



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)

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

سازه و فولاد

نشانی:

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

تلفن:

۸۸۴۶۹۰۰۴-۸۸۴۲۹۴۳۸

پایگاه اینترنتی:

www.issr.ir

پست الکترونیکی:

info@issr.ir

صفحه آرایی: 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 دهم

پاییز و زمستان ۱۳۹۰

فهرست

- ۲.....انجمن سازه‌های فولادی ایران.....
- ۵..... اثر فاصله بین پانل بتنی و قاب فولادی بر رفتار دیوارهای برشی مرکب
The effect of gap between concrete panel and frame on behavior of composite shear walls
ابوالفضل عربزاده ، مریم پیشوایی
- ۱۵..... بررسی پارامتری رفتار غیر خطی لرزه‌ای پل کابلی ایستای دهانه بزرگ با عرشه جعبه‌ای
Parametric Study of Seismic Non-Linear Behavior of a Box Girder Cable-Stayed Long Span Bridge
بهروز کشته‌گر، محمود میری
- ۲۹..... پایش سلامت سازه‌ای و تشخیص آسیب پل فولادی بر اساس اطلاعات مودال از طریق الگوریتم رقابت استعماری
Structural health monitoring and damage detection of steel bridge based on modal data via colonial competitive algorithm
فریدون امینی، میرحمیدحسینی
- ۴۱..... تاثیر جداساز لرزه‌ای مخلوط لاستیک و خاک بر تقاضای لرزه‌ای قاب خمشی فولادی در حوزه نزدیک گسل
Effect of Seismic Isolation by Rubber-Soil Mixture on Seismic Demand of Steel Moment Frame in Near-Fault Area
سامان یغمایی سابق، مونا رحمانی
- ۶۱..... تحلیل حساسیت خرابی پیشرونده قاب‌های خمشی فولادی.....
Sensitivity analysis of steel frames subjected to progressive collapse
آرش نجی، فریدون ایرانی
- ۷۳..... مطالعه آزمایشگاهی و تحلیلی رفتار اتصالات در قابهای خمشی فولادی دارای ستون با مقطع جفت پروفیل
Experimental and Analytical Study of Connections in Steel MRFs Composed of Double Section Columns
اسلام سازمند، علی‌اکبر آقاچوچک، علی مزروعی
- ۹۳..... مقایسه قابهای مهاربندی شده واگرا با پیوند افقی متقارن طراحی شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران، IBC 2009 و روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد.....
The effect of gap between concrete panel and frame on behavior of composite shear walls
محسنعلی شایانفر، علیرضا رضائیان، علی زنگنه
- یادداشت فنی
- ۱۰۹..... ارزیابی اتصالات خمشی تقویت‌شده با ورق پشت‌بنددار
Rib Reinforcing of Flange Plate Moment Resisting Connection
مهناز فرزانه، مهدی قاسمیه، محمدرضا بهاری
- ۱۲۱..... شیوه نگارش.....
- ۱۲۳..... فرم 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 توصیفاتی 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 مراد در تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران



اثر فاصله بین پانل بتنی و قاب فولادی بر رفتار دیوارهای برشی مرکب

ابوالفضل عربزاده^۱، مریم پیشوایی^۲
(دریافت ۸۹/۱۱/۲۱، پذیرش ۹۱/۸/۱۲)

چکیده

یکی از سیستم های نوین مقاوم در برابر بارهای جانبی استفاده از دیوار برشی مرکب است که از یک ورق فولادی نازک به همراه پوششی از بتن در یک یا دو طرف ورق فولادی ساخته می شود. کاربرد این نوع دیوار بدلیل سختی و مقاومت بالا و همچنین شکل پذیری مناسب آن رو به افزایش است. تحقیقات نشان می دهد وجود یک فاصله کوچک بین قاب فولادی و پانل بتنی اثرات قابل توجهی در بهبود رفتار و شکل پذیری آن دارد. در این مقاله اثر فاصله (درز) بین پانل بتنی و قاب بر رفتار دیوار برشی مرکب مورد بررسی و مطالعه قرار گرفته است. برای این منظور مدل های مختلف دیوارهای برشی مرکب با عرض دهانه ۳، ۴/۵ و ۶m و درزهای متفاوت تحت آنالیز استاتیکی غیر خطی قرار گرفته و ارتباط آن با عرض دهانه و تعداد طبقات بررسی شده است. نتایج نشان می دهد فاصله ۵۰ تا ۸۰mm بین پانل بتنی و قاب فولادی شکل پذیری و مقاومت دیوار برشی مرکب را افزایش می دهد.

کلمات کلیدی

دیوار برشی مرکب، فاصله (درز)، شکل پذیری، پانل بتنی

The Effect of Gap Between Concrete Panel and Frame on Behavior of Composite Shear Walls

Abolfazl Arabzadeh¹, Maryam Pishvaey²

ABSTRACT

One of the novel resistant systems to lateral loads is the use of composite shear wall, which is made up of a thin steel plate, with concrete cover on one or both sides. The utilization of this kind of wall is increasing due to its stiffness, high resistance, and also appropriate ductility. Research indicates that the existence of a gap between the steel frame and the concrete panel has deep impacts on the amelioration of wall behavior and its ductility. In this paper the influence of the gap between the concrete panel and the frame, on the behavior of the composite shear wall has been investigated. For this purpose, a nonlinear static analysis for various models of composite shear walls, with the span of 3, 4.5, and 6m, and different gaps have been done, and relationship between behavior of wall with different width and the number of stories has been studied. The results indicate that gap width of 50-80 mm between the concrete panel and the steel frame, has improved the ductility, ultimate strength of composite shear wall.

Key Word

Composite Shear wall, Gap, Ductility, Concrete Panel

۱. عضو هیأت علمی دانشگاه تربیت مدرس، arabzade@modares.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲. دانشجوی کارشناسی ارشد سازه دانشگاه تربیت مدرس، mpishvaey@yahoo.com



جلوگیری می کند. در نتیجه ورق فولادی تا تسلیم در برش در مقابل برش طبقه مقاومت می کند که نسبت به نقطه تسلیم کششی قطری بزرگتر است.

۴- دیوار بتن مسلح در دیوار برشی مرکب نقش عایق رطوبت و صدا را نیز داشته و همچنین پوشش نسوزی را برای دیوار برشی فولادی ایجاد می کند.

تحقیقات نشان می دهد وجود یک فاصله کوچک (درز) بین قاب فولادی و پانل بتنی اثرات قابل توجهی در بهبود رفتار و شکل پذیری دیوار برشی مرکب دارد. هدف از این تحقیق بررسی اثر فاصله بین پانل بتنی و قاب بر رفتار دیوار برشی مرکب است به همین منظور مدل هایی با نسبت عرض دهانه به ارتفاع ۱، ۱/۵ و ۲ طراحی و در نرم افزار ABAQUS 6.8 مدل سازی شده و پس از صحت سنجی با مدل آزمایشگاهی، با ایجاد درز های مختلف رفتار نمونه ها با معیارهای مقاومت، شکل پذیری و سختی اولیه بررسی و فاصله بهینه تعیین شده است.

۲ - تحقیقات گذشته

دو مطالعه مستقل در دانشگاه برکلی توسط آستانه و همکارانش طی سال های ۱۹۹۸ تا ۲۰۰۱ بر روی دیوارهای برشی فولادی معمولی و دیوارهای برشی مرکب صورت گرفته است، دو سازه ۲ طبقه با مقیاس ۱ به ۲ تحت بارهای چرخه ای قرار گرفتند، که هدف آن تعیین و تبیین توصیه های طراحی لرزه ای در این زمینه بود. مقادیری نیز برای ضریب رفتار این سیستم ها ارائه شده است. هدف اصلی این پروژه آزمایشگاهی، انجام آزمایش های بارگذاری تناوبی بر روی دیوارهای برشی مرکب بوده تا نظرات و توصیه های طراحی و مدلسازی بهبود پیدا کند. دو نمونه دیوار برشی مرکب مورد آزمایش، دارای سیستم باربر جانبی ترکیبی بوده که در آن ها دیوار برشی مرکب در میان قاب خمشی قرار گرفته است.

تنها تفاوت میان دو نمونه دیوار پیشنهاد شده، در این است که در یکی از نمونه ها یک درز بین دیوار بتنی و تیرها و ستون های اطراف پانل آن وجود دارد، ولی در نمونه دیگر

دیوارهای برشی مرکب نوع توسعه یافته ای از دیوارهای برشی فولادی هستند که به دو طریق می توان از قابلیت شکل پذیری ناشی از کمانش در ورق فولادی در این دیوارها استفاده کرد. یک روش استفاده از سخت کننده های فلزی و دیگری بهره گرفتن از پوشش بتنی است که از طریق برشگیرها به ورق فولادی متصل شده است که نوع دوم به دیوار برشی مرکب (کامپوزیت) معروف می باشد.

تا حدود چهل سال پیش تنها دیوار برشی بتن مسلح مورد استفاده قرار می گرفت. اما در طی چند دهه اخیر مطالعات و تحقیقات گسترده ای روی دیوارهای برشی مرکب صورت گرفته که منجر به استفاده روز افزون از این سیستم ابتکاری هم در سازه های جدید و هم برای مقاوم سازی سازه های موجود شده است. برخی از مزایای استفاده از دیوار برشی مرکب به شرح زیر است:

۱- یک دیوار برشی مرکب نسبت به دیوار برشی بتنی با ظرفیت برشی مشابه، دارای سختی برشی بیشتر به ازای ضخامت و وزن کمتر است. سطح مقطع کوچکتر به لحاظ معماری چه از نظر نما و چه از نظر سطح مفید ساختمان، بسیار مفید می باشد و وزن کمتر دیوار برشی مرکب باعث کاهش نیروهای لرزه ای و در نتیجه کوچکتر شدن ضخامت پی و دیوارها می شود.

۲- برای ساخت دیوار برشی مرکب می توان آن را در محل اجرا یا از قطعات پیش ساخته استفاده کرد. از آنجا که دیوار برشی مرکب می تواند سختی و پایداری لازم را در مدت ساخت و نصب تامین کند، امکان ساخت دیوار بتنی مسلح، مستقل از ساخت اسکلت فلزی و در خارج از شرایط کارگاهی وجود دارد که در این صورت باید به صفحه فلزی پیچ شود.

۳- در دیوار برشی مرکب، برش طبقه به وسیله عمل میدان کششی قطری ورق فولادی بعد از کمانش ناشی از فشار قطری تحمل می شود. در دیوار برشی مرکب، دیوار بتنی از کمانش قبل از تسلیم ورق فولادی



۳- مدل‌سازی عددی و صحت‌سنجی با نمونه‌های آزمایشگاهی

به منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی انجام‌گرفته، نمونه آزمایشگاهی آستانه‌اصل، شکل ۱ و ۲ در نرم‌افزار ABAQUS مطابق شکل ۳ مدل‌سازی شده و نتایج حاصل با نتایج آزمایشگاهی مقایسه‌گردید که در شکل ۴ و ۵ منحنی بار-تغییر برای هر دو حالت تحلیلی و آزمایشگاهی در هر دو نمونه با درز و بدون درز نشان داده شده است. منحنی بار-تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی مربوط به پوش حاصل از منحنی هیستریزس این نمونه‌ها می‌باشد. انطباق این دو منحنی مبین توانایی مدل انتخاب‌شده و روش اجزاء محدود در برآورد مناسب رفتار نمونه می‌باشد.



شکل (۱): نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی مرکب با درز آستانه‌اصل.



شکل (۲): نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی مرکب بدون درز آستانه‌اصل.

هیچ درزی وجود نداشته و بتن به طور مستقیم در معرض بارهای وارده از تیرها و ستونهای اطراف پانل قرار گرفته، همین تفاوت به ظاهر ساده، منجر به تفاوت قابل‌توجهی در عملکرد دیوار همانند شکل‌پذیری و کاهش آسیب‌پذیری شده است [۱].

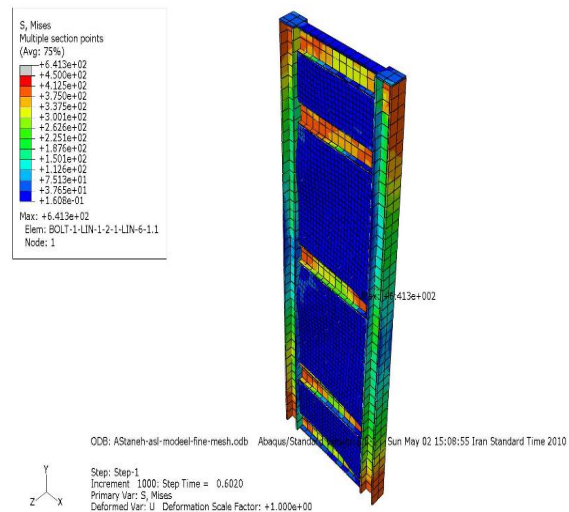
علی‌نیا و همکاران در سال ۲۰۰۴ تا ۲۰۰۶ بررسی‌هایی به صورت عددی بر روی رفتار دیوارهای برشی فولادی نازک انجام دادند. نتایج نشان می‌دهد سختی پیشگی اعضای مرزی به عنوان قاب محیطی بسیار تأثیرگذار بر افزایش بارکمانشی پلاستیک است. اما این سختی پیشگی در مقاومت پس‌کمانش ورق فولادی تأثیرگذار نیست و افزایش سختی ورق فولادی با کمک سخت‌کننده‌ها با افزایش ورق تأثیر کمی بر روی افزایش مقاومت نهایی ورق دارد [۲، ۳].

نتایج مطالعات انجام‌شده توسط حاتمی و صبوری (سال ۲۰۰۵) نشان می‌دهد که نوع اتصال تیر به ستون تأثیر مهمی بر رفتار صفحات ندارد [۴].

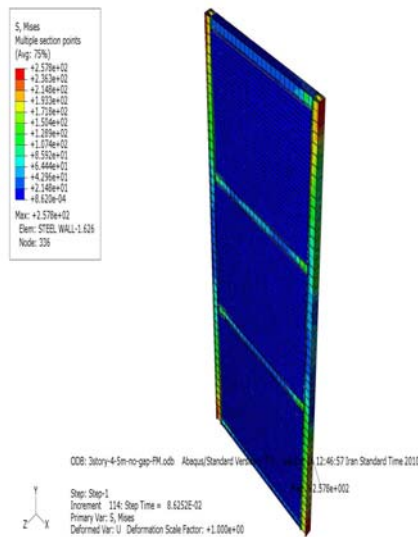
در سال ۲۰۰۸ نیز یک سری آزمایشات بسیار متنوع و گسترده توسط حاتمی و رهایی بر روی رفتار دیوارهای برشی مرکب ساخته شده از بتن و فولاد و یا بتن و الیاف پلیمری کربن انجام گرفته است [۵].

در سال ۲۰۰۹ محقق و ایازی مطالعات گسترده آزمایشگاهی و عددی در دانشگاه تربیت مدرس بر روی رفتار دیوارهای برشی مرکب انجام داده که نتایج آن منتشر شده است [۶]. با وجود اینکه داده‌های تحقیقاتی با ارزشی از این نوع سیستم در دسترس بوده و ضمن اینکه تعداد زیادی از ساختمان‌های مهم نیز بر مبنای این سیستم سازه‌ای بنا شده است، اطلاعات مربوط به طراحی لرزه‌ای این سیستم در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای موجود بسیار محدود می‌باشد و سوالات و ابهامات زیادی در مورد شباهتها و تفاوت‌های این سیستم با دیوار برشی فولادی وجود دارد که لزوم مطالعات و تحقیقات بیشتر در این زمینه را نشان می‌دهد.

مرکب ۳ طبقه با عرض دهانه ۳، ۴/۵ و ۶m و ارتفاع طبقات ۳m با ضخامت ورق ۳m و ضخامت پانل بتنی ۴۰mm و مشخصات مقاطع و فولاد و بتن مطابق جداول ۱، ۲ و ۳ مدلسازی شد. در هر دیوار فاصله (درز)های مختلفی از ۵ تا ۱۰۰mm ایجاد شد و این نمونه ها تحت بار گذاری استاتیکی افزایشده غیر خطی قرار گرفتند. در مدل با دهانه ۳m برای بررسی اثر افزایش طبقات علاوه بر مدل ۳ طبقه مدل ۵ طبقه نیز با درزهای مختلف مورد تحلیل قرار گرفت.



شکل (۳): مدلسازی نرم افزاری.

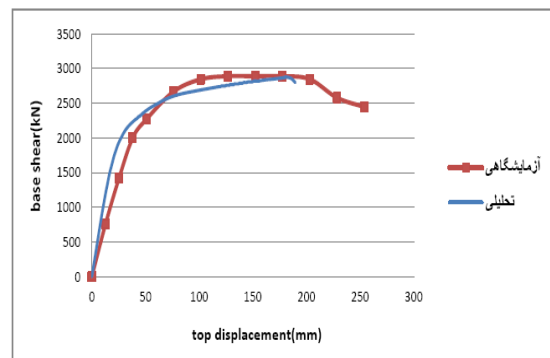


شکل (۶): مدلسازی نمونه با دهانه ۴/۵m

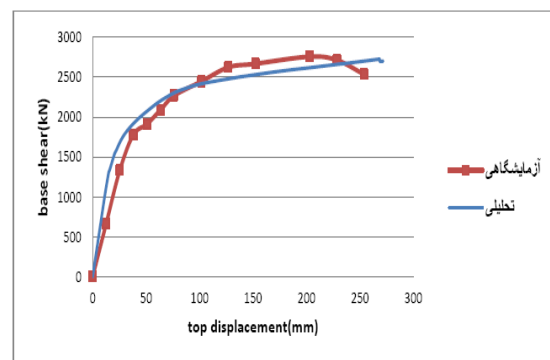
در مدلسازی از المان Solid برای تیر و ستون و پوشش بتنی و از المان Shell برای ورق فولادی و Beam برای بولت ها استفاده شده است. استفاده از المان Solid امکان مدلسازی دقیق تماس آن با قاب اطراف و مشاهده تغییر شکل واقعی آن بعد از تحلیل را میسر می سازد. درجات آزادی تیر پایه در تمام جهات مقید شده است.

جدول (۱): مقاطع تیر و ستون

مقطع تیر فوقانی	۲۴IPE۲
مقطع تیر	۲۰IPE۲
مقطع ستون	۲۷IPE۲



شکل (۴): مقایسه منحنی بار- تغییر مکان مدل آزمایشگاهی و مدل تحلیلی آستانه در نمونه بدون درز.

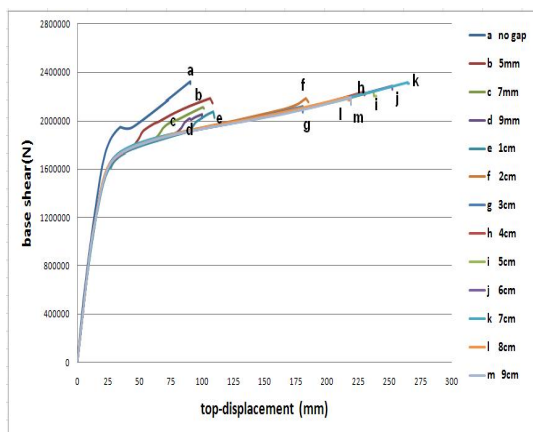


شکل (۵): مقایسه منحنی بار- تغییر مکان مدل آزمایشگاهی و مدل تحلیلی آستانه در نمونه با درز.

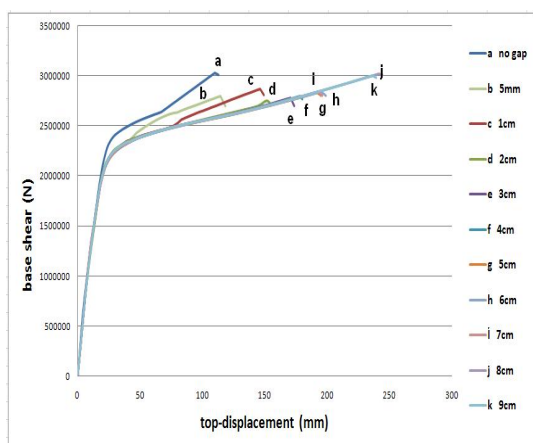
۴. مدلسازی نمونه ها

برای بررسی اثر درز بین پانل بتنی و قاب پیرامونی ۳ دیوار

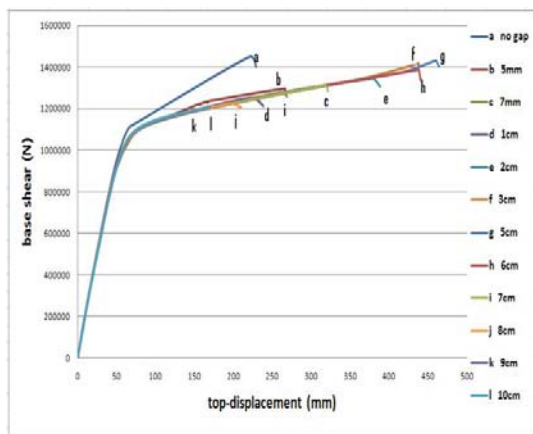




شکل (۹): منحنی بار- تغییر مکان نمونه بادخانه ۴/۵m - ۳ طبقه با درزهای مختلف



شکل (۹): منحنی بار- تغییر مکان نمونه بادخانه ۶m - ۳ طبقه با درزهای مختلف



شکل (۱۰): منحنی بار- تغییر مکان نمونه بادخانه ۳m - ۵ طبقه با درزهای مختلف

جدول (۲): مشخصات بتن مصرفی

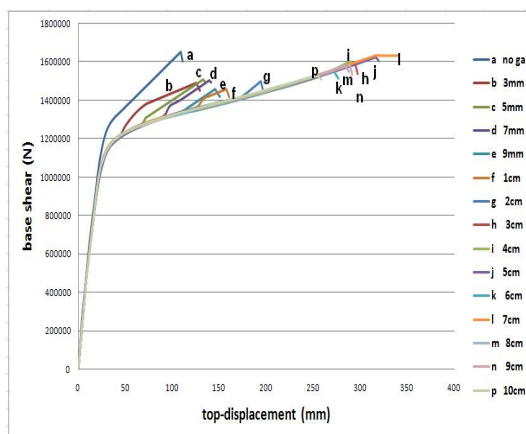
مقاومت کششی	۲/۵
مقاومت فشاری	۲۵
مدول ارتجاعی	مدرول ضریب پواسون
۲۶۰۰۰	۰/۲

جدول (۳): مشخصات فولاد مصرفی

مشخصات	مقاومت نهایی kN/mm ²	مقاومت جاری شدن kN/mm ²	مدول ارتجاعی	ضریب پواسون
تیر ستون	۴۰۰	۲۴۰	۲۱۰۰۰۰	۰/۳
ورق	۱۰۰۰	۹۰۰	۲۱۰۰۰۰	۰/۳
بولت	۵۰۰	۳۵۰	۲۱۰۰۰۰	۰/۳
میلگرد				

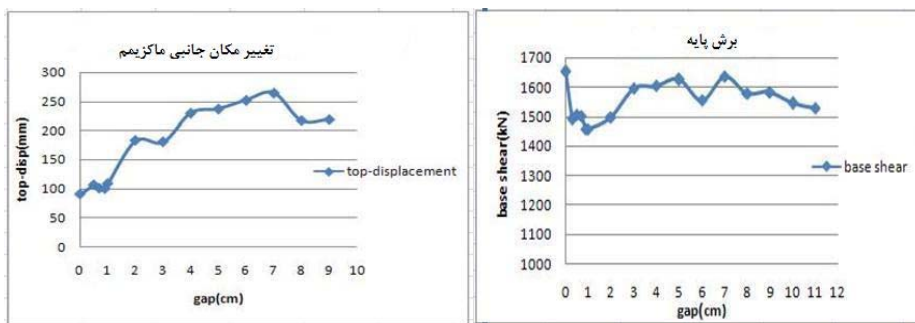
۵. نتایج

در دیوار با عرض دهانه ۳m و ارتفاع ۳m علاوه بر نمونه بدون درز نمونه هایی با درزهای مختلفی از ۵ تا ۱۰۰mm بین پوشش بتنی و ورق فولادی مدلسازی شد. منحنی رفتاری هر یک از مدلها در ادامه نشان داده شده است.

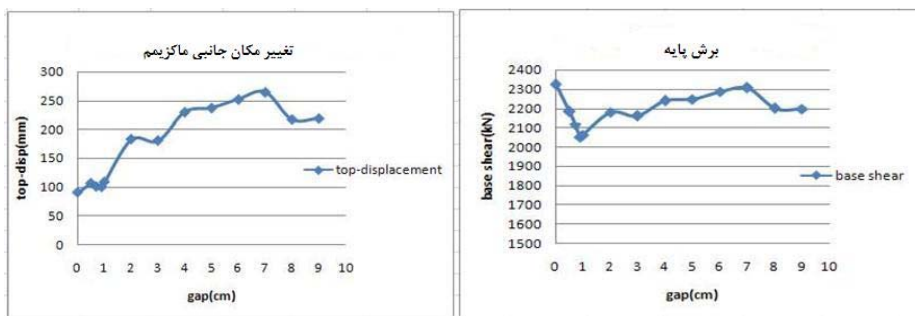


شکل (۷): منحنی بار- تغییر مکان نمونه بادخانه ۳m - ۳ طبقه با درزهای مختلف

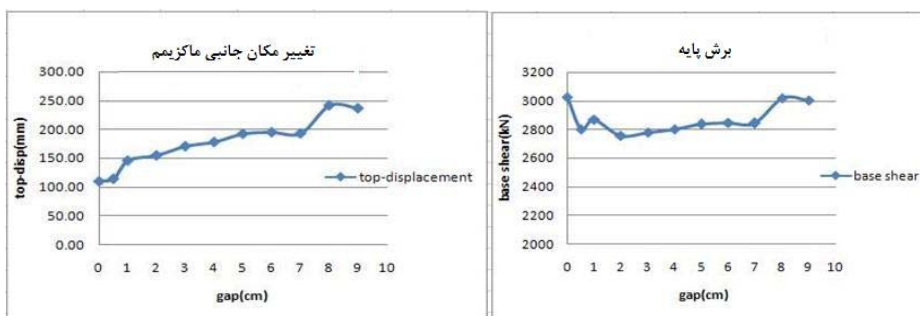
در اشکال ۱۱ الی ۱۴ ماکزیمم تغییر مکان جانبی و نیروی برشی پایه به ازای درزهای مختلف در مدل‌های به دهانه ۳، ۴/۵، ۶m و مدل‌های ۵ طبقه مقایسه شده است.



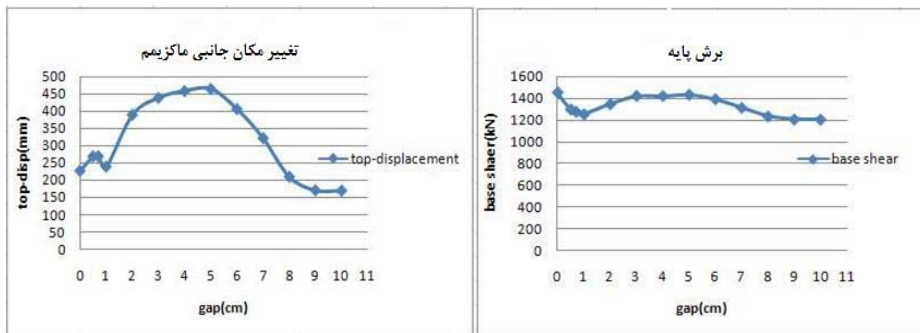
شکل (۱۱): تاثیر درز بین پانل بتنی و قاب بر تغییر مکان جانبی و برش پایه در مدل با دهانه ۳m - ۳ طبقه



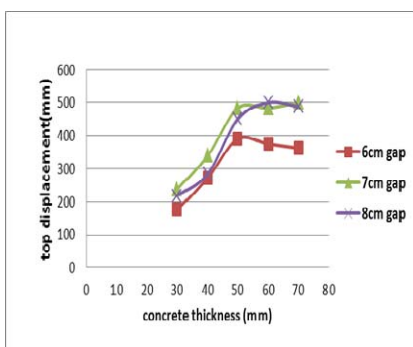
شکل (۱۲): تاثیر درز بین پانل بتنی و قاب بر تغییر مکان جانبی و برش پایه در مدل با دهانه ۴/۵m - ۳ طبقه



شکل (۱۳): تاثیر درز بین پانل بتنی و قاب بر تغییر مکان جانبی و برش پایه در مدل با دهانه ۶m - ۳ طبقه



شکل (۱۴): تاثیر درز بین پانل بتنی و قاب بر تغییر مکان جانبی و برش پایه در مدل با دهانه ۳m - ۵ طبقه

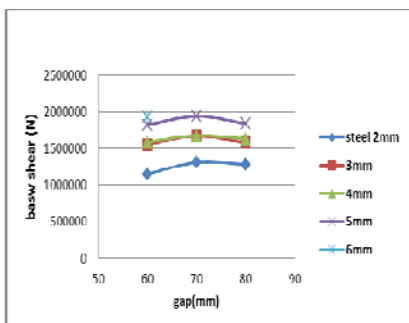


شکل (۱۸): منحنی تغییرمکان ماکزیمم به ازای

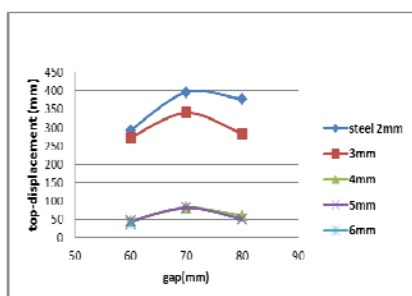
ضخامت‌های مختلف بتن

همانطور که مشاهده می‌شود مدل دارای درز ۷۰mm به ازای ضخامت‌های مختلف بتن همچنان بیشترین مقاومت و تغییر شکل جانبی را داراست. در ادامه مدلهای با ضخامت ۲، ۴ و ۵mm ورق فولادی مورد تحلیل قرار گرفت.

در شکل ۱۹ و ۲۰ تغییرمکان و مقاومت ماکزیمم به ازای درزهای مختلف بین پانل بتنی و قاب فولادی و در شکل ۲۱ و ۲۲ تغییرمکان و مقاومت ماکزیمم به ازای ضخامت‌های مختلف ورق فولادی در این نمونه‌ها نشان داده شده است.



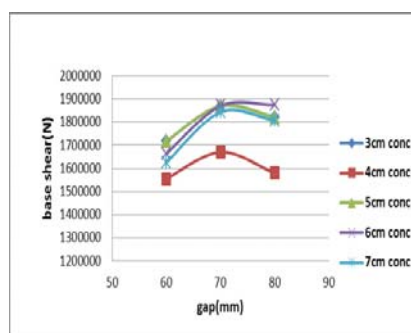
شکل (۱۹): منحنی مقاومت ماکزیمم به ازای درزهای مختلف



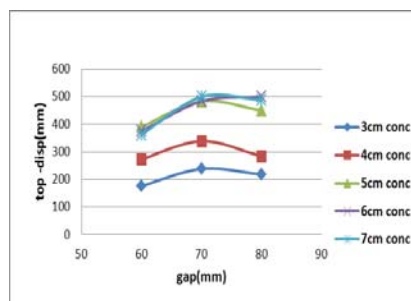
شکل (۲۰): منحنی تغییرمکان ماکزیمم به ازای

درزهای مختلف

در دیوار ۳ طبقه با عرض دهانه ۳m از بین درزهای مختلف، درز ۷۰mm دارای بیشترین تغییر شکل جانبی و مقاومت بود. پس از این مرحله برای بررسی اثر ضخامت پوشش بتنی، در مدلهای بعدی ضخامت پوشش بتنی به ۳۰، ۵۰، ۶۰ و ۷۰mm تغییر داده شد و با ایجاد درزهای ۶۰ و ۸۰mm تحلیل ادامه یافت. در شکل ۱۵ و ۱۶ مقاومت ماکزیمم و تغییرمکان به ازای درزهای مختلف بین پانل بتنی و قاب فولادی و در شکل ۱۷ و ۱۸ مقاومت ماکزیمم و تغییرمکان به ازای ضخامت‌های مختلف بتن نشان داده شده است.

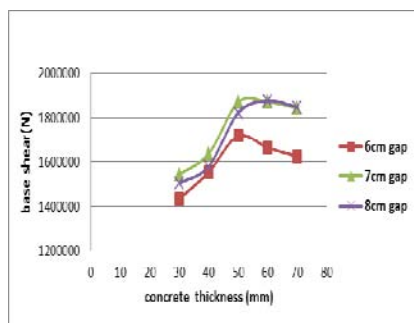


شکل (۱۵): منحنی مقاومت ماکزیمم به ازای درزهای مختلف



شکل (۱۶): منحنی تغییرمکان ماکزیمم به ازای

درزهای مختلف



شکل (۱۷): منحنی مقاومت ماکزیمم به ازای ضخامت‌های

مختلف بتن

خسارت پوشش بتنی دارد که کاهش کمی در مقاومت کلی دیوار در مقابل آن قابل چشم پوشی است.

۲- در نمونه های با عرض دهانه ۳m و ۴/۵m مدل با درز ۷۰mm با توجه به ضخامت های مختلف پوشش بتنی و ورق فولادی دارای بیشترین مقاومت و تغییرشکل جانبی است. با افزایش عرض دهانه به ۶m این درز بهینه به ۸۰mm می رسد.

۳- در دیوار برشی مرکب بدون درز افزایش ضخامت پوشش بتنی باعث افزایش سختی دیوار می شود ولی در دیوار با درز بدلیل عدم برخورد پوشش بتنی و قاب سختی تغییر چندانی نمی کند.

۴- دیوار برشی مرکب با ضخامت پوشش بتنی ۵۰mm دارای مقاومت و شکل پذیری بهتری نسبت به سایر مدلهاست.

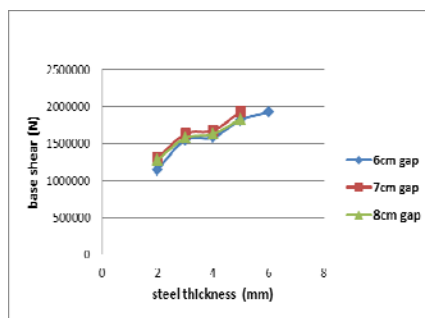
۵- افزایش ضخامت ورق فولادی باعث افزایش ظرفیت کلی دیوار می شود ولی ضخامت بیش از ۴mm شکل پذیری را کاهش می دهد.

۶- در مدل های با درزهای مختلف سختی اولیه تغییرات کمتری نسبت به مقاومت و شکل پذیری دارد که با توجه به جابجایی کم بین پانل بتنی و قاب در مراحل اولیه منطقی می باشد.

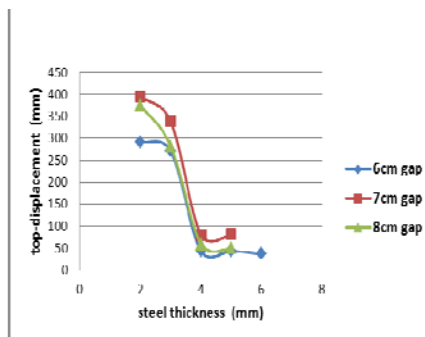
۷- افزایش درز بیش از ۸۰mm بین پانل بتنی و قاب موجب کاهش مقاومت پانل بتنی و افزایش سطح بدون پشتیبان ورق فولادی و تمرکز تنش می شود که باعث کاهش مقاومت دیوار برشی مرکب می شود.

۸- با افزایش تعداد طبقات در نمونه با عرض دهانه ۳m از ۳ طبقه به ۵ طبقه درز بهینه از ۷۰mm به ۵۰mm کاهش یافته است.

۹- مقاومت و سختی اولیه مدل ۵ طبقه نسبت به مدل ۳ طبقه به دلیل افزایش نیروی خمشی کاهش یافته، ولی شکل پذیری آن افزایش یافته است.

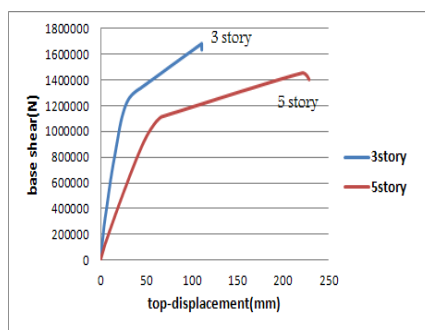


شکل (۲۱): منحنی مقاومت ماکزیمم به ازای ضخامت های مختلف ورق فولادی



شکل (۲۲): منحنی تغییر مکان ماکزیمم به ازای ضخامت های مختلف ورق فولادی

در شکل ۲۳ منحنی رفتار مدل ۳ طبقه و ۵ طبقه مقایسه شده است.



شکل (۲۳): مقایسه رفتار مدل ۳ طبقه و ۵ طبقه

نتیجه گیری

در این تحقیق اثر درز بین پانل بتنی و قاب بر رفتار دیوار برشی مرکب مورد بررسی و مطالعه قرار گرفت و نتایج زیر بدست آمد:

۱- وجود یک درز ۳۰ تا ۸۰mm بین قاب فولادی و پانل بتنی در دیوار برشی مرکب اثرات قابل توجهی در بهبود رفتار و افزایش شکل پذیری و کاهش



در دیوارهای برشی با هسته فولادی"، مجموعه مقالات اولین همایش بین المللی مقاومت سازی لرزه ای، تهران.

۱۲. حاتمی، فرزاد؛ صهری، مجیدرضا. اثر تغییرات ضخامت ورق فولادی بر رفتار دیوار برشی مرکب، نشریه انجمن سازه های فولادی ایران. سال چهارم، شماره چهارم، پاییز ۸۷.

1. Astaneh-Asl A., (2002) "Seismic Behavior and Design of Composite Steel Plate Shear Walls", Steel TIPS Report, Structural Steel Educational Council, Moraga, California..
2. Alinia MM. A study into optimization of stiffeners in plates subjected to in-plane shear loads. *Thin-Walled Structures* 2005.
3. Alinia MM, Dastfan M. Effect of surrounding members on shear buckling of panels. *Thin-Walled Structures* 2004
4. Hatami, F.& Sabouri, S., Behavior of Steel Plate Shear Walls in Earthquake Due to Change of Rigidity of the Internal Storey Beams. *Amirkabir Journal*, Vol. 15, No 60-2, Civil Engineering, Tehran, IRAN, Fall & Winter 2004-2005.
5. Hatami, F, Rahai , A. Performance Evaluation and Optimization of Composite Shear Wall. Ph.D. Dissertation, Amirkabir University of Technology, January 2008
6. Arabzadeh A, Soltani M, Ayazi A. Experimental investigation of composite shear walls under shear loadings. *Journal of Thin -Walled Structures* , 49(2011) 842-54.
7. Arabzadeh A, Moharrami H, Ayazi A. Local elastic buckling coefficients of steel plates in composite steel plate shear wall. *Journal of Scientia Iranica A*, No.1, 18(2011) 9-15.
۸. عربزاده، ا. و ایازی، ا.، (۱۳۸۸)، "بررسی کمانش ارتجاعی صفحات فولادی بکار رفته در دیوارهای برشی مرکب با استفاده از روش رایلی-ریتز"، هشتمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، ۲۱-۲۳ اردیبهشت ۱۳۸۸، شیراز، ایران.
۹. جهانپور، ع. و محرمی، ح.، (۱۳۸۶)، "رفتار لرزه ای دیوارهای برشی فولادی تقویت شده با صفحات کامپوزیتی پلیمری"، سومین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران.
۱۰. ایازی، ا. و احمدی طالشیان، ح. و عربزاده، ا. (۱۳۸۹)، "تاثیر تعداد و نحوه قرار گیری بولت ها بر رفتار دیوار برشی مرکب"، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، ۱۴-۱۶ اردیبهشت ۱۳۸۹، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران.
۱۱. رهایی، علیرضا؛ حاتمی، فرزاد. (۱۳۸۴)، "اثر صلبیت تیر میانی و تغییرات ضخامت پوشش بتنی



بررسی پارامتری رفتار غیر خطی لرزه‌ای پل کابلی ایستای دهانه بزرگ با عرشه جعبه‌ای

بهرروز کشته‌گر^۱، محمود میری^۲
(دریافت ۸۹/۲/۲۸، پذیرش ۹۱/۸/۱۲)

چکیده

در این مقاله رفتار لرزه‌ای پل کابلی ایستا با عرشه جعبه‌ای به طول ۱۲۵۵ متر، به روش اجزای محدود شبیه سازی و مورد بررسی قرار گرفته است. از آنجا که برخورد امواج لرزه‌ای در جهتی غیر از جهات متعامد پل، ممکن است موجب ایجاد پیچش در عرشه و سایر اجزا گردد. از اینرو در این تحقیق با استفاده از تحلیل دینامیکی صریح، اثر برخورد امواج لرزه‌ای با زوایای مختلف به محل تکیه‌گاه برج‌ها و کوله‌ها مورد مطالعه قرار گرفته است. با توجه به فاصله زیاد برج‌ها از یکدیگر امواج لرزه‌ای به صورت تحریکات یکنواخت و غیر یکنواخت تکیه‌گاهی به مدل اعمال و اثر زاویه برخورد امواج بر پاسخ پل، بررسی گردیده است. علاوه بر آن نواحی بعد از کمانش عرشه به ازای بارهای لرزه‌ای مختلف با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی هندسی اعضا مطالعه شده است. نتایج نشان می‌دهد که صفحات فولادی بالا و پایین عرشه جعبه‌ای وارد ناحیه بعد از کمانش موضعی شده و تحت زوایای مختلف برخورد امواج به ازای تحریکات یکنواخت و غیریکنواخت تکیه‌گاهی پاسخ‌های متفاوتی حاصل شده است. این مطالعه نشانگر لزوم بررسی رفتار پل‌های دهانه بزرگ تحت زوایای مختلف برخورد امواج زلزله بوده و از طرفی نشان می‌دهد که با استفاده از ظرفیت بعد از کمانش موضعی عرشه به طرح اقتصادی‌تری دست خواهیم یافت.

کلمات کلیدی

پل کابلی دهانه بزرگ، زاویه برخورد زلزله، کمانش موضعی، تحریک یکنواخت و غیریکنواخت تکیه‌گاهی

Parametric Study of Seismic Non-Linear Behavior of a Box Girder Cable-Stayed Long Span Bridge

B. Keshtegar, M. Miri

Abstract

The seismic behavior of cable stayed bridge with 1255 meter span has been studied in this paper. A Finite Element model (FEM) has generated and the behavior of the bridge under ground motion has investigated, considering large deformation. The torsion can be occurred in the deck and other components of the bridge due to collision of seismic waves in direction expect of orthogonal directions of the bridge. Thus in this study, the effect of collision of seismic waves to the piers and abutment with different angle, has studied using the explicit dynamic analysis. Due to long distance of towers from each other seismic waves in from of uniform and non-uniform ground motion of the supports, have applied to the model. Moreover, local post-buckling behavior of the deck for different seismic loads has studied on the basis of geometric nonlinearity,. The results show that the top and bottom steel plates of the box girder, experience the post-buckling behavior and different responses can be obtained due to different strike angle with uniform and non-uniform support excitations. It shown that the study of long-span cable-stayed bridges under different strike angle of earthquake waves has necessity, and more economic sketch can be obtained with use of post buckling capacity.

Key words:

Long-span cable-stayed bridge, strike angle, local buckling, uniform and non-uniform ground motion

۱- دانشجوی دکتری دانشکده مهندسی گروه عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان. bkeshtegar@yahoo.com

(نویسنده مسئول)

۲- استادیار دانشکده مهندسی گروه عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان. Mmiri@hamoon.usb.ac.ir



با توجه به پیشرفت علم مهندسی سازه، ساخت پل‌ها با دهانه‌های بسیار بزرگ در سال‌های اخیر امکان‌پذیر شده و استفاده از آنها رو به فزونی است. به گونه‌ای که امروزه پل‌های کابلی ایستا با دهانه اصلی در حدود ۱۰۰۰ متر (پل‌های Tatura در ژاپن و Normandie در فرانسه [۱]) احداث و مورد استفاده قرار گرفته‌اند [۲]. حرکات شدید زمین در مناطق زلزله خیزی، که این گونه سازه‌های مهم و هزینه بر در آنها قرار دارند، باعث خرابی‌هایی در بخش‌های مختلف پل مانند: عرشه، برج‌ها، پایه‌های میانی پل و نیز انحراف برج‌های پل از موقعیت اولیه خود می‌شوند؛ بنابراین بررسی لرزه‌ای این گونه سازه‌ها حائز اهمیت می‌باشد. که در این راستا شناسایی رفتار لرزه‌ای پل‌های کابلی، می‌تواند به طراحی مناسب برای حفظ پایداری سازه تحت بارهای محیطی خصوصاً زمین لرزه کمک کند.

با توجه به ماهیت و انعطاف‌پذیری بالای پل‌های کابلی با دهانه‌های بزرگ، این گونه سازه‌ها ذاتاً رفتارهای غیرخطی داشته و بایستی در انواع تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی رفتار غیرخطی آنها لحاظ شود [۳ تا ۶]. از جمله دلایل رفتارهای غیرخطی در پل‌های کابلی ایستا می‌توان به شکم‌دادگی کابل‌ها، تأثیر بارهای فشاری و اندرکنش نیروی محوری فشاری با لنگر خمشی (اثر $P-\Delta$) در برج‌ها و تیر اصلی عرشه و اثرات تغییر شکل‌های نسبتاً بزرگ اشاره نمود [۴ و ۵]. در این مقاله ضمن مطالعه پاسخ پل به بارهای لرزه‌ای مختلف، رفتار غیرخطی پل با دهانه بزرگ نیز مد نظر قرار گرفته است.

۲- بررسی سابقه مطالعاتی موضوع

از اولین کسانی که به بررسی رفتار لرزه‌ای و دینامیکی پل کابلی به صورت دو بعدی پرداخت، Fleming [۳] بود و [۷] وی رفتار لرزه‌ای پل دهانه کوتاه Norbruke در آلمان را با استفاده از المان‌های تیر و کابل بر اساس مدل ریاضی

دو بعدی مورد بررسی قرار داده و پاسخ خطی و غیرخطی هندسی این پل تحت زلزله‌السترو را مطالعه نمود.

از دیگر افرادی که تحقیقات زیادی بر روی رفتار خطی و غیرخطی، مدل‌های دو بعدی و سه بعدی پل‌های ایستا با دهانه‌های متوسط و بزرگ انجام داده‌اند، می‌توان از Abdel-Ghaffar و همکاران وی نام برد [۴ تا ۸] و [۱۰]. در یک مطالعه پاسخ لرزه‌ای دو پل بر اساس مدل تحلیلی با دهانه‌های اصلی ۳۳۵ و ۶۷۰ متری توسط Nazmy و Abdel-Ghaffar مورد بررسی و مقایسه قرار گرفت [۴ و ۵ و ۱۰]. نتایج حاصل بیانگر اختلاف چشمگیری در پاسخ لرزه‌ای خطی و غیرخطی هندسی پل دهانه بزرگتر بود. علاوه بر آن، تأثیر بارگذاری لرزه‌ای بر پاسخ پل‌های کابلی مذکور به صورت بارگذاری یکنواخت و غیریکنواخت تحریکات زمین بر دو مدل تحت تحریک زلزله‌السترو با هم مقایسه گردید و پاسخ‌های متفاوتی حاصل شد. بر اساس نتایج مطالعات تحت تحریکات غیریکنواخت تکیه‌گاهی عمدتاً پاسخ بزرگتری نسبت به تحریکات یکنواخت حاصل می‌گردد [۴ و ۸].

اثرات میراگرهای لزج و اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ لرزه‌ای پل کابلی ایستا با دهانه اصلی ۲۷۴ متر توسط Soneji بررسی شد [۱۱ و ۱۲]. وی بر اساس مدل‌سازی خاک به کمک فنر و میراگر اثر چندین زلزله را برای خاکی به عمق ۲۵ متر با چهار لایه متفاوت مورد بررسی قرار داد. که نتایج بیانگر پاسخ متفاوتی به ازای نوع خاک و زلزله‌های مورد بررسی بود [۱۲]. به منظور کاهش نیروی زلزله و بر اساس کنترل غیرفعال توسط میراگرهای الاستوپلاست مطالعه‌ای توسط Ali و Abdle-Ghaffar بر مدل پل با دهانه‌های اصلی ۳۳۵ و ۶۷۰ متر انجام شد [۹]. آنها سه جدا ساز پایه را در نقاط اتصال عرشه به کوله‌ها و برج‌ها قرار دادند و تحلیل لرزه‌ای بر اساس انتگرال‌گیری مرحله به مرحله بر اساس مدل‌های دو بعدی و شبیه سازی عرشه با المان تیر انجام دادند. نتایج نشان داد که استفاده از جداسازهای لرزه‌ای در پل‌های کابلی ایستا به کاهش پاسخ لرزه‌ای و لذا کاهش برش پایه برج‌ها کمک



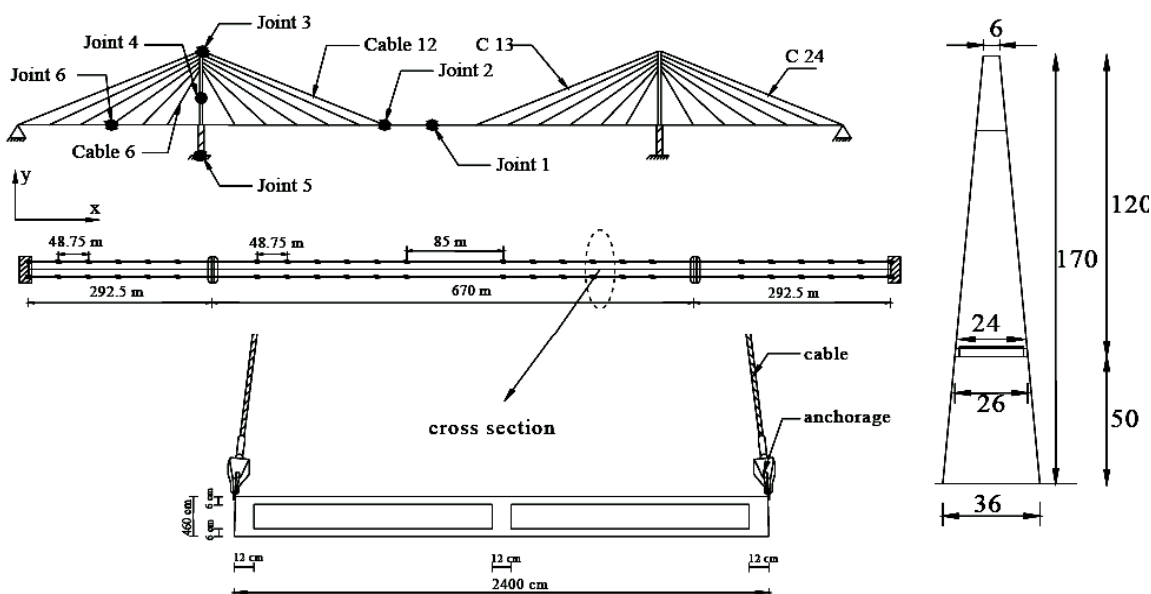
است. این مدل بررسی رفتار بعد از کماتش موضعی عرشه را امکان پذیر می‌سازد. با در نظر گرفتن ارتعاشات کابل در تحلیل دینامیکی پل تاثیر زاویه برخورد امواج زلزله نیز به صورت پارامتریک بررسی شده است.

۳- توصیف پل مورد مطالعه

پل کابلی ایستای مورد مطالعه دارای عرشه‌ای جعبه‌ای با گوشه‌های قائم و طول کلی عرشه آن برابر ۱۲۵۵ متر است. این پل دارای دهانه اصلی ۶۷۰ متر و دو دهانه کناری به طول ۲۲۹/۵ متر می‌باشد. برج‌های پل به صورت A شکل بوده ارتفاع کل آنها برابر با ۱۲۰ متر و ارتفاع قایقروبی برابر با ۵۰ متر دارند. کابل‌های پل نیز با آرایش بادبزی در نظر گرفته شده است (شکل ۱).

می‌کند همچنین استفاده از سیستم‌های کنترل غیر فعال لرزه‌ای تاثیر بسزایی در کاهش پاسخ جابجایی عرشه پل دارد. Takahashi نیز اثرات شرایط ساختگاه با توجه به سه نوع خاک سخت و متوسط و نرم را بر پاسخ یک پل کابلی با دهانه اصلی ۲۱۹ متر تحت بار لرزه‌ای در دو جهت طولی و قائم مورد بررسی قرار داده است [۲].

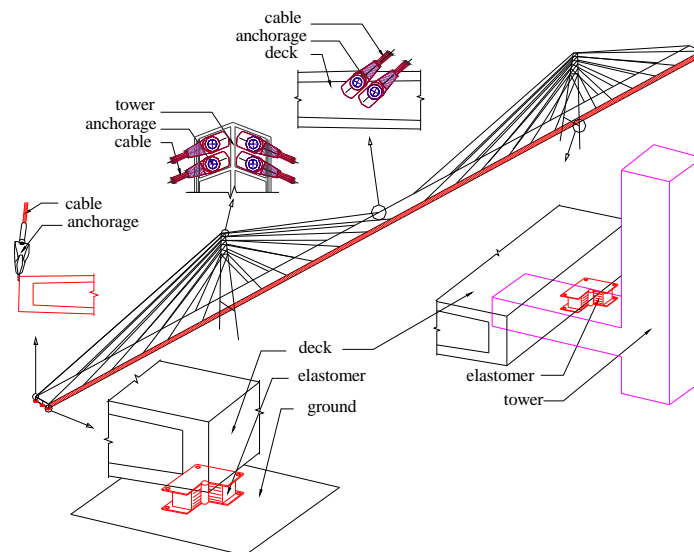
مروری بر مطالعات فوق الذکر نشان می‌دهد که تحقیقات انجام شده عمدتاً بر روی رفتار غیرخطی [۳ تا ۱۳] و یا اندرکنش خاک سازه [۱ و ۱۰ و ۱۲] تمرکز یافته‌اند. علاوه بر آن به منظور کاهش نیروهای لرزه‌ای، مطالعاتی نیز بر روی سیستم‌های کنترل غیر فعال صورت گرفته است [۹ و ۱۱ و ۱۶]. در اکثر مطالعات فوق نیز عرشه پل با استفاده از المان تیر مدل شده است. در این مقاله ضمن مدل‌سازی عرشه با المان پوسته و به صورت جعبه‌ای رفتار غیرخطی آن تحت تحلیل دینامیکی صریح مورد بررسی قرار گرفته



شکل (۱): مدل پل و موقعیت نقاط محاسبه شده پاسخ [۱۵]

صورت تکیه‌گاه الاستومری مدل شده است (شکل ۲).

بر اساس مطالعات قبلی و به منظور کاهش نیروی لرزه‌ای وارد بر عرشه، تکیه‌گاه آن در محل برج‌ها و کوله‌ها به



شکل (۲): نمای از مهاریهای کابل و تکیه‌گاه‌های عرشه [۱۶]

۴- توصیف مدل اجزای محدود پل

به منظور تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی مدل پل با استفاده از نرم افزار مدل اجزای محدود ABAQUS شبیه‌سازی شده است. عرشه پل با استفاده از المان‌های پوسته چهار گره‌ای (با شش درجه آزادی در هر گره) شبیه‌سازی شده که قادر به در نظر گرفتن تغییر شکل‌های بزرگ عرشه می‌باشد. در محاسبه ماتریس سختی المان مطابق با شکل ۳ از روش انتگرال‌گیری کاهش یافته استفاده شده است. این المان با نام S4R در نرم افزار شناخته شده است که قادر به در نظر گرفتن کرنش‌های بزرگ داخل صفحه المان می‌باشد که یک المان با همگرایی مناسب در مسائل مختلف مکانیک جامدات از جمله: مسائل با صفحات ضخیم، ورق با رفتار غیرخطی مصالح و هندسی و نیز تحلیل کمانش صفحات، به شمار می‌رود. همچنین با این المان می‌توان انواع مختلف پوسته و به صورت ایزوتروپیک و ارتوتروپیک و نیز چند لایه و یا مسلح شده را شبیه‌سازی نمود.

برای شبیه‌سازی برج‌های بتنی و کابل‌های فولادی پل، از المان تیر سه بعدی دو نقطه‌ای (B32) با توابع شکل هرمیتی که هر گره شش درجه آزادی دارد، استفاده شده است این المان قادر به در نظر گرفتن تغییر شکل‌های

بزرگ می‌باشد. خواص مصالح مورد استفاده در شبیه‌سازی اجزای سازه پل مطابق با جدول ۱ تعریف شده و نیروی پیش کشش و وزن سازه با استفاده از تحلیل استاتیکی محاسبه و به تحلیل دینامیکی اضافه گردیده است. با انتخاب ۸ المان تیر با ممان (B32) اینرسی پایین جهت شبیه‌سازی کابل‌ها در تحلیل‌های لرزه‌ای، اثر ارتعاشات کابل‌ها نیز در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه کابل‌ها با ممان اینرسی پایین شبیه‌سازی شده‌اند لذا تحت نیروی فشاری ناچیزی کمانش می‌نمایند. به منظور جبران شکم‌دادگی کابل‌ها تنش پیش کششی معادل $488 \times 10^6 \frac{N}{m^2}$ به آنها اعمال شده است [۶].

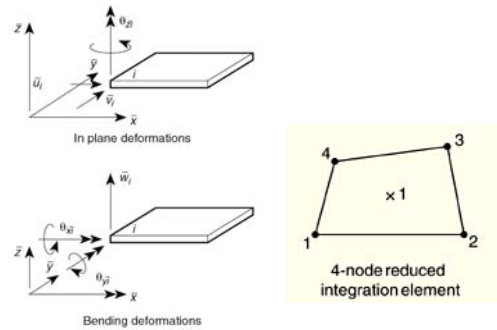
در تعریف خصوصیات پلاستیک عرشه از خواص مصالح یک فلز با نام JIS-SMA490 با توجه به فرم سخت شوندگی استفاده شده است [۱۵] که دارای تنش تسلیم در حدود $355 \times 10^6 \frac{N}{m^2}$ می‌باشد و منحنی رفتار ماده بعد از جاری شدن با شیبی در حدود $2/06 \times 10^9 \frac{N}{m^2}$ ادامه می‌یابد سایر خصوصیات این مصالح در جدول ۱ ارائه گردیده است.

جدول (۲): مشخصات تکیه‌گاه الاستومری مدل

جهت	K_{b1} (N/m)	K_{b2} (N/m)	K_{eff} (N/m)	C_b (N.s/m)
طولی (x)، عرضی (y)	17×10^6	2×10^6	$4/2 \times 10^6$	۴۰۰۵۱۱
قائم (z)	-	-	17×10^4	-

با توجه به اینکه فرکانس‌های طبیعی پل بین ۲ تا ۰/۲ هرتز می‌باشد، احتمال وقوع پدیده تشدید در سازه پل در زلزله‌های با محتوای فرکانسی غالب حدود ۲/۵ تا ۰/۱ هرتز وجود دارد. از طرفی مطابق توصیه آئین نامه ۲۸۰۰ دوره حرکت شدید زلزله انتخاب شده می‌بایست بزرگتر از ۱۰ ثانیه یا سه برابر با زمان تناوب اصلی سازه (در حدود ۱۵ ثانیه)، انتخاب گردد. لذا به منظور بارگذاری لرزه‌ای از دو رکورد ثبت شده زلزله کوبه سال ۱۹۹۵ در ایستگاه‌های *Takatori* و *Nishi-Akashi* که تقریباً با شرایط خواسته شده منطبق است استفاده گردیده و تحریکات لرزه‌ای به صورت یکنواخت و غیر یکنواخت تکیه‌گاهی اعمال گردیده‌اند. بارگذاری لرزه‌ای و زاویه چرخش رکورد زلزله در جهت داخل صفحه به صورت شماتیک در شکل ۵ نشان داده شده است. میرایی در نظر گرفته شده برای مدل پل، میرایی رایلی است که معمولاً در مسائل حوزه زمان از آن استفاده می‌شود و برای دو فرکانس ۰/۲ و ۲ هرتز ضریب میرایی برابر با ۲ درصد در نظر گرفته شده است [۵].

جهت صحت مدل‌سازی پل در نرم افزار اجزای محدود ABAQUS، از مقایسه نتایج تحلیل مودال سازه پل با استفاده از این نرم افزار و نتایج بر گرفته از مرجع [۵] استفاده شده که مقایسه مود شکل‌ها و فرکانس‌های طبیعی پل در شکل ۶ ارائه گردیده است. مشخص است که فرکانس‌های طبیعی و مود شکل‌های پل شبیه‌سازی شده در نرم افزار مورد استفاده، نزدیک به نتایج حاصل از مرجع [۵] نتیجه شده است.

