

« بسم الله الرحمن الرحيم »



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر فرزاد نعیم - دکتر علیرضا رضائیان

نشریه علمی و پژوهشی

سازه و فولاد

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

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

نشانی:

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

تلفن:

۸۸۴۶۹۰۰۴-۸۸۴۲۹۴۳۸

پایگاه اینترنتی:

www.iss.ir

پست الکترونیکی:

info@iss.ir

انجمن سازه‌های فولادی ایران

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 ششم - شماره‌ی هفتم

بهار و تابستان ۱۳۸۹

فهرست

۲ انجمن سازه‌های فولادی ایران

۵..... ارائه روش تحلیل سقف‌های لولایی برای سازه‌های متأثر از فشار داخلی ناشی از انفجار
A New Approach For Analysis Of Roof System Due To The Effect Of Explosion In Confined Explosion Structures

دکتر امین غفوری پور، دکتر شهریار طاووسی تفرشی، مهندس حسین باباجانین بیشه

۱۹ پارامترهای موثر در کنترل پیچش ساختمان‌های نامتقارن توسط میراگرهای اصطکاکی
Effective Parameters in Torsional Control of Irregular Building with Frictional Damper

مهندس جمال الدین برزویی، دکتر محمد رضا منصوری، دکتر عبدالرضا سروقد مقدم

۳۱ توزیع انرژی در طبقات قابهای فولادی مهاربندی هم مرکز تحت نگاشت‌های حوزه دور و نزدیک
Energy Distribution in Stories of Concentrically Braced Frames (CBFs) Under Far-Field and Near-Field Records

دکتر غلامرضا عبدالله زاده، مهندس اردلان آل هاشم

۴۳ کاربرد ورق‌های پلی اتیلنی در بادبندهای کمانش ناپذیر
Application of Polyethylene Sheets in Buckling Restrained Braces

دکتر محمد باقر مهدیزاده، دکتر یوسف زندی، دکتر محمد قاسم وتر

۵۹ مدل‌سازی تحلیلی به منظور ارزیابی آسیب‌پذیری پل‌های مرکب فولادی-بتنی با مطالعه موردی
Seismic Vulnerability Assessment of Steel-Concrete Composite Bridges by Finite Element Modeling with Case Study

دکتر علیرضا قاری قرآن، دکتر فرهاد دانشجو، دکتر رضا اکبری

۸۳ مطالعه تجربی و مدل‌سازی اتصالات خمشی فولادی با صفحات کناری و ارائه هندسه جدید جهت بهبود رفتار اتصال
An experimental study and modeling of steel beam to column connections with side plates and improvement of its behavior using a new geometrical shape

دکتر مرتضی نقی پور، مهندس مهدی قاندرحمت

۹۷ میانقاب مهندسی نوین با قابلیت تغییر شکل بالا
An Engineered Infilled Frame with High Ductility

دکتر مجید محمدی، مهندس مجید شوندی

یادداشت فنی

۱۱۷ تاثیر ابعاد قاب بر ضریب رفتار قاب‌های خمشی متوسط فولادی
The effect of frame dimensions on the strength reduction factor of intermediate steel moment resisting frames

مهندس سیداکبر خلیفه لو، دکتر سعید صبوری، دکتر سعید حسام مدنی

۱۲۸ شیوه نگارش

۱۲۹ 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 ما را در تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران



ارائه روش تحلیل سقف های لولایی برای سازه های متأثر از فشار داخلی ناشی از انفجار

امین غفوری پور^۱، شهریار طاووسی تفرشی^۲، حسین باباجانیان بیشه^۳

(دریافت: ۸۸/۱۰/۲۸، پذیرش: ۸۹/۲/۱۳)

چکیده

در این مقاله به بررسی رفتار سازه های تحت اثر فشار داخلی ناشی از انفجار پرداخته شده است. این نوع سازه ها به عنوان کارگاههای تعمیرات تجهیزات قابل انفجار نظامی یا آزمایشگاهی استفاده می شوند. اثرات انفجار داخلی شامل دو اثر، فشار تکانشی و فشار گاز می باشد. برای خارج شدن فشار گاز می بایست دریچه ای در سازه ایجاد نمود. به صورت معمول برای پوشش این دریچه از سقف های پران تحت اثر انفجار استفاده می شود. در این مقاله ایده نوینی برای استفاده از سقف های لولایی ارائه شده است که بتواند فشار گاز را در لحظه انفجار خارج نموده و به عنوان پوششی برای دریچه نیز عمل نماید. مقاله با تعیین روش محاسبه مساحت مناسب برای دریچه به منظور خروج فشار گاز، معادلات مربوط به رفتار سقف در اثر فشار انفجار را پیشنهاد می کند و با حل معادلات، روش محاسبه مقدار وزن واحد سطح سقف برای این نوع از سازه پیشنهاد شده است. بدین ترتیب با این ایده سقف پران به صورت ترکش در اطراف سازه پخش نمی شود و امکان احداث سازه پدافندی بر روی این کارگاهها برای حفاظت آنها از حمله احتمالی دشمن نیز فراهم می گردد.

کلمات کلیدی

انفجار داخلی، پناهگاه، فشار، سقف

A New Approach for Analysis of Roof System Due to the Effect of Explosion in Confined Explosion Structures

Amin Ghafooripour, Shahriar Tavousi, Hossein Babajanian

ABSTRACT

A new approach for design of roof system due to the effect of explosion in confined explosion structures for the missile workshops Abstract This paper discussed a new method for estimation of the behavior and required weight of roof for the confined explosion structures. The behavior of explosion in confined explosion structures affected by different parameters such as reflected pressure, duration of reflected pressure, gas pressure and duration of gas pressure. The main idea for these types of structures that will use as the missile rehabilitation workshops is to protect and creating life safety for the other parts of the workshop. The roof of this structure should fly after an explosion to decrease the gas pressure. On the other hand, this will be a weak point during an attack. In this case, these types of roofs could not resist against any strike. This paper discussed a mathematical modeling for the roof behavior. Finally the paper shows the new method for fabrication of these roofs without a frangible behavior considering the vent opening function. The known behavior of roof and designed mechanism for it could help the workshop structure to be protected by another shelter structure to present of any strikes.

Keywords

Internal Explosion, Shelter, Pressure, Roof

۱. دکتری سازه، عضو هیئت علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، Amingh@Parspadir.com

۲. دکتری سازه، عضو هیئت علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، Shtavousi@Yahoo.com

۳. کارشناس ارشد سازه دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکزی، Hosseinbabajanian@Yahoo.com (نویسنده مسئول)

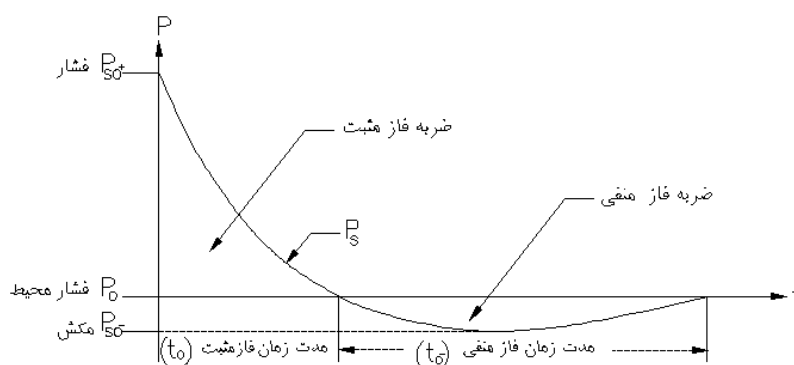


مرتبۀ دو ناشی از حرکت سقف، معادله حرکت سیستم سقف تعریف شده است.

۱-۱- انفجار خارجی و مشخصات موج انفجار

پس از اینکه خرج شروع به انفجار نمود، به سبب بروز موج انفجاری گازهای سوزان و فشرده توسعه می یابند و از انفجار با سرعت به خارج حرکت کرده و فشار اتمسفر اطراف را بالا می برند. امواجی که در لحظات بعدی به اطراف گسترده می شوند سرعتشان از امواج اولیه زیادتر است زیرا از داخل هوایی عبور می کنند که توسط امواج اولیه گرم شده است به همین دلیل امواج ثانویه در یک زمان معین به امواج اولیه می رسند و فشارشان با هم توأم می گردد و تشکیل سطحی را می دهند که به نام جبهه ضربه یا جبهه موج خوانده می شود. هنگامی که جسمی در برابر این جبهه قرار گیرد، فشار رویه ای آن بالا رفته و در یک لحظه بسیار کوتاه این فشار به ماکزیمم اندازه خود می رسد. این فشار به سادگی جسم را دور زده و از همه اطراف آنرا احاطه کرده و می فشارد [۲]. دیاگرام فشار-زمان موج انفجاری می تواند توسط یک فرم کلی همانند شکل (۱) که برای محیط آزاد است نشان داده شود که شامل دو فاز مثبت (فشار) و منفی (مکش) می باشد و مساحت زیر فاز مثبت را ضربه مثبت موج انفجار و مساحت زیر فاز منفی را ضربه منفی موج انفجار گویند. [۱] و [۴] و [۵] و [۸] و [۹].

ساخت کارگاههای تعمیرات موشک و سلاحهای مشابه در برابر انفجار رخ داده در خود سازه به لحاظ نظامی از اهمیت ویژه ای برخوردار می باشد. این کارگاهها از یک سو در سایت های صنعتی نظامی قرار دارند و به عنوان فضای کار باید در دسترس باشند و از سویی باید به سادگی قابلیت حمله از طرف دشمن برای این سازه وجود نداشته باشد و قابلیت پدافند غیر عامل داشته باشد. همچنین امکانات و تجهیزات سایت اطراف سازه در صورت رخداد حادثی و پس از وقوع انفجار داخلی نباید آسیب ببینند. اثرات انفجار رخ داده در سازه شامل دو اثر، فشار تکانشی و فشار گاز می باشد که دیاگرام فشار-زمان آن نسبت به حالتی که انفجار در خارج از سازه رخ می دهد (انفجار خارجی) متفاوت می باشد. برای خارج شدن فشار گاز در انفجار داخلی می بایست دریچه ای در سازه و پوششی برای دریچه در نظر گرفت. در تحقیقات انجام شده تا کنون استفاده از سقف پران به عنوان پوششی برای دریچه یک راه حل می باشد که به دلیل سبک بودن سقف پران، تجهیزات درون سازه مورد تهدید هدف تسلیحات نظامی دشمن می باشد و از طرفی پرتاب سقف به صورت ترکش سبب آسیب کارگاههای اطراف می شود. به همین دلیل در این مقاله ایده ابداعی از سقف لولایی برای پوشش دریچه ارائه شده است و رفتار آن حین و پس از انفجار بررسی شده است با حل معادله دیفرانسیل غیر خطی



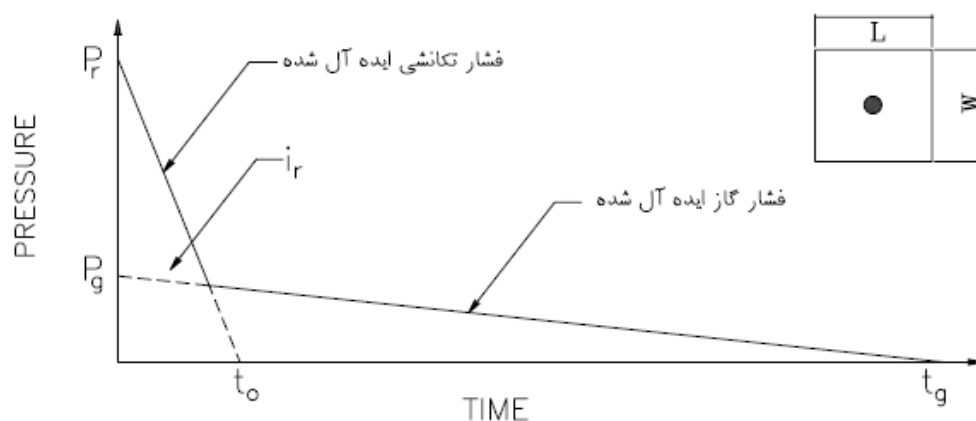
شکل (۱): نمودار تغییرات فشار-زمان موج انفجار (TM5-1300) [۳]



۲-۱- انفجار داخلی

می تواند در کاهش فشار کوبش و کاهش مدت زمان اثر آن موثر باشد بطوریکه برای طراحی سازه های با تماماً باز شو می توان از اثرات فشار گاز صرف نظر کرد. اما زمانی که انفجار داخلی سازه مسدود شده با بازشوی نسبتاً کوچک رخ می دهد فشار وارده به سازه به هر دو، فشار گاز و فشار ضربه وابسته می باشد [۳]. در این حالت بدلیل برخورد امواج انفجاری به دیوارهای سازه و سطوح منعکس کننده های دیگر و انعکاس متعدد آن، نمودار بارگذاری فشار- زمان پیچیده خواهد بود بطوریکه تاریخچه کامل فشار- زمان آن شامل دنباله هایی از امواج ضربه و بار شبه استاتیکی یا فشار گاز برای هر نقطه معین می باشد [۱۱]. می توان نشان داد که فرایند، متأثر از فشار گاز و فشار تکانشی و مدت زمان اثرشان می باشد و مساحت زیر نمودار فشار بیانگر مقدار ضربه اعمالی ناشی از فشار تکانشی می باشد (شکل (۲)) [۷].

زمانی که انفجاری در داخل سازه رخ می دهد فشار اوج وابسته به جبهه کوبش اولیه، به علت انعکاس امواج به شدت افزایش خواهد یافت و چندین برابر خواهد شد. اثرات حرارت های بالا و توده محصولات گازی تولید شده از طریق فرایند شیمیایی در انفجار بصورت افزایش فشار و افزایش مدت زمان بار گذاری داخلی سازه اعمال خواهد شد بطوریکه اثرات ترکیبی این فشارها می تواند منجر به تخریب سازه شود. برای بررسی رفتار سازه های متأثر از فشار داخلی ناشی از انفجار دو پدیده، فشار تکانشی و فشار گاز قابل بررسی می باشد. فشار تکانشی عبارت است از فشار منعکس شده و تقویت شده از طریق دیوارهای سازه و زمین در داخل سازه و فشار گاز عبارت از فشار مربوط به محصولات گازی تولید شده و حرارت برخاسته می باشد. ایجاد باز شو جهت خروج فشار گاز



شکل (۲): نمودار تغییرات فشار- زمان موج انفجار برای سازه های نیمه مسدود (TM5-1300) [۳]

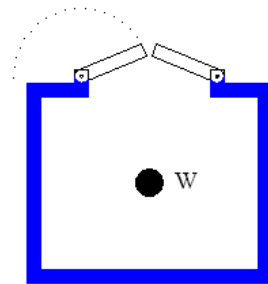
۲- نظریه سقف لولایی بجای سقف پران

چنین سیستمی این قابلیت را برای سازه فراهم می آورد که در سایت های صنعتی بتوان پناهگاهی روی این نوع کارگاههای تعمیراتی قرار داد تا بدلیل ضعف ناشی از الزام قرار گیری سقف سبک بدلیل احتمال انفجار از درون مورد تهدید حملات نظامی از خارج سازه قرار نگیرد از سویی سقف پران پس از انفجار خود مانند ترکش عمل

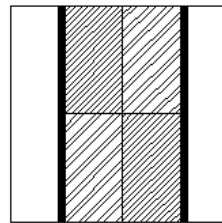
در این مقاله تئوری استفاده از سقف لولایی بجای سقف پران برای پوشش سقف سازه مستطیلی شکل کارگاههای تعمیرات سلاح نظامی پیشنهاد شد. در هنگام انفجار این سقف باز شده و فشار گاز خارج می شود و نیرویی به سازه در اثر چرخش وارد می کند، شکل (۳). استفاده از

(۱) مقدار فشار تکانشی و مدت زمان اثر آن (P_r, t_o) وارد به هر نقطه از سازه وابسته به میزان ماده منفجره، ابعاد سازه، موقعیت ماده منفجره (فاصله مقیاس دار) و تعداد سطوح منعکس کننده بستگی دارند. و مقدار فشار گاز (P_g)، وابسته به وزن ماده منفجره و حجم داخلی سازه می باشد.

(۲) مقدار مدت زمان اعمال فشار گاز (t_g) به مساحت دریچه و وزن واحد سطح پوشش دریچه بستگی دارد به طوری که با کاهش وزن واحد سطح پوشش دریچه و افزایش مقدار مساحت دریچه مقدار t_g کاهش می یابد.



Section



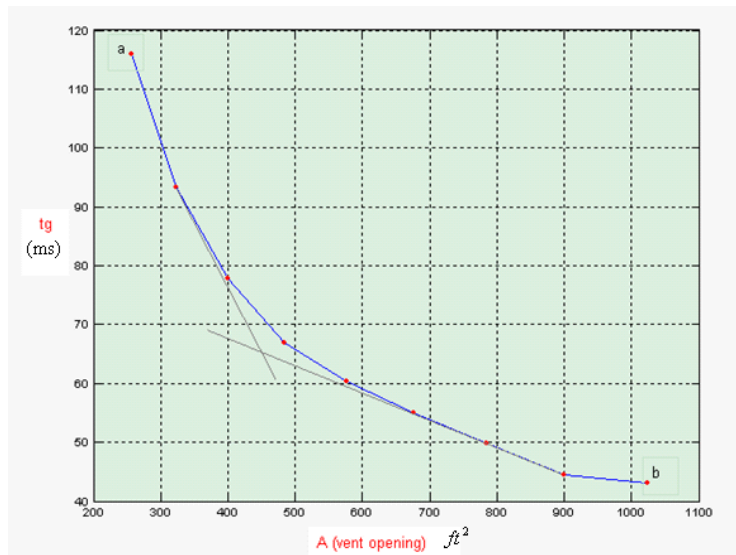
Plan

شکل (۳): سازه مستطیلی شکل با پوشش لولایی

ثانیاً منتج به انتخاب سقفی با ابعاد مناسب شود که بتوان آنرا مهار نمود و اقتصادی باشد. به همین منظور ابتدا مقدار t_g برای مقادیر مختلف از میزان مساحت دریچه و بازای مقدار ثابتی از وزن واحد سطح پوشش دریچه بدست می آید و نمودار $A - t_g$ رسم می شود پس از رسم منحنی $A - t_g$ شیب از شروع منحنی تا یک نقطه مشخص زیاد بوده و از نقطه مشخص تا انتهای منحنی شیب کم می شود و این تغییرات بیانگر این است که تغییرات کاهش t_g بازای افزایش مساحت دریچه تا یک نقطه مشخص زیاد بوده و از آن نقطه به بعد تغییرات کاهش t_g کم می شود شکل (۴) که می توان این نقطه مشخص از مساحت دریچه را مساحت مناسب پیشنهاد نمود.

خواهد کرد که با نظریه داده شده مانع از پرتاب سقف به سمت اطراف و آسیب به بناهای اطراف کارگاهها می گردد. لذا با بهره گیری از تئوری فوق و ایده سقف لولایی معادلات و روش تحلیل این نظریه ارزیابی تا دستورالعمل و روش تحلیل پیشنهاد شود. بارهایی که سبب چرخش سقف حول محور لولا می شوند فشار تکانشی و فشار گاز در مدت زمان اثرشان می باشند که عواملی از قبیل ابعاد سازه، ابعاد دریچه، وزن واحد سطح سقف، مقدار و جنس ماده منفجره و موقعیت آن نسبت به سازه در مقدار این بارها موثرند مقدار بارها از آیین نامه TM5-1300 تعیین می شود که براساس آن می توان بیان کرد که:

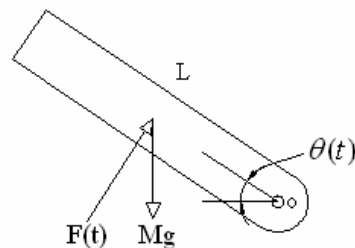
بر اساس موارد ذکر شده، نتیجه می شود که مقدار مساحت دریچه و وزن واحد سطح دریچه فقط به مدت زمان تداوم فشار گاز (t_g) بستگی دارد و هر چه مقدار مساحت دریچه بیشتر شود از مقدار (t_g) کاسته می گردد اما از طرف دیگر، با افزایش مقدار مساحت دریچه، ابعاد سقف برای دریچه بزرگ خواهد شد و در نتیجه طراحی یک چنین سیستمی بدلیل مشکل بودن مهار سقف، غیر اقتصادی و گاهی فاقد ارزش عملی است و از سویی از نظر پدافندی هر چه ابعاد دریچه کوچکتر شود خطر اصابت از خارج به آن کاهش می یابد لذا از نظر پدافندی و نیز وزن سقف در ارتباط با مساحت دریچه یک نقطه ایتیم وجود دارد که باید بدست آید. بنابراین ابعاد دریچه باید بگونه ای انتخاب شود که اولاً مقدار t_g کم باشد و



شکل (۴): نمودار تغییرات $A - t_g$ به ازای یک مقدار مشخص از وزن واحد سطح درب ($W_F = cte$)

معادله حرکت سیستم سقف باید تعیین شود. برای تعیین معادله حرکت سیستم سقف که سیستمی با یک درجه آزادی است شکل (۵) معادله دیفرانسیل حرکت به صورت رابطه (۱) تعیین می شود و با حل معادله دیفرانسیل، معادله حرکت سیستم یک درجه آزادی بدست می آید.

برای وزن واحد سطح پوشش دریچه (W_F) می توان مقادیر زیادی اختیار نمود که مقدار نیروی وارده به سازه ناشی از چرخش سقف با ازای مقادیر مختلف از (W_F) متفاوت خواهد بود بنابراین برای بررسی رفتار سقف و تعیین نیروی وارده به سازه از طریق چرخش سقف،



شکل (۵): دیاگرام آزاد سقف لولایی

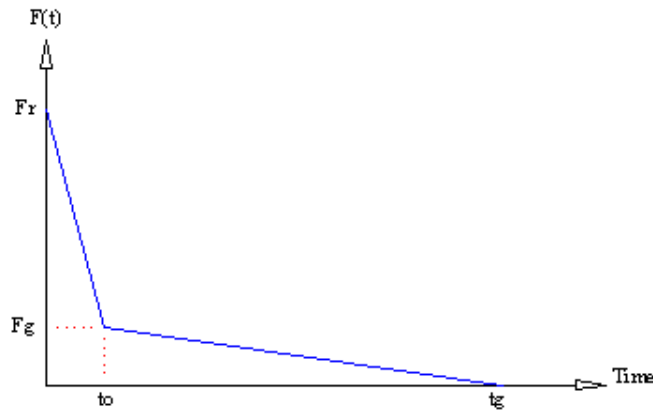
$$\sum M_o = I\alpha \Rightarrow F(t) \times \frac{L}{2} - Mg \times \frac{L}{2} \cos(\theta) = \frac{ML^2}{3} \ddot{\theta} \quad (1)$$

$$F(t) - W \times \cos(\theta) = \frac{2}{3} ML \ddot{\theta} \Rightarrow \left(\frac{2}{3} ML\right) \ddot{\theta} + W \cos(\theta) = F(t)$$

که در آن:

وزن کل درب، I لختی دورانی درب که حول نقطه O برابر $\frac{ML^2}{3}$ می باشد، $\alpha = \ddot{\theta}$ شتاب زاویه ی.

$F(t)$ نیروی (ناشی از انفجار) وارده به درب (شکل (۶)).
 L عرض دریچه، M جرم کل سقف (درب)، $W = Mg$



شکل(۶): نمودار تغییرات نیرو - زمان برای بار وارده به سقف ناشی از انفجار داخلی

شامل h^4 و خود آن جمله به طور کامل وارد شده اند [۱۴].

با توجه به تابع $F(t)$ (شکل(۶)) رفتار درب (معادله حرکت) رادر سه بازه زمانی $0 \leq t \leq t_o$ و $t_o \leq t \leq t_g$ و $t > t_g$ بررسی شده که در هر لحظه از زمان با توجه به گام زمانی، مقادیر $\theta, \dot{\theta}, \ddot{\theta}$ تا $\theta = \pi$ مطابق روابط (۲) تا (۲۰) تعیین می گردد.

که در آن نیروی اعمالی در اثر فشار تکانشی و فشار گاز می باشند.

از آنجائیکه معادله دیفرانسیل از نوع غیر خطی مرتبه دو می باشد از روش عددی رانگه-کوتا برای حل آن استفاده می شود. این روش یک مرتبه چهارم است به این معنی که در بسط تیلر γ و γ' جملات اول تا جمله

$$\begin{aligned} \ddot{\theta} &= f(t, \theta) \\ \ddot{\theta} &= \frac{3}{2ML} (f(t) - W \times \cos(\theta)) \end{aligned} \quad (۲)$$

$$f(t, \theta) = \frac{3}{2ML} (F_r - \frac{t}{t_o} (F_r - F_g) - W \times \cos(\theta)) \quad 0 \leq t \leq t_o \quad (۳)$$

$$f(t, \theta) = \frac{3}{2ML} (\frac{t_g - t}{t_g - t_o} F_g - W \times \cos(\theta)) \quad t_o \leq t \leq t_g \quad (۴)$$

$$f(t, \theta) = \frac{3}{2ML} (-W \times \cos(\theta)) \quad t > t_g \quad (۵)$$

برای $0 \leq t \leq t_o$ داریم:

$$A_n = \frac{1}{2} \Delta t \frac{3}{2ML} (F_r - \frac{t_n}{t_o} (F_r - F_g) - W \cos(\theta_n)) \quad (۶)$$

$$B_n = \frac{1}{2} \Delta t \frac{3}{2ML} (F_r - \frac{(F_r - F_g)}{t_o} (t_n + \frac{\Delta t}{2}) - W \cos(\theta_n + \beta_n)), \quad \beta_n = \frac{\Delta t}{2} (\dot{\theta}_n + \frac{1}{2} A_n) \quad (۷)$$

$$C_n = \frac{1}{2} \Delta t \frac{3}{2ML} (F_r - \frac{(F_r - F_g)}{t_o} (t_n + \frac{\Delta t}{2}) - W \cos(\theta_n + \beta_n)) \quad (۸)$$



$$D_n = \frac{1}{2} \Delta t \frac{3}{2ML} (F_r - \frac{(F_r - F_g)}{t_o} (t_n + \Delta t) - W \cos(\theta_n + \delta_n)), \quad \delta_n = \Delta t (\dot{\theta}_n + C_n) \quad (9)$$

$$\begin{cases} \ddot{\theta}_n = \frac{3}{2ML} (F_r - \frac{t_n}{t_o} (F_r - F_g) - W \cos(\theta_n)) & 0 \leq t \leq t_o \\ \theta_{n+1} = \theta_n + \Delta t (\dot{\theta}_n + K_n), K_n = \frac{1}{3} (A_n + B_n + C_n) & 0 \leq t \leq t_o \\ \dot{\theta}_{n+1} = \dot{\theta}_n + K_n^*, K_n^* = \frac{1}{3} (A_n + 2B_n + 2C_n + D_n) & 0 \leq t \leq t_o \end{cases} \quad (10)$$

برای $t_o \leq t \leq t_g$ داریم:

$$A_n = \frac{1}{2} \Delta t \frac{3}{2ML} (\frac{t_g - t_n}{t_g - t_o} F_g - W \cos(\theta_n)) \quad (11)$$

$$B_n = \frac{1}{2} \Delta t \frac{3}{2ML} (\frac{t_g - (t_n + 0.5\Delta t)}{t_g - t_o} F_g - W \cos(\theta_n + \beta_n)), \quad \beta_n = \frac{\Delta t}{2} (\dot{\theta}_n + \frac{1}{2} A_n) \quad (12)$$

$$C_n = \frac{1}{2} \Delta t \frac{3}{2ML} (\frac{t_g - (t_n + 0.5\Delta t)}{t_g - t_o} F_g - W \cos(\theta_n + \beta_n)) \quad (13)$$

$$D_n = \frac{1}{2} \Delta t \frac{3}{2ML} (\frac{t_g - (t_n + \Delta t)}{t_g - t_o} F_g - W \cos(\theta_n + \delta_n)), \quad \delta_n = \Delta t (\dot{\theta}_n + C_n) \quad (14)$$

$$\begin{cases} \ddot{\theta}_n = \frac{3}{2ML} (\frac{t_g - t_n}{t_g - t_o} F_g - W \cos(\theta_n)) & t_o \leq t \leq t_g \\ \theta_{n+1} = \theta_n + \Delta t (\dot{\theta}_n + K_n), K_n = \frac{1}{3} (A_n + B_n + C_n) & t_o \leq t \leq t_g \\ \dot{\theta}_{n+1} = \dot{\theta}_n + K_n^*, K_n^* = \frac{1}{3} (A_n + 2B_n + 2C_n + D_n) & t_o \leq t \leq t_g \end{cases} \quad (15)$$

و برای $t > t_g$ داریم:

$$A_n = \frac{1}{2} \Delta t \frac{3}{2ML} (-W \cos(\theta_n)) \quad (16)$$

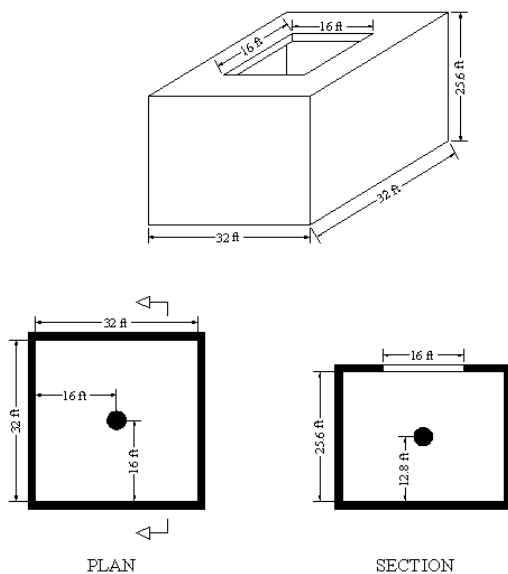
$$B_n = \frac{1}{2} \Delta t \frac{3}{2ML} (-W \cos(\theta_n + \beta_n)), \quad \beta_n = \frac{\Delta t}{2} (\dot{\theta}_n + \frac{1}{2} A_n) \quad (17)$$

$$C_n = \frac{1}{2} \Delta t \frac{3}{2ML} (-W \cos(\theta_n + \beta_n)) \quad (18)$$

$$D_n = \frac{1}{2} \Delta t \frac{3}{2ML} (-W \cos(\theta_n + \delta_n)), \quad \delta_n = \Delta t (\dot{\theta}_n + C_n) \quad (19)$$

$$\begin{cases} \ddot{\theta}_n = \frac{3}{2ML}(-W \cos(\theta_n)) & t < t_g \\ \theta_{n+1} = \theta_n + \Delta t(\dot{\theta}_n + K_n), K_n = \frac{1}{3}(A_n + B_n + C_n) & t > t_g \\ \dot{\theta}_{n+1} = \dot{\theta}_n + K_n^*, K_n^* = \frac{1}{3}(A_n + 2B_n + 2C_n + D_n) & t > t_g \end{cases} \quad (20)$$

صحت داده های انفجار آئین نامه TM5-1300 می باشد. در مثال قابلیت کاربرد و دستورالعمل پیشنهادی کنترل و مقدار پاسخها از نظر محتوای واقعی کنترل می گردد تا اطمینان از کاربردی بودن نظریه در واقعیت بدست آید. برای آزمون این نظریه فرضیاتی به عنوان یک مثال معمول بر اساس داده های نظامی بصورت ذیل فرض می گردد: ماده منفجره از نوع TNT کروی بوده، وزن ماده منفجره برابر 210 lb که با اعمال ضریب اطمینان 1.2 برابر 252 lb و موقعیت آن در مرکز سازه، طول و عرض سازه برابر 32 ft و ارتفاع آن 25.6 ft. ابعاد دریچه برابر 16ft×16ft، وزن واحد سطح پوشش دریچه به عنوان فرض اولیه برابر 25 lb/ft² در نظر گرفته می شود (شکل ۷).



شکل (۷): ابعاد سازه مورد مطالعه

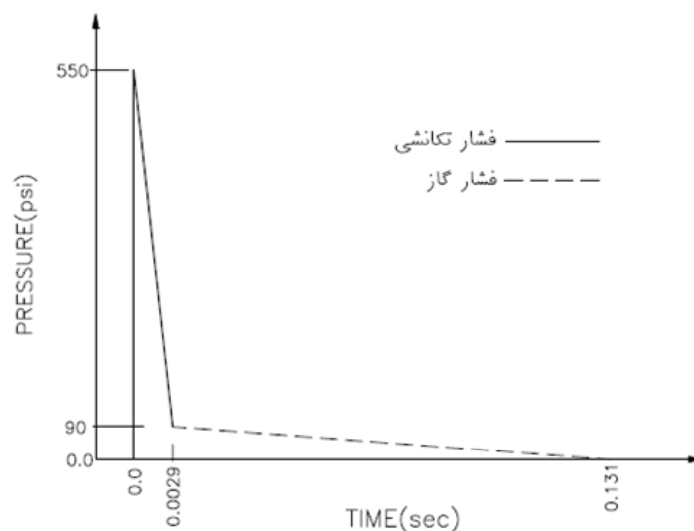
با استفاده از نرم افزار MATLAB 7.0 یک کد بنام Hinge Floor Analysis جهت محاسبه مقادیر $\theta, \dot{\theta}, \ddot{\theta}$ با گام زمانی $\Delta t = \frac{t_o}{100}$ برای بازه زمانی $0 \leq t \leq t_o$ و $\Delta t = \frac{t_g - t_o}{400}$ برای بازه زمانی $t_o \leq t \leq t_g$ ، نوشته شده تا بتوان نتایج را برای حالات مختلف از مقدار مساحت دریچه بررسی نمود و نقطه بهینه را استخراج کرد. آخرین مرحله در تدوین تئوری تحلیل این سقف لولایی کنترل و تحلیل ضربه ناشی از برخورد سقف بر سازه بتنی است. اگر در محل برخورد درب دریچه با سازه، فنری با سختی K موجود باشد میزان فشردگی فنر و نیروی بوجود آمده در فنر طبق اصل پایستگی انرژی به صورت رابطه (۲۱) تعیین می شود.

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} kx^2 &= \frac{1}{2} I\omega^2 + Mg x \\ F &= kx \end{aligned} \quad (21)$$

پس از انجام این تحلیل چنانچه پاسخ بدست آمده از ضربه سقف به سازه خارج از حدود قابل قبول مهندسی باشد ابعاد دریچه و وزن باید بازبینی و یک مرتبه دیگر سیکل محاسبه تکرار گردد.

۳- آزمون عددی نظریه سقف لولایی

با توجه به اینکه در این مقاله ایده سقف لولایی و روش تحلیل آن پیشنهاد شده است به عنوان آزمون نظریه مثالی با ابعاد و داده های واقعی در نظر گرفته می شود و مبنای



شکل (۸): نمودار تغییرات فشار-زمان

مختلف از مساحت دریچه با فرض ثابت بودن سایر مشخصات سازه بدست آورد که برای یک چنین حالتی پارامترهای (P_r, P_g, t_o) ثابت می‌مانند و مقدار t_g با توجه به مقدار مساحت دریچه متفاوت خواهد بود جدول (۱).

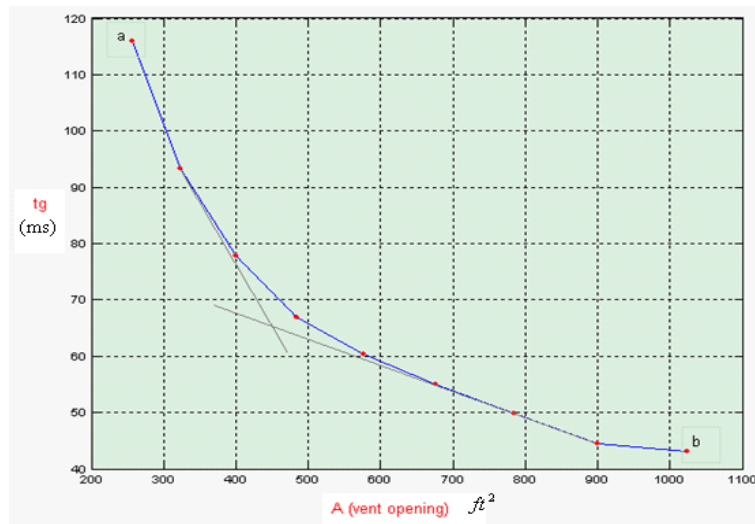
با تعیین مقادیر $P_g = 90 \text{ Psi}$, $t_g = 130.54 \text{ ms}$ و براساس آیین نامه TM5-1300 می‌توان نمودار فشار- زمان را برای سازه مورد نظر مطابق شکل (۸) رسم نمود. بنا براین می‌توان پارامترهای انفجار داخلی (P_r, P_g, t_o, t_g) را برای مقادیر

جدول (۱): مقدار t_g به ازای مقادیر مختلف از مساحت دریچه و مقدار ثابت از $W_F = 20 \text{ lb/ft}^2$

مساحت دریچه $A(\text{ft}^2)$	$W_F(\text{lb/ft}^2)$	$t_g(\text{ms})$
$16' \times 16' = 256$	20	115.9
$18' \times 18' = 324$	20	93.3
$20' \times 20' = 400$	20	77.9
$22' \times 22' = 484$	20	66.8
$24' \times 24' = 576$	20	60.3
$26' \times 26' = 676$	20	55
$28' \times 28' = 784$	20	49.8
$30' \times 30' = 900$	20	44.5
$32' \times 32' = 1024$	20	43.1

مقادیر مختلف از وزن واحد سطح سقف و مقدار ثابت از مساحت دریچه (576 ft^2) بررسی نمود و پس از انتخاب مقدار مناسب از وزن واحد سطح سقف، مجدداً مقدار مساحت مناسب دریچه با توجه به منحنی $A-t_g$ کنترل گردد.

که منحنی $A-t_g$ آن بصورت شکل (۹) می‌باشد که با توجه به شیب منحنی می‌توان مقدار مناسب از مساحت دریچه را تعیین نمود که این مقدار در مرحله اول می‌تواند مقدار 576 ft^2 پیشنهاد گردد و پاسخ سقف سازه را برای



شکل (۹): نمودار تغییرات $A-t_g$ به ازای یک مقدار مشخص از وزن واحد سطح سقف ($W_F = cte$)

پاسخها همگرا شود. مقدار مساحت مناسب دریچه را برابر 576 ft^2 و مساحت هر یک از دو درب را برابر 288 ft^2 و ابعاد $32' \times 9'$, ($l=9'$) در نظر گرفته و سایر پارامترها به شرح ذیل می باشند:

۳-۱- بررسی رفتار سقف به ازای مقدار ثابت A و مقادیر مختلف از W_F رفتار سقف به ازای مقدار ثابتی از مساحت دریچه و مقادیر مختلف W_F (وزن واحد سطح سقف) باید به صورت معکوس نیز کنترل گردد تا

$$P_r = 550 \text{ lb/in}^2, P_g = 90 \text{ lb/in}^2, t_0 = 0.0029 \text{ s}, \theta(0) = 0.0, \dot{\theta}(0) = 0.0$$

$$\Delta t = 0.000029 \text{ s} \quad (0 \leq t \leq t_0), \quad \Delta t = 0.0001435 \text{ s} \quad (t_0 \leq t \leq t_g), \quad \Delta t = 0.0001 \quad (t > t_g)$$

$$L = 2.7432 \text{ m}$$

$$F_r = P_r \times A = 550 \times (384 \times 108) = 22809600 \text{ lb} = 101457100.8 \text{ N}$$

$$F_g = P_g \times A = 90 \times (384 \times 108) = 3732480 \text{ lb} = 16602071.04 \text{ N}$$

حالت اول: برای $W_F = 20 \text{ lb/ft}^2$

$$W = W_F \times A = 20 \times (32 \times 9) = 5760 \text{ lb} = 25620.48 \text{ N}$$

$$M = W/9.806 = 2612.73506 \text{ Kg}$$

$$W_F = 20 \text{ lb/ft}^2 \Rightarrow t_g = 60.3 \text{ ms}$$

حالت دوم: برای $W_F = 32 \text{ lb/ft}^2$

$$W = W_F \times A = 32 \times (32 \times 9) = 9216 \text{ lb} = 40992.768 \text{ N}$$

$$M = W/9.806 = 4180.376096 \text{ Kg}$$

$$W_F = 32 \text{ lb/ft}^2 \Rightarrow t_g = 66.7 \text{ ms}$$

حالت سوم: برای $W_F = 40 \text{ lb/ft}^2$

$$W = W_F \times A = 40 \times (32 \times 9) = 11520 \text{ lb} = 51240.96 \text{ N}$$

$$M = W/9.806 = 5225.47012 \text{ Kg}$$

$$W_F = 40 \text{ lb/ft}^2 \Rightarrow t_g = 70 \text{ ms}$$



مقادیر $t, \dot{\theta}, \ddot{\theta}$ به ازای θ برای مقادیر مختلف از وزن واحد سطح سقف در جدول (۲) نشان داده شده است.

جدول (۲): مقادیر $t, \dot{\theta}, \ddot{\theta}$ به ازای θ

$W_F (lb/ft^2)$	$t(sec)$	$\theta(rad)$	$\dot{\theta}(rad/s)$	$\ddot{\theta}(rad/s^2)$
20	0.0386315	3.09977114534862	121.284495891101	1317.00631335739
	0.038775	3.11718900077048	121.284495891101	1308.32298795599
	0.0389185	3.13463379750359	121.659984510905	1299.63803735892
	0.039062	3.15210535670528	121.845859326455	1290.95145357153
32	0.0521855	3.09744781476816	88.010769690758	499.39674748821
	0.052345	3.11149186191662	88.0899907452704	493.970531491981
	0.0525045	3.12554847579666	88.1683462341598	488.543259500971
	0.052664	3.13961751833711	88.2458359887377	483.114928329603
	0.0528235	3.15369885143987	88.3224598398272	477.685535039855
40	0.0602705	3.09782749273032	74.8941150021593	257.262954054699
	0.06043825	3.11039457986287	74.9369067996755	252.922270466791
	0.060606	3.12296878424194	74.9789703766123	248.580741185483
	0.06077375	3.13554998369662	75.0203055909591	244.238364502233
	0.0609415	3.14813805603215	75.0609123004324	239.895138874163

بنابراین برای سازه مورد نظر می توان دریچه ای به مساحت $A=576ft^2$ و دو سقف لولایی برای دریچه هر کدام به مساحت $288ft^2$ و با توجه به در نظر گرفتن $t_g = 66.7ms$ برای سازه مقدار $W_F = 32lb/ft^2$ اختیار نمود.

۴-نتایج

۱- در این مقاله برای پوشش کارگاههای تعمیر سازههای قابل انفجار نظامی یا کارخانجاتی که با مواد منفجره کار می کنند استفاده از سقف لولایی بجای سقف پران پیشنهاد شده است این ایده به منظور جلوگیری از پرتاب سقف به اطراف به عنوان ترکش و آسیب به سایر کارگاهها در سایت صنعتی و ایجاد امکان یک سازه حفاظ بر روی آن برای جلوگیری از امکان حمله مستقیم به کارگاه ابداع شده است.

مطابق رابطه (۲۱) با فرض مقدار $k = 4.3 \times 10^9 \frac{N}{m}$ به عنوان سختی برای حالت مدل های مختلف سقف در جدول (۲)، نیروی ناشی از ضربه سقف به سازه برابر مقادیر جدول (۳) می باشد. نتیجه تنش های حادث شده نشان می دهد که در وزن $W_F = 32lb/ft^2$ مقدار ضربه در حد مقاومت بتن سازه بوده و با مشخصات مذکور سقف قابل طراحی می باشد.

جدول (۳): نیروی حاصل از مقادیر مختلف W_F

$W_F (lb/ft^2)$	20	32	40
$F(KN)$	645000	591600	562760
$P(Kg/Cm^2)$	241	221	211

۲- ابعاد این سقف هر چه کوچکتر باشد اقتصادی تر و خطر حمله به آن کمتر می گردد و از سویی هر چه بزرگتر باشد نیروی کمتری را تحمل می کند و از اینرو ابعاد و وزن آن یک نقطه ایتیمم دارد که این مقاله روش یافتن به این نقطه بهینه را ارائه کرده است.

۳- مقدار فشار تکانشی و مدت زمان اثر آن (P_r, t_o) وارد به هر نقطه از سازه وابسته به میزان ماده منفجره، ابعاد سازه، موقعیت ماده منفجره (فاصله مقیاس دار) و تعداد سطوح منعکس کننده بستگی دارند و مقدار فشار گاز (P_g) ، وابسته به وزن ماده منفجره و حجم داخلی سازه می باشد.

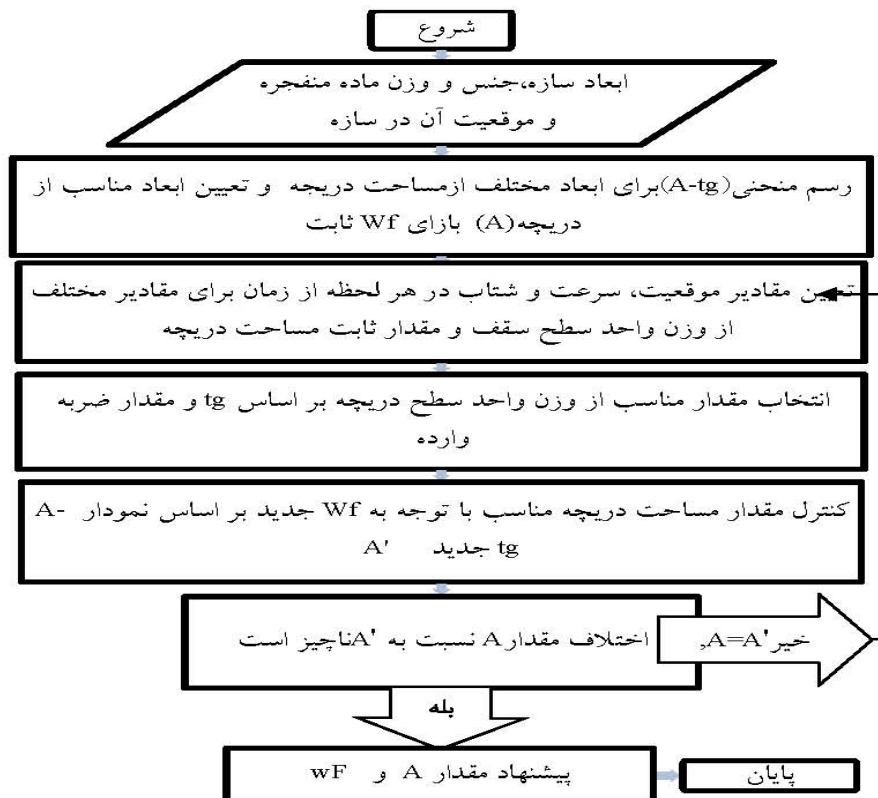
۴- مقدار P_r, t_o, P_g مستقل از میزان مساحت دریچه و وزن واحد سطح پوشش دریچه می باشند.

۵- مقدار t_g به مساحت دریچه و وزن واحد سطح سقف لولایی بستگی دارد به طوری که با کاهش وزن سقف و افزایش مقدار مساحت دریچه مقدار t_g کاهش می یابد.

۶- به عنوان یک روش مقدار ضربه سقف به سازه پس از باز شدن در اثر انفجار مبنای بدست آوردن ایتیمم وزن برای سقف پیشنهاد شده است. برای یک مقدار ثابت از مساحت دریچه با افزایش وزن واحد سطح سقف (W_f) ، مقدار سرعت زاویه ای $(\dot{\theta})$ کاهش می یابد و مقدار لختی دورانی (I) افزایش می یابد و بدلیل اینکه مقدار $(\dot{\theta})$ اثر بیشتری بر مقدار انرژی جنبشی ناشی از حرکت دورانی سقف دارد، با کاهش $(\dot{\theta})$ مقدار انرژی جنبشی کاهش می یابد و سبب کاهش انرژی جذب شده در بدنه سازه می شود بنابراین برای یک مقدار ثابت از مساحت دریچه و سختی بدنه سازه با افزایش وزن واحد سطح دریچه، مقدار نیروی وارده از درب بر سازه کاهش می یابد.

۷- لازم خواهد بود که این نظریه به صورت عملی نیز با آزمایشات مقیاس شده یا مقیاس کامل کنترل و اصلاحات لازم در روابط آن ارائه گردد.

۸- الگوریتم روش طراحی سقف لولایی به صورت زیر پیشنهاد شده است.



EXPLOSION , Merrick & Company , Los Alamos , New Mexico,USA ,(1997).

13. Yong Lu , Kai Xu , Prediction of lanch velocity of vented concrete structures under internal blast , International Journal of Impact Engineering 34, 1753-1767,(2007).

14. Erwin Kreyszig , Advanced engineering mathematics ,1979

۵- مراجع

۱. مومنیان ، حسین ، شیمی ماده منفجره ، ۱۳۸۳ ، تهران ، دانشگاه امام حسین(ع).

۲. خیراتی ، عباس ، رفتار سازه های بتن مسلح در برابر انفجار کار گذاشته شده در اطراف آنها ، ۱۳۸۵ پایان نامه کارشناسی ارشد دانشگاه تربیت مدرس.

3. TM5-1300,Structures to resist the effects of accidental explosions. United States Departments of the Army, Navy and Air Force, (1969).

4. FEMA 426, Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings,(2003).

5. AISC, Blast and Progressive Collapse , American Institute of Steel Construction, Inc,(2004).

6. Short Course, Blast Loads and Explosion Effects, THE GORGE WASHINGTON UNIVERSITY, (2008).

7. T.Krauthammer, AISC RESERCH ON STRUCTURAL STEEL TO RESIST BLAST AND PROGRESSIVE COLLAPSE

8. G.Le Blance, M.Adoum,V.Lapujade, External blast load on structures-Empirical approach, European LS-DAYNA Users Conference.

9. Naury K.Birnbaum, ANALYSIS OF BLAST LOADING ON BUILDINGS, Century Dynamics House, Hurst Road, Horsham, West Sussex RH12 2DT,England.

10. T.Ngo, P.Mendis,A.Gupta &j.Ramsay,Blast Loading and Blast on Structures-An Overview,The University of Melbourne, Australia, EJSE Special Issue:Loading on Structures,(2007).

11. Dr Peter D Smith , Dr Andrew Tyas , BLAST LOAD ASSESSMENT BY SIMPLIFIED AND ADVANCED METHODS, Defence College of Management and technology.

12. Pradip K.Khan ,M.Dean Keller, BEHAVIOR EVALUATION AN EXISTING UNDERGROUND STRUCTURE SUBJECTED TO IMPULSIVE LOADS FROM AN INTERNAL



پارامترهای موثر در کنترل پیچش ساختمان های نامتقارن توسط میراگرهای اصطکاکی

جمال الدین برزویی^۱، محمد رضا منصوری^۲، عبدالرضا سروقد مقدم^۳
(دریافت: ۸۸/۴/۳۱، پذیرش: ۸۸/۱۰/۱۰)

چکیده

نتایج حاصل از زلزله های گذشته نشان می دهد که پیچش سازه جزء عوامل موثر در خرابی سازه ها می باشد. یکی از روش های کاهش پاسخ های سازه، استفاده از تجهیزات استهلاک انرژی، نظیر میراگرها از جمله میراگر اصطکاکی می باشد. هدف از این مقاله بررسی پارامترهای موثر و روند تعیین مقادیر بهینه آن ها در کنترل پیچش ساختمان های نامتقارن توسط میراگرهای اصطکاکی می باشد. برای این منظور ساختمان های فولادی بر اساس یک مدل متقارن پایه به ازای خروج از مرکزیت های مختلف سختی و مقاومت، مشخصات میراگر اصطکاکی و چیدمان مختلف میراگر اصطکاکی با فرض توزیع بار لغزشی به صورت خطی بین میراگرها با نرم افزار OpenSees مدل شده و مورد تحلیل قرار گرفته اند و پاسخ های حاصل از ساختمان مجهز به میراگر برای حالات مختلف توزیع مقایسه شده اند و پارامترهای موثر در رفتار نظیر حالات بهینه ی وضعیت قرارگیری میراگرها و بار لغزشی بهینه میراگر اصطکاکی مورد مطالعه قرار گرفته اند. در نهایت نتیجه گرفته می شود در صورتی که پارامترهای ذکر شده در حالت بهینه در سازه با خروج از مرکزیت سختی مورد استفاده قرار گیرد میراگرهای اصطکاکی توانایی کنترل پیچش ضعیف و قوی سازه های نامتقارن را دارا می باشند.

کلمات کلیدی

پیچش سازه، ساختمان نامتقارن، استهلاک انرژی، میراگر اصطکاکی

Effective Parameters in Torsional Control of Irregular Building with Frictional Damper

J.Borzouie, M.R.Mansouri, A.S.Moghadam

ABSTRACT

Studying the behavior of asymmetric structures in past earthquakes shows that torsion was one of the main factors of failure of the buildings. One of the methods of reducing the responses of a structure is using energy dissipation devices. The main contribution of this study is determining of effective parameters and their values of friction dampers load to reduce the adverse effects of torsion in stiffness eccentric structures. For this purpose steel building models have been analyzed in OpenSees program for various stiffness and strength eccentricity and different distribution and properties of frictional dampers. Finally the responses of the structure have been compared for different cases of damper distribution and change in effective parameters that influence suitable distribution and optimum slip load of frictional dampers.

Key words

Torsion, Irregular Building, Energy Dissipation, Friction Damper

۱. کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، a.borzouie@iiees.ac.ir (نویسنده مسئول)
۲. دکترای مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، m.mansouri@iiees.ac.ir
۳. استادیار، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، moghadam@iiees.ac.ir



احتمال وقوع پیچش در یک سازه به دلیل عواملی نظیر ملاحظات معماری، عدم قطعیت در مولفه های جانبی و پیچشی می باشد. نتایج حاصل از زلزله های گذشته نشان از خرابی بالاتر سازه های نامتقارن نسبت به سازه های متقارن به دلیل تمرکز تغییر شکل الاستیک و غیر الاستیک در چند المان خاص می باشد [۱]. راه حلی که آیین نامه ها برای کنترل پیچش سازه نامتقارن پیشنهاد می کنند مبتنی بر کاهش خروج از مرکزیت سختی توسط تغییر سختی و مقاومت المان های مقاوم در برابر زلزله می باشد که با توجه به وارد شدن سازه به محدوده غیر خطی در زلزله های بزرگ از اعتبار روش فوق کاسته می شود. مقاومت یک سازه در برابر زلزله وابسته به سختی، شکل پذیری و میرایی آن سازه می باشد. میراگرها قابلیت تامین میرایی سازه بدون وارد شدن المان های سازه به قسمت غیرخطی را دارند. میراگرها در انواع گوناگون مانند میراگر اصطکاکی، ویسکوز، ویسکوالاستیک و جاری شونده می باشند. در این تحقیق میراگر اصطکاکی مورد ارزیابی قرار می گیرد.

