی فولادی موجود در ایران می‌باشد که در این اتصال، تیرها در محل اتصال قطع نشده و به صورت یکسره در کنار ستون‌ها ادامه می‌یابند. تاکنون مطالعات آزمایشگاهی و عددی نسبتاً زیادی در حوزه سختی و مقاومت چرخشی این نوع اتصالات در ایران انجام پذیرفته است، اما در رابطه با بدست آوردن مشخصات راستای قائم اتصال تاکنون تحقیقات زیادی صورت پذیرفته است. برای محاسبه مقاومت اتصال در راستای قائم روابطی ارائه گردیده است اما برای محاسبه سختی آن‌ها تاکنون رابطه‌ای پیشنهاد نگردیده است. لذا در این یادداشت سعی شده است تا با استفاده از مدل‌سازی‌های عددی به روش اجزاء محدود، رابطه‌ای کاربردی برای بدست آوردن سختی اتصال خورجینی در راستای قائم ارائه گردد.

کلمات کلیدی

اتصال خورجینی، سختی اتصال، سختی راستای قائم.

A Formula for calculating vertical stiffness of Khorjeeni connections

Ali Akbar Aghakouchak, Sadegh Garivani

ABSTRACT:

"Khourjeeni" connection is amongst the most common type of beam-to-column connection in existing steel structures in Iran. In this connection beams pass by the side of columns without being disconnected at the location of beam-column joints. Extensive studies have been carried out either experimentally or analytically to investigate special characteristics of this type of connection including rotational resistance and stiffness, but enough research has not been done about vertical properties of this connection. Vertical strength of connection has received more attention and some empirical formulas have been proposed in this regard, but there is no information about vertical stiffness of this type of connection. Hence, this paper aims to develop an applicable equation for determining the vertical stiffness of this connection by conducting numerical modeling of the connection and employing FEM analyses.

Keywords:

Khourjeeni connection, Stiffness of connection, Vertical stiffness.



اتصالات خورجینی یکی از متداولترین اتصالات تیر به ستون در سازه‌های ساختمانی فولادی موجود در ایران می باشد که برای اتصال تیر به ستون، دو نبشی در بالا و پایین هر کدام از تیرها (یا یک نبشی در پایین تیرها) قرار داده شده و به تیر و ستون متصل می‌شود. برای پرهیز از جوش بالاسری معمولاً نبشی پایین بزرگتر از بال تیر آهن و نبشی بالا کوچکتر از بال تیر آهن انتخاب می‌گردد. در این اتصال، تیرها در محل اتصال قطع نشده و به صورت یکسره ادامه می‌یابند و از نظر سهولت اجرا و افزایش باربری در مقابل بارهای ثقلی مزیت قابل ملاحظه‌ای دارا می‌باشند. در دسته‌بندی اتصالات بر اساس میزان صلبيت، اتصال خورجینی با جزئیات متداول، در دسته اتصالات نیمه‌صلب قرار می‌گیرد.

تحقیقات گذشته نشان داده‌اند که موارد متعددی در مقاومت، سختی، نحوه شکست، چرخش ترک خوردگی و دیگر مشخصات این اتصال می‌تواند تأثیرگذار باشد که از آن جمله می‌توان به طول نبشی‌ها، شماره مقاطع تیر، شماره نبشی‌ها، مقدار جوش‌ها، کیفیت جوش‌ها، نحوه جوشکاری، حذف نبشی بالا یا کوتاه‌تر کردن بال آن، نحوه قرار گرفتن تیرها روی نبشی‌ها (فاصله هریک از تیرها تا ستون) اشاره داشت. در نتایج آزمایش‌های مزروعی و مصطفای [۲] دیده می‌شود که با دو برابر شدن طول نبشی‌ها مقدار لنگر نهایی و لنگر متناظر با هر چرخش $2/3$ تا $2/5$ برابر گردیده است. سختی پیچشی اولیه اتصالات با مقاطع کوچکتر تیر، نسبت به اتصالات با مقاطع بزرگتر تیر، کاهش پیدا می‌کند. کرمی و مقدم [۳] برای تعیین سختی پیچشی اولیه یک اتصال خورجینی متداول از یک مدل تحلیلی استفاده نمودند به این ترتیب که با در نظر گرفتن یک فرم تغییر شکل برای نبشی‌ها و سپس نوشتن معادلات تعادل و سازگاری، معادله تغییر شکل نسبی و در نتیجه سختی اولیه اتصال را بدست آوردند. نمودارهای بدست آمده توسط طاحونی و

فرجودی [۴] نشان می‌دهد که اتصالات خورجینی بنا بر جزئیات خود دارای ۲۵ تا ۸۰ درصد گیرداری می‌باشند. فروغی، زاهدی و برخورداری [۵] میزان این گیرداری را حدود ۹۰ درصد بر آورد کردند. فتحی و آقاچوکچک [۶] نشان دادند که در صورت تأمین سختی پیچشی بالاتر از حدود ۱۰۰۰ تن‌متر بر رادیان، در ساختمان‌های با ارتفاع کم و متوسط، رفتار سازه حساسیت چندانی به میزان سختی اتصال ندارد.