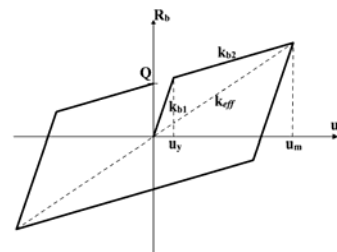


شکل (۳): المان پوسته ۴ گره‌ای [۱۷]

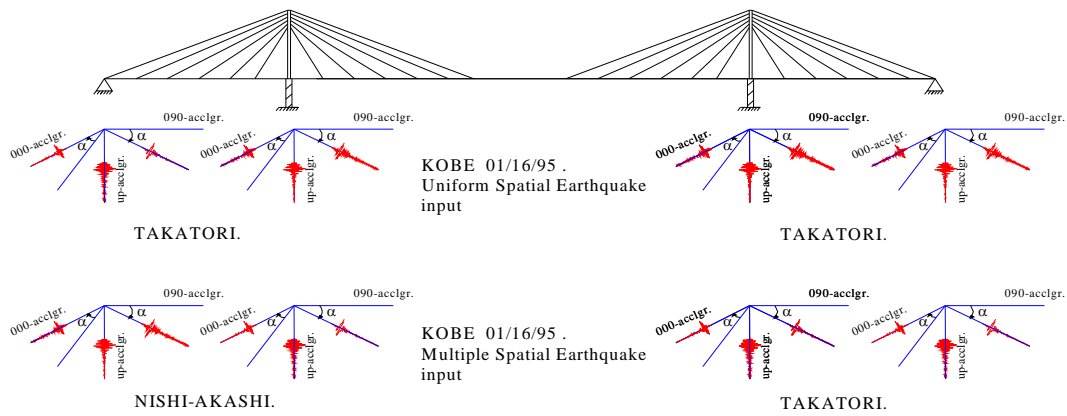
جدول (۱): خصوصیات الاستیک مصالح پل کابلی ایستا

نوع مصالح	مدول ارتجائی ($\frac{N}{m^2}$)	ضریب پواسون	چگالی ($\frac{Kg}{m^3}$)	
فولاد	$2/06 \times 10^{11}$	۰/۳	۸۷۵۰	
بتن	$3/1 \times 10^{10}$	۰/۲۵	۲۵۰۰	
کابل‌ها	C24-C13-C12-C1	$1/74 \times 10^{11}$	۰/۳	۱۱۲۰۰
	C23-C14-C11-C2	$1/81 \times 10^{11}$		
	C22-C15-C10-C3	$1/87 \times 10^{11}$		
	C21-C16-C9-C4	$1/93 \times 10^{11}$		
	C20-C17-C8-C5	$1/98 \times 10^{11}$		
C19-C16-C7-C6	$2/00 \times 10^{11}$			

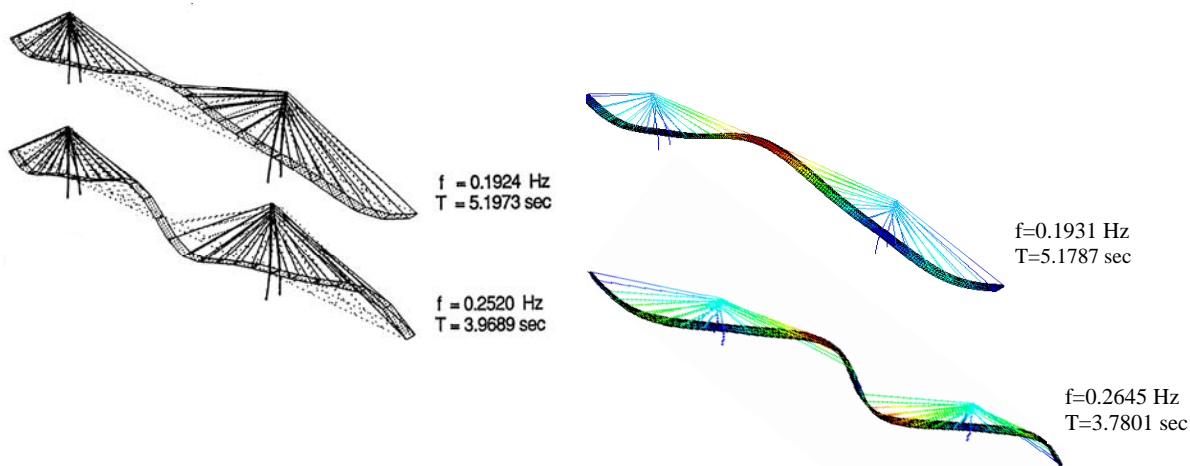
جهت اتصال کابل به عرشه و برج‌ها از المان Joint استفاده شده است. این المان قادر است جابجایی متقابل کابل‌ها را به عرشه و برج‌ها در محل اتصال برابر نماید. در تکیه‌گاه‌های عرشه، جداساز پایه‌ای در نظر گرفته شده که مطابق با شکل ۴ بر اساس مدل تحلیلی دو خطی به صورت فنر و میراگر شبیه‌سازی شده است. خواص مورد استفاده در این جداسازها مطابق با جدول ۲ در نظر گرفته شده است [۹].



شکل (۴): منحنی نیروی - تغییر شکل جداساز پایه



شکل (۵): نمایش شماتیک بارگذاری لرزه‌ای و زاویه برخورد زلزله



شکل (۶): مقایسه مود شکل‌ها و فرکانس‌های طبیعی نرم افزار ABAQUS و مرجع [۵]

$$\{\ddot{u}\}_{i+\frac{1}{2}}^N = \{\ddot{u}\}_{i-\frac{1}{2}}^N + \frac{\Delta t_{i+1} + \Delta t_i}{2} \{\ddot{u}\}_i^N \quad (۲)$$

$$\{u\}_{i+1}^N = \{u\}_i^N + \Delta t_{i+1} \{\dot{u}\}_{i+\frac{1}{2}}^N \quad (۳)$$

$\{u\}^N$ بردار جابجایی و چرخش هر گره از المان، $\{\dot{u}\}^N$ بردار سرعت و $\{\ddot{u}\}^N$ بردار شتاب است. در ابتدای گام زمانی جدید شتاب برای جایگزینی در معادلات فوق مطابق رابطه ذیل محاسبه می‌گردد.

$$\{\ddot{u}\}_i^N = [M]^{NJ} (\{P\}_i^J - \{I\}_i^J) \quad (۴)$$

در معادله فوق $[M]^{NJ}$ معکوس ماتریس جرم سازه، N تعداد درجات آزادی مدل، $\{P\}_i^J$ بردار نیروهای خارجی و $\{I\}_i^J$ بردار نیروهای داخلی می‌باشد.

۵- الگوریتم حل روش صریح

معادله حرکت حاکم بر سیستم اجزای محدود را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \quad (۱)$$

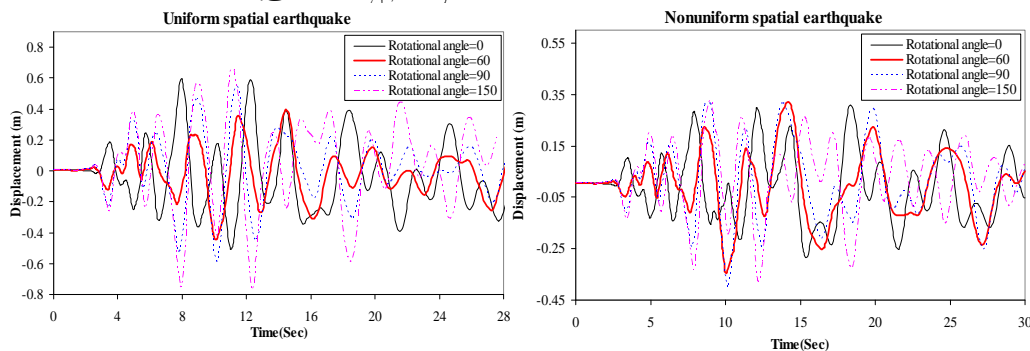
ماتریس‌های $[M]$ ، $[C]$ و $[K]$ به ترتیب ماتریس جرم، میرایی و سختی برای سیستم سازه می‌باشند. $\{F(t)\}$ بردار نیروهای اعمال شده به سیستم که برای شتاب وارده به سنگ بستر (\ddot{u}_g) برابر با، $\{F(t)\} = -[M]\{I\}\ddot{u}_g$ می‌باشد. در زمان t ، شتاب بدست آمده و بر اساس آن سرعت در زمان $t + \frac{\Delta t}{2}$ و سپس جابجایی برای زمان $t + \Delta t$ محاسبه شود [۱۸].



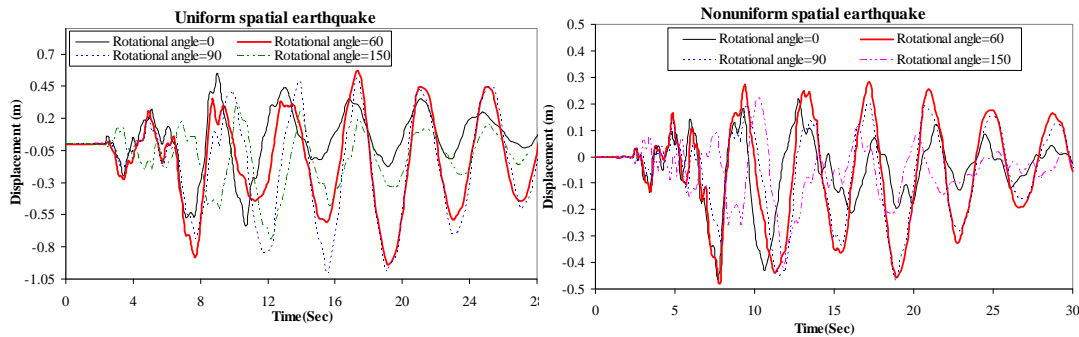
۶- بررسی نتایج تحلیل تاریخچه زمانی پل

جهت بررسی لرزه‌ای پل مورد مطالعه، از دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی پیاپی استفاده شده است به نحوی که تغییر شکل‌ها و تنش‌های موجود در اجزای پل، در انتهای تحلیل استاتیکی به صورت شرایط اولیه به تحلیل دینامیکی انتقال می‌یابد. تحلیل استاتیکی به منظور در نظر گرفتن وزن سازه پل و همچنین شکم‌دادگی کابل‌ها انجام شده است. این تحلیل باعث می‌شود که فرم تغییر شکل یافته پل در ابتدای شروع تحلیل دینامیکی حفظ گردد. سپس در گام بعدی، از تحلیل صریح دینامیکی با در نظر گرفتن

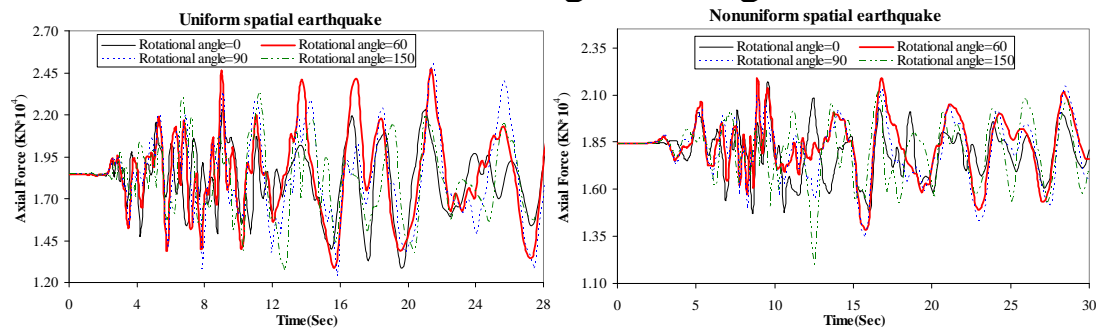
تغییر شکل‌های بزرگ استفاده شده است و پاسخ پل با توجه به زوایای برخورد صفر ۳۰، ۶۰، ۹۰، ۱۲۰ و ۱۵۰ درجه مورد بررسی قرار گرفته است. برخی از نتایج تاریخچه زمانی به ازای زوایای برخورد فوق، تحت تحریکات یکنواخت و غیریکنواخت تکیه‌گاهی زلزله مورد مطالعه، در شکل‌های ۷ تا ۹ ارائه شده است. براساس نتایج ارائه شده مشاهده می‌گردد که نه تنها حداکثر پاسخ تاریخچه زمانی، به ازای تحریک صفر درجه حاصل نشده بلکه حداکثر پاسخ لرزه‌ای در دو تحریک یکنواخت و غیریکنواخت تکیه‌گاهی نیز تحت زاویه برخورد امواج متناظر حاصل نشده است.



شکل (۷): پاسخ جابجایی وسط عرشه پل در جهت عرضی (Z)، نقطه ۱



شکل (۸): پاسخ جابجایی بالای برج پل در جهت طولی (X)، نقطه ۳

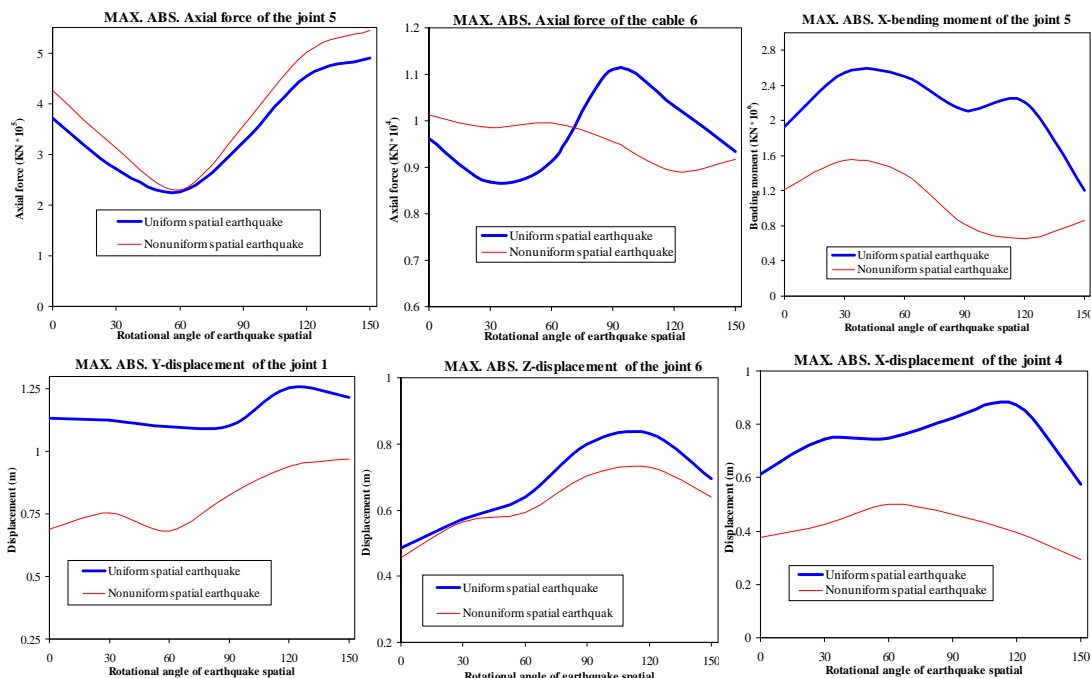


شکل (۹): پاسخ تاریخچه زمانی، نیروی محوری کابل ۱۲

شکل ۷ پاسخ تاریخیچه زمانی جابجایی وسط دهانه عرشه در جهت عرضی پل را نشان می‌دهد. مشخص است که حداکثر پاسخ، تحت تحریک یکنواخت تکیه‌گاهی به‌ازای زاویه برخورد ۱۵۰ درجه و در تحریک غیریکنواخت، تحت زاویه برخورد ۶۰ درجه حاصل شده است. بر اساس نتایج ارائه شده در شکل ۸ حداکثر جابجایی در جهت طولی بالای برج به‌ازای تحریک یکنواخت در زاویه برخورد امواج ۱۵۰ درجه و در تحریک غیریکنواخت تحت زاویه برخورد ۶۰ درجه حاصل شده است. این نتایج بیانگر اختلاف پاسخ سازه تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت بوده و اهمیت تاثیر زاویه برخورد امواج لرزه‌ای در تحلیل اینگونه سازه‌ها را نشان می‌دهد. در شکل ۹ پاسخ نیروی محوری کابل ۱۲ نشان داده شده است. همانطوریکه در این شکل مشاهده می‌شود نتایج حداکثر پاسخ در تحریکات یکنواخت و غیریکنواخت تکیه‌گاهی تحت زاویه ۶۰ درجه حاصل شده است. با توجه به نتایج بدست آمده پاسخ‌های سازه اعم از نیرو و تغییر مکان تحت تحریک یکنواخت تکیه‌گاهی عمدتاً

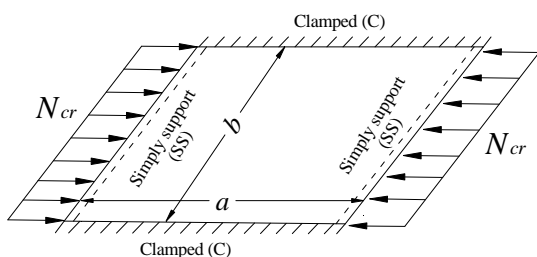
بیشتر از تحریک غیریکنواخت است. به نظر می‌رسد در این بارگذاری لرزه‌ای محتوای فرکانس تحریک یکنواخت به فرکانس غالب اجزای سازه پل نزدیک باشد که این امر موجب ایجاد نیروی لرزه‌ای بیشتری در سازه پل گردیده است.

در شکل ۱۰ حداکثر پاسخ برخی از نقاط سازه پل به‌ازای زاویه برخورد امواج لرزه‌ای تحت تحریکات زمین لرزه به صورت یکنواخت و غیر یکنواخت، ارائه شده است. بر اساس نتایج ارائه شده، حداکثر پاسخ به‌ازای زوایای متعامد برخورد امواج در جهات محورهای اصلی سازه پل حاصل نشده است. حداکثر پاسخ نیروی محوری (نقطه ۵) تحت دو تحریک یکنواخت و غیریکنواخت، به ترتیب بر اثر زاویه برخورد ۱۵۰ و ۶۰ درجه حاصل شده است. همچنین جابجایی در جهت عرضی وسط دهانه کناری (جابجایی در جهت Z نقطه ۶)، به‌ازای زاویه برخورد ۱۲۰ درجه در تحریک یکنواخت و غیریکنواخت تکیه‌گاهی، نتیجه شده است.



شکل (۱۰): مقادیر اندازه گیری شده بیشینه قدر مطلق، پاسخ برخی از نقاط سازه پل، تحت تحریکات یکنواخت و غیریکنواخت





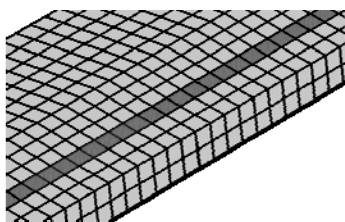
شکل (۱۱): صفحه مستطیلی تحت نیروی محوری [۲۰]

با توجه به نتایج شکل ۱۴ مشخص است که طول کمانش صفحه در حدود عرض آن است لذا ضریب کمانش این صفحه می‌تواند در حدود نسبت ابعادی ۱ لحاظ گردد، از اینرو نیروی بحرانی تحلیلی این صفحه با توجه به خصوصیات عرشه که در شکل ۱ و جدول ۱ ارائه گردیده برابر با

$$N_{cr} = 7.69 \frac{\pi^2 E t^3}{12(1-\nu^2)b^2}$$

$$N_{cr} = 7.69 \frac{\pi^2 \times 2.06 \times 10^{11} \times 0.06^3}{12(1-0.3^2) \times 12^2} = 2.148 \times 10^6 N/m$$

می‌باشد. از تحلیل کمانش مدل اجزای محدود مقدار نیرویی کمانشی عرشه در حدود $N_{cr} = 2.276 \times 10^6 N/m$ نتیجه شده که با نیروی کمانشی تحلیلی رابطه فوق مطابقت دارد. با توجه به نیروی فوق رفتار بعد از کمانش موضعی یک ردیف المان عرشه که در شکل ۱۲ نشان داده شده است، بررسی می‌گردد.



شکل (۱۲): یک ردیف المان مورد بررسی

در شکل ۱۳ حداکثر نیروی محوری در جهت طولی المان‌های نشان داده شده در شکل ۱۲، به ازای زوایای متفاوت برخورد امواج در دو تحریک یکنواخت و غیریکنواخت تکیه‌گاهی، ارائه شده است حداکثر پاسخ نیروی محوری تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت تغییر کرده اما نمی‌توان بین آنها تفاوتی قائل شد. در تحریک یکنواخت حداکثر نیروی محوری، به ازای زوایای

حداکثر پاسخ نیروی محوری کابل ۶، در دو تحریک یکنواخت و غیریکنواخت، به ازای زوایای مختلف برخورد امواج کاملاً متفاوت می‌باشد. بطوریکه به ازای زاویه برخورد کمتر از ۶۰ درجه حداکثر پاسخ به ازای تحریک غیریکنواخت، حاصل شده درحالی‌که تحت زوایای برخورد بزرگتر از ۶۰ درجه، حداکثر پاسخ به ازای تحریک یکنواخت حاصل شده است. به نظر می‌رسد با تغییر زاویه برخورد، محتوای فرکانسی بارگذاری تغییر کرده، موجب تحریک مودهای بالاتر و یا مود ارتعاشی غالب کابل‌ها می‌گردد.

بر اساس نتایج شکل ۱۰، درصد اختلاف بین حداکثر و حداقل پاسخ نقطه وسط عرشه در جهت قائم (جابجایی در جهت Y نقطه ۱) در تحریک یکنواخت، در حدود ۱۲ درصد و در تحریک غیریکنواخت برابر ۴۲ درصد می‌باشد. اختلاف زیاد بین نتایج در تحریک غیریکنواخت لزوم بررسی تاثیر زاویه برخورد و نوع بارگذاری لرزه‌ای با تحریک غیریکنواخت را نشان می‌دهد.

یک صفحه مستطیلی به ابعاد a و b مطابق با شکل ۱۱ تحت بار یکنواخت فشاری می‌باشد. نیروی کمانش این صفحه به شرایط مرزی و ابعاد آن وابسته بوده که با استفاده از رابطه (۵) قابل محاسبه است [۱۹]:

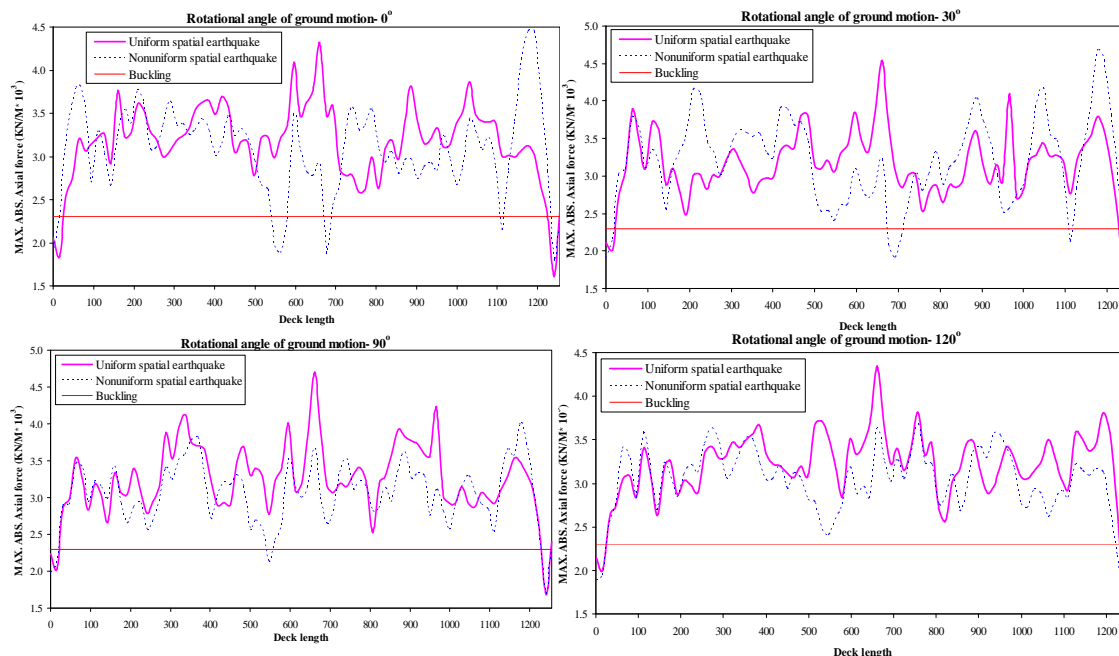
$$N_{cr} = K \frac{\pi^2 D}{b^2} \quad (5)$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

که در آن E مدول ارتجاعی، ν نسبت پواسن و t ضخامت صفحه می‌باشد. K ضریب کمانش صفحه بوده که بر اساس شرایط مرزی و ابعاد صفحه قابل محاسبه است. این ضریب برای صفحه ای مطابق با شکل ۱۰ که شرایط مرزی آن به صورت دو طرف مقابل گیردار و مفصلی می‌باشد برای نسبت طول به عرض یک ($a/b=1$) برابر با $7/69$ و برای نسبت طول به عرض بزرگتر از ۴ ($a/b>4$) در حدود ۷ می‌باشد [۱۹ و ۲۰].

نیرو در نقاط مختلف عرشه ممکن است ناشی از تحریک یکنواخت یا غیریکنواخت باشد و لذا با بررسی رفتار پل تحت یکی از دو تحریک به نتایج قابل اطمینانی دست نخواهیم یافت.

برخورد صفر و ۳۰ درجه، در محدوده میانی عرشه و در تحریک غیریکنواخت در محدوده برج‌های میانی پل حاصل شده است. به ازای زوایای برخورد ۹۰ و ۱۲۰ درجه اختلاف چشمگیری بین پاسخ تحریکات یکنواخت و غیریکنواخت تکیه‌گاهی، در محدوده برج‌های میانی مشاهده نمی‌شود. بررسی نتایج نشان می‌دهد که حداکثر



شکل (۱۳): مقایسه پاسخ حداکثر نیروی محوری تحت زوایای مختلف برخورد امواج زلزله برای یک ردیف المان مورد بررسی

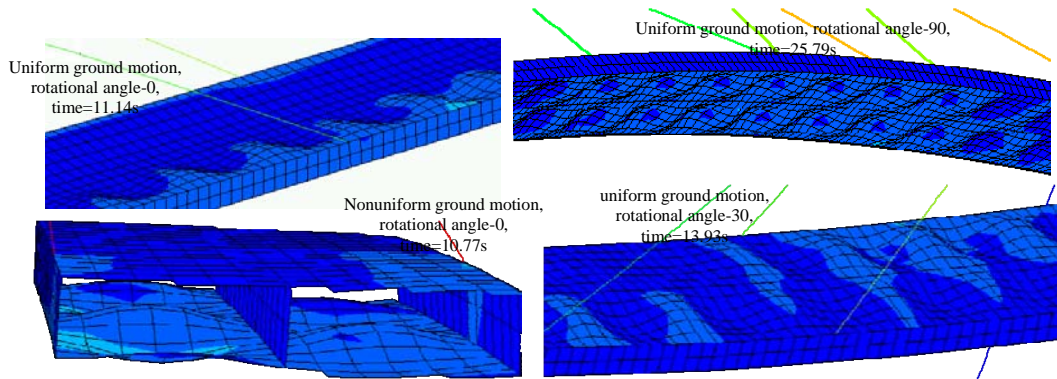
ورق‌های عرشه پل جهت طراحی اقتصادی آن‌ها استفاده نمایم. نیروی متحمل شده در المان‌های مورد بررسی، در بعضی از نواحی عرشه در حدود ۲ تا ۲/۲۵ برابر نیروی کماتشی، در زوایای مختلف برخورد امواج لرزه‌ای، حاصل شده است.

شکل ۱۴ برخی از مودهای کماتشی عرشه را همراه با مود شکل‌های ارتعاشی سازه پل، به ازای تکان‌های تکیه‌گاهی مورد بررسی، تحت زوایای مختلف برخورد امواج لرزه‌ای، نشان می‌دهد. بر اساس نتایج حاصله ورق‌های بالا و پایین عرشه در زمانهای مختلف تحلیل لرزه‌ای ممکن است وارد ناحیه بعد از کماتش موضعی گردند. همانطوریکه در شکل‌ها آشکار است تقریباً صفحات بالا و پایین عرشه به ازای زمان‌های متفاوتی از بارگذاری وارد ناحیه بعد از

نتایج حاصل از این مطالعه نشان می‌دهد که عمدتاً تمامی نواحی یک ردیف المان مورد بررسی، در طول عرشه وارد ناحیه بعد از کماتش موضعی شده است. از آنجایی که عرشه این پل بدون سخت کننده در جان است این امر بدیهی به نظر می‌رسد. با توجه به اینکه در طراحی اینگونه سازه‌های انعطاف پذیر معیار تسلیم عرشه چندان حائز اهمیت نمی‌باشد [۱۶] معیار پایداری جهت طرح مناسب، مهم بوده و بایستی جهت طرح کارا، پایداری اجزای سازه‌ای خصوصاً کماتش موضعی عرشه جعبه‌ای لحاظ گردند. از آنجا که ورق‌های فولادی بالا و پایین عرشه‌ی، به علت تکیه‌گاه طرفین (ورق‌های ۱۲ سانتیمتری قائم)، بعد از کماتش تا چندین برابر نیروی کماتشی، متحمل نیرو می‌شوند [۱۶]. می‌توان از رفتار بعد از کماتش موضعی



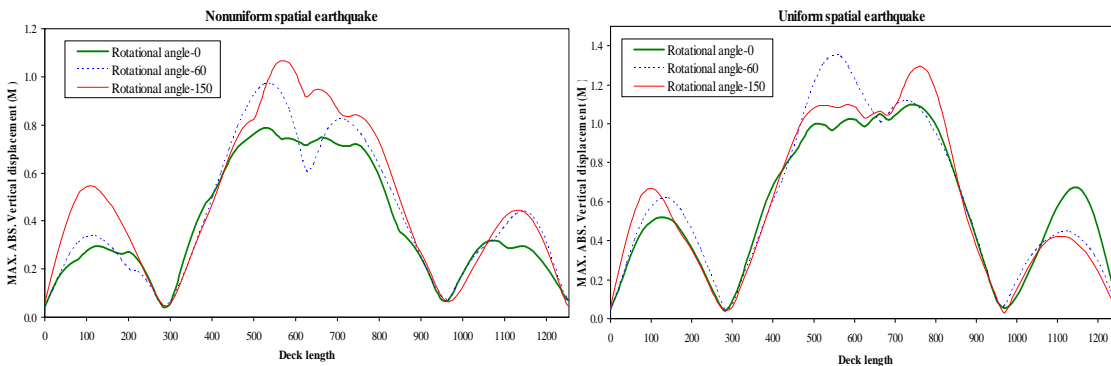
کمانش موضعی گردیده‌اند همچنين شکل کمانشی متفاوتی از صفحات مشاهده گردیده است.



شکل (۱۴): برخی از مدهای کمانشی عرشه تخت زوایای مختلف برخورد امواج تحت تحریکات یکنواخت و غیریکنواخت

اگر چه در تکیه‌گاه‌ها تحت تحریک یکنواخت جابجایی قائم بزرگتری نسبت به تحریک غیریکنواخت تکیه‌گاهی حاصل شده اما در خصوص نیروی محوری یک ردیف المان مورد بررسی در عرشه پل چنین نتیجه‌ای را نمی‌توان صراحتاً اظهار نمود.

در شکل ۱۵ حداکثر جابجایی عرشه در جهت قائم به ازای زوایای مختلف برخورد امواج لرزه‌ای تحت تحریکات یکنواخت و غیر یکنواخت، ارائه شده است. در ناحیه میانی عرشه بیشینه پاسخ تحت تحریک غیریکنواخت تکیه‌گاهی، به ازای زاویه برخورد ۶۰ درجه حاصل شده اما در تحریک یکنواخت اینگونه نیست.



شکل (۱۵): مقایسه حداکثر مطلق جابجایی قائم عرشه تحت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت و زوایای متفاوت برخورد امواج

- ✓ حداکثر پاسخ لرزه‌ای به ازای بارگذاری مطالعه شده (زلزله کوبه) تحت تحریکات یکنواخت و غیر یکنواخت متفاوت می‌باشد.
- ✓ مقادیر بیشینه عمده پاسخ، تحت تحریکات یکنواخت و غیر یکنواخت تکیه‌گاهی، در زاویه برخورد یکسانی از امواج لرزه‌ای نتیجه نشده است.

خلاصه و نتیجه گیری

با توجه به مدل ساخته شده از پل و بررسی رفتار آن به تحریکات یکنواخت و غیریکنواخت با زوایای برخورد متفاوت امواج لرزه‌ای می‌توان به نتایج زیر اشاره نمود:

موضوع اثر کماتش موضعی تا کنون بررسی نشده است که مطالعات بیشتر در این خصوص قابل توصیه است.

مراجع

1. Lin, J. H. and Zhang, Y. H. and Li, Q. S. and Williams, F. W., (2004), "Seismic spatial effects for long-span bridges, using the pseudo excitation method", Engineering Structures, Vol. 26, pp. 1207-1216.
2. Takahashi, Q. Wu., Nakamura, K. S., (2003), "The effect of cable loosening on seismic response of a prestressed concrete cable-stayed bridge", Journal of Sound and Vibration Vol. 268, pp. 71-84.
3. Fliming, J. F. and Egeseli, E. A., (1980), "Dynamic behavior of a cable-stayed bridge", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 8, No. 1, pp. 1-16.
4. Nazmy, A. S. and Abdle-Ghaffar, A. M., (1990) "Non-linear earthquake-response analysis of long-span cable-stayed bridges: Applications", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, pp. 63-76.
5. Abdle-Ghaffar and A. M., Nazmy, A. S., (1991), "3-D nonlinear seismic behavior of cable-stayed bridges", ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 11, pp. 3456-3476.
6. Nazmy, A. S. and Abdle-Ghaffar, A. M., (1990), "Three-Dimensional nonlinear static analysis of cable-stayed bridges", Computers and Structures, Vol. 34, No. 2, pp. 257-271.
7. Fliming, J. F., (1979), "Nonlinear static analysis of cable-stayed bridge structures", Computers and Structures, Vol. 10, pp. 621-635.
8. Abdle-Ghaffar, A. M. and Khalifa, M. A., (1992), "Importance of cable vibration in dynamic of cable-stayed bridges", ASCE, Journal of the Engineering Mechanics, Vol. 117, No. 6, pp. 2571-2589.
9. Ali, H. M. and Abdle-Ghaffar, A. M., (1995), "Modeling of rubber and lead passive-control bearings for seismic analysis", ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 7, pp. 1134-1144.
10. Nazmy, A. S. and Abdle-Ghaffar, A. M., (1992), "Effect of ground motion spatial variability on the response of cable-stayed bridges", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, pp. 1-20.
11. Soneji, B.B. and Jangid, R.S., (2007), "Passive hybrid systems for earthquake protection of cable-stayed bridge", Engineering Structures, Vol. 29, pp. 57-70.
12. Soneji, B.B. and Jangid, R.S., (2008), "Influence of soil-structure interaction on the response of seismically isolated cable-stayed

✓ اگرچه عمدتاً حداکثر پاسخ در زلزله مورد مطالعه تحت تحریک یکنواخت تکیه‌گاهی حاصل شده است اما نمی‌توان اظهار داشت که بارگذاری غیریکنواخت از زلزله‌های دیگر یا به نحو دیگر، نتایج کمتری نسبت به تحریک یکنواخت نتیجه می‌دهد که این نتیجه منطبق بر نتایج و مطالعات محققان قبلی است.

✓ بر اساس نتایج ارائه شده در طراحی اینگونه سازه‌های انعطاف پذیر مطالعه تحریکات لرزه‌ای به صورت یکنواخت و غیریکنواخت تکیه‌گاهی توصیه می‌گردد.

✓ در این مطالعه بیشینه پاسخ، به‌ازای زوایای برخورد جهات متعامد اصلی، حاصل نشده و لذا در طراحی پل‌های کابلی ایستای دهانه بزرگ، در نظر گرفتن زاویه برخورد امواج زمین لرزه حائز اهمیت و ضروری می‌باشد که این امر در مطالعات قبلی لحاظ نشده است.

✓ تحت زوایای مختلف برخورد امواج لرزه‌ای به ازای تحریکات یکنواخت و غیریکنواخت تکیه‌گاهی، برای یک ردیف المان در طول پل، عمدتاً تمامی طول عرشه وارد ناحیه بعد از کماتش موضعی شده است. لذا بررسی معیار پایداری جهت طرح مناسب اینگونه سازه‌ها حائز اهمیت بوده که توسط محققان این امر بر اساس رفتار غیرخطی هندسی لحاظ شده اما اثر کماتش موضعی عرشه در نظر گرفته نشده است.

✓ بر اساس نتایج حاصل از یک ردیف المان مورد بررسی، کاملاً مشهود است که این المان قادر به تحمل نیروی بزرگتری تا حدود ۲/۲۵ برابر نیروی کماتشی است لذا می‌توان از قدرت بعد از کماتش موضعی عرشه با مقطع جعبه‌ای فولادی، جهت طرح اقتصادی اینگونه سازه‌های هزینه بر استفاده نمود.

✓ اشکال کماتشی متفاوتی از ورق‌های فولادی بالا و پایین به ازای زوایای مختلف برخورد امواج در زمانهای مختلف تحلیل حاصل شده و عمدتاً عرشه در زمانهای مختلف در طول زلزله، وارد ناحیه بعد از کماتش موضعی می‌شود. بر اساس نتایج و پیشینه علمی



- bridge”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.28, pp. 245–257.
13. Dumanoglu, A. A. and Brownjohn, J. M. W., (1992), “Seismic analysis of the Fatih Sultan Mehmet (second Bosphorus) suspension bridge”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, pp. 881-906.
 14. Kawashima, K. and Unjoh, S. and Tunomoto, M., (1993), “Estimation of damping ratio of cable-stayed bridges for seismic design”, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 4, pp. 1015-1031.
 15. Halabian, A. M. and Keshtegar, B. and Hashemolhosseini, S. H., (2007), “Seismic behavior of box girder cable-stayed bridges considering large deformation”, 8th Pacific Conference on Earthquake Engineering, December 5-7.
۱۶. کشته‌گر، ب. و حلبیان، ا. م. و هاشم‌الحسینی، ح.، (۱۳۸۷)، "بررسی غیرخطی لرزه‌ای، رفتار بعد از کمانش عرشه پل کابلی ایستای دهانه بزرگ، با در نظر گرفتن ارتعاشات کابل"، مجموعه مقالات سومین کنفرانس بین‌المللی پل، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، ایران، ۷-۸ خرداد
17. Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L., (2000), “The finite element method”, McGraw-Hill, 5nd edition.
 18. ABAQUS “Analysis User's Manual”, revision 6.4-1.
 19. Timoshenko, S. P. and Gere, J. M., (1961), “Theory of elastic stability”, McGraw-Hill, Kogakusha.
 20. Volmir, A.S., (1963), “Stability of Elastic Systems”, Gos. Izd-vo Fiz.-Mat. Lit-ry, Moscow.



پایش سلامت سازه‌های و تشخیص آسیب پل فولادی بر اساس اطلاعات مودال از طریق الگوریتم رقابت استعماری

فریدون امینی^۱، میرحمیدحسینی^۲

(دریافت ۹۰/۴/۱۵، پذیرش ۹۱/۵/۲۳)

چکیده

این مطالعه به معرفی یک روش برای تشخیص موقعیت و محاسبه مقدار خرابی در سازه‌ها بر اساس فرکانس‌های طبیعی و شکل‌های مدی سازه آسیب‌دیده با بهره‌گیری از یک الگوی بهینه‌سازی می‌پردازد. روش پیشنهادی موقعیت و مقدار خرابی (خرابی‌ها) سازه‌ها را با استفاده از بهینه‌سازی تابع هدف (تابع خرابی) با الگوریتم رقابت استعماری تعیین می‌کند. کارایی روش پیشنهادی با به‌کارگیری یک مثال عددی بررسی گردیده است: مثال یک پل دو دهانه فولادی است با در نظرگیری و بدون در نظرگیری اثر اغتشاش در اطلاعات مودال که شامل یک یا چند خرابی باشد. نتایج به‌دست‌آمده به وضوح تعیین می‌کند که روش پیشنهادی می‌تواند به عنوان یک روش توانمند و مقاوم برای تشخیص آسیب سازه‌ای در سازه‌ها در نظر گرفته شود.

کلمات کلیدی

پایش سلامت سازه‌ای، تشخیص آسیب، الگوریتم رقابت استعماری، اطلاعات مودال

Structural Health Monitoring and Damage Detection of Steel Bridge Based on Modal Data via Colonial Competitive Algorithm

F. Amini¹, M. H. Hosseini²

ABSTRACT

This study is intended to present a method for the localization and evaluation of damage in structures based on changes in natural frequencies and mode shapes of the damaged structures using an optimization approach. The proposed method localizes and evaluates the damage (or damages) of structures using optimization of a objective function (damage function) by colonial competitive algorithm. The performance of the proposed method has been verified using a numerical example, namely a two span steel bridge with and without noise in the modal data and containing one or several damages. The obtained results clearly reveal that the proposed method can be viewed as a powerful and robust method for structural damage detection in structures.

Keywords

Structural Health Monitoring; Damage Detection; Colonial Competitive Algorithm; Modal Data

۱. استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، famini@iust.ac.ir (نویسنده مسئول)
۲. دانشجوی دکتری زلزله دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، عضو هیئت علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات تهران، mirhamid.hosseini@gmail.com



جابجایی سازه تحت اثر بارهای استاتیکی مشخص و استفاده از مدل المان محدود به روش شده، اقدام به تعیین تغییرات در تغییر شکل‌ها، سختی و ظرفیت مقطعی حمل بار سازه‌ها می‌نماید. این گونه روش‌ها به صورت گسترده‌ای برای نظارت و ارزیابی سلامت پل‌ها استفاده می‌شود [۶۵]. از معایب روش‌های غیر مخرب استاتیکی می‌توان به مواردی چون: نیاز به حجم انبوه از داده‌های اندازه‌گیری شده، نیاز به مدل المان محدود به روز شده با مشخصات دقیق مصالح، نیاز به تست بار استاتیکی که موجب ایجاد توقف در سرویس دهی سازه می‌شود، اشاره کرد. از این‌رو امروزه روش‌های دینامیکی مورد توجه قرار دارند.

روش‌های دینامیکی مبتنی بر بررسی تغییرات مشخصات ارتعاشی (دینامیکی) سیستم سازه هستند. اساس تئوری این روش در این حقیقت نهفته است که خرابی و آسیب موجب تغییرات در مشخصات دینامیکی سازه می‌شوند. این روش‌ها به دو دسته تقسیم می‌شوند:

- روش‌های بر پایه سیگنال: با به‌کارگیری رویکردهای مناسب پردازش سیگنال اقدام به شناسایی خرابی می‌کنند. بسخیروم و همکاران [۷] با استفاده از تبدیل موجک روشی را برای پایش سلامتی سازه یک پل ارائه نموده‌اند. برای این منظور یک سازه پل راه‌آهن به دهانه ۱۹/۸ متر را در دو حالت آزمایشگاهی و مدل‌سازی بصورت المان محدود در سطوح مختلف خرابی بررسی کرده‌اند.

- روش‌های بر پایه مودال: بر اساس مشخصه‌های مودال از جمله فرکانس‌های سازه، نسبت میرایی و شکل‌های مدی می‌باشند. از آنجا که مشخصه‌های مودال نسبت به تغییرات در سازه حساس می‌باشند، دارای قابلیت آشکارسازی خیلی ساده برای به‌کارگیری هستند. دوبلینگ و وردن [۹۸] مرور جامعی بر روی شناسایی آسیب بر اساس خصوصیات مودال انجام داده‌اند. پرا و تورس [۱۰] خرابی در تیرها را با استفاده از الگوریتم‌های ژنتیک بررسی نمودند و روش ارائه شده را بر روی نتایج عددی و

پایش سلامت سازه‌ای روندی برای بدست آوردن اطلاعات دقیق لحظه‌ای از شرایط و عملکرد سازه‌ای می‌باشد. هدف اصلی پایش، آشکارسازی رفتارهای غیرمعمول سازه است که بیانگر شرایط سازه‌ای نامطلوب می‌باشد. داده‌های بدست‌آمده از پایش برای بهینه کردن عملکرد، نگهداری، تعمیر و جایگزینی سازه بر اساس داده‌های قابل اعتماد و اندازه‌گیری شده هدف، به‌کار می‌روند. در مبحث پایش سلامت سازه‌ای آسیب به عنوان تغییراتی که در طول بهره‌برداری از سازه رخ می‌دهد تعریف می‌گردد و شناسایی آسیب به کلیه روش‌ها و تکنیک‌هایی اطلاق می‌گردد که وجود خرابی را تشخیص و موقعیت و میزان خرابی را بیان می‌کند [۲۱].

در سالهای اخیر، با پیشرفتهای صورت گرفته در عرصه علمی، روش‌های پایش از راه دور با استفاده از لیزر، سنسورهای فیبرنوری، تکنیک‌های جمع‌آوری داده‌ها از راه دور و تکنیک‌های پردازش صورت می‌گیرد. با استفاده از این تکنولوژی تعداد زیادی از سازه‌ها شامل پل‌ها و سازه‌های زیربنایی و حیاتی پایش شده‌اند [۳].

در زمینه تشخیص آسیب در پلها، چن و شاه [۴] یک پایه پل را با استفاده از شبکه پسانتشار خطا مورد مطالعه قرار دادند. ورودی‌های این شبکه عصبی شتابهای بدست‌آمده از ۴ شتابنگاشت است که دو عدد از آنها به صورت عمودی و دو عدد به صورت افقی بر روی پایه پل نصب شده‌اند. خروجی شبکه عصبی شامل فرکانس، جابه‌جایی و شکل مدی می‌باشد. شبکه با استفاده از داده‌های بدست‌آمده در شرایط مختلف آموزش می‌بیند: قبل از خرابی و بعد از خرابی. با مقایسه نتایج، آنها نتیجه گرفتند که شبکه عصبی با موفقیت تغییرات در پارامترهای پایه را بعد از خرابی آشکار می‌کند.

امروزه روش‌های تشخیص آسیب در سازه‌ها به دو دسته روش‌های استاتیکی و روش‌های دینامیکی تقسیم می‌گردد. در روش‌های استاتیکی با تکیه بر اندازه‌گیری کرنش و



$$[K^d - (\omega_i^d)^2 M] \Phi_i^d = 0 \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (3)$$

K^d ماتریس سختی سازه آسیب‌دیده می‌باشد. ω_i^d و Φ_i^d به ترتیب فرکانس طبیعی و شکل مدی i ام سازه آسیب‌دیده می‌باشد.

با جاگذاری اطلاعات دینامیکی اندازه‌گیری شده از سازه آسیب‌دیده در معادله (۳)، تشخیص آسیب به عنوان یک مسئله بهینه‌سازی در نظر گرفته می‌شود. به علت پیچیدگی در این گونه مسائل، روشهای بهینه‌سازی کلاسیک نتایج مناسبی ندارند. از این‌رو استفاده از روشهای تکاملی و پیشرفته مانند الگوریتم رقابت استعماری نتایج قابل اطمینانی در پی خواهد داشت. الگوریتم رقابت استعماری با یافتن بهترین نقطه به منظور کمینه کردن تابع خسارت جواب نهایی مسئله را تعیین می‌کند.

$$F = f(d_1, d_2, \dots, d_n) \quad (4)$$

که در آن:

$$0 \leq d_1 \leq 1, 0 \leq d_2 \leq 1, \dots, 0 \leq d_n \leq 1 \quad (5)$$

منظور ساختن تابع خسارت، همه خروجی‌های سازه‌ای که در مقابل متغیرهای آسیب حساسیت بالایی دارند، می‌بایست محاسبه گردند.

با جاگذاری پارامترهای مودال اندازه‌گیری شده سازه آسیب‌دیده در معادله (۳) بردار R_i به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$R_i(d_1, d_2, \dots, d_n) = [K^d - (\omega_i^m)^2 M] \Phi_i^m \quad (6)$$

که $i = 1, 2, \dots, r$

ω_i^m و Φ_i^m به ترتیب فرکانس طبیعی و شکل مدی i ام موارد اندازه‌گیری هستند و i تعداد مدهای در نظر گرفته شده برای تشخیص آسیب هستند.

بنابراین، موضوع تشخیص آسیب می‌تواند به عنوان یک مسئله بهینه‌سازی رابطه‌سازی گردد که هدف کمینه کردن تابع خسارت زیر می‌باشد:

$$F = \sum_{i=1}^r \|R_i(d_1, d_2, \dots, d_n)\|^2 \quad (7)$$

|| طول اقلیدسی بردار R_i را نمایش می‌دهد.

آزمایشگاهی به کار برده‌اند و موقعیت و مقدار آسیب را تا حدودی در سازه تشخیص داده‌اند و همچنین لیسزکای [۱۱] با استفاده از الگوریتم ژنتیک پیشرفته رایج و بهره‌گیری از مدل سازی عددی محل و مقدار آسیب در تیر کنسول و دو دهانه و یک قاب بتنی، روشی برای تشخیص خرابی بر اساس تابع پاسخ فرکانسی سازه ارائه نمودند.

در این مقاله، به منظور تعیین محل و همچنین شدت آسیب در پلهای فولادی، از الگوی بهینه‌یابی رقابت استعماری استفاده گردیده است. تابع خسارت (تابع هدف) بر اساس اطلاعات مودال سازه آسیب‌دیده تعریف می‌گردد.

۲- رابطه‌سازی مسئله

۲-۱- تابع خسارت

مشخصه‌های مودال یک سازه آسیب‌ندیده به روش مقادیر ویژه با معادله زیر تعیین می‌گردد:

$$[K^{ud} - \omega_i^2 M] \Phi_i = 0 \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (1)$$

که M ماتریس جرم و K^{ud} ماتریس سختی سازه آسیب‌ندیده می‌باشد. ω_i فرکانس طبیعی وابسته به شکل مدی Φ_i است و m تعداد مدهای سازه است.

برای مدل‌سازی آسیب در سازه‌ها از روش معکوس تشخیص آسیب با استفاده از یک دسته پارامتر وابسته به آسیب مختص هر المان در مدل استفاده می‌گردد. به این-منظور آسیب با متغیر d که مقداری بین صفر برای المان آسیب‌ندیده و یک برای المان گسیخته دارد، بیان می‌گردد. آسیب با کاهش خواص مواد بیان می‌گردد. در این مقاله مدول الاستیسیته مواد برای تعیین مقدار آسیب در اعضا انتخاب گردیده است.

$$E_e^d = (1 - d_e) E_e, \quad 0 \leq d_e \leq 1 \quad (2)$$

که E_e^d و E_e به ترتیب مدول الاستیسیته آسیب‌دیده و آسیب‌ندیده المان e ام سازه می‌باشد.

بنابراین معادله (۱) را برای سازه آسیب‌دیده میتوان به شکل زیر نوشت:



۲-۲- بهینه‌سازی (الگوریتم رقابت استعماری)

الگوریتم رقابت استعماری، همانند سایر روش‌های بهینه‌سازی تکاملی، با تعدادی جمعیت اولیه شروع می‌شود. در این الگوریتم، هر عنصر جمعیت، یک کشور نامیده می‌شود. کشورها به دو دسته مستعمره و استعمارگر تقسیم می‌شوند. هر استعمارگری، بسته به قدرت خود، تعدادی از کشورهای مستعمره را به سلطه خود درآورده و آنها را کنترل می‌کند.

سیاست جذب (همگون‌سازی) و رقابت استعماری، هسته اصلی این الگوریتم را تشکیل می‌دهند. مطابق سیاست جذب که به صورت تاریخی، توسط کشورهای استعمارگری همچون فرانسه و انگلیس، در مستعمراتشان اعمال می‌شد، کشورهای استعمارگر با استفاده از روش‌هایی همچون احداث مدارس به زبان خود، سعی در از خود بی خود کردن کشور مستعمره، با از میان بردن زبان کشور و فرهنگ و رسوم آن داشتند. در ارائه این الگوریتم، این سیاست با حرکت دادن مستعمرات یک امپراطوری، مطابق یک رابطه خاص صورت می‌پذیرد. اگر در حین حرکت، یک مستعمره، نسبت به استعمارگر، به موقعیت بهتری برسد، جای آن دو با هم عوض می‌شوند. در ضمن قدرت کل یک امپراطوری به صورت مجموع قدرت کشور استعمارگر به اضافه درصدی از قدرت میانگین مستعمرات آن تعریف می‌شود. مطابق رقابت استعماری هر امپراطوری که نتواند بر قدرت خود بیفزاید و قدرت رقابت خود را از دست بدهد، در جریان رقابت‌های امپریالیستی، حذف خواهد شد. این حذف شدن، به صورت تدریجی صورت می‌پذیرد. بدین معنی که به مرور زمان، امپراطوری‌های ضعیف، مستعمرات خود را از دست داده و امپراطوری‌های قویتر، این مستعمرات را تصاحب کرده و بر قدرت خویش می‌افزایند [۱۲].

به منظور حل (بهینه‌سازی) معادله (۷) یک آرایه از متغیرهای مسئله را که باید بهینه شوند، ایجاد می‌کنیم. این آرایه را یک کشور به صورت زیر می‌نامیم:

$$country = [d_1, d_2, \dots, d_n], \quad 0 \leq d_i \leq 1 \quad (8)$$

هزینه یک کشور با ارزیابی تابع خسارت (F) یافته می‌شود.

$$cost = F(country) \quad (9)$$

برای شروع الگوریتم بهینه‌سازی، تعداد $N_{Country}$ کشور اولیه را ایجاد می‌کنیم. N_{imp} تا از قدرتمندترین اعضای این کشورها (کشورهای دارای کمترین مقدار تابع خسارت) را به عنوان امپریالیست انتخاب می‌کنیم. باقیمانده N_{col} تا از کشورها، مستعمراتی را تشکیل می‌دهند که هر کدام به یک امپراطوری تعلق دارند.

برای تقسیم مستعمرات اولیه بین امپریالیست‌ها، به هر امپریالیست، تعدادی از مستعمرات را که این تعداد، متناسب با قدرت آن است، می‌دهیم. برای انجام این کار، با داشتن هزینه همه امپریالیست‌ها، هزینه نرمالیزه هر امپریالیست را به صورت زیر در نظر می‌گیریم.

$$C_j = F(imperialist_j) - \max_i \{F(imperialist_i)\} \quad (10)$$

که در آن C_j ، هزینه نرمالیزه امپریالیست j ام و $\max_i \{F(imperialist_i)\}$ بیشترین هزینه میان امپریالیست‌ها می‌باشد. قدرت امپریالیست به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$P_j = \frac{C_j}{\sum_{i=1}^{N_{imp}} C_i} \quad (11)$$

که در آن P_j قدرت امپریالیست j ام می‌باشد.

در حقیقت قدرت یک امپریالیست، نسبت مستعمراتی است که توسط آن امپریالیست اداره می‌شود. بنابراین تعداد اولیه مستعمرات یک امپریالیست برابر خواهد بود با [۱۳]:

$$N.C_j = \text{round}\{p_j \cdot N_{col}\} \quad (12)$$

در آن $N.C_j$ تعداد اولیه مستعمرات یک امپراطوری و N_{col} نیز تعداد کل کشورهای مستعمره موجود در جمعیت کشورهای اولیه است. round نیز تابعی است که نزدیک‌ترین عدد صحیح به یک عدد اعشاری را می‌دهد. با در نظر گرفتن $N.C_j$ برای هر امپراطوری، به



این تعداد از کشورهای مستعمره اولیه را به صورت تصادفی انتخاب کرده و به امپریالیست j ام می‌دهیم. مرحله بعدی الگوریتم بهینه‌سازی اختصاص سیاست جذب است، به این صورت که امپریالیست، مستعمره‌هایش را به عنوان یک جزء از خودش جذب می‌کند. سیاست جذب با حرکت همه مستعمره‌ها به سمت امپریالیست مدل می‌گردد. جهت حرکت برداری مستعمره‌ها به سمت امپریالیست در طول محورهای مختلف بهینه‌سازی از قبیل d_1 و d_2 صورت می‌گیرد.

در حین حرکت مستعمرات به سمت کشور استعمارگر، ممکن است بعضی از این مستعمرات به موقعیتی بهتر از امپریالیست برسند (به نقاطی در تابع خسارت برسند که هزینه کمتری را نسبت به مقدار تابع خسارت در موقعیت امپریالیست، تولید می‌کنند). در این حالت، کشور استعمارگر و کشور مستعمره، جای خود را با همدیگر عوض کرده و الگوریتم با کشور استعمارگر در موقعیت جدید ادامه یافته و این بار این کشور امپریالیست جدید است که شروع به اعمال سیاست همگون‌سازی بر مستعمرات خود می‌کند.

قدرت یک امپراطوری برابر است با قدرت کشور استعمارگر، به اضافه درصدی از قدرت کل مستعمرات آن [۱۴]. بدین ترتیب برای هزینه کل یک امپراطوری داریم:

$$T.C._j = F(\text{imperialist}_j) + \xi \frac{\sum_{i=1}^{N.C._j} F(\text{colonies of empire}_i)}{N.C._j} \quad (13)$$

که در آن $T.C._j$ هزینه کل امپراطوری j ام و ξ عددی مثبت است که معمولاً بین صفر و یک و نزدیک به صفر در نظر گرفته می‌شود. کوچک در نظر گرفتن ξ ، باعث می‌شود که هزینه کل یک امپراطوری، تقریباً برابر با هزینه حکومت مرکزی آن (کشور امپریالیست)، شود.

در الگوی رقابت استعماری، امپراطوری‌های ضعیف به تدریج حذف خواهند شد. برای مدل کردن این واقعیت، ضعیف‌ترین مستعمره از ضعیف‌ترین امپراطوری انتخاب گردیده و برای تصاحب آن، رقابتی را میان کلیه

امپراطوری‌ها ایجاد می‌کنیم. برای شروع رقابت، هزینه کل نرمالیزه یک امپراطوری را به صورت زیر به دست می‌آوریم:

$$N.T.C._j = T.C._j - \max_i \{T.C._i\} \quad (14)$$

رابطه $N.T.C._j$ هزینه کل نرمالیزه شده امپراطوری j ام می‌باشد. با داشتن هزینه کل نرمالیزه شده، احتمال (قدرت) تصاحب مستعمره توسط هر امپراطوری، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$p_{p_j} = \frac{N.T.C._j}{\sum_{i=1}^{N_{imp}} N.T.C._i} \quad (15)$$

داشتن احتمال تصاحب هر امپراطوری، برای اینکه مستعمره مذکور را به صورت تصادفی، ولی با احتمال وابسته به احتمال هر امپراطوری، بین امپراطوری‌ها تقسیم کنیم؛ بردار P را از روی مقادیر احتمال فوق، به صورت زیر تشکیل می‌دهیم:

$$P = [p_{p_1}, p_{p_2}, \dots, p_{p_{N_{imp}}}] \quad (16)$$

بردار تصادفی R ، هم‌سایز با بردار P را تشکیل می‌دهیم. آرایه‌های این بردار، اعدادی تصادفی با توزیع یکنواخت در بازه صفر و یک می‌باشند.

$$R = [r_1, r_2, \dots, r_{N_{imp}}] \quad (17)$$

$$r_1, r_2, \dots, r_{N_{imp}} \in U(0,1)$$

سپس بردار D را به صورت زیر تشکیل می‌دهیم:

$$D = P \cdot R = [D_1, D_2, \dots, D_{N_{imp}}] \quad (18)$$

$$= [p_{p_1} - r_1, p_{p_2} - r_2, \dots, p_{p_{N_{imp}}} - r_{N_{imp}}]$$

با داشتن بردار D ، مستعمرات مذکور را به امپراطوری می‌دهیم که اندیس مربوط به آن در بردار D بزرگتر از بقیه می‌باشد. امپراطوری که بیشترین احتمال تصاحب را داشته باشد، با احتمال بیشتری اندیس مربوط به آن در بردار D ، بیشترین مقدار را خواهد داشت. [۱۴]

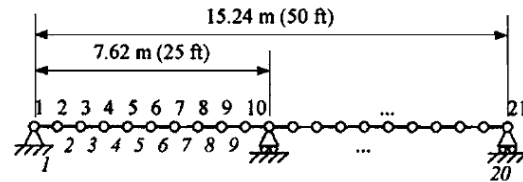
در صورت حذف همه امپراطوری‌ها و باقی ماندن تنها یک امپراطوری، الگوریتم متوقف گشته و بقیه کشورها تحت کنترل این امپراطوری واحد، قرار می‌گیرند. در این دنیای ایده‌آل جدید، همه مستعمرات، توسط یک امپراطوری



واحد اداره می‌شوند و موقعیت‌ها و هزینه‌های مستعمرات، برابر با موقعیت و هزینه کشور امپریالیست است، که همان جواب بهینه‌سازی مسئله می‌باشد. در غیر این صورت به مرحله سیاست جذب بازگشته و الگوریتم را به منظور دستیابی به جواب نهایی تکرار می‌کنیم.

۳- مثال عددی

روش پیشنهادی در قسمت قبلی مطابق شکل (۱) در یک پل فولادی دودانه ساده که تحت تاثیر آسیب‌های سازه‌ای قرار دارد، بررسی گردیده است. هندسه سازه پل فولادی مورد بررسی مطابق شکل زیر شامل دو دهانه ۷/۶۲ متری است که در مدل المان محدود آن ۲۰ المان و ۲۱ گره در نظر گرفته شده است.



شکل (۱): هندسه مدل المان محدود پل

مشخصات فولاد به کاررفته در مدل‌سازی عبارتند از:

$$E = 2.1 \times 10^{10} \text{ kg.f/m}^2 \quad \text{مدول الاستیسیته}$$

$$\rho = 800.2 \text{ kg/m}^3 \quad \text{چگالی جرمی}$$

$$\nu = 0.3 \quad \text{ضریب پواسن}$$

همچنین مقطع به کاررفته در پل مذکور $W12 \times 65$ می‌باشد که مشخصات هندسی آن عبارتند از:

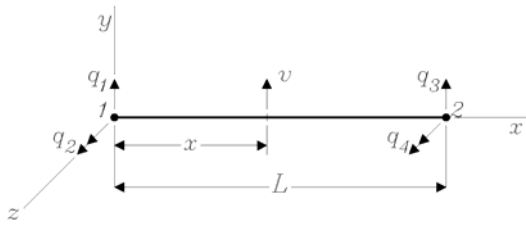
$$A = 123.2 \text{ cm}^2 \quad \text{سطح مقطع}$$

$$I = 22185 \text{ cm}^4 \quad \text{لنگر دوم سطح حول محور قوی}$$

برای مشخص نمودن تابع خسارت مطابق رابطه (۷) لازم است ماتریس سختی و ماتریس جرم سازه پل را تعیین نماییم. به این منظور لازم است ابتدا ماتریس سختی و ماتریس جرم یک جزء خمشی را مشخص نماییم.

مطابق شکل (۲) هر المان یک بعدی خمشی در هر گره دو درجه آزادی دارد. مطابق شکل تغییر مکان گره‌ای q_1 و

q_3 بیانگر انتقال در امتداد محور y و تغییر مکان گره‌ای q_2 و q_4 بیانگر دوران حول محور z می‌باشد



شکل (۲): عضو خمشی

با در نظرگیری معادله درجه سوم کامل برای تغییر مکان عضو خمشی و محاسبه ماتریس تغییر مکان- کرنش B ماتریس سختی هر المان خمشی به شکل زیر تعیین می‌گردد: [۱۵]

$$K^e = \int_V B^T E B dV$$

$$= \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (19)$$

به منظور محاسبه ماتریس جرم هر المان خمشی نیز با فرض معادله درجه سوم کامل برای تغییر مکان عضو خمشی خواهیم داشت: [۱۵]

$$M^e = \frac{\rho AL}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22L & 54 & -13L \\ 22L & 4L^2 & 13L & -3L^2 \\ 54 & 13L & 156 & -22L \\ -13L & -3L^2 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (20)$$

اکنون با محاسبه ماتریس سختی و ماتریس جرم هر المان و روی هم گذاری آنها ماتریس سختی و ماتریس جرم کل سازه که هر یک ماتریسی ۳۹ در ۳۹ می‌باشد، به دست می‌آید.