بعد از معرفی اولین میراگر در سال ۱۹۸۲ توسط پال و مارش ساخت انواع میراگرهای اصطکاکی و کاربرد آن ها در بهبود عملکرد سازه روز به روز گسترش یافت [۲]. فیتزگرالد و همکاران در سال ۱۹۸۹ اتصالات پیچ دار شیاردار که مبتنی بر استهلاک انرژی بین ورق های فولادی است را معرفی کردند [۳]. مولا در سال ۲۰۰۰ نوع جدیدی از میراگر اصطکاکی که عملکرد آن مبتنی بر اصطکاک حاصل از دوران مهاربند در قسمت اتصال میباشد را معرفی کرد [۴].

کاهش پاسخ سازه مجهز به میراگر اصطکاکی ناشی از ترکیبی از سختی و میرایی ناشی از عملکرد میراگر اصطکاکی و مهاربند متصل به آن می باشند. تا زمانی که لغزش در میراگر رخ نداده باشد سختی مهاربند مجهز به

میراگر حاکم بر عملکرد سازه می باشد هنگامی که نیرو در میراگر از بار لغزشی از پیش تعیین شده فراتر رود استهلاک انرژی به دلیل لغزش در میراگر در سازه حاصل می گردد. با معرفی میراگرهای اصطکاکی مختلف مطالعه بر عملکرد و اصول طراحی سازه مجهز به میراگر اصطکاکی گسترش یافت. در سال ۱۹۹۳ اسکال به بیان میرایی بهینه برای یک سازه پرداخت [۵]. در سال ۱۹۹۳ چری روشی را برای تخمین سریع بار لغزشی میراگرهای اصطکاکی ارائه داد [۶]. در سال ۲۰۰۰ یوامین و چری مطالعاتی را در زمینه طراحی سازه های با میراگرهای اصطکاکی با استفاده از روش بار جانبی انجام دادند [۷]. در سال ۲۰۰۵ روبرت لوی و همکاران روشی را برای طراحی قاب های مهاربندی شده به وسیله ی میراگرهای اصطکاکی بر اساس رکوردهای مختلف زلزله ارائه کردند [۸]. در سال ۲۰۰۶ کیم و چو روشی را برای بهسازی سازه های مجهز به میراگر اصطکاکی بر اساس جابه جایی طبقه آخر مطرح کردند [۹].

کاربرد میراگر اصطکاکی برای کنترل پیچش سازه نامتقارن نیز مورد توجه تعدادی از محققین قرار داشته است. در سال ۱۹۹۱ و ۲۰۰۰ پکاو و همکاران مطالعاتی را در زمینه کنترل پیچش سازه های نامتقارن به وسیله ی میراگر اصطکاکی انجام دادند که نتایج آن منجر به ارائه مکان بهینه میراگر و بار لغزشی بهینه شد [۱۰ و ۱۱]. در سال ۲۰۰۵ مطالعات دلارا و همکاران بر روی کنترل پیچش سازه نامتقارن با استفاده از میراگرهای اصطکاکی منجر به معرفی مرکز تعادل تجربی به عنوان شاخص مناسب از عملکرد سازه مجهز به میراگر اصطکاکی و بررسی مکان بهینه مرکز تعادل تجربی شد [۱۲].

در بررسی حاضر عملکرد میراگر اصطکاکی در بهبود عملکرد سازه نامتقارن مورد مطالعه قرار گرفته است. برای این هدف میراگرهای اصطکاکی با بارهای لغزشی مختلف و چیدمان های مختلف برای کنترل پیچش سازه نامتقارن به سازه با خروج از مرکزیت های سختی و مقاومت مختلف



سیستم های مجهز به میراگر بر اساس FEMA450(2003) استفاده شده است [۱۳].

۲-۲- مدل های نامتقارن

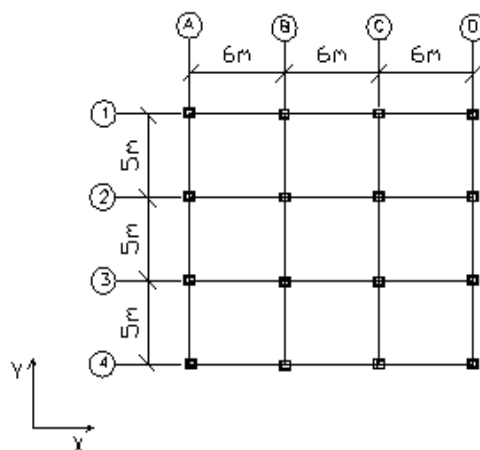
مدل های نامتقارن بر اساس خروج از مرکزیت سختی و مقاومت ایجاد شده است. مدل حول محور X متقارن و نامتقارنی ها حول محور Y اعمال شده است. بر این اساس ابعاد مقاطع تیر و ستون در دو قاب نزدیک به لبه سخت (قاب های محور A, B شکل ۱) افزایش و دو قاب نزدیک به لبه نرم (قاب های محور C, D شکل ۱) کاهش داده شده است. این تغییرات به صورتی اعمال شده است که مقاومت نهایی در راستای Y نسبت به مدل اولیه ثابت بماند. لازم به ذکر است که در تمامی مدل ها خروج از مرکزیت جرمی در راستای X, Y برابر صفر می باشد. مشخصات مدل های مورد استفاده در جدول شماره ۱ آمده است. در این جدول e_s خروج از مرکزیت سختی، e_r خروج از مرکزیت مقاومت، T_y زمان تناوب جانبی، T_0 زمان تناوب پیشگی T_1 و T_2 زمان تناوب اول و دوم سازه می باشد. لازم به ذکر است که لبه ای از دیافراگم که مرکز جرم بین آن لبه و مرکز دوران است به عنوان لبه نرم و لبه مقابل به عنوان لبه سخت نامگذاری میگردد. در ساختمان یک طبقه مرکز سختی دران منطبق بر یکدیگر می باشند.

اضافه شده و توسط برنامه OpenSees تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی تحت ۷ زلزلهی مختلف بر روی آن ها انجام شده است. در نهایت بار لغزشی بهینه و مرکز بار لغزشی بهینه میراگرهای اصطکاکی برای خروج از مرکزیت های سختی متفاوت مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- مدل های تحلیلی

۲-۱- مدل متقارن پایه

در این مطالعه سازه فولادی قاب خمشی با مهاربند مجهز به میراگر اصطکاکی در یک طبقه به ارتفاع ۳/۳ متر که در هر راستا ۳ دهانه دارد مورد بررسی قرار گرفته است. پلان سازه در شکل شماره (۱) نشان داده شده است:



شکل (۱): پلان سازه مورد مطالعه

سازه اولیه به صورت قاب خمشی بر اساس آیین نامه فولاد ایران و استاندارد ۲۸۰۰ برای حالت متقارن برای منطقه ای با پهنه خطر نسبی بسیار زیاد ($A=0.35g$) و خاک سخت ($T_s=0.5sec$) طراحی شده است. در طراحی از ضوابط کاهش برش پایه برای

جدول (۱): مشخصات مدل های ۱ تا ۶

Model No	% e_s	% e_r	YStength (ton)	T_y (sec) (Uncoupled)	T_θ (sec) (Uncoupled)	T_1 (sec)	T_2 (sec)
1	-5.0	-5.0	153.2	0.3919	0.3061	0.3973	0.3036
2	-10.0	-10.0	152.8	0.396	0.3091	0.4146	0.3005
3	-10.0	-5.0	152.4	0.3895	0.3063	0.4112	0.297
4	-15.0	-10.0	152.8	0.386	0.3045	0.4331	0.2867
5	-20.0	-15.0	153.2	0.3817	0.3007	0.4607	0.2751
6	-25.0	-20.0	153.4	0.3655	0.2946	0.4944	0.2589

۲-۳- توزیع میراگرها:

میراگرهای اصطکاک با قرار گیری در مهاربندهای در راستای Y به سیستم اضافه شده اند. برای توزیع میراگرها بین مدل های مختلف فرض های زیر در نظر گرفته شده است:

۱- برای بررسی اثر تغییر مشخصات میراگر اصطکاک (بار لغزشی) بر عملکرد سازه مقطع مهاربندها در تمام مدل ها یکسان فرض شده است.

۲- با گذشت زمان، تغییرات دما و اثرات محیطی باعث تغییر در مقدار بار لغزشی به میزان حداکثر $\pm 15\%$ می شود. بنابراین بار لغزشی نهایی میراگرهای اصطکاک 15% کمتر از نیروی کمانش مهاربند فرض می شود. تا لغزش در میراگر اصطکاک قبل از کمانش مهاربند رخ دهد.

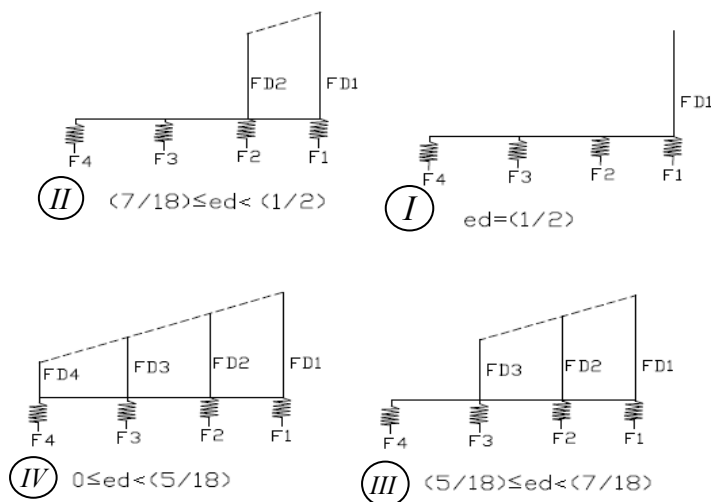
۳- برای اعمال خروج از مرکزیت بار لغزشی، توزیع بار لغزشی بین میراگرهای اصطکاک به صورت خطی فرض شده است. برای بررسی عملکرد میراگر اصطکاک مرکز بار لغزشی بین $0.5 \leq e_d \leq 0.5$ تغییر می کند. مرکز بار لغزشی در هر مرحله برابر است با:

$$e_d = \frac{1}{\sum SL} \left(\sum_{i=1}^4 SL_i \times X_i \right)$$

که SL برابر نیروی است که میراگر اصطکاک تحت آن نیرو شروع به لغزش و استهلاک انرژی می کند و اصطلاحاً بار لغزشی نامیده می شود، X فاصله میراگر اصطکاک و مرکز

جرم می باشد. بنابر این توزیع میراگرهای اصطکاک مطابق شکل (۲) در نظر گرفته می شود. همانطور که در شکل (۲) نشان داده شده است بر اساس خروج از مرکزیت بار لغزشی و با فرض توزیع بار لغزشی بین میراگرهای اصطکاک چهار چیدمان کلی میراگرهای اصطکاک در نظر گرفته شده است. در هر مرحله بار لغزشی میراگر شماره ۱ را بر اساس درصدی از بار کمانش مهاربند اختصاص داده و در مرحله بعد به ازای خروج از مرکزیت بار لغزشی مختلف در بازه $0.5 \leq e_d \leq 0.5$ با گام های $\Delta e_d = 0.05$ مرکز بار لغزشی میراگرهای اصطکاک و در نتیجه بار لغزشی میراگر های شماره ۲، ۳، ۴ تغییر داده می شود. برای بررسی عملکرد سازه مجهز به میراگر اصطکاک بر این اساس بار لغزشی میراگر شماره ۱ (بیشترین بار لغزشی در هر مرحله) بر اساس درصدی از مقاومت جانبی سازه (R_y) برابر مقادیر: $0.5 - 4 - 8 - 12 - 16 - 20 - 24 - 28 - 32 - 36 - 40$ تن انتخاب شده است.





شکل (۲): توزیع بار لغزشی بین میراگرهای اصطکاکی بر اساس خروج از مرکزیت بار لغزشی

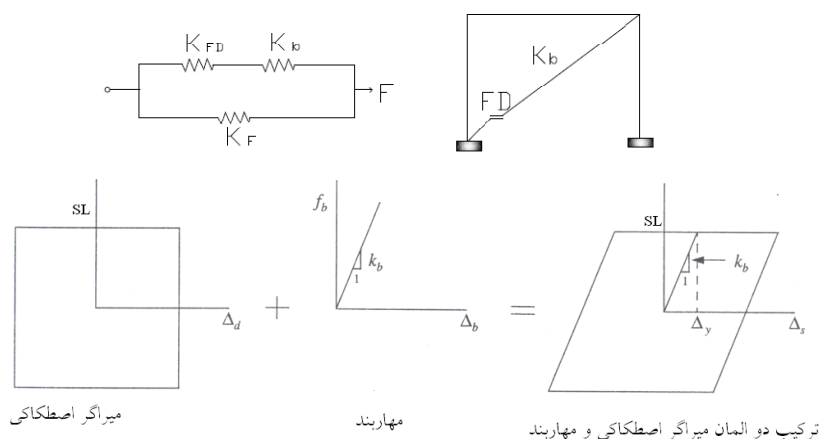
۲-۴- مدل‌سازی میراگر اصطکاکی

برای مدل‌سازی میراگر اصطکاکی، میراگر اصطکاکی و مهاربند به صورت یک المان ترکیبی در نظر گرفته می‌شود. تا قبل از لغزش میراگر اصطکاکی سختی المان مجموع برابر سختی مهاربند می‌باشد. بعد از لغزش سختی المان ترکیبی صفر می‌باشد. همچنین با توجه به این که بیشترین مقدار بار لغزشی میراگر اصطکاکی کمتر از نیرویی است که باعث کمانش مهاربند می‌شود بنابراین نقطه تسلیم این المان دو خطی برابر بار لغزشی میراگر اصطکاکی می‌باشد. برای مدل‌سازی المان ترکیبی در برنامه OpenSees از المان truss با اختصاص hysteretic material استفاده شده است. برای

مدلسازی تیرها و ستون‌ها از المان فیبری و فولاد با مقاومت سخت شونده استفاده شده است. مدل‌سازی ترکیب میراگر و قاب در شکل (۳) نشان داده شده است. K_B معرف سختی مهاربند، K_F سختی قاب، SL بار لغزشی میراگر اصطکاکی، K_{FD} سختی میراگر اصطکاکی که برابر بینهایت می‌باشد.

۲-۵- مشخصات رکورد زلزله‌های مورد استفاده

تحلیل تاریخیچه زمانی تحت زلزله‌های جدول (۲) انجام شده است. که به شتاب $0.75g$ هم پایه شده‌اند و به مدل‌ها در راستای Y اعمال شده‌اند. کلیه شتابنگاشت‌ها از نوع دور از گسل بوده و بر روی خاک سخت نوع B (بر طبق مشخصات NEHRP) برداشت شده‌اند.



شکل (۳): عملکرد ترکیبی میراگر اصطکاکی و مهاربند

جدول (۲): مشخصات زلزله های مورد استفاده در تحلیل تاریخیچه زمانی

No.	Earthquake	Year	Magnitude	Duration(sec)	PGA (g)	Site	Distance
1	Chi-Chi	1999	7.6m	35	0.413	TCU047	33
2	Manjil	1990	7.4mw	25	0.184	Qazvin	49
3	Imperial Valley	1979	6.5m	40	0.169	Cerro Prieto	26.5
4	Kern County	1952	7.4mw	25	0.175	Taft	41
5	N. Palm Spring	1986	6m	20	0.228	San Jacinto	32
6	Northridge	1994	6.7m	20	0.256	LA-Century	25.4
7	San Fernando	1971	6.6m	20	0.324	Castaic	25

۳- نتایج تحلیل

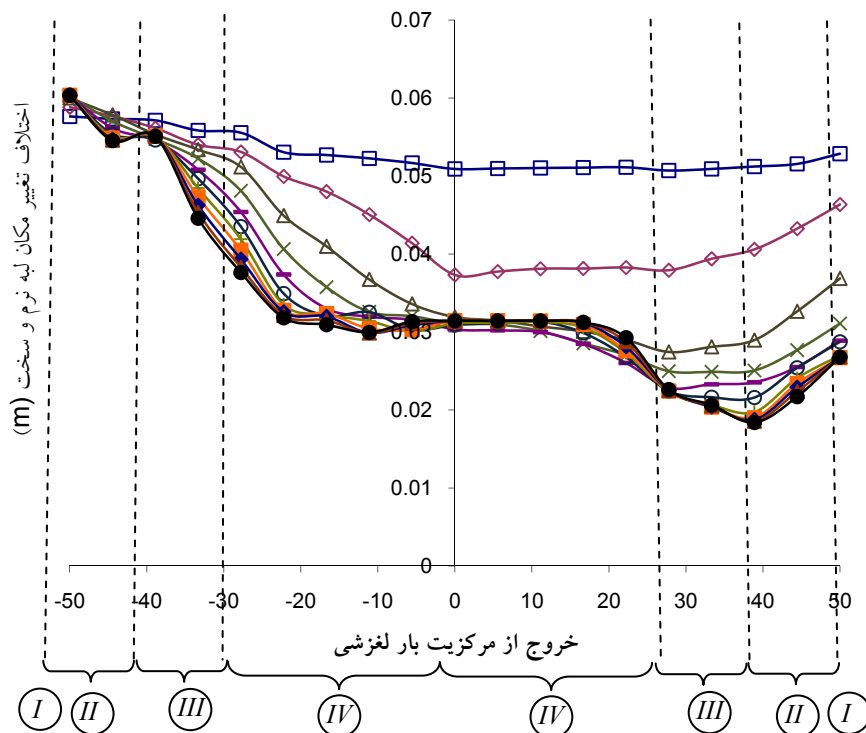
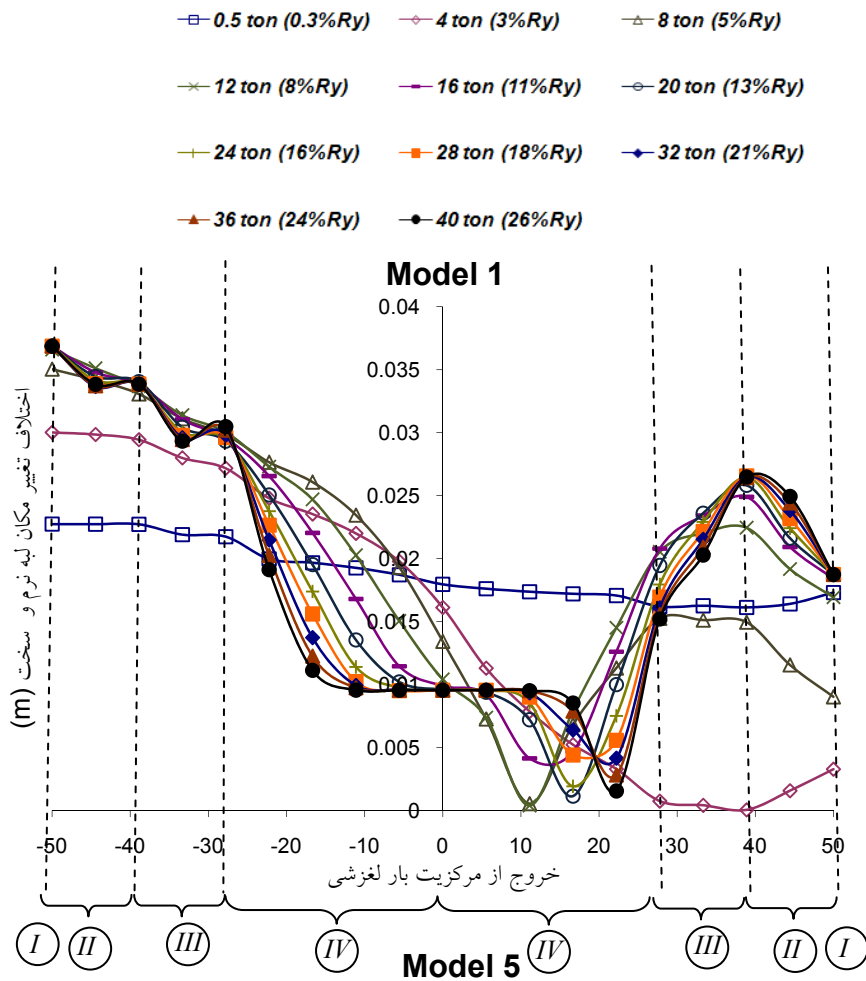
برای ۷ زلزله انجام شده است و نتایج میانگین حاصل از ۷ زلزله می باشد. که u_{right} تغییر مکان لبه نرم، u_{left} تغییر مکان لبه سخت و θ_{CM} دوران مرکز جرم می باشد. در شکل ۴ اختلاف تغییر مکان لبه نرم و سخت سازه نامتقارن به ازای مقادیر مختلف بار لغزشی و مرکز بار لغزشی در مدل ۱ و ۵ نشان داده شده است. اعداد پایین نمودار بیانگر تعدا قاب مجهز به میراگر اصطکاکی بر اساس شکل (۲) می باشد.

$$RATIO1 = \frac{\left(\left\| E(u_{right})_{max} \right\| - \left\| E(u_{left})_{max} \right\| \right)_{withFD}}{\left(\left\| E(u_{right})_{max} \right\| - \left\| E(u_{left})_{max} \right\| \right)_{withoutFD}} \quad (1)$$

$$RATIO2 = \frac{(\theta_{cm})_{withFD}}{(\theta_{cm})_{withoutFD}} \quad (2)$$

برای بررسی عملکرد میراگر اصطکاکی برای هر کدام از مدل های ۱ تا ۶ مرکز بار لغزشی از ۹- متر تا ۹+ متر (۱۹ نقطه) تغییر و بار لغزشی میراگر شماره ۱ (بیشترین بار لغزشی در هر مرحله) بر اساس درصدی از مقاومت جانبی سازه (R_p) برابر مقادیر: ۰/۵-۸-۱۲-۱۶-۲۰-۲۴-۲۸-۳۲-۳۶-۴۰ تن انتخاب شده است. برای تعادل پیچشی در یک سازه نامتقارن لازم است که در ابتدا تغییر مکان لبه سخت و نرم را حداقل کرد (تعادل پیچشی ضعیف) و در مرحله بعد مقدار تغییر مکان لبه ها را کاهش داد. (تعادل پیچشی قوی) در این مطالعه بیشینه اختلاف تغییر مکان دو لبه به عنوان شاخص برای ارزیابی تعادل پیچشی ضعیف استفاده شده است. شاخص RATIO1 اختلاف بیشینه تغییر مکان لبه نرم و سخت در حالت سازه مجهز به میراگر اصطکاکی نسبت به سازه بدون میراگر اصطکاکی (رابطه ۱) که به صورت غیر همزمان بررسی شده و برای ارزیابی تعادل پیچشی ضعیف مطرح شده است. دوران مرکز جرم به عنوان شاخصی برای ارزیابی تعادل پیچشی قوی مطرح شده است که بر این اساس شاخص RATIO2 که نشانگر دوران مرکز جرم در حالت سازه مجهز به میراگر اصطکاکی نسبت به سازه بدون میراگر اصطکاکی (رابطه ۲) مورد بررسی قرار گرفته است. تحلیل ها





شکل ۴: اختلاف تغییر مکان لبه نرم و سخت بر حسب مرکز بار لغزشی برای مقادیر مختلف بار لغزشی (SL) در مدل های ۱ و ۵

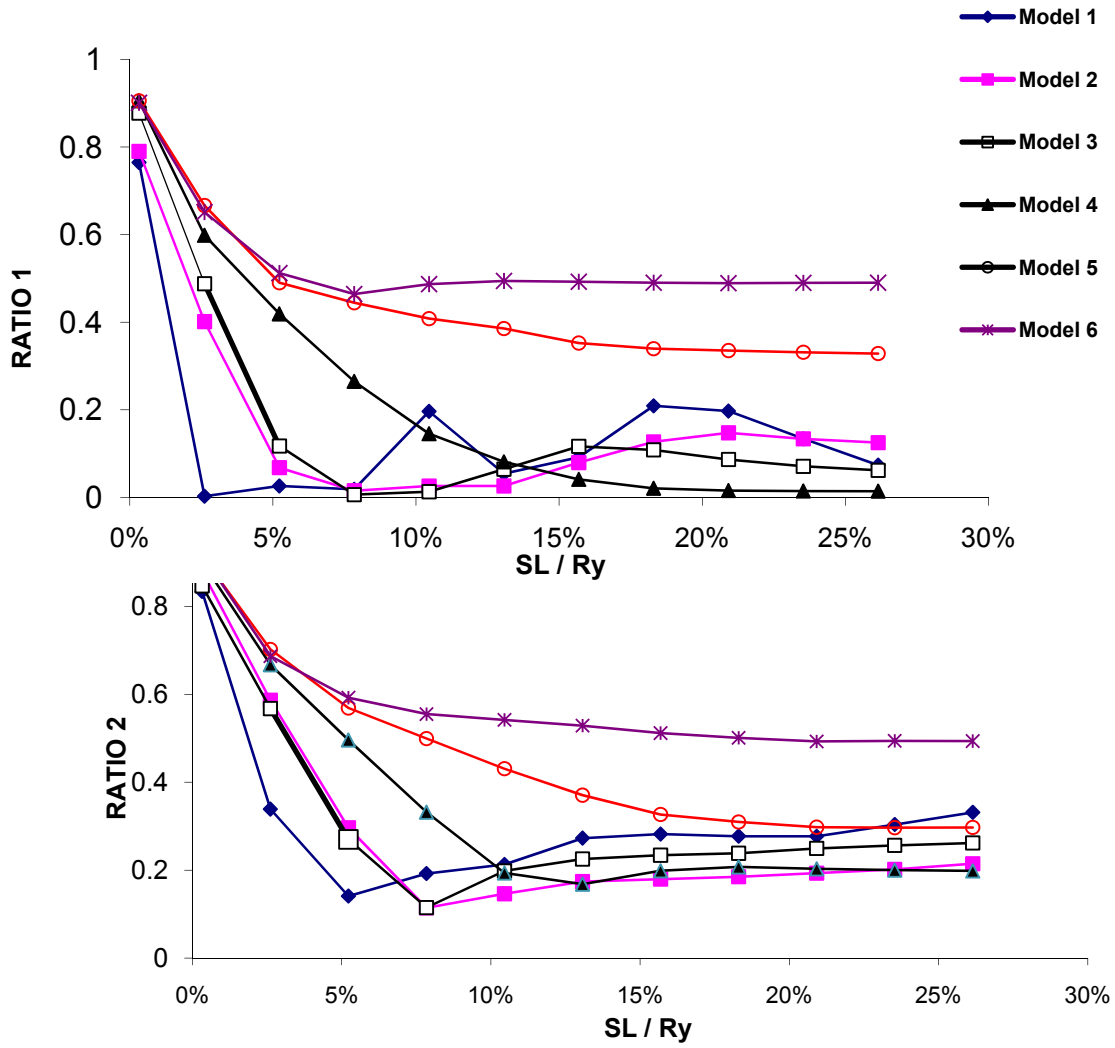
بر اساس شکل (۴) در مدل شماره ۱ مرکز بهینه بار لغزشی به ازای تمام بارهای لغزشی در لبه نرم و در حالتی که تمام قاب‌ها مجهز به میراگر اصطکاکی باشند قرار می‌گیرد. اختلاف قابل توجه پاسخ در بارهای لغزشی مختلف به ازای مرکز بار لغزشی ثابت در ناحیه IV نشان می‌دهد که میراگرهای اصطکاکی در این قسمت لغزش کرده و تعادل پیچشی به وسیله استهلاك انرژی حاصل از میراگر اصطکاکی می‌باشد. برای مدل شماره ۵ مرکز بهینه بار لغزشی در لبه نرم در ناحیه II قرار می‌گیرد. اختلاف ناچیز پاسخ در این ناحیه به ازای بارهای لغزشی مختلف در مرکز بار لغزشی ثابت نشان می‌دهد که مقدار لغزش میراگرهای اصطکاکی ناچیز بوده و تعادل پیچشی ناشی از سختی مهاربندها می‌باشد.

در شکل (۵) تغییرات پاسخ سازه با بار لغزشی برای خروج از مرکزیت های مختلف سختی و مقاومت نشان داده شده است. بر این اساس پاسخ سازه نامتقارن به ازای مقادیر مختلف بار لغزشی بستگی به میزان خروج از مرکزیت دارد. بر همین اساس دو پاسخ کلی را می‌توان مطابق شکل (۶) در نظر گرفت:

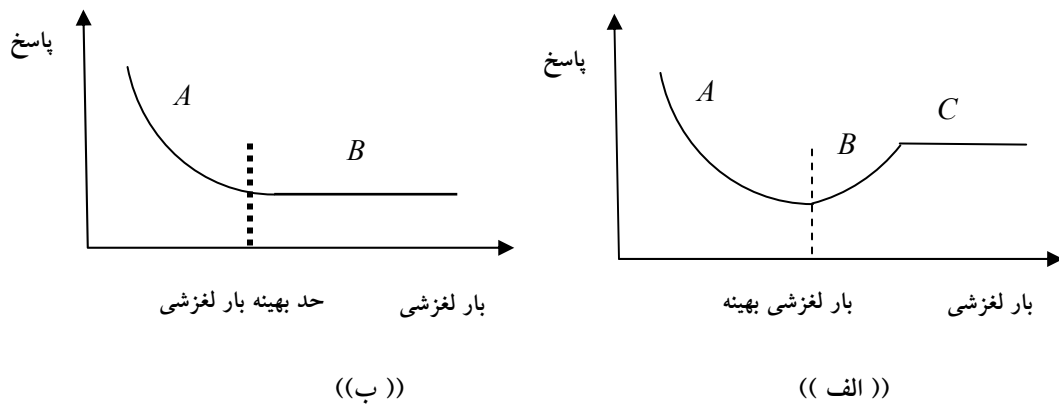
در حالت اول پاسخ ساده شده سازه با خروج از مرکزیت های سختی و مقاومت پایین (مدل ۱-۲-۳) مطابق شکل (۶-الف) می‌باشد در بارهای لغزشی پایین با کوچکترین نیروی لغزش رخ می‌دهد و عملاً اثر سختی مهاربندها در عملکرد سازه مجهز به میراگر اصطکاکی ناچیز می‌باشد. افزایش بار لغزشی باعث افزایش استهلاك انرژی در میراگر اصطکاکی و همچنین وارد شدن اثر سختی مهاربند و در نتیجه بهبود عملکرد سازه مجهز به میراگر اصطکاکی می‌شود که علت شیب منفی قسمت A همین موضوع می‌باشد. با افزایش بار لغزشی پاسخ سازه به کمترین مقدار ممکن می‌رسد که بار لغزشی معادل این نقطه برابر بار لغزشی بهینه (Optimum Slip Load) می‌باشد. در بارهای لغزشی بالا نیروی لازم برای لغزش میراگر اصطکاکی بالاتر می‌باشد بنابراین مقدار استهلاك انرژی توسط میراگر اصطکاکی کاهش می‌یابد. در

قسمت B در شکل (۶-۱) افزایش بار لغزشی باعث کاهش استهلاك انرژی می‌شود بنابراین با افزایش بار لغزشی مقدار پاسخ سازه افزایش یابد. در نهایت برای قسمت C مقدار لغزش میراگر اصطکاکی محدود می‌باشد که باعث می‌شود کاهش پاسخ تابع سختی مهاربند اصطکاکی باشد. بر این اساس می‌توان نتیجه گرفت که در سازه های با خروج از مرکزیت سختی و مقاومت پایین نقطه تعیین کننده کمترین پاسخ، تابع اثر استهلاك انرژی میراگرهای اصطکاکی می‌باشد و اثر سختی مهاربند ناچیز می‌باشد. در حالت دوم برای سازه با خروج از مرکزیت سختی و مقاومت بالا (مدل ۴-۵-۶) در شکل (۶-ب) نشان داده شده است. قسمت A این نمودار مشابه قسمت A شکل (۶-الف) می‌باشد. با افزایش بار لغزشی پاسخ سازه به کمترین مقدار ممکن می‌رسد و بعد از این نقطه تغییر بار لغزشی تغییری در پاسخ سازه ایجاد نمی‌کند. بار لغزشی معادل این نقطه برابر، حد بهینه بار لغزشی می‌باشد. در قسمت B افزایش بار لغزشی باعث تغییر در استهلاك انرژی میراگر نمی‌شود و سختی مهاربند عامل اصلی تعادل پیچشی در سازه‌های با خروج از مرکزیت زیاد می‌باشد.

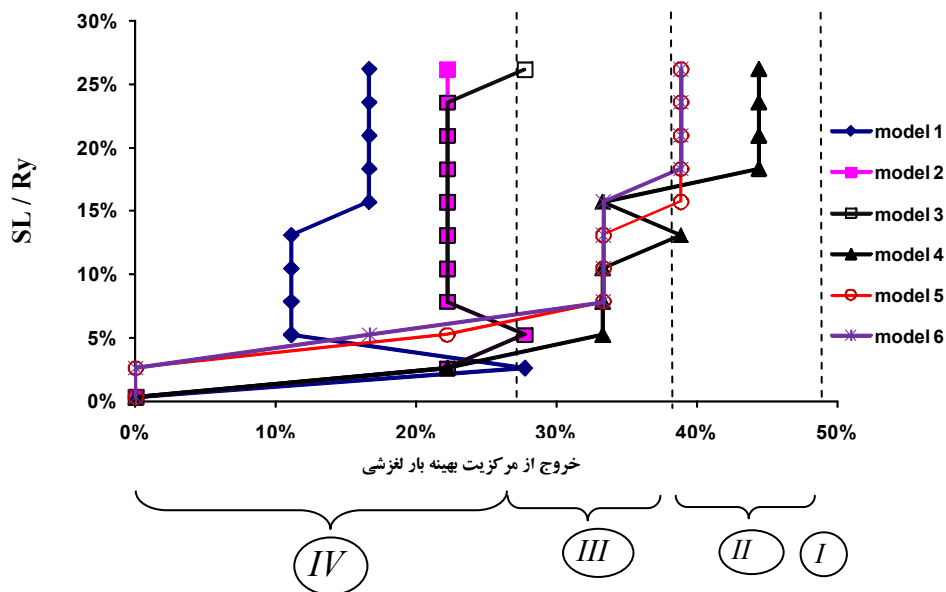
بر اساس جدول (۱) مرکز سختی مدل شماره ۲ و ۳ یکسان بوده (۱۰٪) و دارای مرکز مقاومت متفاوتی می‌باشند (۱۰٪ و ۵٪) با توجه به اختلاف ناچیز پاسخ‌های مدل شماره ۲ و ۳ در بارهای لغزشی مختلف در شکل شماره ۵ مشخص است که می‌باشد در مورد مدل‌ها و سطح زلزله در نظر گرفته شده در این مطالعه محدوده رفتار غیر خطی حاکم بر عملکرد سازه نمی‌باشد. در بارهای لغزشی پایین به دلیل این که سازه وارد حالت غیر خطی می‌شود این اختلاف زیاد می‌باشد.



شکل (۵): پاسخ سازه - بار لغزشی برای خروج از مرکزیت های مختلف سختی و مقاومت بر اساس RATIO1 و RATIO2



شکل (۶): تغییرات پاسخ - بار لغزشی



شکل (۷): بار لغزشی بهینه برای خروج از مرکزیت های مختلف سختی و مقاومت

اصطکاک و استهلاک انرژی حاصل از میراگر اصطکاک می- باشد.

۲- نسبت درصد مشارکت سختی مهاربند متصل به میراگر اصطکاک و استهلاک انرژی حاصل از میراگر اصطکاک در کاهش پاسخ سازه نامتقارن وابسته به : مقدار بار لغزشی میراگر های اصطکاک، خروج از مرکزیت بار لغزشی میراگر های اصطکاک و خروج از مرکزیت سختی و مقاومت سازه نامتقارن می باشد.

۳- روند کلی تغییرات پاسخ نسبت به بار لغزشی وابسته به مقدار خروج از مرکزیت سختی و مقاومت می باشد.

۴- تغییرات پاسخ سازه با بار لغزشی برای سازه با خروج از مرکزیت سختی و مقاومت کم مطابق شکل (۸) می باشد.

لازم به ذکر است که حداقل پاسخ در بار لغزشی بهینه به دست می آید.

در شکل (۷) مرکز بهینه بار لغزشی به ازای مقادیر مختلف خروج از مرکزیت سختی و مقاومت و بار های لغزشی مختلف نشان داده شده است. اعداد نشان داده شده در قسمت پایین نمودار بیانگر تعداد قاب مجهز به مهاربند و میراگر اصطکاک بر اساس شکل (۲) می باشد.

همانطور که در شکل (۷) مشخص است مرکز بهینه بار لغزشی برای خروج از مرکزیت های کم در قسمت IV قرار می گیرد. که نشان می دهد که تمام قاب ها مجهز به میراگر اصطکاک می باشند. با افزایش مقدار خروج از مرکزیت سختی و مقاومت مرکز بهینه بار لغزشی به سمت لبه نرم حرکت می کند و بنابر این تعداد قاب های مجهز به مهاربند و میراگر اصطکاک مطابق شکل (۲) کاهش می یابد. لازم به ذکر است که این نتایج کاملاً منطبق بر نمودارهای شکل (۴) می- باشد.

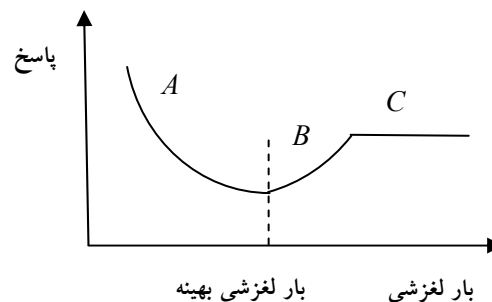
۴- جمع بندی

۱- تعادل پیشگی در سازه نامتقارن به وسیله میراگر های اصطکاک به وسیله اثر توام سختی مهاربند متصل به میراگر

باشد لذا لازم است که مشخصات مهاربند متصل به مهاربند نیز مورد بررسی قرار بگیرد که می تواند موضوع مطالعات آتی باشد.

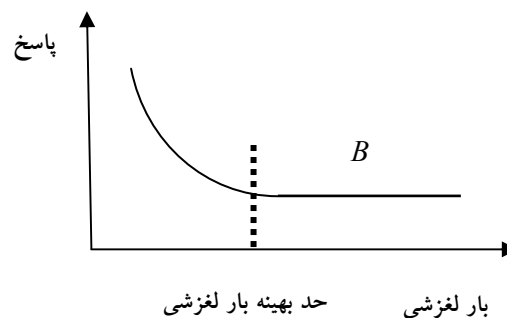
۵- مراجع

1. De la lera J.C et al "Torsional balance asymmetric structures with frictional dampers: analytical results", earthquake engineering and structural dynamics 2005; 34:1089-1108
2. Pall S , Marsh C "Response of friction damped braced frames " journal .of structural engineering 1982;108(6) :1313-1323
3. Fitzgerald T.F et al " Slotted bolted connection in a seismic design for concentrically braced connections "earthquake spectra 1989;5(2):
4. Mualla I.H "Experimental and computational evaluation of novel friction damper device ";PHD thesis Dept of structural engineering and materials ,technical university of Denmark 2000.
5. Scholl R "Fundamental design issues for supplemental damping applications" Earthquake spectra 1993;9(3)
6. Morsechi M.P, Singh " Design of yielding metallic and friction dampers for optimal seismic performance" earthquake engineering and structural dynamics 2003;32():1291-1311
7. Yoamin Fu, Sheldon C " Design of friction damped structures using lateral force procedure" earthquake engineering and structural dynamics 2000; 29():989-1010
8. Levy R , Lavan O,Rutenberg A " Seismic design of friction-damped braced frames based on historical records" earthquake spectra 2005; 21(3):761-778
9. Kim J, Choi H "Displacement based design of supplemental dampers for seismic retrofit of a framed structure" journal of structural engineering 2006; 132(6) :873
10. Pekau O ,Grimond R " Controlling seismic response of eccentric structures by friction dampers "earthquake engineering and structural dynamics 1991; 20() :505 -521
11. Pekau O et al "Improved deployment of friction dampers in asymmetric multistory buildings" 12 WCEE 2000
12. De la Llera J.C et al " Torsional balance of plan asymmetric structures with frictional dampers: analytical results", earthquake engineering and structural dynamics 2005 ;34():1089-1108
13. FEMA, 450, The 2003 NEHRP Recommended Provisions For New Buildings And Other Structures, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.



شکل (۸): تغییرات پاسخ - بار لغزشی برای سازه با خروج از مرکزیت سختی و مقاومت کم

۵- تغییرات پاسخ سازه با بار لغزشی برای سازه با خروج از مرکزیت سختی و مقاومت زیاد مطابق شکل (۹) می باشد. تغییرات پاسخ بعد از حد بهینه بار لغزشی محدود می باشد.



شکل (۹): تغییرات پاسخ - بار لغزشی برای سازه با خروج از مرکزیت سختی و مقاومت زیاد

۶- اختلاف پاسخ در خروج از مرکزیت های سختی یکسان و خروج از مرکزیت مقاومت متفاوت ناچیز می باشد که نشان می دهد در مورد مدل ها و سطح زلزله در نظر گرفته شده در این مطالعه محدوده رفتار غیر خطی حاکم بر عملکرد سازه نمی باشد. در بارهای لغزشی پایین به دلیل این که سازه وارد حالت غیر خطی می شود این اختلاف زیاد می باشد.

۷- برای خروج از مرکزیت سختی ۲۵٪، بیشترین کاهش پاسخ در بار بهینه لغزشی نسبت به سازه بدون میراگر ۴۰٪ می باشد. بنابر این مشخص می شود که با افزایش خروج از مرکزیت سختی تنها تغییر مشخصات میراگر اصطکاکی (بار لغزشی، مرکز بار لغزشی) نمی تواند کنترل کننده پاسخ سازه



توزیع انرژی در طبقات قابهای فولادی مهاربندی هم مرکز تحت نگاشتهای حوزه دور و نزدیک

غلامرضا عبدالله زاده^۱، اردلان آل هاشم^۲
(دریافت: ۸۹/۱/۱۵، پذیرش: ۸۹/۶/۸)

چکیده

پژوهش های مختلف نشان می دهند که اثرات مخرب زلزله بسیار متأثر از انرژی لرزه ای رسیده به سازه در طول زمان زلزله است که پیش بینی آن با طیف پاسخ غیرخطی مقاومت و یا حتی تغییر شکل به طور کامل مقدور نمی باشد. با بررسی های صورت گرفته مشخص شد که مفاهیم انرژی قادر است تقریباً تمامی پارامترهای مؤثر در رفتار لرزه ای سازه ها را توجیه نماید. لذا در چند دهه ی اخیر ایده مطلوب توازن انرژی از طریق بهینه سازی توزیع خسارت در سازه مورد توجه قرار گرفته و در حال گسترش می باشد. از طرفی چون سازه ها تحت اثر زمین لرزه های مخرب وارد مرحله غیرارتجاعی می شوند، لذا مطالعه ی رفتار غیرارتجاعی سازه ها تحت اثر این زمین لرزه ها نیز ضروری به نظر می رسد. هدف از این مطالعه، بررسی نحوه توزیع خسارت، جابجایی نسبی و انرژی هیستریزس در طبقات ساختمان های فولادی بادبندی طراحی شده، بر مبنای آیین نامه ی طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم) می باشد. نتایج بدست آمده حاکی از آنست که حداکثر نیاز تغییر مکان نسبی طبقات و سهم انرژی هیستریزس از کل انرژی ورودی به سازه ها تحت رکوردهای حوزه نزدیک نسبت به حوزه دور به ترتیب به بیش از دو و سه برابر افزایش یافته و علی رغم توزیع یکنواخت مقاومت در ارتفاع قابها، نمودارهای توزیع انرژی هیستریزس و خسارت یکنواخت نبوده و تمرکز انرژی و خسارت در طبقه اول قابها را نشان می دهد که با افزایش تعداد طبقات قابها از شدت این تمرکز کاسته شده و توزیع یکنواخت تری از این انرژی در طبقات مشاهده می شود.

کلمات کلیدی

رفتار دینامیکی غیرخطی، رکوردهای حوزه نزدیک و دور، مفاهیم انرژی، انرژی هیستریزس

Energy Distribution in Stories of Centrally Braced Frames (CBFs) Under Far-Field and Near-Field Records

Gh.Abdollahzadeh, A.Alehashem

ABSTRACT

Different researches show that during an earthquake, the seismic input energy of structures strongly affects the seismic destructive which foresight them completely is not possible only by strength nonlinear response spectrum or drift methods. Because of the recent studies show that energy concepts be able to explain about all effective parameters on seismic behavior of structures, therefore in some recent decades, energy balance idea in structures was considered by optimum distribution of damage in structures. Since almost all structures will have nonlinear behavior under strong ground motions, therefore study on such behavior of structures is necessary. Purpose of this paper is assessment of damage distribution quality, drift and hysteretic energy in stories of concentrically braced frames which have designed based on Iranian Earthquake Code No. 2800 (Third Edition). The results show that the maximum stories drift and the ratio of hysteretic energy to input energy under near field to far field records have been increased to two and three times, respectively and despite of uniform distribution of strength in frames height, damage and hysteric energy distribution's diagrams are not uniform and centralization of energy and damage are indicated in first story, which with increasing the number of stories, this centralization is decreased and it appear the more uniform distribution of this energy in frames height.

Key words

Nonlinear Dynamic Analysis, Far-Field and Near-Field Records, Energy Concepts, Hysteretic Energy

۱. استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، abdollahzadeh@nit.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲. دانشجوی کارشناسی ارشد سازه دانشگاه شمال - آمل، Ardalan.Alehashem@Gmail.com



خسارت‌های ایجاد شده در سازه ها در اثر زلزله های نورث‌ریج، کوبه و ازمیت نشان داد که اختلاف فاحشی بین پاسخ سازه ها در برابر زمین‌لرزه های حوزه دور و نزدیک گسل وجود دارد. به گونه‌ای که تاثیر زمین‌لرزه های نزدیک گسل به پارامترهایی همچون فرکانس طبیعی اصلی سازه، پیروید ضربه و ... بستگی دارد [۱]. تحقیقات و بررسی های انجام شده پس از وقوع زلزله های نورث‌ریج و کوبه نشان داد که نیاز تغییر مکانی زلزله های نزدیک گسل بسیار بالا می باشد که این امر ناشی از اعمال یک انرژی حجیم در یک مدت زمان کوتاه توسط رکوردهای حوزه نزدیک می‌باشد [۲].

آثار زمین‌لرزه در نزدیکی گسل مخصوصا در جهت پیشرو مسیر گسیختگی باعث بوجود آمدن خسارات شدیدی به سازه ها بخصوص سازه های با زمان تناوب بالا به علت حرکت‌های پالس گونه با پیروید بلند می‌گردد. این عامل مهم بعنوان یکی از عوامل تعیین کننده در علم شهرسازی نیز وارد گردید بطوریکه آقایان "راچ" و "اسمولکا" [۳] در سال ۱۹۹۶ با بررسی خسارت بوجود آمده تحت اثر زمین لرزه نورث‌ریج در منطقه کالیفرنیا و کوبه در ژاپن، از جمله عوامل مهم و تاثیر گذار در انتخاب و توسعه شهرهای بزرگ آتی را عامل تاثیر نزدیکی به گسل و قرارگیری ساختمان ها در مسیر گسیختگی گسل معرفی کرده‌اند.

در دهه اخیر مطالعاتی در زمینه مفاهیم انرژی صورت پذیرفته است. "یانگ" و "برترو" در سال ۱۹۸۸ [۴]، استفاده از انرژی ورودی را مبنای انتخاب زلزله‌های طراحی مفید ارزیابی نموده و انرژی ورودی را به عنوان یک پارامتر قابل اعتماد برای تعریف پتانسیل خرابی زمین لرزه ها معرفی نمودند.

"رهنما" و همکاران در سال ۱۹۹۶ [۵]، انرژی ورودی، انرژی هیستریزس و نسبت انرژی هیستریزس تجمعی به انرژی ورودی را برای شش مجموعه از نوزده شتاب نگاشت (رکوردهای واقعی، رکوردهای شبیه‌سازی شده با

دوره زمانی مشابه رکوردهای واقعی و چهار مجموعه از رکوردهای شبیه سازی شده با دوره های زمانی ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ ثانیه) محاسبه نموده و نتیجه گرفتند که با افزایش دوره زمانی زلزله، انرژی هیستریزس نیز افزایش می‌یابد و مدت زمان زلزله تاثیری بر نسبت انرژی هیستریزس تجمعی به انرژی ورودی ندارد.

گول در سال ۱۹۹۷ [۶]، توزیع انرژی را در سازه های نامتقارن مورد تحقیق قرار داد. او نتیجه گرفت که انرژی ورودی منتقل شده به سازه های یک طبقه متقارن و نامتقارن تقریبا شبیه به هم هستند. او همچنین نشان داد که در یک سازه نامتقارن تقاضای انرژی هیستریزس برای المان های شکل پذیر بیشتر است در حالیکه برای المان‌های سخت تقریبا در همان اندازه اولیه باقی می‌ماند.

"کاناث" و "چای" در سال ۲۰۰۴ [۷]، با برقراری ارتباط مابین انرژی ورودی و انرژی تلف شده سیستم، یک طیف براساس انرژی هیستریزس برای تعدادی از بارهای غیرالاستیک دوره‌ای یک سازه برای اینکه پتانسیل خسارت تجربی ناشی از جنبش زمین را توصیف کند، تعریف کرده‌اند.

"مقدم" و "حاج‌رسولیا" در سال ۲۰۰۶ [۸]، با بررسی تاثیر نحوه توزیع عوامل مقاوم بر عملکرد لرزه‌ای سازه روشی جهت طراحی لرزه‌ای بهینه بر پایه عملکرد سازه مطرح کردند به طوری که توزیع شکل‌پذیری در ارتفاع طبقات بصورت یکنواخت در آمده و از حداکثر ظرفیت سازه استفاده شده است. در سال ۲۰۰۷ "بنانت" [۹]، مدلی را جهت تعیین خسارت در اجزای سازه های فلزی با رفتار هیستریزس پایدار در معرض زمین لرزه های مختلف تعریف کرد. خسارت در نظر گرفته در این مدل ترکیبی از انرژی هیستریزس کلی و جابجایی ماکزیمم است. خسارت در این مدل توسط دو پارامتر انرژی هیستریزس کلی و انرژی کلی تلف شده در قسمت اسکلتون منحنی نیرو-جابجایی است.

"گنجوی" و همکاران در سال ۲۰۰۴ [۱۰]، خسارت و انرژی هیستریزس را در تعدادی از قابهای خمشی بتن



مسلح مورد بررسی قرار دادند. آنها نشان دادند که مقدار خسارت و انرژی هیستریزس در طبقات مختلف یکسان نبوده و از حداکثر ظرفیت عضوهای سازه‌ای در هنگام زلزله استفاده نشده است.

"امیری" و همکاران نیز در سال ۲۰۰۸ [۱۱]، به بررسی توزیع خسارت و انرژی هیستریزس در تعدادی قاب خمشی بتن مسلح با دیوار برشی که براساس آیین‌نامه طراحی ساختمان‌های در برابر زلزله (ویرایش سوم- استاندارد ۲۸۰۰)، طراحی شده بود پرداختند و به این نتیجه رسیدند که علی‌رغم توزیع یکنواخت نسبت مقاومت در ارتفاع، توزیع انرژی هیستریزس، خسارت و جابجایی نسبی در ارتفاع، در معرض جنبش‌های قوی یکنواخت نیست و یک تمرکز از پارامترهای مذکور در یک یا دو طبقه دیده می‌شود.

به دلیل نیاز تغییر مکانی بالای زلزله‌های نزدیک گسل، سازه‌هایی که بر طبق نیروهای پایه معمولی ارائه شده در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای فعلی طراحی شده‌اند به هیچ وجه نمی‌توانند تامین‌کننده‌ی این نیاز باشند. لذا لزوم بررسی و شناخت رکورد‌های نزدیک گسل و گنجاندن تاثیرات این رکوردها در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای و بهبود ظرفیت سازه‌ها برای نیازهای بالای تغییر مکانی حاصل از زمین لرزه-های نزدیک گسل موضوع تحقیقات دهه اخیر بوده است که در راستای ضرورت مذکور، آیین‌نامه UBC97 تاثیرات رکورد‌های نزدیک گسل را با ارائه یک سری ضرایب بزرگنمایی در نواحی نزدیک گسل در روابط مربوط به روش استاتیکی معادل و طیف طرح آیین‌نامه اعمال نموده و ضرورت دارد در دیگر آیین‌نامه‌های لرزه‌ای نیز با انجام تحقیقات وسیع‌تری تاثیرات اینگونه زلزله‌ها گنجانده شود. در آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم [۱۲])، در مورد زمین لرزه-های نزدیک گسل هیچگونه تمهیداتی در نظر گرفته نشده است و تنها به بیان جمله «بطور کلی باید از احداث ساختمان در مجاورت گسل‌های فعال و محل‌هایی که احتمال بوجود آمدن شکستگی در سطح زمین هنگام زلزله

وجود دارد، اجتناب شود. در مواردی که احداث ساختمان-ها در چنین مکان‌هایی اجتناب ناپذیر باشد، علاوه بر رعایت این آیین‌نامه باید تمهیدات ویژه‌ای که کارشناسان مشخص می‌کنند منظور شود.» اکتفا می‌کند. در کشور ایران شهرهای زیادی از جمله آستارا، اردبیل، بم، مهاباد و... بر روی گسل واقع شده‌اند و همچنین شهرهایی نظیر آمل، بجنورد، تبریز، خوی و... فاصله‌ای کمتر از ۲۰ کیلومتر تا گسل دارند که نزدیک به ۷۰ درصد این شهرها سابقه لرزه‌خیزی با بزرگی بالاتر از ۶ ریشتر را داشته‌اند. تنها با تکیه بر همین مسائل ضرورت تحقیقات بیشتر در این زمینه قابل توجیه و پر اهمیت می‌باشد [۱۳]. در این تحقیق نیز با درک این نیاز و برای قابهای بادبندی هم مرکز (که در غالب ساختمانهای فلزی کشورمان به دلیل سرعت اجرا و مسائل اقتصادی از این سیستم مقاوم جانبی استفاده می‌شود) چگونگی توزیع انرژی هیستریزس در ارتفاع این گونه از قابها با تعداد طبقات مختلف و مقایسه اثرات رکورد‌های حوزه دور و نزدیک در این توزیع، مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- مدلسازی قابها

در این تحقیق از مهاربند ضربداری برای مدل سازی ۳ قاب CBF استفاده شده است. هر یک از این قابها دارای ۳ دهانه بوده و به ترتیب ۳ طبقه به عنوان قاب با تعداد طبقات پایین، ۶ طبقه به عنوان قاب با تعداد طبقات متوسط و ۱۲ طبقه به عنوان قاب با تعداد طبقات بالا با ارتفاع یکسان ۳ متر برای تمام طبقات انتخاب شده‌اند. در تمامی مدل‌ها دهانه میانی بادبندی شده است. نرم افزار مورد استفاده در تحلیل و طراحی سازه ETABS.Ver.9.5.0 بوده و طراحی المان‌های سازه بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۴] به روش تنش مجاز طراحی و بر اساس آیین‌نامه حداقل بار وارده بر ساختمان‌ها و ابنیه فنی [۱۵] و با تکیه بر توزیع مقاومت یکسان در طبقات به روش استاتیکی معادل انجام گرفته است.