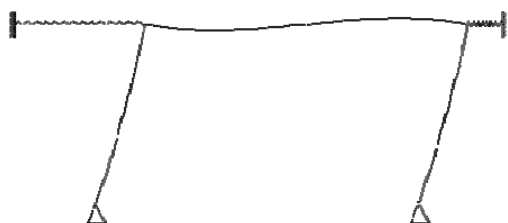
علاوه بر شناخت رفتار پیچشی اتصال خورجینی، شناخت رفتار این اتصال در راستای قائم نیز حائز اهمیت می‌باشد. چرا که این اتصال علاوه بر تحمل بارهای ثقلی در راستای قائم، در هنگام وقوع زلزله می‌تواند در اثر اعمال مؤلفه قائم زلزله نیز تحت بارهای در راستای مذکور قرار گیرد. به علاوه نیروهای ناشی از اندرکنش قاب و میانقاب نیز (مؤلفه قائم دستک فشاری ایجاد شده در میانقاب به علت اندر کنش با قاب پیرامونی) می‌تواند باعث اعمال نیروهای قابل توجهی به اتصال و در نتیجه ایجاد خرابی در اتصال و ریزش سقف شود [۷]. از اینرو شناخت رفتار اتصال در راستای قائم و محاسبه سختی و مقاومت اتصال در این راستا ضروری به نظر می‌رسد. برای محاسبه مقاومت اتصال خورجینی در راستای قائم، روابطی در نشریه ۳۲۴ ارائه گردیده است [۱] اما متأسفانه تحقیقات چندانی بر روی سختی قائم اتصال خورجینی وجود ندارد و تنها مرجع موجود در این زمینه که مربوط به شکیب و سعادت نیا [۸] می‌باشد که با مدل سازی عددی یک حالت خاص از اتصال خورجینی دارای نبشی بالا و پایین، سختی اتصال در راستای قائم را بدست آورده‌اند.

۲- رفتار کلی اتصال خورجینی در راستای قائم

شکل ۱ یک مدل المان محدود از یک تیر با مقطع *IPE* که با دو عدد نبشی بالا و پایین به ستونی متصل شده است را نشان می‌دهد. چنانچه این تیر تحت بار قائم قرار گیرد، تغییر فرم آن مطابق شکل ۲ خواهد بود.



در این مدل تیر و ستون‌های قاب، نمایانگر جان و بال تیر و فنرهایی که در تراز تیر به تکیه گاه متصل شده، بیانگر سختی نبشی‌های بالا و پایین هستند. چنانچه این مدل تحت تأثیر باری در امتداد تیر خود قرار گیرد، تغییر شکل آن مطابق شکل ۴ خواهد بود. این شکل مشابه شکل تغییر فرم اتصال نشان داده شده در شکل ۲ می‌باشد.



شکل (۴): مدل ساده شده رفتار اتصال خورجینی

در راستای قائم پس از جابجایی

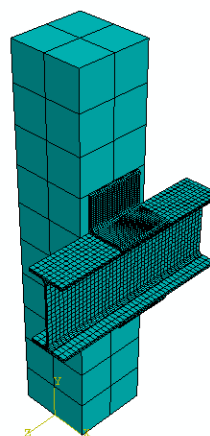
سختی قاب نشان داده شده در شکل ۳ که مدل ساده شده رفتار اتصال خورجینی در راستای قائم می‌باشد از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$K = k_{L1} + k_{L2} + k_2 \quad \text{رابطه ۱}$$

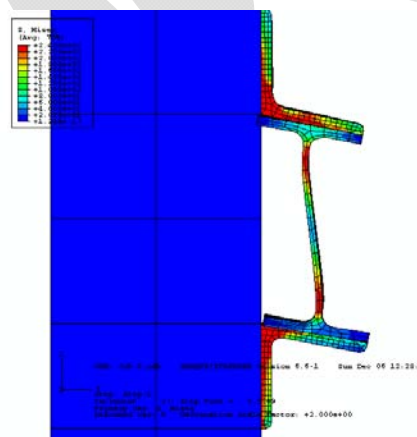
k_{L1} و k_{L2} ، سختی فنرهای انتقالی، و k_2 ، سختی قاب یک دهانه یک طبقه نشان داده شده در شکل ۳ می‌باشد که با استفاده از روش‌های محاسبه سختی این نوع قاب‌ها در تحلیل سازه‌ها (صرف نظر از سختی محور اعضاء) می‌توان این سختی را از رابطه ۲ بدست آورد.

$$k_2 = \frac{12E}{A^2} \left[\frac{1}{\frac{2A}{I_c} + \frac{B}{I_b}} \right] \quad \text{رابطه ۲}$$

همان طور که اشاره گردید، در رابطه ۱، سهم سختی نبشی‌های بالا و پایین در سختی کل اتصال، به صورت سختی فنرهای انتقالی k_{L1} و k_{L2} لحاظ شده است. در این نوع تغییر فرم اتصال، سختی نبشی‌های بالا و پایین ناشی از مقاومت این اعضاء در برابر خم شدن از ناحیه ماهیچه می‌باشد که در حقیقت به صورت سختی پیشگی عمل می‌نماید (شکل ۵).

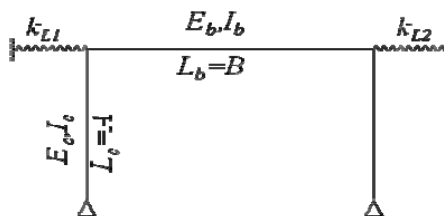


شکل (۱): نمای سه بعدی مدل ساخته شده از اتصال خورجینی



شکل (۲): نحوه تغییر شکل اتصال خورجینی در راستای قائم

با توجه به شکل ۲ می‌توان رفتار اتصال در راستای قائم را با ۹۰ درج چرخش به صورت یک قاب یک دهانه یک طبقه معادل کرد تا به یک فرمول اولیه برای بدست آوردن سختی مورد نظر دست یافت. این مدل ساده شده در شکل ۳ نشان داده شده است.



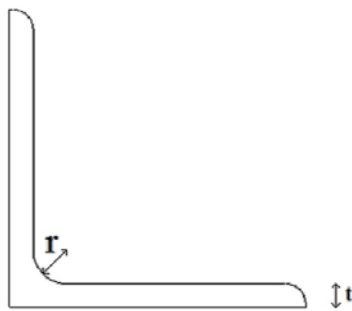
شکل (۳): مدل ساده شده رفتار اتصال خورجینی

در راستای قائم قبل از جابجایی

با تیر و نوع تغییر شکلشان با یکدیگر متفاوت بوده و می‌بایست روابط جداگانه‌ای برای هر یک بدست آورد. مقدار K_2 نیز بستگی به مشخصات تیر و نیز نبشی‌ها دارد.