بعد از تهیه مدل المان محدود، سراغ مدل‌سازی آسیب در سازه می‌رویم. همانگونه قبلاً اشاره گردید آسیب در اجزاء سازه با کاهش مدول الاستیسیته المان مدل می‌گردد. به این منظور دو حالت مورد انتظار خرابی در المانهای مختلف با سطوح متفاوت در نظر گرفته شده است:

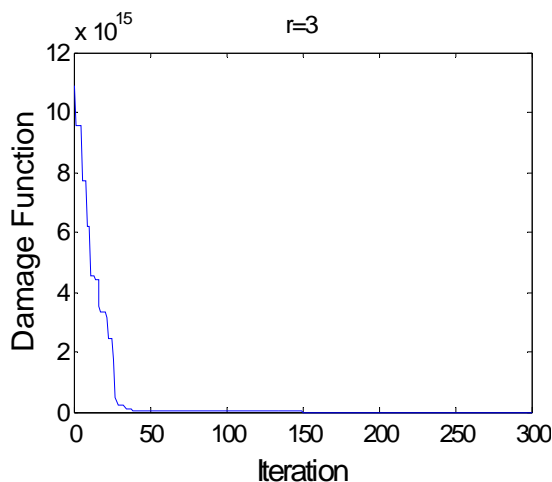
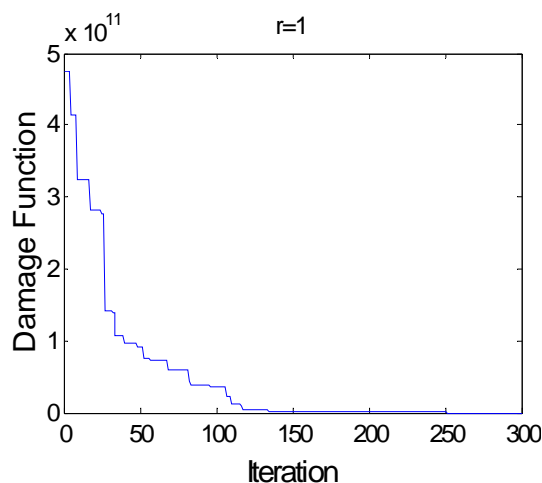


حالت خرابی یک:

مدول الاستیسیته در المان ۷ به میزان ۲۰ درصد کاهش یافته است.

حالت خرابی دو:

مدول الاستیسیته در المان‌های ۴ و ۹ و ۱۳ و ۱۵ به ترتیب به میزان ۲۰ و ۳۰ و ۴۰ و ۱۰ درصد کاهش یافته است.



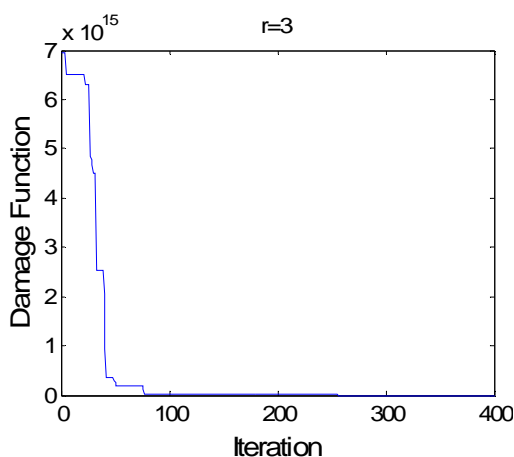
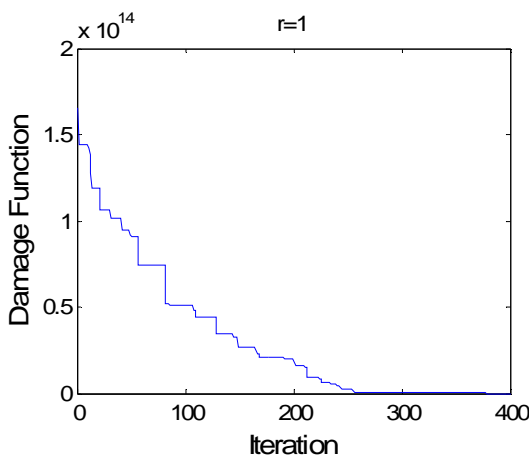
شکل (۳): منحنی‌های هم‌گرایی

برای حالت خرابی یک

برای محاسبه آسیب در سازه پل با روش پیشنهادی، الگوریتم با جمعیت اولیه تصادفی کشورها آغاز می‌گردد. هزینه هر کشور با محاسبه تابع خرابی تعیین می‌گردد. سپس با انتخاب تعدادی امپراطوری از میان کشورهای قدرتمند با کمترین مقدار تابع خسارت، با اعمال سیاست

همگون‌سازی موقعیت کشورهای مستعمره و امپراطوری را تغییر می‌دهیم و با اعمال سیاست رقابت استعماری به تدریج امپراطوری‌های ضعیف را حذف می‌کنیم. این حلقه تا باقی ماندن فقط یک امپراطوری به عنوان جواب نهایی ادامه می‌یابد. جمعیت اولیه کشورها $N_{Country} = 50$ و جمعیت اولیه امپراطوری $N_{imp} = 5$ در نظر گرفته شده است.

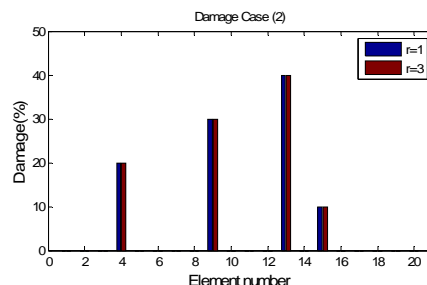
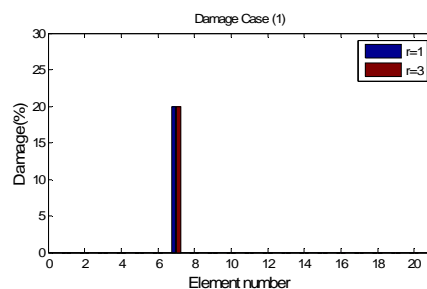
منحنی‌های هم‌گرایی برای حالت‌های خرابی متفاوت با تعداد مدهای مختلف r در شکلهای (۳) و (۴) نمایش داده شده است. همانگونه که ملاحظه می‌گردد با افزایش تعداد مدها سرعت هم‌گرایی بهینه‌سازی افزایش چشمگیری می‌یابد. همچنین با افزایش تعداد المانهای آسیب‌دیده سرعت هم‌گرایی کاهش می‌یابد.



شکل (۴): منحنی‌های هم‌گرایی

برای حالت خرابی دو

نتایج تشخیص خرابی در شکل (۵) نمایش داده شده است که در هر دو حالت خرابی به جوابهای دقیق رسیده است.



شکل (۵) : نتایج تشخیص خرابی در سازه پل

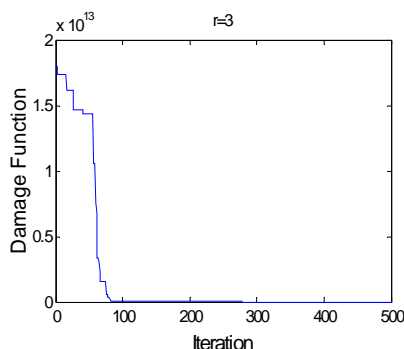
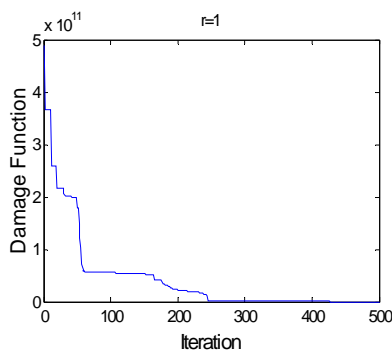
زمان تناوب سازه در سه مد اول در سه سازه آسیب‌نندیده و سازه آسیب‌دیده در دو حالت خرابی یک و دو جهت مقایسه در جدول (۱) نشان داده شده است.

جدول (۱) : زمان تناوب سه مد اول سازه

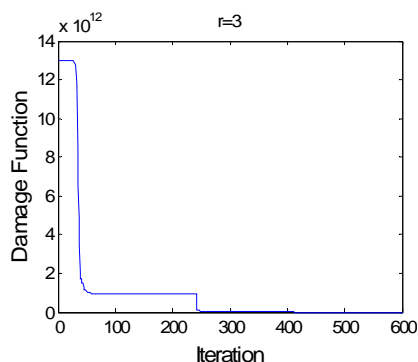
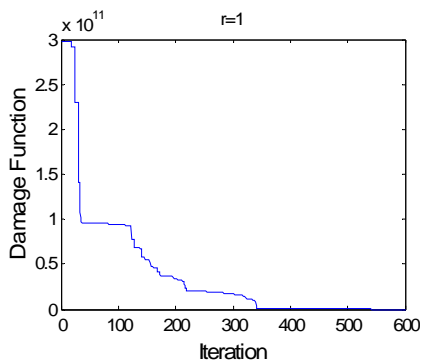
مد	سازه آسیب‌نندیده	حالت خرابی یک	حالت خرابی دو
اول	۰/۰۵۳۸	۰/۰۵۴۳	۰/۰۵۵۷
دوم	۰/۰۳۴۴	۰/۰۳۴۵	۰/۰۳۵۲
سوم	۰/۰۱۳۴	۰/۰۱۳۶	۰/۰۱۴۱

۳-۱- اثر اغتشاش

معمولاً در اندازه‌گیری‌های انجام شده توسط سنسورها به واسطه عوامل مختلف از قبیل خطاهای کالیبراسیون، انسانی و محیطی، همواره اغتشاشاتی وجود دارد که بالطبع می‌بایست اثرات آن در استفاده از این پارامترها لحاظ گردد. در این مقاله نیز به منظور کنترل بازدهی الگوریتم پیشنهادی، اثر اغتشاش بر فرکانس طبیعی سازه به میزان ۳ درصد لحاظ گردیده است.

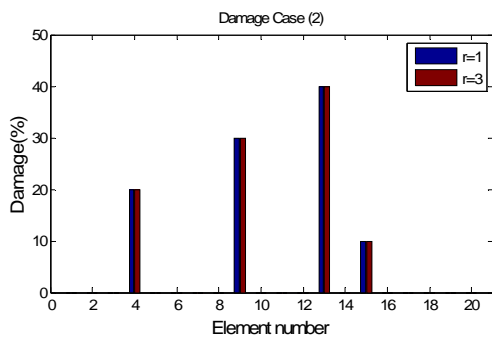
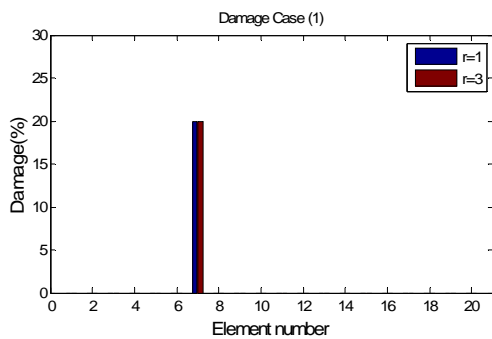


شکل (۶) : منحنی‌های هم‌گرایی برای حالت خرابی یک با ۳ درصد اثر اغتشاش



شکل (۷) : منحنی‌های هم‌گرایی برای حالت خرابی دو با ۳ درصد اثر اغتشاش



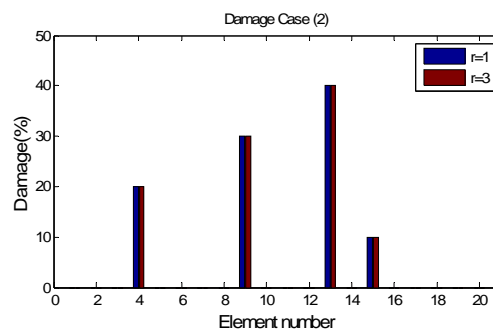
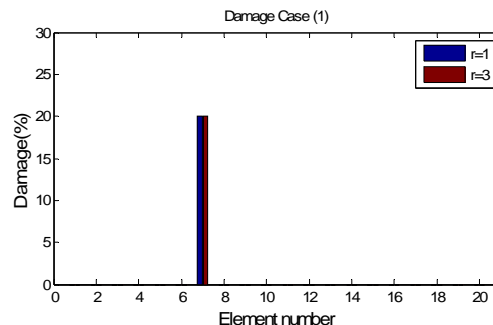


شکل (۹): نتایج تشخیص خرابی در سازه پل با الگوریتم ژنتیک

در مرحله بعد کارایی (صلاحیت) هر فرد باتوجه به شرایط مساله ارزیابی می‌شود. بر پایه صلاحیت هر فرد، مکانیزم انتخاب، والدین را برای فرآیند تغییر ژنتیکی انتخاب می‌کند. سیاست انتخاب در نهایت، ضامن بقای افراد اصلح می‌باشد. فرایند مرکب ارزیابی و انتخاب، تولید مثل نام دارد. در مرحله آخر، فرآیند تغییر برای ایجاد جمعیت جدیدی از افراد (فرزندان) از عملگرهای ژنتیکی استفاده می‌کند. این کار با دستکاری اطلاعات ژنتیکی که متعلق به اعضای جمعیت فعلی (والدین) است، انجام می‌گیرد. این فرآیند شامل دو عملگر ترکیب و جهش است.

در این قسمت نیز در ابتدا مقدار جمعیت اولیه همانند الگوریتم رقابت استعماری برابر ۵۰ در نظر گرفته شد که نتایج مطلوبی در بر نداشت. لذا برای بهبود جوابها مقدار جمعیت اولیه ۱۰۰ در نظر گرفته شد. تعداد نسلهایی که برای رسیدن به جواب مناسب در نظر گرفته شده است، ۶۰۰۰ نسل میباشد. همانگونه که در شکل (۹) مشاهده می‌گردد در حالت بدون اثر اغتشاش جوابهای دقیق حاصل گردیده است ولیکن مطابق شکل (۱۰) در حالتی که ۳

منحنی‌های هم‌گرایی برای حالت‌های خرابی متفاوت با تعداد مدهای مختلف ۲ و در نظر گرفتن ۳ درصد اثر اغتشاش در شکلهای (۶) و (۷) نمایش داده شده است. همانگونه که مجدداً ملاحظه می‌گردد با افزایش تعداد مدها سرعت هم‌گرایی بهینه‌سازی افزایش چشمگیری می‌یابد. نتایج تشخیص خرابی با در نظر گرفتن ۳ درصد اثر اغتشاش در شکل (۸) نمایش داده شده است که در هر دو حالت خرابی به جوابهای مناسبی رسیده است.



شکل (۸): نتایج تشخیص خرابی در سازه پل با ۳ درصد اثر اغتشاش

۴- مقایسه نتایج با الگوریتم ژنتیک

به‌منظور مقایسه نتایج روش به‌کار رفته در این مقاله با روشهای دیگر، از روش الگوریتم ژنتیک برای بهینه‌سازی استفاده شده است. الگوریتم ژنتیک، روشی جهت بررسی و تحلیل سیستم‌ها با الهام از نظریه تکامل موجودات طبیعی است. در این روش نیز در مرحله اول، یک جمعیت اولیه از جوابهای بالقوه به عنوان نقطه شروع جستجو ایجاد می‌شود. هر عضو جمعیت به یک رشته (کروموزوم) کدگذاری شده تا توسط عملگرهای ژنتیکی قابل تغییر باشد.

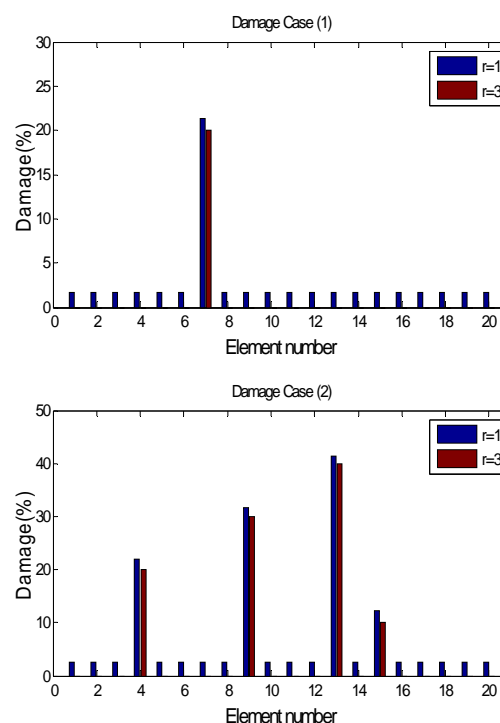
اغتشاش که همیشه در سیستمهای جمع آوری اطلاعات وجود دارد، مشاهده گردید تاثیر چندانی در جوابهای الگوی به کار رفته نداشته و سرعت هم گرایي جوابها را تا حدی کاهش می دهد.

همچنین برای مقایسه نتایج روش معرفی شده با روشهای دیگر، از روش الگوریتم ژنتیک نیز برای بهینه سازی استفاده شده است که نتایج حاصل از آن در مقایسه با الگوی رقابت استعماری با مقداری خطا روبرو گردید.

مراجع

- 1-S.W. Doebling, C.L. Farrar, M.B. Prime, D.W. Shevitz, Los Alamos National Laboratory Report, LA-13070-MS, 1996, "Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: a literature review".
- 2-H. Sohn, C.L. Farrar, F.M. Hemez, D.D. Shunk, D.W. Stinemat and B.R. Nadler, Los Alamos National Laboratory Report, LA-13976-MS, 2003, "A review of structural health monitoring literature: 1996-2001".
- 3-B. Gilsic and D. Inaudi, John Wiley & Sons, 2007, "Fibre optic methods for structural health monitoring".
- 4-S. Chen and K. Shah, Proceedings of the Eighth Annual Conference of Computing in Civil Engineering, Dallas, 1992, "Neural networks in dynamic analysis of bridges".
- 5-G. Cardinale and M. Orlando, Journal of Bridge Engineering, Vol.9, No. 1, pp. 35-42, "Structural Evaluation and Strengthening of a Reinforced Concrete Bridge".
- 6-P. C. Chang and S. C. Liu, Journal of Materials in Civil Engineering, 15(3): 298-304, "Recent research in nondestructive evaluation of civil infrastructures".
- 7-S. Beskhyroun, T. Oshimay and S. Mikamiy, Structural Control and Health Monitoring, Published Online: 29 Jan 2009, "Wavelet-based technique for structural damage detection".
- 8-K. Worden and J. Dulieu-Barton, Structural Health Monitoring, 3(1), 85-98 2004, "An overview of intelligent fault detection in systems and structures".
- 9-S.W. Doebling, C.L. Farrar and M.B. Prime, Shock and Vibration Digest, 30(2), 91-105, 1998, "A summery review of vibration-based damage identification methods".
- 10-R. Perera, and R. Torres, Journal of Structural Engineering, 132(9), 1491-1501, 2006, "Structural damage detection via modal data with genetic algorithms".

درصد اثر اغتشاش لحاظ گردیده است، با در نظرگیری سه مد نتایج مطلوب به دست آمده است اما با در نظرگیری یک مد خطای قابل ملاحظه ای مشاهده می گردد.



شکل (۱۰): نتایج تشخیص خرابی در سازه پل با ۳ درصد اثر اغتشاش با الگوریتم ژنتیک

نتیجه گیری

در این مقاله روشی برای تشخیص خرابی (تعیین موقعیت و مقدار آسیب) بر اساس فرکانس طبیعی و اشکال مدی با استفاده از یک الگوی تکاملی بهینه سازی (الگوریتم رقابت استعماری) معرفی گردیده است. به منظور سنجش کارایی روش پیشنهادی در تشخیص آسیب، یک سازه پل فولادی مطالعه گردیده است. در بررسی به عمل آمده در دو حالت خرابی مشاهده گردید روش پیشنهادی در تشخیص موقعیت و مقدار آسیب بازدهی بسیار بالایی دارد به طوری که با افزایش تعداد مدها به منظور تشخیص آسیب، سرعت هم گرایي جوابها بسیار افزایش می یابد ولیکن با در نظر گرفتن یک مد نیز جوابهای قابل اطمینان با سرعت هم گرایي پایین به دست می آید. همچنین با در نظر گرفتن اثر



- 11- A.M. Raich, and T.R. Liszkai, Journal of Structural Engineering, 133(3), 449–461, 2007, “Improving the performance of structural damage detection methods using advanced genetic algorithms”.
- 12- E. Atashpaz-Gargari, C. Lucas, IEEE Congress on Evolutionary Computation, 2007, “Imperialist competitive algorithm: an algorithm for optimization inspired by imperialistic competition”.
- 13- R. Rajabioun, E. Atashpaz-Gargari, C. Lucas, Lecture Notes in Computer Science, 5073 (2008) 680–695, “Colonial competitive algorithm as a tool for Nash equilibrium point achievement”.
- 14- E. Atashpaz-Gargari, F. Hashemzadeh, R. Rajabioun, C. Lucas, International Journal of Intelligent Computing and Cybernetics, 1(3) (2008) 337–355, “Colonial competitive algorithm, a novel approach for PID controller design in MIMO distillation column process”.
- ۱۵- طاحونی، شاپور، "اجزای محدود برای تحلیل سازه‌ها"، انتشارات علم و ادب، تهران، ۱۳۷۸.



تأثیر جداساز لرزه‌ای مخلوط لاستیک و خاک بر تقاضای لرزه‌ای

قاب خمشی فولادی در حوزه نزدیک گسل

سامان یغمایی سابق^۱، مونا رحمانی^۲

(دریافت ۹۰/۵/۲۶، پذیرش ۹۱/۸/۱۲)

چکیده

استفاده از جداسازی لرزه‌ای عموماً در کشورهای در حال توسعه و مربوط به سازه‌های با اهمیت و خاص بوده است، اما امروزه کاربرد این فناوری در خانه‌های مسکونی، مدارس و بیمارستان‌ها که هزینه جبران خسارت زلزله در آنها می‌تواند بسیار قابل توجه باشد ضروری بنظر می‌رسد. این مسئله در مورد کشورهای در حال توسعه‌ای مانند ایران که جزء مناطق با لرزه خیزی بالا محسوب می‌شوند اهمیت بیشتری پیدا می‌کند. در این راستا، سیستم جداسازی لرزه‌ای با مخلوط لاستیک و خاک (RSM) بعنوان یک روش نوین در سال ۲۰۰۸ برای این کشورها پیشنهاد شده است که دارای مزایای ویژه‌ای از جمله ارزان قیمت بودن است. در این مقاله، کارایی این سیستم جداسازی لرزه‌ای در برابر زلزله‌های نزدیک گسل با یا بدون خاصیت جهت‌داری رو به جلو مورد ارزیابی قرار گرفته است. بر اساس نتایج بدست آمده، عملکرد RSM علاوه بر خصوصیات لایه RSM و ویژگی‌های روسازه، به مشخصات زلزله‌های نزدیک گسل نیز بستگی دارد. لذا در طراحی این سیستم‌ها، ضروری است تأثیر ویژگی‌های این گونه زلزله‌ها در کاهش تقاضای لرزه‌ای به دقت مورد ارزیابی قرار گیرد.

کلمات کلیدی

جداسازی لرزه‌ای، مخلوط لاستیک و خاک، زلزله‌های نزدیک گسل، جهت‌داری رو به جلو، قاب خمشی فولادی، تقاضای لرزه‌ای

Effect of Seismic Isolation by Rubber-Soil Mixture on Seismic Demand of Steel Moment Frame in Near-Fault Area

Saman Yaghmaei-Sabegh, Mona Rahmani

ABSTRACT

The application of seismic isolation system in developing countries was generally associated with important and special structures, but nowadays it seems necessary the relevance of this technology in residential homes, schools and hospitals where the replacement cost due to earthquake damage can be very significant. It is more imperative in developing countries such as Iran, which are located in areas prone to earthquakes. In this regard, seismic isolation system by rubber-soil mixture has been proposed in 2008 year for developing countries as a new method with distinctive advantages such as low cost. In this paper, the efficiency of this new seismic isolation system has been evaluated in near-fault area with or without forward directivity effect. Based on the results of this paper, performance of RSM depends on near-fault earthquake characteristics in addition to properties of RSM layer and super structure. Consequently, in design process of these systems, significant effect of characteristics of near-fault ground motions on seismic demand reduction should be assessed carefully.

Key Word

Seismic Isolation, Rubber-Soil Mixture, Near Fault Earthquakes, Forward Directivity, Steel Moment Frame, Seismic Demand

۱. استادیار، گروه سازه، دانشکده عمران، دانشگاه تبریز، s_yaghmaei@tabrizu.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲. کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه تبریز، rahmani.mona@gmail.com



نخستین و اصلی‌ترین رویکرد به منظور طراحی سازه مقاوم در برابر زلزله، «ساختن یک سازه مقاوم و شکل پذیر و اتصال دادن آن بصورت ایمن به زمین است [۱]. در زلزله‌های شدید نه تنها هزینه ساخت ساختمان با استفاده از سیستم مقاوم لرزه‌ای سستی افزایش می‌یابد بلکه ممکن است طراحی سازه نیز مشکل شود، علاوه بر آن سیستم مذکور در برخی شرایط خیلی ایمن نیست. لذا اکنون وظیفه مبرم در مهندسی زلزله یافتن سیستم‌های سازه‌ای مقاوم لرزه‌ای جدیدی است که ایمن و ارزان بوده و قابل استفاده به طور گسترده باشند. بنظر می‌رسد کنترل لرزه‌ای سازه‌ها پاسخی به این نیاز باشد. در میان مجموعه روشهای کنترل لرزه‌ای، جداسازی لرزه‌ای یکی از رشد یافته‌ترین تکنیک‌ها می‌باشد. این تکنیک کاراتر، اقتصادی‌تر، ساده‌تر و کاربردی‌تر بوده و بر اساس این ویژگی‌ها کاربرد گسترده تری در سراسر جهان دارد [۲]. امروزه این روش یک استراتژی اصلی و عمده در طراحی ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله می‌باشد. ایده اصلی این رویکرد بسیار ساده و بدیهی است: «جدا کردن ساختمان از زمین بطوریکه حرکات زمین به هنگام زلزله به ساختمان انتقال پیدا نکند یا دست کم بسیار کمتر انتقال پیدا کند» [۱]. یک سیستم جداسازی لرزه‌ای بصورت یک رابط انعطاف پذیر یا لغزنده تعریف می‌شود که بین یک سازه و شالوده آن قرار می‌گیرد، با این هدف که حرکات زمین را از حرکات سازه جدا نماید، تا در نتیجه آن خسارت وارد شده به سازه و اجزای آن از طرف زلزله کاهش یابد [۳]. در ساختمانهای جداسازی شده از انتقال اغلب حرکات زمین به ساختمان جلوگیری می‌شود، بنابراین کاهش قابل توجهی در شتاب طبقه و تغییر مکانهای نسبی بین طبقات رخ داده و در نتیجه نیروهای طراحی سازه کاهش یافته و اجزای ساختمان و محتویات آن در برابر زمین لرزه محافظت می‌شوند [۱].

این مقاله که قصد دارد به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای یک سیستم نوین لرزه‌ای در حوزه نزدیک گسل بپردازد از

۱۱ بخش مختلف تشکیل شده است. پس از ارائه مقدمه در بخش اول، پیشینه استفاده از جداسازی لرزه‌ای (بخش دوم) ارائه و سیستم جدید جداسازه لرزه‌ای مرکب از لاستیک و خاک معرفی شده است (بخش سوم). خواص مهندسی مخلوط خاک و لاستیک RSM در بخش چهارم ارائه و عملکرد RSM تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل در بخش پنجم بررسی شده است. ویژگی‌های زلزله‌ای نزدیک گسل و معرفی مدل‌های مورد استفاده به ترتیب در بخش‌های ششم و هفتم مورد توجه قرار گرفته است. بخش‌های هشتم و نهم شامل مدلسازی خاک و سازه بوده و بخش‌های دهم و یازدهم به ارائه نتایج و بحث پیرامون آنها اختصاص داده شده است.

۲- پیشینه جداسازی لرزه‌ای

مفهوم جداسازی لرزه‌ای به عنوان یک ابزار محافظتی در برابر زلزله به بیش از ۱۰۰ سال قبل باز می‌گردد [۴]. با اینکه اصول و مبانی مقدماتی جداسازی لرزه‌ای حداقل برای یک قرن معلوم و مشخص بود، تعداد سازه‌هایی که در گذشته بر این اساس ساخته شده اند زیاد نیست. تنها در چند دهه اخیر است که سیستم‌های کاربردی در جهت نائل شدن به جداسازی لرزه‌ای در سازه‌ها در دسترس قرار گرفته و این مفهوم بطور گسترده پذیرفته شده است [۳]. البته بخش اعظم کاربرد این روش مربوط به کشورهای توسعه یافته بوده و استفاده از آن در سایر کشورها بعلاوه نیاز به تکنولوژی بالا و نیروی متخصص و کار ماهر محدود و انگشت شمار می‌باشد. اولین ساختمانی که از یک سیستم جداسازی لاستیکی در آن استفاده شده است ساختمان یک مدرسه سه طبقه می‌باشد که در سال ۱۹۶۹ در اسکایچ یوگوسلاوی ساخته شده است. این ساختمان بر بلوک‌هایی از لاستیک متکی می‌باشد که برخلاف شکل امروزی آن، دارای صفحات مسلح کننده فلزی افقی داخلی نیستند [۳]. با پیشرفت و توسعه تکیه‌گاه‌های الاستومری چندلایه، مفهوم جداسازی لرزه‌ای در ۲۰ سال اخیر تبدیل به یک واقعیت عملی شده است. مفهوم جداسازی اکنون به



میزان زیادی در نواحی لرزه‌خیز جهان برای محافظت سازه‌های با اهمیت در برابر حرکات قوی زمین پذیرفته شده و به کار گرفته می‌شود [۵]، در حال حاضر نمونه‌های زیادی در ایالات متحده آمریکا و ژاپن وجود دارد. تعداد کمتری از ساختمان‌های جداسازی شده نیز در اروپا، چین [۲] و نیوزیلند [۶] ساخته شده‌اند که اغلب شامل ساختمان‌های بزرگ و با اهمیت هستند. می‌توان گفت فناوری جداسازی لرزه‌ای اکنون به مرحله تکامل رسیده است. این فناوری در عمل نیز آزمون‌هایی چون زلزله ۱۹۹۴ لس آنجلس و زلزله بزرگ هانشین در سال ۱۹۹۵ را با موفقیت پشت سر نهاده و عملکرد آن در این آزمون‌ها تأیید شده است، از این رو استفاده از آن به عنوان یک گزینه در طراحی سازه‌ها یا ساختمان‌ها در مناطق لرزه‌خیز، بویژه در ساختمان‌هایی که خود ساختمان یا محتویات و اجزای آن ارزش زیادی دارد، توصیه می‌شود [۶].

۳- جداسازی لرزه‌ای در کشورهای در حال توسعه

تاکنون در کشورهای در حال توسعه کاربرد جداسازی بعنوان سیستم مقاوم لرزه‌ای عمدتاً مربوط به سازه‌های با اهمیت و خاص بوده است اما امروزه کاربرد این فناوری در خانه‌های مسکونی، مدارس و بیمارستان‌های عادی که هزینه جبران خسارت زلزله در آنها می‌تواند بسیار قابل توجه باشد ضروری بنظر می‌رسد، بویژه در کشورهای در حال توسعه‌ای مانند ایران که در مناطق لرزه‌خیز واقع شده‌اند. مسائل اقتصادی از جمله مسائل تأثیرگذار در زمینه انتخاب و طراحی جداسازی لرزه‌ای است و باید مورد توجه ویژه قرار گیرد. اینکه چگونه هزینه جداسازی لرزه‌ای یک ساختمان را در عین حفظ سطح ایمنی بالا در آن کاهش دهیم، مسئله بسیار مهمی می‌باشد چرا که این مسئله بطور مستقیم بر روی گسترش کاربرد جداسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها تأثیر می‌گذارد، بویژه در مناطقی که لرزه‌خیزی بالایی دارند و وضعیت اقتصادی آنها اجازه صرف هزینه‌های بالا را در ساخت ساختمان‌ها به آنها نمی‌دهد [۲].

فعالیت سازمان توسعه صنعتی ملل متحد (UNIDO) در زمینه توسعه سیستم‌های جداساز لرزه‌ای کم هزینه با استفاده از تحمل‌کننده‌هایی که اساس لاستیک طبیعی دارند، بسیار مؤثر بوده است [۷]. از جمله این کشورها، می‌توان کشورهای مصر، هند و اندونزی را برشمرد. برای اینکه یک سیستم ابداعی در چنین کشورهایی در سطح وسیع پذیرفته شود، باید از نظر هزینه مناسب و از لحاظ فنی کارآمد باشد. پروژه‌های جداسازی لرزه‌ای دیگری نیز در چین و اندونزی [۶] و شیلی توسط UNIDO پشتیبانی شده است. یک روش جدید جداسازی لرزه‌ای که برای کشورهای در حال توسعه با توجه به امکانات و منابع تکنولوژی موجود در آنها مناسب می‌باشد، روش جداسازی لرزه‌ای با استفاده از مخلوط لاستیک و خاک می‌باشد. این روش در سال ۲۰۰۸ توسط تیسانگ [۷] ابداع گردیده است و دارای مزایایی همچون کم هزینه بودن و سهولت در اجرا می‌باشد و نیاز به فن‌آوری پیشرفته‌ای ندارد.

۳-۱- روش نوین جداسازی لرزه‌ای با استفاده از

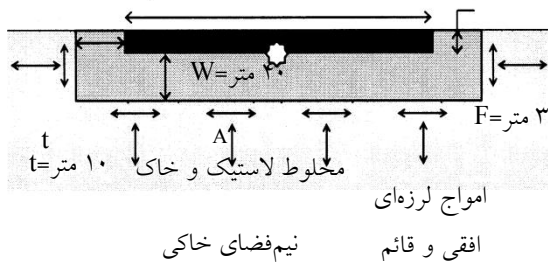
مخلوط خاک و لاستیک

از آنجاییکه خصوصیات خاک می‌تواند ماهیت ارتعاشات سطح زمین را بسیار تحت تأثیر قرار دهد، شرایط ساختگاه بر کلیه مشخصات مهم حرکت نیرومند زمین، شامل دامنه، محتوای فرکانسی و مدت اثر قابل ملاحظه‌ای می‌گذارد. مبنای عملکرد سیستم جداساز لرزه‌ای مخلوط لاستیک و خاک (RSM) نیز تغییر شرایط ساختگاه موجود می‌باشد بگونه‌ای که باعث کاهش سطح لرزش زمین گردد. در این روش یک لایه از خاک زیر شالوده سازه یعنی ساختگاه توسط مخلوطی از خاک و نسبت مشخصی از لاستیک در یک ضخامت معین جایگزین می‌شود. اثر ساختگاه متشکل از مخلوط لاستیک و خاک (RSM) به هندسه یعنی ضخامت لایه و خصوصیات مصالح آن بستگی دارد. جداساز لرزه‌ای پیشنهاد شده توسط تیسانگ بصورت شماتیک در شکل (۱) نشان داده شده است.

1. United Nations Industrial Development Organization
2. Rubber-Soil Mixture



بدین ترتیب همانطور که در شکل (۲) مشاهده می شود، لایه یکنواختی از RSM بالای یک نیم فضای خاکی قرار می گیرد که در معرض انتشار امواج لرزه ای می باشد.



شکل (۲): مدل مرجع در مدلسازی المان محدود [۷]

در شبیه سازی های رایانه ای جهت ساده سازی، وزن کل سازه ساختمان در شالوده آن متمرکز شده است. بمنظور بررسی اثرات RSM موقعیت انتخاب شده برای ثبت تاریخچه های زمانی شتاب بعد از عبور از RSM یا ماسه خالص نقطه میانی زیر شالوده یا سرپوش شمع می باشد، که با حرف A در شکل (۲) نمایش داده شده است. این نقطه می تواند به عنوان نقطه اعمال حرکت زلزله به منظور آنالیز سازه ای در نظر گرفته شود [۷].

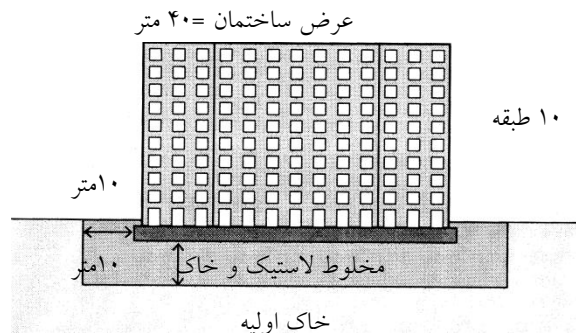
بعلاوه، یک مطالعه پارامتری برای تعدادی از متغیرهای مهم توسط تیسانگ انجام شده است که شامل ارتفاع ساختمان (تعداد طبقات)، عرض و تعداد طبقات زیرزمین (عمق سازه در زیر زمین، که با علامت F در شکل (۲) نشان داده شده است)، ضخامت RSM، خطاهای بالقوه در خصوصیات دینامیکی RSM، سطح لرزش و محتوای فرکانسی حرکات زمین اعمال شده می باشد.

حرکات زمین نزدیک گسل که دارای سطح لرزش بالا هستند کانون مطالعه تیسانگ قرار داشته و مدل مورد نظر تحت سه تحریک زلزله که در جدول (۱) نشان داده شده، توسط تیسانگ تحلیل گردیده است.

شکل های (۳-الف) و (ب) به ترتیب طیف دامنه فوریه شتاب های افقی و قائم زمین را برای RSM و ماسه خالص در مدل مرجع نشان می دهند. شکل (۳-پ) و (ت) نیز تاریخچه زمانی شتاب زمین نرمال شده در جهت افقی و قائم هر دو سناریو را نشان می دهد. هر تاریخچه زمانی

مخلوط لاستیک و خاک بعلت اینکه دارای خواص مهندسی ویژه ای می باشد؛ علاوه بر کاهش سطح لرزش در راستای افقی مانند سایر جداسازهای لرزه ای، باعث کاهش قابل توجه سطح لرزش در راستای قائم نیز می شود، که اخیراً در مهندسی زلزله توجه فزاینده ای به آن می شود. از این روش حتی می توان برای محافظت تونلها و دیگر سازه های مدفون در زیر زمین استفاده کرد [۸].

بعلاوه RSM می تواند بعنوان یک سیستم جداساز لرزه ای گسترده، که کل سطح تماس پی سازه با زمین را در بر می گیرد، تعمیم داده شود. این ویژگی، این روش را از سایر سیستم های مرسوم (سیستم های لغزنده یا تحمل کننده های لاستیکی لایه ای) که بر مبنای جداسازی نقاط گسسته تکیه گاهی طراحی می شوند، بعنوان یک شیوه کاملاً جدید ژئوتکنیکی متمایز می سازد [۹].

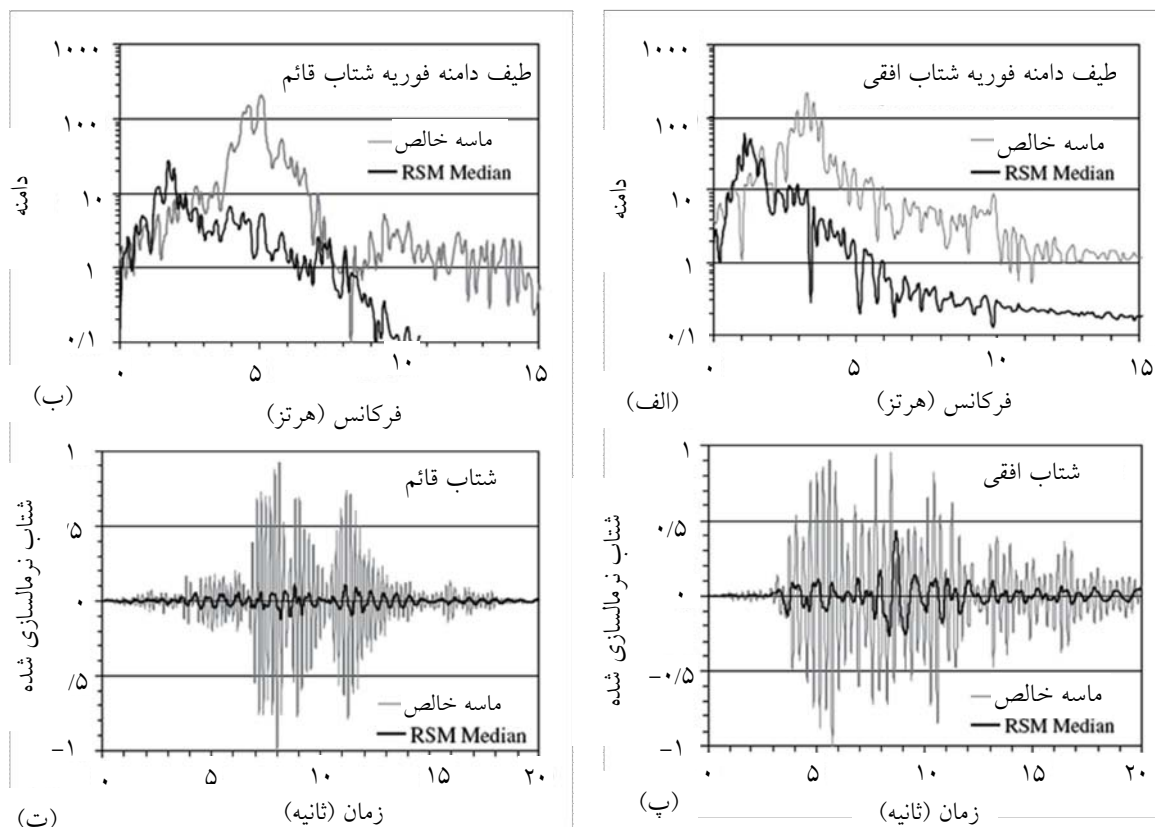


شکل (۱): جداسازی لرزه ای با مخلوط لاستیک و خاک [۷]

تیسانگ کارایی روش جداسازی لرزه ای RSM را توسط مجموعه ای از شبیه سازی های عددی به اثبات رسانده است.

پیکربندی مدل مرجع در نظر گرفته شده توسط او شامل یک ساختمان فرضی دارای ابعاد تپ یک بیمارستان یا یک ساختمان اداری (۱۰ طبقه به عرض ۴۰ متر) و شامل شالوده (برای ساختمان های کم ارتفاع) یا سرپوش شمع (برای ساختمان های با ارتفاع زیاد) می باشد. در این مدل یک لایه خاک در زیر شالوده ساختمان به ضخامت حدود ۱۰ متر توسط مخلوط خاک با نسبت ۷۵ درصد از لاستیک جایگزین شده است (شکل (۱)) [۷].





شکل (۳): طیف دامنه فوریه شتاب‌های افقی و قائم زمین و تاریخچه زمانی نرمالیزه شده شتاب زمین در جهت افقی و قائم [۷]

برای حرکت قائم ۱۰ تا ۲۰ درصد می‌باشد. مقدار کاهش مخصوصاً در مورد نسبت شتاب افقی، به ضخامت RSM بسیار حساس است. این نسبت بر پایه تغییر ضخامت از ۵ تا ۲۰ متر، از حدود ۲۰ تا ۶۰ درصد تغییر می‌کند. بعبارت دیگر نتایج مطالعات پارامتری تیسانگ بطور چشمگیری نشان از کارایی بهتر (نسبت شتاب کوچکتر) در کاهش شتاب افقی در سازه‌های سنگین‌تر دارد، که توسط یک ساختمان با ارتفاع و عرض بزرگتر ارائه می‌شود. در حالیکه نسبت شتاب قائم تنها به میزان کمی تأثیر می‌پذیرد. در مقابل، با افزایش عمق سازه زیر زمین تأثیر RSM ضعیف‌تر می‌شود [۷].

۴- استفاده از لاستیک و خواص مهندسی مخلوط خاک و لاستیک RSM

اتلاف انرژی، اصلی‌ترین مکانیسمی است که کاهش سطح لرزش را در روش جداسازی RSM توضیح می‌دهد. لاستیک قدرت جذب انرژی بسیار خوبی دارد که

بوسیله شتاب زمین ماکزیمم مطلق سناریو با ماسه خالص نرمالسازی می‌شود، تا اینکه ضریب کاهش براحتی مشاهده شده و مستقیماً مقایسه شود [۷].

جدول (۱): جزئیات زلزله‌های بکار رفته توسط تیسانگ

مشخصات زلزله	نورتریج، کالیفرنیا	والپارازو، شیلی	دوزچی، ترکیه
تاریخ وقوع	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۱۹۸۵/۰۳/۰۳	۱۹۹۹/۱۱/۱۲
بزرگای زلزله	۶/۷ (Mw)	۷/۸ (Ms)	۷/۱ (Mw)
ماکزیمم شتاب افقی (g)	۱/۷۸	۰/۴۵	۱/۰۳
ماکزیمم شتاب قائم (g)	۱/۰۵	۰/۸۷	۰/۳۳

نتایج تیسانگ نشان می‌دهد که RSM می‌تواند شتاب‌های زمین را در هر دو جهت افقی و قائم بطور مؤثری کاهش دهد. بر اساس نتایج این محقق، نسبت شتاب برای حرکت افقی بطور متوسط ۳۰ تا ۴۰ درصد و

کاربردهای وسیع آن را برای کنترل میزان سطح لرزش و میرا کردن حرکات توجیه می‌کند بنابراین استفاده از لاستیک بخش کلیدی در این روش بشمار می‌رود [۷].

اولین کاربرد لاستیک برای محافظت سازه ساختمان در برابر زلزله به سال ۱۹۶۹ در مقدونیه برمیگردد. این سازه بتنی سه طبقه روی بلوک‌های بزرگی از لاستیک طبیعی غیر مسلح ساخته شده بود، اما در هنگام زلزله به بالا می‌جهید و به جلو و عقب حرکت می‌کرد. این مشکل در روش RSM وجود ندارد چرا که در این روش تکه‌های لاستیک با استفاده از مصالح خاکی مسلح می‌شوند. این شیوه مسلح کردن لاستیک عملاً شبیه به تحمل‌کننده‌های لاستیکی لایه‌ای متداول می‌باشد. از این روش استفاده از لاستیک خالص در RSM توصیه نمی‌شود. در حقیقت، تکه‌های لاستیک و ذرات خاک مکمل عملکرد یکدیگر هستند [۷].

ثابت شده است که خاک مسلح شده با لاستیک افزایش قابل توجهی در مقاومت برشی در مقایسه با خاک‌های معمولی دارد [۱۰ و ۱۱] و از آن مهم‌تر افزایش چشم‌گیری در توانایی اتلاف انرژی در آن دیده می‌شود. از جمله مسائلی مهمی که ارتباط مستقیم با گسترش میزان استفاده از سیستم‌های جداسازی لرزه‌ای در سراسر جهان دارد، تأمین و فراهم کردن مواد و مصالحی با کیفیت بالا و هزینه کم است که در ساخت و تولید این سیستم‌ها به کار گرفته می‌شوند. از اینرو ضایعات تایر و لاستیک بازیافت شده که گفته می‌شود در آینده نزدیک نقش مهمی در جداسازی تکیه‌گاهی بازی می‌کند، بطور بالقوه منبع مناسبی برای مصالح استفاده شده در RSM می‌باشد. بعلاوه دفع و انهدام توده عظیم ضایعات تایر به یک مشکل زیست محیطی تبدیل شده است [۷]. گفته می‌شود سالانه ۸۰۰ میلیون تایر مستعمل در سراسر جهان تولید می‌شود [۱۲] که نشان دهنده سرعت بالای رشد ضایعات تایر می‌باشد، بنابراین یافتن راه‌های سودمند و جدید برای بازیافت و استفاده مجدد از توده‌های عظیم ضایعات یک موضوع مهم به شمار می‌رود. از این رو، در میان روش‌های بازیافت تایر مانند استفاده از آن به عنوان سوخت در واحدهای نیروگاهی یا

در مخلوط‌های آسفالتی برای روسازی راهها، روش RSM یک راهکار نوید دهنده را در جهت کاهش توده عظیم ضایعات تایر فراهم می‌نماید بویژه اینکه هر پروژه می‌تواند حجم وسیعی از تایر را مصرف کند [۷]. رفتار مکانیکی خاکها، که تحت بارهای استاتیکی می‌تواند کاملاً پیچیده باشد، طبعاً در شرایط بارهای لرزه‌ای بسیار پیچیده‌تر خواهد بود. خاک‌ها تحت شرایط بارگذاری سیکلی رفتار تنش-کرنش غیرخطی و غیر الاستیک نشان می‌دهند [۱۳].

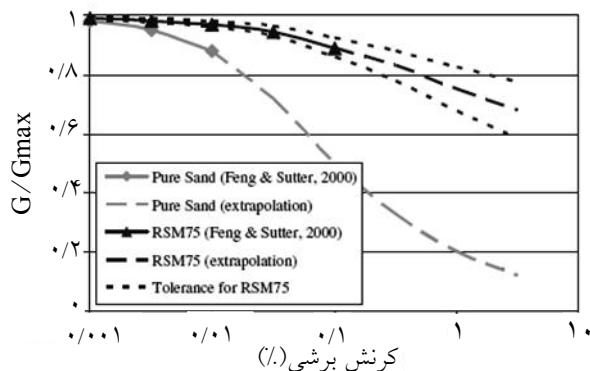
بطور کلی با توجه به نتایج آزمایشات می‌توان گفت مخلوط‌های لاستیک و خاک می‌تواند با استفاده از اصول مکانیک خاک متداول با کمی اصلاح مدول شوند. مدول برشی آنها توسط درصد لاستیک بمیزان زیادی متأثر می‌شود. با افزایش مقدار لاستیک مدول برشی آنها کاهش و ضریب میرایی آنها افزایش می‌یابد [۱۴].

خواص مهندسی بنیادی RSM، مانند مشخصات تراکم، تراکم پذیری، نفوذ پذیری، مقاومت برشی، مدول الاستیسیته و ضریب پواسون در موارد متعددی بررسی شده است [۱۰ و ۱۱ و ۱۵]. بر اساس مقادیر ارائه شده توسط ماساد [۱۱] چگالی RSM با ۷۵ درصد لاستیک در واحد حجم برابر با ۹/۵ نیوتن بر مترمکعب و چگالی ماسه برابر با ۱۷/۴ نیوتن بر مترمکعب در نظر گرفته شده است. این مقادیر توسط ادیل و بوسچر [۱۰] نیز تأیید شده است. مقدار ضریب پواسون نیز برابر ۰/۳ فرض شده است [۱۰].

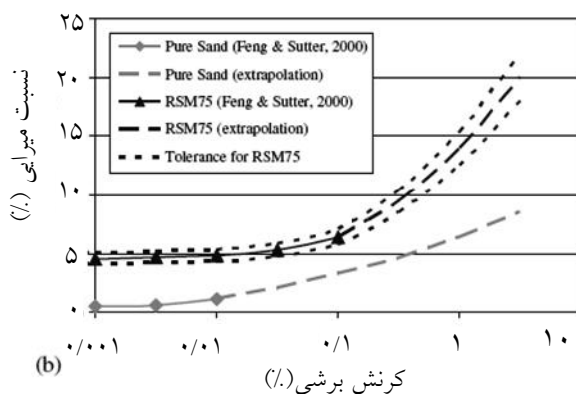
خصوصیات دینامیکی خاک‌ها بطور قابل توجهی به کرنش برشی خاک بستگی دارد. تیسانگ از نرم افزار QUAD4M [۱۶] برای تحلیل‌های خود استفاده کرده است. این نرم‌افزار روش خطی معادل را برای تحلیل پاسخ زمین به کار می‌برد که در آن خصوصیات غیر خطی خاک‌ها می‌تواند توسط دو پارامتر مربوط به مصالح که وابسته به کرنش می‌باشد یعنی مدول برشی مماسی G و نسبت میرایی ξ بیان شود. خصوصیات دینامیکی RSM بکار برده شده در این مطالعه از نتایج مطالعات فنگ و ساتر [۱۴] برداشت شده است. مدول برشی ماکزیمم خاک (Gmax) که در شرایط کرنش برشی خیلی کم محاسبه می‌شود؛ برابر با ۲۲۲ مگاپاسکال و



شالوده می باشد، بایستی به خصوصیات لرزه شناسی زلزله های نزدیک گسل که برای تحلیل مدل های ارزیابی انتخاب می شوند توجه ویژه ای داشت.



شکل (۴): منحنی کاهش مدول برشی [۷]



شکل (۵): منحنی نسبت میرایی [۷]

رکوردهای انتخاب شده توسط تیسانگ با اینکه رکوردهای مربوط به زلزله های نزدیک گسل می باشند اما دارای خاصیت جهت داری روبه جلو نیستند، از این رو ارزیابی کارایی RSM در زمینه عملکرد آن تحت زلزله های نزدیک گسل با خاصیت جهت داری رو به جلو ضروری بنظر می رسد. با توجه به آنچه که در توضیح روش RSM گذشت، تیسانگ کارایی روش پیشنهادی خود را با استفاده از مدل های تحلیلی تنها تحت سه زلزله نزدیک گسل (جدول (۱)) مورد ارزیابی قرار داده است. هدف او از گزینش سه رکورد مذکور انتخاب زلزله های قوی با سطح لرزش بالا بوده است که دارای شتاب ماکزیمم بزرگ در جهت افقی و یا قائم باشند، بدون اینکه ویژگی های لرزه شناسی رکوردهای نزدیک گسل را مدنظر داشته باشد.

۷/۵ مگاپاسکال بترتیب برای ماسه و RSM اختیار شده اند. نسبت (G/G_{max}) برای تعیین مقدار کاهش مدول برشی بر حسب کرنش در شکل (۴) با استفاده از خطوط پرننگ نشان داده شده است. توجه به این نکته لازم است که مقادیر بدست آمده از مقاله فنگ و ساتر [۱۴] در تمام محدوده های کرنشی که در این مطالعه مورد نیاز می باشد کامل نیست لذا برای محدوده های کرنش برشی بزرگتر بر اساس مقاله وستیک و دوبری [۱۷] برون یابی انجام شده است، که توسط خط تیره در شکل نشان داده شده است. همچنین منحنی نسبت میرایی حاصل شده از آزمایشات فنگ و ساتر [۱۴] در شکل (۵) ترسیم شده است، عملیات برون یابی مشابهی نیز در محدوده کرنش های برشی بزرگتر انجام شده، که بوسیله خط تیره در شکل نشان داده شده است. نظر به اینکه در تخمین خصوصیات دینامیکی مصالح خاکی به ناچار عدم قطعیت هایی وجود دارد، تیسانگ یک دامنه تغییرات $(\pm 10\%)$ در مدل سازی کاهش مدول برشی و مقدار میرایی در نظر گرفته است. برای رسیدن به این هدف، منحنی های فرضی در بالا و پایین منحنی اصلی به شکل های (۴) و (۵) اضافه شده است که توسط نقطه چین نشان داده شده اند.

۵- عملکرد RSM تحت اثر زلزله های نزدیک گسل

از جمله مسائل مهمی که باید در طراحی سیستم های جداسازی لرزه ای در نظر گرفته شود عبارت است از اثر مشخصات حرکت زمین بر روی پاسخ سازه که شامل پدیده گسل نزدیک می باشد. در زلزله های نزدیک گسل اثرات مربوط به منبع نقشی اساسی در مشخصات زلزله بازی می کند و سبب می شود که اغلب این زلزله ها خصوصیات ویژه ای داشته باشند که آنها را از سایر زلزله ها متمایز می سازد. از جمله این خواص خاصیت جهت داری گسیختگی رو به جلو می باشد.

با توجه به اینکه اثرات مربوط به منبع، از اهمیت شرایط محلی ساختگاه در زلزله های نزدیک گسل می کاهد و از طرفی نیز اساس روش RSM بر پایه تغییر شرایط محلی ساختگاه با جایگزین کردن RSM به جای خاک زیر

۶- زلزله‌های نزدیک گسل پالسداری

عوامل متعددی بر روی حرکات زمین اثر می‌گذارند از اینرو هر زلزله ای مشخصات ویژه و منحصر به فردی دارد. در میان این عوامل اثرات منبع در ساختگاه‌های نزدیک گسل، مسیره‌های انتشار و اثرات ساختگاه برای ساختگاه‌های دور از گسل تاثیر زیادی در مشخصات زلزله‌ها دارند [۱۸].

ساختگاه نزدیک گسل شامل ناحیه‌ای است که ابعاد آن در حدود عمق منبع می‌باشد. در این ناحیه، جهت‌داری گسیختگی نقش مهمی بازی می‌کند. در این ساختگاه‌ها، زلزله‌ها دارای ویژگی‌های حرکت زمین پالس دار به همراه مؤلفه‌های قائم قابل توجه و سرعت بالا می‌باشند [۱۸]. مشخصات اصلی آنها به تأثیر جهت‌داری گسیختگی رو به جلو بر می‌گردد.

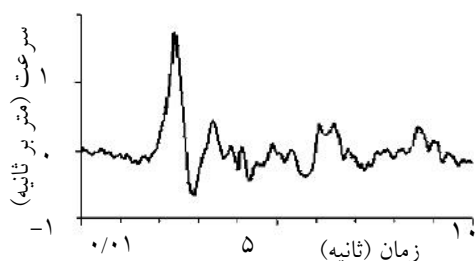
در محدوده نزدیک گسل معمولاً زلزله‌ها به سه عامل وابسته‌اند. این عوامل عبارتند از مکانیزم شکست، جهت انتشار شکست نسبت به ساختگاه و تغییر مکان‌های دائمی ناشی از لغزش گسل. این پارامترها باعث ایجاد دو اثر به نامهای جهت‌داری شکست و گام پرتابی می‌شود. جهت‌داری شکست می‌تواند به صورت جهت‌داری رو به جلو^۱ یا جهت‌داری رو به عقب^۲ ظاهر شود. زمانی که یک گسل شروع به شکسته شدن می‌کند، شکست از نقطه‌ای بر روی امتداد گسل ایجاد شده و بسته به محل آغاز گسیختگی به ابتدا، انتها و یا هر دو جهت گسترش می‌یابد. به گسترش شکست در امتداد گسل اصطلاحاً جهت‌داری شکست گفته می‌شود. در این حالت اگر انتشار شکست گسل به سمت ساختگاه باشد و جهت لغزش گسل نیز در راستای ساختگاه باشد، آنگاه جهت‌داری رو به جلو رخ می‌دهد. این اثر به دلیل نزدیک بودن سرعت انتشار شکست به سرعت موج برشی در سنگ نزدیک منبع زلزله رخ می‌دهد. معمولاً در جهت‌داری رو به جلو سرعت شکست کمی کوچکتر از سرعت موج برشی می‌باشد [۱۹].

دامنه شتاب‌های زمین که شامل اثرات جهت‌داری رو به جلو هستند ۵۰ درصد بزرگتر از شتاب‌هایی است که جهت‌داری متوسط دارند.

ضوابط جدید UBC97 برای حرکات نزدیک گسل مقدار مناسبی برای زمان‌های تناوب کوچکتر از ۰/۸ ثانیه بدست می‌دهند اما مقدار بدست آمده برای زمان‌های تناوب طولانی، بطور قابل توجهی کمتر است [۲۰]، که یک محدوده بسیار مهم برای سازه‌های فولادی می‌باشد.

چنانچه ساختگاه در نزدیکی مرکز زلزله باشد و انتشار شکست به سمت دور شدن از ساختگاه باشد در این حالت جهت‌داری رو به عقب رخ می‌دهد. زلزله در حالت جهت‌داری رو به عقب دارای مدت زمان بیشتر و دارای پالس‌های متعدد با دوره تناوب کوتاه و دامنه کوچک بوده بطوریکه انرژی زلزله در طول مدت ارتعاش پراکنده می‌شود. اگر فاصله ساختگاه از منشا زلزله زیاد باشد و ساختگاه خارج از محدوده جهت‌داری شکست باشد، در این حالت زلزله‌های دور از گسل یا محدوده جهت‌داری خنثی را خواهیم داشت [۱۹].

به بیان ساده‌تر، می‌توان گفت اثر جهت‌داری رو به جلو باعث می‌شود تا یک پالس ضربه‌ای در مولفه افقی عمود بر امتداد گسل ایجاد شود؛ بطوریکه این مولفه از دو مولفه افقی موازی و عمود بر امتداد گسل در حالت جهت‌داری رو به عقب بطور عمده بزرگتر است. شکل (۶) تاریخچه زمانی سرعت زلزله ۱۹۹۴ نورتریج، ثبت شده در ایستگاه رینالدی، را نشان می‌دهد که نمونه‌ای از یک زلزله نزدیک گسل پالسداری جهت‌دار رو به جلو می‌باشد.



شکل (۶): نمونه‌ای از یک زلزله نزدیک گسل با جهت‌داری رو به جلو، ثبت شده از زلزله ۱۹۹۴ نورتریج در ایستگاه رینالدی [۲۱]

1. Forward Directivity
2. Backward Directivity



در شکل (۶) پالس ضربه‌ای (شوگ) در ابتدای نگاهت بوضوح دیده می‌شود [۲۱]. همچنین در حالت جهت داری رو به جلو مولفه افقی عمود بر امتداد گسل از مولفه موازی با امتداد گسل بطور مشخص بزرگ‌تر است [۱۹].

نگاشتهای عددی زلزله‌های نزدیک گسل جابجاییهای ماندگاری ناشی از تغییرشکل ثابت حوزه زلزله را نشان می‌دهد، به این جابجاییها، تغییرمکان‌های گام پرتابی می‌گویند؛ که در فواصل زمانی مجزا در چند ثانیه در طی لغزش گسل رخ می‌دهند. تغییرمکان‌های گام پرتابی در جهت لغزش گسل (عمود بر اثر جهت‌داری شکست) رخ می‌دهند و از این رو بطور عمده با جابه‌جایی‌های دینامیکی ناشی از اثرات جهت‌داری شکست ترکیب نمی‌شوند [۱۹].

شناسایی پالسها و طبقه‌بندی انواع آنها از طریق روش‌های متعددی امکان‌پذیر می‌باشد برای اطلاعات بیشتر می‌توانید به مراجع [۲۲ و ۲۳] مراجعه کنید.

۷- مدل‌های مورد استفاده

بمنظور انجام مطالعات ارزیابی از پنج مدل المان محدود استفاده شده است که بطور کلی در دو دسته قابل طبقه‌بندی هستند. در دسته اول که شامل ۲ مدل می‌باشد

نوع روسازه یک ساختمان سه طبقه فولادی است، ضخامت لایه RSM نیز در مدل اول ۵ متر و در مدل دوم ۱۰ متر اختیار شده است. سه مدل بعدی نیز در دسته دوم قرار می‌گیرند که شامل یک روسازه ۹ طبقه فولادی و لایه‌های RSM بترتیب به ضخامت‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ متر می‌باشند.