جدول (۱): مشخصات رکوردهای مورد بررسی

	زلزله	مؤلفه	فاصله (Km)	PGA (g)	PGV (Cm/S)	PGD (Cm)
NEAR FAULT	Kocaeli, Turkey 1999/08/17	SKR090	3.1	0.376	79.5	70.52
	Landers 1992/06/28 11:58	LCN000	1.1	0.785	31.9	16.42
	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	STG000	13.0	0.512	41.2	16.21
	Tabas, Iran 1978/09/16	TAB-TR	3.0	0.852	121.4	94.58
FAR FAULT	Kocaeli, Turkey 1999/08/17	ARC090	17.0	0.149	39.5	35.57
	Landers 1992/06/28 11:58	JOS090	21.6	0.284	43.2	14.51
	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	WDS090	39.9	0.082	16.7	8.89
	Tabas, Iran 1978/09/16	DAY-TR	17.0	0.406	26.5	8.75

طبق بند ۲-۳-۴ این آیین‌نامه، برای خاک نوع ۲ مقادیر $T_0=0.1$ و $T_s=0.5$ و $S=1.5$ در نظر گرفته شده است. ۴. از مشخصات مربوط به فولاد St-37 استفاده شده و همچنین کلیه اتصالات تیر به ستون و مهاربند به تیر و ستون، مفصلی مدل شده است.

۵. مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش سوم، به علت منظم بودن و ارضاء شرط ارتفاع قاب (کمتر از ۵۰ متر)، از روش استاتیکی معادل برای تحلیل استفاده شده است.

۶. محل احداث سازه، شهر تهران، با خطر نسبی لرزه‌خیزی بسیار بالا می‌باشد که برای آن از نسبت شتاب مبنای طرح $(A=0.35)$ استفاده شده است.

۷. سیستم قاب ساختمانی از نوع قاب ساده فولادی به همراه مهاربند هم مرکز از نوع ضربدری می‌باشد که ضریب رفتار آن $(R=6)$ می‌باشد و همچنین فرض شده است که جداگرهای میانقابی هیچگونه مزاحمتی در برابر حرکت جانبی قاب‌ها ایجاد نمی‌کنند.

۸. برای طراحی کلیه قاب‌ها اثرات $P-\Delta$ لحاظ شده است، همچنین برای طراحی قاب ۱۲ طبقه بر طبق استاندارد ۲۸۰۰، اثر نیروی شلاقی زلزله محاسبه و اعمال شده است.

۴- فرضیات تحلیل دینامیکی و مدلسازی در نرم‌افزار

ابعاد مقاطع پس از محدود شدن تنش مجاز تمامی المان‌ها به عدد ۰,۹ تا ۱ از نرم‌افزار ETABS استخراج شده و با

مدل‌های در نظر گرفته شده تحت رکوردهای انتخابی برای حوزه‌های دور و نزدیک گسل (جدول ۱)، توسط نرم افزار perform-3D v4.0.3 [۱۶]، آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی شده‌اند. تغییر مکان نسبی طبقات و سهم جذب انرژی هیستریزس طبقات قابها و همچنین میزان جذب و اتلاف انرژی به تفکیک قابها و تاریخچه زمانی انرژی ورودی در این تحقیق بررسی شده و نتایج نظیر رکوردهای حوزه دور و نزدیک با یکدیگر مقایسه شده است.

۳- بارگذاری و طراحی قاب‌ها در نرم‌افزار ETABS

در مدلسازی سه قاب مورد بررسی، فرضیات زیر در نظر گرفته شده است:

۱. ارتفاع کلیه طبقات ثابت و برابر ۳ متر و عرض دهانه‌ها ۴ متر در نظر گرفته شده است.

۲. بار مرده، زنده و تیغه‌بندی در تمام طبقات به ترتیب برابر ۵۰۰، ۲۰۰ و ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار مرده و زنده بام به ترتیب ۵۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. بعلاوه دیوار خارجی از نوع دیوار سفالی با ضخامت ۲۵ سانتی‌متر و با وزن واحد سطح ۳۰۶ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است.

۳. کاربری ساختمان مسکونی و با درجه اهمیت متوسط می‌باشد که بر روی خاک نوع ۲ بر اساس تقسیم‌بندی استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش سوم واقع شده است که بر



اعمال فرضیات زیر جهت بررسی رفتار دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی در نرم‌افزار Perform-3D مدل شده‌اند:

۱. رابطه نیرو- تغییرمکان سه خطی بوده و زوال در مقاومت در آن اعمال شده است. برای نشان دادن رابطه سه خطی برای المان‌های غیرخطی، از پیشنهاد آیین نامه بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، نشریه شماره ۳۶۰ [۱۷] استفاده شده است.

۲. زوال سختی در حلقه‌های هیستریزس اعمال شده است.
۳. المان‌های مهاربند Inelastic Bar و المان‌های ستون Inelastic Coloumn در نظر گرفته شده‌اند، اما المان‌های تیر بدلیل دو سر مفصل بودن (سیستم قاب سازه‌ای ساده)، تنها تحت اثر نیروهای ثقلی بوده و انتظار رفتار غیرخطی از آنها نمی‌رود. در نتیجه جهت کاهش حجم عملیات محاسباتی نرم‌افزار و در نتیجه کاهش درصد خطای محاسباتی، المان‌های تیر Elastic Beam در نظر گرفته شده‌اند.

۴. گام‌های زمانی برای تمامی شتاب‌نگاشت‌ها ۰,۰۰۵ ثانیه اعمال شده و برای کنترل توقف تحلیل برای هر گام زمانی ۱۰۰۰ زیر بازه در نظر گرفته شده است.

۵. نسبت میرایی سازه ۵ درصد در نظر گرفته شده و برای اعمال میرایی ثابت برای تمامی سازه‌ها، نسبت T_A/T_1 حدود ۱,۲ و نسبت T_B/T_1 حدود ۲,۶ انتخاب شده است.

۶. بدلیل عدم استفاده از میراگرهای ویسکوز، مقدار "Alpha-M Viscous Energy" و "Beta-K Viscous Energy" و همچنین "Energy in fluid dampers" در نمودارهای تاریخچه زمانی انرژی ورودی تجمعی صفر بوده و تنها "Modal Damping Energy" یا انرژی میرایی تلف شده در اعضای سازه‌ای محاسبه خواهد شد.

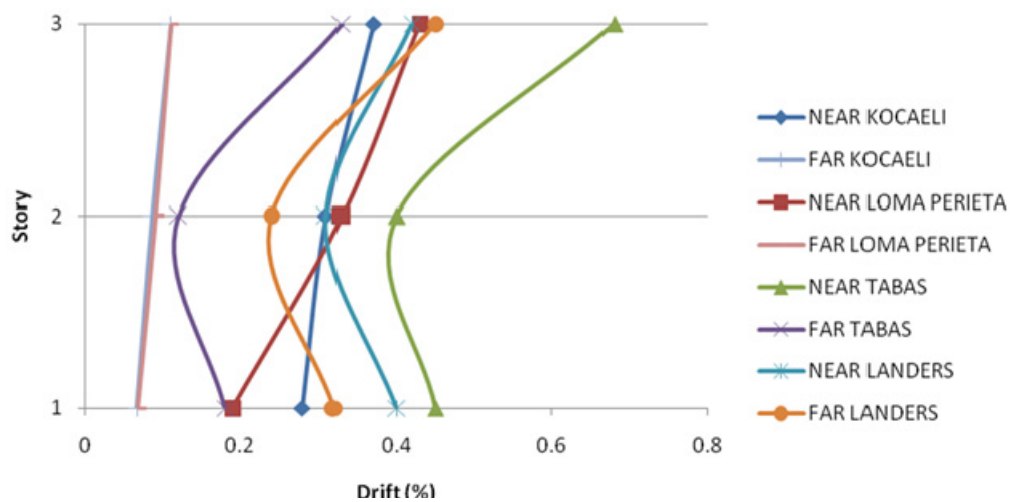
۵- شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های دور و نزدیک گسل

برای انجام این تحقیق چهار شتاب‌نگاشت حوزه دور از میان نگاشت‌های زلزله‌های بسیار شدید گذشته که با وارد ساختن سازه به ناحیه غیرارتجاعی و گذشتن سازه از سطح عملکرد ایمنی جانی منظور شده برای آنها تحت زلزله‌های

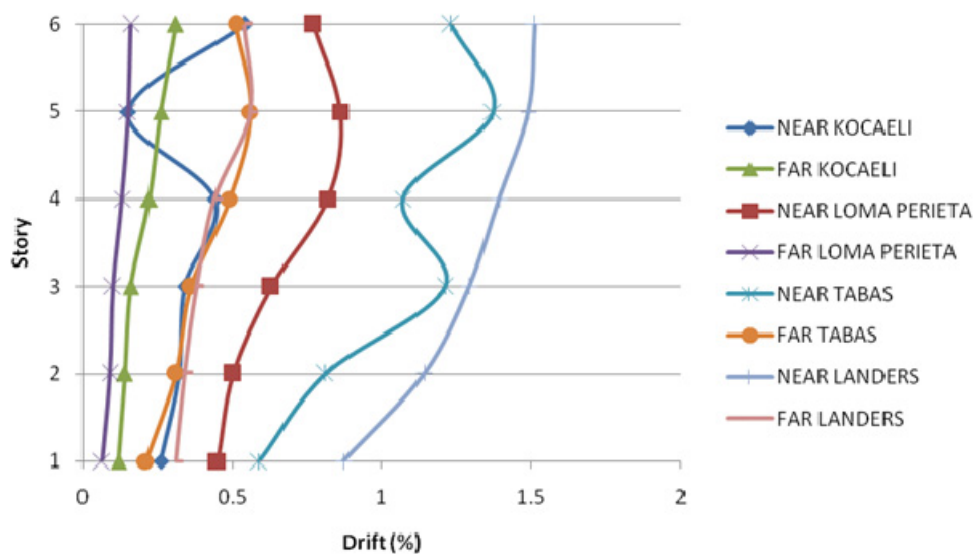
طرح، سبب تخریب‌های گسترده‌ای شده بودند، انتخاب شده‌اند که همه این رکوردها در خاک نوع ۲ (بر اساس تقسیم بندی استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش سوم) ثبت شده‌اند. همچنین به منظور بررسی تفاوت اثرات نگاشت‌های حوزه دور و نزدیک در چگونگی جذب و توزیع انرژی ورودی و تلف شده در سازه‌ها، از همان زلزله‌های شدید چهار شتاب‌نگاشت ثبت شده در خاک نوع ۲ نیز انتخاب شده‌اند که مشخصات این شتاب‌نگاشت‌های انتخابی در جدول ۱ آمده است. سپس به منظور بررسی عملکرد سازه‌ها و چگونگی توزیع انرژی در آنها تحت اثر زلزله طرح، با عنایت به طرح این ساختمانها برای پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد، شتاب‌نگاشت‌های انتخابی به ۰,۳۵ شتاب ثقل همپایه شده‌اند.

۶- تغییر مکان نسبی طبقات

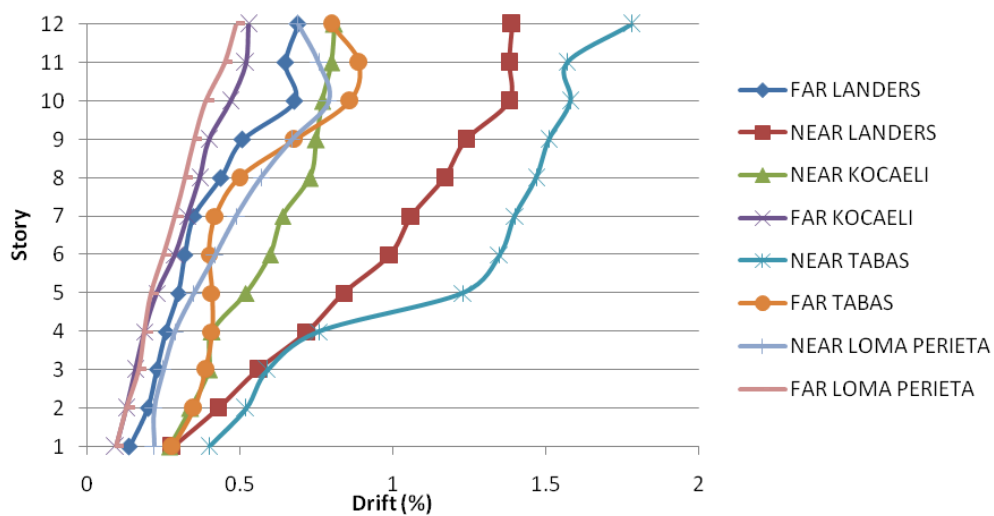
پس از انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، نتایج تغییر مکان نسبی طبقات برای تمام قاب‌های ۳، ۶ و ۱۲ طبقه محاسبه گردیده و نمودار ماکزیمم تغییر مکان نسبی در ارتفاع برای زلزله‌های مختلف حوزه دور و نزدیک گسل در شکل‌های (۱) الی (۳) نشان داده شده است. از این نمودارها نتیجه می‌شود که تغییر مکان نسبی طبقات ناشی از رکوردهای نزدیک گسل، در مقایسه با رکوردهای دور از گسل تفاوت زیادی دارند و لذا لزوم در نظر گرفتن تاثیرات رکوردهای نزدیک گسل اهمیت می‌یابد. ماکزیمم تغییر مکان نسبی در رکوردهای نزدیک گسل برای قاب‌های ۳، ۶ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر ۰,۶۸، ۱/۵۱ و ۱/۷۸ درصد و در رکوردهای دور گسل برای قاب‌های ۳، ۶ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر ۰,۴۵، ۰/۵۱ و ۰/۸۹ می‌باشد که نشان دهنده حداکثر نیاز تغییر مکانی تقریباً دو برابری در قاب‌های کوتاه، متوسط و بلند، تحت اثر زمین لرزه‌های حوزه نزدیک گسل نسبت به حوزه دور می‌باشد.



شکل (۱): حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات در قاب ۳ طبقه تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک



شکل (۲): حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات در قاب ۶ طبقه تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک



شکل (۳): حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات در قاب ۱۲ طبقه تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک

۷- انرژی هیستریزیس^۱

نخستین بار هاوژنر [۱۸] روش انرژی را برای طرح لرزه‌ای مطرح ساخت و معتقد بود در اثر حرکت زمین انرژی به سازه منتقل می‌شود. تحقیقات نشان داد که بخشی از انرژی منتقل شده به سازه طی حرکات شدید زمین در اثر میرایی^۲ و رفتار غیرخطی^۳ (انرژی هیستریزیس) تلف می‌شود و بقیه در سازه به شکل انرژی‌های جنبشی^۴ و کرنش الاستیک^۵ ذخیره می‌شود.

$$E_i = E_k + E_\xi + E_s + E_h \quad (1)$$

رابطه (۱) معادله تعادل انرژی سازه را نشان می‌دهد که در این رابطه E_i انرژی ورودی زلزله، E_k انرژی جنبشی، E_ξ انرژی میرایی، E_s انرژی کرنش الاستیک و E_h انرژی هیستریزیس است [۱۹].

۸- تفکیک ذخیره و اتلاف انرژی ورودی در سازه‌ها

انرژی میرایی لزج یا ویسکوز (E_ξ) بخشی از انرژی ورودی است که نه تنها سبب افزایش خسارت سازه‌ای نمی‌شود بلکه با کاهش سهم انرژی هیستریزیس باعث کاهش خسارت می‌گردد و جزء مطلوب معادله انرژی محسوب می‌گردد. E_ξ ضمن تطابق شکلی با منحنی E_i ، هموارتر و دارای تغییرات کمتری است و پرش آن نرمتر و تدریجی‌تر است. این مسأله نشان می‌دهد که با نزدیک شدن به انتهای زلزله، انرژی میرایی نقش موثرتری در استهلاک انرژی ورودی دارد و در لحظاتی که شدت زلزله بیشتر می‌باشد، با ورود مصالح به ناحیه غیر خطی، انرژی هیستریزیس و انرژی جنبشی نقش موثرتری دارند.

انرژی هیستریزیس (E_h) انرژی است که در رفتار غیرارتجاعی سیستم و پس از تسلیم شدن اعضا تلف

می‌گردد. به دلیل رابطه مستقیم خسارت وارده به سازه با انرژی هیستریزیس، این بخش از انرژی، مهمترین جزء معادله انرژی است. میزان انرژی وارده به سازه و مقدار جذب و اتلاف آن، می‌تواند بیانگر عملکرد کلی سازه در برابر زلزله باشد، اما مدلی از چگونگی رفتار آن را نمایش نمی‌دهد. به عبارتی میزان انرژی هیستریزیس در یک سازه، شاخصی از سطح خسارت سازه و یا میزان شکل پذیری آن سازه خواهد بود اما نمی‌تواند بیانگر توزیع خسارت در اجزاء مختلف آن و نوع ساز و کار تسلیم یا فرو ریزش باشد و توزیع انرژی در سازه، تا حدود زیادی از مدل سازه‌ای و خصوصیات آن پیروی می‌کند.

در این تحقیق میزان سهم هر یک از انرژی‌ها بصورت تجمعی در طول زمان از کل انرژی ورودی در هر ۳ مدل سازه‌ای، برای تمام رکوردها اندازه‌گیری شده است و میانگین آن برای رکوردهای دور و نزدیک گسل در شکل‌های (۴) تا (۶) نشان داده شده است.

شکل‌های (۴) تا (۶) سهم بالای انرژی غیرالاستیک تلف شده تحت رکوردهای نزدیک گسل نسبت به رکوردهای دور از گسل و در نتیجه وقوع خسارتهای نسبی بیشتر به سازه های مختلف را نشان می‌دهند. همانگونه که در این شکل‌ها مشخص است، تحت رکوردهای حوزه دور برای قابهای ۳، ۶ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۱۷، ۵ و ۷ درصد انرژی ورودی توسط رفتار غیرخطی اعضا تلف شده و موجب خسارات سازه‌ای شده در حالیکه این مقدار تحت زلزله های حوزه نزدیک به دلیل ضربات پالس گونه با توان بالای این گونه از زلزله ها و با کاهش سهم انرژی میرایی و انرژی کرنش الاستیک، با افزایش بیش از سه برابری به ترتیب به ۴۶، ۵۱ و ۲۶ درصد افزایش یافته و خسارتهای به مراتب بیشتری را سبب شده است. همچنین در این شکل‌های مشاهده میشود که تحت رکوردهای حوزه دور برای قابهای ۳، ۶ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۵۹، ۶۸ و ۶۲ درصد انرژی ورودی توسط میرایی غیر سازه ای تلف شده در حالیکه این مقدار تحت زلزله های حوزه نزدیک به ترتیب به ۴۶، ۴۴ و ۶۵ درصد کاهش یافته است.

¹ Hysteretic Energy

² Damping Energy

³ Inelastic Energy

⁴ Kinetic Energy

⁵ Strain Energy

۹- توزیع خسارت در طبقات بر مبنای انرژی هیستریزیس

پس از انجام تحلیل های دینامیکی غیرخطی لازم و ضمن محاسبه کل انرژی های هیستریزیس تلف شده در قابها، با هدف بررسی چگونگی توزیع این انرژی ها در طبقات قابها، متوسط درصد انرژی هیستریزیس هر طبقه تحت تمامی رکوردهای دور و نزدیک محاسبه شده و نتایج آن در شکل های (۷) تا (۹) نشان داده شده است.

در مدل های بررسی شده، تیرها بدلیل طراحی دو سر مفصل وارد مرحله غیرارتجاعی نشده و در نتیجه سهمی از نیروی زلزله نمی برند. همچنین درصد سهم انرژی جذب شده در ستون ها برای هر یک از مدل ها و نیز خسارت وارده به آنها بسیار ناچیز بوده است بطوریکه حداکثر این مقدار برای قاب ۶ طبقه برابر $1/42$ درصد می باشد. این بدان معناست که ستون های طبقات آسیب ناچیزی دیده و موید دست یابی به مفهوم تیر ضعیف - ستون قوی در طرح این سازه ها است.

از بررسی چگونگی توزیع کل انرژی هیستریزیس تلف شده در مدل ۳ طبقه تحت اثر رکوردهای حوزه دور و نزدیک مشاهده می شود که در هر دو حوزه به طور میانگین بیش از نیمی از این انرژی توسط مهاربندهای طبقه اول این قاب جذب و تلف شده و در نتیجه خسارتهای قابل توجهی در این طبقه ایجاد شده است. در حالیکه طبقات دوم و سوم این قاب مجموعاً با سهم کمتر از ۵۰ درصدی از کل انرژی هیستریزیس تلف شده توسط این قاب، و با اختلاف سهمی در حدود ۴۰ درصد نسبت به طبقه اول، خسارت به مراتب کمتری را تجربه نموده اند. همچنین در خصوص مقایسه چگونگی توزیع انرژی هیستریزیس در طبقات این قاب تحت اثر رکوردهای حوزه دور و نزدیک ملاحظه میشود که میزان تمرکز این انرژی در مهاربندهای طبقه اول تحت رکوردهای حوزه نزدیک با سهمی بیش از ۶۶ درصد به مراتب بیشتر از حوزه دور با سهمی بالغ بر ۵۲ درصد بوده و با توزیع نایکنواخت تر این انرژی در طبقات، خسارت بیشتری در طبقه اول متمرکز شده است که این موضوع با شدت گرفتن رکوردهای زلزله و با خروج یکباره عملکرد

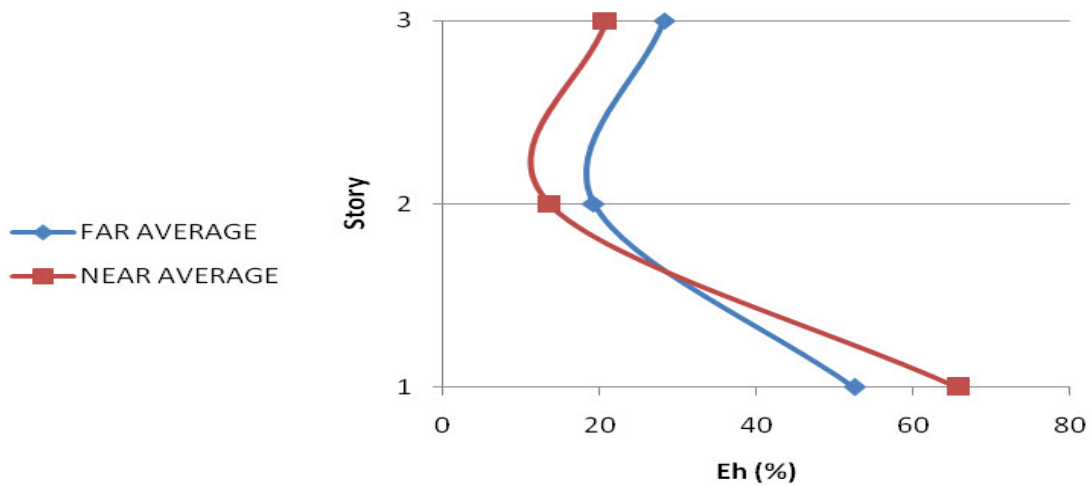
بازندهای این طبقه از عملکرد آستانه فروریزش میتواند مکانیزم و انهدام کامل قاب را سبب شود.

در قاب ۶ طبقه با وجود تمرکز انرژی هیستریزیس در طبقه اول، ملاحظه می شود که علیرغم افزایش تعداد طبقات و تعداد سهم ها، همچنان تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک سهم طبقه اول در اتلاف انرژی هیستریزیس نسبت به سایر طبقات به حدود ۴۰ درصد رسیده و تمرکز شدید خسارت در این طبقه مشاهده می شود. حال آنکه در این قاب تحت اثر رکوردهای حوزه دور توزیع این انرژی در طبقات یکنواخت تر بوده و با ایجاد اختلاف حدود ۱۰ درصدی سهم طبقه اول نسبت به سایر طبقات از میزان تمرکز انرژی هیستریزیس و خسارت در طبقه اول نسبت به قاب ۳ طبقه کاسته شده است و در طبقات میانی این قاب تحت اثر رکوردهای هر دو حوزه توزیع این انرژی تقریباً بصورت یکنواخت بوده است.

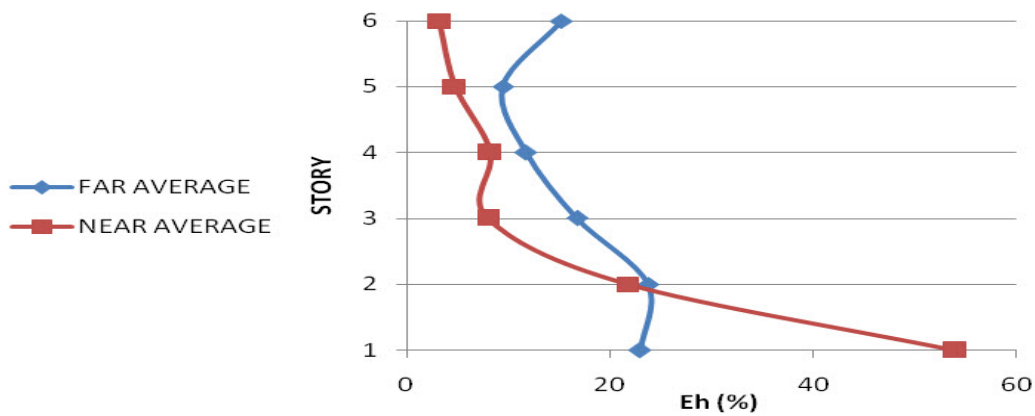
در قاب ۱۲ طبقه مشاهده میشود که اگر چه تحت رکوردهای حوزه نزدیک همچنان تمرکز انرژی هیستریزیس در طبقه اول است اما از شدت این تمرکز کاسته شده و توزیع یکنواخت تری از این انرژی در طبقات در مقایسه با قابهای کوتاه تر قبلی مشاهده می شود. در این قاب تحت اثر رکوردهای حوزه دور توزیع نسبتاً یکنواختی از انرژی هیستریزیس در طبقات مشاهده شده و تمرکز نسبتاً قابل توجهی از این انرژی در طبقات نیمه پایینی این قاب مشاهده می شود.

در جمع بندی چگونگی توزیع انرژی هیستریزیس در قابهای سه گانه فوق می توان به تمرکز این انرژی و خسارت در طبقه اول تمامی این قابها اشاره کرد که تحت رکوردهای حوزه نزدیک شدت این تمرکز انرژی بیشتر بوده و با افزایش تعداد طبقات قابها از میزان این شدت کاسته شده و توزیع یکنواخت تری از این انرژی در طبقات قابل مشاهده است.

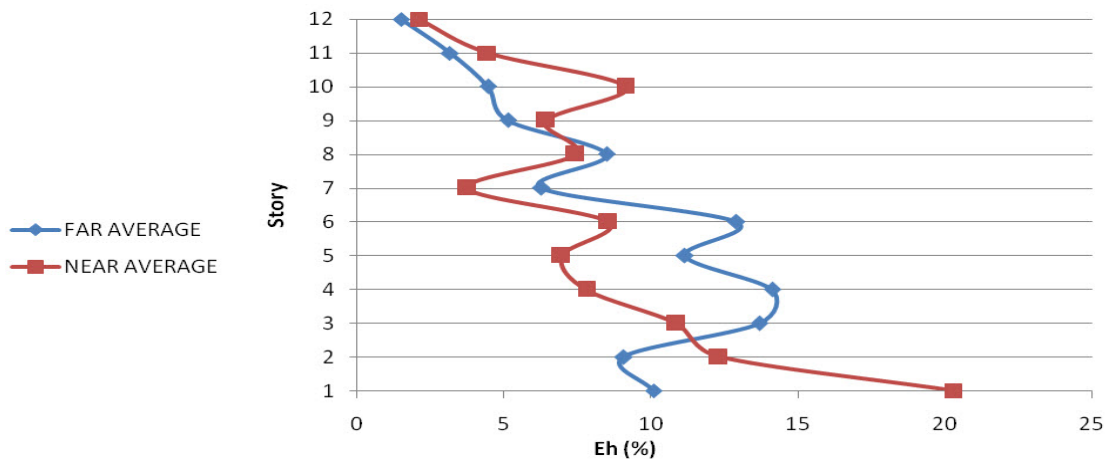




شکل (۷) : توزیع میانگین درصد انرژی هیستریزس در طبقات قاب ۳ طبقه برای رکوردهای حوزه دور و نزدیک



شکل (۸) : توزیع میانگین درصد انرژی هیستریزس در طبقات قاب ۶ طبقه برای رکوردهای حوزه دور و نزدیک



شکل (۹) : توزیع میانگین درصد انرژی هیستریزس در طبقات قاب ۱۲ طبقه برای رکوردهای حوزه دور و نزدیک

۱۰- نتیجه گیری

در این تحقیق سه مدل قاب فولادی مهاربندی هم مرکز با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۱۲ طرح شده و تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک زلزله های شدید کوکائلی، لندرز و طبس قرار گرفته و نتایج زیر از تحلیل دینامیکی غیر خطی آنها بدست آمده است:

۱. ماکزیمم تغییر مکان نسبی در رکوردهای حوزه نزدیک برای قابهای ۳، ۶ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر ۰/۶۸ ، ۱/۵۱ و ۱/۷۸ درصد و در رکوردهای حوزه دور برای قاب های ۳، ۶ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر ۰/۴۵ ، ۰/۵۱ و ۰/۸۹ بدست آمده است که نشان دهنده حداکثر نیاز تغییر مکانی تقریباً دو برابری در قابهای کوتاه، متوسط و بلند، تحت اثر زمین لرزه های حوزه نزدیک گسل نسبت به حوزه دور می باشد.

۲. تحت رکوردهای حوزه دور برای قابهای ۳، ۶ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۱۷، ۵ و ۷ درصد انرژی ورودی توسط رفتار غیرخطی اعضا تلف شده و موجب خسارات سازه ای شده در حالیکه این مقدار تحت زلزله های حوزه نزدیک به دلیل ضربات پالس گونه با توان بالای این گونه از زلزله ها ، با افزایش بیش از سه برابری به ترتیب به ۴۶، ۵۱ و ۲۶ درصد افزایش یافته و خسارتهای به مراتب بیشتری را سبب شده است.

۳. تحت رکوردهای حوزه دور برای قابهای ۳، ۶ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۵۹، ۶۸ و ۶۲ درصد انرژی ورودی توسط میرایی غیر سازه ای تلف شده در حالیکه این مقدار تحت زلزله های حوزه نزدیک به ترتیب به ۴۶، ۴۴ و ۶۵ درصد کاهش یافته است.

۴. با مشاهده چگونگی توزیع انرژی هیستریزس در طبقات قابهای سه گانه فوق تحت رکوردهای حوزه دور و نزدیک می توان به تمرکز این انرژی و خسارت در طبقه اول تمامی این قابها و سهم بیش از ۵۰ درصدی این طبقه از کل انرژی هیستریزس قاب در ساختمانهای کوتاه، علیرغم توزیع یکنواخت مقاومت در مراحل طراحی آنها، اشاره کرد. همچنین مشاهده می شود تحت رکوردهای حوزه نزدیک شدت این تمرکز انرژی بیشتر بوده که سهم این انرژی در طبقه اول ساختمانهای کوتاه تا ۶۶ درصد بالغ می گردد که با افزایش تعداد طبقات قابها از میزان این شدت کاسته شده و توزیع یکنواخت تری از این انرژی در طبقات قابها قابل مشاهده است.

مراجع

1-Sinan Akkar and Polat Gulkan, "A Near-Fault Design Spectrum and Its Drift Limits", In: Proceeding of Fourth International Conference of Earthquake Engineering and Seismology, 2010, Tehran, Iran.

2-Decanini, Luis & Mollaioli, Fabrizio & Saragoni, Rodolfo. Energy and Displacement Demand Imposed by Near-Source Ground Motions. In: Proceeding of 12WCEE. New Zealand. 2000, Paper 1136.

3-Smolka, A; Rauch, E, "The earthquake of Northridge 1994 and Kobe 1995-Lessons for risk assessment and loss Prevention With Special Reference to Earthquake Insurance", Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Pergamon, Elsevier Science Ltd, [Oxford, England], 1996, Paper NO.1847.

4-Uang CM, Bertero VV. Use of energy as design criterion in earthquake resistant design. Report no. EERC-88/18. Berkeley (CA): Earthquake Engineering Research Center, University of California; 1988.

5-Rahnama, M. and Manuel, L., "The effect of strong motion duration on seismic demands", In: Proceeding of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Mexico, 1996, Paper No. 924.

6-Goel, S. C. and Berg, G. V. "Inelastic Earthquake Response of Tall Steel Frames," ASCE Structural Engineering Conference, Seattle, Washington, May 1967.



۱۷- "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود"، نشریه شماره ۳۶۰ دفتر امور فنی، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، ویرایش اول، ۱۳۸۵.

18- Housner, G.W., Limit design of structures to resist earthquakes, In: Proceeding of the 1st World Conference on Earthquake Engineering, California, USA, 1956, Vol. 5, pp. 5-1 to 5- 13.

19-Uang, C.-M., and Bertero, V.V., Evaluation of Seismic Energy in Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1990, Vol.19, No. 1, pp. 77-90.

7-Kunnath, S.K. and Chai, Y.H. "Cumulative Damage-Based Inelastic Cycle Demand Spectrum" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2004, Vol. 33, pp.499-520.

8-Moghaddam, H. and Hajrasouliha, I. "Toward more Rational Criteria for Determination of Design Earthquake Forces", International journal of Solids and Structural, 2006, Vol. 43, pp. 2631-2645

9-Benavent, A. "An Energy-Based Damage Model for Seismic Response of Steel Structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2007, Vol. 36, pp. 1049-1064.

۱۰- گنجوی، بهنود. امیری واقفی، جواد. قدرتی، غلامرضا. "تاثیر روش‌های طراحی لرزه‌ای در نحوه توزیع خسارت و انرژی جذب شده در ساختمان‌های قاب خمشی بتن مسلح (MDOF)"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه مازندران، ۱۳۸۳.

11-Amiri, J.V. Ahmadi, Q.Y. and Ganjavi, B. "Assessment of Reinforced Concrete Buildings with Shear Wall Based on Iranian Code(Third Edition)", Journal of applied Science, 2008, 8(23): 4274-4283.

۱۲- آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم، انتشارات مرکز تحقیقات مسکن، ۱۳۸۶.

۱۳- دانشجو، فرهاد و بدرلو بیت الله، رفتار دینامیکی غیرخطی قاب‌های فولادی برون محور تحت تاثیر زمین- لرزه‌های نزدیک گسل، پایان نامه کارشناسی ارشد عمران- سازه، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۶.

۱۴- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمانهای فولادی)، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ۱۳۸۷.

۱۵- آیین‌نامه حداقل بار وارده بر ساختمان‌ها و ابنیه فنی (استاندارد ۵۱۹)، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ۱۳۷۹.

16-CSI Perform-3D, User Guide, Version 4.0.3.RAM Intenational, L.L.C., University of Colifornia

کاربرد ورق های پلی اتیلنی در بادبندهای کمانش ناپذیر

محمد باقر مهدیزاده^۱، یوسف زندی^۲، محمد قاسم وتر^۳

(دریافت: ۸۸/۱۲/۱۰، پذیرش: ۸۹/۶/۲۱)

چکیده

در پژوهش و نوآوری عملی حاضر، قابلیت و امکان بکارگیری ورق های پلی اتیلنی در بادبندهای کمانش ناپذیر (BRB) بررسی گردیده است. در بادبندهای کمانش ناپذیر رایج، پوسته بادبندهای کمانش ناپذیر که وظیفه آن جلوگیری از کمانش بادبند می باشد غالباً بتن یا ملاتی است که در داخل غلاف فولادی ریخته شده و مشکلاتی مانند سنگینی پوسته بتنی، آماده کردن قالب، مشکلات بتن ریزی، مدت زمان لازم برای نگهداری و مراقبت از بتن در سنین اولیه، حمل و نقل و مشکلات عدیده اجرائی دیگر را دارد. این پژوهش نشان می دهد که از ورق های پلی اتیلنی می توان به عنوان پوسته و یا عامل جلوگیری از کمانش بادبند، به جای پوسته بتنی و غلاف فولادی استفاده نمود. همچنین می توان از آنها در تقویت سازه های موجود در جهت افزایش توان باری بادبندهای نصب شده استفاده کرد. سبکی، اقتصادی بودن، امکان نصب سریع، کاهش شدید مشکلات اجرا، عدم نیاز به قالب بندی و صرفه جوئی در زمان به علت عدم نیاز به دوره مراقبت از بتن از مزایای این نوآوری محسوب می شود.

کلمات کلیدی

بادبندهای کمانش ناپذیر، قاب های فولادی، پلی اتیلن

Application of Polyethylene Sheets in Buckling Restrained Braces

M. B. Mahdizadeh, Y. Zandi, M. Gh. Vetr

ABSTRACT

This paper presents an experimental study about applicability of Buckling-restrained braces (BRBs) by polyethylene sheets. Buckling-restraining unit (encasing member), whose function is to prevent the brace from buckling, is almost tube that is filled by concrete or mortar and has many problems and difficulties as concreting, shuttering, curing, reinforcing, transporting and wasting of time. This research shows that polyethylene can be used as Buckling-restraining unit instead of steel tube and concrete or mortar. And also they can be used as a reducer of compressive forces at steel braces for strengthening the existing building. The advantages of this innovative and new method are save the time, light weighting, economic, easy and quick installation, decreasing the construction problems, no need to shuttering and curing.

Keywords

Buckling Restrained Brace, Steel Frames, Polyethylene

۱.دکترای عمران، عضو هیئت علمی دانشگاه تبریز (دانشکده فنی و مهندسی مرنده) mahdizadeh12@yahoo.com (نویسنده مسئول)

۲.عضو هیئت علمی گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تبریز، zandi_engineer@yahoo.com

۳.عضو هیئت علمی پژوهشکده بین المللی زلزله شناسی، vetr2@yahoo.com



نیروهای فشاری بزرگ قرار می‌گیرند، کمانش کرده و پایداری خود را از دست می‌دهند. لذا برای جلوگیری از کمانش ستون‌ها و بادبندها یا باید لاغری آنها را کاهش داد و یا به طرق دیگر مانع کمانش گردید و بدیهی است که جلوگیری از کمانش عضو، سبب افزایش تحمل فشاری آن تا حد تسلیم خواهد گردید. تکنیک جلوگیری از کمانش کلی و موضعی در بادبند سازه فولادی، مقوله‌ای به نام بادبندهای کمانش‌ناپذیرا به وجود آورده است. قاب‌های دارای بادبند‌های کمانش‌ناپذیر حالت خاصی از قاب‌های با بادبندهای هم‌محور یا هم‌گرا یعنی هستند. قاب‌های با بادبندهای کمانش‌ناپذیر شکل‌پذیری بیشتری داشته و از توانایی جذب انرژی بالایی برخوردارند [۲۰].

از فلسفه‌های پژوهش و استفاده از بادبند‌های کمانش‌ناپذیر می‌تواند به موارد زیر اشاره نمود:

الف- مهمترین فلسفه استفاده از بادبندهای فولادی کمانش‌ناپذیر، افزایش توان فشاری آنها تا حد توان کششی است. بطوریکه بدون تغییر لاغری بادبند، ظرفیت فشاری عضو بیشتر از بار کمانش الاستیک آن می‌گردد. به عبارت دیگر همان نیرویی که بادبند فولادی می‌توانست در کشش تحمل کند همان نیرو را در فشار نیز تحمل می‌نماید. و از آنجائیکه مسئله لاغری سبب می‌شود مقطع بادبندها قوی و بزرگ انتخاب شوند با تکنیک بادبند‌های کمانش‌ناپذیر می‌توان از مقاطع کوچکتر و اقتصادی‌تری استفاده نمود.

ب- مقررات و آیین‌نامه‌های طراحی بر اساس تئوری‌ها و تجربیات قبلی و مشاهده نتایج آنها در رویدادها و رخدادهای بعدی و اصلاح و تجدید نظر آنها به وجود آمده و از هر چند سال مورد بازبینی قرار می‌گیرند. سازه‌هایی که با آیین‌نامه‌های قبلی ساخته شده‌اند در مقایسه با مفاد آیین‌نامه جدید از ایمنی لازم، دوام و

تغییر شکل جانبی سازه‌ها که معمولاً از نیروهای وارد بر سازه اعم از نیروی زلزله و باد، نیروهای قائم و دیگر نیروها ناشی می‌شود یکی از مهمترین تغییر شکل‌ها بوده و محدود سازی آنها نیز بسیار حائز اهمیت و مورد توجه پژوهشگران و مهندسين قرار گرفته است. برای کاهش تغییر شکل‌های جانبی در سازه‌ها از دیوارهای برشی، بادبند‌ها، قاب‌های صلب و بعضاً از تکنیک‌های ترکیبی دیگری استفاده می‌شود. هر کدام از آنها ظرفیت جذب انرژی متفاوتی داشته و در طراحی سازه‌ها ملاک عمل قرار گرفته و در آیین‌نامه‌ها و استانداردهای طراحی هر کشوری مقرراتی برای آنها وضع گردیده است.

رفتار سازه‌های فولادی در حین زلزله‌های بزرگ غالباً بهتر از رفتار سازه‌های ساخته شده با دیگر مصالح می‌باشد. از مزایای سازه‌های فولادی، سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و طاقت فولاد بوده و علاوه بر آن خاصیت قابل‌پیش‌بینی گسیختگی آن نسبت به بتن مسلح و مصالح بنائی است. همچنین امکان تعویض و تعمیر اجزای صدمه‌دیده در این سازه‌ها ارجحیت آنها را افزایش داده است. از طرفی تخریب ساختمان‌ها و اجزای سازه‌ای در یک زلزله، سبب اتلاف وقت و هزینه و خدمت‌رسانی گردیده و خسارات کمتر سازه‌های فولادی در زمین‌لرزه‌ها که غالباً به توانایی ظرفیت استهلاک انرژی توسط بادبندها بستگی دارد سبب افزایش کاربرد آنها گردیده است. زیرا با افزایش ظرفیت استهلاک انرژی ایمنی سازه نیز افزایش می‌یابد.

سهولت اجرائی و کارائی موثر بادبند‌ها به‌ویژه در ساختمانهای فولادی، آنها را به عنوان روشی مناسب برای مهار نیروهای جانبی مطرح ساخته است. معمولاً بادبندها هم در معرض نیروهای کششی و فشاری قرار داشته و طراحی آنها بر اساس بیشترین بار وارده و غالباً نیروهای فشاری صورت می‌گیرد. وقتی بادبند‌ها در معرض



استحکام کافی برخوردار نیستند لذا سازه های قبلی نیاز به تقویت دارند. لزوم این تقویت به علت فرسوده شدن مصالح ، خراب شدن عضو ، ترک برداشتن و عوامل دیگر نیست بلکه در اثر تغییرات اعمال شده در آیین نامه و درک بیشتر و بهتر ما از رفتار و عملکرد سازه می باشد. لذا یکی از موارد کاربرد بادبندهای کمانش ناپذیر لزوم تقویت بادبندهای قبلی به علت تغییر آیین نامه ها و افزایش توان باربری آنها تا حد انتظار در آیین نامه جدید می باشد.

پ- علت اصلی ابداع و توسعه بادبندهای کمانش ناپذیر، رفتار هیسترتیک پایدار، شکل پذیری کافی و ظرفیت اتلاف انرژی زیاد آنهاست. زیرا سیستمهای مهاربندی شده هم محور معمولی ، شکل پذیری کم و ظرفیت جذب انرژی پائینی نسبت به سیستمهای دارای بادبندهای کمانش ناپذیر دارند [۳].

ت- علاوه بر رفتار هیسترتیک پایدار بادبندهای کمانش ناپذیر، مزیت مهم آنها در سیستمهای مقاوم در برابر زلزله، کنترل آسیب و خسارت وارده می باشد. در قاب های دارای بادبندهای کمانش ناپذیر که به طور صحیح طراحی می شوند، رفتار غیر الاستیک نخست در بادبندها به وقوع می پیوندد، و اعضای دیگر یعنی ستونها، تیرها و اتصالات باید در محدوده الاستیک باقی مانده و یا حداقل آسیب را ببینند. این رفتار برخلاف دیگر سیستمهای شکل پذیر لرزه ای است. به عنوان مثال در قاب های خمشی یا در قاب های باد بندی شده خارج از محور اتلاف انرژی با رفتار غیر الاستیک تیرها با تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها، صورت می گیرد در حالیکه در بادبندهای کمانش ناپذیر، نیازی به تشکیل مفاصل در تیرها نبوده و تیرها نیز مثل ستونها در محدوده الاستیک قرار می گیرند.

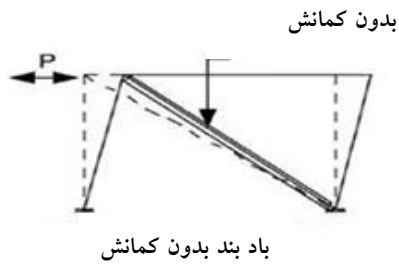
ث- در قاب های خمشی مذکور در بند قبلی، خسارت وارده، به علت تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها در تمام قابها توزیع می گردد که تعمیر و مرمت آنها مشکل است. در حالیکه در قاب های با بادبندهای کمانش ناپذیر، خسارت در بادبندها متمرکز گردیده و تعمیر و مرمت بادبندها در صورت لزوم نسبت به بقیه اعضا ساده تر و راحت تر می باشد [۴].

ج- استفاده از بادبندهای کمانش ناپذیر ضریب رفتار سازه فولادی را نسبت به سازه های معمولی تغییر می دهد. این ضریب که نقش مهمی در محاسبه نیروی زلزله دارد، در صورت افزایش ضریب رفتار سازه، مقدار نیروی محاسباتی زلزله کاهش می یابد [۵].

چ- فلسفه دیگر کاربرد بادبندهای کمانش ناپذیر، خطاهای محاسباتی و طراحی است که گاهی نه تنها طراح بلکه کنترل کننده نیز مرتکب این خطای ناخواسته گردیده و سازه به اجرا در آمده است و در نتیجه تقویت بادبند ضروری گردیده است که در این صورت استفاده از تکنیک بادبندهای کمانش ناپذیر گزینه مناسبتری خواهد بود.

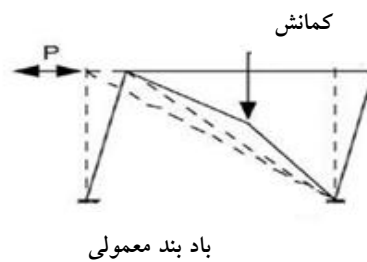
۲- رفتار بادبندهای کمانش ناپذیر

بادبند ها ی هم مرکز معمولی در اثر نیروهای کششی و فشاری رفتار هسترتیک نامتقارن از خود نشان می دهند و وقتی به صورت یکنواخت یا متناوب به صورت فشاری مطابق شکل (۱a) بارگذاری می گردند کاهش مقاومت قابل توجهی از خود نشان می دهند. هرگاه کمانش بادبند فولادی مهار گردیده و مقاومت یکسانی هم در کشش و هم در فشار تامین گردد، ظرفیت جذب انرژی بادبند افزایش می یابد [۱، ۲، ۱۱-۶].



باد بند بدون کمانش

(b)



باد بند معمولی

(a)

شکل (۱): رفتار بادبند معمولی و بادبند کمانش ناپذیر [۱]

۳- قسمت مانع کمانش (پوسته) که وظیفه آن جلوگیری از کمانش هسته است.

۴- قسمت جداکننده هسته و پوسته، که امکان لغزش آزادانه هسته را در داخل پوسته فراهم کرده و وقتی هسته در اثر فشار تسلیم می شود، انبساط عرضی هسته را امکان پذیر می نماید. برای اینکار معمولاً مقداری ماده غیر چسبنده لازم است تا به عنوان قسمت جداکننده استفاده شود. در غیر اینصورت، بایستی یک درز بین دو قسمت قرار داده شود [۱ و ۲ و ۱۲].

شکل (۳) مقاطع انواع بادبندهای کمانش ناپذیر را نشان می دهد.

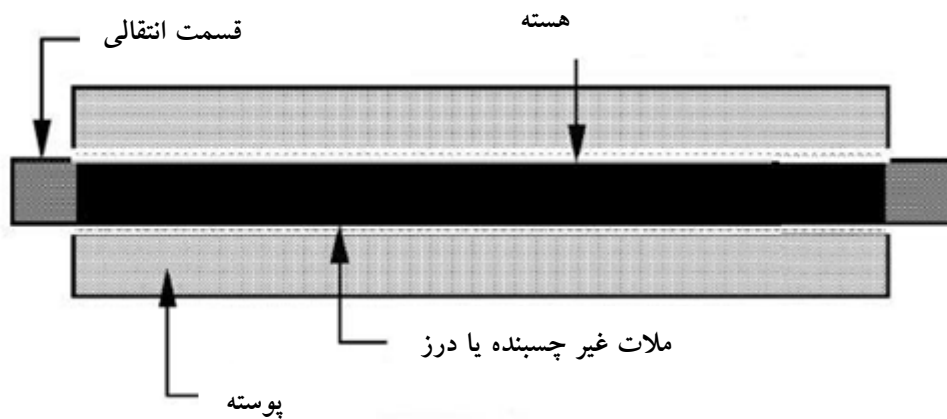
۲-۱- اجزاء بادبند کمانش ناپذیر و انواع مقاطع آنها

بادبند کمانش ناپذیر از دو مولفه اصلی تشکیل شده است، یکی هسته فولادی که کل نیروی محوری بادبند را تحمل میکند و دیگری پوسته ای که از کمانش هسته در برابر نیروهای فشاری جلوگیری کرده و امکان تسلیم هسته را هم در فشار و هم در کشش فراهم می کند.

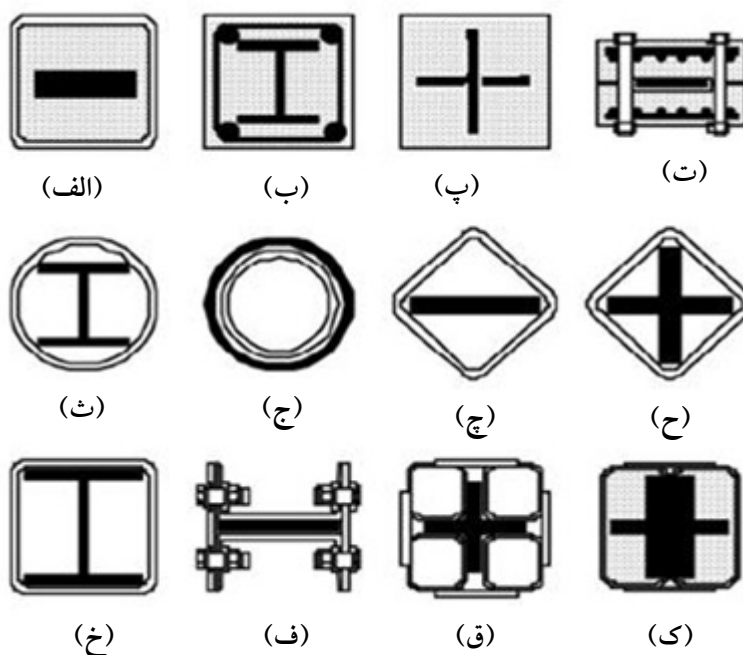
بادبند کمانش ناپذیر، مطابق شکل (۲)، معمولاً از چهار جزء زیر تشکیل یافته است:

۱- قسمت حمل کننده بار محوری که هسته نامیده می شود.

۲- قسمت انتقالی (انتھائی) سخت شده یا projection که هسته را به قسمت اتصالی یا گره متصل می کند.



شکل (۲): اجزای اصلی بادبند کماتش ناپذیر



شکل (۳): مقاطع عرضی انواع بادبندهای کماتش ناپذیر [۱]

۲-۲- کماتش کلی بادبندهای کماتش ناپذیر

بین آنها به عوامل متعددی بستگی دارد که مهمترین آنها سختی خمشی آنهاست. نیروی وارد بر بادبند سبب کماتش آن گردیده و در غلاف نیز خمش ناشی از کماتش به وجود می آید، گویا نیروی جانبی گسترده ای بر غلاف وارد می شود.

در آنالیز کماتش الاستیک بادبند متشکل از میله فولادی احاطه شده در داخل بتن مسلح، شکل (۴)، معادله تغییر شکل بادبند محصور شده با بتن به صورت رابطه (۱) نوشته می شود [۱].

$$v = \delta \sin \frac{n\pi x}{l} \quad (1)$$

که در آن v تغییر شکل غلاف بتنی و δ تغییر شکل در وسط دهانه می باشد. اندرکنش بادبند و غلاف و ملات

با استفاده از معادله (۴)، معادله دیفرانسیل اولر به صورت رابطه (۵) نوشته می شود:

$$\frac{d^4 v}{dx^4} + k^2 \frac{d^2 v}{dx^2} + \beta v = 0 \quad (5)$$

که در آن:

$$k^2 = N/E_s I_s, \quad \beta = \alpha/E_s I_s$$

با فرض اینکه هر دو انتها مفصلی است و با حل معادله فوق رابطه های (۶) بدست می آیند.

$$N^2 = 4\alpha E_s I_s \quad (6a)$$

$$N_{cr} = \frac{2n^2 \pi^2 E_s I_s}{l^2} \quad (6b)$$

از حل معادلات فوق طول مد کمانشی تعیین می گردد:

$$\frac{l}{n} = \pi \sqrt{\frac{E_s I_s}{\alpha}} \quad (7)$$

با استفاده از معادلات (۷) و (6b) می تواند N_{cr} به دو قسمت زیر تفکیک گردد:

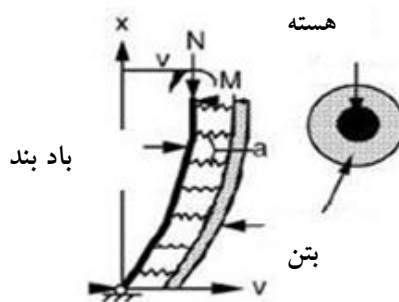
$$N_{cr} = \frac{n^2 \pi^2 E_s I_s}{l^2} + \frac{E_s I_s}{\frac{l^4}{n^4 \pi^4} n^2 \pi^2} l^2$$

$$= \frac{n^2 \pi^2 E_s I_s}{l^2} + \frac{l^2 \alpha}{\pi^2 n^2} \quad (8)$$

قسمت دوم معادله (۸) سهم غلاف بتنی را در کمانش نشان میدهد. با جا گذاری معادله (۳) به جای α در معادله (۸) بار کلی کمانش به صورت رابطه (۹) بدست می آید:

$$N_{cr} = \frac{n^2 \pi^2}{l^2} \{E_s I_s + E_c I_c\} \quad (9)$$

که در آن $E_c I_c$ سختی خمشی بتن و $E_s I_s$ سختی خمشی هسته فولادی می باشد. فرمول اخیر نشان می دهد که ظرفیت کمانش الاستیک بادبند مرکب به صورت مجموع سهم دو قسمت مجزا می باشد.