۳- محاسبه $k_{\theta 1}$ و $k_{\theta 2}$

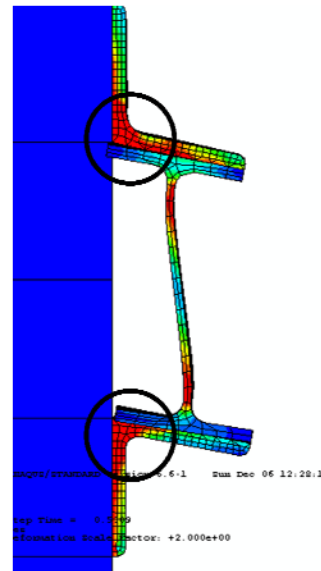
در این بخش با انجام مدل‌سازی‌های عددی به بررسی اثر پارامترهای مؤثر در سختی پیچشی نبشی‌های بالا و پایین بررسی می‌شود. پارامترهایی که در این سختی اثر گذار می‌باشند عبارتند از طول نبشی (L)، شعاع ماهیچه (r) و ضخامت بال‌های نبشی (t). پارامترهای r و t در شکل ۷ نشان داده شده است.



شکل (۷): پارامترهای r و t در نبشی

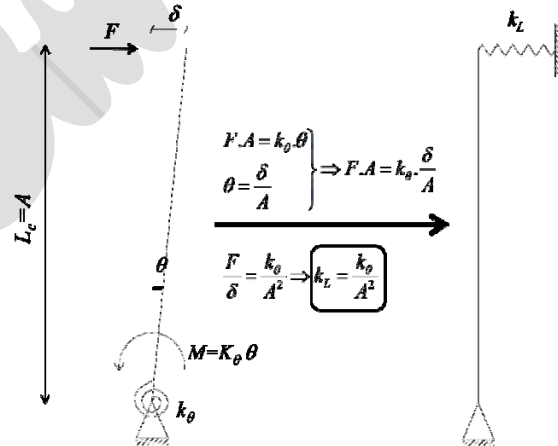
۳-۱ بررسی اثر r بر مقدار $k_{\theta 1}$ و $k_{\theta 2}$

برای بدست آوردن رابطه‌ای برای محاسبه سختی‌های $k_{\theta 1}$ و $k_{\theta 2}$ ، در این بخش با ثابت نگه داشتن مقدار طول و ضخامت بال نبشی و ایجاد تغییر در مقدار r ، اثر این پارامتر بر مقدار سختی‌های مورد بررسی بدست آورده شده است. در این مدل‌سازی‌ها، مقطع تیر، IPE200 و طول نبشی و ضخامت بال آن به ترتیب برابر با ۱۵۰ و ۱۰ میلی‌متر انتخاب شده است. شکل ۸ نشان دهنده تغییرات سختی نبشی بر حسب پارامتر r می‌باشد. همانطور که دیده می‌شود این تغییرات را با دقت قابل قبولی به صورت یک چند جمله‌ای درجه دو بر حسب r نوشت. اما برای در نظر گرفتن اثر دو پارامتر دیگر مؤثر در سختی مورد بررسی، دو ضریب μ و λ که به ترتیب مربوط به طول و ضخامت بال نبشی می‌باشند در روابط بدست آمده ضرب می‌شوند. با توجه به توضیحات فوق، رابطه ۴ و



شکل (۵): مقاومت نبشی در برابر خم شدن از ناحیه ماهیچه

لذا سختی‌های انتقالی معرفی شده در رابطه ۱، سختی انتقالی معادل سختی پیچشی مذکور می‌باشند که نحوه معادل سازی آن در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل (۶): معادل سازی سختی پیچشی بال نبشی

به صورت سختی انتقالی

با توجه توضیحات ارائه شده در خصوص نحوه معادل سازی فنرهای چرخشی با فنرهای انتقالی رابطه ۱ را می‌توان به صورت رابطه ۳ نوشت:

$$K = \frac{k_{\theta 1} + k_{\theta 2}}{A^2} + k_2 \quad \text{رابطه ۳}$$

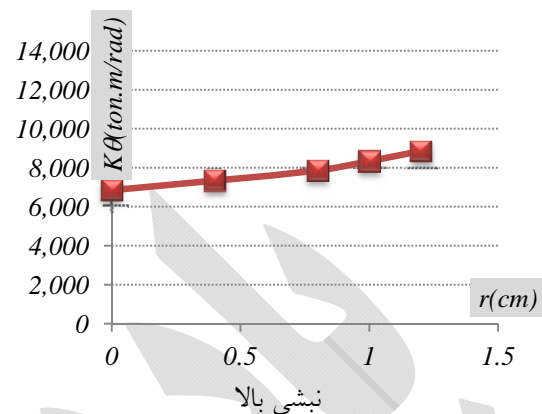
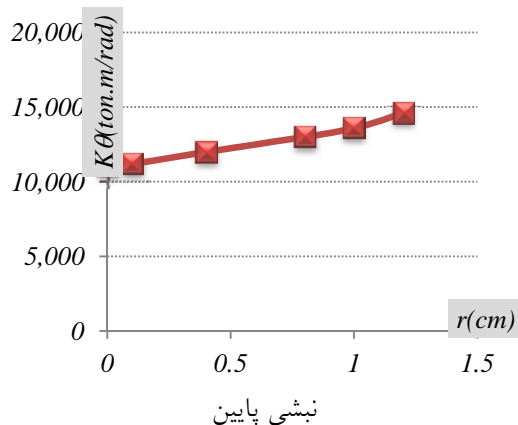
در رابطه ۳، $k_{\theta 1}$ و $k_{\theta 2}$ ، بستگی به مشخصات نبشی‌های بالا و پایین دارد. لازم به ذکر است مقدار سختی نبشی بالا و پایین ($k_{\theta 1}$ و $k_{\theta 2}$) با توجه به تفاوت در نحوه تماس



$$K_{Top} = \mu_{Top} \cdot \lambda_{Top} \cdot (808r^2 + 662r + 6873) \quad \text{رابطه ۴}$$

$$K_{Bottom} = \mu_{Bottom} \cdot \lambda_{Bottom} \cdot (1128r^2 + 1508r + 11084) \quad \text{رابطه ۵}$$