بمنظور مقایسه نتایج، ابتدا هر مدل با در نظر گرفتن ماسه خالص در زیر شالوده مورد تحلیل قرار گرفته سپس ماسه خالص در یک ضخامت معین توسط RSM با ۷۵ درصد لاستیک جایگزین شده و مدل بصورت یک لایه RSM که بر روی نیم فضای ماسه‌ای قرار گرفته است تحلیل گردیده است. بنابراین هر مدل از دو بخش مجزا تشکیل شده است، مدل خاکی و مدل سازه‌ای. شبیه‌سازی المان محدودی هر بخش بوسیله دو نرم افزار متفاوت انجام شده است.

برای مدلسازی بخش خاکی نرم‌افزار QUAD4M [۱۶] جهت تحلیل پاسخ دینامیکی بروش خطی معادل و برای بخش سازه‌ای نرم‌افزار OPENSEES^۱ [۲۴] جهت تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی به کار برده شده است.

جدول (۲): مشخصات ۱۲ زلزله جدید استفاده شده

نوع زلزله	شماره	نام زلزله	ایستگاه	بزرگای زلزله	فاصله (km)	نوع خاک	PGA(g)
پالس‌دار	۱	امپریال ولی	H-E06230	۶/۵	۱	C	۰/۴۳۹
	۲	نورتریج	SYL360	۶/۷	۶/۴	C	۰/۸۴۳
	۳	نورتریج	SCE018	۶/۷	۶/۱	C	۰/۸۲۸
	۴	نورتریج	RRS228	۶/۷	۷/۱	C	۰/۸۳۸
	۵	امپریال ولی	H-E07230	۶/۵	۰/۶	C	۰/۴۶۳
	۶	نورتریج	SCS052	۶/۷	۶/۲	C	۰/۶۱۲
	۷	نورتریج	JEN022	۶/۷	۶/۲	C	۰/۴۲۴
بدون پالس	۹	لوما پرتیئا	WAH090	۶/۹	۱۶/۹	-	۰/۶۳۸
	۱۰	نورتریج	CEN155	۶/۷	۳۰/۹	C	۰/۴۶۵
	۱۲	نورتریج	WST270	۶/۷	۲۹	B	۰/۳۶۲
	۱۳	لوما پرتیئا	PAE000	۶/۹	۳۶/۱	-	۰/۲۰۴
	۱۴	کوبه	NIS000	۶/۹	۱۱/۱	D	۰/۵۰۹

کرده است. این برنامه پاسخ ساختگاه را با تقریب منطقی تخمین زده و شبیه سازی می کند [۷].

در هر مدل المان محدود، لایه ماسه یا RSM با استفاده از المان های مربعی ۴ گرهی با ابعاد ۰/۵ متر در ۰/۵ متر المان بندی شده است. عرض لایه RSM که باید جایگزین خاک زیر فونداسیون سازه گردد بر اساس عرض روسازه مشخص می شود، بدین ترتیب که عرض لایه RSM به اندازه ضخامتی که برای آن اختیار شده است در هر دو طرف سازه بزرگتر از عرض سازه می باشد. ارتفاع کل مدل نیز برابر مجموع ضخامت لایه RSM، فونداسیون و طبقات زیرزمین روسازه است. بمنظور وارد کردن اثر روسازه واقع بر روی لایه RSM قسمت فونداسیون و طبقات زیرزمین روسازه ها (در صورت وجود) با استفاده از المان های مربعی ۴ گرهی با ابعاد ۰/۵ متر در ۰/۵ متر مدل می شوند. وزن کل طبقات سازه نیز با استفاده از چگالی معادل بین المان های فونداسیون و طبقات زیرزمین توزیع شده و به مدل اضافه می گردد. خواص المان های فونداسیون از نوع بتنی و بصورت صلب در نظر گرفته شده است. بعد از مشخص شدن عرض و ارتفاع کل مدل دو بعدی، تعداد المانها و تعداد گره های آنها محاسبه شده و به برنامه QUAD4M معرفی می گردد. این مشخصات برای هر ۵ مدل در جدول (۳) ارائه شده است. منحنی های کاهش مدول و میرایی (شکل های (۴ و ۵)) که دو بخش اصلی روش خطی معادل تحلیل پاسخ دینامیکی خاک می باشند برای

برای انجام تحلیل ها از ۱۴ رکورد مربوط به زلزله های نزدیک گسل استفاده شده است. از این زلزله ها، ۷ زلزله نزدیک گسل، پالس دار با خاصیت جهت داری رو به جلو و ۵ زلزله نزدیک گسل، بدون پالس می باشد (جدول (۲)). دو زلزله دیگر نیز مربوط به زلزله های بدون پالس استفاده شده توسط تیسانگ است (جدول (۱))، که یکی زلزله نورتریج استفاده شده در سناریوی مرجع (شماره ۱۱) و دیگری زلزله ۱۹۸۵ واپارازو، شیلی (شماره ۸) است که بر اساس نتایج مطالعات پارامتری انجام شده توسط تیسانگ، میان ۳ زلزله انتخاب شده توسط او، بدترین سناریو می باشد. مشخصات (مولفه افقی) ۱۲ زلزله جدید استفاده شده در جدول (۲) آورده شده است. زلزله ها بر حسب میزان پررود غالب بصورت صعودی شماره گذاری شده اند.

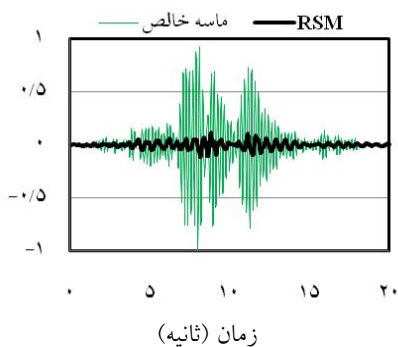
۸- مدلسازی خاک یا لایه RSM زیر شالوده ساختمان

جهت مدلسازی خاک یا لایه RSM زیر شالوده ساختمان از برنامه QUAD4M استفاده شده است، که یک برنامه المان محدود دو بعدی خطی معادل در حوزه زمان با قابلیت تحلیل دینامیکی است. این برنامه بهبود یافته برنامه QUAD4 می باشد که در آن بخش های مربوط به بستر انعطاف پذیر، الگوریتم مربوط به گام زمانی و الگوریتم مربوط به ماتریس های میرایی و... بهبود داده شده است [۱۶]. برنامه QUAD4M یک ابزار قوی برای تحلیل خاکی است که کاربرد ۳۰ ساله این برنامه این امر را بخوبی اثبات

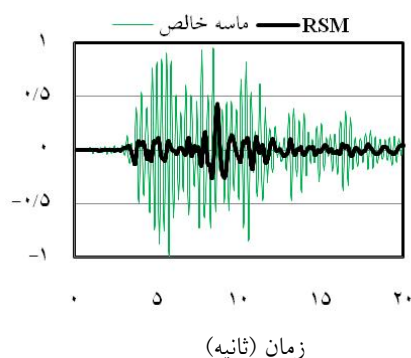
جدول (۳): مشخصات بخش خاکی مدل های المان محدود

دسته	شماره مدل	نوع روسازه	ضخامت RSM (متر)	عرض مدل (متر)	ارتفاع مدل (متر)	عرض پی روسازه (متر)	عمق پی و زیرزمین (متر)	چگالی معادل وزن (نیوتن بر مترمربع)	تعداد المان	تعداد گره
۱	۱	۳ طبقه	۵	۴۷	۶	۳۷	۱	۴۱۵۰۰۰	۱۱۲۸	۱۲۳۵
	۲	(SAC3)	۱۰	۵۷	۱۱	۳۷	۱	۴۱۵۰۰۰	۲۵۰۸	۲۶۴۵
۲	۳	۹ طبقه (SAC9)	۵	۵۶	۱۲	۴۶	۷	۱۶۳۱۸۴	۲۶۸۸	۲۸۲۵
	۴		۱۰	۶۶	۱۷	۴۶	۷	۱۶۳۱۸۴	۴۴۸۸	۴۶۵۵
	۵		۱۵	۷۶	۲۲	۴۶	۷	۱۶۳۱۸۴	۶۶۸۸	۶۸۸۵





شتاب نرمالسازی شده



شکل (۷): نتایج شبیه‌سازی مجدد مدل مرجع تیسانگ

۹- مدلسازی بخش سازه‌ای

نرم افزار OPENSEES، یک برنامه کامپیوتری برای تحلیل المان محدودی می‌باشد که توسط دانشگاه برکلی تهیه و ارائه شده است [۲۴]. کاربرد این برنامه بیشتر در کارهای تحقیقاتی می‌باشد. مهمترین خصوصیت این برنامه، قابلیت ایجاد تغییر در متن اصلی برنامه و همچنین ترکیب کردن برنامه‌های موجود با هم و یا اضافه کردن برنامه‌های مورد نظر کاربر به آن، بدون نیاز به تغییر در کدهای موجود می‌باشد. OPENSEES قادر به مدلسازی و تحلیل مسائل سازه‌ای و ژئوتکنیکی بصورت یک، دو و سه بعدی است. ساختمان‌هایی که به عنوان روسازه در این مطالعه به کار گرفته شده‌اند، ساختمان‌های ۳ و ۹ طبقه با قاب خمشی فولادی (SMRF^۱) هستند که توسط شرکای برنندو و جانستون برای پروژه فولادی SAC^۲ فاز دوم طراحی شده‌اند. این سازه‌ها مطابق آیین‌نامه لرزه‌ای آمریکا می‌باشند و ساختمان‌های تیب با ارتفاع کم و متوسط را ارائه می‌دهند [۲۶]. به منظور مدلسازی تیرها و ستونها در نرم‌افزار OPENSEES، از المانهای تیر-ستون فرمول‌بندی شده بر مبنای جابجایی استفاده شده است. در این نوع المان منشوری پلاستیسیته مصالح بصورت گسترده در نظر گرفته شده است و انتگرال‌گیری در طول آن بر پایه قاعده یک چهارم گاوس-لژاندر قرار دارد [۲۴]. همچنین از مدل دو خطی الاستیک-پلاستیک کامل برای معرفی مصالح

ماده، RSM، بتن فونداسیون و طبقات زیرزمین بر حسب میزان کرنش به برنامه QUAD4M معرفی می‌شود. برای معرفی هر گره به برنامه نیز مختصات آن و نوع شرایط مرزی که در آن گره برقرار خواهد بود (برحسب اینکه در قسمت کناری یا تحتانی مدل واقع شده است یا نه) در فایل ورودی اصلی مورد نیاز خواهد بود. در برنامه QUAD4M بمنظور کاهش انعکاس امواج لرزه‌ای در مرزهای مدل المان محدود، از مرزهای انتقال دهنده یا جذب کننده انرژی که توسط لایزمر و کوهلمیر [۲۵] بصورت یک روش ساده پیشنهاد گردیده (یعنی بکارگیری میراگرها) استفاده شده است، از این رو در گره‌هایی که در جوانب و یا قسمت تحتانی مدل واقع هستند، از میراگرها استفاده می‌شود. مشخصات میراگرها در جهت عمود بر مرز و موازی با آن بترتیب برابر PV_{pl} و PV_{sl} می‌باشد، که ρ چگالی، V_p و V_s سرعت امواج فشاری و برشی ماده کناری RSM یا نیم فضای تحتانی آن است و L عرض مربوط به گره می‌باشد که برابر نصف فاصله از گره‌های کناری واقع در دو طرف گره است [۱۶]. جهت اطمینان از صحت مدل سازی، مدل مرجع تیسانگ بار دیگر تحت تحریک زلزله نورتریج مورد تحلیل قرار داده شد. همانطور که در شکل (۷) مشاهده می‌کنید نتایج حاصل مطابقت کامل با نتایج مدل مرجع تیسانگ دارد که نشانگر صحت مدلسازی می‌باشد.

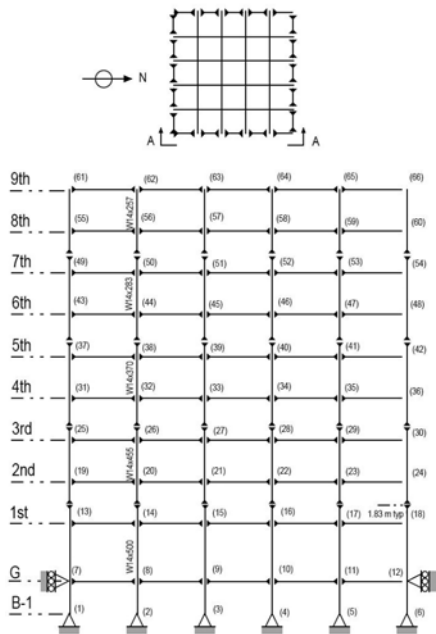
1. Steel Moment Resistant Frame

2. SAC: The Structural Engineers Association of California (SEAOC), the Applied Technology Council (ATC) and California Universities for Research in Earthquake Engineering (CUREE)

ستونها از نوع فولاد با مقاومت تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال و تیرها از نوع بال پهن با مقاومت تسلیم ۲۴۸ مگاپاسکال هستند [۲۶]. پروفیل‌های بکار رفته برای تیرها و ستونها روی شکل سازه نشان داده شده است. جرم لرزه‌ای شامل هر دو قاب شمالی - جنوبی برای اولین و دومین طبقه ۹۵۷۰۰۰ و سومین طبقه ۱۰۴۰۰۰۰ کیلوگرم می‌باشد. جرم لرزه‌ای کل سازه نیز ۲۹۵۰۰۰۰ کیلوگرم است [۲۶].

۹-۲- سازه نه طبقه

ابعاد سازه نه طبقه در پلان ۴۵/۷۳ متر در ۴۵/۷۳ متر و ارتفاع کل آن ۳۷/۱۹ متر است. پنج دهانه به عرض ۹/۱۵ متر در هر دو جهت شمالی - جنوبی و شرقی - غربی وجود دارد. سیستم باربری جانبی ساختمان شامل قاب‌های خمشی پیرامونی با قاب ساده روی دورترین نقطه از قاب شرقی - غربی جنوبی می‌باشد. دهانه‌های داخلی سازه شامل قاب ساده با طبقات کامپوزیت است. طبقات ساختمان نسبت به سطح زمین شماره‌گذاری شده‌اند. نهمین طبقه، طبقه پشت بام می‌باشد. ساختمان یک طبقه زیر زمین دارد که B-1 علامت گذاری شده است. قاب خمشی شمالی - جنوبی ۹ طبقه در شکل (۹) نشان داده شده است. ارتفاع تیپ کف تا کف ۳/۹۶ متر می‌باشد.



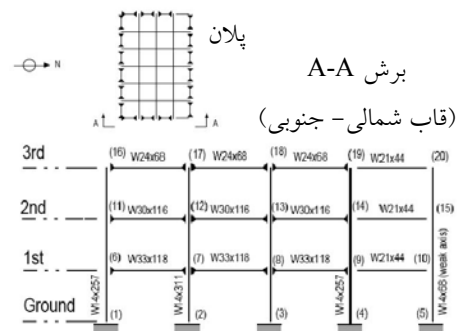
شکل (۹): پلان و قاب خمشی شمالی - جنوبی

ساختمان ۹ طبقه [۲۶]

فولادی اجزای سازه‌ای به OPENSEES استفاده شده است. مقاطع تمامی تیرها و ستون‌ها از نوع بال پهن بوده و مدلسازی آنها با بهره‌گیری از مفهوم مقطع فیبری انجام شده است. با استفاده از محدود کردن درجات آزادی، طبقات سازه‌ها بصورت کف صلب تعریف شده و شرایط تکیه‌گاهی نشان داده شده در اشکال (۸ و ۹) به سازه‌ها اعمال شده است. بعلاوه، تغییرات هندسی سختی و مقاومت مربوط به اثر P-delta به OPENSEES معرفی شده‌اند. جرم لرزه‌ای سازه با توجه به اجزای مختلف سازه، شامل قاب بندی فولادی، دال‌های طبقات، اندودکاری / کف‌سازی، اجزای مکانیکی / الکتریکی، تیغه بندی، پوشش عایق بندی پشت بام و خرپشته واقع بر روی پشت بام محاسبه شده است [۲۶]. جزئیات کامل مربوط به هر کدام از این سازه‌ها در بخش‌های بعدی ارائه می‌شود.

۹-۱- سازه سه طبقه

ابعاد سازه سه طبقه در پلان ۵۴/۸۷ متر در ۳۶/۵۸ متر و ارتفاع کل آن ۱۱/۸۹ متر می‌باشد. در این ساختمان ۴ دهانه در جهت شمال - جنوب و ۶ دهانه در جهت شرقی - غربی با عرض ۹/۱۵ متر وجود دارد. سیستم باربری جانبی ساختمان شامل قابهای خمشی محیطی است، البته دو قاب در دورترین نقطه از قاب خمشی شرقی غربی جنوبی از نوع قاب ساده می‌باشند. دهانه‌های داخلی سازه شامل قاب‌های ساده همراه با طبقات کامپوزیت است [۲۶]. قاب خمشی شمالی - جنوبی ۳ طبقه در شکل (۸) نشان داده شده است.



شکل (۸): پلان و قاب خمشی شمالی - جنوبی

ساختمان ۳ طبقه [۲۶]



ارتفاع کف تا کف طبقه زیر زمین ۳/۶۵ متر و اولین طبقه ۵/۴۹ متر است. پایه ستون ها به صورت مفصلی بوده و به زمین محکم شده‌اند. فرض می شود که دیوارهای شالوده بتنی و خاک مجاور از جابه‌جایی افقی سازه در سطح زمین جلوگیری می کنند. ستونها از نوع فولاد با مقاومت تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال و تیرها از نوع بال پهن با مقاومت تسلیم ۲۴۸ مگاپاسکال هستند. پروفیل‌های بکار رفته برای تیرهای طبقه همکف تا دوم W36x160، طبقه سوم تا ششم W36x135، طبقه هفتم W30x99، طبقه هشتم W27x84 و طبقه نهم W27x68 می باشد [۲۶]. پروفیل‌های بکار رفته برای ستونها نیز روی شکل سازه نشان داده شده است. جرم لرزه ای شامل هردو قاب شمالی- جنوبی برای طبقه همکف ۹۶۵۰۰۰، اولین طبقه ۱۰۶۰۰۰۰، طبقات دوم تا هشتم ۹۸۹۰۰۰ و نهمین طبقه ۱۰۷۰۰۰۰ کیلوگرم است. جرم لرزه‌ای کل سازه مربوط به طبقات بالای سطح زمین نیز ۹۰۰۰۰۰۰ کیلوگرم می باشد [۲۶].

۱۰- بحث و بررسی نتایج

در این مطالعه، در مجموع ۱۴۰ تحلیل دینامیکی بر روی بخش خاکی مدلها و ۱۴۰ تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی بر روی بخش سازه‌ای مدلها (دو قاب ۲ بعدی ۳ و ۹ طبقه) انجام شده است. نصف تعداد تحلیل‌های انجام شده در هر بخش یعنی ۷۰ تحلیل مربوط به ماسه خالص و نصف مابقی مربوط به RSM می باشد.

نتایج حاصل از مدلسازی خاک یا لایه RSM زیر شالوده، به صورت تاریخچه زمانی شتاب در نقطه میانی زیر شالوده توسط QUAD4M محاسبه و ثبت شده است سپس بعنوان حرکت زلزله ورودی در پایه هر ساختمان جهت تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی توسط OPENSEES به سازه اعمال شده است.

۱۰-۱- نتایج مربوط به مدلسازی خاک یا لایه RSM

زیر شالوده ساختمان

برای سنجش میزان کاهش سطح لرزش، نسبت شتاب ماکزیمم (PGA) رکوردها بعد از عبور از لایه RSM به

شتاب ماکزیمم (PGA) رکوردهای عبوری از ماسه خالص، مبنای ارزیابی در نظر گرفته شده است. واضح است که هر چه این نسبت کوچکتر باشد نشان دهنده عملکرد بهتر RSM در کاهش سطح لرزش می باشد. نسبت‌های شتاب محاسبه شده بر اساس شتاب نگاشت‌های حاصل از QUAD4M در جدول (۴) بصورت درصد نشان داده شده‌اند.

جدول (۴): نسبت ماکزیمم شتاب زلزله (RSM (PGA)

به ماسه (%)

مدل	۱	۲	۳	۴	۵
سازه	SAC3		SAC9		
RSM زلزله	۵ متر	۱۰ متر	۵ متر	۱۰ متر	۱۵ متر
نتایج رکورد	۱	۴۱	۳۸	۴۰	۶۶
	۲	۲۹	۳۷	۴۸	۴۱
	۳	۴۷	۳۳	۳۷	۲۷
	۴	۷۳	۵۹	۶۱	۲۳
	۵	۷۹	۶۱	۴۲	۵۱
	۶	۱۰۷	۶۲	۷۰	۳۱
	۷	۱۳۱	۵۷	۶۶	۶۲
میانگین	۷۲	۵۰	۵۲	۴۶	۴۰
نتایج رکورد	۸	۳۹	۲۳	۳۳	۸
	۹	۵۱	۳۶	۵۶	۱۶
	۱۰	۱۸	۱۱	۱۹	۱۶
	۱۱	۲۰	۲۲	۲۵	۲۰
	۱۲	۲۶	۱۳	۱۱	۲۵
	۱۳	۵۴	۲۹	۳۳	۳۱
	۱۴	۲۱	۱۰	۱۱	۱۴
میانگین	۳۳	۲۱	۲۷	۱۹	۱۹

همانطور که مشاهده می شود تمامی نسبت‌های شتاب به استثنای چند مورد حاکی از کاهش میزان شتاب ماکزیمم رکوردهای زلزله با عبور از لایه RSM می باشد. تنها در چند مورد که مربوط به رکوردهای پالسداری در مدل ۱ هستند، شتاب ماکزیمم بجای کاهش افزایش پیدا کرده است که در ادامه بحث خواهد شد.

۲۱	۲۰	۹۵	۶۹	۴۴	۴
۱۵	۳۴	۳۰	۶۹	۱۸۲	۵
۲۶	۲۲	۶۵	۴۵	۱۰۳	۶
۳۷	۴۴	۳۵	۲۸	۱۲۴	۷
۲۹	۳۳	۴۶	۴۱	۷۸	میانگین
۴	۴	۳۰	۱۹	۴۶	۸
۹	۷	۶۷	۳۴	۴۵	۹
۱۵	۱۴	۲۴	۱۲	۱۵	۱۰
۳۵	۲۷	۱۷	۱۸	۱۰	۱۱
۷	۲۱	۹	۱۰	۱۷	۱۲
۲۱	۲۴	۳۳	۲۶	۴۵	۱۳
۲۱	۱۳	۹	۸	۲۴	۱۴
۱۶	۱۶	۲۷	۱۸	۲۹	میانگین

اما نکته مهم و جالب توجهی که در تمام طیفهای پاسخ ترسیم شده در شکل‌های (۱۰) تا (۱۴) قابل مشاهده می‌باشد این است که RSM همزمان با کاهش انرژی زلزله و کاهش ماکزیمم شتاب طیفی (سطح لرزش) باعث جابجایی محل شتاب ماکزیمم طیفی از پیوندهای کوتاه‌تر به پیوندهای طولانی‌تر در طیفهای پاسخ می‌شود. یک معیار مناسب که می‌تواند بیان‌کننده این مسئله باشد، پیوند غالب زلزله می‌باشد، که در این مقاله بصورت پیوند متناظر با ماکزیمم شتاب طیفی در طیف پاسخ شتاب زلزله تعریف می‌شود. با توجه به شکل‌های (۱۰ و ۱۱) پیوند غالب رکوردهای حاصل از ماسه خالص بطور تقریبی کمتر از ۰/۵ ثانیه می‌باشد در صورتیکه RSM موجب افزایش پیوند غالب رکوردها به بیش از یک ثانیه شده است. شکل‌های (۱۲، ۱۳ و ۱۴) نیز نشان‌دهنده افزایش پیوند غالب زلزله‌ها از حدود یک ثانیه به بیش از ۱/۵ ثانیه هستند. بر این اساس می‌توان گفت RSM علیرغم کاهش سطح لرزش زلزله (شتاب ماکزیمم طیفی) و پایین آوردن سطح طیف پاسخ نسبت به ماسه خالص، باعث شیفت پیوند غالب زلزله‌ها به پیوندهای طولانی‌تر می‌گردد این امر به نوبه خود می‌تواند موجب شود سازه‌هایی که پیوند اصلی آنها در محدوده پیوندهای طولانی‌تر قرار دارد با جایگزینی لایه

با توجه به میانگین نسبت‌های شتاب در جدول (۴) بوضوح دیده می‌شود که با افزایش ضخامت RSM نسبت شتاب کوچکتر می‌گردد. بعبارت دیگر، با افزایش ضخامت، RSM در کاهش شتاب ماکزیمم و سطح لرزش عملکرد بهتری دارد. بعلاوه، با مقایسه میانگین نسبت‌های شتاب مدل ۱ با ۳ و مدل ۲ با ۴ در جدول (۴)، مشاهده می‌شود که با افزایش وزن روسازه کاهش سطح لرزش نیز افزایش می‌یابد.

در نهایت مقایسه میانگین نسبت‌های شتاب مربوط به رکوردهای پالسدار با رکوردهای بدون پالس نشان می‌دهد که کاهش سطح لرزش در رکوردهای بدون پالس بیشتر بوده و جداساز RSM عملکرد بهتری در رکوردهای بدون پالس دارد.

از آنجاییکه طیف پاسخ یک معیار مهم در طراحی سازه‌ها بوده و طراحی و آنالیز سازه‌ها اغلب بر اساس طیف پاسخ طراحی یا شتاب نگاشت‌های سازگار با آن انجام می‌شود، طیف پاسخ تمام شتاب نگاشت‌ها با استفاده از روش عددی درون یابی تابع تحریک محاسبه و رسم شده است. [۲۷].

بنابراین، جهت بررسی عملکرد RSM، معیار نسبت شتاب‌های طیفی (شبه شتاب) ماکزیمم (RSM به ماسه خالص) نیز کمک‌کننده خواهد بود. نسبت‌های شتاب محاسبه شده در جدول (۵) آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود نتایج نسبت‌های شتاب طیفی ارائه شده در جدول (۵) همانند نسبت‌های شتاب جدول (۴) بوده و تأیید‌کننده نتایج قبلی می‌باشد.

جدول (۵): نسبت ماکزیمم شتاب طیفی (RSM (PSA

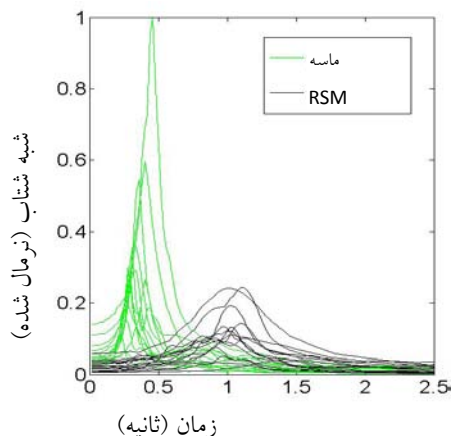
به ماسه (%)

مدل	۱	۲	۳	۴	۵
سازه	SAC3		SAC9		
RSM زلزله	۵ متر	۱۰ متر	۵ متر	۱۰ متر	۱۵ متر
	۱	۲	۳	۴	۵
پالس‌دار	۳۲	۱۶	۲۲	۲۴	۳۹
	۱۹	۳۶	۴۷	۵۴	۵۱
	۳۹	۲۱	۳۰	۳۱	۱۴



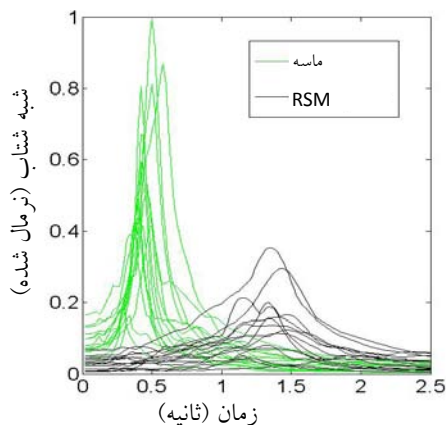
تقاضای لرزه‌ای می‌رود. در حالیکه اگر RSM می‌توانست بدون ایجاد شیفت در پریرود غالب زلزله سطح لرزش را کاهش دهد، عملکرد بهتری در کاهش سطح لرزش و تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها داشت.

RSM بجای ماسه خالص، در شرایط نامساعدتری نسبت به قبل قرار گیرند؛ بطوریکه با افزایش نیروی زلزله در آنها تقاضای لرزه‌ای آنها نیز افزایش یابد. این امر بر خلاف انتظاری است که از یک جداساز لرزه‌ای برای کاهش میزان



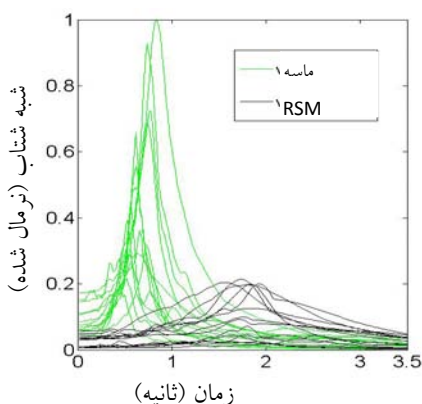
شکل (۱۱): طیف پاسخ شتاب (نرمال شده) زلزله‌های مربوط

به مدل ۲ (سازه ۳ طبقه و RSM ۱۰ متر)



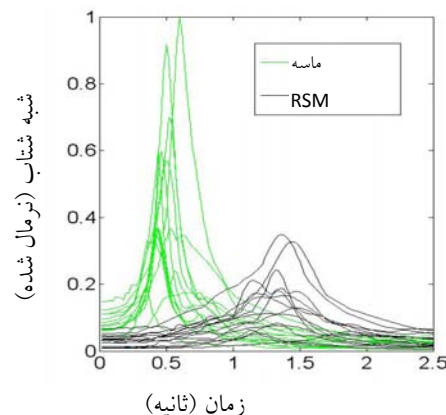
شکل (۱۰): طیف پاسخ شتاب (نرمال شده) زلزله‌های مربوط

به مدل ۱ (سازه ۳ طبقه و RSM ۵ متر)



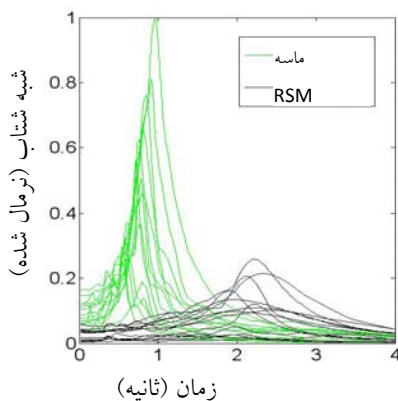
شکل (۱۳): طیف پاسخ شتاب (نرمال شده) زلزله‌های مربوط

به مدل ۴ (سازه ۹ طبقه و RSM ۱۰ متر)



شکل (۱۲): طیف پاسخ شتاب (نرمال شده) زلزله‌های مربوط

به مدل ۳ (سازه ۹ طبقه و RSM ۵ متر)



شکل (۱۴): طیف پاسخ شتاب (نرمال شده) زلزله‌های مربوط

به مدل ۵ (سازه ۹ طبقه و RSM ۱۵ متر)

بر اساس مطالعات تیسانگ و همکاران لایه RSM فرکانس غالب (یا پریرود غالب) زلزله را تغییر داده و انرژی لرزه‌ای را بویژه در مولفه‌های فرکانسی بالا (پریوده‌های کوتاه) می‌کاهد [۹]. این امر با نتایج بدست آمده در این مطالعه کاملاً سازگار می‌باشد، اما در مقابل این موضوع نباید از نظر دور بماند که لایه RSM انرژی لرزه‌ای مولفه‌های فرکانسی کوتاه (پریوده‌های طولانی) را افزایش می‌دهد. این موضوع می‌تواند عملکرد مناسب جداساز لرزه‌ای RSM را در محدوده پریوده‌های طولانی مختل نماید، به هر حال RSM در محدوده پریوده‌های کوتاه می‌تواند وظیفه یک جداساز را در کاهش سطح لرزش و تقاضای لرزه‌ای بخوبی انجام دهد.

از آنجاییکه پریود اصلی سازه‌های فولادی در مقایسه با سازه‌های بتنی مشابه طولانی‌تر است، دو روسازه ۳ و ۹ طبقه فولادی بترتیب با پریوده‌های اصلی ۰/۹۶ و ۲/۸ ثانیه در بخش سازه‌ای مورد تحلیل قرار

گرفته‌اند. با توجه به اینکه RSM پریود غالب زلزله‌ها را به محدوده پریوده‌های اصلی این دو سازه نزدیک می‌کند، پیش‌بینی می‌شود که تاثیر منفی در کاهش تقاضای لرزه‌ای این سازه‌ها داشته باشد. میزان شیفت پریود ایجاد شده توسط RSM نسبت به ماسه خالص برای تمامی رکوردهای خروجی ثبت شده توسط QUAD4M در جدول (۶) ارائه شده است. این مقادیر بصورت تفاضل میان پریود غالب ۷۰ رکورد خروجی که از لایه RSM عبور کرده‌اند با ۷۰ رکورد متناظر که از لایه ماسه خالص رد شده‌اند، محاسبه شده‌اند. با توجه به این جدول، مقادیر میانگین نشان می‌دهند که با افزایش ضخامت RSM و افزایش وزن روسازه‌ها بر میزان شیفت پریود غالب افزوده می‌شود. همچنین میزان شیفت پریود در اغلب رکوردهای پالسدار بیش از رکوردهای بدون پالس است. اما میزان اختلاف قابل توجه نیست بطوریکه بزرگترین میزان اختلاف برابر ۶ صدم ثانیه می‌باشد.

افزایش نسبت شتابی که در جداول (۴ و ۵) در چند رکورد پالسدار دیده می‌شود و قبلاً به آن اشاره شد نیز بعلت نزدیکی پریود غالب رکوردهای پالسدار به محدوده

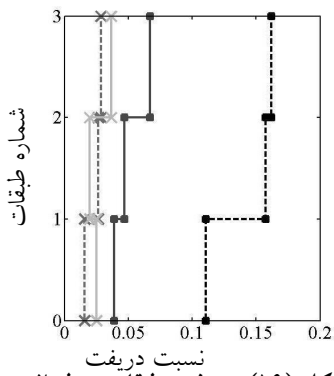
پریودها یا فرکانس‌هایی است که RSM باعث افزایش انرژی و دامنه زلزله در آنها شده و پدیده تشدید را بوجود می‌آورد.

از آنجاییکه بر اساس مطالعات سامرویل [۲۸] خاصیت جهت‌داری رو به جلو نیز در زلزله‌های پالس‌دار، باعث شیفت پریود غالب زلزله، به پریوده‌های طولانی می‌شود، برای مثال از ۰/۲۵ ثانیه به ۰/۷۵ ثانیه، در این نوع زلزله‌ها این نزدیکی بیشتر بوده و امکان وقوع تشدید در آنها بیشتر است. پریود غالب رکوردهای پالسدار انتهایی جدول (شماره‌های ۴، ۵، ۶ و ۷) پریوده‌های غالب طولانی‌تری نسبت به بقیه رکوردها دارند (حدود ۰/۷۴ ثانیه) که به محدوده پریوده‌های تشدید شده توسط RSM نزدیکتر می‌باشند، لذا در آنها تشدید رخ داده است، در بقیه رکوردها ماکزیمم دامنه زلزله یا پریود غالب دور از محدوده مورد نظر بوده (حدود ۰/۲۸) و احتمال وقوع پدیده تشدید کمتر می‌باشد.

جدول (۶): میزان شیفت پریود ایجاد شده توسط RSM نسبت به ماسه خالص (ثانیه)

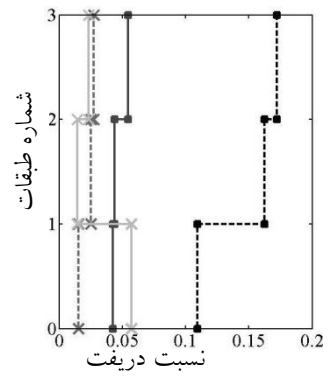
مدل	۱	۲	۳	۴	۵
سازه	SAC3		SAC9		
RSM زلزله	۵ متر	۱۰ متر	۵ متر	۱۰ متر	۱۵ متر
رکورد	۱	۰/۷	۰/۹۸	۰/۹۲	۱/۲
	۲	۰/۶۴	۰/۹۲	۰/۹۲	۱/۴۴
	۳	۰/۷۸	۰/۷۶	۰/۶۶	۱/۳۸
	۴	۰/۶۶	۰/۹	۰/۸۲	۰/۷۲
	۵	۰/۷۶	۱/۰۶	۰/۹	۱/۱۲
	۶	۰/۸۲	۰/۷۴	۰/۷۲	۱/۱۸
	۷	۰/۷۶	۱/۰۸	۱/۰۴	۱/۳
میانگین	۰/۷۳	۰/۹۲	۰/۸۵	۱/۰۹	۱/۳۶
رکورد	۸	۰/۶۸	۰/۹۲	۰/۸۸	۱/۳
	۹	۰/۷	۰/۹۲	۰/۸۸	۰/۷۴
	۱۰	۰/۹۶	۱/۴۲	۱/۳۲	۱/۷۸
	۱۱	۰/۶۶	۰/۸۲	۰/۷۸	۱/۰۸
	۱۲	۰/۶	۰/۸	۰/۷۶	۱/۱۲
	۱۳	۰/۷۴	۰/۸۴	۰/۸	۱/۳۶
	۱۴	۰/۶	۰/۸۲	۰/۸۴	۱/۱۸
میانگین	۰/۷۱	۰/۹۳	۰/۸۹	۱/۱۵	۱/۳۹





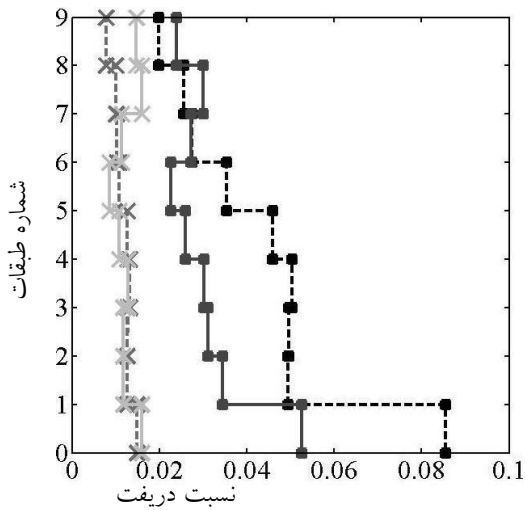
شکل (۱۴): دریفت طبقات مدل ۲

(سازه ۳ طبقه و RSM ۱۰ متر)



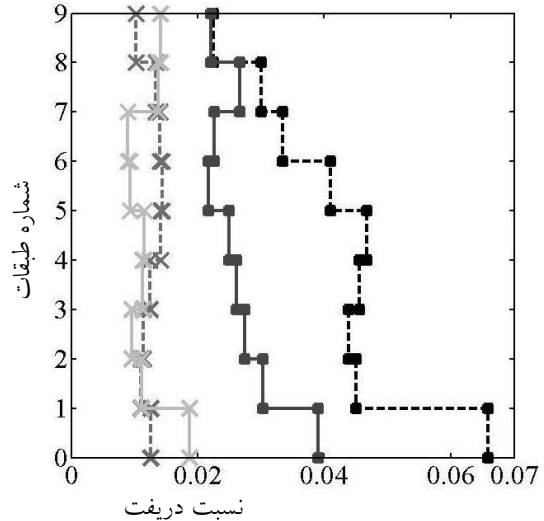
شکل (۱۵): دریفت طبقات مدل ۱

(سازه ۳ طبقه و RSM ۵ متر)



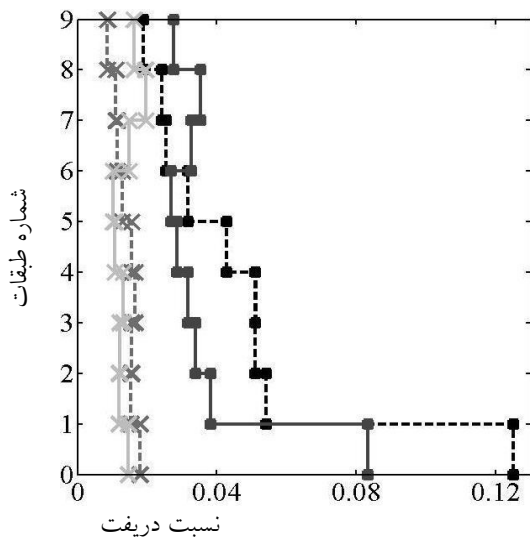
شکل (۱۸): دریفت طبقات مدل ۴

(سازه ۹ طبقه و RSM ۱۰ متر)



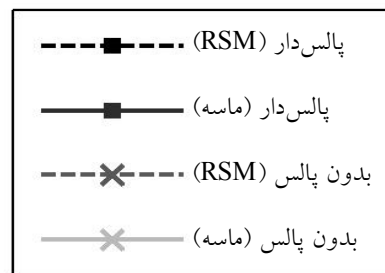
شکل (۱۷): دریفت طبقات مدل ۳

(سازه ۹ طبقه و RSM ۵ متر)



شکل (۱۹): دریفت طبقات مدل ۵

(سازه ۹ طبقه و RSM ۱۵ متر)



در این بخش، نسبت دریافت طبقات، که بصورت جابجایی بین دو طبقه مجاور به ارتفاع طبقه تعریف می‌شود، بعنوان معیار سنجش تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها بکار گرفته شده است. بر این اساس دریافت‌های ایجاد شده در طبقات مختلف برای هر کدام از سازه‌ها محاسبه شده‌اند. نمودار میانگین ماکزیمم دریافت‌های طبقات، مربوط به رکوردهای پالسداری و بدون پالس به تفکیک برای RSM و ماسه برای هر ۵ مدل در شکل‌های (۱۵) تا (۱۹) رسم شده است. با دقت در این شکل‌ها، می‌توان مشاهده کرد که بطور کلی میزان تقاضای لرزه‌ای (دریافت طبقات) ایجاد شده در سازه‌ها در اثر جایگزین کردن RSM به جای ماسه خالص افزایش یافته است. با توجه به نتایج بخش قبلی، همانطور که انتظار می‌رفت RSM با شیفت پریرود غالب زلزله، به پریرودهای طولانی با وجود کاهش شتاب ماکزیمم میزان تقاضای لرزه‌ای را افزایش داده است. میزان این افزایش تقاضا در رکوردهای پالسداری قابل توجه می‌باشد در حالیکه در رکوردهای بدون پالس مقدار تغییرات ایجاد شده توسط RSM در میزان دریافت به نسبت کمتر است که بار دیگر مویده عملکرد بمراتب بهتر آن در رکوردهای بدون پالس می‌باشد. در سازه ۳ طبقه بیشترین افزایش تقاضا مربوط به طبقه میانی است.

در سازه ۹ طبقه نیز، افزایش تقاضا در طبقات میانی و کاهش تقاضا در طبقات فوقانی مشاهده می‌شود. بعلاوه در نمودارهای مربوط به سازه ۹ طبقه بیشترین تقاضا در اثر رکوردهای پالسداری حاصل از RSM در طبقه اول اتفاق افتاده است. نکته اساسی که با دقت در نمودارهای دریافت سازه‌ها می‌توان به آن پی برد این است که پس از عبور رکوردها از لایه RSM، مدهای پایین‌تر که دارای پریرودهای طولانی‌تری هستند در رفتار سازه غالب‌تر می‌شوند، در نتیجه RSM باعث تغییر توزیع تقاضای لرزه‌ای (دریافت) در میان طبقات سازه شده است.

نتیجه‌گیری

در مجموع نتایج بدست آمده مویده نکات زیر می‌باشند. با افزایش ضخامت، RSM در کاهش شتاب ماکزیمم و سطح لرزش عملکرد بهتری دارد. بعلاوه، با افزایش وزن روسازه کاهش سطح لرزش نیز افزایش می‌یابد. همچنین مقایسه نتایج نشان می‌دهد که کاهش سطح لرزش در رکوردهای بدون پالس بیشتر بوده و جداساز RSM عملکرد بهتری در رکوردهای بدون پالس دارد.

نکته مهم دیگر این است RSM علی‌رغم کاهش سطح لرزش زلزله و پایین آوردن سطح طیف پاسخ نسبت به ماسه خالص، باعث شیفت پریرود غالب زلزله‌ها به پریرودهای طولانی‌تر می‌گردد این امر به نوبه خود می‌تواند موجب شود سازه‌هایی که پریرود اصلی آنها در محدوده پریرودهای طولانی‌تر قرار دارد با جایگزینی لایه RSM بجای ماسه خالص، در شرایط نامساعدتری نسبت به قبل قرار گیرند؛ بطوریکه با افزایش نیروی زلزله در آنها تقاضای لرزه‌ای آنها نیز افزایش یابد.

از آنجاییکه خاصیت جهت‌داری رو به جلو نیز در زلزله‌های پالسداری، باعث شیفت پریرود غالب زلزله، به پریرودهای طولانی می‌شود، باید به این نکته توجه داشت که امکان وقوع تشدید در این نوع زلزله‌ها بیشتر است.

به هر حال RSM در محدوده پریرودهای کوتاه می‌تواند وظیفه یک جداساز را در کاهش سطح لرزش و تقاضای لرزه‌ای بخوبی انجام دهد.

نکته اساسی دیگری که با دقت در نمودارهای دریافت سازه‌ها می‌توان به آن پی برد این است که پس از عبور رکوردها از لایه RSM، مدهای پایین‌تر که دارای پریرودهای طولانی‌تری هستند در رفتار سازه غالب‌تر می‌شوند، در نتیجه RSM باعث تغییر توزیع تقاضای لرزه‌ای (دریافت) در میان طبقات سازه می‌گردد.

بطور کلی می‌توان گفت، عملکرد RSM علاوه بر سایر عوامل مانند مشخصات لایه RSM و مشخصات روسازه، به ویژگی‌های زلزله نیز بستگی دارد و ممکن است بر اثر مجموعه عوامل فوق در مواردی عملکرد مناسب خود را



seismic isolation by scrap tire-soil mixtures, Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California, paper No: 2.07.

13-Kramer, S.L., 1996, Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall: Upper Saddle River, NJ.

14-Feng, Z.Y., Sutter, K.G., 2000, Dynamic Properties of Granulated Rubber/Sand Mixtures. Geotechnical Testing Journal; 23(3):338-344.

15-Lee, J.H., Salgado, R., Bernal, A., Lovell, C.W., 1999, Shredded Tires and Rubber-Sand as Light Weight Backfill, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE); 125(2):132-141.

16-Hudson, M., Idriss, I.M., Beikae, M., 1994, User's Manual for QUAD4M: A Computer Program to Evaluate the Seismic Response of Soil Structures using Finite Element Procedures and Incorporating a compliant Base, University of California, Davis, U.S.A.

17-Vucetic, M., Dobry, R., 1991, Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response, Journal of Geotechnical Engineering (ASCE); 117(1):89-107.

18-Gioncu, V., Mazzolani, F.M., 2003, Challenges in Design of Steel Structures Subjected to Exceptional Earthquakes, In: Mazzolani, F.M., Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, A.A. Balekma, p.89.

19-Stewart, J.P., Chiou, S.J., Bray J.D., Graves R.W., Somerville P.G., Abrahamson N.A., 2001, Ground Motion Evaluation Procedures for Performance-Based Design, Report No 2001/09, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.

20-Somerville P.G., Smith, N.F., Abrahamson N.A., 1996, Accounting for Near-Fault Rupture Directivity Effects in the Development of Design Ground Motions, Proceedings of the 11-th World Conference on Earthquake Engineering, Elsevier, paper N0.711.

21-Kalkan, E., Kunnath, S.K., 2006, Effects of Fling Step and Forward Directivity on Seismic Response of Buildings, Earthquake Spectra, 22(2):367-390.

22-Yaghmaei-Sabegh, S., 2010, Detection of pulse-like ground motions based on continues wavelet transform, Journal of Seismology, 14(4): 715-726.

23-Agrawal, A.K., He, W.L., 2002, A Closed Form Approximation of Near Fault Ground Motion Pulses for Flexible Structures, 15th ASCE Mechanics Conference, Columbia University, New York, NY.

24-OPENSEES: Open Sysytem for Eartquake Engineering Simulation, Ver 2, Pacific

بعنوان یک جداساز لرزه‌ای از دست دهد. بهرحال، وجود مسائل و مشکلات در هر طرح نوین امری منطقی است و هر طرح و ایده تئوری برای تبدیل شدن به یک فناوری عملی نیاز به تحقیقات جامع و کاملی دارد. این موضوع ضرورت تحقیقات نظری و آزمایشگاهی بیشتر ژئوتکنیکی، سازه‌ای و لرزه‌شناسی را در زمینه جداساز لرزه‌ای مخلوط لاستیک و خاک آشکارتر می‌سازد.

مراجع

- 1- Mayes, R.L., 2001, Design of Structures with Seismic Isolation, IN: Naeim F., The seismic design handbook, Springer, pp.723.
- 2- Zhou, F.L., 2001, Seismic Isolation of Civil Buildings in the People's Republic of China, Progress in Structural Engineering and Materials; 3(3):268-276.
- 3- Taylor, A.W., Igusa, T. (eds), 2004, Primer on Seismic Isolation, American Society of Civil Engineers (ASCE), Virginia, U.S.A.
- 4- Buckle, I.G., Mayes, R.L., 1990, Seismic Isolation: History, Application, and Performance -a World view, Earthquake Spectra; 6(2):161-201.
- 5- Naeim, F., Kelly, J.M., 1999, Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice. Wiley: New York, U.S.A.
- 6- Robinson, W.H., 2000, Seismic isolation of civil buildings in New Zealand, Progress in Structural Engineering and Materials; 2(3):328-334.
- 7- Tsang, H.H., 2008, Seismic Isolation By Rubber-Soil Mixtures for Developing Countries, Earthquake Engineering and Structural Dynamic; Vol. 37:283-303.
- 8- Tsang, H.H., Y.K.Lam, J., Yaghmaei-Sabegh, S., Lo, S.H., 2009, Protecting Underground Tunnel by Rubber-Soil Mixtures, ASCE Conference Proceedings, Lifeline Earthquake Engineering in a Multihazard Environment, USA; pp. 1-11, (doi 10.1061/41050(357)39).
- 9- Xu, X., Lo, S.H., Tsang, H.H., Sheikh, M.N., 2009, Earthquake Protection by Rubber-Soil Mixtures: Numerical Study, NZSEE Conference Proceedings, paper number:60.
- 10-Edil, T.B., Bosscher, P.J., 1994, Engineering Properties of Tire Chips and Soil Mixtures, Geotechnical Testing Journal; 17(4):453-464.
- 11-Masad, E., Taha, R, Ho, C., Papagiannakis, T., 1996, Engineering Properties of Tire/Soil Mixtures as a lightweight fill material, Geotechnical Testing Journal; 19(3):297-304.
- 12-Tsang, H.H., Y.K.Lam, J., Yaghmaei-Sabegh, S., Sheikh, M.N., Indraratna, B., 2010, geotechnical



- Earthquake Engineering Research Center,
University of California, Berkeley.
<<http://opensees.berkeley.edu/>>
- 25-Lysmer, T., Kuhlemeyer, R.L., 1969, Finite Dynamic Model for Infinite Media, Journal of Engineering Mechanics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineerings, EM4:859-877.
- 26-Ohtori, Y., Christenson, R.e., Spencer, B.F., Dyke, S.G., 2000, Benchmark Control Problems for Seismically Excited Nonlinear Buildings, 2nd World Conference on Structural Control, Pasadena, U.S.A., Available from: <http://sstl.cee.illinois.edu/benchmarks>.
- 27-Chopra, A.K., 2001, Dynamics of Structures, Prentice-Hall: Upper Saddle River, NJ.
- 28-Somerville P.G., Engineering Characteristics of Near Fault Ground Motion, 1997, Proceeding of SMIP97 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data, pp.9-28.





تحلیل حساسیت خرابی پیشرونده قاب های خمشی فولادی

آرش نجی^۱، فریدون ایرانی^۲

(دریافت ۸۹/۱۱/۱۷، پذیرش ۹۱/۶/۲۹)

چکیده

خرابی پیشرونده پدیده ای است که در آن یک خسارت جزئی یا شکست موضعی ناشی از بارهای غیرعادی باعث خرابی کل سازه یا قسمت زیادی از آن می شود. بارهای غیرعادی بارهایی هستند که در طراحی سازه ها به طور معمول در نظر گرفته نمی شوند اما در صورت وارد آمدن به سازه، باعث ایجاد خسارت زیادی می شوند به طوریکه خرابی نهایی تناسبی با خرابی اولیه ندارد. با وجودی که بیشتر پژوهش های انجام گرفته در زمینه خرابی پیشرونده سازه ها بر پایه تحلیل های قطعی و با استفاده از مقدارهای میانگین یا اسمی پارامترهای طراحی انجام شده است، اما، برای تحلیل واقع بینانه تر، بهتر است ماهیت غیرقطعی بودن مشخصات مواد و بارهای وارده نیز در نظر گرفته شود. برای این منظور ابتدا باید حساسیت پاسخ به پارامترهای طراحی و بارهای وارده مشخص گردد. در این مقاله تحلیل حساسیت برای بررسی اثر غیرقطعی بودن پارامترهای بار زنده، بار مرده، ضریب ارتجاعی و تنش تسلیم فولاد بر روی تغییر مکان نقطه متصل به ستون حذف شده انجام شده است. برای تحلیل حساسیت از سه روش شبیه سازی مونت کارلو، منحنی های تورنادو و روش لنگر دوم مرتبه اول استفاده شده است. بر اساس نتایج به دست آمده، تغییر مکان نقطه متصل به ستون حذف شده بیشتر به تغییرات بار مرده و تنش تسلیم فولاد حساس است.

کلمات کلیدی

خرابی پیشرونده، قاب خمشی فولادی، تحلیل حساسیت، منحنی تورنادو، مونت کارلو، روش لنگر دوم مرتبه اول

Sensitivity analysis of steel frames subjected to progressive collapse

Arash Naji, Fereidoon Irani

ABSTRACT

Progressive collapse refers to a phenomenon in which a local damage of a primary structural element due to abnormal loads, leads to the failure of partial or whole structural system. Abnormal loads are those loads which are not considered in normal analysis of structures but if applied to the structure, the final damage is not proportional to initial damage. Although most researches in this field are based on deterministic analysis and by using median or nominal values of analysis parameters, for more realistic results, it would be better to consider uncertainty in material specifications and loads. In this regard sensitivity of the response to analysis parameters and loads should be specified. In this paper sensitivity analysis is performed to investigate the uncertainty effects of live load, dead load, modulus of elasticity and steel yield stress on the column removed point displacement. For sensitivity analysis, three methods, Monte Carlo simulation, tornado diagrams and First Order Second Moment (FOSM) method, are used. According to the results, the displacement of the structure is more sensitive to variation of dead load and steel yield stress.

Key words

Progressive Collapse, Steel Moment Frames, Sensitivity Analysis, Tornado Diagram, First Order Second Moment Method

۱. دانشجوی دکتری سازه دانشگاه فردوسی مشهد، عضو هیئت علمی موسسه آموزش عالی سجاد مشهد، arash_naji@yahoo.com

(نویسنده مسئول)

۲. استاد گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، irani@um.ac.ir



بیشتر موارد با تغییر شکل های بزرگ همراه است به نوعی که سازه خسارت دیده برای بقا به دنبال مسیرهای پخش بار جایگزین است.

در دستورالعمل های DOD و GSA سه روش برای تحلیل خرابی پیشرونده ارائه شده است: استاتیکی خطی (LS)، استاتیکی غیر خطی (NLS) و دینامیکی غیر خطی (NLD). در روش استاتیکی غیرخطی به تیرهای قاب باید بار گسترده مطابق رابطه (۱) یا (۲) وارد شود:

$$(1) \quad \gamma \times (DL + 0.25LL) \quad (\text{GSA load combination})$$

$$(2) \quad \gamma \times (1.2DL + 0.5LL) + 0.2WL \quad (\text{DOD load combination})$$

که DL ، LL و WL به ترتیب بار مرده، زنده و باد هستند و γ ضریب افزایش بار برای وارد کردن اثرات دینامیکی در تحلیل استاتیکی است که برای تیرهای موجود در دهانه شامل ستون حذف شده برابر ۲ و برای بقیه تیرهای قاب برابر ۱ است. در روش دینامیکی غیرخطی ضریب γ برای تمام تیرهای قاب ۱ است.

معیار خرابی عضو در روش استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی بر اساس میزان چرخش محور تیر ($\theta \leq 12^\circ$) و شکل پذیری عضو ($\mu \leq 20$) است. چرخش محور تیر، نسبت تغییر مکان قائم نهایی نقطه بالای ستون حذف شده به طول تیر است. شکل پذیری نسبت تغییر مکان قائم نهایی نقطه بالای ستون حذف شده به تغییر مکان قائم حد ارتجاعی همان نقطه است. بنابراین در تحلیل های غیرخطی هدف محاسبه تغییر مکان سازه در محل حذف ستون است. (در مورد نحوه انجام تحلیل های استاتیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی، در پیوست توضیحات کامل تری آمده است).

با وجودی که بیشتر پژوهش های انجام گرفته در زمینه خرابی پیشرونده سازه ها بر پایه تحلیل های قطعی و با استفاده از مقدار های میانگین یا اسمی پارامتر های طراحی انجام شده است [۱۰-۱۳]، اما، برای تحلیل واقع بینانه تر، بهتر است تا ماهیت غیرقطعی بودن مشخصات مواد نیز در نظر گرفته شود. از طرف دیگر خرابی پیشرونده یک سازه و میزان مقاومت آن از مشخصات غیرقطعی پارامتر های

خرابی پیشرونده پدیده ای است که در آن یک خسارت جزئی یا شکست موضعی ناشی از بارهای غیرعادی باعث خرابی کل سازه یا قسمت زیادی از آن می شود. بار های غیرعادی بارهایی هستند که در طراحی سازه ها به طور معمول در نظر گرفته نمی شوند اما در صورت وارد آمدن به سازه، باعث ایجاد خسارت زیادی می شوند به طوریکه خرابی نهایی تناسبی با خرابی اولیه ندارد. در چند دهه گذشته موارد بسیاری از خرابی کلی یا موضعی سازه ها بر اثر بارهای غیر عادی چون آتش سوزی، ضربه و انفجار دیده شده است.

پدیده خرابی پیشرونده ابتدا پس از خرابی ساختمان ۲۲ طبقه در رونان پوینت^۱ لندن در سال ۱۹۶۸ بر اثر انفجار گاز در یکی از طبقات بالایی، توجه مهندسان را به خود جلب کرد [۱]، [۲]. پس از حمله تروریستی به ساختمان آلفرد پی موراه^۲ در شهر اوکلاهما در سال ۱۹۹۵ [۳] و خرابی ساختمان تجارت جهانی در سال ۲۰۰۱ [۴-۷] پژوهش ها در این زمینه سرعت بیشتری به خود گرفت.

در ایالات متحده، وزارت دفاع^۳ [۸] و اداره خدمات عمومی^۴ [۹] به ارائه دستورالعمل برای مقابله با این پدیده پرداخته اند. هر دو این دستورالعمل ها روش مسیر بار جایگزین^۵ را برای اطمینان از مقاومت سازه در برابر خرابی پیشرونده انتخاب کرده اند. روش مسیر بار جایگزین یک روش مستقل از رخداد است یعنی علت خرابی اولیه را در نظر نمی گیرد بلکه پاسخ سازه پس از حذف یکی از عضوهای اصلی باربر را در نظر می گیرد. این روش بیشتر با حذف یک ستون میانی یا گوشه از سازه انجام می شود. از این روش برای طراحی سازه های جدید یا بررسی ظرفیت سازه های موجود استفاده می شود.

پدیده خرابی پیشرونده در واقع دینامیکی است که در

¹ Ronan Point

² Alfred P Murrah

³ Department of Defense

⁴ General Service Administration

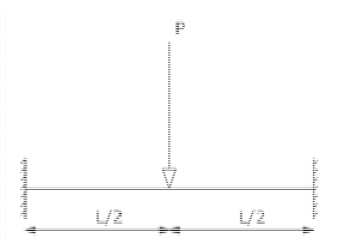
⁵ Alternate Load Path (ALP)



برای محاسبه این تغییر مکان از مدل سه خطی که توسط لی و همکاران [۱۹] ارائه شده، استفاده شده است. پاسخ های به دست آمده از این مدل با پاسخ های تحلیل غیرخطی دینامیکی مشابهت خوبی دارد.

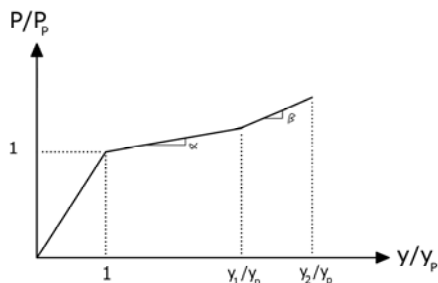
۲- مدل سازی پدیده خرابی پیشرونده

تیر دو سر گیردار شکل (۱) که یک بار متمرکز در وسط آن قرار دارد در نظر گرفته می شود.



شکل (۱). تیر دو سر گیردار زیر بار متمرکز

لی و همکاران [۱۹] با رسم منحنی بار- تغییر مکان برای ۹ تیر فشرده فولادی با طول دهانه های مختلف دریافتند که این منحنی برای تیرهای با I/D یکسان بسیار مشابه است ($l = \frac{L}{2}$ مطابق شکل (۱) و D ارتفاع مقطع تیر). در نتیجه به ارائه یک رابطه سه خطی مطابق شکل (۲) پرداختند.



شکل (۲). منحنی بار- تغییر مکان تیر دو سر گیردار به

صورت سه خطی [۱۹]

در شکل (۲)، y ، y_1 ، y_2 ، y_p و P_p به ترتیب تغییر مکان وسط تیر، تغییر مکان وسط تیر در انتهای رفتار خمیری، تغییر مکان وسط تیر در انتهای رفتار کابلی، تغییر مکان وسط تیر در ابتدای رفتار خمیری و بار متناظر با تغییر مکان ابتدای رفتار خمیری است.

مطابق تحلیل انجام شده پارامترهای موجود در شکل (۲) به صورت زیر به دست آمده است [۱۹]:

طراحی و بارهای وارده تاثیر می پذیرد. استفاده از نظریه احتمال در تحلیل سازه ها، یکی از راه های وارد کردن مشخصات غیرقطعی مواد است که در قالب متغیرهای تصادفی تعریف می شوند. روش های مختلفی چون روش مونت کارلو^۱ و روش لنگر دوم مرتبه اول^۲ (FOSM) برای تحلیل احتمالاتی سازه ها استفاده می شود.