شکل (۴): آنالیز بادبند کمانش ناپذیر و نیروهای سیستم [۱]

با فرض اینکه تغییر شکل در بادبند و بتن برابر می باشد، مقدار شدت بار جانبی فوق با چهار بار مشتق گیری از رابطه (۱) و جاگذاری در معادله لنگر و مشتق ثانی، به صورت زیر بدست می آید. که در این رابطه $E_c I_c$ سختی خمشی بتن می باشد.

$$p = \frac{n^4 \pi^4}{l^4} \delta E_c I_c \sin \frac{n\pi x}{l} \quad (2)$$

با تقسیم شدت بار فوق به معادله تغییر شکل در رابطه (۱)، ضریبی شبیه ثابت فنر به نام نسبت نیروی گسترده لازم در واحد تغییر شکل غلاف بتنی که ضریب مقاومت نیز نامیده می شود به شرح رابطه (۳) حاصل می شود:

$$\alpha = \frac{p}{v} = \frac{n^4 \pi^4}{l^4} E_c I_c \quad (3)$$

وقتی تغییر شکل هسته فولادی توسط غلاف بتنی مهار می شود، معادله لنگر خمشی به صورت رابطه (۴) نوشته می شود:

$$M(x) = -Rx + \int_0^x \alpha v \cdot x \cdot dx + Nv \quad (4)$$

که در آن $M(x)$ لنگر خمشی در محل مقطع، R عکس العمل در مفصل، x فاصله مفصل تا محل مقطع و N نیروی محوری است.

۳- هدف از پژوهش و نوآوری حاضر

مهمترین هدف این پژوهش، مطالعه تجربی امکان استفاده از ورق های پلی اتیلنی در بادبندهای کمانش ناپذیر به عنوان پوسته یا عامل مانع کمانش آنها می باشد. در این پژوهش، ورق های مذکور به عنوان عامل مهار کمانش بادبندها برای اولین بار معرفی می گردند. این مصالح نه تنها وزن بادبندهای کمانش ناپذیر را کاهش می دهند بلکه سبب افزایش سرعت و سهولت اجرا می گردند. ضمناً اثر سختی خمشی بویژه ممان اینرسی در این نوع از بادبندها بررسی گردیده است.

بادبندهای کمانش ناپذیر به دلیل رفتار لرزه ای بهتر، امکان پذیر بودن اجرا و جا دادن آسان آن، برای ساختمانهای فولادی بلند مرتبه جدید و هم برای بهینه سازی رفتار لرزه ای ساختمانهای موجود چشم انداز مناسبی را نشان می دهند.

علیرغم اینکه تحمل و انتقال بار در بادبند کمانش ناپذیر، توسط هسته صورت می گیرد، طراحی پوسته BRB ها نیز نقش بسیار اساسی داشته و باید شرایط سختی و مقاومت به طور توأم در آن منظور شوند. زیرا آنها هستند که مانع کمانش هسته خواهند بود.

تاکنون در اکثر طراحی های مربوط به پوسته های بادبند های کمانش ناپذیر از قطعات بتنی، ملات و گاهی نیز از فولاد استفاده شده است که رایج ترین آنها بتن و بتن آرمه می باشد. معمولاً بتنی که مانع کمانش هسته می باشد، خود در داخل قوطی فولادی که غلاف گفته میشود ریخته میشود. قوطی فوق هم به عنوان قالب و هم به عنوان عامل نگهدارنده پوسته محسوب گردیده و در اکثر محاسبات بادبندهای کمانش ناپذیر، بتن مذکور به همراه غلاف بیرونی به عنوان پوسته به حساب می آید.

سنگینی پوسته بتنی به همراه غلاف آن، آماده کردن قالب، مشکلات بتن ریزی، مدت زمان لازم برای نگهداری و

مراقبت از بتن در سنین اولیه، مشکلات حمل و نقل به علت سنگینی قطعات فوق و مشکلات عدیده اجرایی دیگر سبب پژوهش حاضر گردید. در این پژوهش به جای پوسته بتن آرمه به همراه غلاف مربوط به خود، از پوسته پلی اتیلنی استفاده میگردد و نیازی به غلاف فولادی نیست.

سبکی، اقتصادی بودن، امکان نصب سریع، کاهش مشکلات اجرا، عدم نیاز به قالب بندی لازم، صرفه جویی در زمان به علت عدم نیاز به دوران مراقبت از بتن، امکان تقویت آسان و اقتصادی و سریع سازه های فولادی ساخته شده قبل از تغییر آیین نامه زلزله، از مزایای این نوآوری محسوب می شود.

۴- مصالح مورد آزمایش

۴-۱- فولاد

در این پژوهش از ورق های فولادی از نوع ST-37 هم به عنوان مصالح هسته و هم برای ورق های انتهائی استفاده می گردد.

۴-۲- پلی اتیلن (PE)

پلی اتیلن ها از اتیلن پلیمریزه ساخته شده و به دو گروه عمده تقسیم می شوند. گروه اول در زیر فشار شدید به نام HDPE و گروه دیگر در زیر فشار متوسط به نام LDPE به عمل می آیند. پلی اتیلن یکی از رایجترین مواد ترموپلاستیک با خواص فیزیکی و شیمیایی مناسب و با قیمت ارزان میباشد [۱۳].

پلی اتیلن وزن مخصوص پایینی در حدود ۰.۹۱ تا ۰.۹۶ تن بر متر مکعب داشته، کریستالین بوده و مقاومت فشاری خوبی حتی در دماهای زیر صفر دارد. پلی اتیلن از نوع HDPE، ماده سفت و سختی بوده و ضریب اصطکاک و مقاومت سایشی پایینی دارد. رنگ آن سفید و یا بدون رنگ است. پلی اتیلن آب جذب نمی کند و در دماهای ۱۲۰

درجه سانتی گراد بالای صفر و ۱۰۰ درجه سانتی گراد زیر صفر قابلیت کاربرد دارد. جدول (۱) مشخصات فیزیکی پلی اتیلن (HDPE) را نشان می دهد.

جدول (۱): مشخصات فیزیکی پلی اتیلن [۱۳و۱۴]

مقدار	واحد	خاصیت
32	MPa	مقاومت کششی
25	MPa	مقاومت خمشی
32	MPa	مقاومت فشاری با تغییر شکل ۱۰ درصد
120	°C	حد اکثر دمای قابل استفاده
-100	°C	حداقل دمای قابل استفاده
23	MPa	مقاومت برشی
1379	MPa	مدول الاستیسیته در خمش
941	Kg/m ³	وزن مخصوص
1.25×10 ⁻⁴	1/°F	ضریب انبساط خطی
130	°C	دمای تغییر شکل

روی قطعات مختلفی از بادبند‌های با هسته فولادی و پوسته با جنس های پلی اتیلنی انجام گردید که در ادامه به نحوه و انجام آزمایش ها و نتایج بدست آمده اشاره می شود.

آزمایش ها با جکی به قدرت ۱۵۰ تن و با تمهیدات و دقت تمام انجام و برای مشخص کردن تغییر طول نمونه ها از تغییر طول سنج به دقت یک صدم میلی متر استفاده گردیده و بار وارد بر نمونه ها به صورت تدریجی اعمال می شد. ورق های پلی اتیلنی از نوع HDPE تهیه گردیده و هسته انتخاب شده در همه نمونه ها از ورق فولادی با حد تسلیم اسمی ۲۴۰ مگا پاسکال، به ضخامت یک، عرض ۱۰، طول ۹۸ سانتی متر و سطح مقطع هسته بادبند ۱۰ سانتی متر مربع بوده و لذا مقاومت کششی قطعه مزبور حدود ۲۴۰ کیلو نیوتن خواهد بود.

هسته فولادی از دو انتها به دو ورق انتهائی به ابعاد 12×12×1cm جوش شده و به منظور جلوگیری از کماتش موضعی در محل های اتصال از دو سخت کننده به ضخامت یک، به طول ۱۰ و عرض ۵ سانتی متر استفاده گردید. طول کلی قطعه مورد آزمایش به همراه ورق های انتهائی ۱۰۰ سانتی متر می باشد.

پوسته پلی اتیلن به عرض ۱۰۰ و به ضخامت ۴۵ میلی متر و به طول ۸۵ سانتی متر و مدول الاستیسیته آن برابر با ۱۳۷۹ مگا پاسکال اندازه گیری گردید.

ضریب لاغری هسته که در همه آزمایش ها یکسان است، حول محور کماتش برابر با ۳۳۹ بوده و بر مبنای ضریب کماتش K=1 محاسبه گردیده است.

هدف پژوهش حاضر، اثبات بکارگیری ورق های پلی اتیلنی در بادبند‌های کماتش ناپذیر میباشد و لذا، تمامی نمونه ها فقط تحت بار فشاری (تا حد تسلیم) آزمایش گردیدند. در واقع اگر مقاومت فشاری نمونه های محصور شده با ورق های پلی اتیلنی برابر با 240kN یعنی برابر با

پلی اتیلن با دستگاههای برش فولاد و چوب قابل ماشینکاری بوده و نیازی به خنک کاری در حین ماشینکاری ندارد. چسباندن پلی اتیلن بسیار مشکل و لوازم خاصی برای اینکار لازم است. این ماده با اکثر روش های جوشکاری قابل اتصال بوده و در مقایسه با دیگر مواد مشابه، پلی اتیلن نسبتاً ارزان میباشد.

۵- آزمایش های انجام شده

به منظور پژوهش در عملکرد بادبند‌های کماتش ناپذیر با پوسته های پلی اتیلنی و مقایسه آن با بادبند های معمولی، آزمایش هایی در آزمایشگاه دانشکده فنی دانشگاه تبریز



واضح تری دیده می‌شوند. نتایج آزمایش‌ها پس از تشریح روند آنها در جدول (۲) آمده است.



مقاومت تسلیم کششی هسته و یا بیشتر باشد عملکرد ورق‌های مذکور اثبات می‌گردد.

اولین آزمایش (نمونه A1) مربوط به هسته فولادی، یعنی قطعه بدون پوسته می‌باشد که در شکل (۵) به صورت

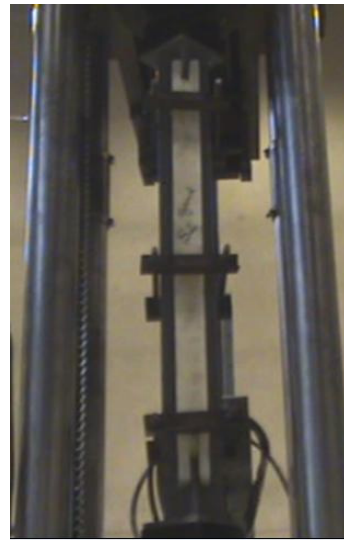


شکل (۵): نمونه A1، بادبند یا هسته تحت آزمایش فشار محوری (قبل و بعد از کماتش)

شده چندین هدف وجود داشت که یکی از آنها (و مهمترین آنها) اثبات امکان بکارگیری مواد پلی اتیلنی به عنوان پوسته بادبندهای کماتش ناپذیر بوده و دومین هدف اساسی، تعیین و یا تخمین ابعاد و اندازه پوسته می باشد. برای این منظور در بادبندهای مورد آزمایش نه تنها از ماده پلی اتیلن استفاده شد بلکه ممان اینرسی آن نیز در آزمایش‌های مختلف تغییر داده شد تا سختی پوسته‌ها (EI) نیز بررسی و مطالعه گردد.

پس از آزمایش اول که به بادبند بدون پوسته مربوط میشد، آزمایش‌های بعدی به نمونه‌های پوسته دار مربوط بوده و در شکل‌های (۶) و (۷) دیده می‌شوند.

در آزمایش‌های بعدی که به بادبند‌های پوسته دار مربوط می‌شود، ابعاد پوسته باید طوری باشد که در برابر کماتش هسته مقاومت نماید. اگر ابعاد پوسته، مخصوصاً سطح مقطع آن بیش از اندازه لازم باشد اقتصادی نخواهد بود. اگر چه از محاسبات و فرمول‌های قبلی می‌توان برای ابعاد پوسته مقطعی را حدس زد، ولی در عمل و آزمایش نتایج دقیقتری می‌توان استنباط نموده و از طرفی در محاسبات مذکور غلاف اطراف پوسته نیز مطرح است (در بادبند‌های کماتش ناپذیر رایج، از پوسته بتنی با غلاف فولادی استفاده میشود)، در حالیکه در این روش ابداعی نیازی به غلاف فولادی نیست. لذا در آزمایش‌های انجام



شکل (۶): بادبند با پوسته پلی اتیلنی با محور قوی ، قبل و بعد از کمانش (نمونه S2)



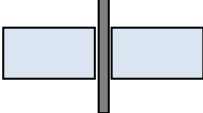


شکل (۷): بادبند با پوسته پلی اتیلنی با محور ضعیف، قبل و بعد از کمانش (نمونه S1)

ناپذیر نمی باشد لذا جهت ورق های مذکور تغییر و حول محور قوی آزمایش گردیدند که در این مرحله جواب مورد نظر یعنی بار فشاری برابر با 254KN حاصل شد که از مقاومت کششی هسته بیشتر میباشد و بدین ترتیب قطعه ساخته شده حالت بادبند کمانش ناپذیر به خود گرفت. در جدول (۲) نتایج آزمایش ها درج شده است.

در دومین سری از آزمایش ها از ورق پلی اتیلن در حول محور ضعیف استفاده گردید بطوریکه عرض پلی اتیلن با عرض هسته یکسان و برابر با ۱۰ سانتی متر بود ولی مقاومت فشاری تحمل شده توسط این BRB ساخته شده برابر با 149KN بدست آمد که از مقاومت کششی هسته یعنی 247KN کمتر است. و چنین استنتاج گردید که سختی پوسته انتخاب شده جوابگوی حالت بادبند کمانش

جدول (۲): نتایج آزمایش ها

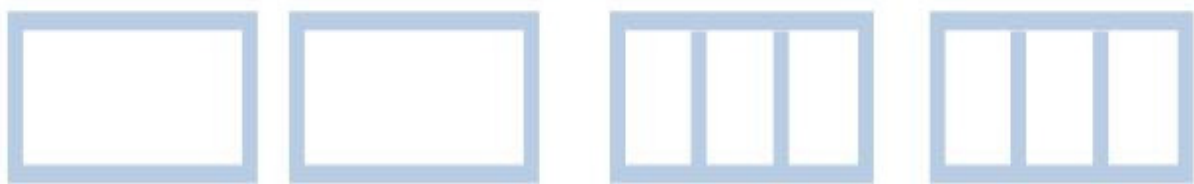
نوع نمونه	بادبند بدون پوسته	بادبند با پوسته پلی اتیلن با محور ضعیف	بادبند با پوسته پلی اتیلن با محور قوی
نام نمونه	A1	S1	S2
شکل ظاهری مقطع نمونه			
سطح مقطع هسته (mm ²)	1000	1000	1000
ابعاد پوسته (mm×mm)	-----	100×45	100×45
سطح مقطع هر طرف پوسته (mm ²)	-----	4500	4500
مدول الاستیسیته هسته (MPa)	200000	200000	200000
مدول الاستیسیته پوسته (MPa)	-----	1379	1379
سختی هسته حول محور ضعیف (EI) (kNm ²)	1.667	1.667	1.667
سختی محاسباتی پوسته (EI) (kNm ²)	-----	12.9	50.7
حداکثر بار کششی هسته در حد تسلیم (kN)	247	247	247
حداکثر بار فشاری وارد بر قطعه (kN)	91	149	254
حد اکثر تغییر طول نمونه در جهت قائم (mm)	8.62	1.45	1.26
نوع کمانش و یا تسلیم	کمانش هسته	کمانش کلی	تسلیم هسته
وجود حالت کمانش ناپذیر (ضد کمانش)	-----	-----	✓

اینکه ورق های مذکور در این حالت عامل صد در صد مانع کماتش نیستند ولی توان باربری فشاری بادبند را به مقدار قابل توجهی (حدود ۶۰ در صد) افزایش داده و سبب استهلاک انرژی می گردند.

اما برای جلوگیری از کماتش کلی قطعه BRB، باید سختی خمشی پوسته یعنی حاصل ضرب ممان اینرسی و مدول الاستیسیته (EI) به اندازه ای باشد که نیروی فشاری قابل تحمل توسط بادبند، حداقل به اندازه نیروی کششی باشد. مدول الاستیسیته HDPE برابر با ۱۳۷۹ مگاپاسکال و مقدار آن در این آزمایش ها ثابت می باشد. پس برای افزایش سختی پوسته، بایستی ممان اینرسی آن افزایش یابد. به همین دلیل جهت ورق ها در نمونه های S2 عوض شده و حول محور قوی آزمایش گردیدند. در این حالت بدون تغییر سطح مقطع و وزن ورق ها، ممان اینرسی آنها افزایش یافت.

با بکاربردن ورق های مذکور با سختی کافی می توان کماتش بادبندها را محدود نموده و غلاف فولادی و ملات یا بتن داخل آن را حذف نمود. کفایت سختی ورق ها و ممان اینرسی لازم به ضریب لاغری و مدول الاستیسیته بستگی دارد.

برای افزایش ممان اینرسی و کاهش وزن و نهایتا اقتصادی نمودن پوسته های پلی اتیلنی، می توان از مقاطع دیگری مانند مقاطع شکل (۸) استفاده نمود.



شکل (۸): مقاطع پیشنهادی برای پوسته های پلی اتیلنی در بادبندهای کماتش ناپذیر

عملیات دیگر غلاف فولادی زمان و هزینه بسیار بالایی لازم دارد. و لذا در یک دید کلی، مواد HDPE در مقایسه با BRB های معمولی اقتصادی و سریع الاجرا می باشند [۱۶ و ۱۵].

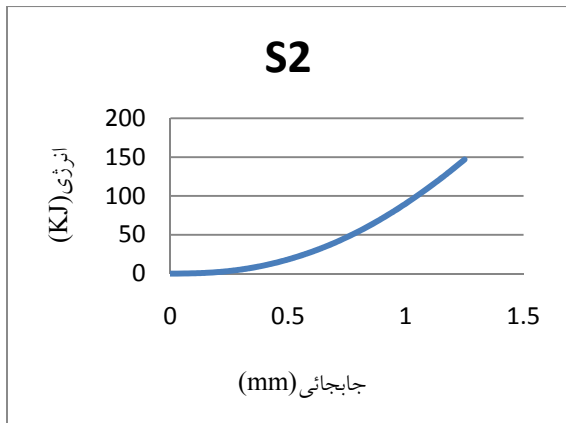
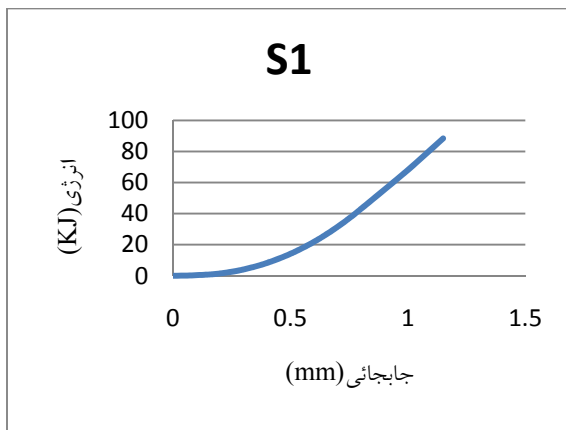
براساس فلسفه بادبندهای کماتش ناپذیر، ابعاد، اندازه ها و مشخصات پوسته بادبند کماتش ناپذیر باید طوری باشد که بادبند تا بار متناظر با مقاومت کششی تسلیم هسته، کماتش نکند. دو نوع کماتش برای قطعه مورد نظر متصور است یکی کماتش کلی بادبند (به همراه هسته و پوسته) و دیگری کماتش موضعی.

کوماتش موضعی معمولا در دو انتهای بادبند و در محل بین انتهای پوسته و ورق های انتهائی یعنی قسمت projection روی می دهد. در آزمایش های انجام شده، برای جلوگیری از کماتش موضعی، از ورق های سخت کننده استفاده شد که این امر در بادبند های معمولی نیز اجرا می گردد. در ضمن در هیچیک از نمونه های مورد آزمایش، هیچگونه کماتش موضعی مشاهده نگردید.

نمونه A1 که شامل فقط هسته فولادی بود به صورت کلی کماتش کرده و حداکثر بار وارد بر آن 91KN بود. نمونه S1 که شامل ورق های پلی اتیلنی بودند نیز به صورت کلی کماتش نمودند. در نمونه فوق ورق های الحاقی حول محور ضعیف نصب شده بودند. نمونه S1 حد اکثر بار 149 KN را که از مقاومت کششی بادبند کمتر بود تحمل نمودند لذا نمونه های فوق حالت بادبند کماتش ناپذیری ندارند. ولی بار تحمل شده توسط آن از مقاومت فشاری هسته بادبند یعنی 91KN بیشتر می باشد یعنی با

آماده نمودن و نصب ورق های HDPE زمان بر نبوده و تخصص یا مهارت نصب زیادی نمی طلبد در حالیکه آماده سازی، اختلاط، قالب بندی، بتن ریزی و نگهداری بتنی و همچنین آماده سازی و جوشکاری و





شکل (۱۰): دیاگرام های انرژی-جابجائی در نمونه های مورد آزمایش

مندرج در بند ۱۶ و پیوست های R و T آیین نامه (2005) AISC نیز رعایت گردد [۱۷, ۱۸].

به علت جدید بودن مقوله بادبندهای کمانش ناپذیر که از سال ۲۰۰۱ پیشنهادات ارزنده ای در آیین نامه مذکور ارائه و از سال ۲۰۰۵ مقرراتی برای اجرا و همچنین طراحی بادبندهای کمانش ناپذیر مطرح گردیده است روابط طراحی کاملی هنوز ارائه نشده و بعضا به انجام آزمایش موکول گردیده است [۱۸].

بادبندها هم در معرض بارهای کششی و هم بارهای فشاری بوده و حداکثر بار بادبند های کمانش ناپذیر، برابر با بار کششی قابل تحمل توسط هسته بادبند می باشد لذا در محاسبه این بادبندها، حداکثر بار طراحی همان بار کششی هسته بادبند بوده و برای این منظور به

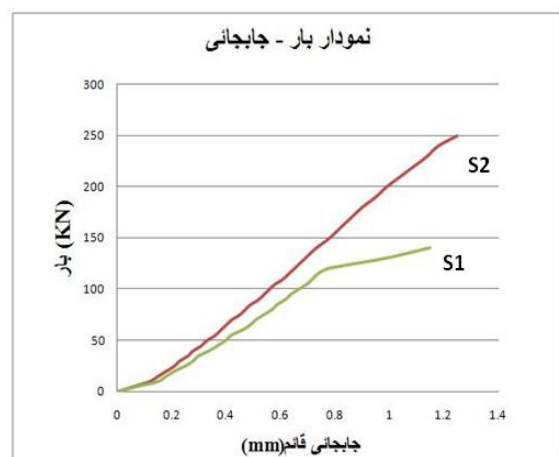
دیاگرام های نیرو- تغییر مکان و همچنین انرژی- تغییر مکان در هر ۲ نمونه در دیاگرام های (۱) و (۲) آمده است. دیاگرام های نیرو- تغییر طول، نشان میدهند که ظرفیت جذب انرژی در نمونه پلی اتیلنی با محور قوی به علت داشتن سختی بیشتر، نسبت به نمونه دیگر بیشتر است. سطح زیر دیاگرام ها موید این مطلب است.

برای محاسبه ظرفیت کمانش الاستیک BRB ساخته شده با مواد پلی اتیلنی می توان همانند ظرفیت کمانش الاستیک BRB مرکب از بتن و غلاف فولادی استفاده نمود. البته در این حالت سختی هسته فولادی و سختی پوسته پلی اتیلنی در تحمل و انتقال بار سهیم خواهند بود.

در حالت کلی می توان رابطه (۱۰) را برای محاسبه ظرفیت کمانش الاستیک مذکور پیشنهاد نمود.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{l^2} \{E_s I_s + E_p I_p\} \quad (10)$$

در اینجا $E_s I_s$ سختی خمشی بادبند و $E_p I_p$ سختی خمشی ورق های پلی اتیلنی است. این رابطه شبیه رابطه (۹) می باشد که برای غلاف فولادی و پوسته بتنی قبلا اثبات شده بود. در اینجا نیز مثل بادبندهای کمانش ناپذیر معمولی بایستی الزامات



شکل (۹): دیاگرام های نیرو - تغییر مکان در نمونه های مورد آزمایش

جای N_{cr} در رابطه (۱۰) می توان بارکششی بادنبد در حالت تسلیم را مطابق رابطه (۱۱) جایگزین نمود.

$$N_y = \frac{\pi^2}{l^2} \{E_s I_s + E_p I_p\} \quad (11)$$

بدیهی است در مرحله تسلیم بادنبد، سختی قسمت فولادی بادنبد برابر صفر فرض می گردد و در این صورت سختی لازم برای پوسته پلی اتیلنی قابل محاسبه می گردد.

$$E_p I_p = \frac{N_y l^2}{\pi^2} \quad (12)$$

در رابطه فوق تاثیر سخت شوندهگی کرنشی چرخه ای منظور نشده است. اگر فرض شود که سخت شوندهگی فوق، مقاومت فشاری بادنبد را به اندازه ۳۰ درصد افزایش دهد و ضریب مقاومت برابر با ۰.۸۵ در نظر گرفته شود رابطه (۱۳) حاصل خواهد شد [۱۸].

$$E_p I_p = \frac{N_y l^2}{\pi^2} \times \frac{1.30}{0.85} \quad (13)$$

و بالاخره رابطه طراحی به صورت رابطه (۱۴) در می آید.

$$E_p I_p = 1.5 \frac{N_y l^2}{\pi^2} \quad (14)$$

استفاده از رابطه اخیر، سختی خمشی لازم برای ورقهای پلی اتیلنی برابر خواهد بود با:

$$E_p I_p = 27 \text{ kN.m}^2$$

سختی خمشی برای نمونه S_1 که ورقها حول محور ضعیف قرار داده شده است برابر با 12.9 kN.m^2 می باشد که از مقدار سختی لازم کمتر بوده و به همین علت حالت کمانش ناپذیری ندارد. مقدار سختی خمشی برای نمونه S_2 که ورقها حول محور قوی قرار داده شده

برابر با 50.7 kN.m^2 و بزرگتر از سختی لازم می باشد و به همین علت حالت مانع کمانش به خود گرفته است.

تاثیر تکیه گاه های جانبی، مشخصات و فواصل آنها در پژوهش های بعدی می تواند مورد بررسی قرار گیرد.

۷- نتیجه گیری و پیشنهادات

- می توان از پوسته و یا ورق های پلی اتیلنی به عنوان پوسته بادنبد های کمانش ناپذیر استفاده کرد. برای این منظور باید سختی پوسته یعنی EI کافی باشد. کفایت سختی به لاغری عضو بادنبد بستگی دارد.
- می توان از ورق های پلی اتیلنی به عنوان افزایشنده مقاومت فشاری بادنبد ها استفاده کرد.
- دیگرام های نیرو- تغییر طول، نشان می دهند که ظرفیت جذب انرژی در نمونه با محور قوی به علت داشتن سختی زیاد، نسبت به نمونه های بعدی بیشتر است.
- سختی پوسته های بادنبد های کمانش ناپذیر، بویژه ممان اینرسی آنها نقش تعیین کننده ای در تحمل بار فشاری وارده دارند. لذا می توان به جای استفاده از ورق های با مقطع مستطیلی از مقاطعی توخالی استفاده نمود تا علاوه بر کاهش وزن، ممان اینرسی آنها افزایش یابد.
- بادنبد های کمانش ناپذیر با پوسته پلی اتیلنی با سختی کافی، نسبت به بادنبد های کمانش ناپذیر با پوسته بتنی و غلاف فولادی، سبک، اقتصادی تر، سهل الاجرا بوده و در مدت زمان کمتری قابل نصب می باشند.
- این روش برای تقویت بادنبد های موجود روش بهینه ای بوده و مشکلاتی مانند بتن ریزی، قالب بندی، مراقبت و نگهداری در زمان سخت شدن بتن را ندارند.

10. Ravi Kumar G, Satish Kumar S.R, Kalyanaraman V. Behaviour of frames with Non-Buckling bracings under earthquake loading. *Journal of Constructional Steel Research* 63 (2007) 254-262
11. Sabelli R, Mahin S, Chang C. Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling restrained braces. *Engineering Structures* 25 (2003) 655-666
12. Young K. Ju, Myeong-Han Kim, Jinkoo Kim, Sang-Dae Kim. Component tests of buckling-restrained braces with unconstrained length. *Engineering structures* 31 (2009) 507-516
13. Vasile C and Pascu M. *Practical Guide to Polyethylene*. 2005
14. James L. White, David D. Choi. *Polyolefines – Processing, Structure Development, and properties*. First edition, 2004
15. اختراع تحت عنوان "بادبندهای بدون کمانش با پوسته های پلی اتیلنی و پلی آمیدی" به شماره ثبت 58943 مورخه ۱۳۸۸/۲/۱۵ توسط محمد باقر مهدیزاده و یوسف زندی.
16. Mahdizadeh, Mohammad Bagher, Investigation of Buckling Restrained Braces with Precast Elements, Ph.D. thesis, Karadeniz Technical university, Turkey, 2010.
17. American Institute of Steel Construction (AISC) / Structural Engineers Association of California (SEAOC). (2001). Recommended Provisions for Buckling Restrained Braced Frames" October 2001. Revised July, 2003.
18. American Institute of Steel Construction (AISC). (2005). "ANSI/AISC 341-05, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Including Supplement No. 1 dated November 16, 2005".
19. Bozorgnia, Bertero, *Earthquake Engineering Handbook*, Chapter 16, Steel Buckling Restrained Braced Frames, 2005.
1. Qiang Xie. State of the art of buckling-restrained braces in Asia. *Journal of Constructional Steel Research* 61 (2005) 727-748
۲. محمد قاسم وتر، علیرضا رضائیان "رفتار لرزه ای، تحلیل و طراحی قابهای با مهاربندی هم مرکز شکل پذیر بر اساس نتایج آزمایشگاهی" نشریه علمی-پژوهشی سازه و فولاد، سال چهارم-بهار ۱۳۸۷
3. Frederick F, Tajirian, Ian D. Aiken, Isao Kimura. Application of Buckling- Restrained Braces in the United States. 8th World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures Yerevan, Armenia, October 6-10, 2003
4. Oguz, C; Celik, Michel Bruneau. Seismic behavior of bidirectional-resistant ductile end diaphragms with buckling restrained braces in straight steel bridges. *Engineering Structures* 31 (2009) 380-393
5. Asgarian B, Shokrgozar HR. BRBF response modification factor. *Journal of Constructional Steel Research* 65 (2009) 290-298
6. Di Sarno L, Elnashai AS. Bracing systems for seismic retrofitting of steel frames. *Journal of Constructional Steel Research* 65 (2009) 452-465
7. Aydina E, M.H. Boduroglu. Optimal placement of steel diagonal braces for upgrading the seismic capacity of existing structures and its comparison with optimal dampers. *Journal of Constructional Steel Research* 64 (2008) 72-86
8. Shawn Kiggins, Chia-Ming Uang. Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames as a dual system. *Engineering Structures* 28 (2006) 1525-1532
9. Hyunhoon Choi, Jinkoo Kim. Energy-based seismic design of buckling-restrained braced frames using hysteretic energy spectrum. *Engineering Structures* 28 (2006) 304-311



مدل سازی تحلیلی به منظور ارزیابی آسیب پذیری پل های مرکب فولادی - بتنی با مطالعه موردی

علیرضا قاری قرآن^۱، فرهاد دانشجو^۲، رضا اکبری^۳

(دریافت: ۸۸/۱/۱۵، پذیرش: ۸۸/۶/۱۸)

چکیده

آسیب پذیری لرزه‌ای پل نمونه تیر دال با تیرهای فولادی و عرشه بتنی در این مقاله مورد بررسی تحلیلی قرار می‌گیرد. طی این تحقیق، ابتدا برنامه بازرسی دقیقی از کلیه اعضا و اجزای عادی و بحرانی این پل صورت گرفته و نواقص موجود مشخص شدند. با توجه به هدف این مطالعه که بررسی آسیب پذیری پل مذکور می‌باشد، آزمایشات سونداژ شناسایی و آزمون‌های مقاومت مصالح بر روی برخی از اعضا صورت گرفته و بررسی مرحله کمی آسیب پذیری این پل با مدل‌سازی پل آغاز گردید و با توجه به اطلاعات حاصل شده برای مشخصات مصالح و محل احداث پل، مدل تحلیلی مناسبی از پل تهیه شد. با توجه به اینکه عرشه پل مذکور بصورت دال بتنی درجا با تیرهای فولادی بصورت مرکب ساخته شده است، برای افزایش قابلیت اعتماد به مدل عددی این پل، دو نوع نحوه مدل‌سازی مورد نظر قرار گرفته است. در مدل اول، اعضای عرشه توسط المان‌های قابی و در مدل دوم توسط المان‌های پوسته‌ای مدل‌سازی شدند و برای تدقیق مرحله بعدی مطالعات، نتایج تحلیل مودال این دو مدل مقایسه گردید. تلاش شده است تا مدل‌سازی واقع گرایانه‌ای برای درزهای انبساط از نوع "تعدالی" واقع در وسط دهانه‌ها و تکیه‌گاه‌های فلزی خاص این پل انجام گیرد و تاثیر آنها در پاسخ لرزه‌ای پل مذکور مورد بررسی قرار گیرد. نسبت‌های ظرفیت به تقاضا برای اجزا و اعضای این پل محاسبه شدند. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که این پل در وضعیت موجود از درجه آسیب پذیری لرزه‌ای پایینی برخوردار است.

کلمات کلیدی

پل های مرکب فولادی-بتنی، آسیب پذیری لرزه‌ای، مدل‌سازی اجزای محدود.

Seismic Vulnerability Assessment of Steel-Concrete Composite Bridges by Analytical Modeling with Case Study

A. Gharighoran, F. Daneshjoo, Reza Akbari

Abstract

The seismic vulnerability of a steel-concrete composite slab-on-girder bridge has been assessed in this paper. Firstly, quantity assessment of the bridge has been done and through an in-depth inspection program, all the defects were detected. Then, based on the purposes of this study, appropriate Finite Element (FE) model has been created and the vulnerability assessment of the bridge has been carried out. In between the above mentioned phases, some destructive and non-destructive tests were carried out in order to find the mechanical properties of the materials as-well-as the characteristics of the surrounding soils. It has been tried to use a rational modeling for the expansion joints of "balanced type" as-well-as for the special steel bearings of the bridge. Two different FE models, with different levels of accuracy and different element types, have been used to increase the reliability of the models and the FE models of the bridge has been updated in a procedure with comparing the modal results of the above mentioned models. Finally, the seismic vulnerability of the bridge has been assessed through the standard procedure of seismic spectral analysis of the bridge. Capacity-demand ratios for all the bridge components and elements have been calculated. The results showed that the bridge have adequate seismic performance against Iranian seismic code (standard 2800). It was found that the bridge has a low level of seismic vulnerability. The study showed that the bridge still enjoyed relatively appropriate strength reserve and proper dynamic performance, despite some minor cracks and steel corrosion, suffering from carbonation and poor maintenance.

Kerwords

Steel-Concrete Composite Bridges, Seismic vulnerability, Finite Element Modeling.

۱. دکترای مهندسی عمران - سازه، دانشگاه اصفهان گروه حمل و نقل ریلی، gharighoran@yahoo.com (نویسنده مسئول)

۲. استاد مهندسی عمران - سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس، danesh_f@modares.ac.ir

۳. استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات اصفهان، اصفهان، ایران rakbari@ut.ac.ir



زلزله در هر سال باعث بروز خسارت در سازه‌های مهندسی عمران می‌شود و پل‌ها نیز مستثنی نیستند. تجربیات حاصل از زلزله‌های گذشته که در گزارشات علمی، مقالات بیشمار ارائه شده در همایش‌های بین‌المللی و نیز مقالات ارائه شده در مجلات متعدد منتشر شده و با سرعت قابل توجهی رو به افزایش است، نشان داده است که پل‌های ساخته شده بر اساس آیین‌نامه‌های قدیمی بالاخص از ناحیه زیر سازه و فونداسیون‌ها در برابر زلزله آسیب پذیرند. بعنوان نمونه، در برخی از این موارد بدلیل فرو افتادن عرشه از روی تکیه‌گاه یا گسیختگی موضعی مهارکننده‌های تکیه‌گاهی، کل سازه پل بدلیل تخریب روسازه از روی اعضای تکیه‌گاهی خود فرو می‌ریزد. همچنین مشاهده شده است که علاوه بر دو مولفه افقی تحریک زمین، مولفه قائم شتاب زمین نیز در این تخریب‌ها مشارکت داشته است. تحقیقات آزمایشگاهی و تحلیلی بیشماری انجام شده است تا بتوان برای جلوگیری از ایجاد خسارت و شکست در اعضا و اجزای پل‌ها در برابر زلزله چاره‌ای اندیشید. بعنوان مثال برای جلوگیری از افتادن عرشه از روی تکیه‌گاه معمولاً از روش‌های متعددی منجمله مهار کننده‌های تکیه‌گاهی استفاده می‌شود. گسیختگی برشی، خمشی و ضعف در آرماتور گذاری در پایه‌های با شکل‌پذیری ناکافی بدلیل محصور شدگی ضعیف هسته بتنی و جزئیات اجرایی ضعیف آرماتور طولی و عرضی نیز در پل‌های بتنی بسیاری مشاهده شده است [۱].

در حقیقت، وقایع لرزه‌ای گذشته حاوی درس‌ها و اطلاعات بسیار مهمی بوده‌اند که نباید از آنها صرف‌نظر کرد و همواره باید از آنها در توسعه دستورالعملها و آیین‌نامه‌های لرزه‌ای استفاده نمود. در سال ۱۹۷۱، زلزله سان-فرناندو باعث بروز خسارت قابل توجهی شد و وجود کاستی‌های بسیاری زیادی را در آیین‌نامه‌های طراحی آشکار نمود. بدنبال زلزله لوماپری‌یتا در اکتبر ۱۹۸۹،

تخریب چشمگیر روگذر خیابان Cypress در اکلند و تخریب پل‌های غیر همسطح روگذر متعددی در نواحی خلیج سانفرانسیسکو، وجود ضعف در اتصالات تیر سرستون، فقدان شکل‌پذیری در تیرها و ستون‌ها و مقاومت ضعیف در برابر بارهای طولی و عرضی را کاملاً نمایان ساخت. بازرسی‌های پس از زلزله، وجود ترک‌های برشی و فروپاشی بتن بخصوص در اتصالات زانویی در سرستون‌های پل‌های دره‌ای متعددی را آشکار نمود [۲]. وقایع دهه گذشته همچون زلزله نورث‌ریچ در ژانویه ۱۹۹۴ و کوبه در ژانویه ۱۹۹۵، مجدداً تأکیدی بر وجود این نقایص بود. بطور خاص، گسیختگی برشی در بسیاری از پایه‌های پل‌ها دیده شد که بر موضوع تامین آرماتور عرضی با جزئیات مناسب برای دستیابی به مقاومت برشی کافی تأکید داشت. تغییرات زیادی در آیین‌نامه‌ها و دستورالعملهای طراحی صورت گرفت که هنوز در مراحل توسعه قرار داشته و برای رفع این نقایص برنامه‌های تحقیقاتی وسیع با هزینه‌های زیادی شکل گرفت.

با این مقدمه، ضرورت بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های کشور بر هیچکس پوشیده نیست. پل‌های ساخته شده در دهه‌های گذشته در کشور و یا پل‌های احداث شده بر مبنای آیین‌نامه‌های قدیمی در کشورهای لرزه‌خیز از جمله ایران، توان و مقاومت لازم برای تحمل زلزله‌های متوسط تا قوی را ندارند. این ضعف و کمبود از دو مطلب مهم ناشی می‌شود: اول این که نقشه‌های پهنه‌بندی لرزه‌ای روزبه‌روز در حال اصلاح بوده و دوم در زمان طراحی این پل‌ها آیین‌نامه‌های بارگذاری در حد پیشرفته امروزی نبوده‌اند و لذا الزامات ضروری خصوصاً برای مقاومت در مقابل زلزله کامل نبوده است. از اینرو مقاوم‌سازی پل‌هایی که در دهه‌های گذشته احداث گردیده‌اند از ضروری‌ترین مسائل مقاوم‌سازی در نقاط زلزله‌خیز کشور به شمار می‌رود.

بدنبال یک برنامه بازرسی دقیق از اعضا و اجزای یک پل نمونه از پل‌های نسبتاً قدیمی واقع در شهر اصفهان، آسیب



پذیری لرزه‌ای این پل موسوم به "پل فلزی" در این مقاله مورد بررسی قرار می‌گیرد. برنامه بررسی رفتار این پل با توجه به قدمت پل و قرارگیری آن در محور شریانی شمال به جنوب مرکز شهر از اولویت بالایی برخوردار بوده است.

۲- توصیف و معرفی پل مورد مطالعه

بر اساس بازرسی‌های دقیق میدانی و مطالعات اولیه صورت گرفته در مرحله شناخت وضعیت موجود از پل مورد بررسی (فاز مطالعات کیفی)، به طور خلاصه می‌توان مشخصات پل فلزی واقع در شهر اصفهان را به صورت زیر توصیف نمود. پل فلزی یکی از مجموعه پل‌های شهری در محدوده مرکزی شهر اصفهان است که ارتباط بین شمال و جنوب رودخانه زاینده رود را برقرار می‌سازند. این پل، یک پل تیر- دال با شاهتیرهای پیش ساخته فولادی و دال بتنی درجا و ترکیبی از دهانه‌های ساده و یکسره و تکیه‌گاههای ساده می‌باشد که زمان ساخت آن به سال ۱۳۳۶ هجری شمسی بر می‌گردد. به این ترتیب بیش از نیم قرن از عمر این سازه می‌گذرد [۱]. پایه‌های این پل از دیوار بتن مسلح ساخته شده است. همانگونه که در شکل (۱) مشاهده می‌شود، این پل دارای ۵ دهانه بوده که ابعاد هر دهانه در این شکل مشخص شده است. عرشه پل از ۴ شاهتیر پیش ساخته فولادی تشکیل شده که شکل و ابعاد آن‌ها در شکل (۲) نشان داده شده است. در روی تکیه‌گاه‌ها و وسط دهانه‌ها مقطع نشان داده شده در شکل (۲) بوسیله ورق‌هایی به ضخامت ۱۰ میلیمتر تقویت شده است. علاوه بر این، یک دال بتنی روی عرشه به ضخامت ۲۰ سانتی متر قرار دارد. در مورد

آرایش دقیق آرماتورهای تعبیه شده در دال بتنی این پل، اطلاعات کاملی در دسترس نیست. تنها اطلاعاتی که موجود است، نتایج آزمایش‌های کششی بر روی تعدادی از این آرماتورهاست که بیانگر آرماتور از نوع AII می‌باشد [۳]. البته در بازرسی‌های انجام شده در برخی نواحی که پوشش بتن روی آرماتورها از بین رفته است، وجود آرماتور با قطر ۱۶ میلیمتر و فاصله ۳۰۰ میلی متر در جهت طولی و عرضی قابل مشاهده شده است. عرض تابلیه با احتساب پیاده‌روها ۱۶/۸ متر بوده و پل دارای ۴ خط عبوری می‌باشد.

این پل در طول خود دارای شش درز حرکتی بوده که در ابتدا و انتهای پل و در دهانه‌های دوم و چهارم قرار دارند. محل درزها در شکل (۱) مشخص شده است. درزهای واقع در دهانه‌های میانی از نوع "تعدادلی" و دارای جزئیات ویژه‌ای هستند که در شکل (۳) قابل مشاهده است. اتصال بین شاهتیرها در محل این درزها از طریق بالشتک‌های الاستومری از جنس نئوپرن با ابعاد نشان داده شده در شکل (۳) برقرار شده است. پایه‌های این پل به صورت دیوارهای بتن مسلح هستند. ابعاد و شکل این دیوارها در شکل (۴) نشان داده شده است. تکیه‌گاه‌های عرشه بر روی دیوارها شامل دو نوع جزئیات متفاوت است که در شکل (۵) مشاهده می‌شود. اجزای باربر فولادی به صورت نوردشده یا تیوروق و با اتصالات پرچی می‌باشند. فولاد از نوع ST-52 طبق استاندارد آلمان است. بتن کوله‌ها، فونداسیون و دال عرشه نیز دارای مقاومت فشاری ۲۸ روزه معادل ۲۸۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌باشد [۳].



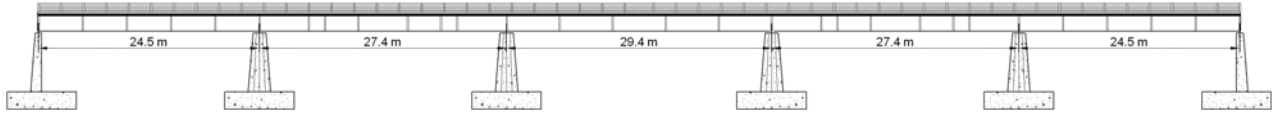
ج. تصویر ماهواره‌ای پل



ب. نمای غربی پل



الف. نمای شرقی پل



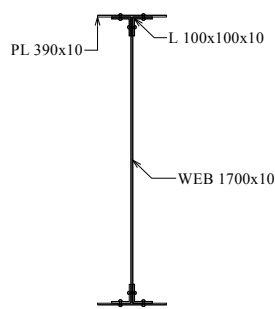
Longitudinal View



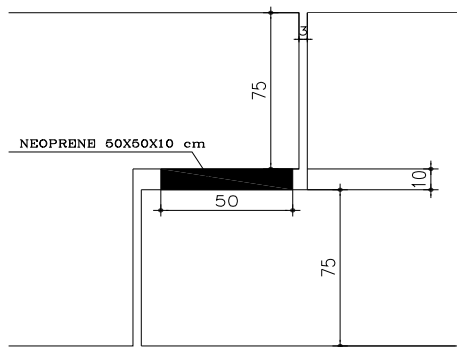
Plan View

د. نمای طولی و پلان پل مورد مطالعه

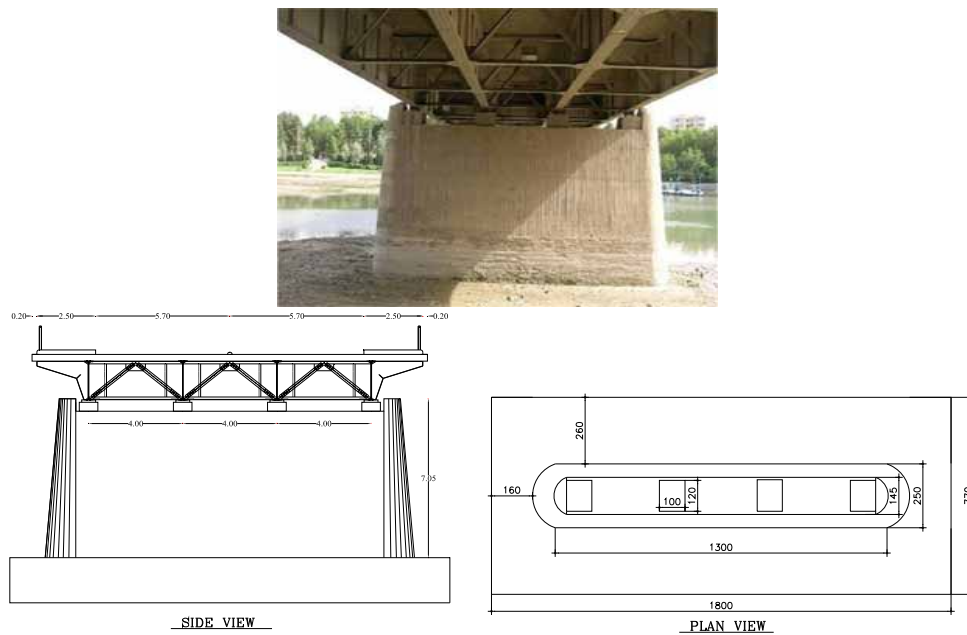
شکل (۱): جزئیات پل مورد مطالعه



شکل (۲): شکل و ابعاد شاهتیرهای پل مورد مطالعه و دیافراگم‌های جانبی عرشه



شکل (۳): شکل و ابعاد درزهای انبساط "تعدالی" در دهانه‌های میانی (ابعاد به سانتیمتر)



شکل (۴): پایه‌های دیواری شکل و نحوه استقرار عرشه بر روی آن‌ها (ابعاد به متر).



شکل (۵): تکیه‌گاه‌های پل فلزی؛ سمت راست تکیه‌گاه نوع ۱، سمت چپ تکیه‌گاه نوع ۲.

۳- ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای پل مورد مطالعه

ضوابط فصل سوم دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای پل‌های بزرگراهی-FHWA [۲] تحت عنوان ارزیابی تفصیلی پل‌های موجود در بررسی رفتار این پل مدنظر قرار گرفته است. از آنجا که پل مورد بررسی بر روی یک مسیر حیاتی واقع شده است و فاقد مسیر جایگزین بوده و هزینه ساخت و اجرای مجدد آن قابل توجه می باشد، درجه اهمیت "حیاتی" برای این پل پیشنهاد گردید. البته از آنجایی که دستورالعمل بکارگرفته شده جهت تحلیل آسیب‌پذیری پل مورد نظر، دستورالعمل FHWA [۲] می-باشد و فلسفه تحلیل در این دستورالعمل استفاده از روش ظرفیت به تقاضای اجزا است، مفاهیمی که در فلسفه طراحی مبتنی بر سطوح عملکرد مورد استفاده قرار می-گیرند در این دستورالعمل جایگاهی ندارند. لذا تنها یک

سطح خطر که بر اساس ۱۰ درصد احتمال رویداد زلزله در ۵۰ سال که معادل ۴۷۵ سال است برای تحلیل مدنظر قرار گرفته است (بر اساس آیین‌نامه طراحی پلها در برابر زلزله) [۱۱].

مطابق دستورالعمل FHWA [۲]، معمول‌ترین روش ارزیابی تفصیلی عملکرد لرزه‌ای، استفاده از تحلیل مودال ارتجاعی و تخمین ظرفیت باربری و مقاومت اجزا می-باشد. در این روش لازم است تا نسبت C/D برای اعضا و اجزای پل به طور منفرد محاسبه گردد. مقدار نسبت کوچکتر از ۱ نشان دهنده نیاز به بهسازی است. در روش ارزیابی بر اساس نسبت ظرفیت به تقاضا، تقاضای لرزه‌ای از یک تحلیل طیفی ارتجاعی محاسبه می‌گردد. ظرفیت اجزا نیز بر اساس مقاومت قابل انتظار اجزا و یا بر اساس تغییرمکان آنها محاسبه می‌شود. فرض می‌شود که

تغییر مکان‌های ارتجاعی و غیر ارتجاعی برای یک زلزله مشخص بزرگی یکسانی دارند. لذا مقادیر واقعی تقاضای لنگر برابر با تقاضای لنگر ارتجاعی تقسیم بر شاخص شکل‌پذیری است. در نتیجه، نسبت C/D در حالت ارتجاعی با یک ضریب (همان شاخص شکل‌پذیری) افزایش داده می‌شود [۲].

انتخاب روش تحلیل پل وابسته به منظمی یا نامنظمی یا به عبارتی تعداد دهانه‌ها و توزیع وزن و سختی آن می‌باشد. با توجه به عدم وجود اختلاف سختی پایه‌های متوالی پل مورد مطالعه و عدم وجود قوس در پلان و ارتفاع، این پل منظم تلقی می‌گردد. در دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌های طراحی متداول نظیر آشتو [۵]، اساساً چهار روش جهت تحلیل ارتجاعی پل‌ها پیشنهاد شده است. این روش‌ها شامل: روش بار یکنواخت، روش طیفی تک مودی، روش طیفی چند مودی و روش تحلیل تاریخچه زمانی است. مطابق ضوابط دستورالعمل آشتو، در مناطق با لرزه‌خیزی بسیار بالا و برای پل‌های نامنظم، استفاده از روش طیفی چند مودی الزامی است. با این وجود، به جهت هدف مورد نظر که ارزیابی پل می‌باشد، در پل تحت مطالعه نیز از همین روش استفاده شده است. استفاده از برنامه‌های رایانه‌ای به منظور این تحلیل چندان پیچیده نیست اما نیازمند درک مفهومی اصول دینامیک سازه‌ها است. اصول مدل‌سازی صحیح یک سیستم پل جهت انجام این تحلیل با مدل‌سازی انجام گرفته جهت تحلیل‌های ایستایی متفاوت است. علت این تفاوت هم آثار اینرسی است که باید در یک تحلیل دینامیکی لحاظ گردد.

مطابق دستورالعمل FHWA [۲]، پاسخ ارتجاعی پل در برابر طیف ارتجاعی زمین‌لرزه، باید به طور مستقل برای دو راستای متعامد طولی و جانبی پل لحاظ گردد. با این وجود، مطابق توصیه آیین‌نامه طراحی پلها در برابر زلزله [۱۱]، بار قائم زلزله نیز در تحلیل این پل در نظر گرفته شده است. نیروها و جابجایی‌های ارتجاعی را باید در راستای دو محور متعامد پل محاسبه نمود. همچنین

مطابق ضوابط آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای پل‌ها باید همواره این نیروها و تغییر مکانها با در نظر گرفتن ترکیب‌های بارگذاری زلزله در یک راستا و در صدی از بار جهت متعامد محاسبه شود (قانون ۱۰۰-۳۰).

نیروهای به دست آمده از یک تحلیل ارتجاعی تنها زمانی به واقعیت نزدیک است که جزء مورد نظر به تسلیم نرسد و رفتار غیرخطی از خود نشان ندهد. این برای عرشه پل‌ها چندان دور از انتظار نیست. اما در مورد ستون‌ها و پایه‌های پل‌ها، مقادیر تقاضای به دست آمده از تحلیل الاستیک جهت لحاظ نمودن مود خرابی و شکل‌پذیری قابل انتظار ستون باید اصلاح گردد.