رابطه ۵ برای بدست آوردن سختی پیچشی نبشی‌ها پیشنهاد شده است. در ادامه چگونگی بدست آوردن این ضرایب نیز در شکل ۸ ارائه گردیده است.



شکل (۸) تغییرات سختی پیچشی بال نبشی بالا و پایین بر حسب r

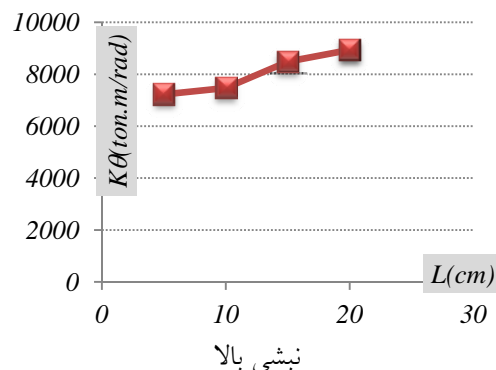
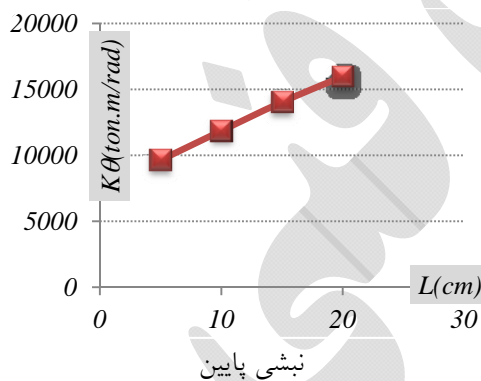
دهنده تغییرات تقریباً خطی سختی بر حسب پارامتر طول نبشی می‌باشد. با توجه به این نتایج، ضریب μ برای نبشی‌های بالا و پایین به صورت زیر بدست آمده است.

$$\mu_{Top} = 0.014L + 0.76 \quad \text{رابطه ۶}$$

$$\mu_{Bottom} = 0.03L + 0.54 \quad \text{رابطه ۷}$$

۲-۳ بررسی اثر طول نبشی بر مقدار $k_{\theta 1}$ و $k_{\theta 2}$

در این بخش با ثابت نگه داشتن پارامترهای $r=12mm$ و $t=10mm$ و مقطع تیر (IPE200)، به بررسی اثر طول نبشی بر سختی پیچشی نبشی‌های بالا و پایین و در نهایت بدست آوردن ضریب μ پرداخته شده است. شکل ۹ نشان



شکل (۹): تغییرات سختی پیچشی بال نبشی بالا و پایین بر حسب طول نبشی

دیده می‌شود در این حالت نیز تغییرات سختی را می‌توان با دقت خوبی به صورت یک چند جمله‌ای درجه دو بر حسب t نوشت.

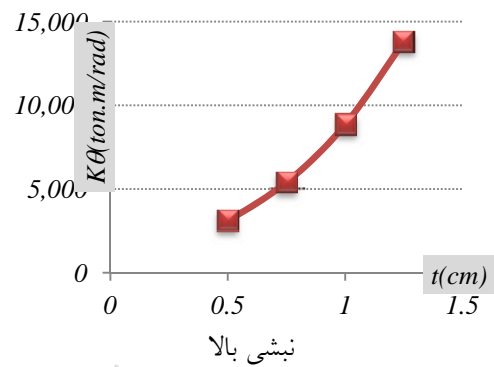
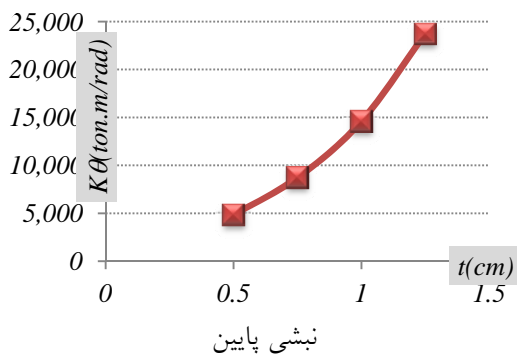
ضریب λ طبق رابطه ۸ و رابطه ۹ زیر بدست می‌آید:

$$\lambda_{Top} = 1.197t^2 - 0.487t + 0.296 \quad \text{رابطه ۸}$$

$$\lambda_{Bottom} = 1.448t^2 - 0.821t + 0.386 \quad \text{رابطه ۹}$$

۳-۳ بررسی اثر t بر مقدار $k_{\theta 1}$ و $k_{\theta 2}$

در این بخش نیز با ثابت نگه داشتن پارامترهای $r=12mm$ و $L=150mm$ و مقطع تیر (IPE200)، به بررسی اثر ضخامت بال نبشی بر سختی پیچشی نبشی‌های بالا و پایین پرداخته شده است. شکل ۱۰ نشان دهنده تغییرات سختی نبشی بر حسب پارامتر t می‌باشد. همانطور که