روش مونت کارلو علاوه بر تخمین میانگین^۳ و انحراف استاندارد^۴، می تواند تابع توزیع احتمالاتی پاسخ را نیز مشخص کند. اما این روش به خصوص در تحلیل های غیرخطی و سازه های دارای درجه آزادی زیاد بسیار زمان بر است. از طرف دیگر FOSM روش تقریبی مناسبی برای تخمین میانگین و انحراف استاندارد پاسخ است. برتری ویژه این روش، مدت زمان بسیار کم انجام تحلیل است، هرچند، تابع توزیع احتمالاتی پاسخ را مشخص نمی کند. در این مقاله اثر غیر قطعی بودن پارامترهای مواد و بارهای وارد بر سازه بر تغییر مکان آن پس از حذف ستون بررسی شده است. پارامترهای تنش تسلیم فولاد، ضریب ارتجاعی، بار مرده و بار زنده وارده بر سازه به عنوان متغیرهای غیر قطعی انتخاب شده اند. اطلاعات مربوط به تابع توزیع و ضریب تغییرات^۵ این متغیرها در جدول زیر آمده است [۱۴-۱۸].

جدول (۱)- مشخصات متغیرهای تصادفی

متغیر تصادفی	تابع توزیع احتمال	ضریب تغییرات
E	نرمال	٪ ۳/۳
F _y	لوگ نرمال	٪ ۱۰
Live	لوگ نرمال	٪ ۱۸
Dead	نرمال	٪ ۱۰

در بررسی لرزه ای سازه ها، معیار محاسبات تغییر مکان بام سازه می باشد. در این پژوهش تغییر مکان نقطه متصل به ستون حذف شده به عنوان معیار در نظر گرفته شده است.

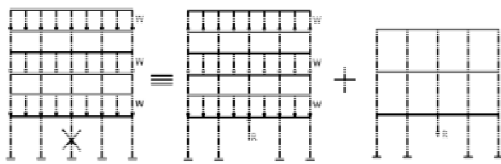
¹ Monte Carlo

² First Order Second Moment

³ Mean

⁴ Standard Deviation

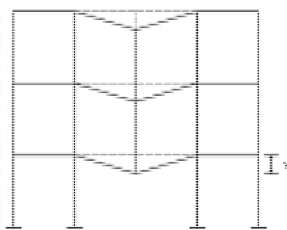
⁵ Coefficient of Variation



شکل (۵). مدل سازی حذف ستون میانی در قاب با وارد

کردن یک نیروی محوری در جهت خلاف

اکنون پس از حذف ستون مطابق شکل (۶) در تیرهای موجود در دهانه با ستون حذف شده تغییر مکان رو به پایین رخ می دهد. اگر فرض شود این تغییر مکان در تمام طبقات یکسان است (از تغییر شکل محوری ستون ها صرف نظر شود) می توان سازه را یک درجه آزادی فرض نمود.



شکل (۶). تغییر مکان رو به پایین در قاب در اثر حذف ستون اگر تغییر مکان تیر متصل به ستون حذف شده y باشد کار خارجی انجام شده توسط بار R برابر است با:

$$W_E = R \cdot y \quad (10)$$

کار داخلی انجام شده روی تیرهای هر طبقه برابر است با سطح زیر منحنی بار- تغییر مکان (منحنی شکل (۲)) تا تغییر مکان y به طوریکه می توان نوشت:

$$w_i = \int_0^y P dy \quad (11)$$

با توجه به اینکه سیستم سازه ای شکل (۶) یک سیستم موازی است کل کار داخلی از جمع کار داخلی انجام شده توسط هر تیر به دست می آید:

$$W_I = \sum_N \int_0^y P dy \quad (12)$$

در این رابطه N تعداد طبقات بالای ستون حذف شده است.

با مساوی قرار دادن دو رابطه (۱۰) و (۱۲) می توان نوشت:

(۳) برای $l/D = 10$: $\alpha = 0.033$ ، $\beta = 0.085$ ،

$$y_2/l = 0.172 ، y_1/l = 0.110$$

(۴) برای $l/D = 15$: $\alpha = 0.071$ ، $\beta = 0.179$ ،

$$y_2/l = 0.132 ، y_1/l = 0.073$$

(۵) برای $l/D = 20$: $\alpha = 0.135$ ، $\beta = 0.335$ ،

$$y_2/l = 0.116 ، y_1/l = 0.060$$

برای سایر مقادیر $10 \leq l/D \leq 15$ یا $15 \leq l/D \leq 20$ می توان از درونیایی خطی استفاده نمود. بنابراین می توان به رابطه های زیر دست یافت:

$$\alpha = \begin{cases} (1/131.58)(l/D - 5.66) & 10 \leq l/D < 15 \\ (1/78.125)(l/D - 9.453) & 15 \leq l/D \leq 20 \end{cases} \quad (6)$$

$$\beta = \begin{cases} (1/53.19)(l/D - 5.479) & 10 \leq l/D < 15 \\ (1/32.05)(l/D - 9.263) & 15 \leq l/D \leq 20 \end{cases} \quad (7)$$

$$y_1/l = \begin{cases} (-1/135.135)(l/D - 24.865) & 10 \leq l/D < 15 \\ (-1/384.615)(l/D - 43.077) & 15 \leq l/D \leq 20 \end{cases} \quad (8)$$

$$y_2/l = \begin{cases} (-1/125)(l/D - 31.5) & 10 \leq l/D < 15 \\ (-1/312.5)(l/D - 56.25) & 15 \leq l/D \leq 20 \end{cases} \quad (9)$$

در شکل (۲)، y_p تغییر مکان حد ارتجاعی تیر است و از

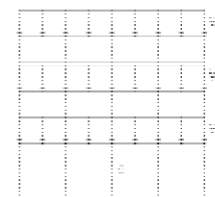
رابطه $y_p = \frac{M_p L^2}{24EI}$ حساب می شود که در آن E ، I ،

L و M_p به ترتیب ضریب ارتجاعی، لنگر لختی، طول تیر و لنگر خمیری تیر می باشند.

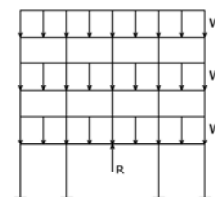
قاب شکل (۳) در نظر گرفته می شود. در ستون C این

قاب در اثر بار های وارده نیروی محوری R ایجاد می شود. بنابراین رفتار این قاب مشابه قاب شکل (۴)

است. حذف ستون C را می توان با وارد کردن یک بار R مطابق شکل (۵) مدل نمود.



شکل (۳). قاب زیر بار گسترده



شکل (۴). ایجاد نیروی محوری در ستون در اثر بار وارد شده



$$Y \approx g_0 + \left(\frac{dg}{dx}\right)_0 (X - x_0) \quad (14)$$

که در آن $()_0$ مقدار تابع در نقطه x_0 است. لنگر اول Y یعنی μ_Y را می توان با استفاده از رابطه (14) به صورت زیر به دست آورد:

$$\begin{aligned} \mu_Y &= E[g(X)] \quad (15) \\ &\approx E\left[g_0 + \left(\frac{dg}{dx}\right)_0 (X - x_0)\right] \\ &\approx E[g_0] + \left(\frac{dg}{dx}\right)_0 E[(X - x_0)] \\ &\approx g_0 + \left(\frac{dg}{dx}\right)_0 (\mu_X - x_0) \end{aligned}$$

اگر $x_0 = \mu_X$ انتخاب شود (در روش FOSM همواره چنین است)، μ_Y از رابطه زیر حساب می شود:

$$\mu_Y \approx g(\mu_X) \quad (16)$$

لنگر دوم Y یعنی σ_Y^2 را می توان با استفاده از رابطه (14) به صورت زیر به دست آورد:

$$\begin{aligned} \sigma_Y^2 &= E[g^2(X)] - \mu_Y^2 \quad (17) \\ &\approx E\left[g_0^2 + \left\{\left(\frac{dg}{dx}\right)_0 (X - x_0)\right\}^2 + 2g_0\left(\frac{dg}{dx}\right)_0 (X - x_0)\right] - \mu_Y^2 \\ &\approx g_0^2 + \left(\frac{dg}{dx}\right)_0^2 \sigma_X^2 + 2g_0\left(\frac{dg}{dx}\right)_0 (\mu_X - x_0) - \mu_Y^2 \end{aligned}$$

اگر $x_0 = \mu_X$ انتخاب شود، در نهایت می توان نوشت:

$$\sigma_Y^2 \approx \left(\frac{dg}{dx}\right)_0^2 \sigma_X^2 \quad (18)$$

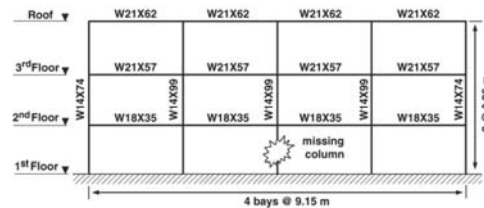
محاسبه میانگین و انحراف استاندارد با استفاده از رابطه های تقریبی (16) و (18) را به نام روش لنگر دوم مرتبه اول می نامند. عبارت $\left|\left(\frac{dg}{dx}\right)_0\right|$ نمایانگر حساسیت تابع به تغییرات X است. در این مقاله برای محاسبه تغییرات تابع g از روش تفاوت محدود طبق رابطه زیر استفاده شده است:

$$\frac{dg}{dx_i} = \frac{g(\mu_i + \sigma_{x_i}) - g(\mu_i - \sigma_{x_i})}{2\sigma_{x_i}} \quad (19)$$

باید توجه داشت که علامت مثبت برای dg/dx_i بیانگر این است که افزایش متغیر x_i باعث افزایش پاسخ خواهد شد و برعکس.

$$y = \frac{1}{R} \sum_N \int_0^y P dy \quad (13)$$

با استفاده از رابطه (13) به راحتی می توان تغییر مکان سازه در نقطه متصل به ستون حذف شده را حساب نمود. تغییر مکان به دست آمده از رابطه (13) با تغییر مکان به دست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی مشابه خوبی دارد. به عنوان مثال سازه سه طبقه شکل زیر در نظر گرفته می شود. تنش تسلیم تیرها و ستون ها (Mpa) $384/7$ است. ضریب ارتجاعی (Mpa) 210×10^5 است. بار زنده و $25/39$ (kN/m) به تمام طبقات و بار مرده و $21/05$ (kN/m) و به ترتیب به تیرهای بام و طبقات وارد می شود.



شکل (۷). سازه سه طبقه با چهار دهانه [۱۹]

پس از حذف ستون میانی تغییر مکان تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی و مدل سه خطی به ترتیب $18/3$ [۱۹] و $17/4$ سانتیمتر است که دقت خوبی دارد. در پژوهش حاضر برای محاسبه تغییر مکان ها از رابطه (13) استفاده شده است.

۳- روش های مختلف تحلیل حساسیت

سه روش مختلف برای انجام تحلیل حساسیت در این پژوهش استفاده شده است. در ادامه پس از معرفی هر روش [۱۷]، تحلیل حساسیت برای سازه شکل (۷) و با متغیرهای موجود در جدول (۱) انجام شده است.

۳-۱- روش لنگر دوم مرتبه اول

تابع $Y = g(X)$ بر حسب متغیر تصادفی X با میانگین μ_X و واریانس σ_X^2 مفروض است. اگر تغییرات $g(X)$ نسبت به x معلوم باشد، تقریب مرتبه اول $g(X)$ در نقطه x_0 با استفاده از بسط سری تیلور به صورت زیر است:



با توجه به رابطه (۱۹) برای بررسی حساسیت، لازم است سازه به ازای هر متغیر تصادفی دو بار تحلیل شود. به عنوان مثال برای سازه شکل (۷) ضریب ارتجاعی به صورت متغیر تصادفی انتخاب می شود. اگر میانگین (Mpa) $2/05 \times 10^5$ و ضریب تغییرات با توجه به جدول (۱) برابر $3/3\%$ انتخاب شود، مقدار انحراف استاندارد (انحراف استاندارد مساوی حاصل ضرب میانگین در ضریب تغییرات است) (Mpa) $6765 \pm 2.05 \times 10^5 = E$ تحلیل شود و تغییرمکان نقطه متصل به ستون حذف شده به دست آید. با توجه به رابطه (۱۹) می توان تغییرات تابع تغییرمکان نسبت به تغییرات ضریب ارتجاعی را یافت و در نهایت به کمک رابطه (۱۸) انحراف استاندارد پاسخ را محاسبه نمود. لازم به یادآوری است که بقیه متغیرهای تصادفی باید به صورت قطعی تعریف شوند.

جدول (۲) نتیجه تحلیل سازه شکل (۷) را برای هر متغیر تصادفی نشان می دهد.

جدول (۲). مقدار انحراف استاندارد به دست آمده برای

تغییرمکان به ازاء هر متغیر تصادفی با روش FOSM

متغیر تصادفی	$y(\mu + \sigma)$	$y(\mu - \sigma)$	$\partial y / \partial x$	σ_y
E	۰/۱۷۳۲	۰/۱۸۵	-۸۷۲e-۱۳	۰/۰۰۵۹
Fy	۰/۱۶۵۳	۰/۲۰۴۲	-۵/۰۵۶e-۱۰	۰/۰۱۹۵
Live	۰/۱۸۶۲	۰/۱۷۲	۵/۴۸e-۶	۰/۰۰۷۱
Dead	۰/۲۱۶	۰/۱۵۰۷	۲/۲۱e-۵	۰/۰۳۲۷

با توجه به نتایج به دست آمده می توان گفت که حساسیت تغییرمکان تحت خرابی پیشرونده به ترتیب به بار مرده، تنش تسلیم فولاد، بار زنده و ضریب ارتجاعی است. باید توجه داشت که این روش نوع توزیع احتمالاتی متغیرهای تصادفی را در محاسبات وارد نمی کند و همچنین نوع توزیع احتمالاتی پاسخ را نیز مشخص نمی کند اما با استفاده از رابطه های (۱۶) و (۱۸) به راحتی می توان میانگین و انحراف استاندارد تغییرمکان را یافت.

۳-۲- روش مونت کارلو

تحلیل احتمالاتی سازه ها را می توان با روش های شبیه سازی، مانند روش شبیه سازی مونت کارلو (MCS) و یا روش های تقریبی انجام داد [۲۰]. روش های تقریب مرتبه اول (FORM) و دوم (SORM) منجر به رابطه سازی می شود که تنها نیاز به دانش اولیه نسبت به میانگین و واریانس متغیرهای تصادفی است. از طرف دیگر در روش شبیه سازی مونت کارلو لازم است که تابع چگالی احتمال تمام متغیرهای تصادفی از ابتدا مشخص باشد. هنگامی که تعداد متغیرهای تصادفی زیاد باشد و یا مساله سازه ای پیچیده باشد، روش مونت کارلو مناسب تر است [۲۱].

در این روش، ابتدا متغیرهای تصادفی با میانگین برابر با مقدار قطعی و ضریب تغییرات مطابق جدول (۱) تولید می شوند.

روند تولید یک متغیر تصادفی با میانگین μ_x و ضریب تغییرات V_x (ضریب تغییرات از تقسیم انحراف استاندارد (σ_x) بر میانگین به دست می آید). عبارتست از:

۱- عدد تصادفی u_i بین صفر و یک تولید می شود. (در نرم افزار MATLAB [۲۲] این کار به کمک دستور $u_i = \text{rand}(1,1)$ انجام می شود).

۲- عدد تصادفی نرمال استاندارد z_i با استفاده از رابطه $z_i = \Phi^{-1}(u_i)$ تولید می شود که در آن Φ^{-1} معکوس تابع توزیع تجمعی چگالی احتمال است. (در نرم افزار MATLAB این کار به کمک دستور $z_i = \text{norminv}(u_i)$ انجام می شود).

۳- اگر متغیر تصادفی x_i دارای توزیع نرمال باشد می توان مقدار آن را از رابطه زیر حساب نمود:

$$x_i = \mu_{x_i} + z_i \sigma_{x_i} \quad (20)$$

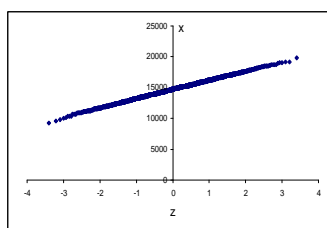
اگر متغیر تصادفی x_i دارای توزیع لوگ نرمال باشد از رابطه زیر حساب می شود:

$$x_i = \exp(\mu_{\ln x} + z_i \sigma_{\ln x}) \quad (21)$$

که در آن:

$$\sigma_{\ln x}^2 = \ln(V_x^2 + 1) \quad (22)$$





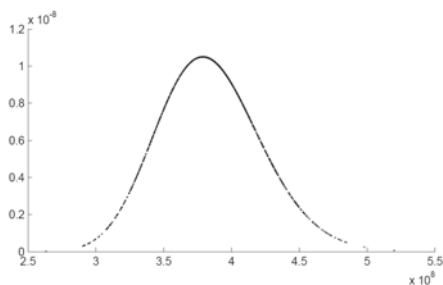
شکل (۱۱). اعداد تولید شده برای متغیر بار مرده

پس از تولید متغیر تصادفی X_i تابع چگالی احتمال از رابطه زیر حساب می شود:

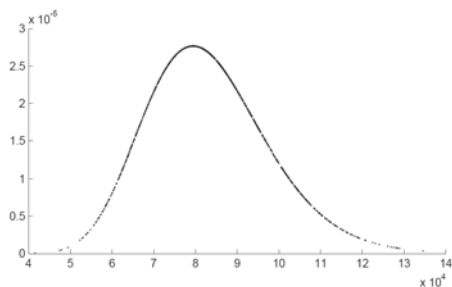
$$PDF = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{\sigma_x} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)^2\right] \quad (24) \text{ (نرمال)}$$

$$PDF = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \frac{1}{x\sigma_{\ln x}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x)-\mu_{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}\right)^2\right] \quad (25) \text{ (لوگ نرمال)}$$

در شکل های (۱۲) و (۱۳)، PDF (تابع چگالی احتمال) متغیرهای تصادفی تنش تسلیم و بار زنده به عنوان نمونه رسم شده است.



شکل (۱۲). تابع چگالی احتمال تنش تسلیم

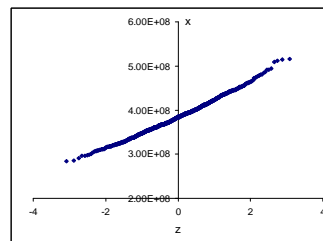


شکل (۱۳). تابع چگالی احتمال بار زنده

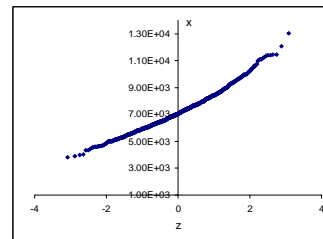
یکی از مسائل مهم در استفاده از روش مونت کارلو تعیین تعداد شبیه سازی های مورد نیاز است. هرچه تعداد تحلیل های انجام شده بیشتر باشد می توان به پاسخ دقیق تری دست یافت. در شکل (۱۴) ضریب تغییرات برای اندازه نمونه های مختلف نسبت به نمونه ۵۰۰۰ تایی برای متغیرهای تصادفی مختلف آمده است. نحوه رسم این منحنی ها به این گونه است که به ازای هر متغیر تصادفی

$$\mu_{\ln x} = \ln(\mu_x) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln x}^2 \quad (23)$$

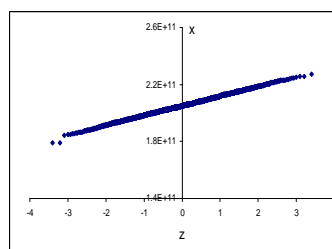
برای اطمینان از درستی نقاط تولید شده می توان این نقاط را بر روی کاغذ احتمال رسم نمود. برای این کار ابتدا اعداد تولید شده X_i به ترتیب صعودی مرتب شده و به هر یک احتمال تجمعی p_i اختصاص داده می شود به طوری که $p_i = \frac{i}{N+1}$ که N تعداد اعداد تولید شده است. برای هر p_i مقدار $z_i = \Phi^{-1}(p_i)$ حساب می شود. در نهایت نقاط (z_i, X_i) رسم می شود. اگر نقاط تولید شده تولید یک خط راست کنند نشان می دهد این نقاط از توزیع مورد نظر تبعیت می کنند. شیب این خط برابر σ_x و محل برخورد این خط با محور قائم همان میانگین نقاط تولید شده است. در شکل های (۸-۱۱)، نقاط تولید شده برای سازه شکل (۷) با فرض متغیرهای تصادفی به ترتیب تنش تسلیم، بار زنده، ضریب ارتجاعی و بار مرده با توزیع احتمالاتی و ضریب تغییرات مطابق جدول (۱) و با میانگین برابر مقدارهای قطعی رسم شده است.



شکل (۸). اعداد تولید شده برای متغیر تنش تسلیم



شکل (۹). اعداد تولید شده برای متغیر بار زنده

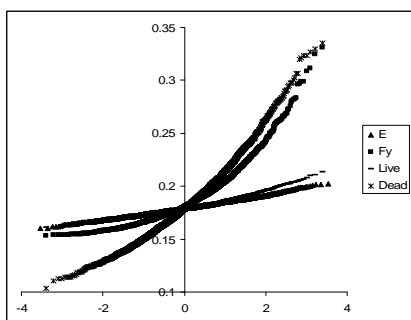


شکل (۱۰). اعداد تولید شده برای متغیر ضریب ارتجاعی

جدول (۳). مقدار انحراف استاندارد به دست آمده برای تغییر مکان به ازاء هر متغیر تصادفی با روش مونت کارلو

متغیر تصادفی	σ_y
E	۰/۰۰۵۹
Fy	۰/۰۲۱۶
Live	۰/۰۰۷۲
Dead	۰/۰۳۳۳

دقت شود که پاسخ ها مشابهت خوبی با نتایج روش FOSM دارد. با استفاده از این روش می توان به ازاء هر متغیر تصادفی، توزیع احتمالاتی تغییر مکان را یافت. برای این منظور کافی است پاسخ را در کاغذ احتمال رسم نمود. در شکل (۱۵) پاسخ های به دست آمده به ازاء هر متغیر تصادفی، در کاغذ احتمال رسم شده است.



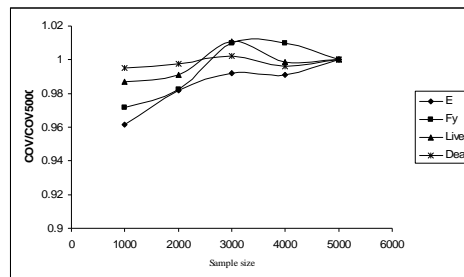
شکل (۱۵). رسم نقاط تولید شده برای تغییر مکان بر روی کاغذ احتمال نرمال

با توجه به شکل می توان نتیجه گرفت که پاسخ به ازاء تمام متغیرها از توزیع نرمال تبعیت می کند، هر چند برای بار مرده و تنش تسلیم فولاد، به دلیل کجی منحنی، توزیع تا حدودی به سمت لوگ نرمال متمایل است.

۳-۳- روش منحنی های تورنادو

در این روش برای هر متغیر تصادفی یک میله افقی در نظر گرفته می شود. طول هر میله نمایانگر میزان تغییرات در پاسخ بر اثر تغییرات مشخص در میزان متغیر تصادفی است. بنابراین متغیر با اثرات بیشتر دارای طول میله بزرگتری نیز است. برای رسم، این میله ها از طول میله بیشتر به کمتر و از بالا به پایین رسم می شوند. این

نمونه های ۱۰۰۰، ۲۰۰۰، ۳۰۰۰، ۴۰۰۰ و ۵۰۰۰ تایی مطابق گام های شرح داده شده در قبل تولید می شود. سپس میانگین و انحراف استاندارد هر نمونه محاسبه می شود. در نهایت نسبت ضریب تغییرات هر نمونه به نمونه ۵۰۰۰ تایی رسم می شود.



شکل (۱۴). منحنی نسبت ضریب تغییرات به ضریب تغییرات نمونه ۵۰۰۰ تایی برای اندازه نمونه های مختلف

هر چند در تمامی حالت ها نسبت ضریب تغییرات نمونه ۱۰۰۰ تایی به نمونه ۵۰۰۰ تایی بیشتر از ۰/۹۶ است، اما می توان برای دقت بیشتر برای ضریب ارتجاعی و تنش تسلیم فولاد از نمونه ۳۰۰۰ تایی و برای بقیه متغیرهای تصادفی از نمونه ۱۰۰۰ تایی استفاده نمود.

پس از تولید متغیر تصادفی x_i ، سازه تحلیل می شود و تغییر مکان y_i محاسبه می شود. در این مقاله برای محاسبه تغییر مکان از رابطه (۱۳) استفاده شده است. دقت شود که این تحلیل بسیار زمان بر است. زیرا به عنوان مثال اگر هدف تولید نمونه ۳۰۰۰ تایی از تنش تسلیم فولاد باشد، باید پس از تولید مقادیر، سازه به ازاء هریک از مقادیر تولید شده، تحلیل شود. بنابراین ۳۰۰۰ بار سازه تحلیل می شود و ۳۰۰۰ پاسخ برای تغییر مکان به دست می آید. در نهایت میانگین و انحراف استاندارد پاسخ با استفاده از رابطه های زیر حساب می شود:

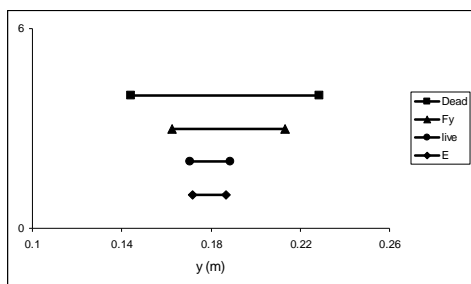
$$\mu_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad (26)$$

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \mu_y)^2}{n-1}} \quad (27)$$

که در آن n تعداد اعداد تولید شده است.

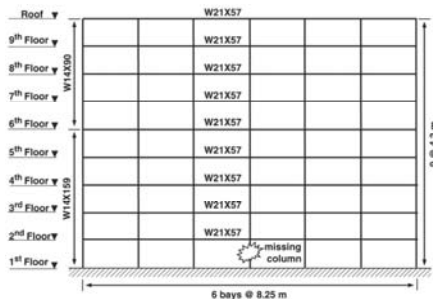
جدول (۳) نتیجه تحلیل سازه را برای هر متغیر نشان می دهد.





شکل (۱۷). نتایج به دست آمده از روش تورنادو

همانطور که ملاحظه می شود ترتیب حساسیت مانند دو روش دیگر است. باید توجه داشت که این روش تنها حساسیت پاسخ را نشان می دهد و اطلاعاتی از میانگین و انحراف استاندارد پاسخ و توزیع احتمالاتی آن را مشخص نمی کند. به عنوان مثالی دیگر سازه ۹ طبقه شکل (۱۸) در نظر گرفته می شود.



شکل (۱۸). سازه ۹ طبقه با ۶ دهانه [۱۹]

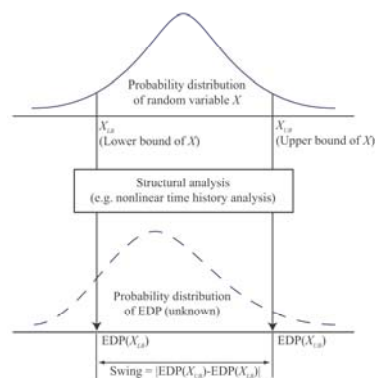
تنش تسلیم تیرها و ستون ها (MPa) $384/7$ است. بار زنده $9/26$ (kN/m) به تمام طبقات و بار مرده $10/35$ (kN/m) و $30/05$ (kN/m) به ترتیب به تیرهای بام و طبقات وارد می شود. ضریب ارتجاعی (Mpa) $2/05 \times 10^5$ است. نتایج به دست آمده از روش لنگر دوم مرتبه اول، مونت کارلو و تورنادو به ترتیب در جدول های (۴) و (۵) و شکل (۱۹) آمده است.

ملاحظه می شود که باز هم حساسیت پاسخ به بار مرده و تنش تسلیم فولاد بیشتر است. هرچند برعکس مثال قبل حساسیت به بار زنده کمتر از ضریب ارتجاعی است و این شاید به این دلیل باشد که سهم بار زنده در بارهای ثقلی کاهش یافته است. به گونه ای که در سازه ۳ طبقه بار زنده

تغییرات از زیاد به کم و از بالا به پایین مشابه شکل گردباد (تورنادو) است.

در این روش برای هر متغیر تصادفی دو مقدار حدی بالا و پایین (۱۰٪ و ۹۰٪) از تابع توزیع احتمال آن انتخاب می شود.

روند تولید اعداد، مشابه روش مونت کارلو است فقط مرحله اول حذف شده و در مرحله دوم $z_1 = \Phi^{-1}(0.1)$ و $z_2 = \Phi^{-1}(0.9)$ محاسبه می شود. در مرحله سوم دو مقدار x به عنوان حدهای بالا و پایین متغیر تصادفی محاسبه می شود. به ازای هریک از حد های بالا و پایین سازه تحلیل می شود به گونه ای که بقیه متغیر های تصادفی، قطعی در نظر گرفته شده اند. شکل (۱۶) به صورت شماتیک نحوه محاسبه طول هریک از میله ها را نشان می دهد.



شکل (۱۶). روند محاسبه پاسخ با استفاده

از روش تورنادو [۱۷]

این روند، دو مقدار حدی برای پاسخ به دست می دهد. تفاوت این دو مقدار حدی، طول میله را برای هر متغیر به دست می دهد. این روند برای هریک از متغیر های تصادفی جداگانه انجام می شود. در نهایت منحنی های تورنادو با مرتب کردن میله ها از صعودی به نزولی به دست می آید. شکل (۱۷) نتایج تحلیل به روش تورنادو را نشان می دهد.

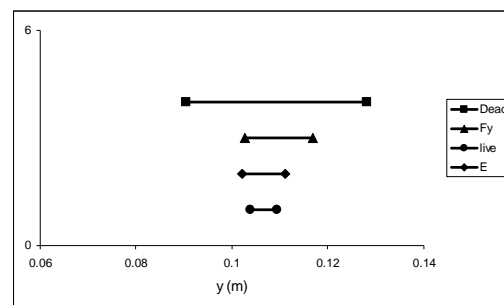
نصف بار مرده طبقات بود، در حالی که در سازه ۹ طبقه بار زنده سی درصد بار مرده طبقات است.

جدول (۴). نتایج به دست آمده از روش FOSM

متغیر تصادفی	$y(\mu + \sigma)$	$y(\mu - \sigma)$	$\partial y / \partial x$	σ_y
E	۰/۱۰۳	۰/۱۱	-۵/۱۷e-۱۳	۰/۰۰۳۵
Fy	۰/۱۰۳۲	۰/۱۱۳۹	-۱/۳۹۱e-۱۰	۰/۰۰۵۴
Live	۰/۱۰۸۶	۰/۱۰۴۳	۱/۴۳e-۷	۰/۰۰۲۲
Dead	۰/۱۲۲۷	۰/۰۹۳۶	۵/۸e-۷	۰/۰۱۴۶

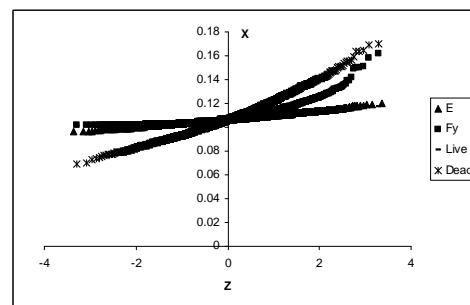
جدول (۵). نتایج به دست آمده از روش مونت کارلو

متغیر تصادفی	σ_y
E	۰/۰۰۳۴
Fy	۰/۰۰۶۳
Live	۰/۰۰۲۲
Dead	۰/۰۱۴۷



شکل (۱۹). منحنی های تورنادو برای سازه شکل (۱۸)

در شکل (۲۰) نقاط تولید شده برای تغییر مکان بر روی کاغذ احتمال نرمال رسم شده است.



شکل (۲۰). رسم نقاط تولید شده برای تغییر مکان سازه ۹ طبقه بر روی کاغذ احتمال نرمال

همانطور که ملاحظه می شود باز هم پاسخ ها از توزیع احتمال نرمال تبعیت می کنند هر چند برای بار مرده و تنش تسلیم فولاد پاسخ متمایل به توزیع لوگ نرمال است.

نتیجه گیری

خرابی پیشرونده یک سازه و میزان مقاومت آن از مشخصات غیرقطعی پارامترهای طراحی و بارهای وارده تاثیر می پذیرد. استفاده از نظریه احتمال در تحلیل سازه ها، یکی از راه های وارد کردن مشخصات غیرقطعی مواد است که در قالب متغیرهای تصادفی تعریف می شوند. برای این منظور بهتر است ابتدا حساسیت پاسخ به پارامترهای طراحی و بارهای وارده مشخص گردد. برای تحلیل حساسیت از سه روش شبیه سازی مونت کارلو، منحنی های تورنادو و روش لنگر دوم مرتبه اول (FOSM) استفاده شده است. روش مونت کارلو علاوه بر تخمین میانگین و انحراف استاندارد، می تواند تابع توزیع احتمالاتی پاسخ را نیز مشخص کند. اما این روش به خصوص در تحلیل های غیرخطی و سازه های دارای درجه آزادی زیاد بسیار زمان بر است. از طرف دیگر روش FOSM تقریبی مناسبی برای تخمین میانگین و انحراف استاندارد پاسخ است. برتری ویژه این روش، مدت زمان بسیار کم انجام تحلیل است، هرچند، تابع توزیع احتمالاتی پاسخ را مشخص نمی کند. روش تورنادو تنها حساسیت پاسخ را نشان می دهد و اطلاعاتی از میانگین و انحراف استاندارد پاسخ و توزیع احتمالاتی آن را مشخص نمی کند.

در این مقاله اثر غیر قطعی بودن پارامترهای مواد و بار های وارد بر سازه بر تغییر مکان آن پس از حذف ستون بررسی شده است. پارامترهای تنش تسلیم فولاد، ضریب ارتجاعی، بار مرده و بار زنده وارده بر سازه به عنوان متغیرهای غیر قطعی انتخاب شده اند.

طبق نتایج به دست آمده از روش تورنادو، حساسیت تغییر مکان به بار مرده و تنش تسلیم فولاد به ترتیب حدود ۳ و ۲ برابر حساسیت تغییر مکان به بار زنده و ضریب



major modernization projects. Washington, D.C., 2003

10- Ruth, P., Marchand, K. A., Williamson, E. B., "Static Equivalency in progressive collapse alternate path analysis: reducing conservatism while retaining structural integrity" J. Perform. Constr. Facil., 20(4), 349-364, 2006.

11- Tsai, M., Lin, B., "Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure." Eng. Struc. 30, 3619-28, 2008.

12- Izzuddin, B., A., Vlassis, A. G., Elghazouli, A. Y., Nethercot, D. A., "Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss- Part I: Simplified assessment framework." Eng. Struc., 2007.

13- Izzuddin, B., A., Vlassis, A. G., Elghazouli, A. Y., Nethercot, D. A., "Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss- Part II: Application." Eng. Struc., 2007.

14- Kim, JR., Kim, SB., Park, YH., Chung, WG., "Statistical investigation on material properties of steel." Conf Arch Inst Korea 2000;20(1):229-32.

15- Melchers, RE., "Structural reliability analysis and prediction." Chichester: John Wiley and Sons; 1999.

16- Harris, ME., Corotis, RB., Bova, CJ., "Area-dependent processes for structural live loads." J. Struct. Div., ASCE 1981; 107(ST5).

17- Lee, TH., Mosalam, KM., *Probabilistic seismic evaluation of reinforced concrete structural components and systems*. PEER Technical Report 2006/04. Berkeley: University of California; 2006.

18- Li, Q., Ellingwood, BR., "Damage inspection and vulnerability analysis of existing buildings with steel moment-resisting frames." Eng. Struc., 2007.

19- Lee, C., Kim, S., Han, K., Lee, K., "Simplified nonlinear progressive collapse analysis of welded steel moment frames." J. Const. Steel Res., (2008).

20- G.I.Schudler, "Structural Reliability- Recent Advances", 7th International Conferences on Structural Safety and Reliability, Kyoto, Japan (1997)

21- C.G. Bucher, "Adaptive Sampling – An Iterative Fast Monte- Carlo Procedure", Struc. Safety, 5 (1988) 119-126

22- MathWorks. (2006). *MATLAB-The language of technical computing version-7.0.4*, MathWorks, Natick, Mass.

ارتجاعی فولاد است. حساسیت تغییرمکان به بار زنده و ضریب ارتجاعی فولاد مشابه است.

روش مونت کارلو و FOSM نیز انحراف استاندارد تغییرمکان سازه بر اثر تغییرات بار مرده و تنش تسلیم فولاد را به ترتیب حدود ۴ و ۳ برابر انحراف استاندارد به دست آمده بر اثر تغییرات بار زنده و ضریب ارتجاعی فولاد نشان می دهد.

بنابراین می توان نتیجه گرفت که حساسیت تغییرمکان تحت خرابی پیشرونده بیشتر به بار مرده و تنش تسلیم فولاد و سپس به بار زنده و ضریب ارتجاعی است.

مراجع

1- McGuire, W., "Prevention of progressive collapse" Proc., Regional Conf. on Tall Buildings, Bangkok, Thailand, 1974.

2- Leyendecker, E. V., Ellingwood, B. R.; *Design Methods for reducing the risk of progressive collapse in buildings*, National Bureau of Standards, Washington, D.C., 1977.

3- Corley, W. G., Mlakar, P. F., Sozen, M. A., Thornton, C. H. "The Oklahoma City bombing: Summary and recommendations for multihazard mitigation." J. Perform. Constr. Facil., 12(3), 100-112, 1998.

4- Bazant, Z. P., Zhou, Y. "Why did the world trade center collapse?-simple analysis." J. Engineering Mechanics, 128(1), 2-6, 2002.

5- Bazant, Z. P., Verdure, M. "Mechanics of progressive collapse: Learning from world trade center and building demolitions." J. Engineering Mechanics, 133(3), 308-319, 2007.

6- Bazant, Z. P., Le, J., Greening, F. R., Benson, D. B. "What did and did not cause collapse of world trade center twin towers in New York?" J. Engineering Mechanics, 134(10), 892-906, 2008.

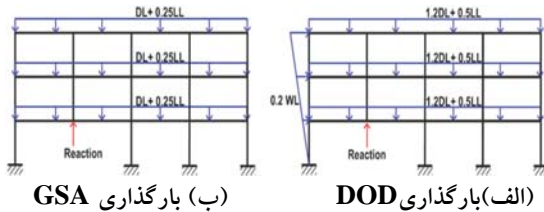
7- Seffen, K. A., "Progressive collapse of the world trade center: simple analysis." J. Engineering Mechanics, 134(2), 125-132, (2008).

8- Department of Defense (DOD); *Unified Facilities Criteria (UFC): Design of buildings to resist progressive collapse*. Washington, D.C., 2005.

9- General Service Administration (GSA); *Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and*

DCR عضوی از مقدار مجاز بیشتر بود، سازه در مقابل واژگونی پیشرونده آسیب پذیر تلقی می شود. دستورالعمل DOD، معیاری مشابه DCR تعریف نمی کند اما مقاومت طراحی عضو ضربدر ضریب افزایش مقاومت ۱/۱ باید از نیروی داخلی عضو تحت بار رابطه (۲) بیشتر باشد.

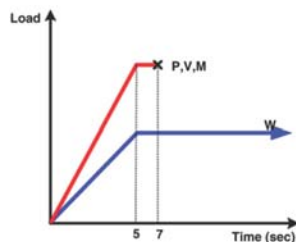
در روش استاتیکی غیر خطی بار وارد به سازه مشابه روش استاتیکی خطی است اما در روش دینامیکی غیر خطی ضریب α برای تمام تیرهای قاب ۱ است. شکل (۲۳) نحوه بارگذاری قاب در تحلیل دینامیکی غیرخطی را نشان می دهد.



شکل (ب) بارگذاری GSA

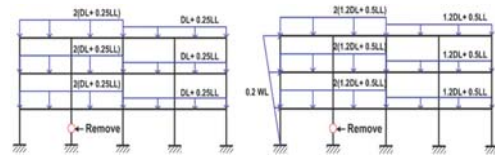
شکل (الف) بارگذاری DOD

شکل (۲۳). بارگذاری قاب برای تحلیل دینامیکی غیرخطی برای انجام تحلیل دینامیکی ابتدا قاب مطابق رابطه (۱) یا (۲) بارگذاری شده و نیروهای داخلی (برش، لنگر و نیروی محوری) ستون قبل از حذف شدن برداشت می شود. سپس این نیروهای داخلی مطابق شکل (۲۳) جایگزین ستون می شوند. برای شبیه سازی حذف ناگهانی ستون، نیروهای داخلی قرار داده شده، مطابق شکل (۲۴)، پس از چند ثانیه حذف می شوند. در این شکل P، V و M به ترتیب نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی ستون حذف شده و W بار ثقلی مطابق رابطه های (۱) یا (۲) است.



شکل (۲۴). نحوه بارگذاری برای انجام تحلیل دینامیکی

شکل (۲۱) نحوه بارگذاری قاب در تحلیل استاتیکی را نشان می دهد.



شکل (ب) بارگذاری GSA

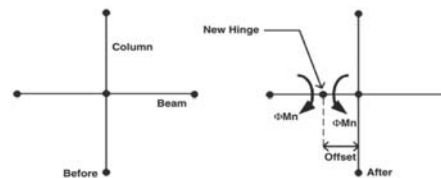
شکل (الف) بارگذاری DOD

شکل (۲۱). بارگذاری قاب برای تحلیل استاتیکی

دستورالعمل GSA در تحلیل استاتیکی خطی، معیار خرابی را DCR (نسبت نیروی داخلی موجود به مقاومت عضو) دانسته است:

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (28)$$

که در آن Q_{UD} نیرویی است (لنگر، برش، نیروی محوری، برش، ...) که از تحلیل استاتیکی خطی در عضو تحت بار با رابطه (۱) یا (۲) ایجاد می شود و Q_{CE} ظرفیت نهایی مورد انتظار عضو است. مقدار مجاز DCR بر حسب ابعاد مقطع بین ۱/۲۵ تا ۳ تعیین شده است. به بیان دیگر به عضو اجازه تغییرشکلهای غیر ارتجاعی داده شده است. برای تحلیل طبق GSA، ابتدا باید ستون مورد نظر را حذف کرده و به قاب بار مطابق با شکل (۲۱-ب) را وارد نمود. سپس مقدار DCR برای هر عضو برداشت می شود. اگر DCR عضوی از مقدار مجاز بیشتر بود، مفصلی مطابق شکل (۲۲) در انتهای عضو قرار داده می شود. در محل هر مفصل، لنگرهای خمشی مساوی ولی در خلاف جهت وارد می گردد. مقدار این لنگرها برابر مقاومت اسمی ضربدر ضریب افزایش مقاومت ۱/۱ است.



شکل (۲۲). ایجاد مفصل جدید پس از حذف ستون

پس از هر سری ایجاد مفصل جدید، سازه مجدد تحلیل می شود. اگر پس از باز پنخس لنگر در تمام قاب، باز هم



مطالعه آزمایشگاهی و تحلیلی رفتار اتصالات در قابهای خمشی فولادی دارای ستون با مقطع جفت پروفیل

اسلام سازمند^۱، علی اکبر آقاگوجک^۲، علی مزرعی^۳
(دریافت ۸۹/۱۱/۲۱، پذیرش ۹۱/۸/۱۲)

چکیده

در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران نوعی از اتصال بین تیر I شکل و ستون با مقطع جفت پروفیل برای استفاده در قابهای خمشی با شکل پذیری کم و متوسط به رسمیت شناخته شده است. در این مقاله مشخصات رفتاری اجزای این نوع اتصال و چشمه آن، با انجام سه آزمایش چرخه‌ای تمام‌مقیاس و مدل‌سازی عددی مورد مطالعه قرار گرفته است. یک نمونه تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای جانبی و دو نمونه دیگر علاوه بر بارگذاری جانبی تحت اثر نیروی محوری نیز آزمایش شده‌اند. تمامی نمونه‌ها سختی کافی از خود بروز داده و در رده اتصالات گیردار کامل قرار می‌گیرند. اتصالات قابلیت تغییر مکان نسبی طبقه‌ای برای استفاده در قابهای با شکل پذیری متوسط را نشان داده‌اند. منحنی رفتاری چشمه اتصال در این اتصالات، عمدتاً به دلیل هم‌صفحه نبودن جان‌های ستون با جان تیر، متفاوت با روابط ارائه شده برای اتصالات متعارف تیر I به ستون H می‌باشد. مطالعات نشان می‌دهد رفتار این نوع اتصال عمدتاً متأثر از رفتار قطعه I شکل میانی متشکل از ورق پوشش ستون و ورق پیوستگی قائم می‌باشد که به دلیل تمرکز تنش‌های ایجاد شده در جوش‌های نفوذی و گوشه اتصال، در صورت تقدم شکست در آنها، مفاصل پلاستیک در تیر به نحو مطلوبی شکل نمی‌گیرد. لذا ارائه ضوابط دقیق برای طراحی ورق پوششی ستون در محدوده اتصال ضروری است.

کلمات کلیدی:

قاب خمشی فولادی، چشمه اتصال، مقاطع جفت پروفیل، ورق پیوستگی قائم، ورق پوششی ستون

Experimental and Analytical Study of Connections in Steel MRFs Composed of Double Section Columns

Eslam Sazmand¹, Ali Akbar Aghakouchak², Ali Mazroi³

Abstract

Chapter ten of Iranian National Building Code recognizes a certain type of connection between I beam and double section built up column to be used in ordinary and intermediate MR frames. The behavior of this type of connection and its panel zone are studied by testing three full scale specimens under cyclic loading and finite element modeling. The first specimen is tested under cyclic lateral loading and the other two are tested under axial loading in addition to cyclic lateral loading. All specimens have sufficient strength and stiffness and are categorized as rigid connection. They also show sufficient ductility for being used in intermediate MR frames. The panel zone behavior in this type of connection is different from that of an ordinary connection of I beam to H column, mainly because the webs of beam and column are not in the same plane. The results of this research demonstrate that the behaviour of the connection is mainly affected by the I section comprising of column cover plates and vertical continuity plates. Due to high stress concentrations produced in full penetration and fillet welds, if fracture in welds occurs early, full plastic hinge may not form in beams as desired. Hence provision of criteria for design of column cover plates in connection region is a prerequisite for satisfactory performance of the connection for seismic application.

Key Words

Steel Moment-Resisting frame; Panel Zone; Double Section Profiles; Vertical Continuity Plate; Column Covering Plate.

^۱ دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس. sazmand@modares.ac.ir (نویسنده مسئول)

^۲ استاد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس. A-Agha@modares.ac.ir
^۳ عضو هیأت علمی دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تهران مرکز. amazroi@yahoo.com



غیر ارتجاعی در چشمه اتصال قابهای خمشی فولادی تحت بارگذاری زلزله را می‌دهند [۱ و ۲ و ۳]. بنابراین در این نوع قابها، علاوه بر مفاصل پلاستیک خمشی در تیرها، یک منبع اصلی اتلاف کننده انرژی می‌تواند تشکیل مفاصل پلاستیک برشی در چشمه اتصال باشد. لذا برای پیش‌بینی دقیق پاسخ یک قاب خمشی فولادی تحت بارگذاری زلزله، یک مدل تحلیلی دقیق برای پیش‌بینی پاسخ چشمه اتصال لازم است. برای مدل‌سازی رفتار چشمه اتصال در اتصالات متعارف که در آنها جان‌های تیر و ستون هم‌صفحه می‌باشند (اتصال متشکل از ستون H و تیر I شکل)، مدل‌هایی توسط محققین مختلف ارائه شده است [۴-۱۴].

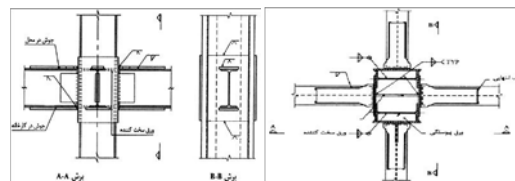
در این مقاله رفتار اتصالات خمشی فولادی متشکل از ستون‌های با مقاطع جفت پروفیل که در آنها جان‌های تیر و ستون غیر هم‌صفحه هستند، مورد بررسی آزمایشگاهی و تحلیلی قرار گرفته است. علاوه بر نحوه و جزئیات اتصال تیر به ستون، تفاوت عمده چشمه اتصال در اینگونه اتصالات با اتصالات متعارف، این است که جان‌های ستون با فاصله از هم قرار گرفته و با جان تیر در یک صفحه نمی‌باشند. ضمناً در صورت اجرای ورق پیوستگی قائم، چشمه اتصال عملاً از سه ناحیه پانلی تشکیل شده است. این تفاوتها باعث عدم تطابق مدل‌های قبلی چشمه اتصال با رفتار چشمه اتصال در اینگونه اتصالات می‌گردد. بنابراین مطالعه و بررسی رفتار تحلیلی و آزمایشگاهی اینگونه اتصالات و چشمه اتصال در آنها ضروری به نظر می‌رسد.

به این منظور چند نمونه از این نوع اتصال تحت بار چرخه‌ای مورد آزمایش قرار گرفته و با استفاده از روش اجزای محدود نیز تحلیل شده است. در ادامه این مقاله پس از معرفی نمونه‌های آزمایشگاهی اتصالات و ارایه جزئیات و نتایج آزمایشات و مدل‌سازیهای عددی صورت گرفته، تفاوت رفتار اینگونه اتصالات با رفتار اتصالات متعارف علی‌الخصوص رفتار چشمه اتصال آنها مورد بررسی قرار می‌گیرد.

سیستم قاب خمشی بدلیل ایجاد یک فضای باز و بدون مانع بین ستونها در طراحی ساختمانها بسیار مورد استفاده قرار می‌گیرد. یکی از مهمترین اجزای قاب خمشی فولادی، اتصالات آن می‌باشد و همچنین شاخص‌ترین مولفه یک اتصال صلب خمشی، چگونگی انتقال لنگر بین اجزای سازه می‌باشد. رفتار چشمه اتصال نیز که یک ناحیه مستطیل شکل از جان ستون، محصور بین ورقهای پیوستگی و بال‌های ستون می‌باشد، نقش مهمی در رفتار اتصال دارد. بنابراین مطالعات گسترده‌ای بر روی چگونگی رفتار و عملکرد اتصالات خمشی بخصوص چشمه اتصال صورت گرفته است.

در ایران به دلیل محدودیت دسترسی به مقاطع نورد شده بزرگ، استفاده از مقاطع ورقی و ترکیبی مانند مقاطع جفت پروفیل و مقاطع قوطی شکل رایج و معمول می‌باشد و این در حالی است که اسناد و مدارک مطمئنی بر روی عملکرد این نوع مقاطع و اتصالات وجود ندارد. در نتیجه بسیاری از محققین و مهندسين عمران کشور سعی بر تعمیم ضوابط طراحی مقاطع نورد شده برای مقاطع ورقی و ترکیبی دارند.

در شکل (۱) یک نمونه اتصال متشکل از ستونهای با مقاطع جفت پروفیل به همراه یک ورق پیوستگی قائم و تیر I شکل نشان داده شده است. این اتصال در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان بعنوان یک اتصال صلب جهت استفاده در قابهای خمشی فولادی با شکل‌پذیری کم و متوسط پذیرفته شده است [۱].



شکل (۱): اتصال متشکل از ستونهای با مقاطع جفت

پروفیل به همراه یک ورق پیوستگی قائم و تیر I شکل [۱]. ضوابط آئین‌نامه‌های ساختمانی امریکا و همچنین ضوابط آئین‌نامه‌های ساختمانی ایران اجازه ایجاد تغییر شکل‌های

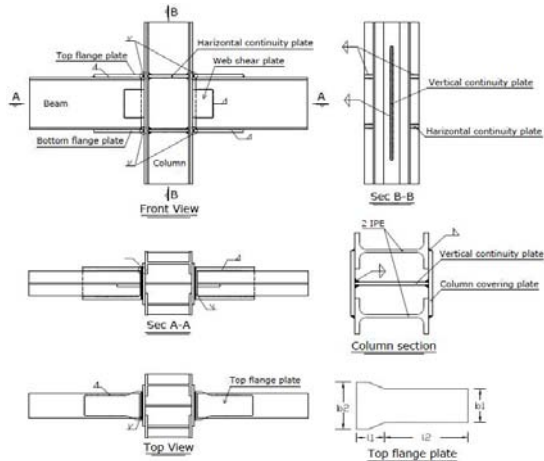
۲- معرفی نمونه‌های آزمایشگاهی و ارائه نتایج آزمایشها

برای بررسی مشخصات رفتاری اتصال و چشمه اتصال در اتصالات متشکل از ستون‌های با مقاطع جفت پروفیل و تیر I شکل، سه آزمایش تمام مقیاس برنامه‌ریزی و انجام شده است که در ادامه مشخصات نمونه‌ها، نحوه انجام آزمایشها و نتایج آزمایشات تشریح می‌گردد.

۲-۱- معرفی نمونه‌ها

نمونه‌های آزمایشگاهی، مطابق جدول (۱)، از یک ساختمان ۸ طبقه با کاربری مسکونی که در جهت طولی شامل چهار قاب خمشی با چهار دهانه ۵ متری و در جهت عرضی شامل پنج قاب خمشی با سه دهانه ۵ متری و ارتفاع طبقات ۳ متر بوده است، انتخاب شده‌اند. اتصالات متشکل از ستون با دو مقطع IPE و ورق‌های پوششی به همراه یک ورق پیوستگی قائم و تیر با مقطع IPE مطابق جزئیات نشان داده شده در شکل (۲) ساخته شده و سپس تحت آزمایش قرار گرفته است. مطابق جدول (۱) نمونه‌های DIP1 و DIPAL1 کاملاً مشابه بوده ولی نمونه DIP1 تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای جانبی و نمونه DIPAL1 علاوه بر بارگذاری چرخه‌ای جانبی تحت اثر نیروی محوری نیز قرار گرفته است. نمونه DIPAL2 نیز علاوه بر بارگذاری چرخه‌ای جانبی تحت اثر نیروی محوری نیز آزمایش شده است. با توجه به نحوه تغییر شکل تیر و ستون در قابهای خمشی تحت اثر بار جانبی، نقاط عطف در وسط دهانه تیر و ستون تشکیل می‌شوند. بنابراین برای آزمایش نصف طول تیر و دو برابر نصف ارتفاع ستون (یک ارتفاع کامل ستون) در نظر گرفته می‌شود، که در آن دو انتهای تیر و انتهای ستون مفصل می‌باشد.

مشخصات و جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی مطابق جدول (۱) می‌باشد. نتایج آزمایشهای کشش انجام شده بر روی بال و جان پروفیل‌های IPE و ورقهای فولادی استفاده شده در ساخت نمونه‌ها در جدول (۲) نشان داده شده است.



شکل (۲): جزئیات ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی.

۲-۲- برپایش آزمایشات

نمونه‌های آزمایشگاهی توسط تکیه‌گاه‌های مفصلی روی یک کف قوی نصب شده‌اند. شرایط مرزی نمونه‌های آزمایشگاهی که توسط تجهیزات برپایش آزمایش تامین می‌شود، به گونه‌ای است که رفتار نمونه‌ها تحت آزمایش تا حد ممکن به رفتار واقعی آن نزدیک باشد. شیوه برپایش آزمایش نمونه‌ها در شکل (۳) نشان داده شده است. در انتهای ستون یک تکیه‌گاه مفصلی و در انتهای تیرها شرایط تکیه‌گاه غلطکی فراهم گردیده است. جک هیدرولیکی با ظرفیت 200 KN و با حداکثر تغییرمکان اعمالی 25 cm + و 25 cm -، بارگذاری چرخه‌ای را به سر آزاد ستون اعمال می‌کند. مقدار بار اعمالی توسط سلول بار اندازه‌گیری می‌شود. بارگذاری چرخه‌ای به شیوه شبه استاتیکی و در مود کنترل تغییرمکان با سرعت کم اعمال می‌گردد.

جدول (۱): جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی.

نمونه	مقطع ستون	مقطع تیر	ورق پیوستگی افقی	ورق پیوستگی قائم	ورق پوششی ستون	ورق فوقانی اتصال					ورق تحتانی اتصال		ورق برشی		
						بعد جوش گوشه	cm	cm	cm	cm	cm	بعد جوش گوشه		ابعاد ورق	
DIP1	2IPE 200	IPE 240	PL 18*4.5*1.2	PL 75*20*1.0	PL 22*1.0	8	12	8	15	2	1.0	PL 23*18*1.5	1.0	PL 15*10*1.0	0.8
DIPAL1	2IPE 200	IPE 240	PL 18*4.5*1.2	PL 75*20*1.0	PL 22*1.0	8	12	8	15	2	1.0	PL 23*18*1.5	1.0	PL 15*10*1.0	0.8
DIPAL 2	2IPE 240	IPE 270	PL 22*6.0*1.2	PL 75*24*1.2	PL 24*1.2	10	14	8	20	2	1.0	PL 28*20*1.5	1.2	PL 15*10*1.0	0.8

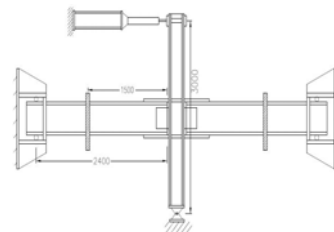
جدول (۲): نتایج آزمایشهای کشش مربوط به بال و جان پروفیل‌های IPE و ورقهای فولادی.

نمونه	F (N/mm)	(N/mm ²)	Elongation(%)	F / F (%)
Plate 10mm - 1	273.2	433.1	26.6	63
Plate 10mm - 2	339.5	439	24.7	77.3
Plate 12mm	253.7	353.8	28.9	71.7
Plate 15mm	201.1	302.8	31.3	66.4
Plate 20mm - 1	263.1	429.5	24.1	61.3
Plate 20mm - 2	294.7	477.3	21.8	61.7
IPE240-1 Flange	304.1	452.8	28.4	67.2
IPE240-1 Web	354.7	478.5	27.2	74
IPE240-2 Flange	300.6	440.2	24.7	68.3
IPE240-2 Web	341.6	472	28.1	72.4
IPE270-1 Flange	341.2	455.3	23	75
IPE270-1 Web	335.3	463	24.9	76.3
IPE270-2 Flange	345.2	467.4	20.4	73.8
IPE270-2 Web	348.8	477.5	26.5	73
IPE200 Flange	283.3	441.6	25.4	64.2
IPE200 Web	320.4	458.9	27.1	69.8



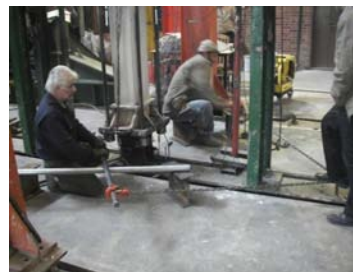
مقدار تغییر مکان نیز در محل اعمال بار اندازه‌گیری و ثبت گردیده است. به منظور جلوگیری از ناپایداری خارج از صفحه نمونه‌ها، از مهار کننده‌های جانبی استفاده می‌گردد. جهت اندازه‌گیری تغییر مکان‌ها و دوران‌های مورد نیاز از تعدادی تغییر مکان‌سنج (LVDT) با آرایش مناسب استفاده گردیده است. همچنین به منظور ارزیابی دقیق رفتار نمونه‌ها نیاز به اندازه‌گیری کرنش در اجزاء نمونه‌ها می‌باشد، لذا کرنش‌سنج‌هایی در محل‌های مورد نظر نصب گردیده است. تمامی تغییر مکان‌سنج‌ها و کرنش‌سنج‌ها بایستی با استفاده از سیم‌های رابط به دستگاه ثبت مقادیر اتصال یابند و در هر گام بارگذاری مقادیر آنها ثبت گردد. مشاهده و ثبت تغییر شکل‌های ظاهری نمونه‌ها شامل تغییر شکل‌های پلاستیک و به طور خاص موقعیت تشکیل مفصل پلاستیک، کمانش‌های موضعی و کلی اجزاء و در نهایت گسیختگی و پارگی احتمالی اجزاء نمونه‌ها و جوش‌ها، از اهمیت فراوانی در درک رفتار نمونه برخوردار می‌باشد. به منظور مشاهده تغییر شکل‌های پلاستیک ایجاد شده در اجزاء نمونه‌ها روش‌های متفاوتی وجود دارد. یکی از روش‌ها ایجاد پوشش نازکی از آب آهک بر روی نمونه مورد نظر می‌باشد. به این منظور قبل از انجام آزمایش، سطح نمونه‌ها با استفاده از آب آهک پوشیده شده است. آهک خشک شده بسیار ترد می‌باشد و تحت اثر تغییر شکل‌های نسبی بیش از حد تسلیم فولاد، شروع به ترک خوردن می‌کند و پوسته می‌شود. با مشاهده این ترک‌ها مشخص می‌شود که کدام ناحیه از نمونه به حد تسلیم رسیده است.

روش بارگذاری چرخه‌ای جانبی نمونه‌ها بر اساس الگوی پیشنهاد شده توسط [AISC 341-05] بوده و مطابق شکل (۵) می‌باشد [۲]. این تاریخچه به شیوه کنترل تغییر مکان و بر مبنای شاخص تغییر مکان طبقه‌ای اعمال می‌گردد. همچنین بر اساس الگوی پیشنهادی برای بارگذاری بیشتر از ۰/۰۴ رادیان تغییر مکان طبقه‌ای،



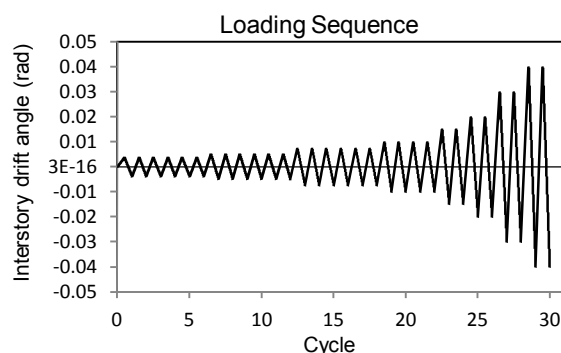
شکل (۳): برپایش آزمایش نمونه‌ها.