۴- مبانی و اصول مدل‌سازی پل‌ها به منظور ارزیابی آسیب‌پذیری

در پل‌ها نیز مانند سایر انواع سازه‌ها روش‌های متفاوتی برای شبیه‌سازی عددی وجود دارد. در طی هر فرآیند مدل‌سازی، همواره از مجموعه فرضیات ساده‌کننده‌ای استفاده می‌شود که بسته به هدف مدل‌سازی، این فرضیات نیز متفاوتند. همواره چه در مرحله مدل‌سازی و چه پس از آن یعنی فازهای تحلیل و بررسی نتایج باید توجه داشت که رایانه که امروزه یک وسیله انجام شبیه‌سازی به شمار می‌رود، تنها یک ابزار است و برای نیل به نتیجه صحیح و نزدیک به واقعیت باید قضاوت مهندسی نیز مدنظر قرار گیرد. عوامل بسیاری را می‌توان در تعیین پارامترهای مدل‌سازی سهیم دانست. این عوامل باید جنبه‌هایی چون پیچیدگی سازه تحت بررسی، انواع بارهای وارده و مقصود نهایی تحلیل را مورد نظر قرار دهند. تفاوت مدل‌سازی و تحلیل بین دو مقوله طرح پل‌های جدید و ارزیابی آسیب‌پذیری پل‌های موجود در آن است که در طراحی پل‌های جدید، ابزار مدل‌سازی و تحلیل به منظور تعیین تقاضای لرزه‌ای برحسب نیروها و تغییر مکان‌های اعضا می‌باشد، این در حالی است که برای ارزیابی پل، تأکید روی کمی ساختن ظرفیت و مقاومت موجود اعضای سازه است. این دو مقوله در شکل (۶) از



هم تمیز داده شده‌اند [۶]. بر اساس پیچیدگی سازه مورد بررسی و طبیعت بارهای وارده، مدل مورد نظر می‌تواند ۲ یا ۳ بعدی باشد. برای شبیه‌سازی رفتار پل‌ها می‌توان مجموعه اجزا به شرح؛ (الف) - عرشه متشکل از دال و تیرهای باربر طولی و عرضی، کابل‌های پیش‌تندگی، درزهای انبساط، رویه آسفالتی، پیاده‌روها، جان‌پناه‌ها، پایه‌های روشنایی (ب) - پایه‌های میانی شامل ستون، تیر سرستون، پی، شمع و کلاهک شمع، (پ) - پایه‌های کناری شامل دیوارهای نگهدارنده، ستون پایه و پی، دیوارهای بالی شکل، مهارهای پایه در خاک و بالاخره (ت) - قطعات نشیمن‌گاهی نظیر نئوپرنها و احتمالاً جداگرهای لرزه‌ای را در مدل وارد نمود. گرچه، واضح است که مشارکت تمامی عوامل یادشده در یک مدل، سبب پیچیده‌شدن و غیرکاربردی شدن آن می‌گردد، لذا باید ابتدا اعضای اصلی که دارای بیشترین اهمیت هستند را مشخص و مدل نمود و سپس بسته به مورد، عوامل دیگر را نیز بدان افزود و مدل را تعمیم داد.

۵- روش‌های گوناگون مدل‌سازی سازه پل‌ها

در شکل (۷) سه نوع نحوه مدل‌سازی برای پل‌ها نمایش داده شده است. فرمول‌بندی مدل‌سازی در هر یک از این روش‌ها با هم متفاوت بوده به طوریکه در فرآیند گسسته-سازگی اجزای تشکیل‌دهنده سازه، سطوح متفاوتی ارائه می‌گردد.

الف- مدل‌های با پارامترهای متمرکز

در این مدل‌ها، ویژگی‌هایی نظیر جرم، سختی و میرایی در نقاطی گسسته متمرکز می‌شوند. این روش از ساده‌ترین فرمول‌بندی ریاضی برخوردار است و به مهارت و تجربه زیادی در خصوص شبیه‌سازی روابط بار- تغییرشکل اجزای ایده‌آل‌سازی شده برای بیان رفتار سازه نیاز دارد.

ب- مدل‌های اجزای سازه‌ای

این مدل‌ها بر اساس جزء سیستم‌های سازه‌ای بنا شده‌اند. در این مدل اعضا به هم متصل شده بطوریکه هندسه پل کامل شود. همچنین مشخصات پاسخ سازه بر حسب

روابط بار- تغییرشکل اعضا در هر جزء سازه یا جزء سیستم بیان می‌گردد.

ج- مدل‌های اجزای محدود

در این مدل، مجهولات مسأله شامل تغییر مکان‌های تعمیم‌یافته در درجات آزادی هستند که در گره‌های المان‌ها وجود دارد. دو مدل قبل برای بیان رفتار غیرخطی مادی و هندسی دارای مشکلاتی هستند، همچنین در صورت استفاده از تعداد المان‌های کافی (مش‌بندی بهینه) مدل اجزای محدود، رفتاری بسیار شبیه سازه واقعی ارائه خواهد داد. امروزه با به کارگیری نرم‌افزارهایی که بر اساس روش عناصر محدود ایجاد شده‌اند از این مدل‌ها برای بیان رفتارهای مختلف سازه‌ها و از جمله پل‌ها مانند رفتارهای پیچیده چرخه‌ای و یکنوا استفاده می‌شود و برای مقاصد مهمی نظیر طراحی و ارزیابی، نتایج تحلیل‌های انجام شده با این مدل‌ها مطمئن‌ترین نتایج خواهد بود.

۶- مدل‌سازی پل مورد مطالعه

۶-۱- مدل‌سازی عرشه پل

در این مطالعه برای تهیه مدل عددی از سازه پل و انجام تحلیل‌ها از نرم افزار SAP2000-v11 استفاده شده است.

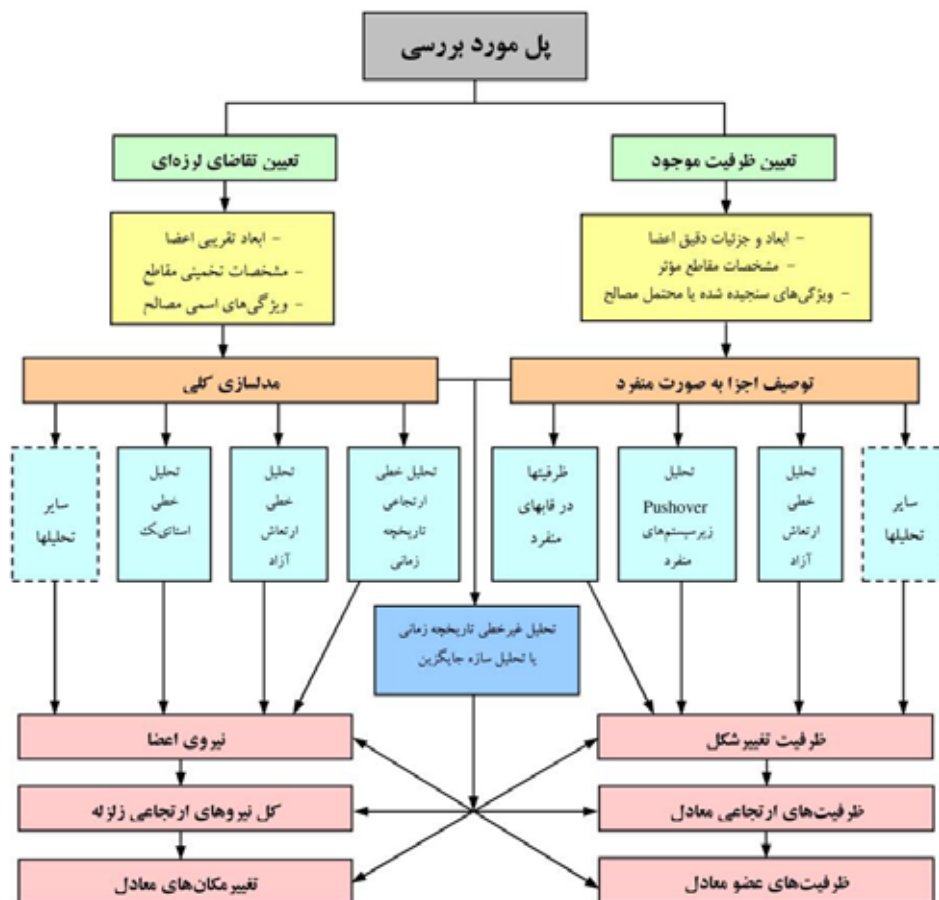
عرشه پل شامل دال بتنی، شاهتیرها و دیافراگم‌های عرضی به دو روش متفاوت مدل‌سازی شدند. در روش اول دال بتنی عرشه و بال‌ها و جان شاهتیر توسط المان پوسته مدل‌سازی شدند. المان پوسته در نرم افزار SAP2000 یک المان ۳ یا ۴ گره‌ای است که قابلیت مدل‌سازی رفتار خمشی پوسته و رفتار غشایی را دارا می‌باشد. این المان در هر گره دارای ۶ درجه آزادی است. در این روش دال بتنی با استفاده از المان پوسته به ضخامت ۲۰ سانتیمتر مدل و برای مدل بال‌ها و جان شاهتیر فولادی هم در محل خود از همین المان استفاده شده است. دیافراگم‌های عرضی که باعث افزایش سختی جانبی عرشه می‌شوند و تقویت‌های بال و جان شاهتیر نیز با استفاده از المان‌های قاب در محل خود مدل‌سازی

شده‌اند. دستک‌های جانبی هم که دال‌های طره‌ای عرشه را مهار می‌کنند نیز با استفاده از المان پوسته در محل خود مدل سازی شده‌اند. در شکل (۸)، شمای کلی مدل ساخته شده به این روش نشان داده شده است.

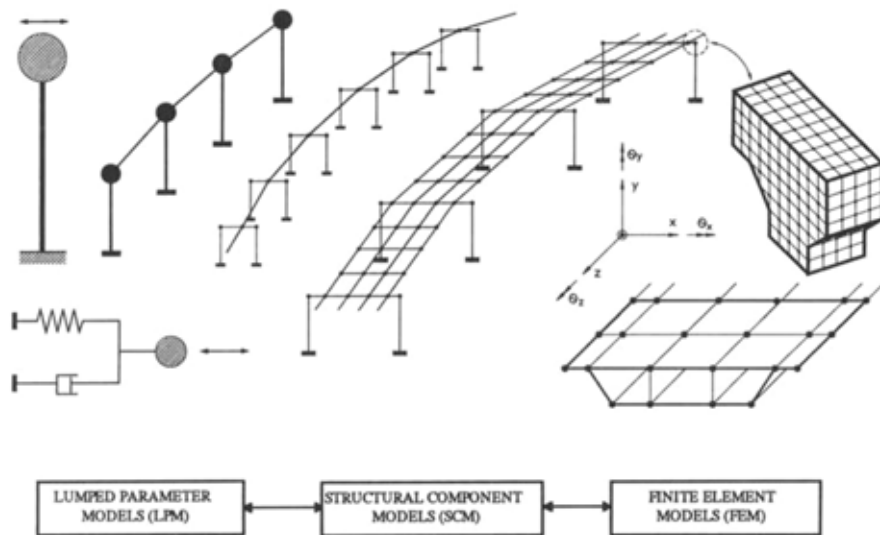
در روش دوم، عرشه با استفاده از المان قاب مدل گردید. در این روش شاهتیر فولادی به همراه عرض موثر دال بتنی توسط المان قاب مدل گردید. در محل دیافراگم-های عرضی به منظور در نظر گرفتن تاثیر این اعضا بر سختی عرشه، قیود مناسب تعریف گردیده است. مدل سازی عرشه با استفاده از المان‌های پوسته امکان بدست آوردن نتایج دقیق تری نسبت به استفاده از المان قاب

فراهم می‌آورد. با این وجود ممکن است انجام تحلیل با مشکلاتی مانند طولانی شدن زمان تحلیل و دشواری در استخراج نتایج روبرو شود. لازم به ذکر است به این علت که در نرم افزار SAP2000 تعریف خطوط عبور و ترسیم خط تاثیر نیروها تنها برای المان‌ها قاب امکان پذیر است، از فایلی که به روش دوم ساخته شده است تنها برای تحلیل پل تحت بارهای متحرک استفاده شده و سایر تحلیل‌ها به روش اول انجام گرفته است.

شکل (۹) نمای کلی از مدل ساخته شده به روش دوم را نمایش می‌دهد. در هر دو مدل، برای مدل‌سازی تکیه‌گاه‌ها و درزهای انبساط از المان‌های اتصال استفاده شده است.



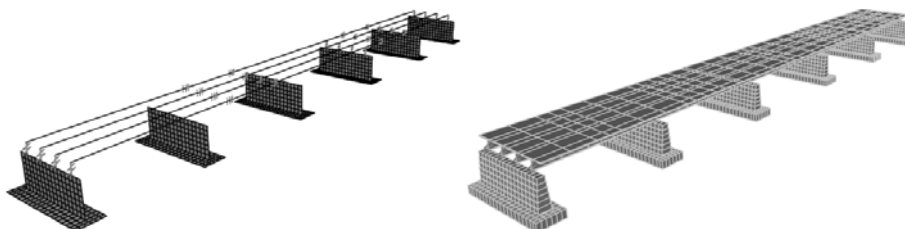
شکل (۶): روند تحلیل لرزه‌ای پل به منظور طراحی یا ارزیابی آسیب‌پذیری [۵]



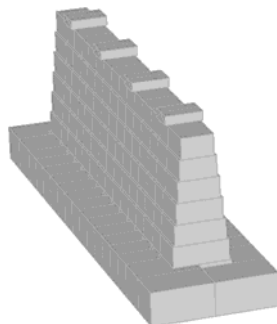
شکل (۷): انواع روش‌های مدل‌سازی جهت تحلیل لرزه‌ای پل‌ها [۷]



شکل (۸): شکل کلی مدل سازه‌ای پل با استفاده از المان‌های SHELL



شکل (۹): شکل کلی مدل سازه‌ای پل با استفاده از المان‌های FRAME در دو حالت نمایش خطی و توپر



شکل (۱۰): شکل کلی مدل سازه‌ای دیوارها و فونداسیون و محل قرارگیری تکیه‌گاه‌ها

۶-۲- مدل‌سازی دیوارها و فونداسیون

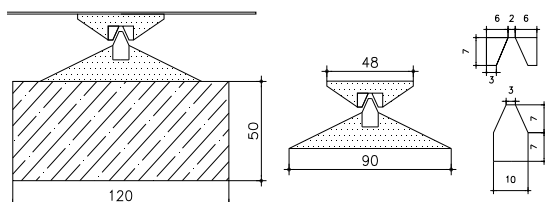
دیوارها بتنی با استفاده از المان‌های پوسته مدل‌سازی شدند. از آنجا که ضخامت دیوارها از پایین به بالا کاهش می‌یابد، از المان‌هایی با ضخامت متفاوت استفاده شده است. مدل‌سازی فونداسیون نیز با استفاده از المان پوسته انجام شده است. نمای کلی فونداسیون و دیوار در مدل اجزای محدود در شکل (۱۰) نشان داده شده است. از آنجا که به دلیل عدم دسترسی در کف رودخانه، از وجود یا عدم وجود شمع در زیر فونداسیون اطلاعی در دست نیست، فرض شده است که هیچ گونه شمعی در زیر فونداسیون وجود ندارد. واضح است فرضیه در نظر گرفته شده در مقابل آنکه شمع وجود داشته باشد، دارای نتایج محافظه کارانه می‌باشد. نحوه تاثیر خاک پشت کوله و خاک زیر پی در مدل‌سازی پل در ادامه ارائه خواهد شد.

۶-۳- مدل‌سازی تکیه‌گاه‌ها

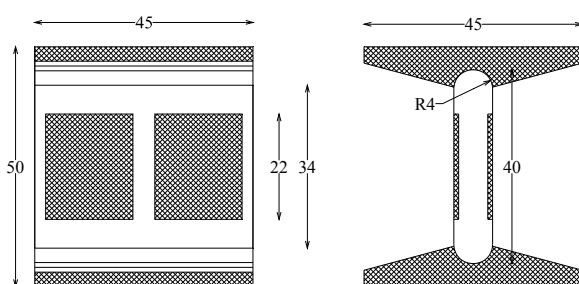
در پل مورد بررسی، همانگونه که در شکل (۵) نشان داده شد، دو نوع تکیه‌گاه وجود دارد که هر دو از نوع نشیمن فلزی هستند. تکیه‌گاه نوع ۱ از نوع گهواره‌ای است. ابعاد این نشیمن در شکل (۱۱) نشان داده شده است. این تکیه‌گاه را از نظر نوع قیود ایجاد شده در درجات آزادی مختلف می‌توان معادل یک تکیه‌گاه غلتکی دانست. این تکیه‌گاه به این جهت تعبیه شده که تغییر مکان‌های ناشی از تغییر درجه حرارت را در جهت طولی برای عرشه امکان پذیر سازد و از ایجاد تنش‌های محوری در عرشه جلوگیری نماید. این تکیه‌گاه در جهت عرضی آزادی انتقالی یا دورانی ندارد. واضح است در صورتی که تغییر مکان ایجاد شده در این تکیه‌گاه در جهت طولی زیاد شود، به علت نیروی قائمی که روی آن وجود دارد، ناپایداری ایجاد خواهد شد و عرشه از روی آن سقوط می‌کند. برای تعیین مقدار تغییر مکانی که باعث این ناپایداری می‌شود به انجام تحلیل غیرخطی با در نظر گرفتن اصطکاک بین قطعات فلزی نیاز است. با این وجود، در ادامه نشان داده خواهد شد که به علت اینکه تکیه‌گاه‌های مجاور در جهت طولی مقید هستند، تغییر

مکان این تکیه‌گاه چندان زیاد نیست. برای مدل‌سازی این تکیه‌گاه از المان فاصله Gap استفاده شده که همه درجات آزادی آن به غیر از دوران حول محور عرضی و تغییر مکان در جهت طولی مقید شده است.

تکیه‌گاه نوع ۲ از نوع مفصلی فلزی است. ابعاد این نشیمن در شکل (۱۲) نشان داده شده است. در محل این تکیه‌گاه تغییر مکان پل در راستای طولی مقید بوده لیکن دوران حول محور عرضی پل امکان پذیر است. این تکیه‌گاه در جهت عرضی امکان جابجایی یا دوران ندارد. برای مدل‌سازی این تکیه‌گاه نیز از همان المان فاصله Gap استفاده شده که همه درجات آزادی آن به غیر از دوران حول محور عرضی مقید شده است.



شکل (۱۱): ابعاد نشیمن فولادی نوع اول (ابعاد به سانتیمتر)



شکل (۱۲): ابعاد نشیمن فولادی نوع دوم (ابعاد به سانتیمتر)

۶-۴- مدل‌سازی درزهای انبساط

در پل مورد نظر، بجز درزهایی که در ابتدا و انتهای پل تعبیه شده است، مطابق آنچه در شکل (۱) دیده می‌شود، ۴ ردیف درز انبساط "تعدالی" در دهانه‌های دوم و چهارم قرار دارد. شکل کلی این درزها و ابعاد آنها در شکل (۳) نشان داده شده است. در جدول (۱) نیز مشخصات بالشتک‌های الاستومری بکار رفته در درزهای میانی این پل ارائه شده است.

رفتار بالشتک در جهت قائم را به صورت خطی و در جهت افقی به صورت خطی یا غیرخطی همراه با میرایی معادل تعریف نمود [۷]. رفتار غیرخطی معمولاً مربوط به انواعی از جداگرهای لاستیکی با هسته سربی است و در اینجا رفتار در هر سه جهت خطی تعریف می‌شود. برای جداگرهای پل مورد بررسی، مقادیر سختی (بر حسب N/mm) به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$k_h = \frac{GA}{h} = \frac{1 \times 500 \times 500}{100} = 2500 \text{ N/mm} \quad (۴)$$

$$S = \frac{A}{2h(L+W)} = \frac{500 \times 500}{200 \times (1000)} = 1.25 \quad (۵)$$

$$k_v = \frac{6GS^2 Ak}{(6GS^2 + k)h} = 23328 \text{ N/mm} \quad (۶)$$

نحوه مدل‌سازی درزهای میانی در شکل (۱۳) نشان داده شده است.

۶-۵- دیافراگم‌های جانبی

آنچنان که ذکر گردید، عرشه پل مورد بررسی از نوع مرکب از شاهتیرهای فولادی و دال بتنی مسلح می‌باشد که دیافراگم‌های عرضی وظیفه تأمین صلبیت روسازه را تحت بارهای جانبی بر عهده دارند. در تحلیل سازه فرض می‌شود که انتقال بار از طریق تک‌تک گره‌های موجود در روسازه به صورت مجزا صورت می‌پذیرد و هیچگونه قیدی برای منظور کردن اثر دیافراگم صلب برای آنها در نظر گرفته نشده است. دیافراگم‌های عرضی که به صورت خرپایی اجرا شده‌اند، در محل خود مدل‌سازی شده‌اند تا ظرفیت آنها برای انتقال بارهای جانبی کنترل شود. این دیافراگم‌ها همچنین به عنوان مهار جانبی برای بال پایین شاهتیر عمل می‌کنند.

۶-۶- مدل‌سازی آثار توأم خاک و سازه

آثار متقابل خاک و سازه، معمولاً موجب افزایش نسبت میرایی و همچنین زمان تناوب اصلی سازه می‌شود. افزایش میرایی باعث کاهش شتاب و تغییر مکان سازه می‌گردد، اما زمان تناوب ممکن است باعث افزایش یا کاهش

یک استوانه یا مکعب از جنس لاستیک را می‌توان به عنوان ساده‌ترین جداگر پل‌ها معرفی نمود. اما استفاده از لاستیک غیر مسلح به عنوان جدا ساز باعث افزایش انعطاف پذیری در جهت قائم و ناپایداری رفتار جانبی می‌گردد. استفاده از لایه‌های فولاد در بین لاستیک تا حدی این ایراد را برطرف می‌سازد و سیستم مناسبی به عنوان جداگر فراهم می‌سازد. رفتار این نوع جداگر به صورت خطی است و شکل و ابعاد آن بر اساس نیروی محوری موجود طراحی می‌شود.

جدول (۱): مشخصات جداگرهای بکار رفته در پل

طول	عرض	ضخامت	G (MPa)	k (MPa)
50 cm	50 cm	10 cm	1.0	2000

سختی این جداگرها در جهت افقی از رابطه زیر بدست می‌آید [۷].

$$k_h = \frac{GA}{h} \quad (۱)$$

که در آن G مدول الاستیسیته برشی لاستیک (بین ۰/۶۶ تا ۲/۰۷ مگا پاسکال)، A مساحت مقطع و h ضخامت بالشتک می‌باشد. سختی قائم این جداگرها بسیار بیشتر از سختی افقی آنهاست و از رابطه زیر تعیین می‌شود [۷]:

$$k_v = \frac{6GS^2 Ak}{(6GS^2 + k)h} \quad (۲)$$

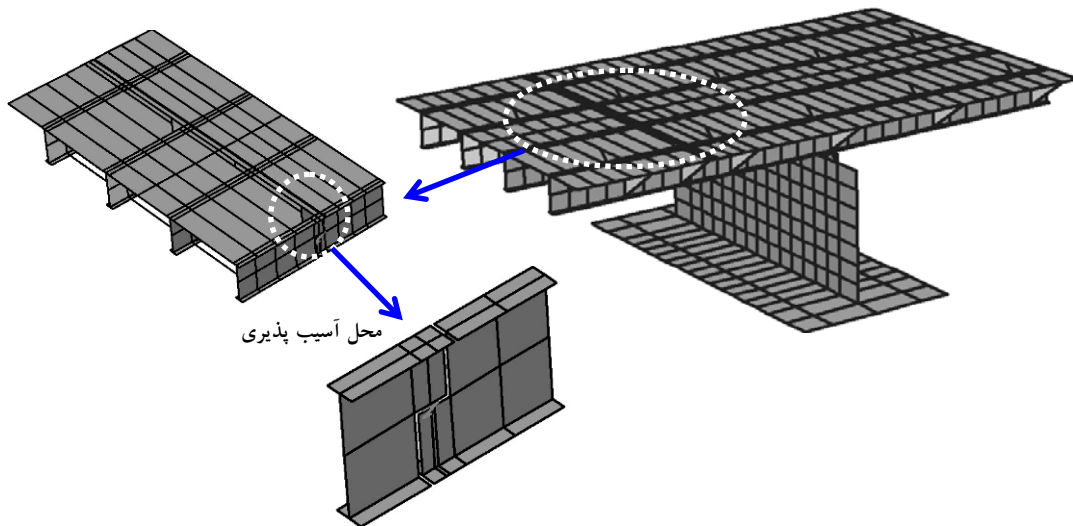
در رابطه (۲) k مدول حجمی لاستیک (معمولاً ۲۰۰۰ مگا پاسکال) و S ضریب شکل است که برای بالشتک‌های با مقطع مستطیلی به ابعاد $L \times W$ از رابطه زیر قابل حصول است [۷]:

$$S = \frac{A}{2h(L+W)} \quad (۳)$$

میرایی در این نوع جداگر تنها از طریق رفتار ویسکوز لاستیک حاصل می‌شود و مقدار آن برای انواع معمولی ۵ درصد و برای لاستیک‌های با میرایی زیاد، ۱۵ درصد می‌باشد [۷]. مدل سازی این نوع جداگر در نرم افزار SAP2000 با استفاده از المان NLLINK به نام Rubber Isolator امکان پذیر است. در این المان می‌توان

شتاب وارد بر سازه شود. معمولاً افزایش زمان تناوب موجب افزایش تغییر مکان نیز می‌گردد. در مواردی که افزایش زمان تناوب سازه به دلیل اندرکنش با خاک سبب تغییر شتاب‌ها و جابجایی‌های سازه گردد (مثلاً سازه‌های واقع بر روی خاک نرم یا نزدیک به گسل) اثرات اندرکنش خاک-سازه باید مدنظر قرار گیرد. مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه می‌تواند از طریق تعیین سختی مجزا برای هر پی و ضریب میرایی مؤثر برای مجموعه خاک و سازه انجام پذیرد. مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود، نیروهای حاصل از تحلیل مدل شامل آثار اندرکنش خاک-سازه نباید کوچکتر از ۰/۷۵ مقادیر آنها بدون در نظر گرفتن اندرکنش محسوب شوند.

قبل از ارزیابی پل مورد مطالعه لازم است تا اثرات سختی خاک پشت کوله و زیر پی در پاسخ لرزه‌ای پل مورد بررسی قرار داده شود. مطابق دستورالعمل FHWA [۲]، لازم است تا میزان تأثیر انعطاف‌پذیری کوله‌ها و فونداسیون در مدل اجزای محدود لحاظ گردد. با توجه به عدم وجود دستورالعمل مناسب برای منظور نمودن آثار متقابل میان خاک زیر فونداسیون و سازه‌ای که طی زلزله مرتعش می‌شود، با توجه به روابط ارائه شده در FEMA-356 که در مورد ساختمانها تهیه شده است، می‌توان از المان‌های فنر جهت لحاظ نمودن اثرات مذکور استفاده نمود [۹].



شکل (۱۳): مدل‌سازی درزهای انبساطی میانی

۶-۷- تعیین صلبیت نسبی فونداسیون و خاک

در این روش، مدل‌سازی رفتار غیرخطی خاک با در نظر گرفتن رابطه الاستو-پلاستیک معادل صورت می‌پذیرد. برای منظور نمودن اثر عدم اطمینان در تعیین مقدار پارامترهای معرف خاک در تحلیل و همچنین تغییر مقادیر پارامترها در حین زلزله، لازم است کرانه‌های بالا و پایینی برای سختی و مقاومت پی در نظر گرفته شود تا ارزیابی حساسیت پاسخ سازه به تغییرات پارامترهای تحلیل

امکان‌پذیر گردد. مطابق FEMA [۹] این کرانه‌ها برابر با ۲ و ۰/۵ برابر مقادیر سختی ارائه شده در روابط و جداول منظور می‌شود. بر اساس دستورالعمل FHWA [۲]، برای محاسبه سختی فونداسیون، ابتدا باید مدول برشی اولیه خاک (G_0) از رابطه (۷) محاسبه شود:

$$G_0 = \frac{\gamma V_s^2}{g} \quad (7)$$

در رابطه فوق γ وزن مخصوص خاک، V_s سرعت موج برشی در خاک در کرنش‌های کوچک، و g شتاب ثقل

حال با استفاده از اعداد موجود در جدول (۴-۲) از دستور العمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها، مقدار G را محاسبه می‌کنیم [۶].

$$G = 0.325 \times 620 = 201.5 \frac{kg}{cm^2} \quad (10)$$

با تعیین پارامتر مدول برشی خاک می‌توان مقادیر سختی فونداسیون را محاسبه نمود. خاک زیر فونداسیون اشباع فرض شده است.

$$K_{sv} = \frac{1.3G}{B(1-\nu)} = 0.68 \frac{kg}{cm^3} \quad (11)$$

به این ترتیب، ضریب فوق به المان‌های صفحه‌ای کوله و پی بصورت المان فنر خطی اختصاص داده شد و تحلیل‌ها انجام گردید. لازم به ذکر است همانگونه که قبلاً نیز در بخش (۶-۲) ذکر شد، در صورت وجود شمع در زیر فونداسیون سختی بدست آمده به روش فوق محافظه کارانه است.

۶-۸- بارگذاری

مطابق نشریه ۱۳۹ سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور [۱۰] لازم است بارهای دائمی وارده بر سازه در محاسبات منظور گردند. این بارها شامل اجزای باربر و غیر باربر پل و روسازی است. وزن اجزای باربر پل (شامل شاهتیرها، دال بتنی، دیافراگم‌های جانبی و پایه‌ها) در نرم افزار SAP2000 به صورت خودکار محاسبه می‌شود. وزن مخصوص مصالح مصرفی در پل بر اساس آیین نامهٔ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان محاسبه شده است. وزن اجزای غیر باربر پل (شامل نرده‌ها و پیاده‌روها) در محل خود اعمال شده‌اند. وزن پیاده رو در عرضی به میزان ۲/۵ متر در سمت چپ و راست عرشهٔ پل به صورت گسترده بر المان‌های پوسته اعمال گردید و وزن نرده‌ها به میزان ۱۵۰ kg/m^۳ به صورت خطی در لبهٔ دال‌ها در نظر گرفته شده است. با توجه به عمر طولانی این پل، ضخامت آسفالت روی پل برابر با ۱۵ سانتی‌متر فرض گردید و وزن آن به صورت سرباری به میزان ۳۳۰ kg/m^۳ به دال بتنی روی عرشه

می‌باشد. مدول برشی اولیه را می‌توان با استفاده از آزمایش‌های ژئوسایزیمیک و اندازه‌گیری سرعت موج برشی در کرنش‌های کوچک به دست آورد. در صورت عدم امکان انجام آزمایش، مدول برشی می‌تواند با تأیید متخصص ژئوتکنیک با توجه به رابطهٔ زیر یا روابط موجود دیگری که تأثیر پارامترهایی نظیر درجهٔ پیش-تحکیمی، تخلخل و نوع خاک را در نظر می‌گیرند محاسبه گردد:

$$G_0 = 4375[(N_1)_{60}]^{1/3} \sqrt{\sigma'_0} \quad (8)$$

که در آن G_0 مدول برشی اولیه (kPa)، $(N_1)_{60}$ مقاومت نفوذ استاندارد نرمالیزه شده در آزمایش SPT و σ'_0 تنش مؤثر در عمق مورد بررسی (kPa) می‌باشد.

مدول برشی خاک (G) که با افزایش کرنش کاهش می‌یابد، می‌تواند بر اساس شتاب حداکثر سطح زمین مطابق دستورالعمل بهسازی ساختمان‌های موجود برآورد شود [۶]. در کاربرد مقادیر جدول ذکر شده در این دستورالعمل به نکات زیر بایستی توجه شود:

- ۱- در صورتی که قبلاً مطالعات ژئوتکنیک در ساختگاه انجام و پارامترهای مزبور در این مطالعات برآورده شده باشد، باید از مقدار واقعی G استفاده شود.
 - ۲- برای مقادیر مربوط به شتاب حداکثر مؤثر بین مقادیر ارائه شده، می‌توان درون‌یابی خطی نمود.
- در خصوص پل مورد مطالعه در این تحقیق، با بررسی نتایج آزمایشات ژئوتکنیک مربوط به محدودهٔ مجاورت این پل، این نتیجه حاصل شد که خاک محل پل با خاک نوع IV معرفی شده در آیین نامه ۲۸۰۰ [۴] تطابق دارد. مطابق این آیین‌نامه از کران فوقانی سرعت موج برشی خاک نوع IV جهت محاسبات سختی پی استفاده شده است [۴]. بنابر این داریم $V_s = 175 \text{ m/s}$ و با استفاده از رابطه (۷) خواهیم داشت:

$$G_0 = \frac{\gamma V_s^2}{g} = \frac{2000 \times 175^2}{9.81} = 6.2E6 \frac{kg}{m^2} \quad (9)$$

اعمال گردید. با توجه به این که تاسیسات چندانی از پل عبور نمی‌کند، وزنی برای تاسیسات شهری در نظر گرفته نشده است. پل مورد مطالعه در این تحقیق، در هر جهت دارای دو خط عبور می‌باشد. بارهای موجود در نشریه ۱۳۹ [۱۰] شامل بارهای نوع اول، دوم و سوم به چهار خط عبور تعریف شده برای عبورگاه در محاسبات اختصاص داده شده است. بارهای لرزه‌ای برای این پل بر اساس آیین نامه بارگذاری پلها در برابر زلزله محاسبه و اعمال گردید [۱۱]. با توجه به این که پل در ناحیه شهری واقع شده است، در محاسبه جرم مرتعش در زمان زلزله علاوه بر بارهای دائمی، ۵۰ درصد بار زنده اعمالی نیز مدنظر قرار گرفته که البته این بار تنها شامل سربار 15 kN/m روی هر خط عبور می‌شود. در هنگام اثر زلزله به پای سازه، تغییر شکل جانبی سازه ترکیبی از اثر تمام شکل‌های مودی سازه می‌باشد، لیکن مودهایی که زمان تناوب طبیعی آنها با زمان تناوب ارتعاش زمین نزدیکتر باشند، بیشتر بر روی تغییر شکل سازه اثر می‌گذارند. برای هر مود ارتعاشی عمده با توجه به زمان تناوب، شکل مودی، توزیع جرم و طیف بازتاب می‌توان حداکثر پاسخ‌های سازه از قبیل تغییر مکان جانبی طبقات، شتاب طبقات، نیروها و لنگرهای واژگونی را محاسبه نمود. سپس باید نتایج بدست آمده برای مودهای مختلف ارتعاشی را با یکدیگر ترکیب نمود. اغلب مشارکت مودهای بالاتر (فرکانس بالاتر، زمان تناوب کمتر) نسبت به مودهای پایین‌تر ناچیز بوده و قابل اغماض می‌باشند. این موضوع به طور مفصل در تحقیق دیگری توسط نگارندگان این مقاله مورد بررسی قرار گرفته است [۹]. در لیکن گاهی اهمیت مودهای دوم، سوم و بالاتر ارتعاشی زیاد بوده و این مودها می‌توانند بر روی بازتاب مورد نظر تاثیر عمده بگذارند. اهمیت مشارکت هر مود ارتعاشی به ویژگی‌های سازه و ویژگی‌های طیف بازتاب بستگی دارد. در صورتی که در یک سازه با چند درجه آزادی، چند مود دارای اهمیت باشند باید روش مناسبی برای ترکیب اثرات مودها انتخاب نمود.

در آیین نامه بارگذاری پلها در برابر زلزله (نشریه ۲۳۵) [۱۱] ذکر شده که حداقل تعداد مودهای نوسان که باید در تحلیل مدنظر قرار گیرد سه برابر دهانه‌های پل است. با این وجود در این تحقیق، در تحلیل‌های انجام شده ۵۰ مود اول نوسان مدنظر قرار گرفته است. حداکثر بازتاب دینامیکی سازه از قبیل نیروهای داخلی اعضا، تغییر مکان‌ها، نیروها و عکس‌العمل پایه در هر مود را باید با روش‌های آماری شناخته شده، مانند روش جذر مجموع مربعات یا روش ترکیب مربعی کامل تعیین نمود. ترکیب اثرات حداکثر مودها در سازه‌های نامنظم و یا در مواردیکه زمان‌های تناوب دو یا چند مود سازه با یکدیگر نزدیک باشند باید صرفاً با روش‌هایی که اندرکنش مودهای ارتعاشی را در نظر می‌گیرد، مانند روش ترکیب مربعی کامل انجام شود. شایان ذکر است که آشتو نسخه ۲۰۰۴، CQC را برای جمع آثار مودهای نوسان را به منظور آنالیزهای طیفی پیشنهاد می‌کند که نسبت به SRSS به خصوص وقتی شکل مودها به هم شبیه و نزدیک باشد روش دقیق‌تری محسوب می‌گردد.

۶-۹- ترکیب‌های بارگذاری

در بند (۱-۴) نشریه ۱۳۹ [۱۰] احتمال همزمانی بارهای مختلف به صورت ترکیب‌های بارگذاری در شش گروه بیان شده است. از میان این شش گروه، گروه‌های ۱، ۲، ۵ و ۶ در اینجا کاربرد دارند. بارهای وارد به پل که در فایل محاسباتی وارد شده عبارتند از بار مرده (DL)، بار بهره برداری همراه با اثر ضربه (MOV1)، نیروی زلزله در جهت طولی (EX)، زلزله در جهت عرضی (EY)، و زلزله در جهت قائم (EZ) و بارگذاری ویژه (MOV2). در مورد بارهای بهره برداری و بار فوق العاده (تانک و تریلی تانک بر) باید بدترین حالت بارگذاری در نظر گرفته شود. به کمک خط تأثیر نیروها و لنگرها که توسط نرم افزار SAP2000 ترسیم می‌گردد، می‌توان حداکثر و حداقل نیروها را در هر مقطع بدست آورد. در جدول (۲) ضرایب بارهای فوق‌الذکر در هر ترکیب بار ارائه شده است. در این جدول منظور از DL بار دائمی، EX، EY، EZ به ترتیب



$$F_b = 0.55F_y = 2410 \quad (12)$$

با توجه به توضیحات مذکور، خلاصه محاسبات مربوط به محاسبه خواص مقطع کامپوزیت عرشه برای یک شاهتیر به صورتی است که در جدول (۳) نشان داده شده است. بر اساس این دستورالعمل، فرض می‌شود که نیروی برشی تماماً توسط جان شاهتیر فولادی تحمل شده و تنش مجاز برشی برابر است با $F_v = 0.33F_y = 1440$ ، بنابراین ظرفیت برشی مقطع برابر با ۲۴۶ تن می‌باشد.

۷-۲- تحلیل‌های اولیه در محدوده ارتجاعی

مقدار حداکثر تغییر شکل ایجاد شده در مدل‌های مورد بررسی در جدول (۴) خلاصه شده‌اند. مطابق بند ۸-۵-۱ نشریه ۱۳۹ [۱۰] حداکثر افتادگی دهانه تحت بارهای دائمی و بهره‌برداری در پل‌های شهری باید به $0/001$ طول دهانه محدود گردد. همان‌طور که مشاهده می‌شود تغییر مکان وسط دهانه در اغلب ترکیبات بار (حتی در بار دائمی) از مقدار حداکثر مجاز فراتر می‌رود. زیاد بودن تغییر مکان در دهانه‌های دوم و چهارم بیشتر به علت کم بودن سختی قائم‌نویزها است. با این وجود در سایر دهانه‌ها نیز تغییر مکان از حداکثر مجاز بیشتر است. در جدول (۵) پیوند نوسان و سهم مشارکت جرم نشان داده شده است. با در نظر گرفتن ۵۰ مود، بیش از ۹۰ درصد جرم در جهت طولی و عرضی فعال می‌شود. شکل‌های مودی منتخب و متناظر در دو مدل اجزای محدود قابی و پوسته‌ای برای عرشه پل در شکل (۱۵) نشان داده شده است. انطباق بسیار خوبی بین نتایج دو مدل مشاهده می‌شود.

۷-۳- تغییر مکان‌های ناشی از بار زلزله

تحقیقات انجام نشان می‌دهد تغییر مکان‌های واقعی سازه پل‌ها طی زلزله تقریباً ۴ تا ۶ برابر جابجایی‌های ارتجاعی است. اگر به صورت تقریبی بتوان گفت که تغییر مکان غیرارتجاعی طی زلزله R برابر این مقدار است می‌توان بیان کرد که مسأله جابجایی طی زلزله در این محدوده مشکل‌ساز نیست. در مورد پل مورد بررسی، جابجایی‌های

بار زلزله در جهت طولی، عرضی و قائم، MOV1 نیروهای حاصل از تحلیل خط اثر بارهای بهره‌برداری و MOV2 نیز نیروهای حاصل از تحلیل خط اثر بارهای فوق‌العاده می‌باشد.

۷-۷- تعیین ظرفیت اجزای سازه

۷-۱- تعیین ظرفیت عرشه‌های مرکب

ارزیابی ظرفیت عرشه مرکب بر اساس دستورالعمل طراحی پل‌های فولادی، نشریه ۳۹۵ [۱۲]، انجام شده است. بر اساس این دستورالعمل، برای طراحی عرشه‌های مرکب می‌بایست از مفهوم مقطع تبدیل یافته استفاده نمود. جنس مقطع تبدیل یافته بر اساس خواص فولاد تعیین می‌شود. برای تبدیل مقطع، عرض دال بتنی بر n (نسبت ضریب الاستیسیته فولاد به بتن) تقسیم می‌شود. این ضریب بر اساس مقاومت مشخصه بتن محاسبه می‌شود. برای بتن با مقاومت ۲۸۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع این دستورالعمل مقدار ۸ را پیشنهاد می‌کند و برای منظور کردن اثر خزش تحت بارهای دائمی ضریب n ، سه برابر می‌شود. در ناحیه لنگر مثبت، اگر تار خنثی زیر بال شاهتیر قرار گیرد، دال بتنی در فشار عمل می‌کند. در این حالت ظرفیت مقطع در بارهای دائمی با سایر بارها متفاوت است. در حالتی که مقطع لنگر منفی تحمل می‌کند، بر اساس این دستورالعمل از بتن ناحیه کششی صرف‌نظر شده و در عوض آرماتورهای دال بتنی در مقاومت مقطع سهم می‌شوند.

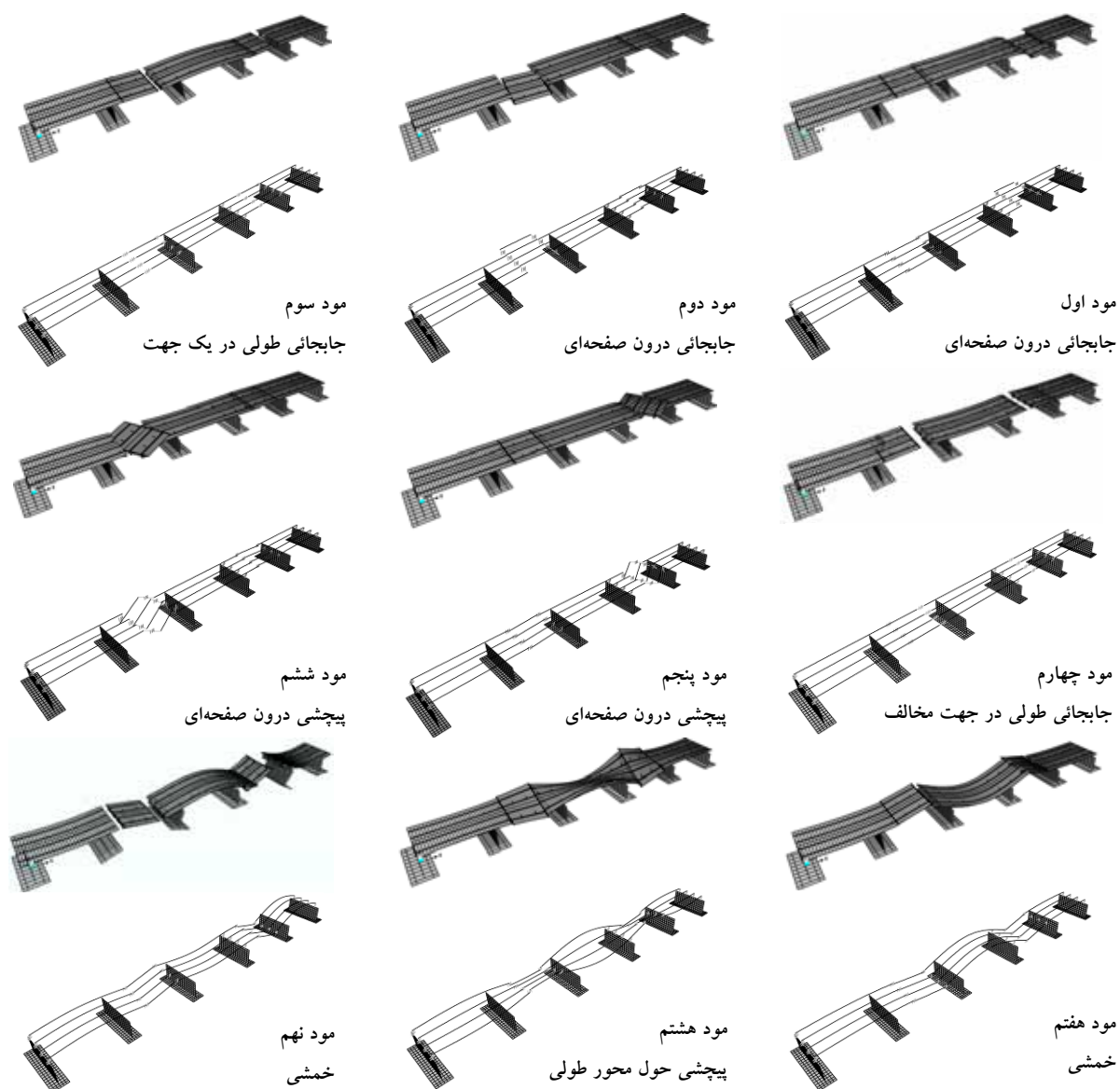
عرض موثر دال بتنی که به صورت مرکب با شاهتیر عمل می‌کند برابر با کمترین مقدار؛ (۱) یک چهارم دهانه محور به محور تیر، (۲) فاصله مرکز به مرکز تیر، (۳) ۱۲ برابر ضخامت حداقل دال و (۴) فاصله تا لبه آزاد بتن خواهد بود. بر این اساس در همه حالات عرض موثر دال بتنی ۱۲ برابر ضخامت دال (۲۴۰ سانتیمتر) است و تفاوتی بین شاهتیر کناری و میانی وجود ندارد. لازم به ذکر است از آنجا که در اینجا هدف بررسی یک مقطع موجود می‌باشد، بحث اجرای با و یا بدون شمع بندی مطرح نیست. تنش مجاز فولاد در کشش برابر است با:

ناشی از زلزله چندان زیاد نیست. تنها در قسمتی از عرشه که بین دو درز انبساط و بر روی نئوپرن قرار گرفته است،

تغییر مکان زیاد می شود.

جدول (۲): ترکیبات بار مورد استفاده در ارزیابی پل مورد بررسی

EZ	EY	EX	MOV2 _{MAX}	MOV2 _{MIN}	MOV1 _{MAX}	MOV1 _{MIN}	DL	COMBO
0	0	0	0	0	0	0	1	G1
0	0	0	0	0	0	1	1	G2-1
0	0	0	0	0	1	0	1	G2-2
0.3	0.3	1	0	0	0	0	1	G5-1
0.3	0.3	-1	0	0	0	0	1	G5-2
0.3	1	0.3	0	0	0	0	1	G5-3
0.3	-1	0.3	0	0	0	0	1	G5-4
1	0	0.3	0	0	0	0	1	G5-5
1	0	-0.3	0	0	0	0	1	G5-6
1	0.3	0	0	0	0	0	1	G5-7
1	-0.3	0	0	0	0	0	1	G5-8
0	0	0	0	1	0	0	1	G6-1
0	0	0	1	0	0	0	1	G6-2



شکل (۱۵): شکل‌های مودی مدل‌های قابی و پوسته‌ای عرشه پل



جدول (۳): خصوصیات و لنگر مجاز مقطع مرکب (کیلوگرم و سانتیمتر)

A_{st}	I_{st}	\bar{y}	I_{tr}	S_{max}	S_{min}	M_{all}	
400	2023265	74	2.91E6	39324	24661	592E5	لنگر مثبت بارهای دائمی
400	2023265	48.4	4.28E6	41544	29596	710E5	لنگر مثبت بارهای بهره برداری
400	2023265	102.3	2.16E6	21114	24080	578E5	لنگر منفی

جدول (۴): تغییر مکان وسط دهانه و مقایسه با حداکثر مجاز

تغییر مکان وسط دهانه در ترکیبات مختلف بار (سانتیمتر)													تغییر	دهانه
G6-2	G6-1	G5-8	G5-7	G5-6	G5-5	G5-4	G5-3	G5-2	G5-1	G2-2	G2-1	G1	شکل	
3.96	0.80	3.08	2.94	3.19	2.83	3.01	2.53	3.37	2.17	4.16	1.49	2.66	2.45	1
5.32	0.65	4.89	4.81	5.18	4.52	4.49	4.23	5.46	3.26	5.45	1.05	4.15	2.74	2
4.82	-1.28	2.48	2.36	2.74	2.10	2.49	2.07	3.36	1.20	4.52	-0.58	2.22	2.94	3
5.77	0.26	4.90	4.60	4.95	4.55	4.75	3.77	4.92	3.60	5.65	0.61	4.05	2.74	4
3.63	0.83	3.20	2.76	3.11	2.85	3.47	2.01	3.18	2.30	3.53	1.13	2.63	2.45	5

نسبت D/C (تقسیم تغییر مکان وسط دهانه به تغییر شکل مجاز)													وسط دهانه
G6-2	G6-1	G5-8	G5-7	G5-6	G5-5	G5-4	G5-3	G5-2	G5-1	G2-2	G2-1	G1	
1.62	0.33	1.26	1.20	1.30	1.16	1.23	1.03	1.37	0.88	1.70	0.61	1.09	1
1.94	0.24	1.78	1.76	1.89	1.65	1.64	1.54	1.99	1.19	1.99	0.38	1.51	2
1.64	0.44	0.84	0.80	0.93	0.71	0.85	0.70	1.14	0.41	1.54	0.20	0.76	3
2.11	0.09	1.79	1.68	1.81	1.66	1.73	1.38	1.80	1.31	2.06	0.22	1.48	4
1.48	0.34	1.31	1.13	1.27	1.16	1.41	0.82	1.30	0.94	1.44	0.46	1.07	5

جدول (۵): مقادیر پریود و جرم مشارکت مودال در پل مورد بررسی

Mode No.	Period	M_{eff-X}	M_{eff-Y}	M_{eff-Z}	Mode No.	Period	M_{eff-X}	M_{eff-Y}	M_{eff-Z}
1	0.99	0.00	0.10	0.00	26	0.19	0.36	0.22	0.64
2	0.92	0.00	0.21	0.00	27	0.18	0.37	0.22	0.64
3	0.74	0.14	0.21	0.00	28	0.18	0.37	0.46	0.64
4	0.72	0.23	0.21	0.00	29	0.17	0.55	0.46	0.64
5	0.71	0.23	0.22	0.00	30	0.17	0.55	0.48	0.64
6	0.69	0.23	0.22	0.00	31	0.17	0.63	0.48	0.64
7	0.60	0.23	0.22	0.01	32	0.16	0.63	0.48	0.64
8	0.55	0.23	0.22	0.01	33	0.16	0.64	0.48	0.64
9	0.44	0.24	0.22	0.01	34	0.16	0.64	0.50	0.64
10	0.44	0.24	0.22	0.01	35	0.16	0.64	0.50	0.64
11	0.41	0.24	0.22	0.01	36	0.15	0.69	0.50	0.65
12	0.37	0.24	0.22	0.01	37	0.15	0.69	0.50	0.65
13	0.34	0.30	0.22	0.01	38	0.15	0.70	0.50	0.66
14	0.32	0.30	0.22	0.01	39	0.15	0.70	0.71	0.66
15	0.29	0.30	0.22	0.01	40	0.15	0.70	0.91	0.66
16	0.27	0.30	0.22	0.60	41	0.15	0.70	0.92	0.66
17	0.25	0.30	0.22	0.60	42	0.14	0.70	0.92	0.66
18	0.24	0.30	0.22	0.60	43	0.14	0.75	0.92	0.66
19	0.24	0.30	0.22	0.60	44	0.14	0.76	0.92	0.66
20	0.22	0.30	0.22	0.60	45	0.14	0.95	0.92	0.66
21	0.20	0.31	0.22	0.60	46	0.13	0.95	0.92	0.66
22	0.19	0.34	0.22	0.62	47	0.13	0.95	0.92	0.67
23	0.19	0.34	0.22	0.62	48	0.13	0.95	0.92	0.67
24	0.19	0.35	0.22	0.62	49	0.13	0.95	0.92	0.67
25	0.19	0.35	0.22	0.62	50	0.12	0.95	0.92	0.68

۷-۴- ارزیابی تفصیلی نیاز پل به بهسازی

مهم‌ترین هدف از مطالعات تحلیلی روی مدل‌های اجزای محدود پل‌های موجود، ارزیابی اجزای مهم سازه‌ای و بررسی ارضای معیارهای پذیرش برای هدف بهسازی، سطح خطر و عملکرد سازه‌ای معین آنها می‌باشد. در این قسمت سعی بر آن است تا با تکیه بر نتایج تحلیل‌های انجام گرفته، به ارزیابی تفصیلی نیاز پل به بهسازی پرداخته شود.

از آنجا که اساساً دستورالعمل FHWA برای پلهای بتنی تنظیم و تدوین شده است، برخی از کنترل‌های اشاره شده در این دستورالعمل درخصوص پل مورد مطالعه موضوعیت ندارد در ادامه سعی شده است تا تمامی موارد کنترل‌های مورد نیاز این پل بر اساس مفاهیم ارائه شده در دستورالعمل مذکور به شکل نسبت ظرفیت به تقاضای اعضا و اجزای پل مورد بررسی قرار گیرد.

۷-۴-۱- نسبت ظرفیت به تقاضا برای تیرهای

کامپوزیت

در جدول (۶) نسبت‌های تقاضا به ظرفیت شاهتیر مرکب کناری و در جدول (۷) همین مقادیر برای شاهتیر مرکب میانی نشان داده شده است. در همه ترکیبات بارگذاری این نسبت از ۱ کوچکتر است. تنها در مورد شاهتیر کناری به ازای ترکیب‌های بار 2-G2 و 2-G6 نسبت تقاضا به ظرفیت از ۱ فراتر می‌رود. بنابراین برای شاهتیر کناری به ازای بارهای بهره برداری همراه با اثر ضربه و همچنین بارهای فوق العاده (بار تانک و تریلی تانک بر) در تکیه-گاه دوم و چهارم تقاضای ایجاد شده از ظرفیت تیر فراتر رفته است. در جدول (۸) نیز نسبت تقاضا به ظرفیت برشی این شاهتیرها آورده شده است. در این مورد هم ظرفیت عرشه مرکب کافی به نظر می‌رسد.