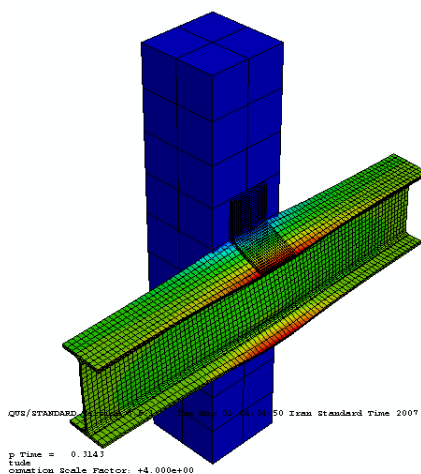
شکل (۱۰): تغییرات سختی پیچشی بال نشی بالا و پایین بر حسب t

رابطه ۲ برای اتصال خورجینی لازم است تا این فرمول بر اساس مشخصات اعضای اتصال نوشته شود که این جایگذاری و خلاصه سازی فرمول در رابطه ۱۰ ارائه گردیده است.

$$k_2 = \frac{12E}{A^2} \left[\frac{1}{\frac{2A}{I_c} + \frac{B}{I_b}} \right] \Rightarrow k_2 = \frac{12E}{\left(\frac{b_{fb}}{2}\right)^2} \left[\frac{1}{\frac{2\left(\frac{b_{fb}}{2}\right)}{L \cdot (t_{fb})^3} + \frac{h_w}{L \cdot (t_{wb})^3}} \right] \Rightarrow k_2 = \frac{4E}{b_{fb}^2} \left[\frac{L}{\frac{b_{fb}}{t_{fb}^3} + \frac{h_w}{t_{wb}^3}} \right]$$

گرفته بر روی نتایج حاصل از مدل سازی ها، این ضریب را می توان بر اساس طول نشی و عرض بال تیر با استفاده از رابطه ۱۱ بدست آورد.

$$\alpha = \frac{L + 4b_{fb}}{L} \Rightarrow \alpha = 1 + \frac{4b_{fb}}{L} \quad \text{رابطه ۱۱}$$



شکل (۱۱): نحوه تغییر شکل اتصال در مدل سه بعدی

۴- کنترل رابطه بدست آمده برای K_2

۴-۱ بدست آوردن ضریب اصلاحی همانطور که در بند ۲ اشاره شده است، برای رسیدن به سختی اتصال خورجینی، می توان از رابطه بدست آمده برای سختی قاب شکل ۳، استفاده نمود. برای استفاده از

رابطه ۱۰

که در آن:

E : مدول الاستیسیته فولاد بکار رفته در مقاطع (kg/cm^2);

t_{wb} : ضخامت جان تیر (cm);

h_w : ارتفاع جان تیر;

b_{fb} : عرض بال تیر (cm);

t_{fb} : ضخامت بال تیر (cm);

t : ضخامت بال نشی (cm);

L : طول نشی های بالا و پایین (cm);

لازم به ذکر است که در رابطه ۱۰ طول تیر برابر طول نشی های در نظر گرفته شده است. لیکن با توجه به پیوسته بودن تیر (همانطور که در شکل ۱۱ نیز مشخص است)، طول بیشتری از تیر در سختی اتصال مؤثر خواهد بود. لازم است سختی ناشی از تیر (k_2) در ضریبی افزایش یافته ضرب شود و سپس در رابطه نهایی با سختی ناشی از نشی ها جمع گردد. بر اساس بررسی انجام



بدین ترتیب رابطه نهایی سختی k_2 به صورت زیر می باشد:

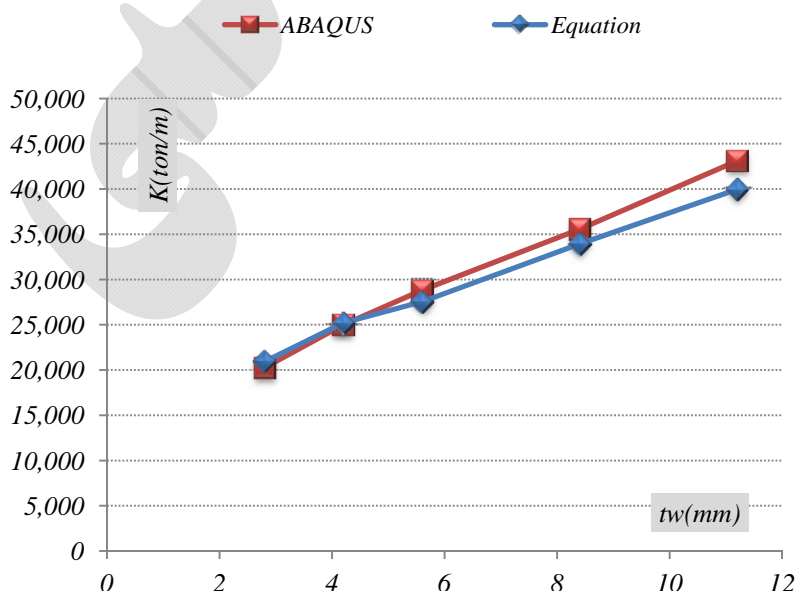
$$k_2 = (1 + \frac{4b_f}{L}) \frac{4E}{b_{fb}^2} \left[\frac{L}{\frac{b_{fb}^3}{(t_{fb})^3} + \frac{h_w^3}{t_{wb}^3}} \right] \quad \text{رابطه ۱۲}$$