در شکل (۴) نحوه اعمال نیروی محوری در نمونه‌های DIPAL1 و DIPAL2 نشان داده شده است. نیروی محوری در ستون‌ها با استفاده از چهار میله فولادی آلیاژی، هشت مهره آلیاژی و تعدادی سخت کننده در اتصال ایجاد شده است. نیروی محوری اولیه ایجاد شده در نمونه DIPAL1 حدود ۱۱۳ تن معادل ۰.۴۹P ستون و در نمونه DIPAL2 حدود ۱۱۱ تن معادل ۰.۳۸P ستون بوده که این نیروی محوری ابتدائاً و قبل از اعمال بارگذاری چرخه‌ای جانبی در نمونه ایجاد شده است، ولی مقدار این نیروی محوری با توجه به تغییر شکل‌های ایجاد شده در اتصال در حین بارگذاری چرخه‌ای جانبی به تدریج کاهش پیدا کرد. بطوریکه در انتهای آزمایش مقدار نیروی محوری موجود در نمونه DIPAL1 به حدود ۹۵ تن و نمونه DIPAL2 به حدود ۹۰ تن رسید.



شکل (۴): نحوه اعمال نیروی محوری در نمونه‌ها.

بارگذاری با افزایش ۰/۰۱ رادیان تغییر مکان طبقه‌ای در ۲ سیکل برای هر مرحله ادامه می‌یابد.



شکل (۵): روش بارگذاری نمونه‌های آزمایشگاهی.

۳-۲- نتایج آزمایشات

در این بخش نتایج آزمایشات شامل منحنی بار-تغییر مکان جانبی، منحنی لنگر-تغییر مکان نسبی طبقه‌ای، منحنی لنگر-تغییر شکل برشی چشمه اتصال، تغییر شکل های پلاستیک و شکست‌های ایجاد شده در محل جوش نمونه‌ها ارائه می‌شود. منحنی بار اعمالی در مقابل تغییر مکان جانبی نمونه‌های DIP1 و DIPAL1 در شکل (۶) نشان داده شده است. یادآوری می‌نماید ابعاد و اندازه‌های این دو نمونه دقیقاً مشابه بوده ولی در نمونه DIPAL1 نیروی محوری در ستون اعمال شده است. این دو نمونه تا تغییر مکان نسبی طبقه‌ای بیش از ۰/۰۶ رادیان بارگذاری گردید و منحنی‌های رفتاری دوکی شکل با افت مقاومتی محدودی در چرخه‌های آخر حاصل شد. یادآور می‌شود براساس ضوابط [AISC 341-05] برای اتصالات خمشی ویژه، بارگذاری تا ۰/۰۴ رادیان تغییر مکان نسبی طبقه‌ای کفایت می‌کند. لذا نتایج آزمایش در نگاه اول، می‌تواند مبین قابلیت تامین شکل پذیری مناسب این اتصالات باشد.

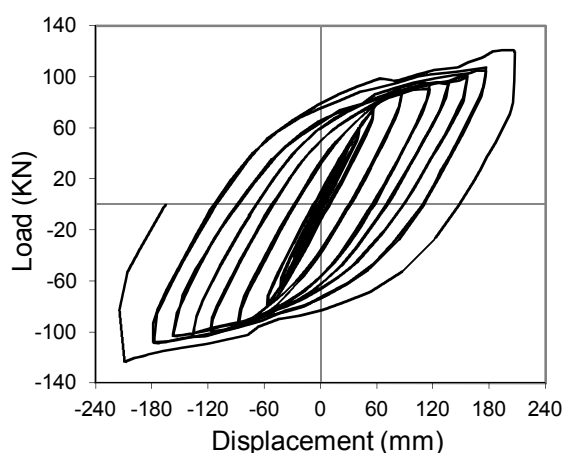
برای نمونه DIP1 در چرخه‌های ۲۳ و ۲۴ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۱/۵ درصد، اولین مورد از ایجاد ترک در پوشش آهکی بال تیر در ناحیه خارج از محل اتصال ورق‌های فوقانی و تحتانی مشاهده گردید. و در چرخه‌های ۲۵ و ۲۶ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۲ درصد، ترک‌های بیشتری در پوشش آهکی بال‌های تیر

ایجاد گردید. و در ادامه در چرخه‌های ۲۷ و ۲۸ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۳ درصد، ترک‌های ایجاد شده در پوشش آهکی بال‌های تیر توسعه یافته و به یکدیگر رسیدند و ریزش پوشش آهکی مشاهده شد. در چرخه‌های ۲۹ و ۳۰ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۴ درصد، ریزش پوشش آهکی علاوه بر بال‌های تیر در چشمه اتصال و بخش‌هایی از جان تیر به وضوح مشاهده گردید. در چرخه‌های ۳۱ و ۳۲ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۴/۷ درصد، ریزش پوشش آهکی در محل جوش‌های نفوذی ورق روسری و زیرسری به ورق پوششی ستون همراه با ایجاد ترک‌های ریز در این جوشها مشاهده گردید. در چرخه‌های ۳۳ و ۳۴ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۵/۳ درصد، علاوه بر توسعه ترک‌ها در محل جوش‌های نفوذی ورق روسری و زیرسری به ورق پوششی ستون، در محل جوش های گوشه ورق پوششی ستون به بال‌های پروفیل ستون ریزش آهک و ترک‌های ریز مشاهده گردید. در چرخه‌های ۳۵ و ۳۶ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۶ درصد، ترک‌ها در محل جوش‌های فوق الذکر توسعه یافتند. و نهایتاً در چرخه ۳۷ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۷ درصد، علاوه بر ریزش کامل پوشش آهکی در محدوده اتصال و توسعه ترک‌های ریز در محل جوشها، کماتش موضعی محدودی در بال تیر مشاهده گردید. رفتار غیرخطی این نمونه در حدود بار جانبی 60KN شروع شد و حداکثر ظرفیت بار جانبی این نمونه حدود 113KN ثبت گردید. همانطور که در شکل (۶) مشاهده می‌گردد ظرفیت بار جانبی نمونه با افت مقاومتی محدودی در چرخه‌های آخر همراه بوده که این افت ناشی از شکست‌های جزئی در جوشها و کماتش موضعی محدود در بال تیر بوده است.

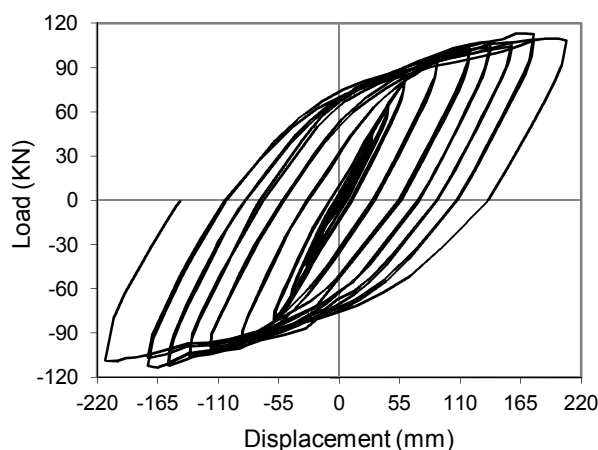
برای نمونه DIPAL1 نیز در چرخه‌های ۲۵ و ۲۶ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۲ درصد، اولین مورد از ایجاد ترک در پوشش آهکی بال تیر در ناحیه خارج از محل اتصال ورق‌های فوقانی و تحتانی مشاهده گردید. و در



ترک‌ها در محل جوش‌های نفوذی ورق روسری و زیرسری به ورق پوششی ستون، در محل جوش‌های گوشه ورق پوششی ستون به بال‌های پروفیل ستون ریزش آهک و ترک‌های ریز مشاهده گردید. در چرخه های ۳۵ و ۳۶ معادل با تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۶ درصد، ترک‌ها در محل جوش‌های فوق‌الذکر توسعه یافتند. و نهایتاً در چرخه ۳۷ معادل با تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۷ درصد، علاوه بر توسعه ترک‌های ایجاد شده در پوشش آهکی جان و بال ستون و ریزش کامل پوشش آهکی در محدوده اتصال، توسعه ترک‌های ریز در محل جوشها مشاهده گردید. رفتار غیرخطی این نمونه در حدود بار جانبی 55 KN شروع شد و حداکثر ظرفیت بار جانبی این نمونه حدود 105 KN ثبت گردید.

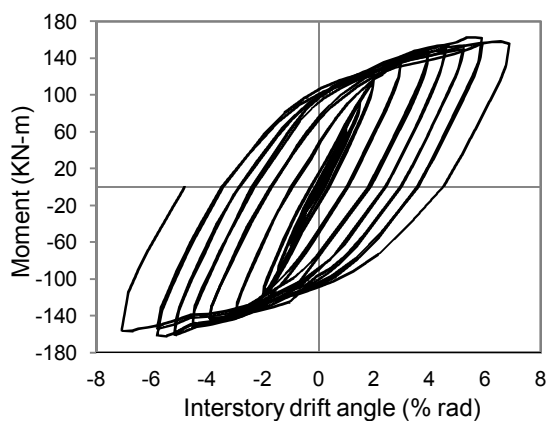


ب) نمونه DIPAL1



الف) نمونه DIP1

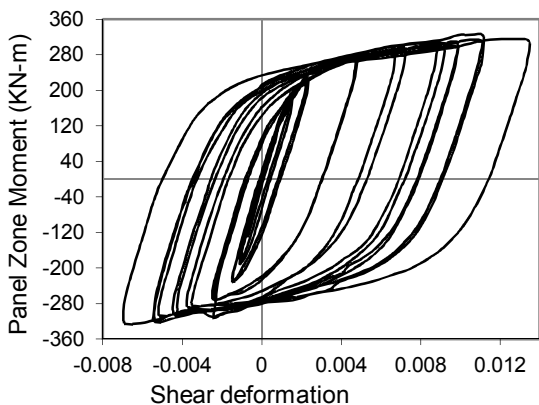
شکل (۶): منحنی بار اعمالی در مقابل تغییرمکان جانبی نمونه‌های DIPAL1 و DIP1.



الف) نمونه DIP1

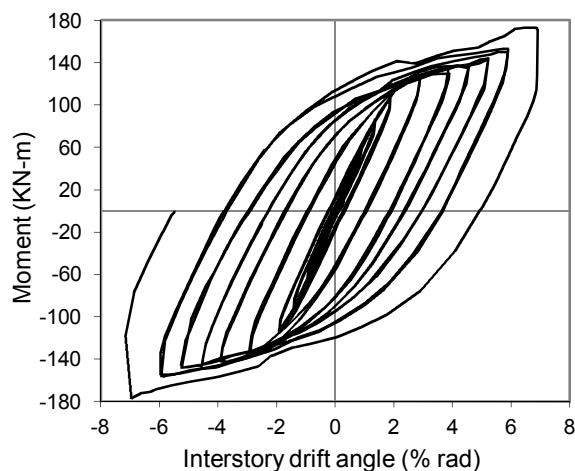
منحنی لنگر وارده به اتصال در مقابل تغییرمکان نسبی طبقه‌ای نمونه‌های DIPAL1 و DIP1 در شکل (۷) نشان داده شده است. در این منحنی‌ها لنگر وارده برابر حاصلضرب نیروی اعمالی در فاصله آن تا اتصال در نظر گرفته شده است. رفتار غیرخطی نمونه‌های DIP1 و DIPAL1 به ترتیب در حدود تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۱/۵٪ و ۲٪ شروع می‌شود. حداکثر لنگر وارده به اتصال نمونه‌های DIPAL1 و DIP1 به ترتیب حدود 140KN-m و 130 KN-m می‌باشد.

منحنی لنگر-تغییرشکل برشی چشمه اتصال برای نمونه DIP1 در شکل (۹) نشان داده شده است. لازم به ذکر است مقادیر لنگر وارده به چشمه اتصال برابر جمع لنگرهای وارده از تیرهای چپ و راست اتصال می باشد. لذا مقادیر لنگر نشان داده شده در این منحنی حدود دو برابر لنگرهای نشان داده شده در شکل (۷) می باشد.



شکل (۹): منحنی لنگر-تغییرشکل برشی چشمه اتصال نمونه DIP1.

شکل (۱۰) تغییرشکل‌های پلاستیک ایجاد شده در نمونه‌ها شامل تسلیم در بال و جان تیرها، تسلیم در چشمه اتصال و نیز شکست‌های ایجاد شده در محل جوش برای نمونه‌های DIP1 و DIPAL1 را نشان می دهد. رفتار غیرخطی این دو نمونه ابتدائاً با تسلیم در بال تیرها شروع شد. بطوریکه در ادامه بال بالا و پائین و قسمتی از جان تیرها کاملاً دچار تسلیم گردید. همانطور که در شکل (۱۰-الف) نشان داده شده است، تسلیم‌های ایجاد شده در تیرها در محدوده‌ای خارج از محل قرارگیری ورق فوقانی و تحتانی اتصال رخ داده است. تسلیم در چشمه اتصال نیز عمدتاً در بخش‌های میانی مطابق آنچه در شکل نشان داده شده است ملاحظه گردید. در شکل (۱۰-ب) شکست‌های ایجاد شده در محل جوش ورق فوقانی به ورق پوششی ستون و جوش ورق پوششی به بال مقاطع IPE ستون مشاهده می گردد. شکست‌های ایجاد شده در محل جوش نمونه‌ها به دلیل تقاضای زیاد کرنش در این نواحی می باشد.

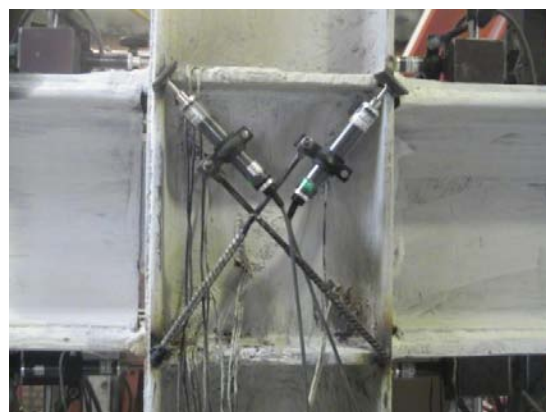


شکل (۷): منحنی لنگر وارده به اتصال در مقابل تغییر مکان نسبی نمونه‌های DIP1 و DIPAL1.

تغییرشکل برشی چشمه اتصال نیز در حین آزمایشات مورد بررسی قرار گرفت. تغییرشکل برشی چشمه اتصال نمونه‌ها با استفاده از ابزاربندی نشان داده شده در شکل (۸) که تغییرشکل‌های قطری چشمه اتصال را اندازه گیری می کنند، از طریق روابط (۱) محاسبه شد [۱۵]. در رابطه (الف) قطر چشمه اتصال پس از تغییرشکل، b و c ابعاد اولیه و δ تغییر در طول قطر چشمه اتصال می باشد. تغییرشکل برشی چشمه اتصال، θ ، از رابطه (۱-ب) محاسبه می گردد.

$$a = \sqrt{b^2 + c^2} \pm \delta \quad (1-f)$$

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{a^2 - b^2 - c^2}{2bc} \right) \quad (1-b)$$



شکل (۸): ابزاربندی جهت اندازه گیری تغییرشکل‌های قطری چشمه اتصال.

در چشمه اتصال و بخش‌هایی از جان تیر به وضوح مشاهده گردید و همچنین اولین مورد از ایجاد ترک در پوشش آهکی در محل جوش‌های نفوذی ورق روسری و زیرسری به ورق پوششی ستون و جوش‌های گوشه ورق پوششی ستون به بال‌های پروفیل ستون و ترک‌های ریز مشاهده گردید. در چرخه‌های ۳۱ و ۳۲ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۴/۷ درصد، ریزش پوشش آهکی در محل جوش‌های نفوذی ورق روسری و زیرسری به ورق پوششی ستون همراه با ایجاد ترک‌های ریز در این جوش‌ها توسعه پیدا کرد و همچنین ریزش پوشش آهکی در بال و جان ستون نیز مشاهده گردید. در چرخه‌های ۳۳ و ۳۴ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه-ای ۵/۳ درصد، علاوه بر توسعه ترک‌ها در محل جوش-های گوشه ورق پوششی ستون به بال‌های پروفیل ستون، ریزش آهک در محل اتصال ورق پوششی ستون و ورق پیوستگی قائم نیز مشاهده گردید. در چرخه‌های ۳۵ و ۳۶ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۶ درصد، ترک‌ها در محل جوش‌های گوشه ورق پوششی ستون به بال‌های پروفیل ستون توسعه یافت تا اینکه این جوش‌ها دچار شکست شد و همچنین کماتش موضعی محدودی در بال تیر نیز رخ داد. و نهایتاً در چرخه‌های ۳۷ و ۳۸ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۷ درصد، علاوه بر توسعه شکست ایجاد شده در محل جوش‌های گوشه ورق پوششی ستون که باعث جدا شدن این ورق از روی بال‌های پروفیل ستون گردید، کماتش موضعی بیشتری در بال تیر نیز مشاهده شد. رفتار غیرخطی این نمونه در حدود بار جانبی 85 KN شروع شد و حداکثر ظرفیت بار جانبی این نمونه حدود 155 KN ثبت گردید. حداکثر لنگر وارده به اتصال حدود 210 KN-m می‌باشد. همانطور که در شکل (۱۱) مشاهده می‌گردد ظرفیت بار جانبی نمونه با افت مقاومتی محدودی در چرخه‌های آخر همراه بوده که این افت ناشی از شکست‌های ایجاد شده در جوش‌ها و کماتش موضعی در بال تیر بوده است.



الف- تسلیم در تیرها و چشمه اتصال.



ب- شکست در محل جوش ورق فوقانی به ورق پوششی ستون و جوش ورق پوششی به بال مقاطع IPE ستون. شکل (۱۰): تغییر شکل‌های پلاستیک و شکست‌های ایجاد شده در محل جوش نمونه‌های DIP1 و DIPAL1

منحنی بار اعمالی در مقابل تغییر مکان جانبی نمونه DIPAL2 در شکل (۱۱) نشان داده شده است. این نمونه تا تغییر مکان نسبی طبقه‌ای بیش از ۶٪ رادیان بارگذاری گردید و منحنی رفتاری دوکی شکل با افت مقاومتی محدودی در چرخه‌های آخر حاصل شد.

برای نمونه DIPAL2 نیز در چرخه‌های ۲۳ و ۲۴ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۱/۵ درصد، اولین مورد از ایجاد ترک در پوشش آهکی بال تیر در ناحیه محتمل مفصل پلاستیک مشاهده گردید. و در چرخه‌های ۲۵ و ۲۶ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۲ درصد، ترک‌های بیشتری در پوشش آهکی بال‌های تیر ایجاد گردید. و در ادامه در چرخه‌های ۲۷ و ۲۸ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۳ درصد، ترک‌های ایجاد شده در پوشش آهکی بال‌های تیر توسعه یافته و به یکدیگر رسیدند و ریزش پوشش آهکی مشاهده شد و همچنین اولین مورد از ایجاد ترک در پوشش آهکی چشمه اتصال نیز رخ داد. در چرخه‌های ۲۹ و ۳۰ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه-ای ۴ درصد، ریزش پوشش آهکی علاوه بر بال‌های تیر

DIPAL2 در شکل (۱۳) نشان داده شده است. رفتار غیرخطی این نمونه نیز ابتدائاً با تسلیم در بال تیرها شروع شد و در ادامه بال بالا و پائین و قسمتی از جان تیرها کاملاً دچار تسلیم گردید. تسلیم در تیرها و چشمه اتصال در شکل (۱۳-الف) نشان داده شده است. شکست‌های ایجاد شده در محل جوش‌های نمونه، کماتش بال تیر و جدایش ورق پوششی از روی بال مقطع IPE ستون در شکل (۱۳-ب) نشان داده شده است.



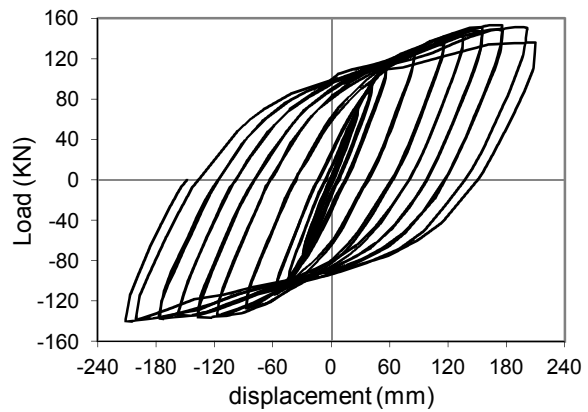
الف- تسلیم در تیرها و چشمه اتصال.



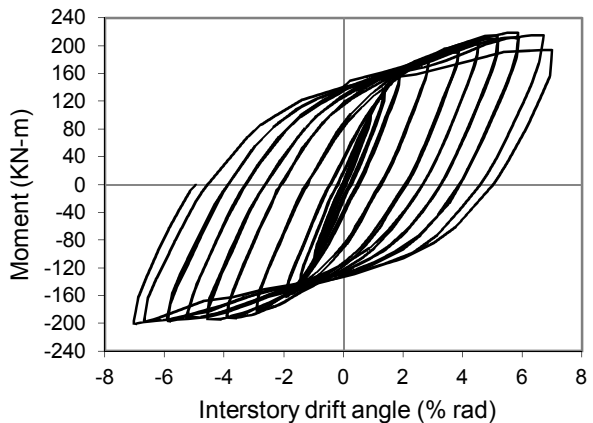
ب- کماتش بال تیر و شکست در محل جوش ورق فوقانی به ورق پوششی و جوش ورق پوششی به بال مقاطع IPE. شکل (۱۳): تغییرشکلهای پلاستیک و شکست‌های ایجاد شده در محل جوش‌های نمونه DIPAL2.

۲-۴- بررسی صلبیت نمونه‌ها

روش‌های متفاوتی برای طبقه‌بندی اتصالات بر اساس میزان صلبیت آنها وجود دارد [۱۶-۱۸]. یکی از آنها روش آیین‌نامه سازه‌های فولادی [AISC 360-05] می‌باشد [۱۸]. در این آیین‌نامه برای تفکیک اتصالات به اتصالات گیردار کامل، نیمه‌گیردار و ساده از مقایسه سختی سکانت، K ، با سختی خمشی تیر، EI/L ، استفاده می‌گردد. بر اساس این آیین‌نامه اگر مقدار $K/(EI/L)$ برای اتصال از عدد ۲۰ بزرگتر باشد، آن



الف) منحنی بار اعمالی - تغییر مکان جانبی

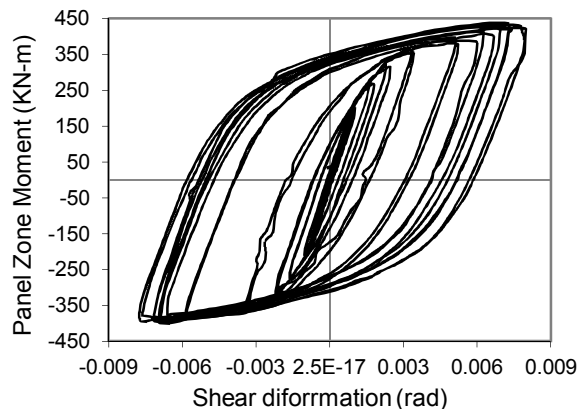


ب) لنگر وارده به اتصال - تغییر مکان نسبی

شکل (۱۱): منحنی بار اعمالی - تغییر مکان جانبی و لنگر

وارده به اتصال - تغییر مکان نسبی نمونه DIPAL2.

منحنی لنگر-تغییر شکل برشی چشمه اتصال نمونه DIPAL2 در شکل (۱۲) نشان داده شده است.

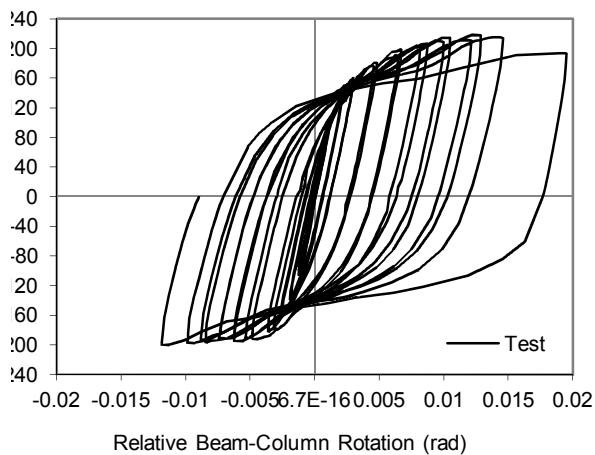


شکل (۱۲): منحنی لنگر-تغییر شکل برشی چشمه اتصال

نمونه DIPAL2

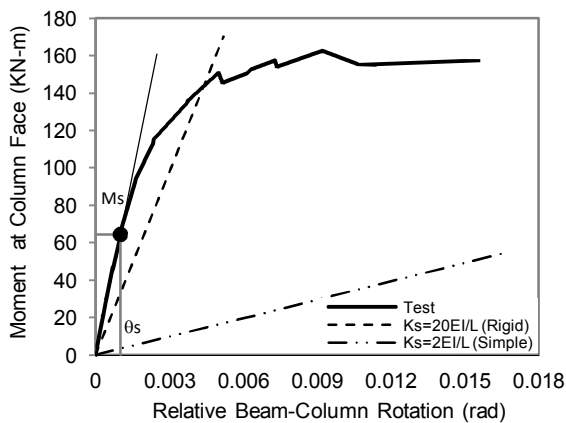
تغییرشکل‌های پلاستیک شامل تسلیم در بال و جان تیرها، تسلیم در چشمه اتصال، کماتش بال تیر و شکست‌های ایجاد شده در محل جوش‌های نمونه



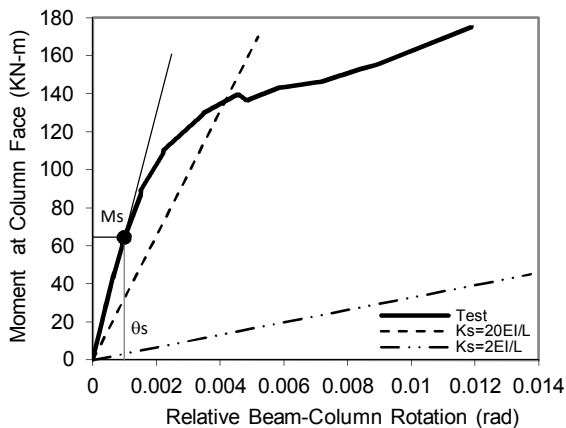


پ- نمونه DIPAL2

شکل (۱۴): منحنی دوران نسبی تیر و ستون در برابر لنگر وارده به اتصال در بر ستون برای نمونه‌های آزمایشی. به منظور بررسی میزان گیرداری نمونه‌های آزمایشی، میانگین مقادیر مثبت و منفی دوران و لنگرهای نشان داده شده در شکل (۱۴) محاسبه شده و نتایج آن در شکل (۱۵) ارائه شده است.

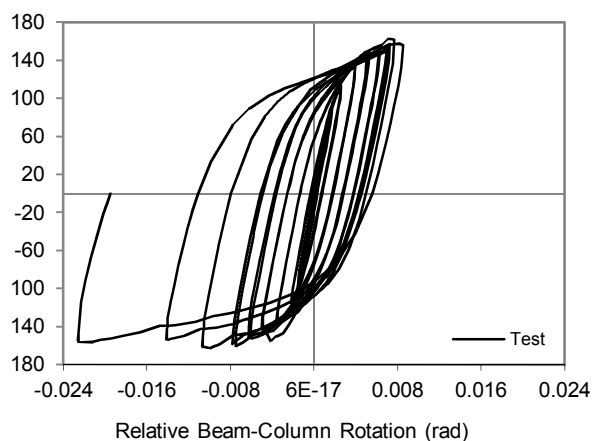


الف- نمونه DIPAL1

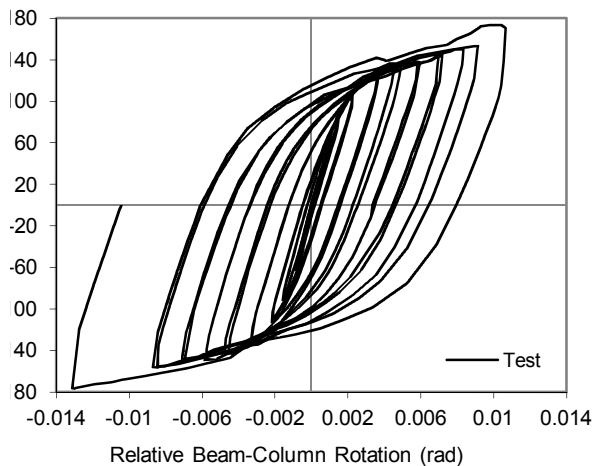


ب- نمونه DIPAL1

اتصال به عنوان اتصال گیردار کامل و چنانچه این عدد از ۲ کمتر باشد، اتصال به عنوان اتصال ساده تلقی می‌شود. اتصالاتی که مقدار $K/(EI/L)$ در آنها بین این دو عدد قرار گیرد، به عنوان اتصال نیمه‌گیردار محسوب می‌شوند. با استفاده از ابزاربندی استفاده شده در حین آزمایش، میزان دوران نسبی تیر و ستون نسبت به یکدیگر اندازه‌گیری و ثبت شده است. و نتایج آن شامل منحنی دوران نسبی تیر و ستون در برابر لنگر وارده به اتصال در بر ستون برای هر سه نمونه آزمایشی در شکل (۱۴) نشان داده شده است.



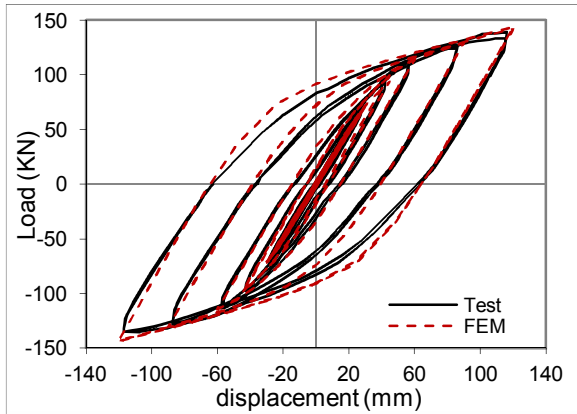
الف- نمونه DIPAL1



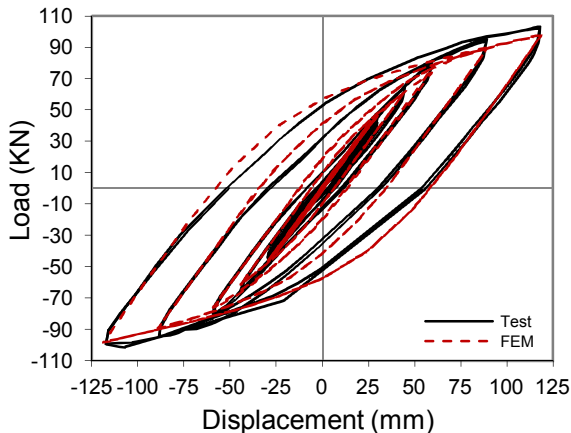
ب- نمونه DIPAL1

ریزتر استفاده شده است. مدل اجزاء محدود اتصال در شکل (۱۶) نشان داده شده است.

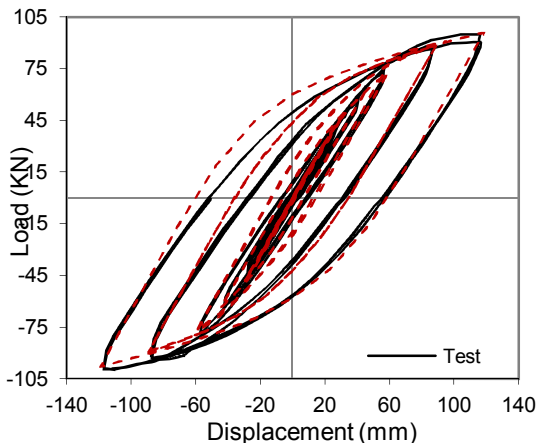
در شکل‌های (۱۷)، (۱۸) و (۱۹) منحنی بار-تغییر مکان جانبی بدست آمده از مدل‌سازی عددی و آزمایش‌ها، مقایسه شده است. همانطور که از مقایسه‌ها مشاهده می‌گردد تطابق قابل قبولی بین نتایج مدل‌سازی عددی و آزمایش نمونه‌ها برقرار است.



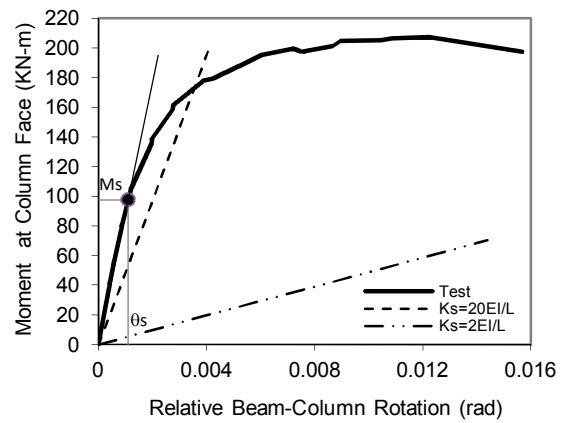
شکل (۱۶): مدل اجزاء محدود اتصال.



شکل (۱۷): مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی و آزمایش نمونه DIP1.



شکل (۱۸): مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی و آزمایش نمونه DIPAL1.



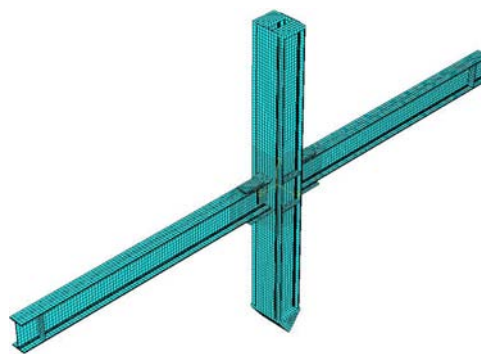
پ- نمونه DIPAL2

شکل (۱۵): تعیین صلبیت نمونه‌ها.

بر اساس منحنی‌های نشان داده شده در شکل (۱۵)، مقدار $K/(EI/L)$ برای نمونه‌های DIP1، DIPAL1 و DIPAL2 به ترتیب برابر $۳۹/۳۷$ ، $۳۹/۷۶$ و $۳۶/۴۹$ بدست آمده است. بنابراین تمامی نمونه‌ها در رده اتصالات گیردار کامل قرار می‌گیرند.

۳- مدل‌سازی عددی نمونه‌ها و مقایسه با نتایج آزمایش

با توجه به محدودیت‌های موجود برای بررسی کامل رفتار اجزاء اتصال و محدودیت تعداد آزمایشات، جهت مطالعه پارامتریک و بررسی دقیق تر رفتار اجزاء اتصال، مدل عددی اتصال با استفاده از نرم‌افزار تحلیلی اجزاء محدود ABAQUS ایجاد شده است. از المانهای Solid جهت مدل‌سازی اجزاء اتصال شامل تیر، ستون، ورق‌ها و ... و از المانهای Contact جهت مدل‌سازی تماس میان سطوح استفاده شده است [۲۱]. در این تحلیل‌ها رفتار غیرخطی هندسی و همچنین رفتار غیرخطی مصالح فولادی لحاظ شده است. مشخصات مصالح مطابق نتایج حاصل از تست های کششی Coupons در نظر گرفته شده است. رفتار الاستوپلاستیک همراه با سخت‌شوندگی کرنشی ترکیبی (Combined hardening) و معیار تسلیم فون میسز برای فولاد در نظر گرفته شده است. شیب قسمت الاستیک $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ و شیب قسمت پلاستیک مطابق نتایج آزمایش کشش در نظر گرفته شده است. تغییرات تنش در نواحی نزدیک اتصال بیشتر از سایر نقاط است. در نتیجه برای دستیابی به جواب‌های دقیق‌تر، در محل اتصال و نواحی نزدیک آن از شبکه‌های

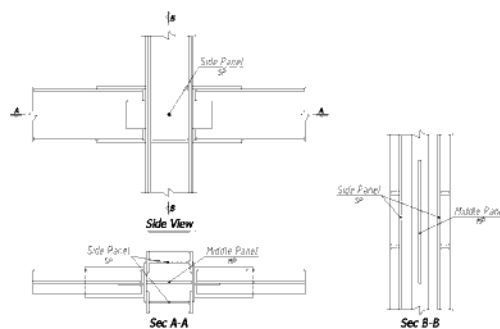


شکل (۱۹): مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی و آزمایش نمونه DIPAL2.

لازم به ذکر است از آنجا که افت‌هایی در منحنی رفتاری نمونه‌ها عمدتاً در چرخه‌های انتهایی و تغییرمکان‌های بزرگتر از ۱۲۰ میلی‌متر (معادل ۴ درصد تغییرمکان نسبی طبقه‌ای) رخ داده است و اینکه در مدل‌سازی عددی قابلیت در نظر گرفتن افت‌ها لحاظ نشده است، لذا آنالیزهای عددی تا حداکثر ۴ درصد تغییرمکان نسبی طبقه‌ای انجام شده و با نتایج آزمایش مقایسه شده است.

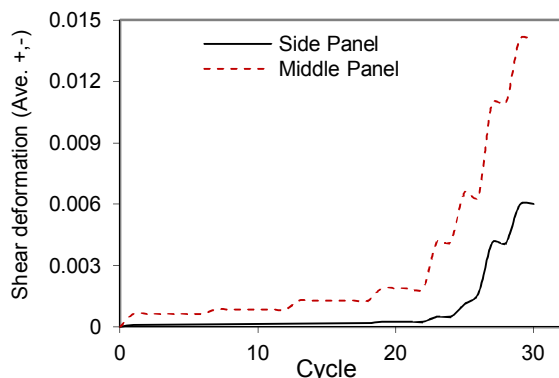
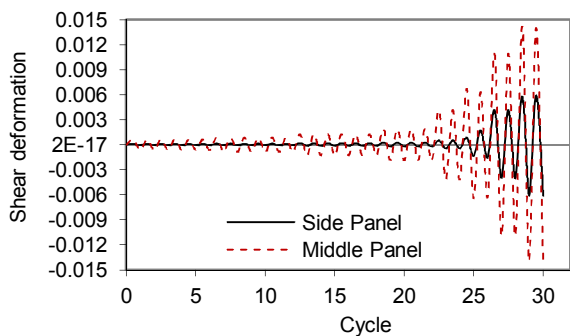
۴- بررسی رفتار چشمه اتصال و مقایسه با مدل‌های موجود

جزئیات ارائه شده در شکل (۲۰)، برای بررسی رفتار چشمه اتصال در اتصالات متشکل از ستون‌های با مقاطع جفت پروفیل مؤید آن است که در این اتصالات باید سه ناحیه پانلی مورد توجه قرار گیرد. اولی ناحیه پانلی میانی است که همان ورق پیوستگی قائم می‌باشد، دومی و سومی ناحیه‌های پانلی کناری هستند که همان جان‌های مقاطع دابل پروفیل ستون بوده و مشابه یکدیگر می‌باشند.



شکل (۲۰): چشمه اتصال متشکل از سه ناحیه پانلی.

تغییرشکل برشی ناحیه‌های پانلی کناری مطابق ابزاربندی نشان داده شده در شکل (۸) در حین آزمایش‌ها اندازه‌گیری شده است و نتایج آن در شکل‌های (۹) و (۱۲) نشان داده شده است. ولی با توجه به اینکه اندازه‌گیری تغییرشکل برشی ناحیه پانلی میانی در حین آزمایش میسر نمی‌باشد، لذا مقایسه تغییرشکل برشی ناحیه‌های پانلی میانی و کناری با استفاده از مدل عددی صورت می‌گیرد که نتایج آن بعنوان نمونه برای مدل عددی DIP1 در شکل (۲۱) نشان داده شده است. همانطور که از این نمودارها مشاهده می‌گردد، ناحیه پانلی میانی تغییرشکل برشی بیشتری نسبت به ناحیه‌های پانلی کناری تحمل می‌کند.

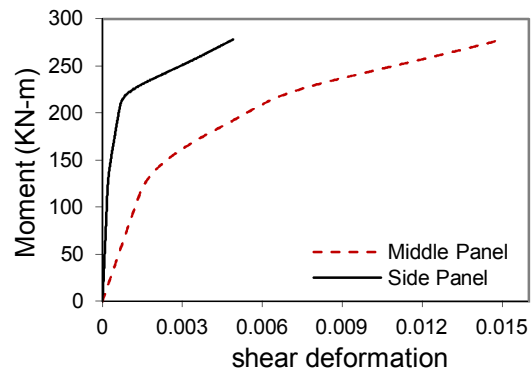


شکل (۲۱): مقایسه تغییرشکل برشی پانل میانی و کناری

نمونه DIP1

همچنین تغییرشکل برشی ناحیه‌های پانلی کناری و میانی در برابر لنگر کل وارده به اتصال تا تغییرمکان نسبی ۰.۴٪ تحت اثر بارگذاری یکنوا برای نمونه DIP1 در شکل (۲۲) مقایسه شده است. منظور از لنگر کل وارده به اتصال در این منحنی، جمع لنگر سمت چپ و راست

ناحیه پانلی می‌باشد که از تیرهای طرفین وارد اتصال می‌گردد.



شکل (۲۲): مقایسه تغییرشکل برشی پانل‌های میانی و کناری نمونه DIP1 تحت اثر بارگذاری یکنوا.

همانطور که از نمودارهای شکل (۲۲) نیز مشاهده می‌گردد، ناحیه پانلی میانی تغییرشکل برشی بیشتری نسبت به ناحیه‌های پانلی کناری تحمل می‌کند. با توجه به مقایسه‌های انجام شده در شکل‌های (۲۱) و (۲۲)، از آنجا که رفتار کلی قاب متأثر از تغییرشکل‌های ناحیه پانلی میانی به دلیل هم صفحه بودن با جان تیر و تحمل تغییرشکل‌های بزرگتر، می‌باشد بنابراین می‌توان ناحیه پانلی میانی را بعنوان ناحیه پانلی مبنا (اصلی) و ناحیه های پانلی کناری را بعنوان کمکی در نظر گرفت.

چندین محقق از جمله Huang و Fielding [۱۹]، Krawinkler [۴]، Wang [۲۰]، Kim [۸] و Engelhardt [۷] روابطی را بین نیروی برشی ناحیه پانلی V و تغییرشکل چشمه اتصال γ تحت بارگذاری یکنوا ارائه کرده‌اند. از این روابط بعنوان پایه مدل‌های تحلیلی برای توصیف رفتار چشمه اتصال بصورت فنرهای غیرخطی چرخشی استفاده شده است. روابط $\gamma - V$ ارائه شده توسط Krawinkler بعنوان مبنای محاسبه مقاومت برشی چشمه اتصال در چندین آئین‌نامه ساختمانی [۳ و ۲] نیز پذیرفته شده است. محققین سختی الاستیک المان پانل را با در نظر گرفتن تغییر شکل برشی الاستیک خالص سطح برشی مؤثر ناحیه پانلی محاسبه کرده‌اند. Fielding و Krawinkler سطح برشی مؤثر A_{eff} را برابر $(d_c - t_{ef})t_{cw}$ در نظر گرفته‌اند و Wang سطح

مؤثر برشی A_{eff} را به صورت $(d_c - 2t_{ef})t_{cw}$ در نظر گرفت. d عمق مقطع، t ضخامت بال ستون، t ضخامت جان ستون و زیرنویس‌های 'c'، 'f' و 'w' به ترتیب مربوط به ستون، بال و جان می‌باشند. آنها پیشنهاد می‌کنند که لنگر تسلیم و سختی الاستیک ناحیه پانلی به صورت زیر در نظر گرفته شود:

$$= \frac{(\quad)}{(\quad)} = \frac{(\quad)}{(\quad)} \quad (2-f)$$

$$= \frac{(\quad)}{(\quad)} = \frac{(\quad)}{(\quad)} \quad (2-b)$$

که V_y نیروی برشی تسلیم ناحیه پانلی، $\bar{\sigma}_y = \bar{\sigma}_y / G$ و γ_y مدل برشی الاستیک، $\bar{\sigma}_y$ تنش تسلیم برشی فون میسر جان ستون، بر اساس اندرکنش نیروی محوری و برشی می‌باشند. تنش برشی تسلیم فون میسر، $\bar{\sigma}$ ، به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$\bar{\sigma} = \frac{(\quad)}{(\quad)} \quad (4)$$

که P و P_y به ترتیب نیروی محوری و نیروی تسلیم محوری ستون و σ_y تنش تسلیم جان ستون می‌باشد. برای توصیف کامل رفتار چشمه اتصال یک رابطه دو خطی توسط Fielding و Huang [۱۹] پیشنهاد شده که شامل سختی الاستیک K_e و سختی پس از الاستیک K_1 می‌باشد.

$$= \frac{(\quad)}{(\quad)} \quad (5)$$

که t_{ef} ، b_{ef} به ترتیب عرض و ضخامت بال ستون می‌باشند. Krawinkler et al. [۴] و Wang [۲۰] هرکدام روابط سه خطی $\gamma - M^{pa}$ پیشنهاد کردند که شامل سختی الاستیک k_e بوده و با دو سختی پس از ناحیه خطی ادامه می‌یابد که با مقادیر K_1 و K_2 مشخص می‌شود. Krawinkler روابط تجربی (آزمایشگاهی) برای سختی پس از الاستیک K_1 و لنگر تسلیم دوم M_{sh}^{pa} را به صورت زیر پیشنهاد کرد:

$$= \frac{(\quad)}{(\quad)} \quad (6)$$

$$= \frac{(\quad)}{(\quad)} + \frac{(\quad)}{(\quad)} \quad (7)$$



Wang سختی پس از الاستیک K_1 را به صورت زیر پیشنهاد کرد:

$$= 0.7 \quad (8)$$

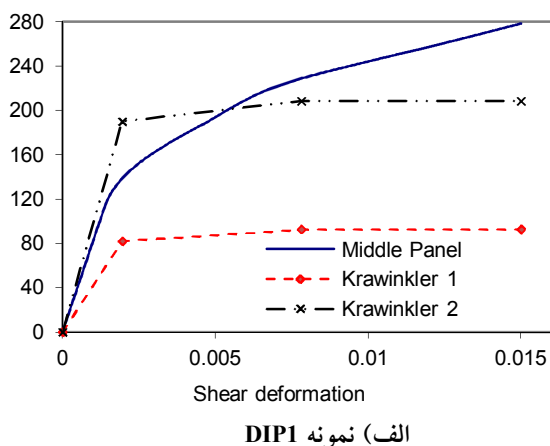
Krawinkler و Wang فرض کردند که سخت شوندگی کرنش به ترتیب در $\gamma_{sh} = 4\gamma_y$ و $3.5\gamma_y$ شروع می-شود. بنابراین سختی قسمت سخت شوندگی کرنش K_2 به صورت زیر پیشنهاد شده است:

$$= \frac{G}{(\quad)} \quad (9)$$

که G مدول برشی سخت شوندگی کرنش می باشد. Kim و Engelhardt مدلی چهار خطی را ارائه کردند که مقایسه این مدل با نتایج آزمایش، نشان داد اصلاحات پیشنهاد شده در این مدل چهار خطی باعث ایجاد نتایج دقیق تری در مقایسه با نتایج بدست آمده از مدل های قبلی خصوصاً در اتصالات با بال های ستون نسبتاً ضخیم می گردد [8].

تمام تحقیقات صورت گرفته قبلی مربوط به اتصالات با جان های تیر و ستون هم صفحه می باشد. اما در مطالعه حاضر، قاب های خمشی فولادی متشکل از ستون های با مقاطع جفت پروفیل و یک ورق پیوستگی قائم مورد بررسی قرار گرفته است که در اتصالات آنها جان های تیر و ستون هم صفحه نمی باشند. در شکل (۲۳) منحنی تغییر شکل برشی ناحیه پانلی میانی در برابر لنگر کل وارده به اتصال تحت اثر بارگذاری یکنوا به همراه روابط ارائه شده توسط Krawinkler نشان داده شده است [۴]. در این شکل Krawinkler1 مربوط به حالتی است که در روابط (۲) برای محاسبه سطح برشی موثر A_{eff} مقدار t برابر ضخامت ورق پیوستگی قائم در نظر گرفته شده است و ضخامت ورق مضاعف برابر صفر منظور شده است. به عبارت دیگر فرض شده است که جان های ستون (پانل های کناری) بعنوان ورق مضاعف هیچگونه تأثیری بر رفتار پانل میانی ندارند. با توجه به وجود پانل های کناری مربوط به جان ستون های جفت پروفیل و

قرار گرفتن این پانل ها در صفحات موازی اما با فاصله از پانل میانی، منحنی Krawinkler1 یک حد پایین برای رفتار این نوع اتصال می باشد. در شکل (۲۳) Krawinkler2 مربوط به حالتی است که در روابط (۲) برای محاسبه سطح برشی موثر A_{eff} مقدار t برابر مجموع ضخامت های ورق پیوستگی قائم و جان های ستون بعنوان ورق مضاعف در نظر گرفته شده است. به عبارت دیگر فرض شده است که جان های ستون (پانل های کناری) بعنوان ورق مضاعف بدون فاصله (چسبیده) با ورق پیوستگی قائم بوده و بر رفتار پانل میانی کاملاً موثر (۱۰۰ درصد) می باشند. با توجه به قرار گرفتن پانل های کناری مربوط به جان ستون های دوپل پروفیل در یک صفحه موازی اما با فاصله از پانل میانی و اینکه در روابط ارائه شده توسط Krawinkler فرض بر این است که ورق مضاعف چسبیده (بدون فاصله) به جان ستون است، منحنی Krawinkler2 یک حد بالا برای رفتار این نوع اتصال در بخش ارتجاعی می باشد. در ناحیه غیر ارتجاعی، به نظر می رسد زمانی که تغییر شکل برشی رشد می کند، ظرفیت لنگر چشمه اتصال حتی از مقدار پیش بینی شده توسط Krawinkler2 هم بیشتر است که این موضوع مؤید آن است که سخت شوندگی کرنش در رابطه Krawinkler به صورت محافظه کارانه کم در نظر گرفته شده است.

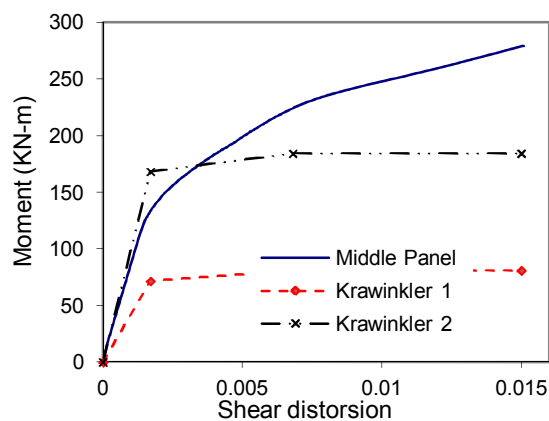


۵- ضوابط طراحی اتصال در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

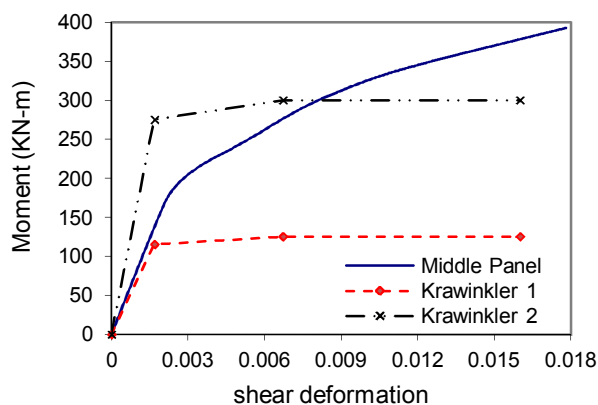
بند ۱۰-۱-۱۱-۲-۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، ضوابط طراحی چشمه اتصال را به صورت زیر ارائه می کند [۱]:

"روابط ارائه شده برای تنش موجود و مجاز برشی چشمه اتصال، برای ستون‌های با مقطع H شکل است که در آنها نیروی جانبی لرزه‌ای در راستای صفحه جان وارد می‌گردد. برای ستون‌های با مقطع قوطی شکل، تنش موجود و مجاز برشی با قرار دادن مجموع ضخامت جان‌های ستون و ضخامت ورق‌های تقویت چشمه اتصال، در صورت وجود به جای t در روابط فوق به دست می‌آید."

همانطور که از متن آئین‌نامه مشخص است، ضوابط ارائه شده در خصوص چشمه اتصال مربوط به اتصالات متشکل از ستون با مقطع H و تیر با مقطع I برای اتصالات با مقاطع قوطی شکل و احیاناً مقاطع دابل پروفیل تعمیم داده شده است. در حالی که در بخش‌های قبلی مقاله نشان داده شد که رفتار چشمه اتصال در اتصالات دارای مقاطع جفت پروفیل با اتصالات متشکل از ستون با مقطع H و تیر با مقطع I متفاوت است و تعمیم روابط ارائه شده برای طراحی و ارزیابی چشمه اتصال در اتصالات متعارف برای چشمه اتصال با مقاطع دابل پروفیل صحیح نمی‌باشد و بایستی در این خصوص مطالعات و بررسی‌های بیشتری صورت پذیرد. همچنین در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ضابطه خاصی برای طراحی ورق پوششی ستون اعم از ضخامت ورق و جوش آن در مقاطع جفت پروفیل وجود ندارد. لذا محاسبه ابعاد و مشخصات ورق پوششی ستون عمدتاً بر اساس سطح مقطع و ممان اینرسی مورد نیاز ستون برای تحمل تلاش‌های وارده بر مقطع ناشی از رفتار کلی قاب صورت می‌گیرد. این در حالی است که در اتصالات با مقاطع جفت پروفیل (شکل ۱)، در محل اتصال ورق‌های روسری و زیرسری تیر مستقیماً به بال های ستون متصل نمی‌شوند بلکه این ورق‌ها به ورق پوششی ستون متصل شده و ورق پوششی ستون بایستی تمامی تنشها و نیروهای وارده را از طریق جوش های



ب) نمونه DIPAL1



ج) نمونه DIPAL2

شکل (۲۳): مقایسه تغییر شکل برشی چشمه اتصال مقاطع

دابل پروفیل با روابط Krawinkler.

همانطور که از مطالب ارائه شده در بخش‌های قبل مشخص شد، عواملی مانند وجود سه پانل، هم صفحه نبودن پانل‌های کناری و جان تیر، عدم وجود ورق پیوستگی در بالا و پائین پانل میانی، جزئیات و نحوه اتصال تیر به ستون باعث تفاوت در منحنی رفتاری چشمه اتصال اینگونه اتصالات در مقایسه با روابط ارائه شده توسط سایر محققین می‌گردد. لذا استفاده از روابط موجود رفتار چشمه اتصال در اتصالات متعارف (اتصال متشکل از ستون H و تیر I شکل)، ارایه شده در آئین نامه‌ها، دستورالعمل‌های طراحی و کارهای تحقیقاتی، برای اتصالات با مقاطع جفت پروفیل مناسب نبوده و نمی‌تواند رفتار واقعی چشمه اتصال را در اینگونه اتصالات نشان دهد.

سطح مقطع و ممان اینرسی مورد نیاز ستون پاسخگوی نیروها و تنش‌های وارده به این ورق در محل اتصال، نمی‌باشد. لذا بایستی ضوابط طراحی خاصی برای ورق پوششی ستون در اتصالات با مقاطع جفت پروفیل ارائه گردد و یا اینکه با ارائه جزئیات خاصی سعی شود تا حد ممکن ورق‌های روسری و زیر سری مستقیماً به بال‌های ستون متصل شوند تا انتقال نیرو مستقیماً و بدون واسطه از تیر به ستون صورت پذیرد.

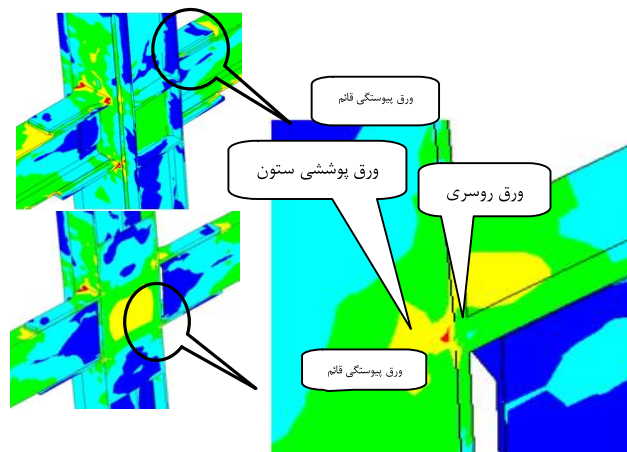
نتیجه گیری

به منظور تعیین مشخصات رفتاری اتصالات متشکل از ستون‌های با مقطع جفت پروفیل و تیر I شکل، سه آزمایش بارگذاری چرخه‌ای تمام مقیاس برنامه‌ریزی و انجام شد. بر اساس نتایج آزمایش، سختی نمونه‌ها به میزانی است که می‌تواند در رده اتصالات گیردار کامل قرار گیرند. نمونه‌ها تا تغییر مکان نسبی طبقه‌ای بیش از ۶٪ بارگذاری گردید و منحنی‌های رفتاری دوکی شکل با افت مقاومتی محدودی در چرخه‌های آخر حاصل شد. از آنجا که مبحث دهم مقررات ملی ساختمان اتصالات با مقطع جفت پروفیل را بعنوان یک اتصال گیردار برای استفاده در قابهای خمشی با شکل‌پذیری کم و متوسط ارائه می‌کند، و با توجه به اینکه رفتار اینگونه اتصالات تا تغییر مکان نسبی طبقه‌ای بیشتر از ۴٪ مناسب است، فرض شکل‌پذیری متوسط در این اتصالات تأیید می‌شود.

عواملی مانند وجود سه پانل، هم‌صفحه نبودن جان‌های ستون و جان تیر، عدم وجود ورق پیوستگی در بالا و پائین پانل میانی، جزئیات و نحوه اتصال تیر به ستون باعث تفاوت در منحنی رفتاری چشمه اتصال مقاطع جفت پروفیل در مقایسه با روابط ارائه شده توسط سایر محققین و آئین‌نامه‌ها که مربوط به اتصالات تیر I به ستون H است، می‌گردد. لذا استفاده از روابط موجود چشمه اتصال در اتصالات متعارف، برای اتصالات با مقاطع جفت پروفیل مناسب نبوده و نمی‌تواند رفتار واقعی چشمه اتصال را در اینگونه اتصالات ارائه نماید.

گوشه دو لبه ورق به بال‌های ستون منتقل کند. این موضوع، همانطور که در شکل (۲۴) نشان داده شده است، باعث ایجاد خمش موضعی در ورق پوششی ستون و تمرکز تنش زیاد در محل برخورد این ورق به ورق‌های روسری/ زیرسری، ورق پیوستگی قائم و همچنین تمرکز تنش در جوش‌های گوشه دو لبه ورق پوششی ستون می‌گردد. شکل (۲۴) نتایج تحلیل (تنش فون میسز) اجزاء محدود نمونه DIP1 به همراه یک برش از وسط اتصال را نشان می‌دهد که تمرکز تنش در محل برخورد این سه ورق و نیز دو انتهای اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به ورق پوششی و همچنین محل اتصال ورق پوششی به ستون به وضوح مشخص می‌باشد.

رفتار ورق پوششی ستون در حین آزمایشات نیز مورد ارزیابی قرار گرفت و همانطور که در شکل‌های (۱۰) و (۱۳) نیز نشان داده شده است، این ورق در محل اتصال تحت خمش ناشی از نیروهای کششی و فشاری ورق‌های روسری و زیرسری تیر دچار تغییر شکل‌هایی گردید و به علت تمرکز تنش زیاد در محل جوش‌های گوشه دو لبه ورق، که رابط بین ورق‌های روسری/ زیرسری با بال‌های ستون می‌باشند، این جوش‌ها در سیکل‌های انتهایی بارگذاری دچار ترک‌های ریز و نهایتاً شکست شدند.



شکل (۲۴): تمرکز تنش ایجاد شده در ورق پوششی ستون

(مدل اجزاء محدود نمونه DIP1)

با توجه به نقش بسیار مهمی که ورق پوششی ستون در رفتار اتصالات با مقاطع جفت پروفیل دارد، به نظر می‌رسد محاسبه ابعاد و مشخصات ورق پوششی بر اساس

مطالعات حاضر نشان می‌دهد در این اتصالات پانل‌های کناری چشمه اتصال یعنی جان مقاطع ستون نمی‌تواند به طور ۱۰۰٪ در افزایش سختی و مقاومت پانل میانی یعنی ورق پیوستگی قائم مشارکت نماید. لذا بایستی در خصوص رفتار چشمه اتصال در مقاطع ورقی و ترکیبی مانند مقاطع جفت پروفیل، مقاطع قوطی شکل و ... که استفاده از این مقاطع در ایران رایج و معمول می‌باشد، مطالعات بیشتر و جامع‌تری صورت پذیرد. و ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در این زمینه تکمیل گردد.

ضمناً بررسی‌های آزمایشگاهی و تحلیلی صورت گرفته، نشان‌دهنده نقش بسیار مهم ورق پوششی ستون در رفتار اتصالات با مقاطع جفت پروفیل می‌باشد. با توجه به تمرکز تنش و خمش‌های ایجاد شده در ورق پوششی ستون، محاسبه ابعاد و مشخصات این ورق بر اساس سطح مقطع و ممان اینرسی مورد نیاز ستون، پاسخگوی نیروها و تنش‌های وارده، علی‌الخصوص در محدوده اتصال، نمی‌باشد. از آنجا که در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ضابطه خاصی برای طراحی ورق پوششی ستون در محل اتصال وجود ندارد، باید در این خصوص بررسی‌های بیشتری به منظور تدوین ضوابط طراحی متناسب با نقش این ورق در اتصالات با مقاطع جفت پروفیل صورت پذیرد. برای شناخت بیشتر رفتار ورق پوششی ستون می‌توان علاوه بر بررسی‌های آزمایشگاهی از مطالعات عددی و استفاده از مدل‌سازی‌های سازه‌ای ساده شده به منظور مطالعه پارامتریک ضخامت، ابعاد و نحوه اتصال این ورق به بال‌های ستون بهره جست. تحقیق حاضر نشان می‌دهد عملکرد اتصالات مورد مطالعه بدلیل عدم اتصال مستقیم تیر به ستون و بواسطه اتصال تیر به قطعه I شکل میانی (متشکل از ورق‌های پوششی و ورق پیوستگی قائم) و مشارکت کمتر دو پروفیل ستون، متاثر از رفتار قطعه I شکل میانی می‌باشد. بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی بدلیل تقاطع سه ورق اتصال بال، ورق پوششی ستون و ورق پیوستگی قائم و

ضمناً تغییرشکل‌های بزرگ ورق پیوستگی قائم، تقاضای کرنش در جوش‌های گوشه ورق پوششی به بال دو پروفیل ستون افزایش یافته و باعث تمرکز تنش و شکست این جوش‌ها و جوش‌های نفوذی ورق‌های روسری و زیرسری به ورق پوششی ستون می‌گردد. این مود گسیختگی که باعث عدم شکل‌گیری مفصل پلاستیک کامل همراه با کماتش‌های موضعی در تیرها می‌گردد، رفتار مطلوبی را برای اینگونه اتصالات ارائه نمی‌دهد. لذا ارائه ضوابط خاص برای طراحی ابعاد، ضخامت و جزئیات جوش اتصال ورق پوشش ستون و یا ارائه جزئیات خاصی که انتقال تنش از ضخامت این ورق را حذف نماید، می‌تواند باعث کاهش این تمرکز تنش‌ها و تاخیر در شکست این جوش‌ها و نهایتاً بهبود عملکرد اتصال شود.