اگر تغییر مکان جداگرهای لاستیکی از حد معینی فراتر رود، ممکن است به ناپایداری این اعضا منجر شود. از آنجا که عرشه بر روی این جداگرها قرار گرفته، ناپایداری این اعضا ممکن است به سقوط عرشه و خرابی کامل منجر شود. بنابر این رسیدن تقاضای تغییر مکان به مقدار حداکثر مجاز، متناظر با خرابی کامل می‌باشد. پریستلی و همکاران رابطه (۱۳) را برای حداکثر تغییر مکان جانبی جداگرهای لاستیکی ارائه کرده‌اند [۷]:

$$\Delta_b = B \left(1 - \frac{A'}{A} \right) \quad (13)$$

در این رابطه B بعد عرضی جداگر و A' هم‌پوشانی سطح فوقانی و تحتانی جداگر در حداکثر تغییر مکان می‌باشد که آنها مقدار $\frac{A'}{A}$ را بین ۰/۴ و ۰/۷ پیشنهاد نموده‌اند [۷]. بنابراین مقدار تغییر مکان مجاز جداگرهای پل مورد بررسی بین ۱۵ تا ۳۰ سانتیمتر است. در تحلیل الاستیک پل تحت بارهای جانبی حداکثر تغییر مکان ایجاد شده در این جداگرها در جهت طولی ۶/۶۷ سانتیمتر و در جهت عرضی ۳/۹۶ سانتیمتر بدست آمده است، به این ترتیب تغییر مکان جداگرها در حد مناسبی است. تنها مشکلی که در این درزها ممکن است بوجود آید، برخورد عرشه‌های مجاور به علت بسته شدن فاصله ۳ سانتیمتری شاهتیرها در محل درز است. تغییر مکان قسمت‌های دیگر عرشه به علت وجود تکیه‌گاه‌های مفصلی که در جهت طولی و عرضی مقید هستند، کم است. اگر عرشه پل را مطابق شکل (۱) به پنج قسمت تقسیم کنیم، حداکثر تغییر مکان قسمت‌های اول و پنجم در جهت طولی برابر ۱/۵ سانتیمتر و در جهت عرضی ۰/۳ سانتیمتر است. تغییر مکان قسمت سوم در جهت طولی ۲/۴ سانتیمتر و در جهت عرضی ۰/۴۴ سانتیمتر است. تغییر مکان قسمت‌های دوم و چهارم نیز همان طور که قبلاً ذکر شد به علت قرار گرفتن بر روی جداگرهای لاستیکی در هر دو جهت در حدود ۷ سانتیمتر بوده که از تغییر مکان مجاز جداگرها کمتر است.

جدول (۶): نسبت تقاضا به ظرفیت خمشی برای شاهتیر مرکب کناری عرشه پل

نسبت D/C در هر ترکیب بار													
G6-2	G6-1	G5-8	G5-7	G5-6	G5-5	G5-4	G5-3	G5-2	G5-1	G2-2	G2-1	G1	
0.49	0.60	0.33	0.35	0.31	0.35	0.29	0.29	0.23	0.34	0.46	0.55	0.27	1
0.16	0.29	0.20	0.20	0.19	0.20	0.17	0.17	0.16	0.19	0.16	0.26	0.16	2
0.57	0.73	0.30	0.32	0.28	0.32	0.28	0.28	0.20	0.35	0.54	0.64	0.27	3
0.16	0.28	0.19	0.20	0.19	0.20	0.17	0.17	0.16	0.19	0.16	0.26	0.16	4
0.52	0.68	0.41	0.43	0.40	0.43	0.37	0.37	0.31	0.42	0.50	0.63	0.35	5
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1
1.19	0.65	0.74	0.75	0.73	0.75	0.67	0.67	0.62	0.71	1.13	0.65	0.65	2
0.95	0.51	0.63	0.65	0.61	0.65	0.54	0.54	0.47	0.60	0.90	0.51	0.51	3
1.23	0.67	0.79	0.81	0.77	0.81	0.70	0.70	0.62	0.77	1.17	0.67	0.67	4
0.91	0.49	0.58	0.59	0.57	0.59	0.51	0.51	0.47	0.54	0.87	0.49	0.49	5
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6

جدول (۷): نسبت تقاضا به ظرفیت خمشی برای شاهتیر مرکب میانی عرشه پل

نسبت D/C در هر ترکیب بار													
G6-2	G6-1	G5-8	G5-7	G5-6	G5-5	G5-4	G5-3	G5-2	G5-1	G2-2	G2-1	G1	
0.38	0.47	0.26	0.27	0.24	0.27	0.22	0.22	0.18	0.27	0.36	0.43	0.21	1
0.13	0.22	0.15	0.16	0.15	0.16	0.14	0.14	0.12	0.15	0.13	0.20	0.13	2
0.44	0.57	0.24	0.25	0.22	0.25	0.22	0.22	0.16	0.27	0.42	0.50	0.21	3
0.13	0.22	0.15	0.16	0.15	0.16	0.13	0.13	0.12	0.15	0.13	0.20	0.13	4
0.41	0.53	0.32	0.33	0.31	0.33	0.29	0.29	0.24	0.33	0.39	0.50	0.27	5
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1
0.93	0.51	0.58	0.59	0.57	0.59	0.52	0.52	0.49	0.55	0.89	0.51	0.51	2
0.74	0.40	0.49	0.50	0.47	0.50	0.42	0.42	0.37	0.47	0.71	0.40	0.40	3
0.96	0.53	0.62	0.63	0.60	0.63	0.54	0.54	0.49	0.60	0.92	0.53	0.53	4
0.71	0.38	0.45	0.46	0.45	0.46	0.40	0.40	0.37	0.43	0.68	0.38	0.38	5
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6

جدول (۸): نسبت تقاضا به ظرفیت برشی برای شاهتیر مرکب کناری عرشه پل

نسبت D/C برشی در هر ترکیب بار													
G6-2	G6-1	G5-8	G5-7	G5-6	G5-5	G5-4	G5-3	G5-2	G5-1	G2-2	G2-1	G1	
0.13	0.01	0.06	0.06	0.06	0.06	0.05	0.05	0.05	0.05	0.11	0.01	0.05	1
0.01	0.04	0.01	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.04	0.01	2
0.09	0.06	0.01	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.07	0.04	0.01	3
0.00	0.04	0.02	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.04	0.01	4
0.01	0.11	0.05	0.05	0.05	0.02	0.04	0.04	0.04	0.04	0.00	0.09	0.04	5
0.30	0.09	0.17	0.17	0.16	0.09	0.14	0.14	0.13	0.16	0.27	0.10	0.13	1
0.42	0.23	0.29	0.29	0.28	0.14	0.25	0.25	0.23	0.26	0.38	0.23	0.23	2
0.37	0.19	0.25	0.25	0.24	0.13	0.21	0.21	0.19	0.23	0.33	0.19	0.19	3
0.43	0.20	0.28	0.28	0.28	0.14	0.24	0.24	0.23	0.26	0.39	0.20	0.23	4
0.37	0.19	0.24	0.24	0.23	0.12	0.20	0.20	0.19	0.22	0.33	0.19	0.19	5
0.31	0.11	0.18	0.18	0.17	0.09	0.16	0.16	0.14	0.17	0.28	0.12	0.14	6

۷-۴-۲- ارزیابی وضعیت فونداسیون‌ها

هرچند برای ارزیابی دقیق فونداسیون به بررسی خصوصیات شمع‌های احتمالی و تعیین دقیق تنش مجاز خاک نیاز است، با مدل‌سازی فونداسیون‌ها به روش اجزای محدود سعی شده است تا کفایت آنها با مشخصات مقاومت مجاز مفروضی برای خاک و مصالح فونداسیون تخمین زده شود. اگر مقاومت خاک برابر با 0.816 kgf/cm^2 و مدول بستر 0.68 kgf/cm^3 باشد، در برخی از نواحی در زیر فونداسیون به ازای بارهای خدمت رسانی تنش‌ها تا حدود 1.5 kgf/cm^2 افزایش می‌یابد. با این وجود به نظر نمی‌رسد تاکنون مشکلی از نظر نشست‌های زیاد در زیر فونداسیون ایجاد شده باشد. البته شایان ذکر است که مقادیر فرض شده برای مقاومت و سختی خاک بر اساس روشی که قبلاً ذکر گردید محاسبه شده‌اند.

۷-۴-۳- ارزیابی کوله‌ها

مطابق بند ۳-۶-۴ دستورالعمل FHWA [۲] اکثر آسیب‌های وارده به کوله‌های زلزله‌های گذشته مربوط به پدیده روانگرایی خاک پشت آن بوده است. در اثر پدیده روانگرایی طی زمین‌لرزه ممکن است کوله که صلبیت بالایی دارد دچار دوران شده، باعث خروج پل از وضعیت بهره‌برداری پس از زلزله گردد. روانگرایی ناشی از زمین‌لرزه خاک‌های نگهدارنده پل‌ها در برخی موارد می‌تواند آثار مخربی روی پل‌ها باقی‌گذارد. کاهش مقاومت خاک منجر به از دست رفتن تکیه‌گاه و جابجایی بیش از حد پایه‌ها و کوله‌های نگهدارنده روسازه خواهد شد. پل‌های مستقر بر پی‌های متکی به لایه‌های خاک روانگرا به علت فقدان ظرفیت باربری و تراکم خاک می‌توانند متحمل نشست بیش از حد گردند. فونداسیون پل‌های واقع بر خاک‌های دارای پتانسیل روانگرایی نظیر شمع‌ها یا شفت‌های حفر شده به علت تغییر شکل‌ها و تنش‌هایی که ناشی از عدم وجود تکیه‌گاه‌های محوری و جانبی هستند

متحمل آسیب می‌گردند. در مواردی که سطح زمین در محدوده ساختگاه پل شیب‌دار است یا تغییرات ناگهانی در شیب وجود دارد، نظیر کانال یا رودخانه، ممکن است پل در معرض نیروها و تغییر مکان‌های ناشی از تمایل خاک به روانگرایی یا ایجاد تغییر شکل جانبی در خاک به موازات راستای تغییر شیب یا ارتفاع قرار گیرد. بسته به پاسخ خاک‌های نرم و تحکیم یافته نبودن کامل خاکریز پایه کناری، فروریزش خاکریز کوله‌ها و چرخش کوله به طور گسترده‌ای در زمین‌لرزه‌های اخیر مشاهده شده است. به علت افزایش پاسخ طولی فشار زمین بر پشت کوله‌ها ناشی از شتاب‌های لرزه‌ای و همچنین ضربه‌های سازه پل به آنها و شکل‌گیری فشار مقاوم در خاکریزها که باعث تشدید پاسخ طولی زمین در پشت کوله‌ها می‌گردد، تماس میان بالای کوله‌ها و روسازه، تغییر مکان‌های داخلی را در بالا محدود کرده و منجر به دوران کوله خواهد شد. از آنجایی که نوع فونداسیون کوله‌ها در پل‌ها به مقدار زیادی از یک پل تا پل دیگر متفاوت است انواع شکست‌های وارده به کوله‌ها نیز در زلزله‌های گذشته فرق می‌کند. از جمله این فونداسیون‌ها می‌توان به پی گسترده، پی متکی بر شمع و شفت‌های حفاری شده اشاره نمود. همچنین مشخصات خاک نیز در این مسأله اهمیت داشته بطوریکه اگر چنانچه خاک زیر و اطراف کوله طی زلزله دچار روانگرایی گردند، این مسأله بغرنج‌تر می‌شود.

در اغلب کوله‌ها حرکت طولی روسازه مقید شده نیست زیرا میان محل تماس روسازه و دیوار پیشین کوله یک درز اجرایی وجود دارد. مهم‌ترین آسیب‌پذیری چنین کوله‌هایی، افتادگی عرشه از روی کوله است که این افتادگی زمانی روی می‌دهد که تغییر مکان‌های نسبی بزرگی بین روسازه و نشیمن‌گاه عرشه به وجود آید. افتادگی ناشی از شکست کوله که اغلب به تغییر مکان یا دوران کوله مربوط است معمولاً از روانگرایی ناشی می‌شود.

جابجایی افقی بزرگ در کوله‌ها اغلب منجر به نشست‌های خاکریز زیر دال دسترسی می‌گردد که می‌تواند عاملی برای

$$N = (200 + 0.0017 \times 32300 + 0.0067 \times 7500) = 305 \text{ mm} < 1400 \text{ ok} \quad (16)$$

در صورتی که این پهنا را با آیین‌نامه ایران (نشریه ۲۳۵ [۱۱]) مقایسه کنیم خواهیم داشت:

$$N = 0.6 + 0.005L + 0.01H = 0.6 + 0.16 + 0.075 = 0.85 < 1.4 \text{ m ok} \quad (17)$$

هنگام بررسی اثرات جابجایی‌های لرزه‌ای، باید توجه داشت که کل پهنای نشیمن طی زلزله کار نخواهد کرد. کوتاه‌شدگی روسازه ناشی از افت و خزش بتن و مسائل حرارتی می‌تواند منجر به کاهش پهنای مؤثر نشیمن‌گاه شود. طول نشیمن‌گاه روی کوله ۱۴۰۰ میلیمتر می‌باشد. نسبت C/D (مطابق FHWA [۲]) برابر است با:

$$\left(\frac{C}{D}\right)_{B.W.} = \frac{N(c)}{N(d)} = \frac{1400}{757} = 1.85 \quad (18)$$

که این عدد مطابق ضابطه آشتو هم مناسب است. به صورت خلاصه می‌توان بیان داشت که عرض نشیمن کوله‌ها چه از نظر آیین‌نامه آشتو و چه از نظر نشریه ۲۳۵ کافی است.

دستورالعمل FHWA [۲] همچنین حداقل طول نشیمن در محل درزهای انبساطی مفصلی را همانند رابطه (۱۴) پیشنهاد می‌کند. با این تفاوت که L در این رابطه مجموع طول دهانه‌های سمت چپ و راست مفصل می‌باشد. برای درزهای انبساطی میانی پل مورد نظر که ابعاد آن در شکل (۳) نشان داده شده، عرض نشیمن برابر ۶۳ سانتیمتر است، در نتیجه:

$$N = (200 + 0.0017 \times (32300 + 13000) + 0.0067 \times 7500) = 327 \text{ mm} < 630 \text{ ok} \quad (19)$$

بنابراین عرض این درزها نیز مناسب به نظر می‌رسد.

۷-۴-۵- ارزیابی نشیمن‌گاه‌ها

درزهای انبساط و نشیمن‌گاه‌ها یکی از آسیب‌پذیرترین نواحی پل‌ها به هنگام زلزله هستند. در بسیاری از پل‌ها این آسیب می‌تواند منجر به ایجاد آسیب‌های ثانویه ناشی از آن گردد. حتی زلزله‌های نسبتاً خفیف هم می‌توانند منجر به شکست بولت‌های مهاری، متوقف‌کننده‌ها، جوش

از دست رفتن مسیر عبور و مرور از پل گردد. لذا طبق دستورالعمل FHWA، نسبت‌های ظرفیت به تقاضا در خصوص کوله‌ها باید بر اساس تغییر مکان افقی کوله تعیین شود. تقاضای جابجایی $D(d)$ را می‌توان با تعیین تغییر مکان ارتجاعی پل با استفاده از مدل‌سازی سختی افقی کوله به دست آورد. در صورت عدم انجام ارزیابی دقیق ویژگی‌های مربوط به ظرفیت کوله، ظرفیت جابجایی $D(c)$ در راستای جانبی پل برابر با ۷۵ میلیمتر و در راستای طولی برابر با ۱۵۰ میلیمتر منظور می‌گردد [۲]. در مورد پل مورد بررسی، کوله‌ها به صورت یک دیوار حائل هستند که عرشه بر روی آن‌ها می‌نشیند. نشیمن روی کوله‌ها از نوع اول (گهواره‌ای) است. لذا هیچ گونه نیروی جانبی از سوی عرشه به کوله وارد نمی‌شود. در واقع تقاضای لرزه‌ای کوله‌های این پل بسیار ناچیز است و تنها فشار خاک پشت دیوار به آن وارد می‌شود. از این نظر حتی از نظر واژگونی هم مشکلی در این دیواره‌ها وجود ندارد.

۷-۴-۶- ارزیابی پهنای نشیمن‌گاه روی کوله‌ها و درزهای انبساط

مطابق ضوابط جدید آشتو در سال ۲۰۰۵ طول لازم برای نشیمن‌گاه جهت جلوگیری از سقوط روسازه از روی زیرسازه از رابطه (۱۴) حاصل می‌شود [۵]:

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H) \times (1 + 0.000125s^2) \times \alpha \quad (14)$$

که در این رابطه N طول نشیمن‌گاه (mm)، L طول عرشه تا درز انبساط مجاور یا انتهای عرشه (mm)، H ارتفاع متوسط ستون‌هایی که عرشه بین درزهای انبساط روی آنها قرار می‌گیرد (mm)، s زاویه تورب پل (درجه) و α ضریبی است که مقدار آن برای نواحی با خطر متوسط و خاک نوع IV برابر واحد می‌باشد. لذا در این پل داریم:

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H) \times (1 + 0.000125s^2) \times 1 \quad (15)$$

بنابراین:

۸- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

با توجه به تحلیل‌های استاتیکی و طیفی صورت گرفته روی پل مورد مطالعه، با استفاده از مدل سه بعدی، مشخص گردید که پل از لحاظ عملکرد لرزه‌ای دچار مشکلات جزئی است که باید در مراحل ارائه طرح‌های بهسازی به آنها پرداخته شود. با توجه به لزوم منظور داشتن آثار اندرکنش خاک-سازه در تحلیل‌های سه‌بعدی در محدوده ارتجاعی مدل اجزای محدود، سعی بوده است تا به کمک روابط تجربی و نظری موجود برای این منظور، این آثار به نحوی مناسب در بررسی رفتار پل و به خصوص رفتار لرزه‌ای آن لحاظ گردد. به عنوان مهم‌ترین نتیجه‌ای که توسط انجام تحلیل‌های خطی روی مدل‌های اجزای محدود سه بعدی تهیه شده از پل مورد مطالعه به دست آمد می‌توان به عملکرد لرزه‌ای مناسب اجزای اصلی پل اشاره نمود.

عرض تکیه‌گاه‌ها و درزهای میانی پل بر اساس آیین‌نامه‌های آشتو و نشریه ۲۳۵ مناسب به نظر می‌رسد. با این وجود در مورد نشیمن‌گاه‌های فلزی نوع ۱ مسئله گسیختگی بولت‌ها در برش به چشم می‌خورد. تعیین مشخصات مکانیکی بولت‌ها برای بررسی دقیق این موضوع ضروری است. تغییر مکان قائم عرشه در اغلب ترکیبات بار از حد مجاز بیشتر است. مخصوصاً در مورد دهانه میانی که بر روی نئوپرن قرار دارند، مقدار تغییر مکان قائم زیاد به نظر می‌رسد. در مورد شاهتیرهای مرکب عرشه خصوصاً شاهتیرهای کناری در بارهای بهره‌برداری آیین‌نامه بارگذاری پل‌ها و همچنین در بارهای فوق‌العاده در حدود ۲۰ درصد کمبود ظرفیت مشاهده می‌شود. با این وجود در بارهای بهره‌برداری و همچنین مولفه‌های قائم و افقی زلزله مشکلی وجود ندارد. وضعیت دیوارهای میانی و کوله‌ها بدون در نظر گرفتن آرماتورگذاری مناسب به نظر می‌رسد. فونداسیون پایه‌ها در صورت عدم وجود شمع ممکن است با نشست بیش از حد روبرو گردد. البته قطعیت در مورد وجود و یا عدم وجود شمع زیر فونداسیون‌ها نیاز به بررسی بیشتر دارد.

اتصال و کلیدهای برشی بتنی غیرشکل‌پذیر گردند. رفتار دینامیکی نشیمن‌گاه‌های پل اغلب پیچیده و تعیین آن با روش‌های تحلیل خطی مشکل است. نیروهای ارتجاعی وارده به نشیمن‌گاه که از تحلیل خطی متعارف بدست می‌آید کوچکتر از مقادیری است که عملاً به هنگام زمین‌لرزه در آن ایجاد می‌شود. لذا لازم است تا مقادیر نیروهای حاصل از تحلیل‌های ارتجاعی بدین منظور افزایش داده شوند.

برای تعیین ظرفیت نشیمن‌گاه‌ها در این تحقیق مطابق FHWA [۲]، که در آن نسبت C/D برای نشیمن‌گاه‌ها و مقیدکننده‌ها به شکل رابطه (۲۱) تعریف شده، استفاده گردیده است.

$$r_{bf} = \frac{V_b(c)}{V_b(d)} \quad (20)$$

در این رابطه $V_b(c)$ ظرفیت نهایی عضو در راستای مورد بررسی و $V_b(d)$ نیروی لرزه‌ای وارد به عضو است. این نیرو از تحلیل ارتجاعی به دست می‌آید و ضریب $1/25$ هم به آن اعمال می‌گردد. طبق بررسی‌های انجام شده در نشیمن‌گاه‌های نوع ۲ از ۴ بولت نمره ۲۰ استفاده گردیده است. پس از انجام تحلیل مشخص گردید که بیشترین نیروی وارده به نشیمن‌گاه طی زلزله سطح خطر ۱، ۵۰ تن است که با منظور کردن ضریب $1/25$ داریم:

$$r_{bf} = \frac{V_b(c)}{V_b(d)} = \frac{4 \times 2400 \times \frac{\pi}{4} \times 2^2}{1.25 \times 50000} = 0.54 \quad (21)$$

بنابراین بولت‌های نشیمن نوع دوم ممکن است در زلزله سطح خطر ۱ دچار گسیختگی شود. البته برای ارزیابی دقیق‌تر رفتار این نوع نشیمن می‌توان از تحلیل‌های غیرخطی به کمک نرم افزارهای اجزای محدود مانند ANSYS استفاده نمود تا بتوان تنش‌ها را در کل نشیمن تحلیل و کنترل کرد.



بر این اساس ارزیابی انجام شده در مورد فونداسیون‌ها تقریبی بوده و لازم است برای تعیین عمق فونداسیون، تعداد شمع‌ها و نوع خاک زیر آن ارزیابی دقیق‌تر انجام شود.

۹- تشکر و قدردانی

از شهرداری اصفهان که امکان انجام این تحقیق را از طریق همکاری‌های لازم و تأمین منابع مالی فراهم نموده، تشکر و سپاسگزاری می‌گردد.

۱۰- مراجع

۱- مالک، شاهرخ، ۱۳۸۲، "ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای پل‌های گستره شهری تهران"، طرح تحقیقات ملی، پژوهشکده سوانح طبیعی، شورای پژوهش‌های علمی کشور.

۲- اکبری، رضا، ۱۳۸۷، "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای پل‌های بزرگراهی، ترجمه FHWA 1995"، انتشارات ارکان دانش.

۳- اطلاعات موجود قابل دسترس از پل، بایگانی فنی شهرداری اصفهان.

۴- استاندارد ۲۸۰۰، ۱۳۸۴، "آئین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله"، مرکز تحقیقات و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی، تهران.

5- AASHTO, 2004, "American Association of State Highway and Transportation Officials", AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 3rd Edition, Washington.

۶- دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری زلزله، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور- پژوهشگاه بین-المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۸۱.

7- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., 1996, "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley & Sons Inc.,.

8- FEMA356, 2000, "Prestandard and Commently for the Seismic Rehabilitation of Building", Prepared by the ASCE. The Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, .

۹- قاری قرآن، علیرضا ۱۳۸۶، "رساله دکتری به راهنمایی دکتر فرهاد دانشجو"، دانشکده مهندسی، بخش عمران، دانشگاه تربیت مدرس، تهران.

۱۰- آیین‌نامه بارگذاری پل‌ها، ۱۳۷۹، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، ویرایش دوم، معاونت امور فنی و تدوین معیارها، نشریه شماره ۱۳۹، تهران.

۱۱- دستورالعمل طرح پل‌های شوسه و راه‌آهن در برابر زلزله، ۱۳۷۴، نشریه شماره ۲۳۵، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.

۱۲- دستورالعمل طراحی پل‌های فولادی، ۱۳۸۶، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور فنی و تدوین معیارها، نشریه شماره ۳۹۵، تهران.





مطالعه تجربی و مدلسازی اتصالات خمشی فولادی با صفحات کناری و ارائه هندسه جدید جهت بهبود رفتار اتصال

مرتضی نقی پور^۱، مهدی قائدرحمت^۲
(دریافت: ۸۸/۷/۱۵، پذیرش: ۸۹/۱/۱۸)

چکیده

زلزله نورث ریج در سال ۱۹۹۴ نقطه عطفی در طراحی اتصالات خمشی تیر به ستون می باشد که سبب آشکار شدن ضعفهای عمده اتصالات خمشی رایج آن زمان گردید. اتصال با صفحات کناری از نوع اتصالات تقویتی مطرح شده بعد از زلزله است که قادر به برطرف نمودن ضعفهای قبلی می باشد. طبق آزمایشات مشخص گردیده که در حین بارگذاری، بال تیر و جوشهای آن در مجاورت ناحیه جعبه ای اتصال محل آغاز ترک و گسیختگی است که در اثر تمرکز تنش رخ می دهد. در این تحقیق جهت رفع این ضعف، راهکار ارائه شده و قطعات جدیدی به مدل اضافه شده که هندسه آن توسط مدلسازی با استفاده از روش اجزای محدود و نرم افزار ANSYS به کمک روش برنامه نویسی پارامتری آن (APDL) تحلیل غیر خطی مادی و هندسی گردیده است همچنین جهت تأیید نتایج کار آزمایشگاهی نیز صورت گرفته است. نتایج نشان می دهد هندسه جدید ارائه شده سبب برطرف نمودن ضعف مذکور خواهد شد و نیز موجب افزایش ظرفیت باربری و بهبود عملکرد اتصال می شود. طبق نتایج، اتصال مورد مطالعه جزء اتصالات گیردار خمشی ویژه (SMF) محسوب می شود.

کلمات کلیدی

اتصالات خمشی، صفحات کناری، قاب خمشی ویژه، تمرکز تنش

An Experimental Study and Modeling of Steel beam to Column Connections with Side Plates and Improvement of its Behavior Using a New Geometrical Shape

M. Naghipour, M. Ghaedrahmat

ABSTRACT

The Northridge earthquake on 1994 was a turning point in the design of rigid beam to column connection and revealed some major weaknesses in those types of connections that were being implemented in that time. Connection with side plates is a kind of improved connection which was proposed after the earthquake and can lead to healing those major weaknesses. According to the experiments it was observed that during the loading as a result of stress concentration the beam flange and its welds that are close to the side plate are the starting point to crack and failure. In this research in order to overcome these weaknesses, a new method has been proposed and new parts have been modeled and nonlinearly analyzed both materially and geometrically using programming in Ansys software. Also in order to validate the results obtained from modeling an experimental work has been done to backup the conclusion. The results verify that the new shape of connection would overcome the existing weaknesses as well as increasing strength capacity and better performance of the connection is achieved. According the results the experimented connection is accounted as a connection of special moment frame (SMF).

Key words

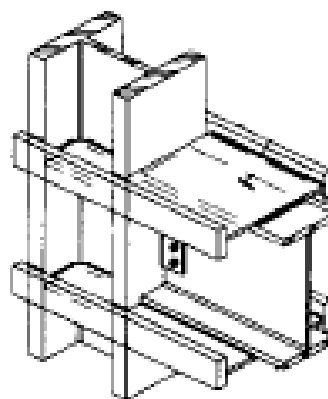
Beam to Column Connection, Side Plates, Special Moment Frames, Stress Concentration

۱. دانشیار دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی بابل، m-naghi@nit.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲. مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد دورود ، mghaedrahmat@yahoo.com



بعد از زلزله نورث ریج در سال ۱۹۹۴ که سبب آسیبهای جدی اتصالات خمشی گردید [۱]، اتصالات جدیدی برای برطرف کردن مشکلات اتصالات خمشی رایج آن زمان مطرح شد. یکی از اتصالات طرح شده، اتصال گیردار تیر به ستون با صفحات کناری^۱ می باشد که ابتدا توسط سابیل^۲ به صورت چهار ورق کناری مجزا در تراز بال بالایی و پایینی تیر مطابق شکل (۱) ارائه شد [۲] سپس توسط هافتون^۳ در سال ۱۹۹۷ شکل امروزی آن مطرح شد [۳] که هندسه آن در شکل (۲) مشاهده می شود.



شکل (۱): هندسه اولیه اتصال با ورق کناری [۲]



شکل (۲): هندسه کنونی اتصال با ورق کناری [۳]

این اتصال قادر است تمامی مشکلات اتصالات قبل از این زلزله را برطرف کند. از مزایای این اتصال می توان به حذف تنشهای سه محوره جوش بال تیر به ستون، دور نگه داشتن مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال، رفع مشکلات ناحیه پانلی ستون و نیز افزایش سختی قاب در برابر نیروهای جانبی اشاره کرد همچنین قادر است نیروهای محوری ستون قطع شده بر اثر قطع موضعی ناشی از انفجار را تحمل کند [۴].

۲- تقسیم بندی اتصالات خمشی طبق دستورالعمل FEMA350

در این دستورالعمل، قاب های خمشی به قاب خمشی ویژه (SMF) و خمشی معمولی (OMF) تقسیم می شوند. زوایای دررفت^۴ حداقل این اتصالات در جدول (۱) آمده است و در آن θ_{SD} چرخش اتصال در مقاومت حداکثر و θ_u چرخش لحظه گسیختگی است. زاویه دررفت "کاهش مقاومت"^۵ یعنی زاویه ی که در آن یا خرابی اتصال رخ می دهد یا مقاومت اتصال به کمتر ظرفیت اسمی پلاستیک تیر کاهش می یابد. زاویه دررفت "نهایی"^۶ زاویه ای است که در این زاویه میزان آسیب اتصال به حدی شدید است که توانایی اتصال برای پایداری تحت بارها نقلی نامعلوم می باشد [۵].

۳- تعیین زاویه دررفت طبقه

برای تعیین زاویه دررفت برای حالات یک طرفه و دوطرفه مطابق بارگذاری و روابط شکل (۳) عمل می شود [۵]

۴- هندسه اتصال با صفحات کناری

اتصال با ورق کناری در قاب های فولادی برای اتصالات گیر دار تیر به ستون به منظور طراحی قاب های خمشی

جان تیر از ورقهای پیوستگی استفاده می شود. در اتصال با صفحات کناری تمام جوش های استفاده شده از نوع

۱- Sideplate
۴- Drift angle

۲- Sabol
۵- Reduction Strength

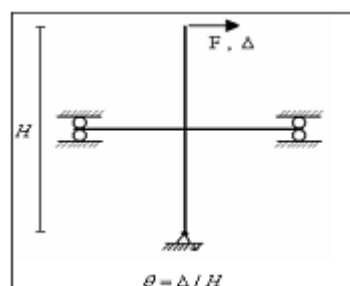
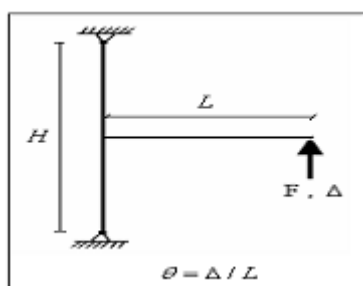
۳ - Houghton
۶- Ultimate

جوش گوشه می باشد و انتقال نیروها در بین اجزای اتصال از طریق این جوشها و به صورت برشی در امتداد آنها منتقل می شود. در این اتصال یک جدایی بین بال تیر و سطح ستون وجود دارد بطوریکه هیچ یک از اجزای اتصال به طور مستقیم روی سطح بال ستون قرار نمی گیرد (شکل ۴) [۶].

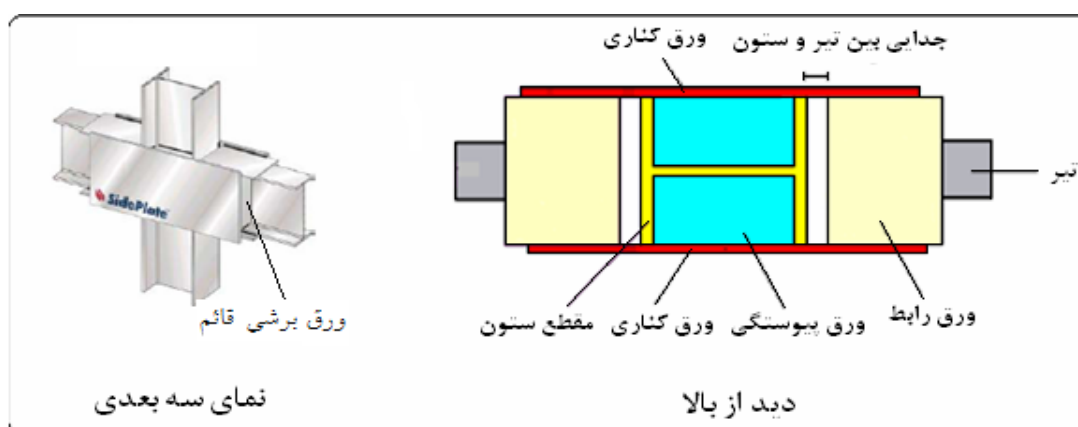
فولادی به کار می رود. در این اتصال دو صفحه کناری در طرفین ستون در محل اتصال تیر و ستون قرار می گیرد که وظیفه آنها انتقال نیروهای برشی و خمشی از تیر به ستون می باشد. در بالا و پایین بال تیر و در محل اتصال ورق پوشش قرار می گیرد که به عنوان رابط انتقال نیروی خمشی بین بال تیر و صفحات کناری عمل می کنند. نیروی برشی تیر از طریق ورقهای برشی قائم از تیر به صفحات کناری انتقال می یابد. برای پیوستگی بین بالها و

جدول (۱): حداقل دررفت سیستمهای خمشی بر اساس FEMA350

سیستم سازه ای	زاویه دررفت در کاهش مقاومت (θ_{SD})	زاویه دررفت در مقاومت نهایی (θ_U)
OMF	۰/۰۲	۰/۰۳
SMF	۰/۰۴	۰/۰۶



شکل (۳): زاویه دررفت طبقه



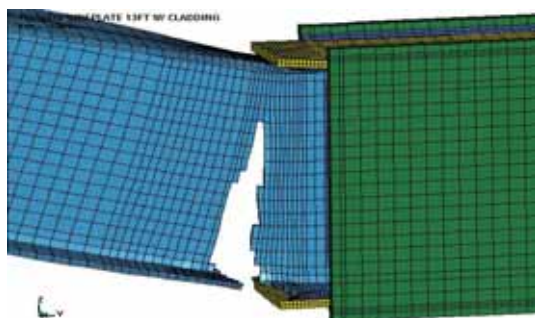
شکل (۴): جزئیات اتصال با صفحات کناری

می باشد این ترکها در عرض بال تیر گسترش پیدا کرده

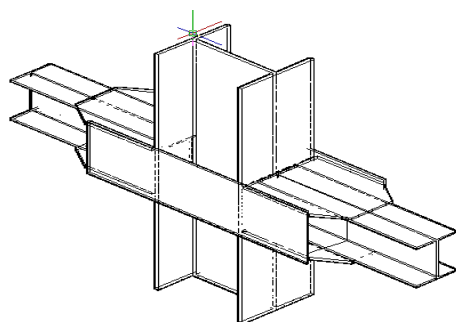
۵- نقاط ضعف اتصال با صفحات کناری

در بررسیهای بعمل آمده توسط پرفسور چیا مینگ یونگ^۱ و کارل فرانک^۲ از موسسه LACO-TAP^۳ مشخص گردیده است که وجود تمرکز تنش در انتهای جوش گوشه متصل کننده بال تیر به ورق پوشش محل آغاز ترک در بال تیر

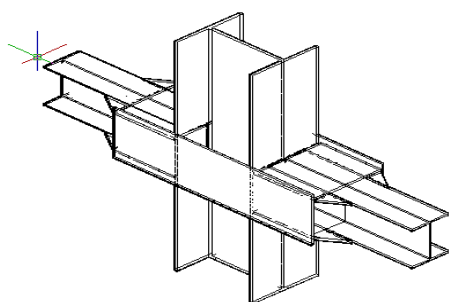
و باعث گسیختگی در بال تیر می شود (شکل ۵). وی پیشنهاد نموده است که با باریکه کردن انتهای جوش این ناحیه می توان مقداری از این تمرکز تنشها را کم کرد [۷].



شکل (۵): شکست در مدل تحلیلی و آزمایشگاهی



شکل (۶): استفاده از ورق پوشش مورب



شکل (۷): استفاده از ورق لچکی

۶- راه‌های پیشنهادی در این تحقیق

به نظر می‌رسد که هر چه اختلاف بین اساس مقطع تیر و صفحات کناری بیشتر باشد این تمرکز تنشها بیشتر شده و باعث گسترش سریعتر ترکها در بال تیر و در نتیجه تنزل سریعتر مقاومت خواهد شد.

در اینجا جهت برطرف کردن ضعف‌های اشاره شده دو راه حل پیشنهاد شده است یکی اینکه ورقهای پوشش بالا و پایین واقع بر بال تیر را مطابق شکل (۶) به شکل مورب برش داد و یا اینکه از ورقهای مثلثی (لچکی) در اتصال مطابق شکل (۷) استفاده کرد در این تحقیق از ورقهای لچکی استفاده شده است. لچکی‌ها در تراز بال تیر قرار می‌گیرند پس جوش متصل کننده ورق لچکی به ورقهای بالا و پایین از نوع گوشه و جوش بین ورق لچکی و بال تیر از نوع تخت اجرا می‌شود.

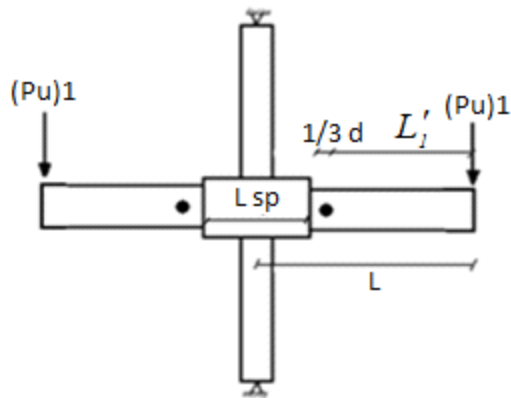
در هر دو مورد پیشنهادی اساس کار بر این امر استوار است که بتوان سختی مقطع تیر را با گرادیان کمتری به سختی مقطع صفحات کناری رساند تا از تمرکز تنشهای

۱- Chia-Ming Uang

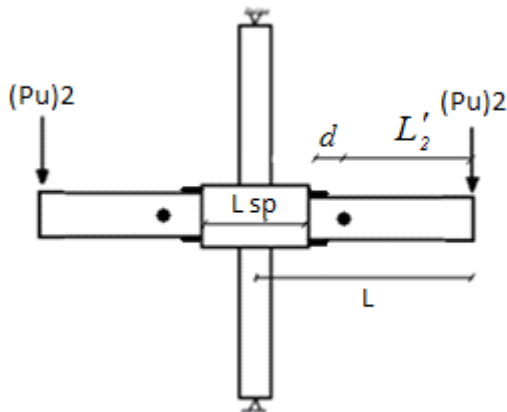
۲- Karl Frank

۳- County of Los Angeles – Technical Advisory Panel





شکل (۸): اتصال بدون لچکی



شکل (۹): اتصال اصلاح شده با لچکی

فاصله محل مفصل پلاستیک از نوک تیر را در دو حالت اتصال صفحات کناری (شکل ۸) و اتصال اصلاح شده با لچکی (شکل ۹) را می توان از روابط (۲) و (۳) بدست آورد:

$$L'_1 = [L - (L_{sp}/2 + 1/3d)] \quad (2)$$

$$L'_2 = [L - (L_{sp}/2 + d)] \quad (3)$$

$$(2), (3) \Rightarrow L'_1 > L'_2$$

L_{sp} طول صفحات کناری، L'_1 فاصله نیرو تا مفصل پلاستیک در اتصال پایه، L'_2 فاصله نیرو تا مفصل پلاستیک در اتصال اصلاح شده و d عمق تیر است.

۸- روش اجزای محدود

الف) هندسه مدل و مدلسازی

مذکور جلوگیری کرد. هر چه اختلاف بین سختی خمشی مقطع تیر و مقطع جعبه ای (Box) ناحیه اتصال بیشتر باشد، موجب افزایش تمرکز تنش در جوشها خواهد شد معمولاً در تیرهای نیم پهن و باریک IPE این امر بیشتر بوجود می آید. انتظار می رود که اضافه نمودن این اجزا علاوه بر این باعث دورتر کردن مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال می شود و نیز باعث افزایش ظرفیت خمشی مدل خواهد شد.

۷- رابطه های تحلیلی

در رابطه های زیر نشان داده خواهد شد که با اضافه کردن لچکی ها به اتصال ظرفیت باربری اتصال افزایش می یابد. در حالت اتصال بدون لچکی فرض می شود که مفصل پلاستیک تیر در فاصله $\frac{1}{3}d$ از انتهای صفحات کناری قرار بگیرد [۸] که از نتایج تحلیل اجزای محدود هم می توان این را نشان داد.

با اضافه کردن لچکی ها، مفصل پلاستیک دورتر شده و در فاصله d از ورقهای کناری قرار می گیرد که در قسمت نتایج مدلسازی نشان داده خواهد شد.

ظرفیت لنگر پلاستیک در محل مفصل پلاستیک که شامل کرنش سخت شوندهگی نیز می باشد از رابطه (۱) محاسبه می شود [۸].

$$M_{pb}^* = 1.1 R_y F_{yb} Z_b \quad (1)$$

محل مفصل پلاستیک برای هر دو حالت در شکل (۸) و (۹) نشان داده می شود. M_{pb}^* ظرفیت لنگر پلاستیک تیر، R_y ضریب اصلاح برای مواد، F_{yb} تنش تسلیم تیر و Z_b اساس مقطع تیر است.

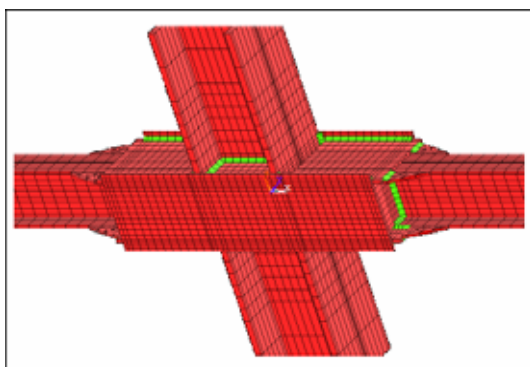
اجزای اتصال بدین صورت تعیین شده اند که در وضعیت بهینه باشند که این کار از قبل توسط روش اجزای محدود صورت گرفته است [۹]. با استفاده از روابط ساده استاتیکی و لنگرگیری حول مفصل پلاستیک در دو مدل، رابطه (۴) و (۵) را خواهیم داشت:

$$(M_b)_1 = (P_u)_1 L'_1 \quad (4)$$

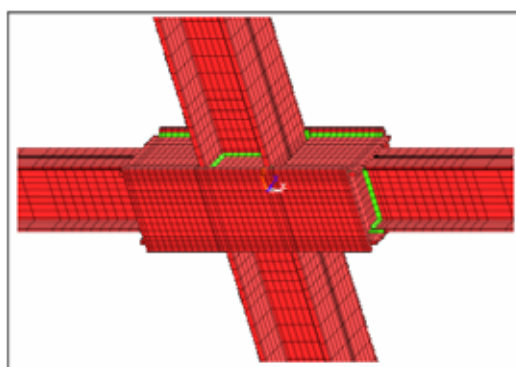
در جدول (۲) مشخصات اجزای اتصال با صفحات کناری مدل شده آمده است هندسه و ابعاد تیر و ستون از یک قاب فولادی فرضی که قبلاً طراحی شده انتخاب می شود. برای اینکه نتایج دقیق تری از تحلیل بدست بیاید کلیه جوشهای اتصال نیز مدل شده اند. مدلسازی اجزای محدود توسط نرم افزار ANSYS انجام شده است. این نرم افزار قادر است که خواص غیر خطی هندسی و مصالح را بخوبی در تحلیل منظور کند [۱۰]. در این تحقیق مدلسازی به روش برنامه نویسی پارامتری نرم افزار (APDL) صورت گرفته که از دیگر روشها حرفه ای تر می باشد. مدلسازی به صورت سه بعدی بوده و برای شبکه بندی از المان ۸ گرهی توپر استفاده شده است که در نرم افزار ANSYS با عنوان Solid45 شناخته می شود. این المان قادر است کرنشهای پلاستیک بزرگ را مدل کند، همچنین تحلیل از نوع استاتیکی غیرخطی هندسی و مصالح می باشد. در شکلهای (۱۰) و (۱۱) المان بندی مدل اتصال با صفحات کناری و اتصال اصلاح شده مشاهده می شود. جوشها به گونه ای مش بندی شده اند که با مش بندی قطعه مجاور خود تطابق داشته باشند که بتوان تغییر مکان گره های آنها را با یکدیگر سازگار کرد.

جدول(۲): جزئیات اتصال با صفحات کناری مدل شده

مقطع تیر	طول تیر	ورق کناری	ورق پوشش	ورق برشی	ورق پیوستگی
IPE16	۱۳۵	60x26x1.2	22x20x0.8	20x5x0.6	16x5x0.8



شکل(۱۱): المان بندی مدل اصلاح شده با لچکی



شکل (۱۰): المان بندی اتصال با صفحات کناری

$$(M_b)_2 = (P_u)_2 L'_2 \quad (5)$$

حداکثر ظرفیت باربری زمانی اتفاق می افتد که $M_b = M_{pb}^*$ باشد، بنابراین رابطه (۶) بدست می آید:

$$(M_b)_1 = (P_u)_1 L'_1 = M_{pb}^* \quad (6)$$

که M_b لنگر وارد بر تیر، P_u نیروی وارد می باشد. M_{pb}^* در شرایط با تیر یکسان ثابت است پس رابطه (۷) را می توان نتیجه گرفت:

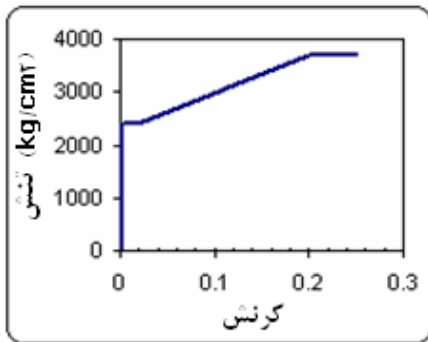
$$\Rightarrow (P_u)_1 = \frac{M_{pb}^*}{L'_1}, \quad (P_u)_2 = \frac{M_{pb}^*}{L'_2} \quad (7)$$

$$L'_1 > L'_2 \Rightarrow (P_u)_2 > (P_u)_1$$

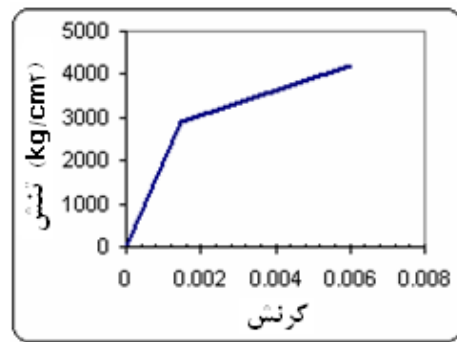
داشته ایم :

بنابراین نشان داده شد که اتصال اصلاح شده دارای ظرفیت باربری بیشتری از اتصال پایه می باشد.

مصالح استفاده شده در مدلسازی عبارتند از فولاد ST37 و جوش E60 که در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) خواص تنش- کرنش آنها آمده است.



شکل (۱۲): منحنی تنش-کرنش فولاد



شکل (۱۳): منحنی تنش-کرنش جوش

برای تیر با مقطع IPE16 حداکثر فاصله بین تکیه گاه‌های جانبی به صورت زیر می شود:

$$r_y = 1.84 \text{ cm}$$

$$L_{cr} \leq 65.3 \times 1.84 = 120.15$$

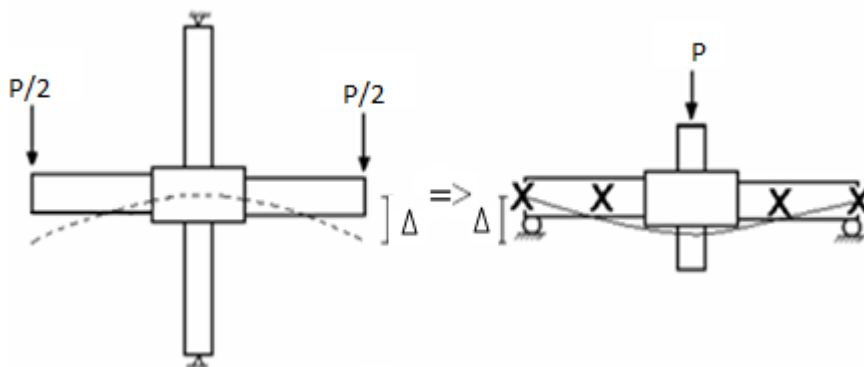
$$\Rightarrow \text{use } L_{cr} \leq 120 \text{ cm}$$

L_{cr} حداکثر طول مهار نشده و r_y شعاع ژیراسیون می باشد. بدلیل وجود خطاها در بارگذاری تجربی فاصله تکیه گاه‌های جانبی در مدل مورد نظر برای اطمینان بیشتر کمتر از مقدار محاسبه شده در فوق قرار داده می شود تا از عدم کمانش جانبی بال تیر مطمئن بود.

ب) بارگذاری و شرایط مرزی

بارگذاری مدل مطابق شکل (۱۴) صورت گرفته است این معادل سازی، بدلیل تقارن مدل و برای سادگی در بارگذاری انجام گرفته است در این شکل علامت (X) نشان دهنده محل قرارگیری تکیه گاه‌های جانبی بر روی مدل می باشد تا از کمانش جانبی بال تیر در حین بارگذاری جلوگیری شود. حداکثر فاصله بین تکیه گاه‌های جانبی مطابق رابطه (۸) تعیین می شود [۱۱]

$$\frac{L_{cr}}{r_y} < \frac{96660}{f_y} + 25 \quad (۸)$$

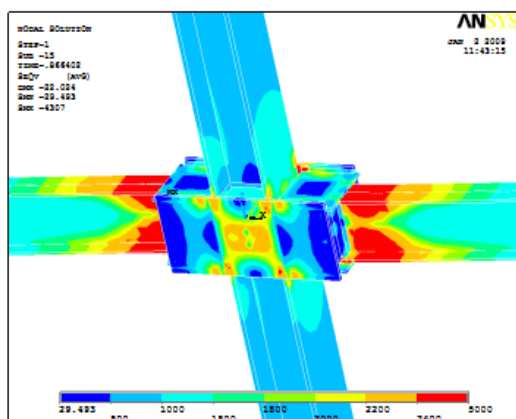


شکل (۱۴): مدل جایگزینی آزمایش

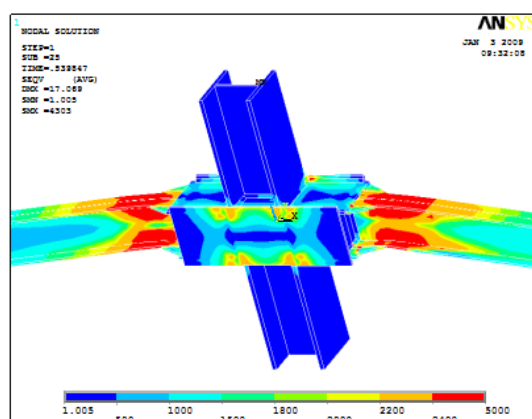
۹- نتایج مدلسازی

دورتر شده و به فاصله ای به اندازه عمق تیر از انتهای ورقهای کناری منتقل می شود. بدلیل وجود لچکی تنشهای بال تیر در قسمت بین دو لچکی و جلوی صفحات کناری در ناحیه الاستیک باقی می ماند. مقادیر نیرو- تغییر مکان و لنگر زاویه چرخش دو مدل در شکلهای (۱۷) تا (۲۰) رسم شده است [۱۲].

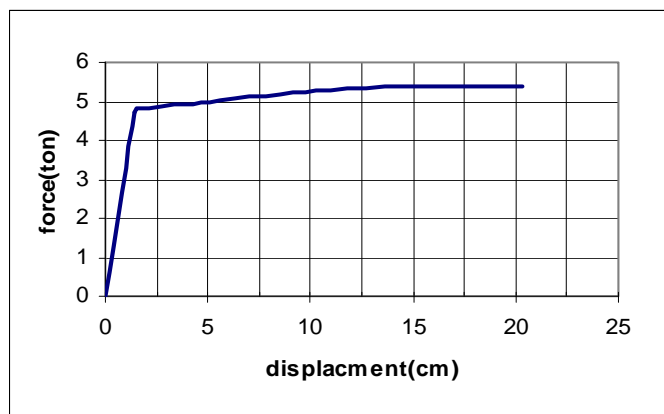
در شکل های (۱۵) و (۱۶) توزیع تنشها را طبق معیار ون- میسز می توان مشاهده کرد. مطابق شکل (۱۵) مفصل پلاستیک درون تیر و در فاصله $1/3$ عمق تیر از انتهای صفحات کناری قرار گرفته است. در محل جوش بین ورقهای پوشش و بال تیر تنشهای بزرگی وجود دارد که محل آغاز ترک در بال تیر خواهد بود. در شکل (۱۶) که توزیع تنشهای اتصال اصلاح شده با لچکی را نشان می دهد در این حالت محل مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال



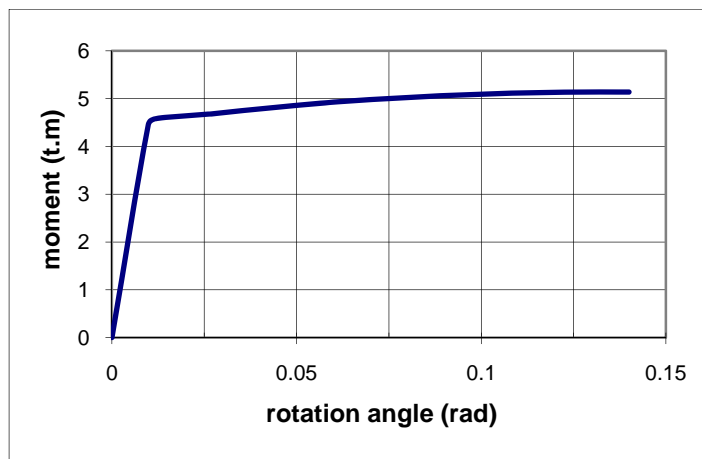
شکل (۱۵): کانتور تنش در اتصال با صفحات کناری



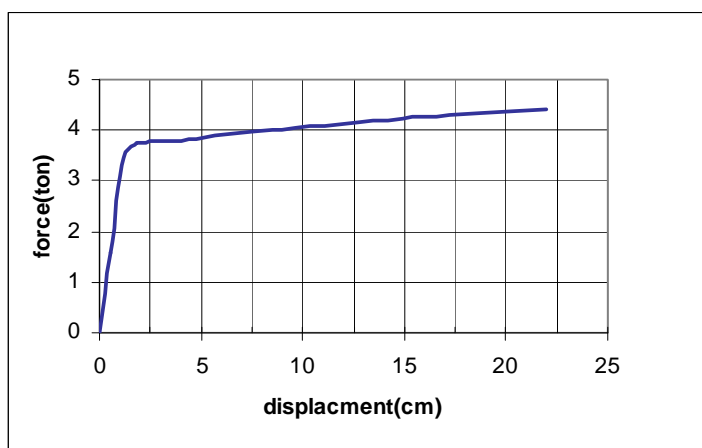
شکل (۱۶): کانتور تنش در اتصال اصلاح شده



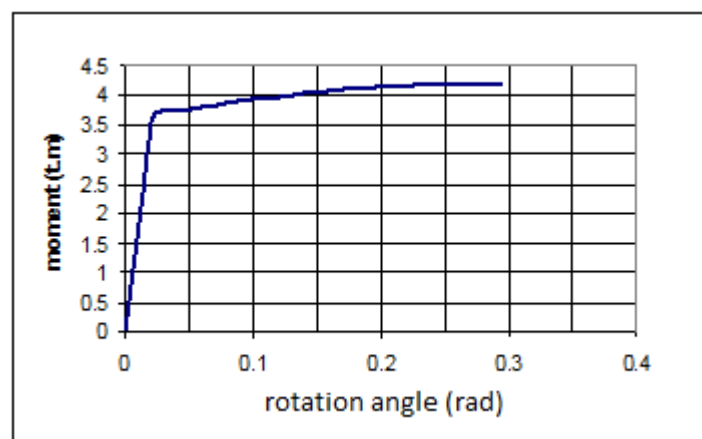
شکل (۱۷): نمودار نیرو- تغییر مکان اتصال اصلاح شده



شکل (۱۸): نمودار لنگر- زاویه چرخش اتصال اصلاح شده



شکل (۱۹): نمودار نیرو- تغییر مکان اتصال با صفحات کناری



شکل (۲۰): نمودار لنگر- زاویه چرخش اتصال با صفحات کناری

۱۰- مدل آزمایشی و نتایج آزمایش

در مدل آزمایشی از ورقهای لچکی مطابق شکل (۲۱) برای اصلاح مدل استفاده شده است. این لچکی ها توسط جوش تخت به بال تیر و توسط جوش گوشه به ورقهای پوشش متصل می شوند. سایر جزئیات مدل مطابق جدول (۱) و شرایط مرزی و بارگذاری نیز با شکل (۱۴) یکسان است. مقادیر تغییر مکانها و کرنشها توسط دستگاه تغییر مکان سنج و کرنش سنج دیجیتالی نصب شده بر روی مدل اندازه گیری می شود.