۴-۲ بررسی اثر ضخامت جان تیر بر سختی اتصال

پس از بدست آوردن رابطه مناسب برای سختی های $k_{\theta 1}$ و $k_{\theta 2}$ و اعمال ضریب اصلاحی به رابطه ۲، در این بخش به بررسی اثر ضخامت جان تیر بر روی سختی کلی اتصال پرداخته شده است. بررسی های صورت گرفته بر روی اثر ضخامت جان تیر بر سختی اتصال نشان می دهد که این پارامتر علاوه بر اینکه طبق رابطه ۱۲، در مقدار K_2 اثر مستقیم دارد، بر روی نحوه دخالت سختی پیچشی نبشی پایین بر روی سختی کل نیز مؤثر می باشد. به طوریکه طبق نتایج حاصل از مدل سازی، در ضخامت های بیشتر از ۴ میلی متر هر دو نبشی بالا و پایین به طور کامل در سختی کل مشارکت دارند و رابطه سختی کل، همان رابطه ۱ می باشد، اما در ضخامت های کمتر از ۴ میلی متر، به تدریج از اثر نبشی پایین بر سختی کل کاسته می شود (جهت بارگذاری رو به پایین می باشد) به طوریکه این

کاهش را می توان به صورت یک ضریب کاهشدهنده β در رابطه ۱ در سختی $k_{\theta 2}$ اعمال نمود. لازم به ذکر است در اتصالات خورجینی متداول موجود، معمولاً این ضخامت بیشتر از ۴ میلی متر بوده و در نتیجه $\beta = 1$ خواهد بود. لذا در رابطه پیشنهادی نهایی نیز این پارامتر برابر ۱ در نظر گرفته شده است.

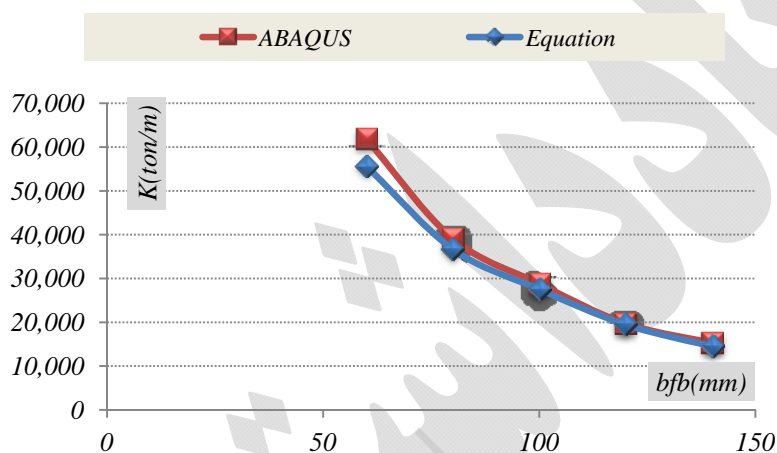
در ادامه با ثابت نگه داشتن مشخصات نبشی بالا و پایین $(L100 \times 100 \times 10)$ ، طول نبشی (L) ، طول تیر (L_b) و مشخصات تیر $(IPE200)$ به جزء ضخامت جان (t_{wb}) به بررسی اثر تغییر ضخامت جان تیر بر سختی کل اتصال خورجینی پرداخته شده است. همچنین مقایسه ای نیز بین نتایج حاصل از مدل سازی با نتایج حاصل از رابطه پیشنهادی ارائه گردیده است. شکل ۱۲ نشان دهنده این مقایسه می باشد. همان گونه که در این شکل مشخص می باشد، تغییرات سختی بر حسب ضخامت جان تیر، تقریباً به صورت خطی بوده و نیز سختی بدست آمده از رابطه پیشنهادی تطبیق خوبی با نتایج حاصل از مدل سازی دارد.



شکل (۱۲): مقایسه اعداد بدست آمده از رابطه پیشنهادی با نتایج حاصل از مدل سازی عددی

۳-۴ بررسی اثر عرض بال تیر بر سختی اتصال یکی از مهم‌ترین پارامترهای تأثیر گذار بر سختی کل اتصال، طبق رابطه ۱، فاصله جان تیر از لبه ستون بوده که این فاصله برابر نصف عرض بال تیر می‌باشد. در این بخش به بررسی این پارامتر بر روی سختی اتصال در راستای قائم پرداخته شده است. برای این کار مشخصات نبشی بالا و پایین (L100x100x10)، طول نبشی (L)، طول تیر (L_b) و مشخصات تیر (IPE200) به جزء عرض بال

آن (b_{fb}) ثابت نگه داشته شده است و سختی اتصال به ازای مقادیر مختلف این پارامتر یک بار از رابطه پیشنهادی و بار دیگر با مدل‌سازی بدست آمده و نتایج مربوطه در شکل ۱۳ نمایش داده شده است. همان‌گونه که در این شکل دیده می‌شود با افزایش عرض بال تیر، سختی اتصال به شدت کاهش پیدا می‌نماید. همچنین باز هم نتایج حاصل از مدل‌سازی با اعداد حاصل از رابطه پیشنهادی به خوبی مطابقت دارد



شکل (۱۳): بررسی اثر عرض بال تیر بر سختی اتصال و مقایسه اعداد بدست آمده از رابطه با نتایج حاصل از مدل‌سازی.

رابطه پیشنهادی

پس از بدست آوردن روابط کلی ارائه شده در بند ۲، تعیین روابطی برای بدست آوردن سختی‌های پیچشی و نیز تعیین ضرایب اصلاحی، در این بخش روابط پیشنهادی نهایی ارائه گردیده و سپس با انجام مدل‌سازی‌هایی، صحت این رابطه کنترل گردیده است. رابطه نهایی پیشنهادی به صورت زیر می‌باشد.

$$\lambda_{Top} = 1.197t^2 - 0.487t + 0.296$$

$$\lambda_{Bottom} = 1.448t^2 - 0.821t + 0.386$$

که در این روابط:

E: مدول الاستیسته فولاد بکار رفته در مقاطع (kg/cm²);

t_{wb}: ضخامت جان تیر (cm);

h_w: ارتفاع جان تیر;

b_{fb}: عرض بال تیر (cm);

t_{fb}: ضخامت بال تیر (cm);

t: ضخامت بال نبشی (cm);