تشکر و قدردانی

آزمایشات گزارش شده در این مقاله در آزمایشگاه سازه مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن انجام شده است. نویسندگان از مساعدت‌های بیدریغ مسئولان این مرکز در تقبل هزینه‌ها و فراهم‌آوردن امکانات انجام آزمایش‌ها سپاسگذاری می‌نمایند.

مراجع

۱- "مبحث دهم (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی)" دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، معاونت امور مسکن و ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، ۱۳۸۷.

2-AISC341-05 (2005), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-05, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.

3-Federal Emergency Management Agency, FEMA-350, "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Building"; June, 2000.

4-Krawinkler H, Bertero VV, Popov EP. Shear behavior of steel frame joints. Journal of the Structural Division, ASCE 1975;101(11): 2317-36.

5- Krawinkler H, Bertero VV, Popov EP. Inelastic behavior of steel beam-to-column



- 18- AISC 360-05 (2005), Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05, March 9, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL
- 19- Fielding DJ, Huang JS. Shear in steel beam-to-column connections. *Welding J.* 1971;50(7):313s–26 (research supplement).
- 20- Wang SJ. Seismic response of steel building frames with inelastic joint deformation. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Lehigh University, Bethlehem, PA; 1988.
- 21- ABAQUS/CAE, Version 6.6-3, User's manual, theory, 2003.
- subassemblages. Report No. EERC 71/07, University of California, Berkeley, CA; 1971.
- 6- Krawinkler H, Mohasseb S. Effect of Panel Zone Deformations on Seismic Response. *Journal of Constructional Steel Research* 8 (1987) 233-250.
- 7-Castro JM, Elghazouli AY, Izzuddin BA. Modelling of the panel zone in steel and composite moment frames. *Engineering Structures* 27 (2005) 129–144.
- 8- Kim KD, Engelhardt MD. Monotonic and cyclic loading models for panel zones in steel moment frames. *Journal of Constructional Steel Research* 58 (2002) 605–635.
- 9- Mulas MG. A structural model for panel zones in non linear seismic analysis of steel moment-resisting frames. *Engineering Structures* 26 (2004) 363–380.
- 10- Lui EM. Effects of connection flexibility and panel zone deformation on the behavior of panel steel frames. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN; 1985.
- 11- Lui EM, Chen WF. Frame analysis with panel zone deformation. *International Journal of Solid and Structures* 1986;22(12): 1599–1627.
- 12- Slutter RG. Tests of panel zone behavior in beam–column connections. Report no. 403.1, Fritz Engineering Lab., Lehigh University, Bethlehem, PA; 1981.
- 13- Wang SJ. Seismic response of steel building frames with inelastic joint deformation. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Lehigh University, Bethlehem, PA; 1988.
- 14- Tsai KC, Popov EP. Steel beam–column joints in seismic moment resisting frames. Report no. EERC 88/19, University of California, Berkeley, CA; 1988.
- 15-Cheol Min Yang, Young Moon Kim. Cyclic behavior of bolted and welded beam-to-column joints. *International Journal of Mechanical Sciences*, 49 (2007) 635–649.
- 16- C. Batho and H. C. Rowan- “Investigations of Beam and stanchion Connections”- 2nd Report, Steel Structures Research Committee, Dept. of Scientific and Industrial Research of Great Britain, His Majesty's Stationery Office, London, 1934.
- 17- B. Sourochinkoff- “Wind Stresses in Semi-Rigid Connection of Steel Frame Work”- ASCE, Vol. 115, 1950, pp. 382-402.



مقایسه قابهای مهاربندی شده واگرا با پیوند افقی متقارن طراحی شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران، IBC 2009 و روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد

محسنعلی شایانفر^۱، علیرضا رضائیان^۲، علی زنگنه^۳
(دریافت ۸۹/۷/۱۸، پذیرش ۹۱/۶/۲)

چکیده

بسیاری از کشورها برای طراحی ساختمان‌ها در برابر بارهای ناشی از زلزله آیین‌نامه‌های ویژه‌ای دارند. در این آیین‌نامه‌ها، پارامترهایی مانند شرایط ساختگاه، لرزه‌خیزی محل ساخت، اهمیت ساختمان و نوع سازه ساختمان از عوامل تاثیرگذار است. برای در نظر گرفتن این پارامترها در تعیین و توزیع نیروهای ناشی از زلزله ضرایب خاصی معرفی شده که نگرش به این ضریبها در آیین‌نامه‌های مختلف، متفاوت است. در بیشتر این آیین‌نامه‌ها، محاسبه و توزیع برش پایه بر اساس آنالیزهای الاستیک استوار می‌باشد. این مساله، رفتار واقعی سازه را تحت اثر زلزله‌های شدید در نظر نمی‌گیرد. برای بهبود این مساله، در این مقاله یک روش جدید که اثر رفتار پلاستیک سازه را در توزیع نیروی زلزله در ارتفاع لحاظ می‌نماید، استفاده شده است. به این روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد (PBPD) اطلاق می‌شود. تمرکز اصلی این تحقیق بررسی عملکرد قاب مهاربندی شده واگرا با پیوند افقی متقارن (H-EBF) می‌باشد که توزیع بار جانبی در طراحی آن بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران، IBC 2009 و PBPD انجام شده است، لازم به ذکر است طراحی قاب‌ها بر اساس روش ظرفیت می‌باشد. بررسی نتایج نشان می‌دهد که در قابهای طراحی شده به روش PBPD، مفصل‌های پلاستیک، جابجایی طبقه‌ها و چرخش پلاستیک پیوندها به طور بکخواخت در ارتفاع توزیع می‌شود.

کلمات کلیدی

طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد، قابهای مهاربندی شده واگرا، عملکرد لرزه‌ای، پیوند افقی متقارن، مفصل پلاستیک

Comparison of Different H-EBF Designed Using Iranian 2800 Standard, IBC 2009 and Performance Based Plastic Design

M.A. Shayanfar¹, A.R. Rezaeian², A. Zanganeh³

ABSTRACT

Many countries have their own specific code for seismic resistant design of structures. In all these codes, it is important to know site characteristics, site seismicity, building importance, type of structural resistant system and situation of building. corresponding, coefficients in different codes are varied. Defining the base shear and its distribution at floor levels are based on elastic analysis, which cannot simulate the actual behavior of structure under severe ground motions. This is mostly contributed to the formation of plastic hinges along the height of the structure which are not accounted for in elastic analyses. Therefore, new method referred to as "performance based plastic design" (PBPD) has been used to simulate the actual behavior of structures under severe ground motions. In this paper, the seismic performance of eccentrically braced steel frames with symmetric horizontal links (H-EBF) that are designed based on Iranian 2800 standard code (3rd edition), IBC 2009 and PBPD are compared. In PBPD method, the plastic hinge, story displacement and plastic rotation of links are uniformly distributed along the height and nonlinear behavior of the structure is accounted for.

Keywords

Performance Based Plastic Design, Eccentrically Braced Frame, Seismic Performance, Symmetric Horizontal Link, Plastic Hinge.

۱ استادیار دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران shayanfar@iust.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲ استادیار دانشکده فنی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرج، کرج alireza.rezaeian@iuka.ac.ir

۳ دانشجوی کارشناس ارشد سازه، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران a_zanganeh@civileng.iust.ac.ir



آیین نامه‌های مختلف ضوابط مختلفی را برای محاسبه برش پایه ارائه داده‌اند که در آنها پارامترهای متعددی از جمله، ساختگاه و لرزه‌خیزی محل تاثیرگذار است. در بیشتر آیین نامه‌های موجود، برای توزیع نیروی برش پایه در ارتفاع آنالیز الاستیک استفاده و با روش‌های غیرمستقیم رفتار غیرالاستیک سازه در نظر گرفته می‌شود. برای لحاظ رفتار غیرخطی سازه که عمدتاً به شکل پذیری و اضافه مقاومت آن بستگی دارد، برش پایه طراحی (V) با ضریب رفتار (R)، کاهش می‌یابد. پس از طراحی بر اساس مقاومت، تغییر مکان نسبی طبقه که با افزایش تغییر مکان الاستیک توسط ضریب (C_d) اصلاح می‌شود، کنترل می‌گردد. توزیع نیروی زلزله در ارتفاع، عمدتاً بر اساس مدل اول سازه تعیین می‌شود [Clough and Penzien ۱]، Chopra، [Nehrp۲] [۴۳]. در حال حاضر در ایران برای توزیع بار از روش استاندارد ۲۸۰۰ [۵] استفاده می‌گردد که نزدیک به UBC 94 [۶] می‌باشد. در آمریکا برای توزیع نیروی جانبی از IBC 2009 [۷] استفاده می‌شود. برای طراحی سازه‌ها دو روش تنش مجاز (ASD) و روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) [۸] وجود دارند. برای ایجاد شکل‌پذیری در سازه‌های فولادی یک المان که بتواند در زمان زلزله جاری شود و استهلاک انرژی را انجام‌دهد، انتخاب می‌گردد (به این المان فیوز اطلاق می‌شود). در طرح لرزه ای سازه‌های فولادی، طراحی المان فیوز بر اساس سطح نیروهای آیین نامه ای انجام و طراحی سایر اعضا بر اساس حداکثر نیروی تولید شده توسط فیوز صورت می‌گیرد. اما این مساله نمی‌تواند به صورت کامل مکانیزم ایده‌آل مدنظر طراح را تعیین نماید. مکانیزم ایده‌آل در این مقاله تسلیم برشی پیوند و تسلیم خمشی پای ستون طبقه اول در زلزله‌های شدید است. برای رفع این مشکل روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد (PBPD) توسط [Leelataviwt et al ۱۰ و ۹]، [۱۱] and Goel Lee [Dasgupta et al ۱۲]، [Chao ۱۳-۱۵]

Goel and Chao [۱۶]، Chao et al [۱۷] and Goel

معرفی شده‌است.

در این روش از جابجایی هدف و مکانیزم تسلیم به عنوان پارامترهای عملکردی استفاده می‌شود. مبنای روش PBPD بر اساس روش انرژی می‌باشد، که اولین بار توسط [Housner ۱۸] به کار گرفته شده‌است. در این روش برای تعیین برش پایه از رابطه تعادل بین کار مورد نیاز برای ایجاد تغییر مکان یک طرفه سازه تا رسیدن به جابجایی هدف و انرژی داخلی که با استفاده از طیف پاسخ سیستم الاستوپلاستیک یک درجه آزادی معادل بدست می‌آید، استفاده می‌شود.

روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد ابتدا توسط [Leelataviwt ۱۹] برای طراحی قابهای خمشی (MRF) به کار گرفته شد، و توزیع برش پایه در ارتفاع بر اساس UBC 97 [۲۰] انجام شد. با توجه به آنکه روش توزیع خطی بار جانبی، اثر مدهای بالاتر را در نظر نگرفته و توزیع غیریکنواخت برای برش طبقات به همراه دارد، بنابراین برای جبران این کمبودها این روش دوباره بر روی قابهای خمشی (MRF) توسط [Goel و Lee ۱۱] انجام شده‌است که تفاوت کار آنها لحاظ توزیع نیروی جانبی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه است. این روش جدید توزیع نیرو، توزیع نمایی است که مبتنی بر آنالیزهای تاریخیچه زمانی غیرخطی است و رفتار یکنواخت سازه را در اثر زلزله‌های شدید نشان می‌دهد. این روش توسط [Goel و Chao ۲۱] روی قابهای مهاربندی و اگر با پیوند افقی نا متقارن (H-EBF) انجام شده‌است. همچنین این روش روی قابهای خمشی خریایی ویژه و قابهای مهاربندی همگرا توسط [Goel و Chao ۱۵ و ۱۶] انجام شده‌است. در این روش جدید مکانیزم تسلیم قابل کنترل است و جابجایی‌ها و چرخش پلاستیک منظم‌تر در ارتفاع توزیع می‌شود.



۲. روش تحقیق

در این مقاله، برای بررسی تاثیر نیروها و مکانیزم تشکیل مفصل‌ها در قابهای مهاربندی شده خارج از مرکز با پیوند افقی متقارن، از آنالیزهای تاریخیچه زمانی غیرخطی استفاده شده است. از روش تحلیلی و عددی برای مقایسه عملکرد لرزه ای قاب طراحی شده به سه روش مذکور استفاده می‌شود. در این مقاله از قاب های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه که برش پایه و توزیع نیروی جانبی در آنها توسط استاندارد ۲۸۰۰ [۵]، IBC 2009 [۷] و PBPD بدست آمده است، استفاده شده است. طراحی این قاب ها بر اساس دستورالعمل لرزه ای AISC 2005 [۸] با نرم افزار ETABS Ver.9 صورت گرفته است. برای آنالیزهای تاریخیچه زمانی غیرخطی از Perform 3D [۲۲] استفاده شده است. پارامترهایی مانند ماکزیمم چرخش پلاستیک پیوند، ماکزیمم جابجایی نسبی طبقات، ماکزیمم شتاب مطلق و توزیع نسبی برش طبقه برای مقایسه عملکرد لرزه ای هر قاب مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۳. معرفی روش های استفاده شده برای تعیین برش پایه

و توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

۳-۱. آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰)

در استاندارد ۲۸۰۰ [۵] برش پایه از رابطه (۱) بدست می‌آید.

$$V = \frac{ABI}{R} W \quad (1)$$

در این رابطه: A شتاب مبنای طرح، B ضریب بازتاب ساختمان، I ضریب اهمیت ساختمان، R ضریب رفتار سازه، W وزن لرزه ای ساختمان است.

توزیع نیروی برش در ارتفاع سازه طبق رابطه (۲) انجام می‌شود.

$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (2)$$

در این رابطه W_i وزن لرزه ای طبقه i ام می‌باشد، h_i ارتفاع طبقه i ام از تراز پایه و F_t نیروی جانبی اضافی برای در نظر گرفتن اثر مدهای بالاتر است.

۳-۲. International Building Code (IBC 2009)

در IBC 2009 [۷] برش پایه از معادله (۳) بدست می‌آید

$$V = C_S W \quad (3)$$

در این رابطه C_S ضریب پاسخ لرزه ای و W وزن لرزه ای ساختمان است C_S بر اساس پیوند سازه، طبق رابطه‌های مندرج در IBC 2009 تعیین می‌گردد.

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع به صورت رابطه (۴) بدست می‌آید.

$$F_x = V \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (4)$$

در این رابطه، W_i ، h_i و W مانند استاندارد ۲۸۰۰ تعریف می‌شوند.

لازم به ذکر است پارامتر K با توجه به پیوند اصلی سازه تعیین می‌گردد.

۳-۳. Performance Based Plastic Design (PBPD)

در روش PBPD از جابجایی هدف و مکانیزم تسلیم به عنوان معیارهای عملکرد استفاده می‌شود. این دو پارامتر به طور مستقیم به ترتیب به درجه و توزیع خرابی سازه مربوط هستند. همانطور که قبلاً عنوان شد، طراحی بر اساس برش بدست‌آمده از رابطه تعادل بین کار مورد نیاز برای ایجاد تغییر مکان یک طرفه سازه تا رسیدن به جابجایی هدف و انرژی داخلی که با استفاده از طیف پاسخ سیستم الاستوپلاستیک یک درجه آزادی معادل بدست می‌آید، انجام می‌شود. فرض می‌شود مقدار کار خارجی مورد نیاز برای انجام این جابه‌جایی، γ برابر انرژی داخلی الاستیک است. بر این اساس، رابطه تعادل انرژی به صورت رابطه (۵) تنظیم می‌گردد.

$$(E_e + E_p) = \gamma \left(\frac{1}{2} M S_V^2 \right) = \frac{1}{2} \gamma M \left(\frac{T}{2\pi} C_e g \right)^2 \quad (5)$$

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}}{2} \quad (12)$$

که در این رابطه α یک پارامتر بدون بعد است که به سختی سازه و مشخصات مودال و جابجایی هدف بستگی داشته و از رابطه (۱۳) محاسبه می‌گردد.

$$\alpha = \left(\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) \right) \left(\frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75} T^{-0.2} \left(\frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right) \quad (13)$$

در این رابطه، β_i ضریب توزیع برش است که از رابطه (۱۴) محاسبه می‌شود.

$$\frac{V_i}{V_n} = \beta_i = \left(\frac{\sum_{j=i}^n W_j h_j}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75} T^{-0.2} \quad (14)$$

θ_p جابجایی پلاستیک و θ_u جابجایی هدف و θ_y جابجایی تسلیم است که از رابطه (۱۵) بدست می‌آید.

$$\theta_p = \theta_u - \theta_y \quad (15)$$

در این روش نیروی جانبی در طبقه‌ی آخر به صورت معادله (۱۶) بدست می‌آید و توزیع نیروی برشی در ارتفاع به صورت رابطه (۱۷) است.

$$F_n = V \left(\frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75} T^{-0.2} \quad (16)$$

$$\beta_{i+1} = 0 \quad i=n \quad \text{اگر } F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) V_n \quad (17)$$

۴. طراحی عضوهای سازه

اولین گام طراحی پس از تعیین بار جانبی، طراحی پیوند می‌باشد. برای این عمل با قراردادن برش هر طبقه به عنوان برش پیوند آن طبقه، مقطع پیوند با رابطه (۱۸) بدست می‌آید. طراحی اعضا بر اساس Seismic AISC 05 [۸] به روش ASD انجام می‌شود.

$$\phi V_p = 0.9(0.6F_y A_w) = 0.9(0.6F_y (d_b - 2t_f)t_w) \quad (18)$$

با توجه به آنکه در EBFها تمام عملکرد غیر الاستیک در تیر پیوند محدود می‌شود و عضوهای دیگر باید الاستیک باقی بمانند، طراحی عضوهای خارج از پیوند با استفاده از حداکثر نیروی مورد انتظار در پیوند صورت می‌گیرد. به

در این رابطه E_e, E_p به ترتیب جزء پلاستیک و الاستیک انرژی مورد نیاز برای رساندن سازه به جابجایی هدف، S_v سرعت طیف طراحی، M جرم کل سازه، γ ضریب اصلاح است. ضریب اصلاح با توجه به شکل (۱) با نوشتن معادله تعادل (۶) به صورت رابطه (۷) بدست می‌آید.

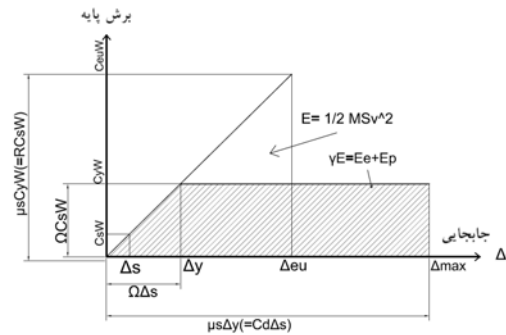
$$\gamma \left(\frac{1}{2} C_{eu} W \Delta_{eu} \right) = \frac{1}{2} C_Y W (2\Delta_{max} - \Delta_y) \quad (6)$$

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R^2 \mu} \quad \gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R^2 \mu} \quad (7)$$

در رابطه فوق R_μ ضریب کاهش انعطاف پذیری و μ_s ضریب انعطاف پذیری سازه‌ای است. که این پارامترها از معادله‌های (۸ و ۹) بدست می‌آیند.

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (8)$$

$$\mu_s = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (9)$$



شکل (۱): رفتار ایده‌آل سازه و مفهوم تعادل انرژی [۲۱]

انرژی پلاستیک از کار خارجی انجام شده توسط بار جانبی به صورت معادله (۱۰) بدست می‌آید.

$$E_p = \sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p \quad (10)$$

انرژی الاستیک با فرض اینکه سیستم به یک سیستم یک درجه آزادی، کاهش یافته است به صورت معادله (۱۱) تنظیم می‌شود.

$$E_e = \frac{1}{2} M \left(\frac{T}{2\pi W} V g \right)^2 \quad (11)$$

با قرار دادن معادله‌های (۱۰) و (۱۱) در معادله (۵)، برش پایه به صورت معادله (۱۲) نوشته می‌شود.



چنین روش طراحی، طراحی بر اساس ظرفیت اطلاق می‌گردد.

مکانیزم تسلیم پیوند، به طول آن وابسته می‌باشد که این پارامتر نیز تابعی از ظرفیت خمشی، ظرفیت برش و کرنش سخت شوندگی می‌باشد. این دسته‌بندی بر اساس ضابطه‌های AISC 05 [۸] به این صورت است که اگر

رابطه $e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$ برقرار باشد، تسلیم برشی است اگر

رابطه $e \geq \frac{2.6M_p}{V_p}$ برقرار باشد، تسلیم خمشی و اگر

رابطه $\frac{1.6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2.6M_p}{V_p}$ برقرار باشد، ترکیبی از تسلیم

برشی و خمشی است. در این مقاله از پیوندهایی با طول کوتاه (تسلیم برشی) استفاده شده است.

برای طراحی ستونها از دیاگرام آزاد ستونها (شکل ۲ برای ستونهای داخلی نوع ۱ و شکل ۳ برای ستونهای داخلی نوع ۲) استفاده می‌شود که در این شکل V_u ماکزیمم برش مورد انتظار در پیوند است که در AISC 05 [۸]

برای پیوندهای برشی ($e < \frac{1.6M_p}{V_p}$) به شکل رابطه (۱۹)

ارائه شده است. M_B ماکزیمم لنگر انتهایی پیوند است که در AISC 05 [۸] برای پیوند های متقارن برشی به صورت معادله (۲۰) است.

$$V_u = 1.25R_y (0.6F_y (d_b - 2t_f)t_w) \quad (19)$$

$$M_B = e(1.25R_y V_p)/2 \quad (20)$$

که در این رابطه $V_p = 0.6F_y (d_b - 2t_f)t_w$ و $M_p = ZF_y$ که Z مدول مقطع پلاستیک است.

بر اساس شکل (۲-الف) و برقراری معادلات تعادل سیستم، مجموع نیروهای اعمالی در جهت راست، F_R بدست می‌آید که در رابطه (۲۱) نشان داده شده است و بر اساس شکل (۲-ب) و لنگرگیری حول پای ستون پایه، مجموع نیروهای اعمالی در جهت چپ، F_L محاسبه می‌شود، که طبق رابطه (۲۲) است.

$$F_R = \frac{\frac{(L-e)}{2} \sum_{i=1}^n (V_u)_i + \sum_{i=1}^n (M_B)_i - \frac{(L-e)^2}{8} \sum_{i=1}^n w_{iu} + M_{pc}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (21)$$

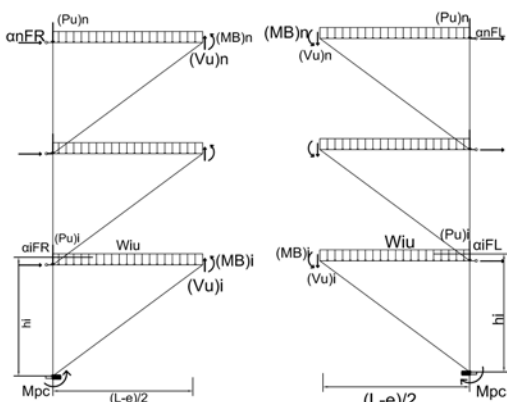
$$F_L = \frac{\frac{(L-e)}{2} \sum_{i=1}^n (V_u)_i + \sum_{i=1}^n (M_B)_i + \frac{(L-e)^2}{8} \sum_{i=1}^n w_{iu} + M_{pc}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (22)$$

در رابطه‌های فوق $\alpha = \frac{F_i}{\sum_{i=1}^n F_i} = \frac{(\beta_i - \beta_{i+1})}{\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1})}$ اگر

$i = n \rightarrow \beta_{n+1} = 0$ و M_{pc} لنگر پلاستیک مورد نیاز در طبقه اول است و برای جلوگیری از تشکیل مکانیزم طبقه نرم به صورت رابطه (۲۳) پیشنهاد شده است [۹].

$$M_{pc} = \frac{1.1V' h_1}{4} \quad (23)$$

که در این رابطه V' برش پایه‌ی یک دهانه است که از تقسیم برش پایه کل به تعداد دهانه‌های مهاربندی شده بدست می‌آید و h_1 ارتفاع طبقه اول می‌باشد.



الف: نوع ۱

ب: نوع ۲

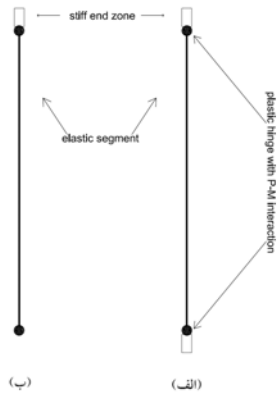
شکل (۲): دیاگرام آزاد ستون داخلی

۵- تحلیل غیر خطی

برای انجام تحلیل غیرخطی از نرم‌افزار Perform 3D استفاده شده است که این نرم‌افزار یک نرم‌افزار غیرخطی در انجام آنالیزهای سازه‌ای است. در این نرم‌افزار برای مدل سازی پیوندها از المان beam که در آن مفصل برشی تعبیه شده است، استفاده می‌گردد. شکل (۳) رابطه برش-کرنش پلاستیک را برای این مفصل نشان می‌دهد. برای

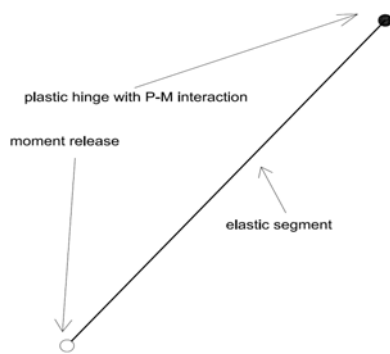


مدل‌سازی ستونها و عضوهای مهاری از المان تیر-ستون که در آن مفصل اندرکنش ممان و نیروی محوری (P-M) تعبیه شده است، استفاده گردیده است. در شکل (۴) رابطه لنگر-چرخش پلاستیک را برای این مفصل نشان داده شده است. شکل (۵) منحنی اندرکنش ممان و نیروی محوری (P-M) را برای المان تیر-ستون نشان می‌دهد. در شکل‌های (۶-۹) اجزاء مدل ستون و عضو مهاری و تیر و پیوند برشی مشخص شده است.

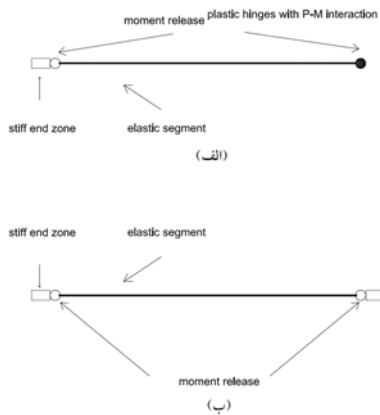


شکل (۶): مدل اجزاء ستون: الف:ستونهای طبقات

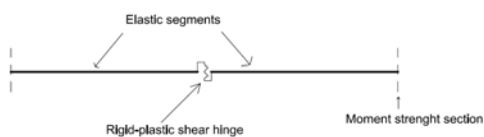
ب:ستونهای طبقه اول



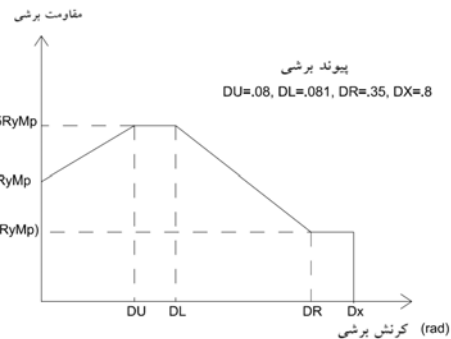
شکل (۷): مدل اجزاء عضو مهاری



شکل (۸): اجزاء مدل تیر الف: تیر در دهانه پیوند ب: تیر در دهانه غیر پیوند.



شکل (۹): مدل اجزاء پیوند برشی

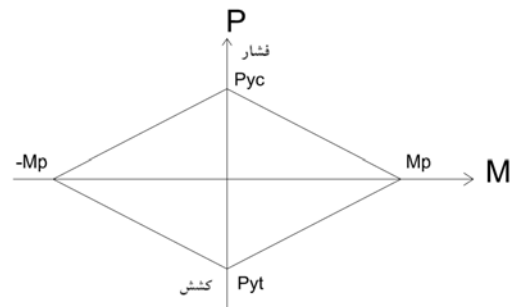


شکل (۳): نمودار برش-گرنش پلاستیک

برای پیوند برشی [۲۳]



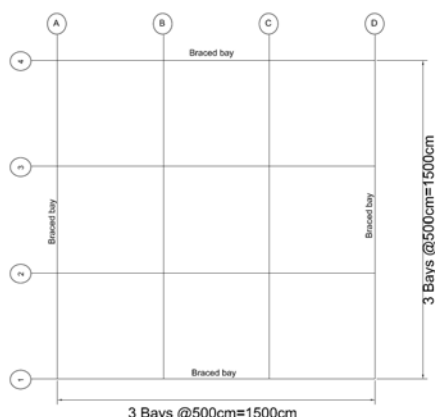
شکل (۴): نمودار لنگر-چرخش پلاستیک برای ستون [۲۳]



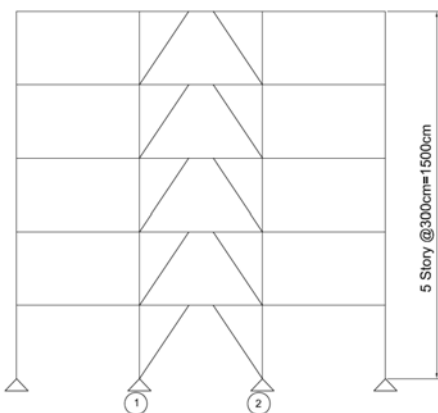
شکل (۵): منحنی اندرکنش P-M برای المان تیر-ستون [۲۱]



پس از محاسبه‌ی برش پایه با استفاده از روشهای توزیع نیروی جانبی ذکر شده در بالا نیروی جانبی در هر طبقه برای هر قاب بدست می‌آید که در جدول (۴) این نیروها برای قاب ۱۰ طبقه نشان داده شده‌است



شکل (۱۰): پلان قاب های مورد استفاده



شکل (۱۱): نمای قاب ۵ طبقه مورد استفاده و نوع ستونها

معمولا در آنالیز دینامیکی غیرخطی برای محاسبه انرژی جذب شده، از مقدراری میرایی ویسکوز استفاده می‌شود. Perform-3D از مدل $\alpha M + \beta K$ (میرایی Rayleigh) [۲۲] استفاده می‌کند که فرض می‌شود سازه ماتریس میرایی ثابتی دارد که طبق رابطه (۲۴) داده شده است.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (24)$$

در این رابطه $[M]$ ماتریس جرم سازه، $[K]$ ماتریس سختی الاستیک اولیه، α و β ضرایب افزایشی است.

۶. مطالعه موردی

برای مطالعه موردی، سه ساختمان ۱۰، ۵ و ۱۵ طبقه با پلانی به شکل (۱۰) انتخاب گردیده‌است و نمای قاب ۵ طبقه به صورت شکل (۱۱) است و عضو مهارتی در قابهای دیگر به همین شکل قرار گرفته‌است. این ساختمان ها در شهر تهران واقع‌اند که خطر لرزه خیزی بالایی دارد و خاک آن با توجه به سرعت موج برش متوسط (500 m/s) نوع II است.

از این قاب ها برای مقایسه بین سه روش استاندارد ۲۸۰، IBC 2009 و روش PBPD استفاده شده‌است.

پارامترهای مورد نیاز طراحی برای سه روش موردنظر در جدول های (۱)، (۲) و (۳) برای قاب ۱۰ طبقه به عنوان نمونه نشان داده شده‌است.

جدول (۱): پارامترهای طراحی استاندارد ۲۸۰۰ در قاب ۱۰ طبقه

متغیر	نوع خاک	A	B	T_0	T	T_s	S	h	I	R	W	V
مقدار	II	0.35	1.8	0.1	0.801	0.5	1.5	30	1	7	875177	79903.2

جدول (۲): پارامترهای طراحی IBC 2009 در قاب ۱۰ طبقه

متغیر	S_s	S_1	F_a	F_v	S_{ds}	منطقه لرزه‌خیزی	T_a	T	R	I	S_a	W	V
مقدار	1.31	0.45	1	1.4	0.87	D	0.937	1.312	10	1	0.309	886717.3	27371.9

جدول (۳): پارامترهای طراحی PBPD در قاب ۱۰ طبقه

متغیر	w	V_{ibc}	C_s	C_e	θ_y	θ_u	μ_s	R_μ	γ	T	α	v/w	V
مقدار	886437.92	27363.4	0.031	0.309	0.005	0.02	4	4	0.438	1.312	1.578	0.026	23032.7

جدول (۴): نیروی جانبی در طبقه های مختلف قاب ۱۰ طبقه مورد مطالعه

سطح	قاب 2800	قاب IBC	قاب PBPD
10	17120.9	5084.6	6168.8
9	13415.4	5180.2	4150.6
8	11924.8	4409.5	3182.8
7	10434.2	3672.3	2561.4
6	8943.6	2973.0	2080.5
5	7453.0	2314.7	1671.7
4	5990.3	1700.3	1303.5
3	4528.9	1142.0	962.3
2	3043.0	649.2	635.0
1	1529.3	246.1	316.3
جمع	84383.4	27372.0	23032.7

برای طراحی اعضاء خارج از پیوند در قاب PBPD، F_L و F_R ، M_B ، V_u به عنوان بار خارجی به دیگرام آزاد ستون اعمال می شود و با استفاده از نرم افزار ETABS این اعضاء طراحی می شوند. جدول (۶) این پارامترها را در قاب ۱۰ طبقه نشان می دهد. با اعمال نیروی جانبی حاصل از حداکثر برش هر پیوند، مقطع ها خارج از پیوند دو قاب دیگر بدست می آیند. شکل (۱۲) به ترتیب مقطع های طراحی شده با سه روش استاندارد ۲۸۰۰، IBC 2009 و PBPD را برای قاب ۱۰ طبقه نشان می دهد.

برش پایه در روش IBC از روش PBPD بزرگتر است در حالیکه برش پایه در روش ۲۸۰۰ از دو روش دیگر بزرگتر است. نیروی جانبی در طبقات بالایی روش PBPD از روش IBC بزرگتر است ولی در طبقات میانی نیروی جانبی روش IBC از PBPD بزرگتر است. در قاب ۵ طبقه نیروی جانبی روش IBC در تمام طبقات از روش PBPD بزرگتر است.

پس از محاسبه نیروی جانبی در طبقه های مختلف با استفاده از برش هر طبقه و معادله (۱۸) مقطع پیوند بدست می آید. جدول (۵) این مقطع ها را در قاب ۱۰ طبقه نشان می دهد. پس از بدست آوردن مقطع پیوند

جدول (۵): محاسبه مقطع ها پیوند در قاب ۱۰ طبقه

سطح	قاب 2800		قاب IBC		قاب PBPD	
	مورد نیاز (db-2tf)tw	سطح مقطع	مورد نیاز (db-2tf)tw	سطح مقطع	مورد نیاز (db-2tf)tw	سطح مقطع
10rd FLR	11.91	IPE20	3.54	IPE14	4.29	IPE14
9rd FLR	21.25	IPE30	7.14	IPE16	7.18	IPE16
8rd FLR	29.55	IPE360	10.21	IPE20	9.40	IPE18
7rd FLR	36.81	IPE40	12.77	IPE22	11.18	IPE20
6rd FLR	43.03	IPE45	14.83	IPE24	12.63	IPE22
5rd FLR	48.22	IPE50	16.45	IPE27	13.79	IPE24
4rd FLR	52.38	IPE50	17.63	IPE27	14.70	IPE24
3rd FLR	55.54	IPE55	18.42	IPE30	15.36	IPE27
2rd FLR	57.65	IPE55	18.88	IPE30	15.81	IPE27
1rd FLR	58.72	IPE55	19.05	IPE30	16.03	IPE27



جدول (۶): محاسبه پارامترهای مورد نیاز برای طراحی مقطع ها خارج از پیوند قاب **JBPD** ۱۰ طبقه

سطح	α_i	W_i	V_u	M_p	M_{pc}	F_R	F_L	$\alpha_i F_R$	$\alpha_i F_L$
10rd FLR	0.268	11.68	13028.4	325710	1900195.10	27836.50	31646.35	7455.35	8475.73
9rd FLR	0.180	17.54	15840	396000				5016.24	5702.79
8rd FLR	0.138	17.54	18889.2	472230				3846.62	4373.09
7rd FLR	0.111	17.54	22176	554400				3095.59	3519.26
6rd FLR	0.090	17.54	25700.4	642510				2514.36	2858.49
5rd FLR	0.073	17.54	29462.4	736560				2020.31	2296.81
4rd FLR	0.057	17.54	29462.4	736560				1575.42	1791.04
3rd FLR	0.042	17.54	35283.6	882090				1162.96	1322.13
2rd FLR	0.028	17.54	35283.6	882090				767.43	872.46
1rd FLR	0.014	17.54	35283.6	882090				382.23	434.55

۷. زلزله‌های انتخاب شده

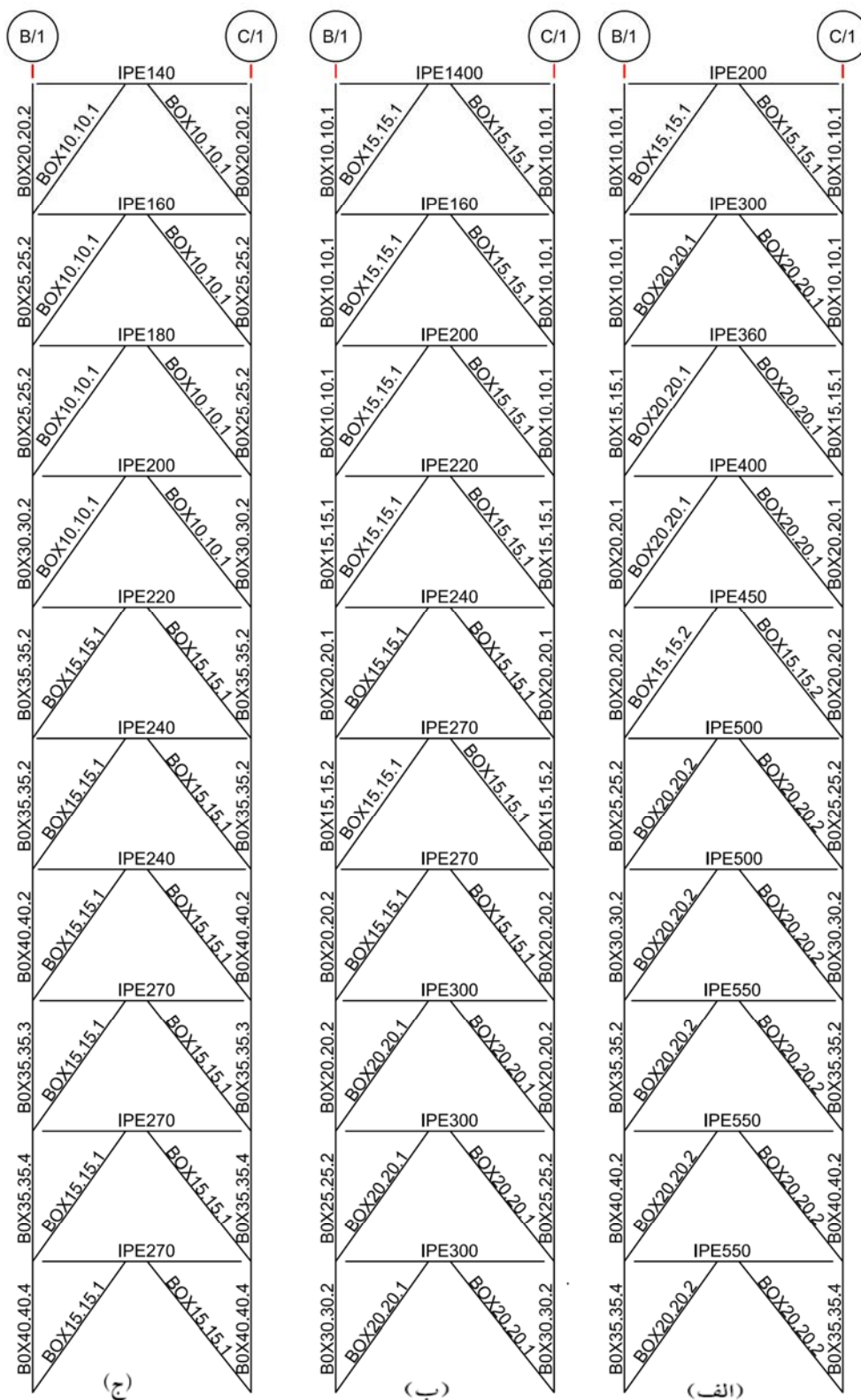
مختلف در این سه قاب با هم مقایسه شوند از ۴ زلزله استفاده شده است. در اینجا تعداد زلزله‌ها براساس مباحث آیین‌نامه و مقادیر ماکزیمم یا متوسط پارامترها نیست بلکه هر زلزله به‌طور جداگانه برای مقایسه پارامتری خاص بین این سه قاب به‌کار رفته است. قابل توجه است که می‌توان از تعداد زلزله‌های کمتر هم استفاده کرد ولی برای اطمینان بیشتر از نتایج تعداد ۴ زلزله استفاده شده است.

برای تحلیل دینامیکی غیرخطی، از چهار زلزله که مشخصات آنها در جدول (۷) آمده است، استفاده گردیده است. [۲۴].

زلزله‌ها طوری انتخاب شده‌اند که مشخصات خاک محل سازه با محل زلزله اعمالی همخوانی داشته باشند. برای آنکه یک پارامتر خاص در اثر زلزله‌هایی به شدت‌های

جدول (۷): مشخصات زلزله‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیر خطی.

	زلزله	ایستگاه	سال	مدت زمان (sec)	PGA (g)	PGV(cm/s)	PGD(cm)
la01	Imperial valley	Elcentro	1940	40	0.2584	31.74	18
la09	Landers	Yermo fire station	1992	44	0.2234	36.89	28.6
la19	N.palm spring	USGS 5160 Anza fire station	1986	11.145	0.089	4.38	0.42
Tabas	Iran-Tabas	Dayhook	1978	23	0.3505	28.24	9.03



شکل (۱۲): مقطع های قاب ۱۰ طبقه طراحی شده الف: روش استاندارد ایران ب: روش IBC 2009 ج: روش PBPD

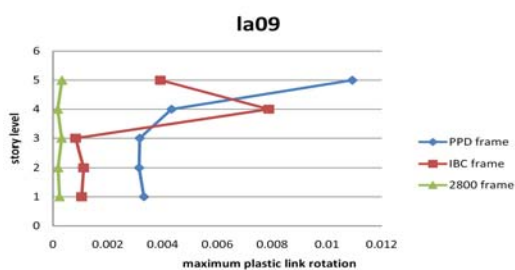


۸ نتایج

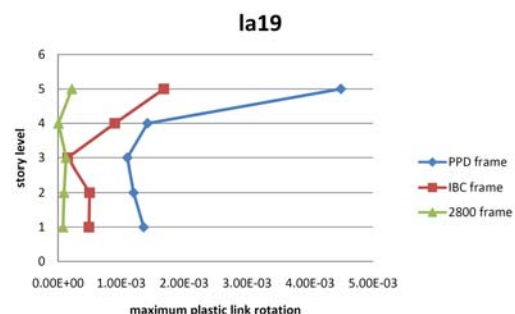
پس از اعمال زلزله‌های مذکور می‌توان پارامترهایی را در این قاب‌های طراحی شده توسط سه روش استاندارد ۲۸۰۰، IBC 2009 و PBPD با هم مقایسه کرد که پارامترهای مورد استفاده در این مقاله ماکزیمم چرخش پلاستیک پیوند، ماکزیمم جابجایی نسبی بین طبقات، توزیع نسبی برش طبقات و تشکیل مفصل در طبقه‌ها است.

ماکزیمم چرخش پلاستیک پیوند در قاب PBPD از دو قاب دیگر بزرگتر است در حالیکه ماکزیمم چرخش پلاستیک در پیوند قاب ۲۸۰۰ از دو قاب دیگر کوچکتر است ولی در قابهای بلندتر این مقدار در طبقه بالایی به مقدار قاب PBPD نزدیک می‌شود. در قاب PBPD نسبت به دو قاب دیگر چرخش پلاستیک به طور منظم‌تر در ارتفاع توزیع شده‌است. چرخش پیوند در قاب PBPD از حدود آیین‌نامه (۰/۰۸ در [AISC 05]) تجاوز نمی‌کند. همانطور که در شکل‌ها مشاهده می‌شود اگرچه طبقه‌های بالایی به نسبت دیگر طبقه‌ها چرخش بزرگتری دارند ولی این مقدار چرخش از مقدار مجاز تجاوز نمی‌کند. در روش PBPD هدف آن است که در تمام طبقه‌ها پیوند تسلیم شود و از حداکثر ظرفیت آن استفاده شود بنابراین مقدار بزرگتر چرخش پیوند تا جایکه از مقدار مجاز تجاوز نکند ایرادی ندارد.

شکل‌های (۱۳-۱۵) چرخش پلاستیک پیوند را در این سه قاب برای سه زلزله ذکر شده مقایسه می‌کند.

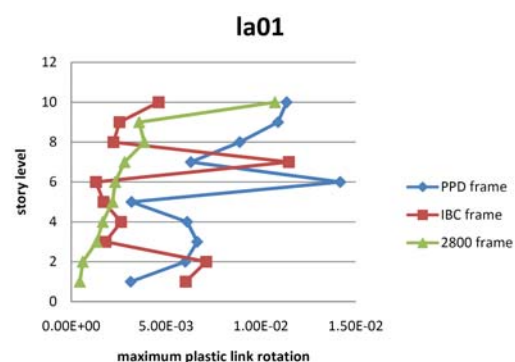


ب: زلزله la09

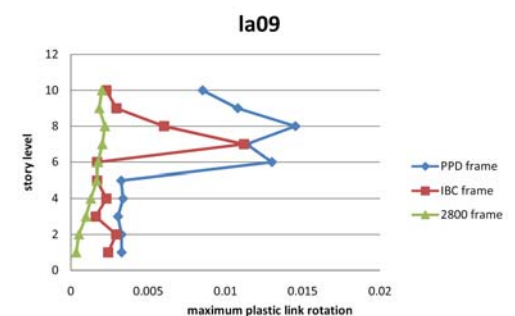


ج: زلزله la19

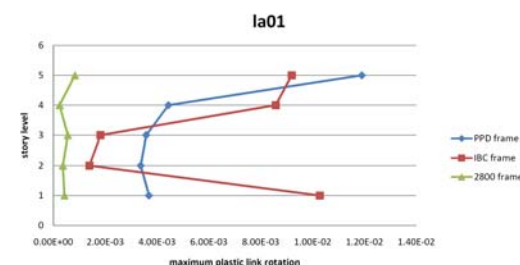
شکل (۱۳): ماکزیمم چرخش پلاستیک پیوند در قاب ۵ طبقه



الف: زلزله la01



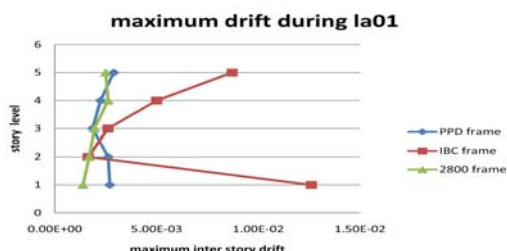
ب: زلزله la09



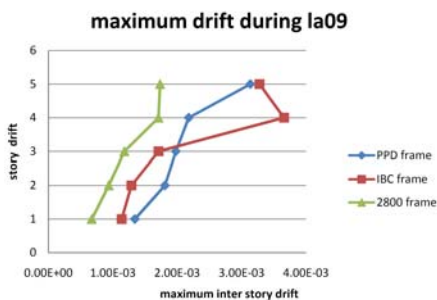
الف: زلزله la01



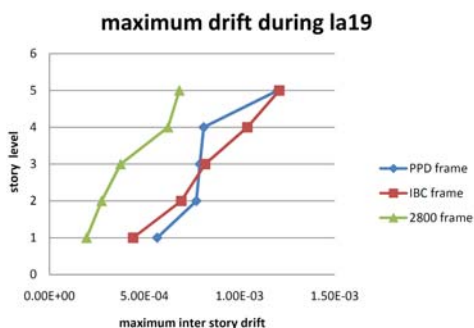
شکل های (۱۶-۱۸) ماکزیمم جابه جایی نسبی طبقه ها را در این سه قاب برای سه زلزله مورد نظر نشان می دهد. شکل توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع در دو قاب PBPD و IBC تقریباً یکسان است ولی این مقدار معمولاً در قاب IBC در طبقه ی بالایی از مقدار قاب PBPD بزرگتر و در طبقه ی پایینی کوچکتر است. به طور کلی جابجایی نسبی در قاب ۲۸۰۰ از دو قاب دیگر کوچکتر است ولی این جابجایی در قابهای بلندتر در طبقه ی بالایی از دو قاب دیگر بزرگتر می شود. ماکزیمم جابجایی طبقات از جابجایی هدف (۰/۰۲) تجاوز نمی کند.



الف: زلزله la01

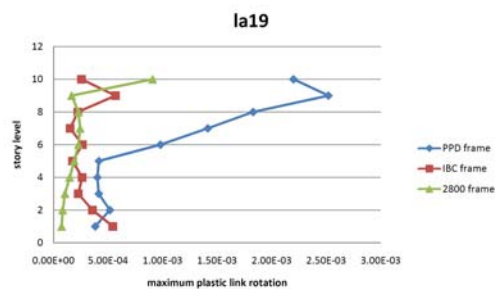


ب: زلزله la09



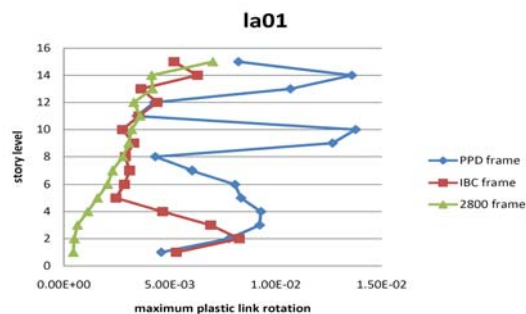
ج: زلزله la19

شکل (۱۶): ماکزیمم جابجایی نسبی بین طبقات در قاب ۵ طبقه

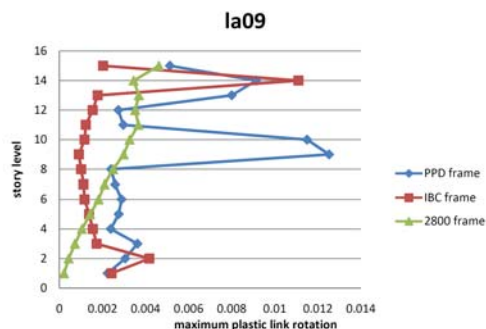


ج: زلزله la19

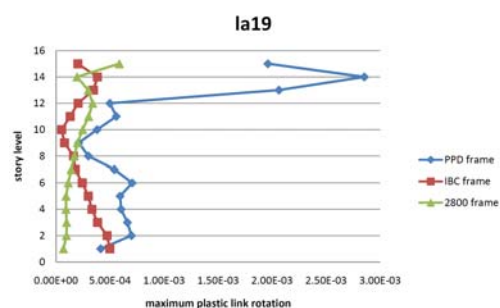
شکل (۱۴): ماکزیمم چرخش پلاستیک پیوند در قاب ۱۰ طبقه



الف: زلزله la01



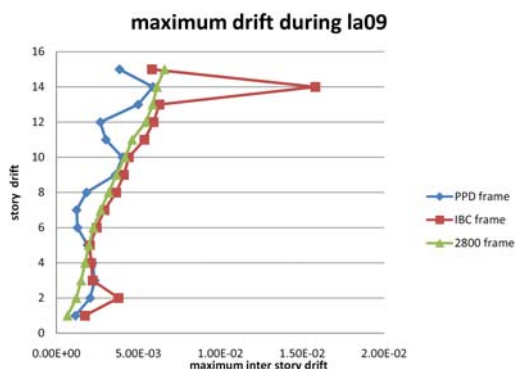
ب: زلزله la09



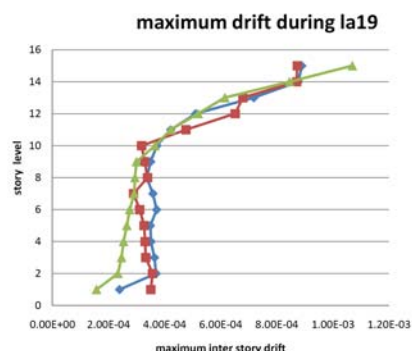
ج: زلزله la19

شکل (۱۵): ماکزیمم چرخش پلاستیک پیوند در قاب ۱۵ طبقه





ب: زلزله la09

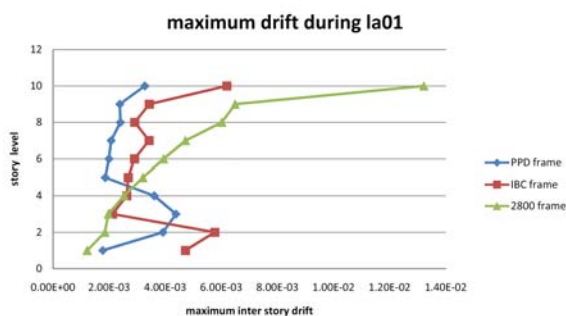


ج: زلزله la19

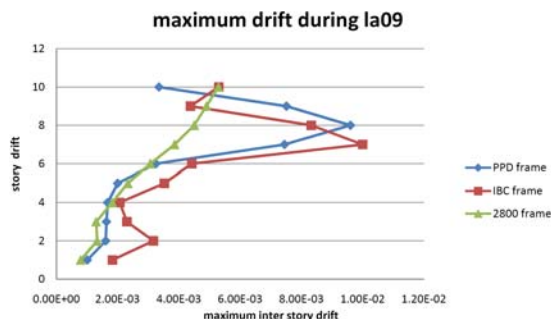
شکل (۱۸): ماکزیم جابجایی نسبی بین طبقات

در قاب ۱۵ طبقه

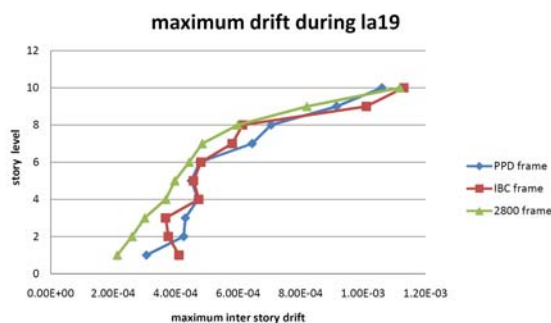
شکل (۱۹) توزیع نسبی برش طبقات را در قاب PBPD در اثر زلزله‌های مذکور و توزیع روش PBPD با $\alpha=0.5$ ، توزیع IBC 2009، توزیع استاندارد ۲۸۰۰ ایران نشان می‌دهد. قابل مشاهده است که توزیع PBPD با $\alpha=0.5$ حد پایینی نتایج دینامیکی و $\alpha=0.75$ حد بالایی نتایج دینامیکی است. توزیع برش در IBC 2009 نشان می‌دهد که برش در طبقات پایینی قاب بزرگتر و در طبقات بالایی قاب کوچکتر از آنالیزهای دینامیکی است که این باعث می‌شود المان‌ها در مقطع‌ها پایینی قوی و در مقطع‌ها بالایی ضعیف باشند و مقطع‌ها در طبقات بالایی ممکن است در اثر زلزله‌های شدید دچار خرابی و جابجایی و تغییر شکل‌های بزرگ شوند. در روش PBPD این مشکل حل شده است. روش استاندارد ۲۸۰۰ اگرچه توزیع نزدیک به نتایج دینامیکی دارد ولی برش پایه‌ی آن خیلی بزرگ است و منجر به مقطع‌ها سنگین می‌شود.



الف: زلزله la01



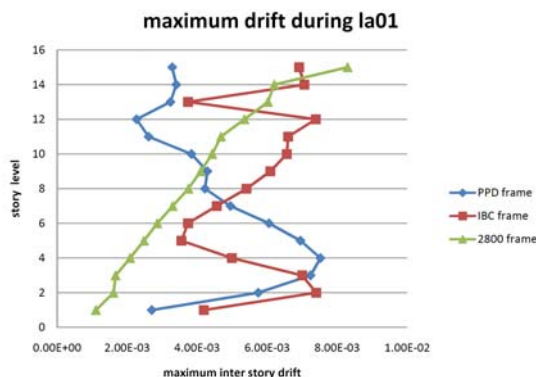
ب: زلزله la09



ج: زلزله la19

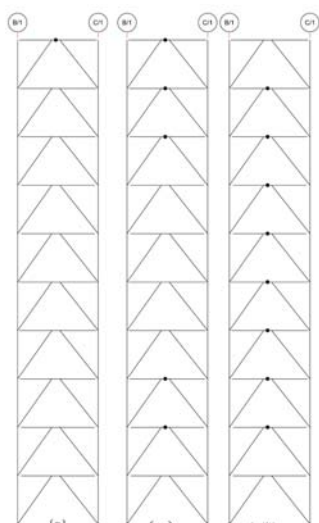
شکل (۱۷): ماکزیم جابجایی نسبی بین طبقات

در قاب ۱۰ طبقه



الف: زلزله la01





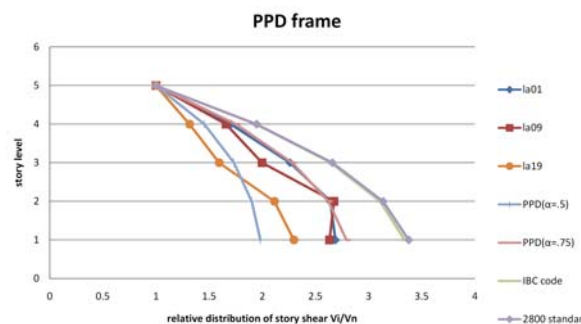
شکل (۲۰): تشکیل مفصل در قاب ۱۰ طبقه
در اثر زلزله طیس الف: قاب PBPD ب: قاب IBC
ج: قاب ۲۸۰۰

نتیجه گیری:

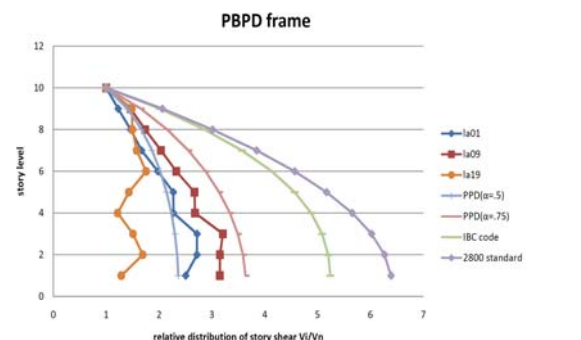
۱. سطح مقطع پیوند در قاب های PBPD و IBC تقریباً یکسانند ولی این مقدار در قاب IBC در طبقه های پایینی از مقدار مذکور در قاب PBPD بزرگتر است. سطح مقطع پیوندها در قاب ۲۸۰۰ در تمام سطوح از دو قاب دیگر بزرگتر است.

۲. ماکزیمم چرخش پلاستیک پیوند در روش PBPD از دو روش دیگر بزرگتر است و چرخش پیوند در قاب ۲۸۰۰ از دو قاب دیگر کوچکتر می باشد ولی در طبقه بالایی قابهای بلندتر این چرخش به مقدار چرخش قاب PBPD نزدیک می شود. مقدار بزرگتر چرخش پیوند در قاب PBPD به این معنی است که پیوند از مقدار بیشتری از ظرفیت مجازش استفاده کرده است. چرخش پیوند در PBPD از مقدار مجازش تجاوز نمی کند.

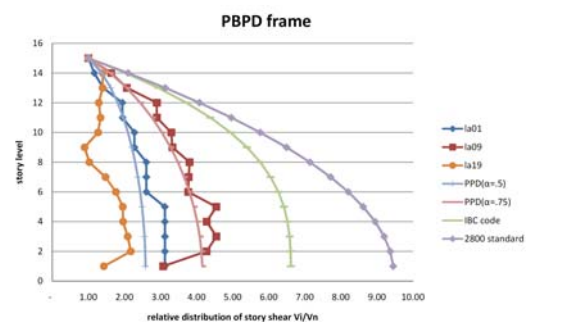
۳. ماکزیمم جابجایی نسبی طبقه ها در روش PBPD بسیار یکنواخت تر از دو روش دیگر در ارتفاع توزیع می شود و از جابجایی هدف (۰,۰۲) تجاوز نمی کند. در قابهای بلندتر ۲۸۰۰، ماکزیمم جابجایی نسبی در طبقه های بالاتر از مقدار مشابه در دو قاب دیگر تجاوز می کند.



الف: قاب ۵ طبقه



ب: قاب ۱۰ طبقه



ج: قاب ۱۵ طبقه

شکل (۱۹): نسبت برش طبقه در قاب PBPD

شکل (۲۰) تشکیل مفصل را در قاب ۱۰ طبقه ۲۸۰۰، IBC و PBPD در اثر زلزله طیس نشان می دهند. شکل نشان می دهد که در قاب ۲۸۰۰ به ندرت مفصل تشکیل می شود ولی در قاب IBC مفصل ها به صورت غیر یکنواخت تشکیل می شوند. در قاب PBPD مفصل ها به طور یکنواخت تر تشکیل می شوند و مکانیزم تسلیم مطلوب را ایجاد می کنند.