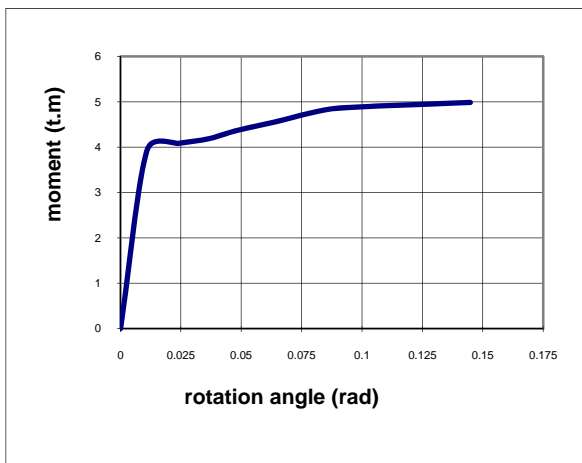
در شکل های (۲۲) و (۲۳) زیر نمودار نیرو - جابجایی در نوک تیر و لنگر- زاویه چرخش محور تیر در مدل آزمایشگاهی رسم شده است. مطابق شکل مدل توانسته است به زاویه چرخش "کاهش مقاومت" حدود $0/15$ برسد بدون اینکه ترکی در آن بوجود بیاید. با توجه به اینکه دهانه مدل نصف دهانه قاب است، با در نظر گرفتن نصف مقدار $0/15$ زاویه چرخش "کاهش مقاومت" به $0/075$ رسید مطابق دستورالعمل FEMA 350 حداقل زاویه چرخش مورد نیاز در اتصالات گیردار ویژه (SMF) تا قبل از مرحله "کاهش مقاومت" $0/04$ رادین می باشد (جدول ۱) که می بینیم مقدار بدست آمده در اتصال صفحات کناری اصلاح شده با لچکی، قابل توجه بوده و

بیش از $1/8$ برابر مقدار آیین نامه ای است که نشان دهنده شکل پذیری بالای این اتصال می باشد که می توان این اتصال را با اطمینان جزء اتصالات گیردار ویژه حساب کرد، همچنین این اتصال بعد از مرحله الاستیک خود وارد مرحله پلاستیک شده و از مقاومت سخت شوندگی نیز برخوردار است و توانسته در پایان مرحله الاستیک که ظرفیت لنگری آن حدود $2t.m$ است در حداکثر ظرفیت خود تا لنگر $2.5 t.m$ را تحمل کند یعنی حدود 20% نسبت به حالت تسلیم بر اثر کرنش سخت شوندگی به مقاومت اتصال افزوده شده است.

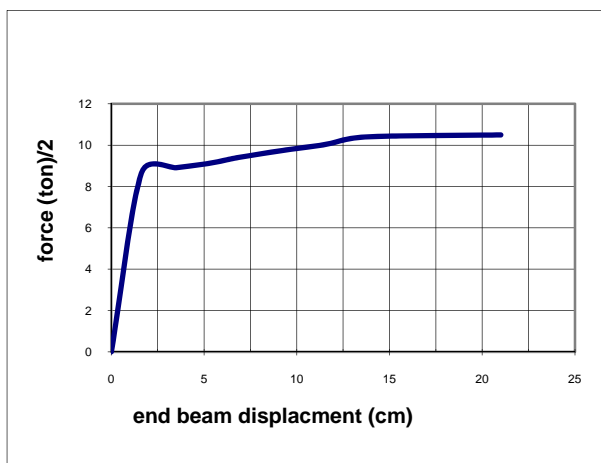
در نمودار شکل (۲۴) می توان نمودار کرنشهای بال تیر در جلوی ورق پوشش و بین دو لچکی را مشاهده کرد. مقادیر کرنش این قسمت تا پایان مقاومت مدل کمتر از $0/012$ بوده که کمتر از کرنشهای حد تسلیم فولاد است همانطور که ملاحظه می شود این قسمت از تیر تا پایان مقاومت اتصال در محدوده الاستیک باقی می ماند و آنچه که باعث ضعف اتصال و شکست آن بود بدین ترتیب قطعات لچکی اضافه شده به اتصال سبب برطرف شدن مشکل تمرکز تنش بال تیر و جوشهای آن در این ناحیه می شود.



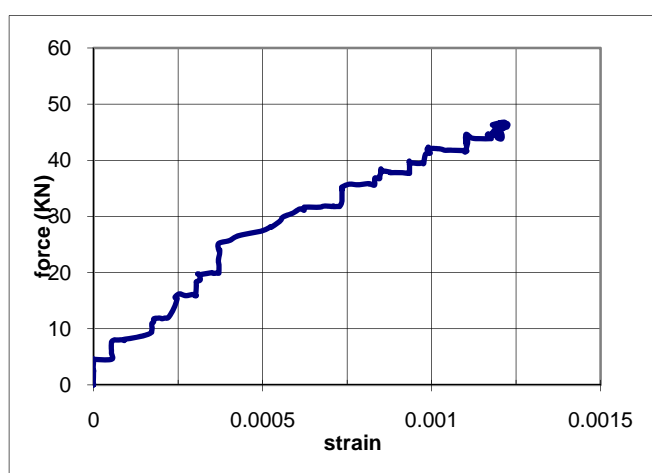
شکل (۲۱): مدل تحت آزمایش



شکل (۲۲): نمودار لنگر- زاویه چرخش



شکل (۲۳): نمودار نیرو- جابجایی در نوک تیر

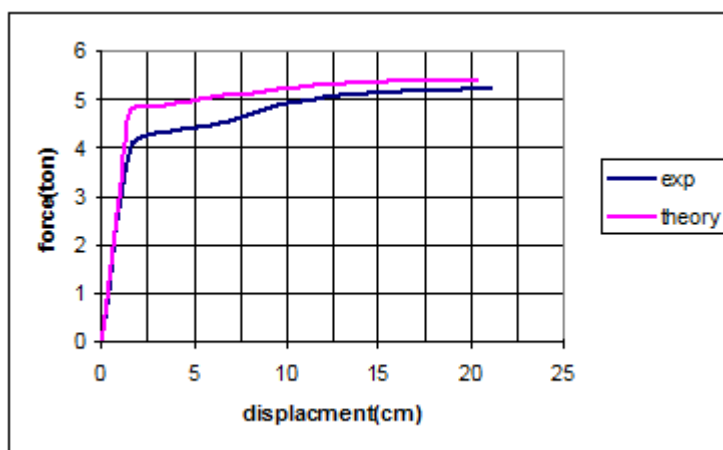


شکل (۲۴): نمودار نیرو در نوک تیر- کرنش در بال تیر در محدوده بین دو لچکی

۱۱- مقایسه نتایج تجربی و مدلسازی

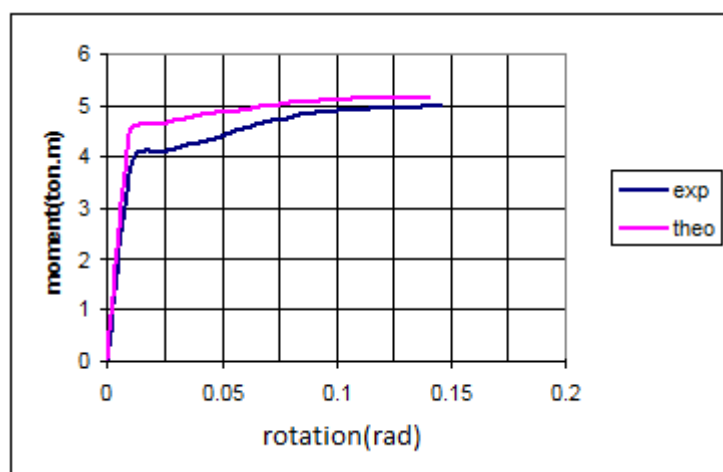
حداکثر اختلاف بین نتایج عددی و عملی در تمام محدوده بارگذاری ۱۰٪ است که در پایان بارگذاری و انتهای ظرفیت این اختلاف به کمتر از ۲٪ می‌رسد.

نمودارهای (۲۵) تا (۲۶) نشان می‌دهد که نتایج حاصل از کار آزمایشگاهی و مدل‌های اجزاء محدود تا حدود زیادی همخوانی داشته و نتایج تئوری را قابل اطمینان می‌سازد.

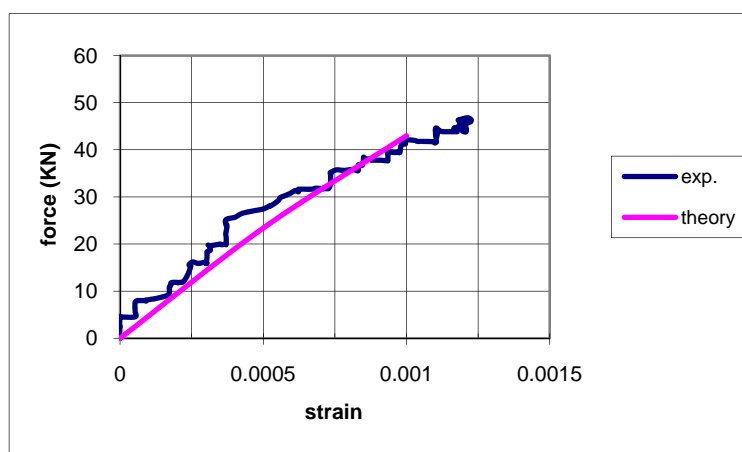


شکل (۲۵): نمودار مقایسه ای نیرو- تغییر مکان نوک تیر در اتصال اصلاح شده

t



شکل (۲۶): نمودار مقایسه ای لنگر- زاویه چرخش تیر در اتصال اصلاح شده



شکل (۲۷): نمودار مقایسه ای نیرو در نوک تیر- کرنش در بال تیر در محدوده بین دو لچکی در اتصال اصلاح شده

3- Houghton, D.L. 1998. The Sideplate Moment Connection: A Design Breakthrough Eliminating Recognized Vulnerabilities in Steel Moment Frame Connections, Proceedings of the 2nd World Conference on Steel Construction, San Sebastian, Spain.

4- David L. Houghton, S.E. and Jesse E. Karns, S.E. Myers, Houghton & Partners, Inc. "SidePlate™ Steel Frame Connection Technology for Blast Resistance" 73rd Shock & Vibration Symposium

5- Federal Emergency Management Agency, FEMA-350, (2000), "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Building", SAC Joint Venture, Sacramento, California. 6- Houghton, D., and Karns, J. (2002). "Mitigation of Post 9-11 Realities in Steel Frame Structures As a Function of the Choice of Connection Geometry", Proceedings of the 17th International Symposium on Military Aspects of Blast and Shock, Las Vegas, Nevada the Society of American Military Engineers (SAME)

7- Frank, K., Popov, E., Saunders, M., Schwein, R. (1997). "Technical Advisory Panel (LACO-TAP) SMRF Bulletin No. 3 on Steel Moment Resisting Frame (SMRF) Connection Systems", County of Los Angeles March 4, 1997

8- ICC Evaluation Service, Inc. ESR-1275 "Sideplate® Steel Frame Connection Technology" <http://www.sideplate.com>

۹- قائدرحمت، مهدی؛ (۱۳۸۸)؛ "مدلسازی و تحلیل اتصالات گیردار با ورق کناری با استفاده از روش اجزاء محدود"؛ پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی سازه؛ گروه عمران دانشکده فنی دانشگاه مازندران

10- ANSYS, "ANSYS User's Manual", Ver. 9.0

11- AISC, American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, March 2005

12- T. W. YAU, "Finite Element Analysis of Structural Steel Work Connection on Minor Axes" University Technology Malaysia (2006)

۱۲- نتیجه گیری

از بررسی‌های به عمل آمده در این مقاله، نتایج زیر بدست آمده است:

۱- اضافه نمودن قطعات لچکی به اتصال صفحات کناری باعث افزایش ظرفیت باربری ثقلی و جانبی مدل خواهد شد و باعث کاهش بازوی لنگر گیری نسبت به مفصل پلاستیک می شود.

۲- در اتصال اصلاح شده که آزمایش گردید، با توجه به دو برابر بودن دهانه قاب نسبت به مدل، زاویه چرخش "کاهش مقاومت" به ۰/۰۷۵ رسید و نسبت به مقدار زاویه چرخش در "کاهش مقاومت" دستورالعمل FEMA که برای اتصال خمشی ویژه ۰/۰۴ رادبان ذکر شده است، مقدار قابل توجهی بوده و می توان این اتصال را جزء رده خمشی ویژه به حساب آورد.

۳- مطابق نتایج تجربی و عددی، این اتصال از کرنش سخت شوندهگی برخوردار بوده و مقاومت نهایی آن حدود ۲۰٪ بیشتر از مقاومت تسلیم اتصال می باشد بنابراین میتوان در طراحی قابهای فولادی دارای این اتصال، با اطمینان تمام ظرفیت تیر و ستونها را در نظر گرفت و فرض اتصال تمام مقاومت صحیح است.

۴- اصلاح اتصال توسط لچکی موجب ایمن شدن بال تیر و جوشهای آن در مجاورت ورقهای بالا و پایین می شود بطوریکه ناحیه بین لچکی ها تا پایان بارگذاری در ناحیه الاستیک باقی می ماند و از ایجاد ترک بر اثر تمرکز تنش در این ناحیه جلوگیری خواهد شد.

۱۳- مراجع

1- Popov, E., Yang, T.Sh., Chang, Sh.P., (1998), "Design of steel MRF connections before and after 1994 Northridge earthquake" Journal for Engineering Structures, 20 (12), pp 1030-1038.

2- Michael D. Engelhardt Thomas A. Sabol "Reinforcing of steel moment connections with cover plates: benefits and limitations" Engineering Structures, Vol. 20, Nos 4-6, pp. 510-520, 1998



میانقاب مهندسی نوین با قابلیت تغییر شکل بالا

مجید محمدی^۱، مجید شوندی^۲

(دریافت: ۸۸/۹/۱۱، پذیرش: ۸۹/۳/۲)

چکیده

در این تحقیق نتایج مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی نوع جدیدی از میانقاب بتنی که دارای شکل پذیری قابل توجه می‌باشد ارائه می‌گردد. در ارتفاع میانی این میانقاب، از ابزاری به نام فیوز برشی استفاده شده که لغزش در آن تنها در جهت طولی و در نیروی قابل تنظیم میسر است. در ابتدا آزمایش دو نمونه مشابه میانقاب با مقاومت‌های لغزشی متفاوت فیوز، تحت بارگذاری تناوبی، بیان می‌گردد. بر اساس نتایج، این نوع میانقاب، در مقایسه با میانقابهای معمولی، دارای رفتار چرخه ای بسیار مناسب تر، مقاومت بالاتر و شکل پذیری بیشتر هستند. ادامه آزمایش بر روی این نمونه ها که بر اثر نیروهای در صفحه دچار شکست شده‌اند نشان می‌دهد که اولاً این نوع میانقاب دارای مقاومت عرض قابل ملاحظه ای، حتی پس از تحمل شکست بر اثر نیروهای در صفحه، و همچنین قابلیت تعمیر پذیری کارا با استفاده از گروت می‌باشد. سپس رفتار قاب فولادی دارای این نوع میانقاب مورد بررسی تحلیلی قرار گرفته و با رفتار قاب جدا شده از میانقاب و همچنین قاب دارای میانقاب بتنی معمولی (فاقد فیوز) مقایسه شده است. تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی قاب ۱، ۳، ۵ و ۷ طبقه با نرم افزار IDARC و با در نظر گیری ۵ رکورد زلزله انجام گرفته که در آن منحنی های هیستریسیس به دست آمده از آزمایش برای معرفی میانقاب استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد که ساختمانهای دارای فیوز لغزان در زلزله های واقعی رفتار خوبی دارند و معمولاً رفتار آنها بهتر از ساختمانهایی است که دارای میانقاب بتنی معمولی یا میانقاب جدا شده از قاب هستند.

کلمات کلیدی

میانقاب مهندسی، مقاومت، میرایی، تنظیم، قاب فولادی، تحلیل تایخچه زمانی

An Engineered Infilled Frame with High Ductility

M. Mohammadi, M. Shavandi

ABSTRACT

In this paper, results of experimental and analytical studies on a new type of infilled frames, having high ductility are presented. The studied infilled frames, regarded Engineered, had frictional sliding fuses at their mid-heights. The fuse could be regulated for a desired sliding strength in longitudinal direction, but was restrained transversally. In the first part of the paper, experimental results of two engineered infill specimens, with different sliding strengths of their fuses, are presented. Cyclic loads were applied to the specimens. It is shown that such infills have more stable hysteresis loops as well as higher ductilities, in comparison with regular infill panels. After having the experience of failure by in-plane loads, the specimens were tested again; one of them was repaired by grout and reloaded by the same loading protocol. The other one was loaded transversally to evaluate the out-of-plane strength of the engineered infills after being failed by in-plane loads. Results show that such infills have high transversal strengths and they can be efficiently repaired by grout. In the second part, behavior of the engineered infilled frames (EIFs) in real earthquakes are studied and compared with ones of bare frame and regular reinforced concrete infilled frame. For this, some nonlinear time-history analyses of a three bay frame with 1, 3, 5 and 7 stories were conducted by IDARC for five earthquake records. It is shown that the engineered infilled frames are efficient to improve seismic behavior of the considered buildings.

Keywords

Engineered Infill, Strength, Damping, Regulation, Steel Frame, Time History Analysis.

۱. استادیار، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، m.mohammadigh@IIIES.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲. دانشجوی کارشناسی ارشد، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، m.shavandi@IIIES.ac.ir



در حال حاضر میانقابها با اهداف غیر سازه‌ای و عمدتاً به منظور تقسیم فضا در ساختمان‌ها بکار می‌روند. طی تحقیقات مختلف نشان داده شده است که این اعضا تأثیر بسزایی بر روی سختی و مقاومت جانبی ساختمان‌ها داشته و لذا تأثیرات آنها در رفتار لرزه‌ای ساختمان باید به هنگام تحلیل و طراحی لحاظ گردد [۲ و ۱]. وجود میانقابها در سیستم سازه‌ای یک ساختمان، آنرا در مقابل بارهای جانبی زلزله تقویت می‌نماید [۳]. همچنین این المان‌ها باعث بالا رفتن میزان جذب انرژی ساختمان به هنگام وقوع زمین لرزه می‌شوند [۴].

لرزم تقویت میانقابهای ساخته شده از مصالح بنایی در راستای افزایش مقاومت جانبی ساختمان‌ها در برابر زلزله، برای سالیان متمادی مورد توجه محققین بوده است. برای دست یافتن به مباحثی با مقاومت و شکل پذیری مطلوب روشهای مختلفی مورد بررسی قرار گرفته است. برخی از این روش‌ها عبارتند از: استفاده از برشگیرها در سطح مشترک بین قاب و میانقاب [۵]، استفاده از روکش بتنی [۶]، استفاده از فرو سیمت [۷]، تسلیح افقی میانقاب [۸]، استفاده از تیر بتنی مسلح در نیمه ارتفاع میانقاب [۹] و استفاده از کامپوزیت‌های پلیمری [۱۰].

در ادامه برخی از محققین تلاش نمودند تا با حذف مودهای نامطلوب شکست میانقاب و افزایش شکل پذیری آن، به نوعی میانقاب مهندسی دست پیدا کنند. از جمله این تحقیقات می‌توان به بررسی استفاده از میانقابهایی با شبکه های کامپوزیت پلیمری اشاره کرد [۱۱]. میانقاب‌های PMC از دو لایه پوشش با پلیمر الیافی و یک لایه هسته از جنس وینیل ساخته می‌شوند. آزمایشات نشان داده است که استفاده از میانقابهای PMC در درون یک قاب فولادی با اتصالات نیمه صلب، می‌تواند سختی، مقاومت و جذب انرژی سیستم را تا حد زیادی افزایش دهد. استفاده از یک لایه سربی در بخش زیرین تیر بالایی، از جمله تحقیقات دیگر انجام شده در این زمینه می‌باشد [۱۲]. هر چند روش مذکور باعث افزایش مقاومت ترک خوردگی

میانقاب می‌شود، لیکن تأثیر چندانی بر افزایش مقاومت نهایی قاب میانپر ندارد. محققان دیگری سعی کردند با فراهم نمودن تمهیداتی، رفتار قاب توپر را نرم و از بروز شکست در میانقاب جلوگیری نمایند [۱۳]. این محققان، تغییر طول ستون را با قراردادن تعدادی آرماتور طولی که به طور کامل داخل پی مهار نشده اند کنترل و با تغییر مقدار آرماتورهای طولی و همچنین طول مهار شده آنها ظرفیت ستون برای تحمل بارهای کششی را قابل تنظیم نمودند. تسلیم کنترل شده ستونها در نمونه های تحقیق مذکور، باعث ایجاد یک قاب میانپر با شکل پذیری مناسب می‌شود. در ادامه تحقیقات انجام شده، برخی از مراجع نیز تأثیر استفاده از روکش یا جلیقه بتنی را بر افزایش مقاومت و شکل پذیری میانقابهای ساخته شده از مصالح بنایی بررسی نمودند [۱۴].

مؤلف نخست مقاله حاضر، طی تحقیقی تأثیر تعبیه سطوح لغزش در میانقاب‌های ساخته شده از مصالح بنایی را بر روی افزایش شکل پذیری نمونه ها بررسی کرده است [۱۵]. در این تحقیق دو قاب میانپر با میانقاب سه لایه (متشکل از دو لایه ۱۰ سانتیمتری از دیوار آجری و یک هسته ۵ سانتیمتری از بتن مسلح) مورد آزمایش قرار گرفته اند. نمونه های مورد بررسی از تمامی جهات مشابه هم بوده و تنها یکی از آنها دارای دو سطح لغزش در ارتفاعهای یک-سوم و دو-سوم میانقاب خود می‌باشد (شکل ۱). بر اساس نتایج حاصل از این تحقیق، نمونه دارای سطوح لغزشی ظرفیت تغییرشکلی دو برابر نمونه مشابه خود خواهد داشت. به هنگام آزمایش نمونه مذکور، هیچ یک از پدیده های ترک خوردگی میانقاب یا شکست کنج (که عوامل عمده ایجاد خرابی در میانقابها می‌باشند)، تا گریز جانبی ۷/۱۳٪ رخ نداده است که این مسئله در شکل ۱ نشان داده شده است.

علیرغم اینکه تعبیه سطوح لغزش در میانقابها، ظرفیت تغییرشکل قابهای میانپر را تا حد زیادی افزایش می‌دهد، لیکن با توجه به اینکه این مسئله امکان لغزش دیوار در جهت عمود بر صفحه خود را فراهم می‌آورد، لذا باعث



خواهد شد که می تواند شکست برشی ستونها را در پی داشته باشد.

کاهش شدید مقاومت میانقاب در این راستا خواهد شد. علاوه براین، استفاده از سطوح لغزش در میانقابها، باعث اتکای میانقاب به ستون در نقاط نزدیک به سطوح لغزش



شکل (۱): تغییر مکان جانبی نمونه SF-10B-5C-10B در خیز ۷/۱۳ [۱۵]

چشمگیری در انرژی تلف شده طی چرخه های بارگذاری و افزایش ضریب میرایی نمونه ها شده است. پس از اتمام بارگذاری درون صفحه نمونه ها، یکی از آنها به حالت اولیه (تغییر مکان صفر) بازگردانده شده و بصورت خارج از صفحه بارگذاری گردید. از آنجا که فیوزهای برشی، تنها امکان لغزش در راستای طولی میانقاب را فراهم نموده و در جهت عمود بر دیوار از مقاومت بسیار زیادی برخوردار می باشند، لذا نتایج آزمایش حاکی از مقاومت برون صفحه مناسب برای این میانقابها می باشد.

جزئیات میانقابهای مهندسی، فیوزهای برشی لغزان و نتایج حاصل از آزمایش نمونه های یاد شده را می توان در ادامه مقاله مشاهده نمود.

۲- مشخصات نمونه ها: مصالح، ابعاد و پیکربندی

در تحقیق حاضر دو نمونه از میانقابهای مهندسی تحت بارگذاری چرخه ای مورد آزمایش قرار گرفتند. هر کدام از این نمونه ها با نام EIF-i مشخص می شوند که در آن EIF بر گرفته از حروف اول عبارت (Engineered Infilled Frame) و i نشان دهنده شماره نمونه تست شده می باشد.

تحقیق حاضر نوع جدیدی از قاب های میانپر را معرفی می نماید که می توان آنها را نوعی میانقاب مهندسی^۱ به شمار آورد. برای افزایش شکل پذیری، حذف مودهای خرابی نامطلوب و ایجاد قابلیت تنظیم در مقاومت جانبی این میانقابها، از یک لایه فیوز برشی لغزان^۲ در نیمه ارتفاع میانقاب استفاده شده است. فیوزهای مذکور دارای مقاومت لغزشی قابل تنظیم بوده و با لغزش خود تحت نیرویی کمتر از نیروی شکست میانقاب، باعث سالم ماندن میانقاب در برابر بارهای جانبی و جذب انرژی سیستم از طریق نیروهای اصطکاکی می شوند.

در این مقاله دو نمونه از میانقابهای مهندسی برای نیروهای لغزشی مختلف تنظیم شده و تا حد خرابی کامل (افت منحنی نیرو- جابجایی) تحت بارگذاری چرخه ای درون صفحه قرار گرفتند. نتایج آزمایش این نمونه ها نشان دهنده مقاومت بسیار زیاد میانقابهای مهندسی تحت بار جانبی درون صفحه می باشد. علاوه بر این، طبق نتایج حاصل از آزمایش، لغزش فیوز باعث افزایش بسیار

¹ Engineered Infilled Frame (EIF)

² Frictional Sliding Fuse (FSF)



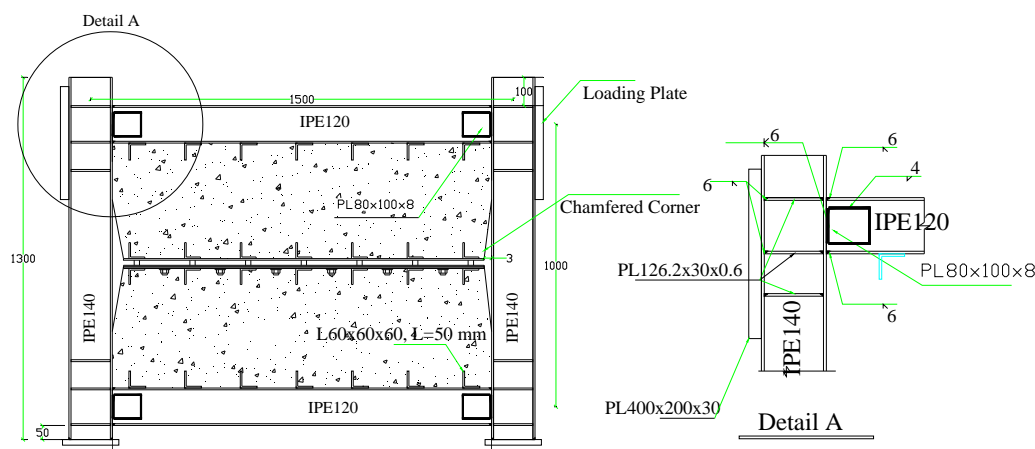
بدست آوردن مشخصات مکانیکی مقاطع یاد شده، نمونه‌هایی از این مقاطع تهیه شده و بر اساس استاندارد ASTM [۱۷] تحت تست کشش قرار گرفتند. بر اساس نتایج این آزمایش‌ها، مدول ارتجاعی، حد جاری شدگی و حد نهایی مقاومت برای تیر آهن نمره ۱۲ بترتیب برابر با ۱۸۷۵۴۹، ۳۰۰ و ۴۱۶ مگاپاسکال و برای تیر آهن نمره ۱۴ بترتیب برابر با ۱۹۷۹۲۷، ۳۲۲ و ۴۵۰ مگاپاسکال بدست آمدند.

پیوستگی تیرها و ستونهای این نمونه‌ها با استفاده از اتصال مستقیم بال تیر به بال ستون و اتصال جان تیر از طریق دو ورق کناری به بال ستون، فراهم شده است (شرح جزئیات A شکل ۲). بدین ترتیب اتصال تیر و ستون در این قاب را می‌توان یک اتصال صلب تلقی نمود. سختی جانبی قاب خالی این نمونه‌ها از طریق تحلیل برابر با $94/5 \text{ kN/cm}$ برآورد شده است.

در نیمه ارتفاع هریک از این میانقاب‌ها از یک لایه فیوز برشی لغزان استفاده شده است. فیوز برشی لغزان، المانی با مقاومت لغزشی قابل تنظیم می‌باشد که جزئیات آن در ادامه همین مقاله به تفصیل شرح داده شده است.

برای تعیین ابعاد نمونه‌های آزمایشگاهی، یک ساختمان ۴ طبقه با سه دهانه در منطقه با لرزه خیزی بالا، طبق آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله [۱۶] طراحی شد. ارتفاع طبقات ساختمان مذکور برابر با ۳ متر و عرض دهانه های آن در دو جهت متعامد به ترتیب برابر با ۴/۵ و ۵ متر بود. پس از طراحی ساختمان، قاب میانی موجود در طبقه اول آن (که تیرها و ستونهای آن به ترتیب از تیر آهن‌های نمره ۴۰ و دوپل ۴۰ ساخته شده بودند) جهت استخراج ابعاد نمونه های آزمایشگاهی انتخاب شده و با توجه به محدودیت‌های موجود از لحاظ فضا و امکانات آزمایشگاهی، به مقیاس یک سوم در آمد.

بدین ترتیب، تیرها و ستونهای نمونه‌های آزمایشگاهی بترتیب از تیر آهن‌های نمره ۱۲ و ۱۴ ساخته شدند. برای



شکل (۲): مشخصات نمونه‌های میانقاب مهندسی (تمامی ابعاد بر حسب میلی‌متر می‌باشند)

سخت کننده به ابعاد $30 \times 0.76 \times 126.2 \text{ mm}$ به جان ستون جوش شد تا از کمانش موضعی آن در بارهای جانبی زیاد جلوگیری به عمل آید. برای انتقال برش‌های موجود، در وجوه داخلی تیرها و بر روی سطوح خارجی فیوزهای برشی، از ۷ عدد برشگیر (ساخته شده از نبشی mm

همانگونه که در شکل ۲ مشاهده می‌شود، طول نمونه‌های ساخته شده برابر با ۱/۵ متر، ارتفاع آنها برابر با ۱ متر و عرض میانقاب برابر با ۷/۴ سانتیمتر می‌باشد. در نیمه ارتفاع میانقاب از یک لایه فیوز برشی لغزان (FSF) استفاده گردید. در دو طرف هر اتصال تیر به ستون، سه عدد

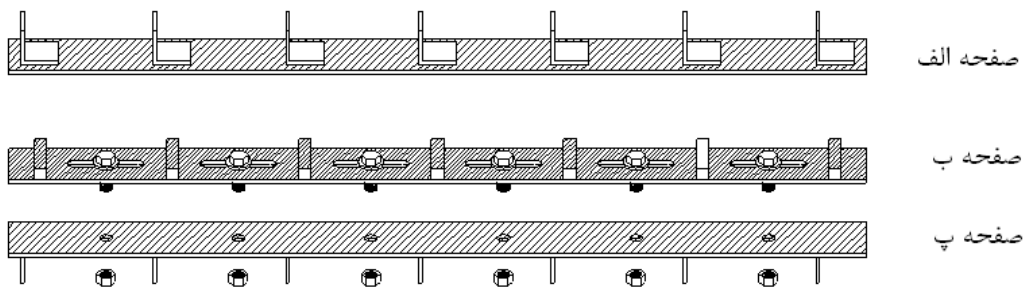
۶×۶×۶۰ (طول ۵۰ mm) با فواصل ۱۸ سانتیمتری استفاده گردید. مطابق شکل ۲، میانقاب نمونه‌ها بصورت مورب و با حداکثر فاصله ۳ سانتیمتر در نیمه ارتفاع میانقاب اجرا گردید تا به هنگام لغزش فیوز از برخورد میانقاب با ستونهای کناری و ایجاد تغییر شکلهای نامناسب در آنها جلوگیری شود.

بر اساس تحقیقات قبلی انجام شده [۱۸]، میانقابهای ساخته شده از بتن الیافی دارای مقاومت جانبی بیشتری در مقایسه با میانقابهای ساخته شده از بتن معمولی یا مصالح بنایی می‌باشند. با توجه به اینکه هدف از انجام این تحقیق بررسی کارآمدی فیوزهای برشی استفاده شده در نمونه های مهندسی بود، لذا برای ساختن میانقابهای EIF-1 و EIF-2 از بتن الیافی با ۱٪ الیاف فولادی استفاده گردید. میانگین مقاومت فشاری نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد برای بتن این میانقاب‌ها بترتیب برابر با ۱۷ و ۱۵ مگاپاسکال بدست آمد. الیاف بکار برده شده در بتن نمونه‌ها دارای شکل استاندارد با قطر ۰.۶ mm و طول ۳ سانتیمتر بودند. میانقابها همچنین دارای شبکه‌ای از آرماتورهای $\Phi 8$ میلیمتر با فواصل افقی ۱۵ سانتیمتر و فواصل قائم ۱۰ سانتیمتر بودند. نمونه‌هایی از آرماتورهای

بکار رفته در شبکه فولادی داخل میانقاب‌ها تهیه شده و پس از آزمایش کشش، مدول ارتجاعی، حد جاری شدگی و حد نهایی مقاومت این آرماتورها بترتیب برابر با ۱۷۱۶۷۵، ۳۱۴ و ۵۸۱ مگاپاسکال اندازه‌گیری شد.

۳- فیوز برشی لغزان

همانگونه که در شکل ۳ نشان داده شده است، فیوز برشی لغزان از بخش مختلف تشکیل شده است؛ در این شکل صفحات (الف) و (ب) به همدیگر جوش می‌شوند، در حالی که صفحه (پ) قادر است بر روی صفحه (ب) بلغزد. صفحات (ب) و (پ) به ترتیب دارای سوراخهای لوبیایی و گرد می‌باشند که لغزش را در جهت طولی فیوزها امکان پذیر نموده و در جهت عرضی مقید می‌نماید. برای اتصال ورقهای (ب) و (پ) به همدیگر از ۶ عدد پیچ N20 استفاده می‌شود که نیروی لغزش فیوز بر حسب نیروی پیش فشردگی آنها قابل تنظیم می‌باشد. در ادامه، شیوه تعیین رابطه بین پیش فشردگی پیچ‌ها و نیروی آستانه لغزش فیوز آورده شده و نحوه کالیبراسیون فیوزهای برشی لغزان شرح داده می‌شود.



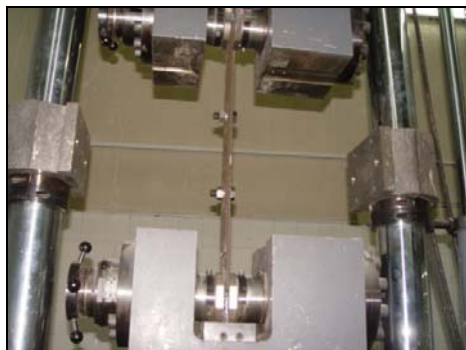
شکل (۳): مشخصات فیوز برشی لغزان

نمونه‌ای از این فیوزها را می‌توان در شکل ۴-الف مشاهده نمود. نتایج حاصل از آزمایش این فیوزها در استخراج رابطه بین پیچش بکار رفته در سفت کردن پیچ‌ها و نیروی آستانه لغزش فیوز استفاده گردید.

۳-۱- فیوزهای کالیبراسیون

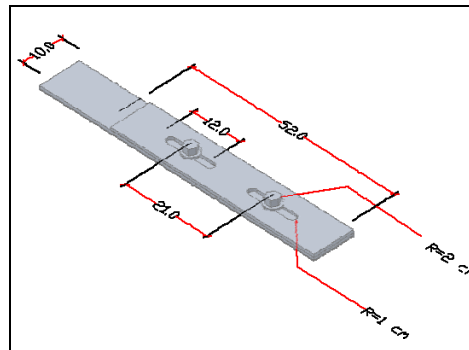
جهت مطالعه رفتار فیوزهای برشی لغزان، تعدادی فیوز کالیبراسیون ساخته شده و تحت آزمایش کشش قرار گرفتند. فیوزهای مذکور دارای دو ورق فولادی و دو پیچ N20 بودند که با استفاده از پیچش یکسانی سفت می‌شدند.

از تست کشش فیوزهای کالیبراسیون برای تنظیم نیروی آستانه لغزش فیوزهای اصلی، باید از یک ضریب یک سوم استفاده گردد.



ب- فیوز کالیبراسیون تحت آزمایش کشش

با توجه به اینکه تعداد پیچهای موجود بر روی فیوزهای اصلی سه برابر تعداد پیچهای فیوز کالیبراسیون می باشد، لذا بدیهی است که به هنگام استفاده از نتایج بدست آمده



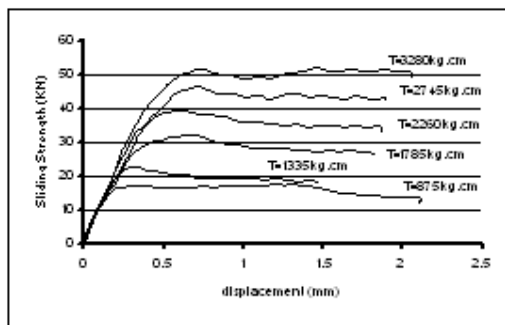
الف- نمونه‌ای از فیوز کالیبراسیون

شکل (۴): مشخصات فیوز های کالیبراسیون و آزمایش کشش آنها

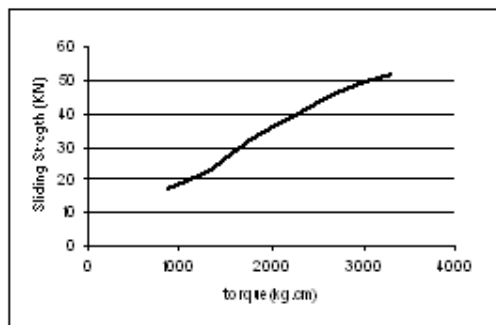
۲-۳- تنظیم فیوزهای برشی نمونه ها

فیوز برشی نمونه های EIF-1 و EIF-2 بترتیب برای لغزش در نیروهای ۵۱ و ۷۳ کیلونیوتن تنظیم شدند. بر اساس شکل ۵-ب پیچشهای متناظر این نیروها بترتیب برابر با ۸۷/۵ و ۱۴۰ کیلونیوتن-متر می باشد.

نمودار نیرو- جابجایی فیوزهای کالیبراسیون آزمایش شده را در شکل ۵-الف می توان مشاهده نمود. در این نمودار پیچش بکار رفته برای سفت کردن پیچهای هر نمونه‌ای با عبارت "T=" بر روی نمودار مشخص شده است. شکل ۵-ب، نتیجه نهایی را که رابطه بین پیچش سفت کننده پیچها و نیروی آستانه لغزش فیوز می باشد نشان می دهد.



ب- رابطه پیچش سفت کننده پیچها و نیروی آستانه لغزش



الف- نمودار نیرو- جابجایی فیوزهای کالیبراسیون

شکل (۵): مشخصات فیوز های کالیبراسیون و آزمایش کشش آنها

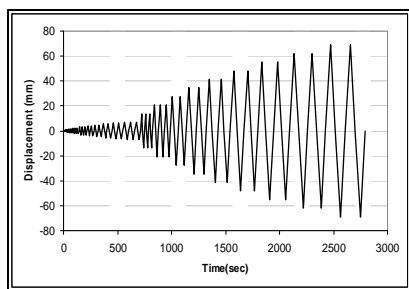
(شکل ۶-الف) به آن اعمال شد. بارهای فشاری به صورت مستقیم و بارهای کششی از طریق ۴ عدد میلگرد $\Phi 24$ به ورقهای بارگذاری منتقل شده و نیروها و تغییر شکلهای

۴-تاریخچه بارگذاری و تجهیز نمونه‌ها

بارگذاری نمونه‌ها با استفاده از یک جک هیدرولیکی ۵۰ تنی و از طریق ورقهای تعبیه شده در دو طرف نمونه

نمونه از طریق یک ثبت کننده الکترونیکی در اتاق فرمان ثبت گردید. جک هیدرولیکی یاد شده بوسیله یک کامپیوتر از اتاق فرمان هدایت شده و قادر است تاریخچه دقیق بارگذاری را به صورت کنترل بار یا کنترل تغییر مکان به نمونه وارد سازد. در تحقیق حاضر بارگذاری نمونه ها بصورت کنترل تغییر مکان بوده است. دامنه ها، تعداد سیکلها و سرعت های بارگذاری نشان داده شده در شکل ۶-ب، مبتنی بر استاندارد ATC-24 بوده [۱۹] و بگونه ای انتخاب شده اند

که هم بتوان داده های مربوط به لغزش فیوز و هم داده های مربوط به لحظه پلاستیک شدگی قاب را بخوبی ثبت نمود. سرعت بارگذاری نمونه ها قبل و بعد از پلاستیک شدگی اتصال قاب، بترتیب برابر با 0.5 و 1.5 mm/sec بود. نمونه ها تنها در جهت طولی بارگذاری شده و هیچ بار قائمی بر روی نمونه ها اعمال نگردید. جهت جلوگیری از رفتار برون صفحه نمونه ها، دو عدد تکیه گاه جانبی در فواصل یک سوم دهانه برای تیر بالایی فراهم شده بود (شکل ۶-الف).



ب- تاریخچه بارگذاری مبتنی بر آیین نامه ATC-24



الف- نمونه EIF-1 آماده برای شروع آزمایش

شکل (۶): بارگذاری نمونه ها

برشگیرهای واقع بر سطح داخلی تیر ایجاد شده و در تمامی جان میاقاب انتشار پیدا نمودند که در شکل ۷ می توان نمونه ای از آنرا برای EIF-1 مشاهده کرد.

۵- نتایج حاصل از آزمایش نمونه های EIF-1 و EIF-2 اولین پدیده ای که به هنگام آزمایش نمونه های EIF-1 و EIF-2 مشاهده شد، ایجاد ترک مرزی بین قاب و میانقاب بود. در ادامه ترکهای مایل با زاویه ۴۵ درجه در محل



شکل (۷): ترک های مایل در میانقاب نمونه EIF-1

نیرو و خیز متناظر آن بترتیب برابر با 136.9 kN و 0.53 ٪ بود. با افزایش بار جانبی نمونه ها، ابتدا پدیده شکست کنج در میانقاب نمونه ها رخ داده و سپس میانقاب به موازات

لغزش فیوز نمونه EIF-1، در چرخه ۱۷م رخ داد که نیرو و خیز متناظر آن بترتیب 80.28 kN و 0.389 ٪ می باشد. برای نمونه EIF-2، لغزش فیوز در سیکل ۳۰م بوقوع پیوست که

از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر بالای EIF-1 را که با شکست جوش اتصال همراه است، در شکل ۸-ب می‌توان مشاهده نمود.



ب- ایجاد مفصل پلاستیک همراه با گسیختگی جوش اتصال

تیر بالا و پایین دچار شکست برشی گردید. در نهایت دو مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر بالایی بوجود آمد که باعث افت نمودار نیرو-جابجایی نمونه‌ها گردید. نمونه‌ای



الف- شکست برشی میانقاب به موازات تیر بالا و پایین

شکل (۸): مودهای خرابی نمونه های EIF-1 و EIF-2

جدول (۱): اطلاعات و نتایج حاصل از آزمایش نمونه ها

نام نمونه	نیروی آستانه لغزش فیوز (kN)	سختی اولیه (kN/m m)	لحظه لغزش فیوز		ترک مرزی		ترک در میانقاب		مقاومت نهایی	
			مقاومت (کیلو نیوتن)	گریز (%)	مقاومت (کیلو نیوتن)	گریز (%)	مقاومت (کیلو نیوتن)	گریز (%)	مقاومت (کیلو نیوتن)	گریز (%)
EIF-1	۵۱	۲۴/۳	۸۰/۲۸	۰/۳۸۹	۳۰	۰/۱۵	۵۰	۰/۲۱۴	۲۶۷/۶	۲/۵
EIF-2	۷۳	۳۱/۸۶	۱۳۶/۹	۰/۵۳	۲۵	۰/۱۲۹	۶۰	۰/۲	۳۱۴/۷	۳/۵
R-EIF-1	۵۱	۱۴/۸۷	۱۱۲/۶	۰/۶۲	---	---	---	---	۳۱۳/۰	۳/۸۵

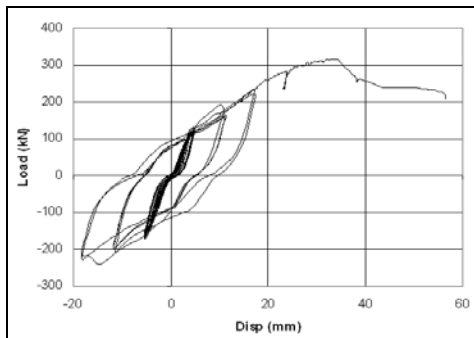
این جدول مشاهده می‌شود، نیروی آستانه لغزش واقعی فیوز بالاتر از نیروی پیش تنظیم شده آن می‌باشد. این مسئله می‌تواند ناشی از اثرات ثانویه قاب بر روی میانقاب باشد؛ پس از آغاز بارگذاری جانبی و در اثر اندرکنش قاب و میانقاب، قاب نیروهای قائمی را به میانقاب وارد می‌نماید که باعث بالارفتن نیروهای اصطکاکی موجود بر روی صفحات فیوز و در نتیجه افزایش نیروی آستانه لغزش آن می‌شود.

با مقایسه نمونه‌های EIF-1 و EIF-2 می‌توان نتیجه گرفت که مقاومت ایجاد ترک مرزی و ترک خوردگی مایل وابستگی چندانی به نیروی آستانه لغزش فیوز ندارد.

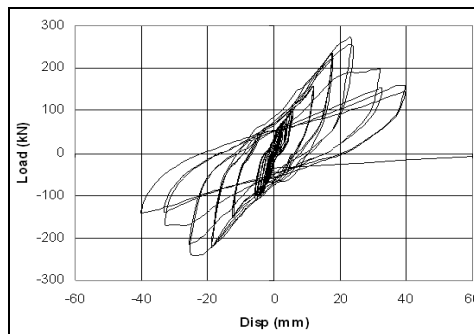
اطلاعات مربوط به خیز و نیروی آستانه لغزش نمونه‌ها و نتایج حاصل از آزمایش آنها در جدول ۱ جمع‌آوری شده است. این جدول حاوی اطلاعاتی درباره سختی اولیه نمونه‌ها، نیروها و خیزهای متناظر لحظه ایجاد ترک مرزی، ایجاد ترکهای مایل در میانقاب و لحظه شکست نمونه می‌باشد. بر اساس داده‌های موجود در جدول ۱، نیروی آستانه لغزش و مقاومت نهایی نمونه‌ها با افزایش نیروی پیش تنظیم شده فیوزها افزایش پیدا می‌کنند. این مسئله نشان می‌دهد که مقاومت نهایی قاب‌های میانپر با استفاده از فیوزهای برشی لغزان (که خود توسط یک سری پیچها تنظیم می‌شوند) قابل تنظیم خواهد بود. همانگونه که در

میانقابهای معمولی کاهش سختی و مقاومت بسیار سریع اتفاق می افتد [۲۰]، در حالی که کاهش مقاومت نمونه های مهندسی آزمایش شده بسیار ناچیز می باشد.

نمودارهای رفتار چرخه ای نمونه ها و پوش آنها بترتیب در اشکال ۹ و ۱۰-الف نشان داده شده اند. یکی از پارامترهای مهمی که در طراحی و ارزیابی سازه ها بکار می رود، میزان کاهش مقاومت به ازای افزایش خیز سازه می باشد. برای



ب- رفتار چرخه ای نمونه EIF-2

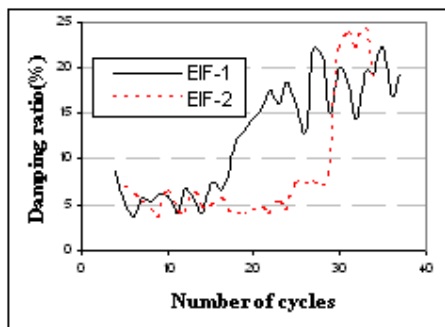


الف- رفتار چرخه ای نمونه EIF-1

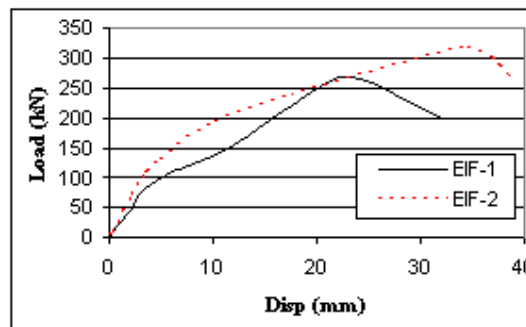
شکل (۹): نمودار رفتار چرخه ای نمونه های EIF-1 و EIF-2

حاضر با کارهای قبلی انجام شده بر روی میانقابهای معمولی [۱۵] حاکی از آن است که استفاده از فیوز برشی لغزان قادر است شکل پذیری مجموعه را تا بیش از ۵ برابر افزایش دهد؛ خیز متناظر نقطه شکست در میانقابهای ساخته شده از بتن معمولی و بتن الیافی به ترتیب برابر با ۰٫۳۲٪ و ۰٫۵٪ می باشد [۱۵]. این درحالی است که برای میانقابهای ارائه شده در این مقاله، مقدار خیز متناظر نقطه شکست بیش از ۲٫۵٪ می باشد.

میرایی ویسکوز نمونه ها از طریق محاسبه انرژی کرنشی به هدر رفته در چرخه های مختلف بارگذاری [۲۱] بدست آمده و در شکل ۱۰-ب نمایش داده شده است. همانگونه که مشاهده می شود، میانگین ضریب میرایی نمونه ها پس از ایجاد لغزش در فیوز برشی به اندازه چشمگیری افزایش پیدا می نماید. این افزایش قبل و بعد از شروع لغزش برای EIF-1 از ۷٪ به ۱۵٪ و برای EIF-2 از ۵٪ به ۲۰٪ بوده است. مقایسه نتایج نمونه های آزمایش شده در تحقیق



ب- ضریب میرایی نمونه ها در چرخه های مختلف بارگذاری



الف - پوش نمودار رفتار چرخه ای نمونه ها

شکل (۱۰): نمودارهای پوش و ضریب میرایی نمونه ها



ب- جوشهای ترمیم شده اتصالات

شکل (۱۱): نمونه ترمیم شده R-EIF-1

به هنگام آزمایش نمونه ترمیم شده، فیوز برشی در سیکل ۲۶م دچار لغزش گردید که بار جانبی و گریز نسبی معادل آن به ترتیب برابر ۱۸۳ کیلونیوتن و ۱/۰۳٪ بود. لازم به ذکر است که مقاومت نهایی این نمونه برابر با ۳۱۳ کیلونیوتن (تحت گریز جانبی ۳/۸۵٪) بدست آمد که این مقدار بیشتر از مقاومت نمونه اصلی (EIF-1) می باشد. نتایج مربوط به آزمایش نمونه ترمیم شده (R-EIF-1) را در جدول ۱ می توان مشاهده نمود. باید توجه نمود، از آنجاکه نمونه ترمیم شده از ابتدای آزمایش دارای ترکهایی بود که مربوط به تست نمونه اصلی (EIF-1) می شدند، لذا اطلاعات مربوط به لحظات ایجاد ترک مرزی بین قاب و میانقاب و همچنین ایجاد ترکهای مورب در جان میانقاب، در این جدول موجود نمی باشند. همانگونه که در این جدول مشاهده می شود، مقاومت و گریز جانبی نمونه ترمیم شده بیشتر و سختی آن کمتر از موارد مشابه برای نمونه اصلی (EIF-1) می باشد. اضافه مقاومت این نمونه نسبت به نمونه اصلی را می توان به اثرات استفاده از گروت که سختی و مقاومت بیشتری نسبت به بتن معمولی دارد، منتسب نمود. نمودار رفتار چرخه ای نمونه ترمیم شده را در شکل ۱۲-الف و پوش نمودارهای رفتار چرخه ای مربوط به نمونه های R-EIF-1 و EIF-1 را در شکل ۱۲-ب می توان مشاهده نمود. همانگونه که از شکل ۱۲-ب مشخص است، کاهش مقاومت در نمونه ترمیم شده روند بسیار آهسته تری داشته است.