L: طول نبشی‌های بالا و پایین (cm);

r: شعاع ماهیچه نبشی;

$$K = \frac{4(k_{\theta 1} + k_{\theta 2})}{b_{fb}^2} + k_2$$

$$k_2 = \left(1 + \frac{4b_f}{L}\right) \frac{4E}{b_{fb}^2} \left[\frac{L}{\frac{b_{fb}}{(t_{fb})^3} + \frac{h_w}{t_{wb}^3}} \right]$$

$$K_{\theta 1} = \mu_{Top} \cdot \lambda_{Top} \cdot (808r^2 + 662r + 6873)$$

$$K_{\theta 2} = \mu_{Bottom} \cdot \lambda_{Bottom} \cdot (1128r^2 + 1508r + 11084)$$

$$\mu_{Top} = 0.014L + 0.76$$

$$\mu_{Bottom} = 0.03L + 0.54$$



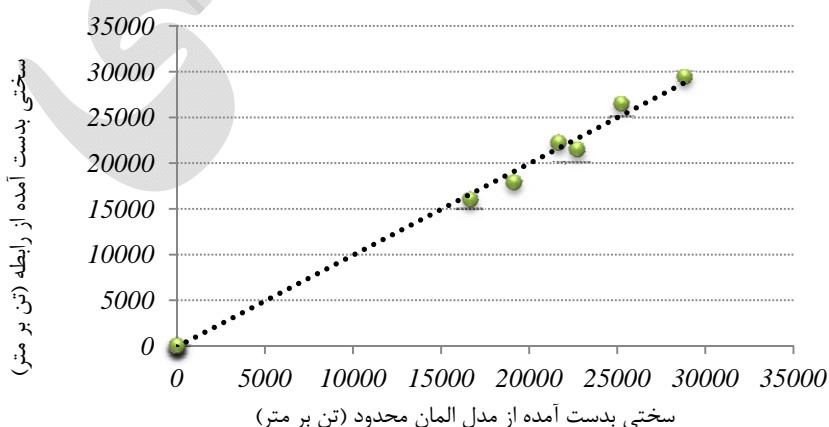
نتیجه گیری

در انجام محاسبات دقیق برای تعیین رفتار قاب‌های دارای اتصالات خورجینی، علاوه بر وجود اطلاعات لازم در خصوص رفتار پیچشی اتصال، اطلاعات مربوط به رفتار اتصال در راستای قائم نیز ضروری است. در این تحقیق با انجام مدل‌سازی المان محدود و مطالعه رفتار این اتصالات، رابطه‌ای برای محاسبه سختی قائم اتصال خورجینی دارای نبشی بالا و پایین، بدست آمده است. برای کنترل دقت رابطه نهایی پیشنهادی، چند نمونه مدل المان محدود از اتصالات خورجینی با مشخصات تیر و نبشی‌های بالا و پایین متداول، در نرم افزار ساخته شده و سختی بدست آمده از تحلیل با سختی بدست آمده از رابطه پیشنهادی مقایسه گردیده است. مشخصات

اتصالات مورد مطالعه به همراه اعداد بدست آمده برای سختی اتصال از دو روش مذکور در ۰ ارائه گردیده است. شکل ۱۴ نیز نشان دهنده دقت قابل قبول اعداد بدست آمده از رابطه پیشنهادی در این گزارش می‌باشد. با توجه به کنترل صورت گرفته بر روی دقت رابطه پیشنهادی، می‌توان چنین نتیجه گرفت که این رابطه از دقت قابل قبولی در محاسبه سختی اتصال در راستای قائم برخوردار بوده و می‌توان از آن برای محاسبه این سختی در مدل‌های ساده شده سازه‌های فولادی دارای اتصال خورجینی برای در نظر گرفتن ملاحظات مربوط به راستای قائم اتصال بهره گرفت.

جدول (۱): مشخصات نمونه های مدل شده و اعداد بدست آمده برای سختی اتصال در راستای قائم

شماره نمونه	مشخصات اجزای اتصال	سختی راستای قائم (ton/m)	
		ABAQUS	رابطه پیشنهادی
S1	L80-IPE180- $L_L=120mm$	۲۱,۶۵۹	۱۹,۲۲۲
S2	L100-IPE200- $L_L=100mm$	۲۵,۲۴۹	۲۴,۳۱۸
S3	L100-IPE200- $L_L=150mm$	۲۸,۸۱۵	۲۷,۵۳۷
S4	L100-IPE270- $L_L=200mm$	۱۹,۱۳۰	۱۸,۱۲۴
S5	L80-IPE220- $L_L=120mm$	۱۶,۶۱۵	۱۴,۸۹۲
S6	L100-IPE240- $L_L=170mm$	۲۲,۷۰۵	۲۱,۰۰۵



شکل (۱۴): مقایسه اعداد بدست آمده از رابطه با نتایج حاصل از مدل‌سازی برای نمونه‌های مختلف

مراجع

۱. ضوابط طراحی ساختمان‌های با اتصال خورجینی (نشریه ۳۲۴)، ۱۳۸۵، انتشارات سازمان مدیریت برنامه ریزی کشور.
۲. مزروعی و مصطفایی، "بررسی تجربی رفتار برشی اتصالات خورجینی متداول و تقویت شده"، اولین کنفرانس علمی- تخصصی مهندسان راه و ساختمان ایران، تهران، مهرماه ۱۳۷۸.
۳. کرمی و مقدم، "مطالعات انجام شده در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن"، تهران، ۱۳۷۰.
۴. طاحونی و فرجودی، "گزارش مطالعات صلبیت اتصال خورجینی"، بنیاد مسکن انقلاب اسلامی، ۱۳۷۱.
۵. فروغی، زاهدی و برخوردار، "بررسی اتصالات خورجینی گیردار و فرمول بندی حاکم بر آنها"، چهارمین کنفرانس بین المللی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، اردیبهشت ۱۳۷۶.
۶. آفاکوچک و فتحی، "بررسی رفتار دینامیکی غیر خطی قاب‌های با اتصال خورجینی تحت نیروهای زلزله"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۷۶.
۷. گریوانی و آفاکوچک، "بررسی رفتار قاب‌های فولادی دارای اتصالات خورجینی و میانقاب مصالح بنایی تقویت شده با شبکه فولادی و شاتکریت"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۸.
۸. سعادت نیا و شکیب، "بررسی اثر مولفه قائم زلزله بر رفتار ساختمان‌های فولادی با اتصالات خورجینی"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۴.