10. Leelataviwat S, Saewon W, Goel SC. An energy based method for seismic evaluation of structures. In Proceedings of Structural Engineers Association of California Convention, SEAOC 2007, Lake Tahoe, CA, September 26–29, 2007; 21–31, 2007.
11. Lee SS and Goel SC. Performance-Based Design of Steel Moment Frames Using Target Drift and Yield Mechanism, Report No. UMCEE 01-17. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, 2001.
12. Dasgupta P, Goel SC, Parra-Montesinos G. Performance-based seismic design and behavior of a composite buckling restrained braced frame (BRBF). In Proceedings of Thirteenth World Conference on Earthquake, 2004.
13. Chao SH, Goel SC. Performance-based design of eccentrically braced frames using target drift and yield mechanism. AISC Engineering Journal Third quarter: 173–200, 2006.
14. Chao SH and Goel SC. A seismic design method for steel concentric braced frames for enhanced performance, 4th international conference on earthquake engineering, Taipei, Taiwan, October 12-11, 2006.
15. Chao SH, Goel SC. Performance-based plastic design of seismic resistant special truss moment frames. AISC Engineering Journal Second quarter: 127–150, 2008.
16. Chao SH, Goel SC, Lee S-S. A seismic design lateral force distribution based on inelastic state of structures. Earthquake Spectra 23: 3, 547–569, 2007.
17. Goel SC, Chao SH. Performance-Based Plastic Design: Earthquake Resistant Steel Structures. International Code Council: Washington, DC, 2008.
18. Housner GW. Limit design of structures to resist earthquakes. In Proceedings of First World Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, June; Part 5: 1–11, 1956.
19. Leelataviwat S, Goel SC and Stojadinović B. Drift and Yield Mechanism Based Seismic Design and Upgrading of Steel Moment Frames, Report No. UMCEE 98-29, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, 1998.
20. Uniform Building Code, UBC. International conference of building officials, Whittier, Calif, 1997.
۴. توزیع نسبی برش طبقات در روش PBPD و استاندارد IBC 2009 بر نتایج دینامیکی منطبق است ولی در ۲۸۰۰ با نتایج دینامیکی متفاوت است. در این مقاله توزیع PBPD با $\alpha=0.75$ نسبت به $\alpha=0.5$ انطباق بیشتری با نتایج دینامیکی دارد.
۵. در قاب PBPD در اثر زلزله‌های شدید مفصل در تعداد طبقه‌های بیشتر و به صورت یکنواخت‌تر در ارتفاع تشکیل می‌شود و باعث رسیدن به مکانیزم تسلیم مطلوب می‌شود ولی در قاب ۲۸۰۰ مفصل به ندرت تشکیل می‌شود و در قاب IBC، مفصل به طور غیریکنواخت و در تعداد طبقه‌های کمتر تشکیل می‌شود.
- مراجع:
1. Clough, RW., and Penzien, J. Dynamics of Structures, 2nd Ed, McGraw-Hill, Inc, New York, 1993.
 2. Chopra, A K. Dynamics of Structures—Theory and Applications to Earthquake Engineering, 2nd Ed, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 2000.
 3. NEHRP. Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings (FEMA 368), Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C., 2001.
 4. NEHRP. Commentary on Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings (FEMA 369), Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C., 2001.
 ۵. آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۸۴-۲۸۰۰، ویرایش ۳، ۲۰۰۵.
 6. Uniform Building Code, UBC. International conference of building officials, Whittier, Calif, 1994.
 7. International building code, A member of the internationally code family. IBC. 2009.
 8. AISC, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 2005.
 9. Leelataviwat S, Goel S C and Stojadinović B. Toward Performance-Based Seismic Design of Structures, Earthquake Spectra, 15 (3), 435-461, 1999.

23. Furukawa S, Goel SC, and Chao SH. Seismic evaluation of eccentrically braced steel frames designed by performance-based plastic design method, The 14th World conference on earthquake engineering, October 12-17, Beijing, china, 2008.
24. PEER, pacific earthquake engineering research center, <http://peer.berkeley.edu/>.
21. Chao SH, Goel SC. Performance-Based Seismic Design of EBF Using Target Drift and Yield Mechanism as Performance Criteria, Report No. UMCEE 05-05, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, 2005.
22. CSI. PERFORM-3D v.4.0 User Manual. Computers & Structures Inc. Berkeley, CA, 2007.





ارزیابی اتصالات خمشی تقویت شده با ورق پشت بنددار

مهناز فرزانه^۱، مهدی قاسمیه^۲، محمدرضا بهاری^۳

(دریافت ۸۹/۷/۱۱، پذیرش ۹۱/۸/۱۲)

چکیده

گسترده‌گی آسیب دیدگی‌های اتصالات ساختمان‌های فولادی پس از زلزله ۱۹۹۴ نورتریج به وضوح وجود نقایص اساسی را در طراحی و شیوه‌های ساخت قاب‌های خمشی فولادی ویژه به اثبات رسانید. وقوع شکست‌های ترد در اتصالات سازه‌های فولادی جوشی در این زلزله نشان داد که خسارت در قاب‌های خمشی با عملکرد اتصال رابطه مستقیم دارد و تمامی این گسیختگی‌های ترد در ناحیه اتصال تیر به ستون رخ داده است. تحقیق حاضر به بررسی تحلیلی اتصال گیردار پشت بنددار تیر به ستون جعبه‌ای می‌پردازد. در اتصال پشت بنددار از یک ورق سخت کننده برای تقویت اتصال استفاده می‌گردد، که این ورق با جوش نفوذ کامل به ستون متصل می‌گردد و هندسه معین دارد. در این اتصال ورق پشت بنددار به گونه‌ای طراحی می‌گردد که محل تشکیل مفصل پلاستیک را از ستون دور می‌کند. نتایج تحلیل‌ها بر روی این اتصال، نشان‌دهنده موثر بودن آنها در انتقال مفصل پلاستیک تیر به دور از ستون و شکل پذیری رضایت بخش آن می‌باشد.

کلمات کلیدی

سخت کننده مثلثی، ظرفیت چرخش پلاستیک، منحنی هیستریسیس، اتصالات خمشی.

Rib Reinforcing of Flange Plate Moment Resisting Connection

Mehdi Ghassemieh, Mahnaz Farzaneh, Mohammad Reza Bahaari

ABSTRACT

Extensive damages in steel structures connections after 1994 Northridge earthquake, clearly showed main deficiencies of methods of designing and fabricating steel moment frames. Brittle fractures in steel structures welded connections revealed that damages in moment frames were associated with connection performance and that all these brittle fractures occurred in beam-column connection point. Present study analyzes rib restrained beam to box column connection. In this connection design, a strengthening plate is used to reinforce the connection, which connects to the column by full penetration weld and has a definite geometry. The rib plate is designed in such a way that induces the plastic hinge away from the column. Results show their effectiveness on transferring beam's plastic hinge away from column and improvement in ductility.

Key Words:

Rib, Moment Connections, Plastic Rotation, Hysteresis.

۱. دانش آموخته کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران (نویسنده مسئول) mahnaz.farzaneh@yahoo.com

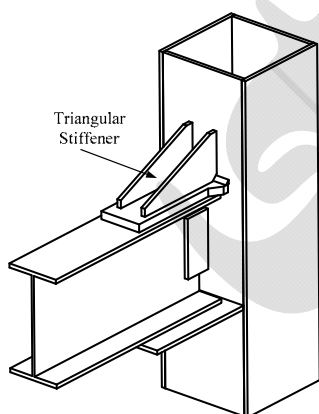
۲. دانشیار دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده های فنی، دانشگاه تهران mghassem@ut.ac.ir

۳. دانشیار دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده های فنی، دانشگاه تهران mbahaari@ut.ac.ir

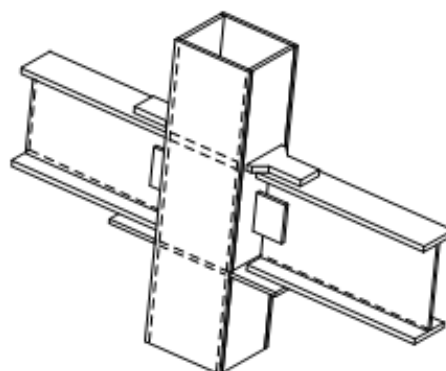


دارند، تجربیات آسیب‌های ایجاد شده در سازه‌های فولادی در زلزله‌های به وقوع پیوسته در کشورهای مختلف ایجاب می‌کند که به طراحی و اجرای آنها توجه ویژه‌ای مبذول شود و ارائه روش‌های تقویت این اتصالات به گونه‌ای که توانایی تأمین شکل‌پذیری بالای فرض شده برای این قاب‌ها را داشته باشند، از اهمیت زیادی برخوردار است. در این اتصالات تیر توسط ورق تقویتی بالا و پایین به ستون متصل می‌گردد (شکل ۱-الف). در تحقیق حاضر اتصال گیردار پشت‌بنددار مورد توجه قرار می‌گیرد (شکل ۱-ب). در این اتصال ورق پشت‌بنددار به گونه‌ای طراحی می‌گردد که شرایط پذیرش اتصال گیردار را مطابق با آیین‌نامه‌های سازه‌های فولادی ارضاء کند و محل تشکیل مفصل پلاستیک را از ستون دور کند. به منظور مطالعه تحلیلی رفتار اتصال تیر به ستون، از نرم‌افزار اجزاء محدود جهت مدل‌سازی استفاده شده است. بر اساس نتایج این مدل‌سازی، عملکرد اتصال مذکور از لحاظ میزان گیرداری و شکل‌پذیری مورد بررسی قرار گرفته است و با نتایج حاصل از کارهای آزمایشگاهی مقایسه شده است. در ادامه اثر سخت‌کننده لچکی با استفاده از مدل‌های متعدد اجزاء محدود مورد مطالعه پارامتریک قرار گرفته است.

قاب‌های خمشی فولادی به گونه‌ای طراحی می‌گردند که قابلیت اتلاف انرژی زیادی بر اثر جاری شدن و تغییر شکل‌های پلاستیک داشته باشند. برای جذب انرژی قابل توجه، وقوع تسلیم و تشکیل مفصل پلاستیک ضروری است و شکست ترد اتصال مانع از این می‌شود که اتصالات خمشی جوشی، رفتار غیرالاستیک مورد نظر را برای مقاومت در برابر بارهای زلزله از خود نشان بدهند. رفتار غیرالاستیک اتصال، عمدتاً به تشکیل مفصل پلاستیک در تیر نسبت داده می‌شود. در سازه‌های آسیب‌دیده نورتریج، تنها شواهد اندکی دال بر اینکه نواحی پلاستیک واقعاً تشکیل شده باشند وجود دارد که شاید یکی از دلایل مهم آن، نحوه در نظر گرفتن محل تشکیل مفصل پلاستیک در طراحی اتصالات بوده است. طراحی اتصالات قبل از زلزله نورتریج به نحوی انجام می‌گردد که مفصل پلاستیک در بر ستون، یعنی جایی که بالاترین قیود و تنش‌های سه محوره وجود دارد، به وقوع بپیوندد. تنش‌های سه محوره تأثیر شدیدی در کاهش شکل‌پذیری و بروز رفتار ترد دارند. با توجه به اینکه ایران کشوری لرزه‌خیز است و اتصالات گیردار در کشورمان به صورت گسترده به کار می‌روند و در قاب‌های خمشی فولادی نقش اصلی باربری جانبی را



(ب)



(الف)

شکل (۱): (الف) اتصال گیردار جوشی متداول (ب) اتصال تقویت‌شده با ورق پشت‌بنددار

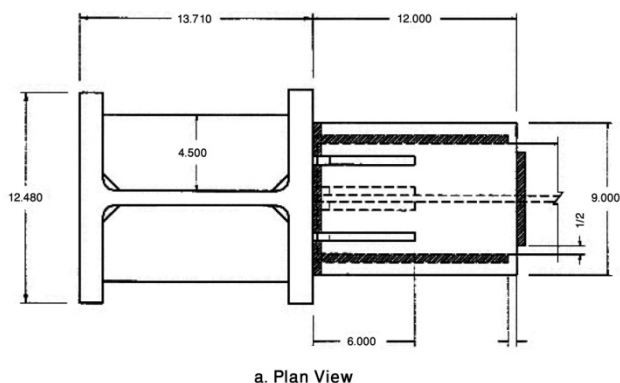
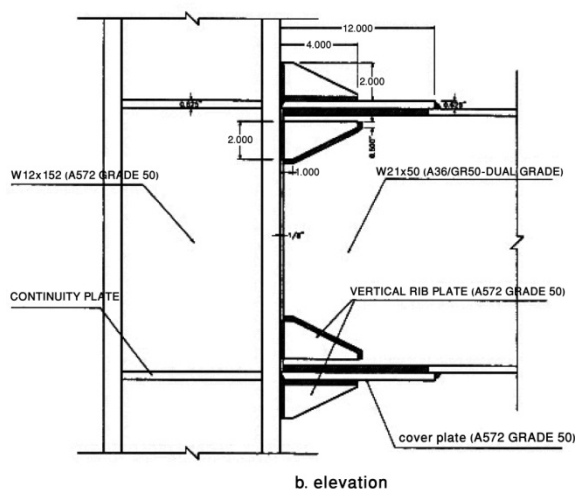
همکاران [۱] یک آزمایش برای شکل خاصی از اتصال تقویت‌شده انجام داده‌اند. آنها پس از انجام مطالعات

در سال‌های اخیر در زمینه رفتار اتصالات خمشی فولادی در مقابل زلزله تحقیقات زیادی انجام شده است. Lee و



چرخش پلاستیک به دست آمده از آزمایش ۴/۵٪ می‌باشد.

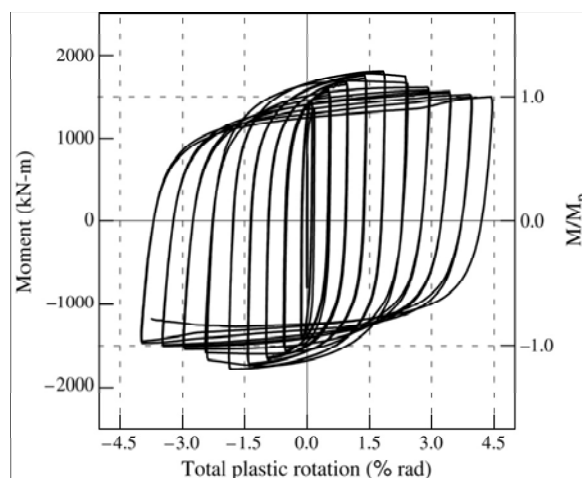
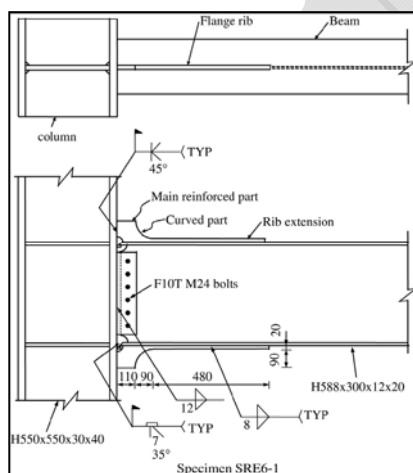
عددی، ورق جان را حذف و به جای آن از هشت پشت‌بند استفاده نموده‌اند (شکل ۲). در مطالعات ایشان این پشت‌بندها در گیرداری اتصال نیز تأثیر داشتند.



شکل (۲): اتصال تقویت‌شده با پشت‌بند [۱]

و همکاران [۳ و ۴] دو آزمایش روی اتصال پشت‌بنددار با مقیاس واقعی انجام دادند. در این آزمایشات از پشت‌بند طویل استفاده گردید. بارگذاری چرخه‌ای براساس ATC-24 [۵] بوده است. اتصال شکل‌پذیری مناسبی دارد و چرخش‌های پلاستیک ۴/۵٪ رادیان را تحمل نموده است (شکل ۳). در این آزمایشات مدهای گسیختگی ترد مشاهده نشده است. در واقع استفاده از پشت‌بند از تمرکز تنش جلوگیری نمود.

مزروعی و همکاران [۲] هفت آزمایش تمام مقیاس برای اتصالات گیردار با جزئیات اجرایی مرسوم انجام دادند. بارگذاری در این آزمایش‌ها به صورت یکنواخت بوده تا نمونه گسیخته شود. در یک نمونه از ورق لچکی در بال پایین استفاده شده است. نمونه دیگر دارای ورق لچکی بالا و پایین می‌باشد. در نمونه بعدی ورق لچکی حذف و ورق‌های پیوستگی در دو طرف ستون به کار برده شده است. آنها نتیجه‌گیری کردند که استفاده از ورق‌های لچکی گیرداری اتصال را تا ۱۰٪ افزایش می‌دهد. Chen



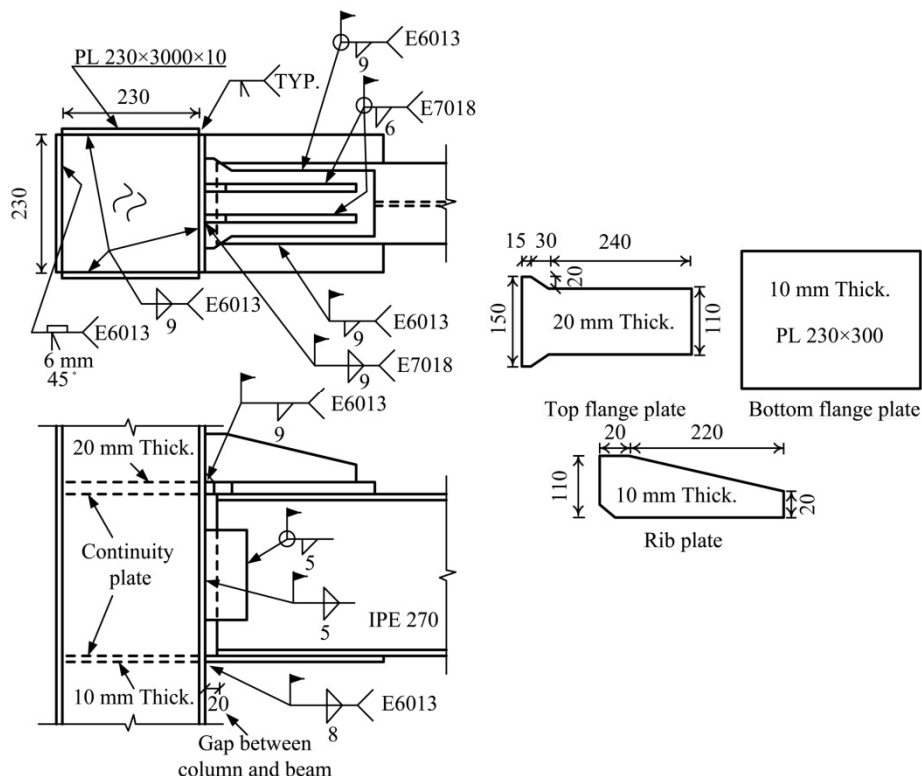
شکل (۳): منحنی هیستریزس و جزئیات نمونه پشت‌بنددار [۳]

بار جانبی در قاب‌های خمشی با توجه به تغییر شکل تیر و ستون، نقاط عطف در وسط دهانه تشکیل می‌شود. بنابراین به منظور مدل‌سازی نصف طول تیر و دو برابر نصف ارتفاع ستون در نظر گرفته می‌شود که در آن دو انتهای ستون و انتهای تیر مفصل می‌باشد. در مدل‌سازی برای نمونه مورد نظر، اتصال با ستون ۳ متری و تیر ۲/۵ متری در نظر گرفته شده است. مقطع IPE270 برای تیر و برای ستون از مقطع جعبه‌ای به ابعاد ۲۵×۲۵ سانتی‌متر با ضخامت یک سانتی‌متر به کار گرفته شده است. در قسمت‌هایی که قطعات به هم جوش شده‌اند، دو قطعه مذکور به صورت متصل به یکدیگر مدل‌سازی شده‌اند و فرض شده که جوش‌ها گیرداری کامل دارند. به منظور مشاهده اثر واقعی سخت‌کننده، جوش گوشه ورق روسری به ستون مدل‌سازی گشته است. جزئیات مدل مورد نظر (SP-1) در شکل (۴) نشان داده شده است.

در مطالعات دیگر Chen و همکاران [۶] نمونه دیگری از اتصالات پشت‌بنددار را معرفی نمودند که در این آزمایشات از پشت‌بند ذوزنقه‌ای استفاده گردید. آنها دو آزمایش بر روی اتصالات تقویت‌نشده انجام داده‌اند و مدهای گسیختگی در این اتصالات را شناسایی کرده‌اند. تمرکز تنش در جوش شیاری باعث گسیختگی ترد گشته بود. سپس دو نمونه پشت‌بنددار را آزمایش کردند. آنها نتیجه‌گیری کردند که وجود پشت‌بند باعث رفتار پایدارتر و شکل‌پذیرتر اتصال می‌گردد و از به وجود آمدن مدهای گسیختگی ترد جلوگیری می‌نماید.

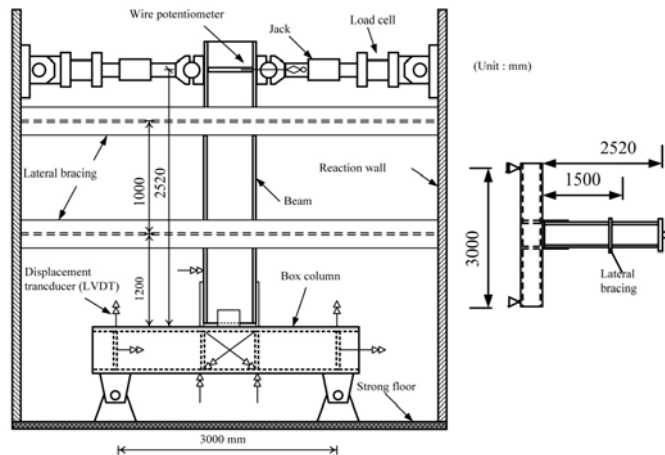
۲- مدل‌سازی جهت بررسی رفتار اتصال

در این تحقیق از روش اجزاء محدود به منظور مطالعه تحلیلی رفتار اتصال تیر به ستون استفاده شده، از این رو نرم‌افزار ANSYS جهت مدل‌سازی به کار گرفته شده است. رفتار غیرخطی هندسی و همچنین رفتار غیرخطی مصالح فولادی در این تحلیل‌ها لحاظ شده است. تحت



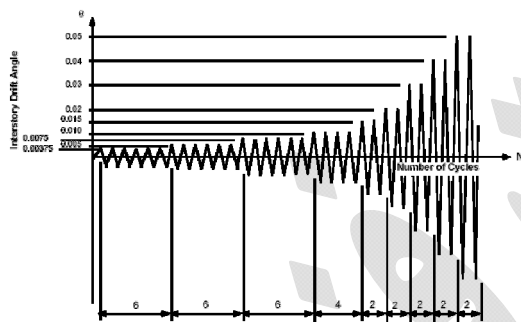
شکل (۴): جزئیات اتصال نمونه SP-1 [۷]

شکل (۵) ارائه گردیده است. در محل بارگذاری تیر نیز یک سخت‌کننده در نظر گرفته شده است تا در آن محل گسیختگی موضعی به وجود نیاید [۷].



شکل (۵) : جزئیات برپایی نمونه آزمایشگاهی و ابزاربندی نمونه مورد مطالعه [۷]

است. پارامتر اصلی بارگذاری، زاویه چرخش اتصال (θ) می‌باشد که لازم است بر حسب تغییر مکان انتهای تیر بیان گردد. منحنی و پروتکل بارگذاری چرخه‌ای مطابق شکل (۶) بر سازه وارد می‌گردد.



شکل (۶): بارگذاری چرخه‌ای اعمال شده [۹]

۳- بررسی نتایج

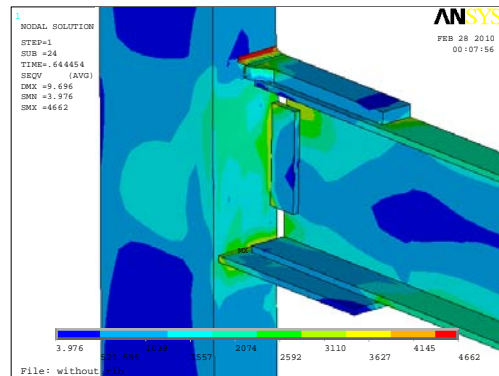
نمونه SP-0 به عنوان اتصال شرایط موجود در ساختمان‌های رایج و جهت مقایسه با نمونه تقویت شده در نظر گرفته شده است. ابعاد این نمونه مشابه نمونه SP-1 است و جوشکاری ورق بالاسری و زیرسری به صورت ناقص و جوش گوشه می‌باشد. همانگونه که در شکل (۷) نشان داده شده است، نمونه مذکور بدون سخت‌کننده لچکی مدل‌سازی شده است. با توجه به نتایج

جزئیات هندسی مدل و ابعاد با توجه به نتایج مطالعات آزمایشگاهی قبادی [۷] انتخاب شده است. در این مطالعات اتصال تقویت شده تحت آزمایش شبه استاتیکی چرخه‌ای قرار می‌گیرد. نمونه آزمایش با بارگذاری در

در آزمایش، از نوع فولاد ST-37 استفاده گردید. رفتار الاستوپلاستیک همراه با سخت‌شوندگی کرنشی به همراه معیار تسلیم فون میسز در مدل‌سازی برای فولاد در نظر گرفته شده است. مدول الاستیسیته فولاد برابر $E=2 \times 10^5$ MPa و نسبت پواسون $\nu=0.3$ فرض گردیده است. از آنجاییکه تکیه‌گاه‌های ستون رفتار مفصلی دارند، به منظور انعکاس این رفتار در تکیه‌گاهها یک ورق ضخیم در بالا و پایین ستون نصب گردیده است و تمام درجات آزادی در سه جهت در محور مرکزی این ورق مقید شده است و به این ترتیب چرخش ستون حول محور مرکزی آن ممکن می‌باشد. در انتهای تیر یک ورق ضخیم برای انتقال بار به تیر در نظر گرفته شده است. به عنوان تکیه‌گاه جانبی تیر، در فاصله ۱/۵ متری از مرکز ستون درجه آزادی تیر در محل بال‌های بالا و پایین تیر مقید شده است. از المان SOLID185 در نرم‌افزار ANSYS برای مدل‌سازی استفاده شده است و نمونه‌ها دارای تقارن می‌باشند.

تاریخچه بارگذاری پیشنهادی، یک بارگذاری شبه استاتیکی و چرخه‌ای چند مرحله‌ای افزایشی است که مطابق استاندارد لرزه‌ای AISC [۸] می‌باشد و اعمال بار به صورت اعمال جابجایی به انتهای تیر صورت گرفته

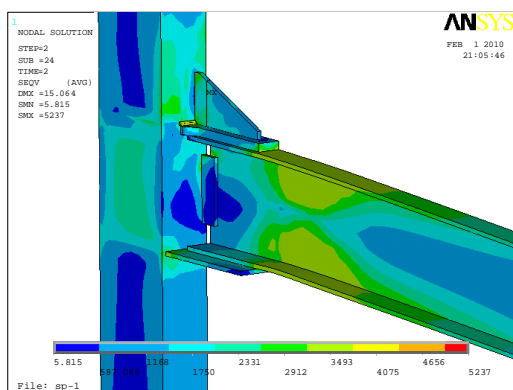
حاصل از تحلیل، مشاهده می‌شود که مفصل پلاستیک در محل اتصال تیر به ستون تشکیل شده است و همچنین جوش گوشه در بال بالا، جوابگوی بارهای وارده نیست و انتظار گسیختگی زود هنگام از این نمونه می‌رود (شکل ۷). بنابراین نمونه به عنوان اتصال گیردار تلقی نمی‌گردد و طرح تقویت برای آن الزامی است.



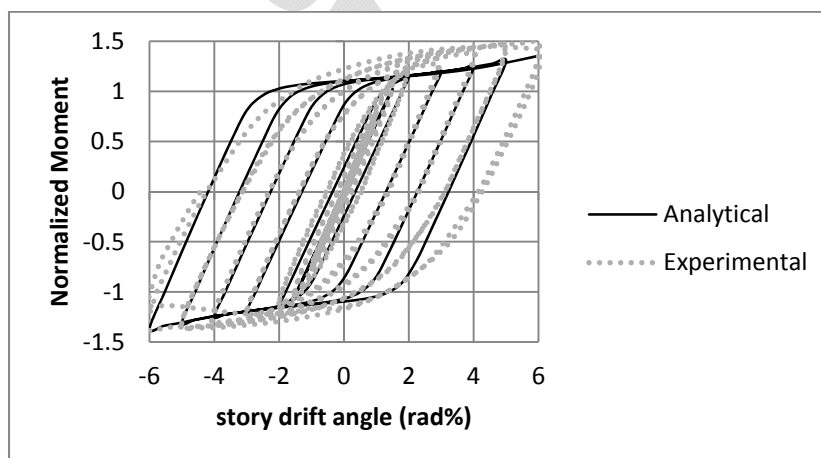
شکل (۷) : نتایج تحلیل نمونه SP-0

توزیع تنش فون میسر به دست آمده از نتایج تحلیل، تحت اثر بارگذاری متناوب برای نمونه SP-1 که توسط سخت‌کننده مثلی شکل تقویت شده است، در شکل (۸) نشان داده شده است. با توجه به توزیع تنش، مشاهده می‌شود که محل تشکیل مفصل پلاستیک از ستون دور شده است و این بدان معناست که در این نوع اتصال از بابت شکست ترد ناگهانی، نگرانی وجود ندارد. همانگونه که در شکل (۸) نشان داده شده، مفصل پلاستیک حجم زیادی از نقاط تسلیم شده را نشان می‌دهد که بیانگر رفتار مناسب اتصال می‌باشد. منحنی هیستریزس بدست آمده از

نتایج تحلیل برای مدل مورد بررسی، در مقایسه با نمونه آزمایشگاهی نشان می‌دهد که نتایج عددی با نتایج آزمایشگاهی [۷] دارای انطباق قابل قبول می‌باشد (شکل ۹). همچنین با توجه به رفتار چرخش‌های تحلیلی می‌توان به مناسب بودن میزان گیرداری اتصال پی برد. زیرا مطابق با آیین‌نامه لرزه‌ای آمریکا (AISC) [۸]، برای پذیرش یک اتصال گیردار باید مقاومت غیرخطی اتصال بیشتر از مقاومت غیرخطی تیر باشد. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که این اتصال دارای مقاومت و شکل‌پذیری مناسبی است و همچنین ظرفیت چرخشی مناسبی را تا زاویه چرخش ۰/۶ رادیان از خود نشان می‌دهد، بنابراین قابلیت استفاده در قاب‌های مقاوم خمشی ویژه (SMF) را دارا می‌باشد. همچنین در سخت‌کننده لچکی تنش‌های غیرخطی مشاهده نشده است.



شکل (۸) : نتایج تحلیل نمونه SP-1

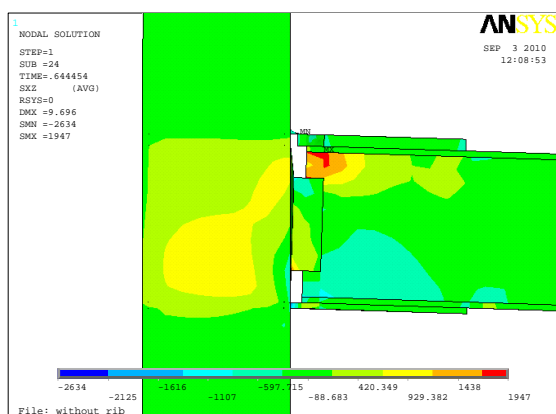


شکل (۹) : مقایسه منحنی هیستریزس حاصل از نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی [۷]

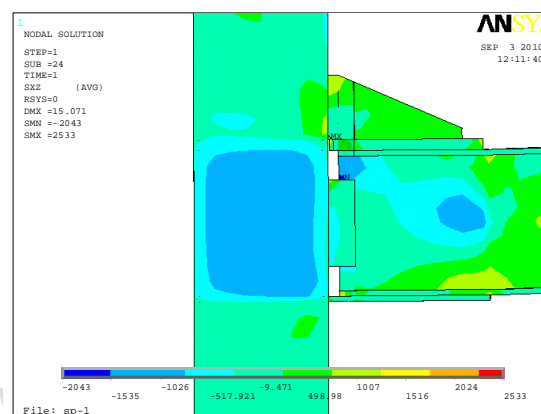
۴- ناحیه پانلی

ناحیه پانلی در حقیقت اصلی‌ترین جزء اتصال مقاوم خمشی ویژه با عملکرد لرزه‌ای می‌باشد که وظیفه انتقال و تبدیل نیروها و تنش‌ها را در اتصال بر عهده دارد. ناحیه پانلی نیز همانند سایر اجزاء سازه‌ای تحت تنش‌های محوری، خمشی، برشی و ... می‌باشد. لیکن مهم‌ترین و عمده‌ترین عملکرد این ناحیه رفتار برشی آن می‌باشد. در نتیجه در اینجا همانند ضوابط لرزه‌ای طراحی ناحیه برشی، برش در ناحیه پانلی به عنوان معیار بررسی در نظر گرفته

شده است. کانتور تنش برشی مربوط به ناحیه پانلی نمونه SP-1 در شکل (۱۰-الف) نشان داده شده است. با توجه به نتایج به دست آمده از کانتورهای تنش، مشاهده می‌شود که مقادیر تنش برشی درون ناحیه پانلی مربوط به نمونه تقویت‌شده با سخت‌کننده مثلثی شکل در مقایسه با نمونه SP-0 که نمونه تقویت‌نشده می‌باشد شکل (۱۰-ب)، تحت اثر بارگذاری همواره در حدود پایین الاستیک در این مانده‌اند، لذا تغییر شکل‌ها و کرنش‌های پلاستیک در این محدوده به چشم نمی‌خورد.



(ب)

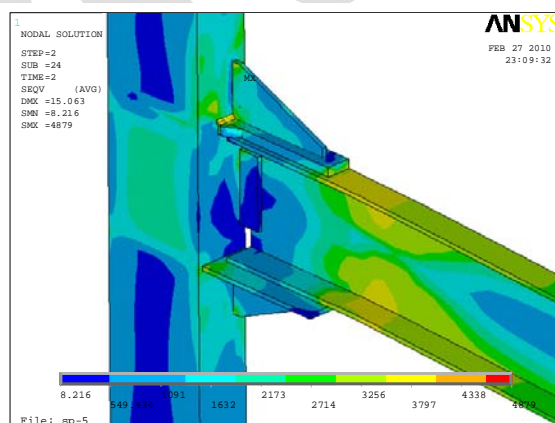


(الف)

شکل (۱۰): (الف) کانتور تنش برشی نمونه SP-1 (تقویت‌شده با لچکی) (ب) کانتور تنش برشی نمونه SP-0 (تقویت‌نشده)

لچکی در پایین تیر تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر رفتار کلی اتصال ندارد و قرار دادن لچکی در بالای تیر که بحرانی‌تر است، مفصل پلاستیک را از ستون دور می‌کند.

همچنین به منظور بررسی تأثیر قرارگیری لچکی در بال پایین، نمونه SP-1-Duble که در آن سخت‌کننده مثلثی شکل در بالا و پایین تیر قرار دارد، مدل‌سازی شده است. همانگونه که در شکل (۱۱) مشاهده می‌شود، قرارگیری



شکل (۱۱): نتایج تحلیل نمونه SP-1-Duble با دو لچکی مثلثی در بالا و پایین

۵- مطالعات پارامتریک

در این قسمت از مطالعات در ابتدا شاخص‌های تنش و کرنش معرفی می‌شود، سپس به مطالعه پارامتریک بر روی اتصال مورد مطالعه پرداخته می‌شود. این مطالعه پارامتریک شامل بررسی اثر تغییر در ابعاد سخت‌کننده لچکی می‌باشد. برای مقایسه پتانسیل شکست در جزئیات مختلف و بیان اثر پارامترهای مورد توجه، شاخص‌های مختلف تنش، کرنش و ترکیبی از این شاخص‌ها به کار گرفته شده‌اند. جهت تسهیل مقایسه بین مقدارهای تنش و کرنش محاسبه شده به مقدار تنش و کرنش تسلیم نرمال‌سازی شده‌اند. یکی از پارامترهای موثر که نشان دهنده رفتار ترد یا شکل پذیر اتصال خواهد بود، پارامتر کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) می‌باشد. کرنش پلاستیک معادل مطابق با رابطه (۱) به شرح ذیل تعریف می‌شود.

$$PEEQ = \sqrt{\frac{2}{3} \varepsilon_{ij} \varepsilon_{ij}} \quad (1)$$

که در رابطه فوق ε_{ij} مولفه کرنش پلاستیک در راستای i و j می‌باشد [۹]. این شاخص مقیاسی برای اندازه‌گیری تقاضای کرنش غیرالاستیک موضعی است همچنین برای ارزیابی و مقایسه وضعیت‌های مختلف مناسب می‌باشد. جهت مقایسه، یکی از شاخص‌های به کار رفته شاخص گسیختگی (RI) می‌باشد که مطابق با رابطه (۲) تعریف می‌شود [۹].

$$RI = \frac{PEEQ}{\exp\left(-1.5 \frac{\sigma_m}{\sigma}\right)} \quad (2)$$

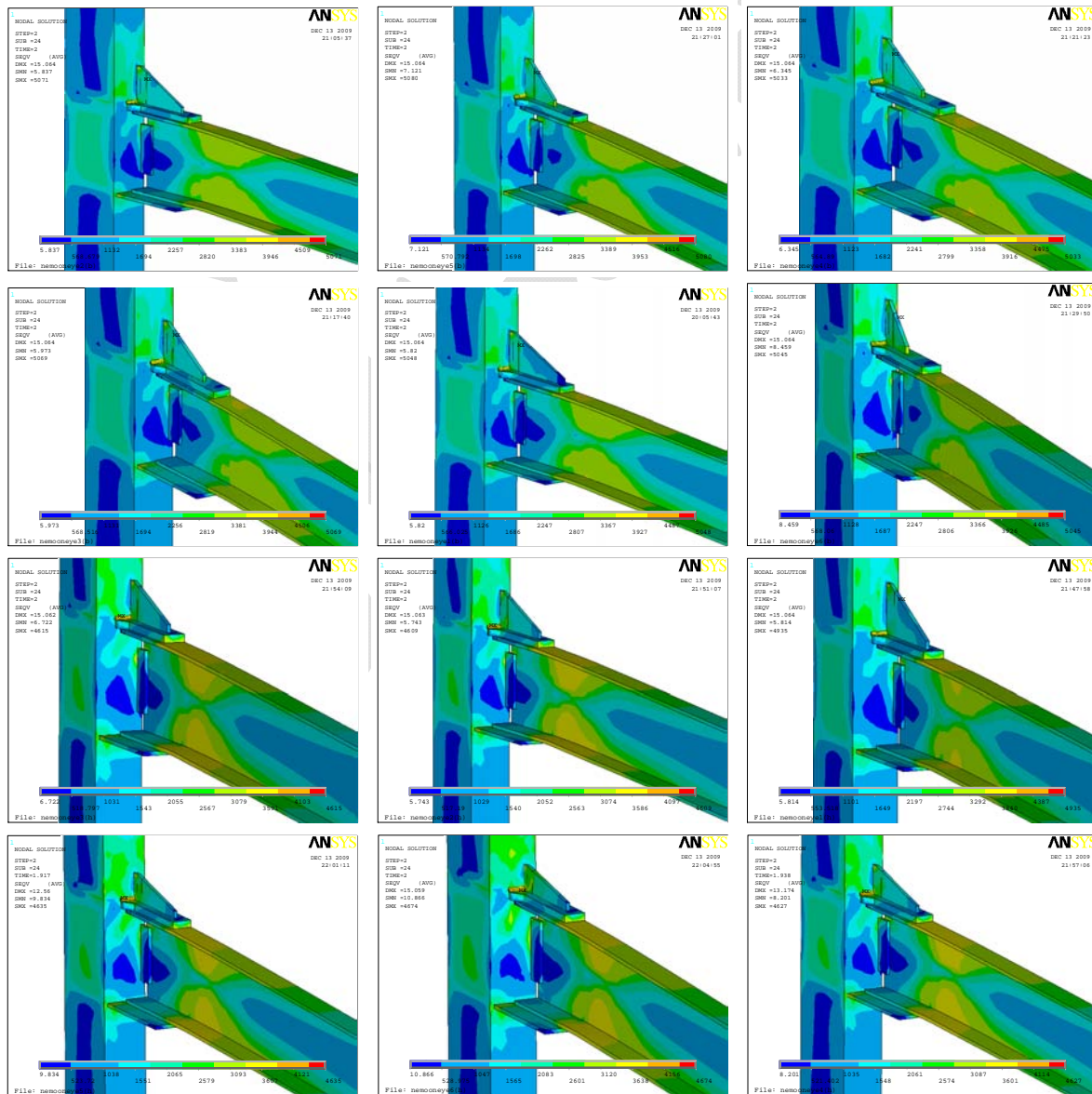
در رابطه (۲) σ_m و $\bar{\sigma}$ معرف تنش هیدرواستاتیک و تنش فون میسر می‌باشند. نسبت تنش هیدرواستاتیک به تنش فون میسر نسبت تنش سه محوری نامیده می‌شود (TR). این نسبت کمیت مهمی برای گسیختگی شکل‌پذیر فلز است. معمولاً تنش کششی (منفی) هیدرواستاتیک بزرگ با تنش‌های اصلی بزرگ همراه است و این امر بر پتانسیل بیشتر برای شکست‌های ترد و شکل‌پذیر دلالت دارد. اگر در ماده ترک و یا عیب دیگری وجود داشته

باشد، تنش کششی هیدرواستاتیک منجر به افزایش فاکتور تشدید تنش در نوک ترک می‌شود و احتمال وقوع شکست‌های ترد را افزایش می‌دهد. شکست ترد به صورت ناگهانی رخ می‌دهد و تغییر شکل پلاستیک قابل توجهی را در بر ندارد. همچنین تنش کششی هیدرواستاتیک بزرگ منجر به کاهش شکل‌پذیری می‌شود. در چنین شرایطی، تنش بزرگ سه محوری موجب تجمع آسیب‌ها در فلز و در نتیجه به هم پیوستن ترک‌ها و سوراخ‌های بسیار ریز می‌شود. این فرایند گسیختگی شکل‌پذیر نامیده می‌شود و اغلب با تغییر شکل‌های پلاستیک پیش از گسیختگی همراه است [۹]. مقادیر TR بین 0.75- و 1.5- می‌تواند کاهش شدید در کرنش گسیختگی فلزات ایجاد کنند و مقادیر کمتر از 1.5- باعث ایجاد گسیختگی ترد می‌شود. بنابراین مکان‌هایی که در یک اتصال دارای شاخص گسیختگی (RI) بزرگتری هستند پتانسیل بیشتری برای شکست دارند. با استفاده از رابطه (۲) می‌توان پتانسیل شکست شکل‌پذیر را بین دو جزئیات متفاوت مقایسه کرد. البته این روش محدودیت‌هایی دارد که باید در نظر گرفته شود. یک معیار شکست شکل‌پذیر باید شامل یک طول مشخصه حداقل باشد که در این روش در نظر گرفته نشده است. علاوه بر این، گسیختگی وابسته به جهت نورد، نقوص اولیه فولاد و کرنشی است که تجمع آسیب‌ها در آن آغاز می‌شود. اما با در نظر داشتن محدودیت‌های ذکر شده روش فوق، معمولاً برای مقایسه نتایج تحلیل انجام شده بر روی جزئیات مختلف به کار می‌رود. تحقیقات انجام شده نشان می‌دهد که این معیار برای مقایسه انواع مختلف فولاد که آنها مورد آزمایش قرار دارند کافی بوده‌اند [۹]. به منظور مطالعه پارامتریک روی ابعاد سخت‌کننده لچکی در نمونه SP-1، نمونه‌های SP-A-1 تا SP-A-6 با مقادیر مختلف ضلع افقی سخت‌کننده (a) و نمونه‌های SP-A-7 تا SP-A-12 با مقادیر مختلف ضلع عمودی سخت‌کننده (b) مدل‌سازی شده‌اند که مشخصات آنها در جدول (۱) نشان داده شده است.



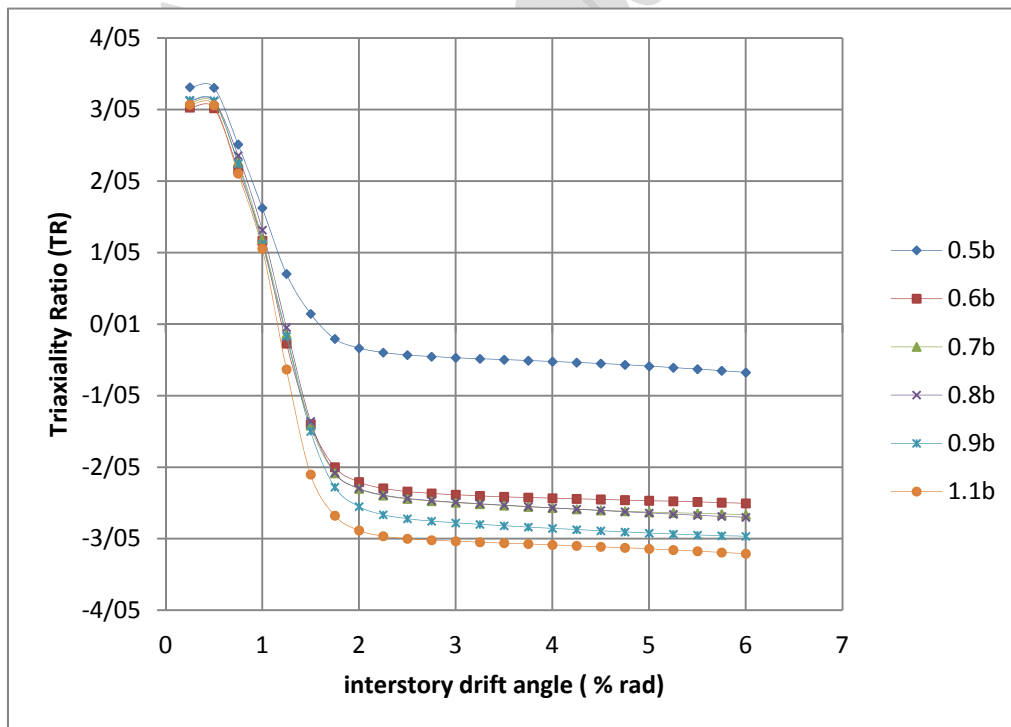
جدول (۱): مشخصات هندسی سخت‌کننده‌ها جهت مطالعات پارامتریک

نام نمونه	مشخصات نمونه		نام نمونه	مشخصات نمونه	
	ضلع افقی	ضلع عمودی		ضلع افقی	ضلع عمودی
SP-A-1	1.1a	b	SP-A-7	1.1b	a
SP-A-2	0.9a	b	SP-A-8	0.9b	a
SP-A-3	0.8a	b	SP-A-9	0.8b	a
SP-A-4	0.7a	b	SP-A-10	0.7b	a
SP-A-5	0.6a	b	SP-A-11	0.6b	a
SP-A-6	0.5a	b	SP-A-12	0.5b	a

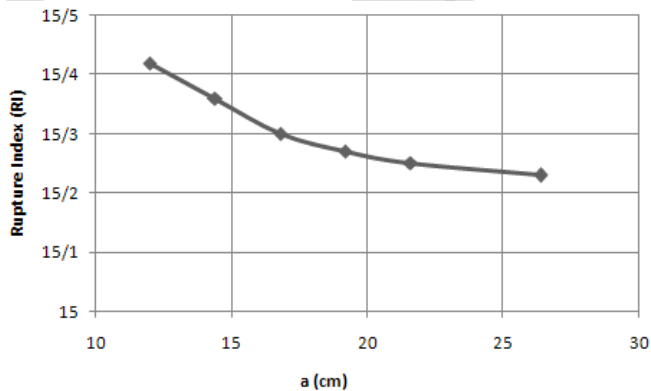
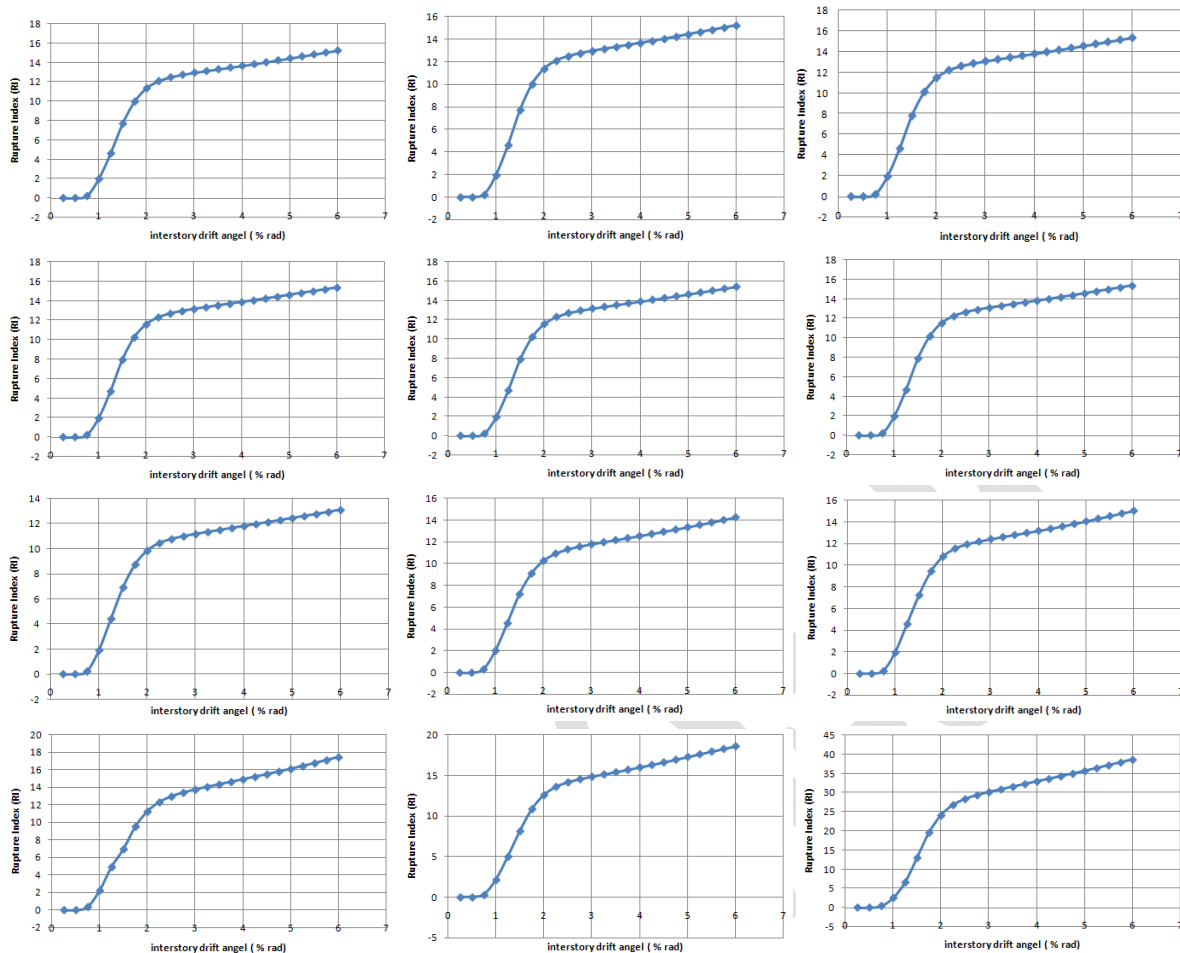


در نمونه‌های SP-A-1 تا SP-A-6 با افزایش ضلع افقی سخت‌کننده محل قرارگیری مفصل پلاستیک از ستون دور می‌شود. همچنین در مورد نمونه‌های SP-A-7 تا SP-A-12 دورتر شدن مفصل پلاستیک از بر ستون با افزایش ضلع عمودی مشاهده می‌شود. همچنین در تمامی مدل‌ها اتصال مورد مطالعه به ظرفیت چرخشی بیشتر از ۰.۴ رادیان می‌رسد. این زاویه چرخش بر اساس FEMA350 [۱۰] و AISC به عنوان حداقل زاویه چرخش برای یک قاب مقاوم خمشی ویژه (SMF) شناخته می‌شود که نشان‌دهنده شکل‌پذیری مناسب این اتصال می‌باشد. در شکل (۱۲) نسبت سه محوری برای مقادیر مختلف ضلع عمودی سخت‌کننده نشان داده شده است. این منحنی نسبت سه محوری را بر حسب زاویه چرخش اتصال نشان می‌دهد. در این منحنی مشاهده می‌شود که افزایش مقادیر ضلع عمودی سخت‌کننده لچکی منجر به کاهش نسبت سه محوری می‌شود؛ به این ترتیب احتمال

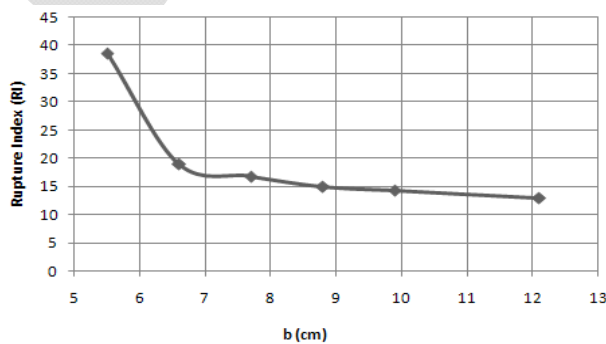
وقوع گسیختگی کمتر می‌شود. روند این کاهش در شکل نشان داده شده است. همچنین شاخص گسیختگی به منظور بررسی احتمال وقوع شکست ترد در نمونه‌های مختلف مورد مطالعه قرار گرفته است. همانگونه که مشاهده می‌شود، با افزایش مقادیر ضلع افقی سخت‌کننده میزان شاخص گسیختگی کاهش می‌یابد (شکل ۱۳). همچنین در مورد ضلع عمودی، کاهش میزان شاخص گسیختگی با افزایش مقادیر مربوط به این ضلع همراه می‌باشد (شکل ۱۴). بنابراین هر چه مقادیر اضلاع افقی و عمودی کمتر باشد، میزان شاخص گسیختگی افزایش می‌یابد و همانگونه که مشاهده می‌شود با ۰.۵٪ کاهش این اضلاع، احتمال وقوع شکست ترد بیشتر می‌شود. همچنین مقادیر تنش برشی درون ناحیه پانلی مربوط به مدل‌های مختلف تحت بارگذاری، همواره در محدوده خطی می‌باشد



شکل (۱۲): نسبت سه محوری برای مقادیر مختلف ضلع عمودی سخت‌کننده لچکی (b)



شکل (۱۳): بررسی تاثیر افزایش ضلع افقی سخت‌کننده لچکی در شاخص گسیختگی



شکل (۱۴): بررسی تاثیر افزایش ضلع عمودی سخت‌کننده لچکی در شاخص گسیختگی

عمودی بیشتر گردد شکل پذیری اتصال افزایش خواهد یافت.

همچنین اتصال مورد مطالعه در تمامی مدل‌ها به ظرفیت چرخشی بیشتر از ۴٪ رادیان می‌رسد که نشان‌دهنده شکل‌پذیری مناسب این اتصال خواهد بود.

مراجع

1. Lee, K-H., Goel, S. C., and Stojadinovic, B. (1997). "Boundary effects in welded steel moment connections". UMCEE 97-20. Ann Arbor, Mich.: Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan at Ann Arbor.
۲. مزروعی، علی؛ سیمونیان، واهاک؛ نیکخواه عشقی، مجید. ۱۳۷۸، "بررسی تجربی درصد گیرداری اتصالات صلب جوشی متداول در ایران" گزارش تحقیقاتی شماره گ-۳۰۵، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
3. Chen CC, Lee JM, Lin MC. (2003). "Behaviour of steel moment connections with a single flange rib". *Engineering Structures*, 25:1419-28.
4. Chen CC, Lee JM, Lin MC. (2005). "Parametric study and design of rib-reinforced steel moment connections". *Engineering Structures*, 27:699-708.
5. ATC-24. (1992). "Guidelines of Cyclic Seismic Testing on Components for Steel structures". Redwood City, California: Applied Technology Council.
6. Chen CC, Chen SW, Chung MD, Lin MC. (2005). "Cyclic behavior of unreinforced and rib-reinforced moment connections". *Journal of Constructional Steel Research* 61(1):1-21.
۷. قبادی، محمد سهیل، ۱۳۸۷، "بررسی رفتار چرخه‌ای اتصالات خمشی تقویت‌شده با ورق"، رساله دکتری دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران.
8. AISC, AISC/ANSI 341-05. (2005). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Construction, Inc., Chicago, IL.
9. SAC /BD 98-01. (1995). "Strenth and Ductility of Welded-Bolted Connection", prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA-288, Washington, DC.
10. FEMA 2000, Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. Report No. FEMA-350, Federal Emergency Management Agency.

نتایجی که از این تحقیق به دست آمده، عبارت است از: مقاومت خمشی بدست آمده تا مراحل آخر بارگذاری از میزان ظرفیت خمشی پلاستیک تیر (Mp) بالاتر بوده و مقاومت غیرخطی اتصال به صورت صعودی افزایش یافته و بیشتر از مقاومت غیرخطی تیر می‌باشد. بنابراین می‌توان گفت که اتصال مورد مطالعه از ظرفیت مقاومت خمشی مناسبی برخوردار می‌باشد.

همچنین نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که این اتصال دارای مقاومت و شکل‌پذیری مناسبی است و ظرفیت چرخشی مناسبی را تا زاویه چرخش ۶٪ رادیان از خود نشان می‌دهد، بنابراین این اتصال قابلیت استفاده در قاب‌های مقاوم خمشی ویژه (SMF) را دارا می‌باشد.

با توجه به نتایج بدست آمده از کانتورهای تنش، مشاهده گردید که محل تشکیل مفصل پلاستیک از ستون دور شده است و این بدان معناست که در این نوع اتصال از بابت شکست ترد ناگهانی، نگرانی وجود نخواهد داشت و در این سیستم شکل‌پذیری سازه در خارج از ناحیه اتصال و در مفصل پلاستیک تامین می‌شود. همچنین مفصل پلاستیک حجم زیادی از نقاط تسلیم‌شده را تشکیل می‌دهد که بیانگر رفتار مناسب اتصال می‌باشد.

با توجه به رفتار مشاهده شده در منحنی هیستریزس بدست آمده از نتایج تحلیل برای مدل مورد بررسی می‌توان نتیجه‌گیری کرد که نتایج عددی در مقایسه با نمونه آزمایشگاهی دارای انطباق قابل قبول می‌باشد. همچنین با توجه به رفتار چرخه‌ای تحلیلی، مناسب بودن میزان گیرداری اتصال با توجه به ضوابط آیین‌نامه لرزه‌ای AISC مشاهده شده است و میزان نسبت گیرداری اتصال به تیر بزرگتر از یک می‌باشد.

مطالعات پارامتریک نشان داد که افزایش مقادیر ضلع افقی سخت‌کننده باعث کاهش میزان شاخص گسیختگی می‌شود. همچنین در مورد ضلع عمودی، کاهش میزان شاخص گسیختگی با افزایش مقادیر مربوط به این ضلع همراه می‌باشد. بنابراین هر چه مقادیر اضلاع افقی و عمودی کمتر باشد، احتمال وقوع شکست ترد افزایش می‌یابد. و به عبارت دیگر هر چه مقادیر اضلاع افقی و

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

- مقالات باید با نرم افزار Ms-Word 2003 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 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 Bold 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

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 مولفان	Bold نازنین	۱۱
عناوین بخش ها	Bold لوتوس	۱۲
عنوان مقاله	Bold تیترا	۱۶

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



انجمن سازه های فولادی ایران

فرم درخواست عضویت حقیقی، حقوقی و دانشجویی

محل الصادق
عکس

۱. مشخصات

نام خانوادگی:

نام پدر:

شماره شناسنامه: سال تولد: محل تولد: کد ملی:

نام شرکت: شماره ثبت: تاریخ و محل ثبت: فعالیت اصلی:

نام: First Name:

نام خانوادگی: Last Name:

– اشخاص حقیقی و دانشجویی:

– اشخاص حقوقی (مشخصات نماینده شرکت در قسمت اشخاص حقیقی درج شود):

۲. سوابق تحصیلی دانشگاهی

کشور - شهر	دانشگاه	تاریخ اخذ مدرک	گرایش	رشته	مقطع

۳. سوابق حرفه ای

محل خدمت	سمت	از تاریخ	تا تاریخ

فعالیت سازمان مربوط

- خدمات طرح و ساخت تولید کننده محصولات فولادی
- خدمات مشاوره تولید کننده ماشین آلات و تجهیزات
- خدمات پیمانکاری دستگاه های اجرایی
- خدمات پژوهشی سایر
- خدمات آموزشی

فعالیت اصلی

- مدیر ارشد کارشناس طراح
- مدیر اجرایی کارشناس مصالح
- مدیر تولید کارشناس ماشین آلات
- مدیر طراحی کارشناس کنترل کیفیت
- عضو هیأت علمی (مرتبه علمی)

۴. نشانی

محل کار:

تلفن: کد: فاکس: تلفن همراه:

مکاتبات انجمن با کدام نشانی انجام گیرد: منزل محل کار

Email:

کدپستی:

تبصره: این فرم توسط نماینده شرکت های حقوقی تکمیل گردد.

اینجانب صحت مندرجات این برگه را تایید نموده و با آگاهی نسبت به اساسنامه انجمن سازه های فولادی ایران درخواست عضویت حقوقی حقیقی دانشجویی در این انجمن را دارم.

تاریخ امضاء

۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد .

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع فعالیت	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد .

مدارک لازم جهت عضویت

<p>۳ قطعه عکس ۳*۴ - تصویر شناسنامه - تصویر آخرین مدرک تحصیلی (کپی کارت دانشجویی برای عضویت دانشجویی) - رسید پرداخت حق عضویت</p> <p>حق عضویت :</p> <ul style="list-style-type: none"> • اعضای حقیقی یکمصد و هشتاد هزار ریال • اعضای دانشجویی پنجاه هزار ریال • اعضای حقوقی • مجلات و موسسات علمی پژوهشی <p>دو میلیون ریال</p> <p>یک میلیون ریال</p> <p>به حساب جاری شماره ۴۳۳۰۴۵۰۷۰۴۵ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰۷۰۴۵ به نام انجمن سازه های فولادی ایران</p>
--

<p>درخواست عضویت در جلسه مورخ کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت بعمل آمد .</p> <p>کمیته پذیرش</p>	در این بخش چیزی ننویسید
<p>در جلسه هیأت مدیره مورخ مورد تایید قرار گرفت.</p> <p>هیأت مدیره</p>	

لطفاً پس از تکمیل این برگه را به همراه مدارک به نشانی زیر، دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران ، ارسال فرمایید :
تهران - بزرگراه رسالت - انتهای پل سیدخندان - خ شهید کابلی (خ دبستان سابق) - پلاک ۱۰ - واحد ۱۰

تلفن: ۸۸۴۶۹۰۰۴ تلفکس: ۸۸۴۲۹۴۳۸

جهت اطلاعات بیشتر به نشانی www.iss.ir مراجعه نمایید .