شیوه نگارش و چگونگی تنظیم مقالات برای نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

- ♦ مقالات باید با نرم افزار Ms-Word تایپ و صفحه بندی شود و فایل مقاله به هر دو فرمت DOC و PDF. به دفتر نشریه ارسال گردد.
- ♦ نام و نام خانوادگی مولف اول^۱ نام و نام خانوادگی مولف دوم^۲
- ♦ اندازه صفحات باید برابر با A4 و حدود بالا، پایین، چپ و راست صفحات به ترتیب برابر با ۲ - ۳/۵ - ۲/۵ - ۲/۵ سانتی متر تعیین شود.
- ♦ مقالات به صورت دو ستونی، هر یک با عرض ۷/۵ سانتی متر و فاصله ۱ سانتی متر تهیه می شود.
- ♦ اندازه و نوع فونتهای فارسی مورد استفاده برای هر یک از موارد در (جدول ۱) آمده است.
- ♦ برای فونت لاتین همواره از Times New Roman استفاده شود که اندازه آن در هر موقعیت (به غیر از عنوان و چکیده) دو واحد کمتر از اندازه فونت فارسی خواهد بود.
- ♦ فاصله سطرها در عنوان، چکیده و در متن مقاله، معمولی (Single) است.
- ♦ عنوان مقاله در عین اختصار تمام ویژگی های کار انجام شده را مشخص می کند، با فونت «تیترا» به اندازه ۱۶ نوشته شود.
- ♦ نشانی کامل نویسندگان در زیرنویس قرار می گیرد.
- ♦ عنوان معادل به زبان انگلیسی نیز باید با شیوه تعریف شده در این الگو مشخص و درج شود.
- ♦ تهیه و درج چکیده به زبان انگلیسی نیز ضروری است.
- ♦ فونت عنوان چکیده انگلیسی Bold-11 Times New Roman
- ♦ فونت متن چکیده انگلیسی Regular-10 Times New Roman

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها

موقعیت استفاده	فونت	اندازه قلم
متن جداول و شکل ها و مراجع	لوتوس	۱۱
عناوین جداول و اشکال	Bold لوتوس	۱۱
متن	لوتوس	۱۲
چکیده و کلمات کلیدی	Bold لوتوس	۱۴
نام مؤلفان	Bold نازنین	۱۱
عناوین بخش ها	Bold لوتوس	۱۲
عنوان مقاله	تیترا	۱۶



بسمه تعالی
پرسشنامه ارزیابی مقاله

سازه و فولاد

نشریه علمی و پژوهشی

- اطلاعات عمومی

عنوان مقاله :

کد مقاله :

تاریخ ارسال :

نام داور:

- پرسشهای کلی

- ۱ - نوع مقاله : الف پژوهشی بنیادی کاربردی توسعه ای سایر
- ب مقاله کامل یادداشت فنی یادداشت تحقیقاتی سایر
- ۲- هدف اصلی مقاله چیست ؟

۳- ارتباط موضوع مقاله با سر فصل های نشریه سازه و فولاد :

- ارزیابی کلی

مردود	ضعیف	متوسط	خوب	خیلی خوب	عالی	
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	۱ - نو آوری
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	۲ - چگونگی بیان موضوع مقاله در چکیده
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	۳ - چگونگی بیان اهمیت موضوع در مقدمه
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	۴ - انتخاب تیرها در مقاله
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	۵ - کیفیت روش تحقیق بکار رفته
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	۶ - چگونگی بیان نتیجه ها و ارتباط با موضوع مقاله
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	۷ - به روز، معتبر بودن، ارجاع و ارتباط مستقیم

- ارزیابی تنظیم مقاله

- ۱ - ادبیات بکاررفته در نگارش مفهوم و سلیس ویرایش لازم دارد بازنویسی گردد
- ۲ - حجم مطالب در قسمت های مختلف متناسب است تغییرات لازم دارد
- ۳ - ارتباط و تعداد نمودارها متناسب است تغییرات لازم دارد
- ۴ - ارتباط و تعداد جداول متناسب است تغییرات لازم دارد

امضاء

- نتیجه نهایی

۱- مقاله برای چاپ در نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد :

- مناسب است
- به شرط اصلاحات جزئی بدون داوری مجدد
- به شرط اصلاحات جزئی با داوری مجدد
- به شرط اصلاحات اساسی
- مناسب نیست , برای چاپ در نشریه علمی ترویجی پیشنهاد می گردد
- مناسب نیست

۲- به شرط چاپ در نشریه, مقاله دارای رتبه :

- قابل تقدیر
- خوب
- متوسط
- سایر

۳- بیان حداقل یک نتیجه جالب و قابل بیان از مقاله:

۴- توضیحات تکمیلی :

- مشخصات داور

۱- آیا در آینده تمایل به همکاری با این نشریه را دارید ؟

۲- در کدام زمینه ها تمایل بیشتری برای همکاری دارید ؟

۳- شماره حساب بانکی , شعبه , کد .

۴- شماره تماس و آدرس الکترونیکی برای پیگیری نتیجه داوری در کارهای آتی .

نام, امضاء و تاریخ