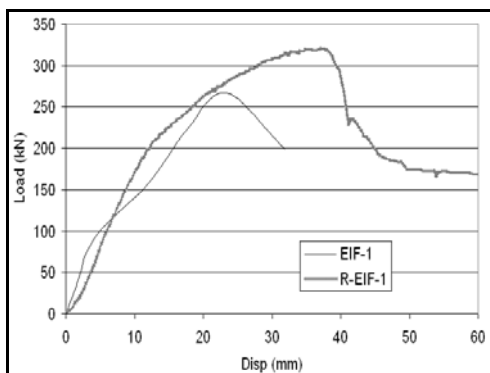
۶-آزمایش نمونه ترمیم شده^۱

بررسی رفتار سیستم های سازه ای ترمیم شده، بخصوص در مناطق لرزه خیزی که اکثر ساختمانها پس از زلزله باید ترمیم شوند، اهمیت بسیار زیادی خواهد داشت. در این تحقیق، پس از آنکه نمونه EIF-1 تا حد شکست خود بارگذاری شده و گریز جانبی ۶٪ را تجربه نمود (شکل ۸)، عملیات ترمیم بر روی آن انجام شد تا از این راه بتوان رفتار نمونه ترمیم شده میانقابهای مهندسی و امکان اجرای آن پس از زلزله را مطالعه نمود. نمونه ترمیم شده، R-EIF-1 نامگذاری شده و با استفاده از تاریخچه بارگذاری بکار رفته برای آزمایش سایر نمونه ها، تست گردید. برای ترمیم این نمونه، همانگونه که در شکل ۱۱-الف مشاهده می شود، اتصالات آسیب دیده پس از جدا نمودن جوشهای معیوب، دوباره جوشکاری شدند. نقاط آسیب دیده میانقاب نیز که اکثراً در نزدیکی تیرهای بالا و پایین بودند، از آن جدا شده و فضا های خالی بوجود آمده، با استفاده از گروت ترمیم شدند (شکل ۱۱-ب).

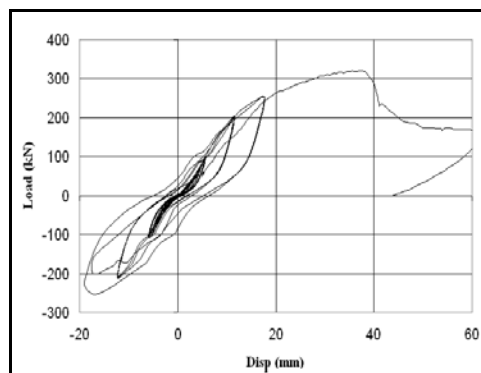


الف - بخشهای ترمیم شده با گروت میانقاب

¹ Retrofitted specimen



ب- پوش نمودار رفتار چرخه‌ای نمونه های EIF-1 و R-EIF-1

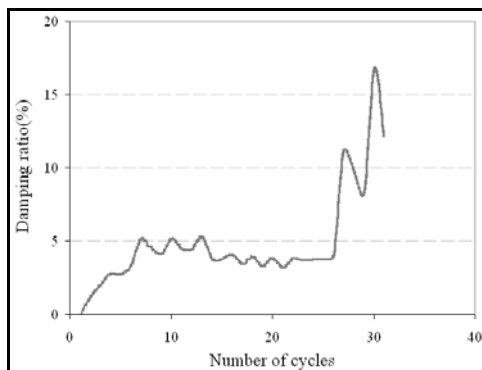


الف - رفتار چرخه‌ای نمونه R-EIF-1

شکل (۱۲): رفتار نمونه ترمیم شده R-EIF-1

فیوز برشی (در چرخه ۱۲۶م)، بشدت افزایش می یابد. طبق نتایج حاصل از شکل ۱۳، میانگین ضریب میرایی این نمونه قبل از لغزش فیوز برابر ۰.۴٪ بوده که پس از ایجاد لغزش در فیوز برشی به ۱.۶٪ افزایش یافته است.

ضریب میرایی نمونه تعمیر شده (R-EIF-1) در چرخه‌های مختلف بارگذاری محاسبه شده و در شکل ۱۳ نشان داده شده است: همانند سایر نمونه‌های آزمایش شده، میانگین ضریب میرایی نمونه R-EIF-1 نیز پس از ایجاد لغزش در



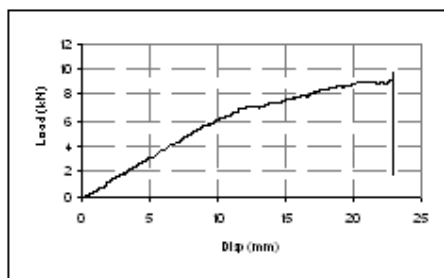
شکل (۱۳): ضریب میرایی نمونه ترمیم شده R-EIF-1

بیش از مقدار واقعی خود نشان می دهند [۲۳]. این مسئله از آنجایی ناشی می‌شود که تحقیقات انجام شده برای تخمین مقاومت برون صفحه میانقباها، بدترین حالت ممکن را در نظر نمی‌گیرند. بحرانی‌ترین حالت ممکن برای اندازه‌گیری مقاومت برون صفحه میانقباها، شرایطی است که میانقاب در اثر بارگذاری درون صفحه دچار ترک خوردگی شده و از قاب پیرامونی خود جدا شده باشد و در

۷- بارگذاری برون صفحه میانقاب مهندسی

در بین مقالات و تحقیقات انجام شده روابط و فرمولهای بسیار زیادی وجود دارند که برای تخمین مقاومت برون صفحه میانقباها می‌توان از آنها استفاده نمود [۲۲]. به هر حال مولف نخست مقاله حاضر معتقد است که تمامی روابط مذکور مقاومت برون صفحه میانقابهای معمولی را

۱۴-الف مشاهده می‌شود، توسط یک جک دستی ۵ تنی بصورت برون صفحه بارگذاری گردید. بارگذاری با استفاده از یک صفحه U شکل که در وسط میانقاب تعبیه شده بود به آن اعمال گردید.



ب- نمودار نیرو-جابجایی

همین شرایط به حالت اولیه خود، یعنی گریز جایی صفر برگردانده شود. بر همین اساس برای بررسی مقاومت برون صفحه میانقابهای ساخته شده، نمونه EIF-2 پس از تجربه خیز ۶٪ و رسیدن به مقاومت نهایی خود، به حالت تغییرمکان صفر برگردانده شده و همانگونه که در شکل



الف- نحوه بارگذاری خارج از صفحه میانقاب

شکل (۱۴): بارگذاری خارج از صفحه میانقاب مهندسی

خود با افت یکباره نیرو مواجه شده است، لیکن این مسئله به معنای پرتاب برون صفحه میانقاب نبوده و مطابق شکل ۱۵، در لحظه مذکور هنوز میانقاب به قاب پیرامونی خود متصل می‌باشد. این مقاومت زیاد برون صفحه را علاوه بر کش قوسی دیوار می‌توان ناشی از پیوستگی بوجود آمده در اثر برشگیرهای موجود بر روی سطوح داخلی تیرها و فیوز برشی دانست.

شکل ۱۴-ب، نمودار نیرو- تغییرمکان این بارگذاری را نشان می‌دهد. بیشترین بار و تغییرمکان تجربه شده توسط نمونه EIF-2 بترتیب برابر با ۹٫۲۴ kN و ۲۲٫۹ mm می‌باشد. در صورتی که وزن میانقاب برابر با ۲۰۶٫۶۵ کیلوگرم باشد (وزن دیوار به همراه فیوز)، این نیرو معادل شتاب پایه ای برابر با ۴٫۵g خواهد بود. با توجه به شکل ۱۴-ب، علیرغم اینکه میانقاب در تغییر مکان متناظر مقاومت نهایی



شکل (۱۵): تغییر مکان برون صفحه میانقاب مهندسی

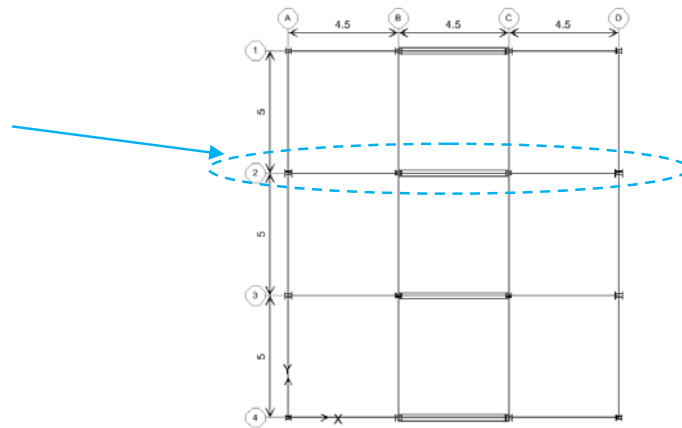
۷- مطالعه تحلیلی رفتار لرزه ای میانقاب مهندسی در ساختمان

در این بخش رفتار لرزه ای قابهای میانپر دارای میانقاب- های مهندسی دارای فیوز برشی لغزان مورد مطالعه قرار گیرد. در این راستا رفتار قاب میانپر دارای میانقاب بتنی فاقد فیوز و همچنین قابی که در آن میانقاب در جهت طولی از قاب جدا شده است نیز بررسی و با رفتار میانقابهای دارای فیوز لغزان مقایسه میگردد.

برای این منظور، در ابتدا سازه فولادی ساختمانهای ۱، ۳، ۵ و ۷ طبقه با پلان نشان داده شده در شکل ۱۶ بر اساس آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله [۱۶] طراحی گردید. در مرحله طراحی این ساختمانها که همگی منظم

هستند، فرض گردید که منطقه مورد نظر دارای خطر نسبی خیلی زیاد و خاک نوع II است.

قاب مورد مطالعه در این تحقیق نیز در شکل ۱۶ نشان داده شده است: این قاب دارای سه دهانه ۴/۵ متری است که تنها در دهانه میانی دارای میانقاب است. تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی با استفاده از نسخه هفتم نرم افزار IDARC 2D [۲۴] انجام گرفت و در آن رفتار غیر خطی ستونها و تیرها بر اساس آنچه در دستور العمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود [۲۵] آمده و رفتار دهانه میانی با معرفی منحنی هیستریسیس به دست آمده از آزمایش به نرم افزار معرفی گردید.



شکل ۱۶- پلان ساختمانهای مورد بررسی و قاب منتخب برای انجام ادامه مطالعات

لازم به ذکر است که برای معرفی ۴ حالت فوق باید ابتدا رفتار هیستریسیس نمونه های آزمایشگاهی آنها با توجه به قوانین مقیاس برای حالتی که نمونه دارای ابعاد واقعی می باشد به دست آید. بر اساس قوانین مقیاس [۲۶] در سه حالت اول که مقیاس نمونه آزمایشگاهی ۰/۳۳ است، برای به دست آوردن رفتار نمونه در ابعاد واقعی باید مقاومت های به دست آمده از آزمایش در ۹ و تغییرمکانها در ۳ ضرب شوند که حاصل کار در شکل ۱۷-الف تا ج نشان داده شده است.

برای دهانه میانی هر کدام از ساختمانهای مفروض، ۴ حالت زیر در نظر گرفته شده است:

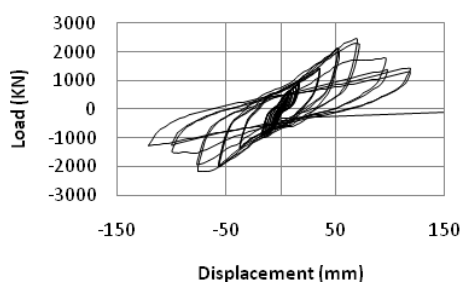
۱- قاب دارای دیوار که در جهت طولی از قاب دور خود جدا شده و فاقد اندرکنش با آن است. این حالت در جدولها و شکلها با عبارت "قاب با دیوار جدا شده" معرفی شده است.

۲ و ۳- قابهایی به ترتیب با میانقابهایی مشابه EIF-1 و EIF-2

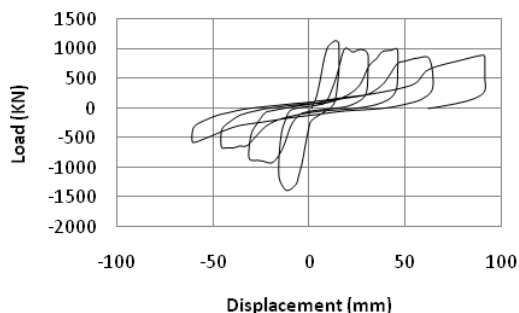
۴- قاب دارای میانقاب بتن آرمه معمولی (فاقد فیوز)

هایی با ابعاد واقعی و مشابه قاب جداشده از میانقاب، EIF-1 ، EIF-2 و RC افزایش می یابد، هر چند که مقاومت نمونه های دارای فیوز بیشتر است. از میان این ۴ نمونه، قاب خالی بیشترین شکل پذیری را دارد و پس از آن میانقابهای مهندسی قرار دارند و در انتها RC که دارای کمترین شکل پذیری میباشد.

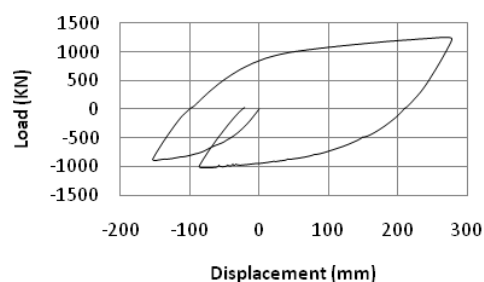
برای حالت چهارم از نتیجه آزمایش میانقاب بتنی که توسط محمدی [۱۸] به دست آمده استفاده شد. این نمونه در مقیاس ۰/۶۷، ارتفاع ۲/۰ و طول ۳/۰ متر ساخته شده بود. برای این نمونه نیز از قوانین مقیاس استفاده شد تا رفتار نمونه مشابه در ابعاد واقعی (ارتفاع ۳ و طول ۴/۵ متر) به دست آید که حاصل آن نیز در شکل ۱۷-د نشان داده شده است. پوش نمودارهای به دست آمده برای هر ۴ حالت مذکور در بالا، در شکل ۱۸ نشان داده شده است. این شکل نشان میدهد که مقدار سختی به ترتیب در نمونه



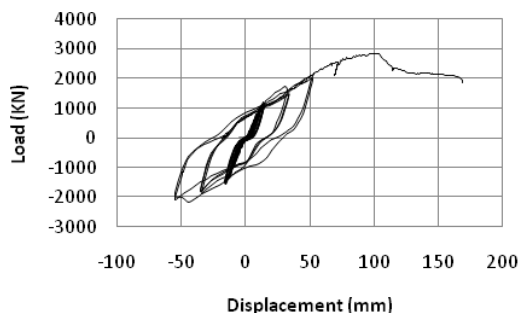
ب) رفتار هیسترسیس قاب دارای میانقاب مشابه EIF-1



د) رفتار هیسترسیس قاب دارای میانقاب مشابه RC

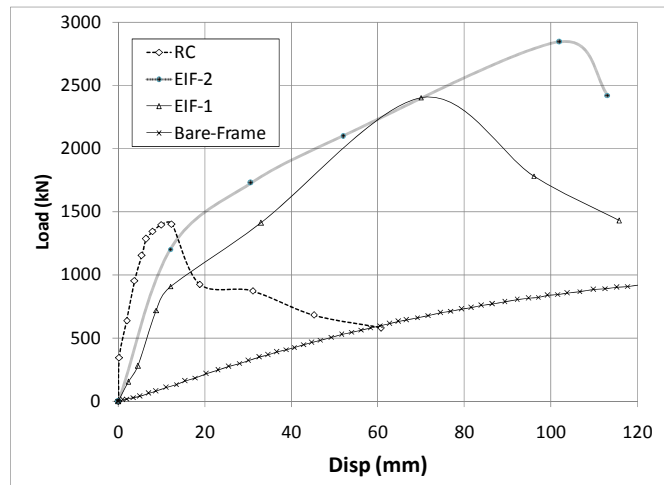


الف) رفتار هیسترسیس قاب خالی - Bare Frame



ج) رفتار هیسترسیس قاب دارای میانقاب مشابه EIF-2

شکل (۱۷): منحنی های هیسترسیس به دست آمده برای نمونه های مشابه نمونه های آزمایشگاهی ولی در ابعاد واقعی



شکل (۱۸): نمودار پوش رفتار نمونه های به ابعاد واقعی

سازه دارای میانقاب بتن آرمه معمولی، ارائه شده است. برای هر رکورد زلزله نیز شتاب طیف آن زلزله، حداکثر برش پایه، حداکثر تغییر مکان بام و شاخص خرابی کلی و شاخص خرابی ستونهای کناری ذکر شده است. لازم به ذکر است که در برنامه IDARC از شاخص خسارت پارک و انگ [۲۴] استفاده شده که برای یک المان سازه‌ای به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$DI_{P\&A} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h$$

که δ_m بیشترین تغییر شکل تجربه شده، δ_u تغییر شکل نهایی المان، P_y مقاومت جاری شدن المان، $\int dE_h$ انرژی هیسترتیک جذب شده بوسیله المان در طول تاریخچه پاسخ و β پارامتر ثابت مدل می‌باشد. ارتباط بین شاخص خرابی و خرابی ایجاد شده در سازه بدین صورت است که شاخص خرابی صفر نشانگر سلامت، شاخص خرابی تا ۰/۲ نشانگر خرابی اندک با قابلیت تعمیرپذیری آسان است. شاخص خرابی بزرگتر تا ۰/۵ نشانگر خرابی جزئی است که امکان تعمیر وجود دارد. شاخص خرابی بزرگتر از ۰/۵ نشانگر خرابی شدید و پس از آن حاکی از خرابی کامل سازه است. نکته قابل توجه دیگر این است که شاخص خرابی کلی ساختمان که به نوعی نشانگر انرژی تلف شده در سیستم است نمی‌تواند ملاک خوبی برای مقایسه ساختمانهای در نظر گرفته شده با یکدیگر باشد زیرا در

نکته قابل توجه دیگر این است که برای مدل نمودن ۴ حالت در نظر گرفته شده در برنامه IDARC نمی‌توان از المان INFILL استفاده نمود زیرا همه منحنی های به دست آمده از آزمایش نمونه ها اثر قاب محصور کننده میانقاب را نیز در بر دارد و نمیتوان دقیقا اثر میانقاب در آنها را از اثر قاب جدا نمود. بنابراین کل قاب میانپر (دهانه میانی) با یک ستون واحد مدل و رفتار هیستریسیس به دست آمده (شکل ۱۷) به آن منتسب گردید.

در تحلیلهای تاریخچه زمانی، ۵ رکورد زلزله های کوبه، نرثیج، طبس، منجیل و السترو، به ترتیب با حداکثر شتابهای ۰/۸۲، ۱/۵۸، ۰/۸۳، ۰/۵۴ و ۰/۲۴ برابر شتاب ثقل زمین، در نظر گرفته شدند. همه نتایج به دست آمده حاکی از عملکرد خوب میانقاب دارای فیوز لغزان در زلزله های مذکور است که در ذیل تنها نتایج ساختمانهای یک و پنج طبقه ذکر می شود (نتایج تحلیل ساختمانهای سه و هفت طبقه نیز مشابه این نتایج اند [۲۷] که برای اختصار از ذکر آنها صرف نظر شده است).

نتایج مربوط به دو ساختمان یک و پنج طبقه که از نرم افزار IDARC به دست آمده به ترتیب در جدولهای ۲ و ۳ نشان داده شده اند. در این جداول ابتدا زمان تناوب هر چهار سازه مورد نظر، شامل سازه ای که در آن میانقاب از قاب جدا شده، سازه دارای میانقاب EIF-1 و EIF-2 و



میانقابهای مهندسی بر خلاف دو حالت دیگر (میانقاب بتن آرمه معمولی و قاب جدا شده از میانقاب) انرژی تلف شده لزوماً نشانگر میزان خرابی ایجاد شده در سیستم نیست بلکه میتواند بر اثر لغزش فیوز که حرکتی غیرمخرب است ایجاد گردد بنابراین برای اینکه بتوان رفتار چهار سازه مختلف را با یکدیگر مقایسه نمود از مجموع شاخص خرابی ستونهای کناری ساختمان (غیر متصل به میانقابهای مورد مطالعه) استفاده شده است.

همانگونه که جدول ۲ نشان میدهد در ساختمان یک طبقه، همه سازه ها، به غیر از قاب جدا شده از میانقاب، در همه رکوردهای در نظر گرفته شده در محدوده خطی مانده و تقریباً هیچ خسارتی ندیده اند. تغییر مکان بام و شاخص خرابی ستونها کناری نیز از EIF-1 به RC کاهش می یابد. به طور خلاصه میتوان چنین بیان نمود که در سازه یک طبقه مورد نظر وجود میانقاب باعث بهبود رفتار می گردد و نمونه های دارای سختی اولیه بیشتر رفتار بهتری از خود بروز می دهند.

بر اساس جدول (۳) که نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی یک ساختمان پنج طبقه را نشان میدهد، به کارگیری میانقاب بتن آرمه معمولی در ساختمان اصلاً مطلوب نیست زیرا در بیشتر رکوردهای در نظر گرفته شده دچار شکست کامل می گردد. با توجه به شاخص خرابی ستونهای کناری و همچنین حداکثر جابجایی بام در سه حالت دیگر به راحتی میتوان دریافت که ساختمان دارای EIF-1 و EIF-2 به ترتیب بهترین پاسخها را داشته و هر دوی آنها بسیار بهتر از قاب جدا شده از میانقاب عمل کرده اند. بنابراین در ساختمان پنج طبقه در نظر گرفته شده وجود هر نوع میانقاب لزوماً در جهت بهبود رفتار لرزه ای ساختمان نیست چنانچه وجود RC پاسخ سازه را بدتر کرده است. ولی در مقابل وجود میانقاب دارای فیوز لغزان رفتار لرزه ای را بهبود می بخشد.

از جدول (۲) و (۳) میتوان چنین نتیجه گرفت که در صورت بروز رفتار غیرخطی در سازه، وجود میانقاب دارای فیوز لغزان باعث بهبود رفتار لرزه ای سازه می گردد و بین

دو نمونه یاد شده EIF-2 عملکرد بهتری دارد ولی استفاده از میانقاب بتن آرمه معمولی توصیه نمی شود. مشابه این نتیجه را میتوان در مورد ساختمانهای ۳ و ۷ طبقه نیز ارائه نمود [۲۷] که از ذکر جزئیات آن صرفنظر شده است.

۸- نتیجه گیری

در تحقیق حاضر، دو نمونه میانقاب مهندسی مورد بررسی قرار گرفته و نتایج حاصل از آزمایش بارگذاری چرخه ای آنها ارائه گردید. در نیمه ارتفاع این میانقابها از یک فیوز برشی لغزان استفاده شده بود. فیوز برشی تنها در جهت طولی میانقاب قادر به لغزش بوده و در جهت عرضی دیوار ثابت می باشد. بر اساس نتایج بدست آمده، میانقابهای مهندسی ۵ برابر شکل پذیر تر از میانقابهای معمولی بدون فیوز برشی می باشند. همچنین این نمونه ها دارای نمودار رفتار چرخه ای مناسب تر و پایدار تر می باشند. جذب انرژی بیشتر و پایداری در جهت برون صفحه، از دیگر مزایای استفاده از فیوزهای برشی لغزان می باشد. علاوه بر این، در صورت استفاده از فیوز برشی لغزان می توان مقاومت جانبی قاب میانپر را به اندازه دلخواه تنظیم نمود، از اینرو این میانقابها را می توان نوعی عضو مهندسی بشمار آورد.

مقایسه تحلیلی رفتار قاب دارای میانقاب مهندسی با قاب جدا شده از میانقاب و قاب دارای میانقاب بتن آرمه معمولی تحت پنج رکورد زلزله نشان میدهد که این نوع میانقاب دارای کارایی بسیار خوبی در بهبود رفتار لرزه ای سازه است، به خصوص در زلزله هایی که شدت آنها به اندازه ای است که سازه را وادار به بروز رفتار غیرخطی می نماید. در ضمن بهتر است این نوع میانقاب بر خلاف میانقاب بتن آرمه معمولی به سازه متصل گردد تا در هنگام زلزله با اتلاف انرژی، باعث حفظ پایداری و سلامت سازه گردد.

جدول (۲): نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی برای یک ساختمان تک طبقه

قاب جدا شده از میانقاب Bare-) (Frame)	قاب شامل میانقاب مهندسی EIF-1	قاب شامل میانقاب مهندسی EIF-2	قاب شامل میانقاب بتنی مسلح (RC)	زمین لرزه
				شمای کلی کمیات
0.362	0.182	0.137	0.0948	زمان تناوب سازه (sec)
2.575	1.091	1.093	0.890	شتاب طیف زلزله (g)
688.34	500.11	504.63	406.53	حداکثر برش پایه (KN)
61.61	8.77	5.03	1.93	حداکثر تغییر مکان در طبقه بام (mm)
0.14	0	0	0	مجموع شاخص خرابی ستون های کناری
0.067	0	0	0	شاخص خرابی کلی
2.05	0.29	0.17	0.06	دریافت طبقه (%)
1.465	1.064	1.074	0.865	نسبت برش پایه به وزن ساختمان
2.452	2.818	2.435	2.588	شتاب طیف زلزله (g)
740.99	1255.64	1151.35	1137.44	حداکثر برش پایه (KN)
67.17	23.25	11.48	5.41	حداکثر تغییر مکان در طبقه بام (mm)
0.14	0.06	0	0	مجموع شاخص خرابی ستون های کناری
0.066	0.174	0	0	شاخص خرابی کلی
2.24	0.78	0.38	0.18	دریافت طبقه (%)
1.577	2.672	2.450	2.421	نسبت برش پایه به وزن ساختمان
1.709	2.547	2.493	1.828	شتاب طیف زلزله (g)
617.56	1153.12	1191.78	787.01	حداکثر برش پایه (KN)
53.26	20.85	11.88	3.74	حداکثر تغییر مکان در طبقه بام (mm)
0.12	0	0	0	مجموع شاخص خرابی ستون های کناری
0.058	0.198	0	0	شاخص خرابی کلی
1.78	0.70	0.40	0.12	دریافت طبقه (%)
1.314	2.454	2.536	1.675	نسبت برش پایه به وزن ساختمان
1.212	1.957	1.766	1.108	شتاب طیف زلزله (g)
479.79	953.23	869.91	588.82	حداکثر برش پایه (KN)
38.13	16.71	8.67	2.8	حداکثر تغییر مکان در طبقه بام (mm)
0.1	0	0	0	مجموع شاخص خرابی ستون های کناری
0.052	0	0	0	شاخص خرابی کلی
1.27	0.56	0.29	0.09	دریافت طبقه (%)
1.021	2.029	1.851	1.253	نسبت برش پایه به وزن ساختمان
0.416	0.454	0.386	0.299	شتاب طیف زلزله (g)
195.65	220.87	184.14	138.33	حداکثر برش پایه (KN)
13.54	3.87	1.83	0.657	حداکثر تغییر مکان در طبقه بام (mm)
0	0	0	0	مجموع شاخص خرابی ستون های کناری
0	0	0	0	شاخص خرابی کلی
0.45	0.13	0.06	0.02	دریافت طبقه (%)
0.416	0.470	0.392	0.294	نسبت برش پایه به وزن ساختمان



جدول (۳): نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخیچه زمانی برای یک ساختمان تک طبقه

قاب جدا شده از میانقاب Bare-) (Frame	قاب شامل میانقاب مهندسی EIF-1	قاب شامل میانقاب مهندسی EIF-2	قاب شامل میانقاب بتنی مسلح (RC)	شمای کلی	زلزله
				کمیات	
1.500	1.303	1.196	1.021	زمان تناوب سازه (sec)	
0.800	0.921	0.915	1.441	شتاب طیف زلزله (g)	
614.06	1060.65	1113.78		حداکثر برش پایه (KN)	Kobe (PGA = 0.82 g)
32.8	25.67	23.53		حداکثر تغییر مکان طبقه اول (mm)	
398.72	262.59	298.92		حداکثر تغییر مکان طبقه بام (mm)	
0.43	0.284	0.124		مجموع شاخص خرابی ستون های کناری	
0.087	0.078	0.078	Collapsed	شاخص خرابی کلی سازه	
0.240	0.414	0.435	0.000	نسبت برش پایه به وزن ساختمان	
0.215	0.315	0.444	0.601	شتاب طیف زلزله (g)	
557.55	999.11	1290.51		حداکثر برش پایه (KN)	Northridge (PGA = 1.58 g)
23.08	16.84	14.85		حداکثر تغییر مکان طبقه اول (mm)	
129.45	145.53	180.84		حداکثر تغییر مکان طبقه بام (mm)	
0.27	0.072	0		مجموع شاخص خرابی ستون های کناری	
0.048	0.049	0.05	Collapsed	شاخص خرابی کلی سازه	
0.218	0.390	0.504	0.000	نسبت برش پایه به وزن ساختمان	
0.549	0.772	0.874	0.652	شتاب طیف زلزله (g)	
610.55	916.32	884.29		حداکثر برش پایه (KN)	Tabas (PGA = 0.83 g)
37.12	23.16	28.06		حداکثر تغییر مکان طبقه اول (mm)	
390.98	358.28	349.1		حداکثر تغییر مکان طبقه بام (mm)	
0.514	0.278	0.178		مجموع شاخص خرابی ستون های کناری	
0.078	0.082	0.092	Collapsed	شاخص خرابی کلی سازه	
0.238	0.358	0.345	0.000	نسبت برش پایه به وزن ساختمان	
0.188	0.213	0.162	0.334	شتاب طیف زلزله (g)	
420.88	662.31	724.03	955.44	حداکثر برش پایه (KN)	Manjil (PGA = 0.54 g)
17.73	13.39	9.01		حداکثر تغییر مکان طبقه اول (mm)	
144.73	116.03	92.77	126.2	حداکثر تغییر مکان طبقه بام (mm)	
0	0	0	0	مجموع شاخص خرابی ستون های کناری	
0.041	0.037	0.038	0.187	شاخص خرابی کلی سازه	
0.96	0.77	0.62	0.84	نسبت برش پایه به وزن ساختمان	
0.218	0.272	0.332	0.304	شتاب طیف زلزله (g)	
380.16	456.72	541.43	599.75	حداکثر برش پایه (KN)	Elcentro (PGA = 0.24 g)
19.86	12.9	10.39	7.96	حداکثر تغییر مکان طبقه اول (mm)	
173.52	154.47	154.23	116.05	حداکثر تغییر مکان طبقه بام (mm)	
0.096	0	0	0	مجموع شاخص خرابی ستون های کناری	
0.027	0.041	0.043	0.039	شاخص خرابی کلی سازه	
0.148	0.178	0.211	0.234	نسبت برش پایه به وزن ساختمان	



۱۶- آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، (۱۳۸۴)،

استاندارد ۸۴-۲۸۰۰، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات

ساختمان ومسکن، نشریه شماره ص-۲۵۳

17- ASTM (2000), "Standard test methods of tension testing of metallic materials" [Metric], E 8M-89b Metric, American Standard for Testing Material.

18- Mohammadi, M.Gh. (2007b), "Stiffness and Damping of Single and Multi-layer Infilled Steel Frames", Journal of ICE Structures and Buildings, 160, Paper No. 14599, 105-118.

19- ATC-24 (1992) "Guidelines for Seismic Testing of Components of Steel Structures", Applied Technology Council.

20- Moghadam, H.A., Mohammadi M.Gh. and Ghaemian M. (2006) "Experimental and analytical investigation into crack strength determination of infilled steel frames", Journal of Constructional Steel Research, Volume 62, Issue 12, pp 1341-1352.

21- Chopra A. K. (2008) "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", 3rd Edition, Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.

22- Flanagan R.D., Benette R.M. (1999), "Bidirectional behavior of structural clay tile infilled frames", Journal of structural engineering, Vol. 125, No. 3.

23- Mohamad M.Gh., (2008), "Out of plane strength of infill panels", 14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE)."

24- Reinhorn, A. M., Roh H., Sivaselvan M., Kunnath S. K., Valles R. E., Madan A., Li C., Lobo R., Park Y. J. (2009), "IDARC 2D Version 7.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Structures", MCEER Technical Report- MCEER-09-0006, University at Buffalo – the State University of New York.

۲۵- دستور العمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود،

(۱۳۸۵)، نشریه شماره ۳۶۰ سازمان مدیریت و برنامه ریزی

کشور، معاونت امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطر

پذیری ناشی از زلزله

26- Harris, H. G., Sabnis, G., (1999), "Structural Modeling and Experimental Techniques", 2nd edition, Published by CRC Press."

۲۷- شوندی مجید ، (۱۳۸۹)، "اثرمیانقابهای شکل پذیر

دارای فیوز لغزان قابل تنظیم بر رفتار قابهای فولادی

ساختمان"، پایان نامه کارشناسی ارشد، به راهنمایی مجید

محمدی، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی

زلزله

1- Abdel El Razik, M., Asran A. & Abdel Hafiz, A., (2006), "Effect of Infill Walls on the Performance of Multi-Storey Building during Earthquakes", 1st International Structural Specialty Conference, Calgary, Alberta, Canada, May 23-26.

2- FEMA 306, (1998), Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings, Applied Technology Council (ATC-43 Project).

3- Jung, W.Y. and Aref, A.J. (2005), "Analytical and numerical studies of polymer matrix composite sandwich infill panels", Journal of Composite Structures, pp 359-370.

4- Decanini, L.D., Liberatore, L., Mollaioli, F., (2002), "Response of bare and infilled RC frames under the effect of horizontal and vertical seismic excitation", 12th European conference on earthquake engineering.

5- Saari, W.K, Hajjar, J.F., Schultz, A.E. & Shield, C.K., (2004), "Behavior of shear studs in steel frames with reinforced concrete infill walls, Journal of constructional steel research, 60, 1453-1480.

6- Mallick, D. V, Garge, R P. (1971), "Effect of openings on the lateral stiffness of infilled frames." Proc Instn Civ Engrs, 49, June, 193-209.

7- Zarnic, R, Tomazevic, M, Velvechovsky, T. (1986), "Experimental study of methods for repair and strengthening of masonry infilled reinforced concrete frames." Proc 8th Europ Conf on Earthquake Eng, Lisbon, Vol 5, 11.1, pp 41-48.

8- El-Gawady, M., Lestuzzi, P. & Badoux, M., (2004), "Areview of Conventional seismic retrofitting techniques for URM, 13th International Brick and block masonry conference, Amsterdam, July 4-7.

9- Bertero, V. V, Brokken, S. T. (1983), "Infills in seismic resistant building," Proc ASCE, Vol 109, No ST 6, June.

10- El-Dakhkhni, W. W., (2002), "Experimental and Analytical Seismic Evaluation of Concrete Masonry-Infilled Steel Frames Retrofitted using GFRP Laminates", PhD thesis, Drexel University.

11- Aref, A.J , Jung, W.Y., (2003), "Energy dissipating polymer matrix composite-infill wall system for seismic retrofitting", Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No.4, pp 440-448.

12- Sahota, M.K., Riddington J.R. (2001), "Experimental investigation into using lead to reduce vertical load transfer in infilled frames, Engineering Structures. Vol. 23, pp. 94-101.

13- Crisafulli, F.J., Carr, A.J. and Park, R. (2000). "Capacity design of infilled frame structures", 12th World Conference on Earthquake Engineering.

14- Moghadam, H. A. (2004). "Lateral load behavior of masonry infilled steel frames with repair and retrofit", Journal of structural engineering, vol. 130, No. 1, pp. 55-63.

15- Mohammadi, M.Gh. (2007a), "Methods to Improve Mechanical Properties of Infilled Frames", PhD thesis, Civil department, Sharif University, Tehran, Islamic Republic of Iran.



یادداشت فنی

تأثیر ابعاد قاب بر ضریب رفتار قاب های خمشی متوسط فولادی

سید اکبر خلیفه لو^۱، سعید صبوری^۲، سید حسام مدنی^۳
(دریافت: ۸۸/۱/۱۵، پذیرش: ۸۸/۸/۱۸)

چکیده

محدوده بسیار گسترده ای از ساختمان های با ارتفاع کوتاه و متوسط در ایران تحت سیستم قاب خمشی متوسط طراحی میشوند. نکته حایز اهمیت در این میان یکسان نبودن ابعاد زمینهای موجود و وجود محدودیتهای معماری اثرگذار بر رویه طراحی میباشد. زمین های موجود، دارای عرض و طول یکسان (ابعاد یکسان) نمی باشند، به همین ترتیب طول و عرض ساختمان ها نیز یکسان نخواهند شد حتی ممکن است در یک ساختمان با قاب هایی مواجه شویم، که عرض یکسان و یا تعداد دهانه های برابر نداشته باشند. بنابراین بررسی این مسئله که تغییر عرض قاب چگونه می تواند ضریب رفتار یک ساختمان را تحت تاثیر قرار دهد از اهمیت ویژه برخوردار می شود. بدین ترتیب طراحان قادر خواهند بود با نگرشی واقع بینانه تر نسبت به نحوه طراحی اینگونه ساختمانها تصمیم گیری نمایند. بر این اساس تعدادی قاب پنج طبقه تحت سیستم قاب خمشی متوسط با تعداد دهانه های مساوی طراحی شده اند. ضرائب رفتار برای این قاب ها به کمک آنالیز بارافزون محاسبه گردیده و به کمک تعدادی نمودار با هم مقایسه شده اند. نتیجه ای که بدست می آید، تفاوت قابل توجه ضرایب رفتار برای قاب ها با عرض دهانه کم و زیاد را نشان می دهد، این تفاوت برای قابها با عرض دهانه زیاد و کم تا حد ۳۵ درصد محاسبه شده است.

کلمات کلیدی

ضریب رفتار، قاب خمشی متوسط، تغییر مکان بین طبقه ای، ابعاد قاب

The Effect of Frame Dimensions on the Strength Reduction Factor of Intermediate Steel Moment Resisting Frames

ABSTRACT

Each frame has a layout which may be different from the layouts of other frames. This difference may be stemmed from differences between bay lengths or frame dimensions in frames. So, investigation on how these differences can affect the parameters, which govern the design of structure, becomes very important. One of the effective parameters which reduce the elastic spectra into inelastic form is so-called strength reduction factor. In most codes, this factor is constant and does not depend on several factors such as differences between layouts. In this study some 5 story intermediate moment resisting frames with different bay layouts are designed, their over strength, ductility and strength reduction factors are calculated by performing triangular pushover analysis and the influence of different frame layouts on strength reduction factor is evaluated. The results indicated that bay length is an ignored significant factor that can affect the strength reduction factors and the major impact on strength reduction is due to the bay-span rather than to its number of bays. the difference between frames with long bays and short bays is calculated to be as high as 35 percent.

Key words

Behavior Factor, Intermediate Steel Moment Frame, Bay Length, Interstory Drift

۱. مربی دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران
۲. دانشیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران
۳. دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، (نویسنده مسئول)



یادداشت فنی

۱-مقدمه:

صورت متمرکز را در مطالعه کیم و چوی مشاهده نموده اند (کیم و چوی^۱). مطالعه اشاره شده بر روی تعدادی قاب حاوی بادبند چورون انجام پذیرفته است. در این مطالعه قابها سه دهانه بوده و دهانه وسط که شامل بادبند چورون میباشد با عرضهای متغیر ۶ و ۸ و ۱۰ متر طراحی شده اند. نتایج بیانگر آن هستند که در شرایط یکسان طراحی افزایش بعد دهانه بادبندی میتواند بشدت ضریب رفتار را تحت تاثیر قرار میدهد.

۲- نحوه تعیین ضریب کاهش مقاومت با توجه به مطالعات موجود

تفسیر آیین نامه NEHRP1997 ضریب اصلاح مقاومت صحیح راضریبی می‌داند، که خصوصیات میرایی و شکل پذیری ذاتی سیستم سازه‌ای را جهت رسیدن به بیشینه تغییر مکان لحاظ کند. اجزاء ضریب رفتار وابستگی به نوع عملکرد سازه و شرایط موجود آن داشته و در این مقاله تنها نوعی از عملکرد که حفظ جان انسان‌ها را مهم شمرده است، مورد بررسی قرار می‌گیرد.

در اواسط دهه ۸۰ میلادی، تعدادی آزمایش جهت تعیین برش پایه قاب‌های مهاربندی شده در دانشگاه برکلی انجام گردید و یک رابطه‌بندی منطقی برای این ضریب پیشنهاد شد. با استفاده از نتایج آزمایشگاهی محققین دانشگاه برکلی، ضریب R به صورت حاصلضرب سه فاکتور، که مقاومت ذخیره، شکل پذیری و میرایی ویسکوز را در نظر می‌گرفت، بیان گردید (رابطه ۱):

$$R = R_S \cdot R_\mu \cdot R_\xi \quad (1)$$

فلسفه‌های حاکم بر آیین نامه‌های موجود دنیا، به سازه این اجازه را می‌دهند که به هنگام ارتعاشات شدید زمین وارد محدوده تغییر شکل‌های غیر الاستیک گردد. به عنوان یک نتیجه از این فلسفه طراحی بایستی، نیروهای طراحی الاستیک بسیار کوچکتر از مقادیر لازم برای حفظ سازه در محدوده خطی (هنگام زلزله) باشند (میراندا و برترو ۱۹۹۴). کاهش در نیروهای ایجاد شده، به علت میرایی انرژی در رفتار غیر خطی هیسترتیک پدیدآمده و به وسیله ضرایب اصلاح مقاومت منظوری گردد (یوانگ ۱۹۹۱)^۲، دغلاوه بر آن رویه طراحی فعلی رفتار غیر خطی سازه را مورد بررسی قرار نمی‌دهد، از اینرو ممکن است سازه در برابر زلزله‌های شدید قابلیت جذب انرژی کافی در چرخه‌های هیسترتیک را نداشته یا از شکل پذیری مناسب در برابر زلزله‌های شدید برخوردار نباشد، یا حتی مسیر انتقال بار پیش بینی شده صحیح نباشد. بنابراین استخراج طیف غیر الاستیک از طیف الاستیک، مستلزم شناخت صحیح از ضریب رفتار سازه می‌باشد [ATC 34]. مقادیر حال حاضر ضریب رفتار تجربی میباشند این مطلب در تفسیر برخی آیین نامه‌ها تصریح شده است (تفسیر ۲۰۰۳ NEHRP). به همین علت انجام مطالعات متعدد برای شناخت عوامل اثرگذار بر این ضریب و تعیین دقیقتر آن ضرورت پیدا میکند.

یکی از عوامل تاثیرگذار و سوال برانگیز در مطالعات ضریب رفتار نحوه چیدمان دهانه‌ها و ابعاد قابها میباشد. مطالعات بسیار کم محدود در این زمینه صورت پذیرفته است (لیاو و همکاران^۳، فتحی و همکاران^۴، سونگ و ون^۵). برخی از این مطالعات ضریب نامعینی را بدون در نظر گرفتن سایر ضرایب مشارکت کننده در ضریب رفتار مورد بررسی قرار داده اند که نتایج این دسته از مطالعات عمدتاً تعداد دهانه‌ها را مدنظر قرار داده و از اثر تغییر ابعاد دهانه‌ها چشمپوشی مینماید (لیاو و همکاران و سونگ و ون) نگارندگان فقط در یک مورد تاثیر تغییر بعد دهانه به

^۱Miranda and bertero 1994

^۲uang 1991

^۳Liao et al

^۴Fathi et al

^۵Song and Wen

^۶Kim and Choi



یادداشت فنی

تحقیقات بیشتر رابطه اولیه حاصل از نتایج آزمایشگاهی را مورد تأیید قرار دادند (فریمن ۱۹۹۰^۱، ATC1995). و در ATC-19 و ATC-34 رابطه (۲) به جای رابطه قبلی جایگزین شد:

$$R = R_S \cdot R_\mu \cdot R_R \quad (2)$$

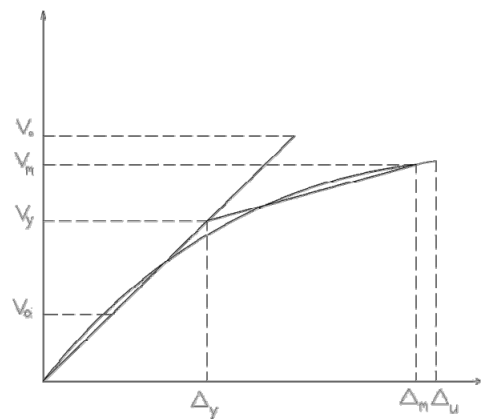
در رابطه (۲) R_S : ضریب اضافه مقاومت، R_μ : ضریب شکل پذیری و R_R : ضریب نامعینی میباشند.

طبق تعریف ضرایب اضافه مقاومت و شکل پذیری از رابطه (۳) محاسبه میشوند:

$$R_S = V_m / V_d \quad R_\mu = V_o / V_m \quad (3)$$

در صورت صرفنظر از ضریب R_μ ، این رابطه به جز قسمت R_R مشابه رابطه قبلی است (کاربرد ضریب R_R افزایش کیفیت عملکرد سیستم‌های قابی موجود می‌باشد) یک ضریب چهارم نیز به عنوان ضریب میرایی ویسکوز R_μ برای در نظر گرفتن اثرات تجهیزات میرا کننده اضافی در قاب ساختمان در نظر گرفته شده است. هر گونه ارزیابی اجزاء ضریب رفتار مؤید این حقیقت است که این اجزاء مستقل از یکدیگر نمی‌باشند (ATC-19). وابستگی R_R به سایر اجزاء ضریب رفتار توسط برترو و برترو مورد تأیید قرار گرفته است (برترو و برترو ۱۹۹۰^۲). برخی مطالعات روی قاب‌های مقاوم در برابر باد توسط موزز^۳ انجام شد. این محقق نتیجه گرفت که رفتار قاب‌ها به مقاومت و بارگذاری بستگی دارد بنابراین قابلیت اعتماد برای قاب‌های یک دهانه از قاب‌های چند دهانه کمتر است و مقدار ضریب نامعینی کمتر یا مساوی ۱ لازم است. مراجع کمی درباره تعریف نامعینی موجود هستند. مرجع (برترو و برترو ۱۹۹۹) یکی از بهترین این مراجع میباشد.

در این رابطه R_S ضریب اضافه مقاومت، R_μ ضریب شکل پذیری و R_R ضریب میرایی می‌باشند. یک نمونه از رفتار سازه در برابر نیروی جانبی در شکل (۱) دیده می‌شود. این نمودار رفتار یک سازه را که تحت تغییر مکان افزایشی قرار گرفته است، نشان می‌دهد. برای اهداف طراحی قسمت غیر خطی نمودار به کمک یک سری فرضیات ساده سازی شده به صورت دو خطی مدل خواهد گردید. این مدل در تحقیقات بسیار مورد استفاده قرار گرفته است.



شکل (۱): رفتار دوخطی ایده آل سازی شده سازه در برابر نیروی جانبی سازه فولادی (ATC19)

در نمودار بالا کمیت‌های نشان داده شده به صورت ذیل معرفی میشوند:

V_y : نیروی تسلیم Δ_y : تغییر مکان تسلیم

Δ_m : تغییر مکان متناسب با حد خرابی Δ_u : تغییر مکان

نهایی V_m : نیروی معادل حد خرابی

علاوه بر این موارد V_d رانیروی طراحی و V_0 را بیشترین نیرو قابل تحمل در حالت الاستیک در نظر میگیریم.

^۱Freeman 1990

^۲Bertero and Bertero 1999

^۳Moses 1974



یادداشت فنی

۳- شیوه طراحی

در این مقاله نامعینی به صورت زیر تعریف میگردد:

مراجع کمی درباره تعریف نامعینی موجود هستند یکی از بهترین این مراجع (برتررو و برتررو ۱۹۹۹) میباشد. در این مقاله نامعینی به صورت زیر تعریف میگردد:

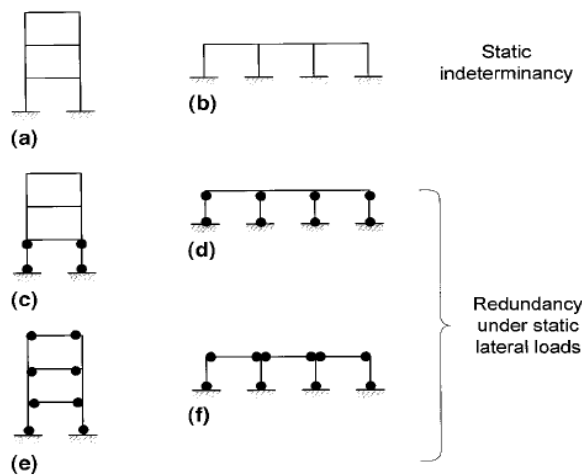
قابهای طراحی شده دارای سیستم قاب خمشی متوسط بوده و تحت ضوابط آیین نامه AISC-ASD-89 و آیین نامه فولاد ایران طراحی شده اند. آیین نامه فولاد ایران انطباق قابل ملاحظه ای با روش تنشهای مجاز آیین نامه AISC دارد. نرم افزار استفاده شده جهت طراحی Etabs(8.54) بوده و تحت آیین نامه AISC-ASD-89 این نرم افزار طراحی ها انجام شده اند سپس تحت آیین نامه فولاد ایران طراحی ها کنترل شده اند. برای در نظر گرفتن ضوابط لرزه ای نیز از استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش سوم استفاده شده است

قابها برای کاربری مسکونی طراحی شده و تعداد طبقات ۵، ارتفاع هر کدام از طبقات ۳ متر و سطح بارگیر هر کدام از دهانه ها ۴ متر لحاظ گردیده است. بارهای مرده و زنده به ترتیب $600 \frac{kg}{m^2}$ و $200 \frac{kg}{m^2}$ در نظر گرفته شده اند که با احتساب سطح بارگیر هر دهانه این مقادیر به $\frac{kg}{m}$ ۲۴۰۰ و $\frac{kg}{m}$ ۸۰۰ تبدیل میشوند.

برای طراحی مقاطع از پروفیلهای بال پهن معمولی (IPB) استفاده شده است. برش پایه، ضوابط تغییر مکان نسبی و سایر ضوابط و ترکیبات بارگذاری به کمک آیین نامه زلزله ایران- ویرایش سوم- محاسبه و کنترل شده اند. برای محاسبه برش پایه تحت آیین نامه زلزله ایران فرض شده است که ساختمان از درجه اهمیت معمولی ($I=1$) برخوردار بوده و بر روی خاک تپ ۲ که نسبتاً خاک سخی میباشد بنا شده است. ضریب رفتار ۷ در نظر گرفته شده و تغییر مکان بین طبقه ای در حالت طراحی به مقدار مجاز حالت طراحی آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم ایران محدود میشود.

در مورد قابهای خمشی ویژه آیین نامه الزاماتی را در مورد نسبت ظرفیت پلاستیک ستون به تیر در نظر گرفته است. این الزامات به گونه ای تهیه شده اند که از ایجاد پلاستیسیته در ستون جلوگیری کرده و محل تشکیل

درجه نامعینی (Redundancy) یک سیستم سازه ای، که با n بیان می گردد، کمترین تعداد مناطق بحرانی یا مفاصل پلاستیک سیستم سازه ای است که تسلیم می شوند یا به طور مشابه تحت EQGM (القائات زمین لرزه) دچار فرو ریزش میگردند بنابراین درجه نامعینی یک سیستم، تنها تحت تأثیر خصوصیات هندسی سازه، آرما تور بندی و تدوین جزییات نیست بلکه به خصوصیات دینامیکی سازه و تاریخچه زمانی زلزله EQGM نیز بستگی دارد. مکانیزم های E و F (شکل ۲) مکانیزم های مطلوب برای اتلاف انرژی تحت القا زلزله هستند، به شرطی که مفاصل پلاستیک به حد کافی شکل پذیر باشند. (ظرفیت شکل پذیری در مناطق بحرانی بیش از نیاز شکل پذیری باشد).



شکل (۲): مقایسه بین نامعینی و Redundancy سیستم

الاستیک-کاملاً پلاستیک تحت القائات زمین لرزه

ضریب نامعینی استاتیکی $a) n=9, b) n=9$ و درجه

نامعینی (Redundancy) $c) n=4, d) n=8, e) n=8,$

$f) n=10$



یادداشت فنی

المانی که برای مدلسازی مورد استفاده قرار گرفته است، المان BEAM188 میباشد. این المان دارای این قابلیت میباشد که مقدار تنش در نقاط مختلف مقطع را تحت بارهای وارده محاسبه و امکان درک بهتر و عمیقتر از رفتار سازه را برای کاربر فراهم نماید. این المان نمیتواند مفصل پلاستیک را بصورت متمرکز مدل نماید.

برای آنالیز قابها از روش بارافزون استفاده شده است این روش یکی از روشهای معتبر محاسبه ضریب رفتار میباشد و با توجه به کم بودن تعداد طبقات اثر تعدد درجات آزادی در آن کم بوده و بنابراین از دقت بسیار مناسب برخوردار میباشد. ترکیب بار ثقلی استفاده شده برای این آنالیز بنا به توصیه ATC19، (DL+LL) ۱/۱ میباشد. پس از اعمال بار ثقلی، بار جانبی توسط روش مثلثی معکوس و در چندین گام به سازه وارد میشود. روش مذکور در مطالعات موافی و الناشای^۱، مقدم و حاجی رسولیها^۲، ماهری و اکبری^۳ به عنوان یک روش معتبر برای آنالیز سازه های کوتاه شناخته شده است به خصوص مرجع موافی و الناشای صحت نتایج این روش را به خوبی مورد تایید قرار میدهد.

بر اساس انتخاب روش بارافزون بعنوان پایه آنالیز سازه ضریب شکل پذیری از روابط معتبر ارایه شده توسط میراندا و برترو برای خاک های سخت محاسبه میگردد. این محققین با استفاده از ۱۲۴ شتابنگاشت مشتمل بر طیف گسترده ای از خاکهای نسبتا سخت و ۵% میرایی معادلات زیر را ارائه نمودند.

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\varphi} + 1 \quad (4)$$

$$\varphi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{-1.5(\ln T - 0.6)^2} \quad (5)$$

^۱ Mwafy and Elnashai.

^۲ Moghaddam and Hajirasouliha

^۳ Maheri and Akbari

مفاصل پلاستیک را در تیرها متمرکز کنند. برای قابهای خمشی متوسط هیچگونه الزام آیین نامه ای در ارتباط با لزوم تمرکز مفاصل پلاستیک در تیرها به هنگام زلزله وجود ندارد. بنابراین سلاقی مختلف طراحی میتوانند در عملکرد سازه به هنگام زلزله تاثیر بسزایی داشته باشند. برای مطالعه تاثیر سلاقی مختلف طراحی بر ضریب رفتار واقعی سازه دو روش در نظر گرفته میشود:

روش اول_ قابها به گونه ای طراحی شده اند که سختی و تغییر مکان بین طبقه ای عمدتا توسط تقویت ستونها کنترل شود (DC).

روش دوم_ قابها به گونه ای طراحی شده اند که سختی و تغییر مکان بین طبقه ای عمدتا توسط تقویت تیرها کنترل شود (DB).

بدین ترتیب قابهای طراحی شده تحت روش اول (DC) نسبت به روش دوم (DB) از نسبتهای بزرگتر ظرفیت پلاستیک ستون به تیر در محل اتصالات برخوردار میشوند.

۴- نحوه مدلسازی، شیوه آنالیز قابها و نحوه محاسبه ضریب رفتار

برای در نظر گرفتن حالت غیرالاستیک (غیرخطی مصالح) در آنالیز قابها از منحنی دوخطی استفاده شده است. برای تشکیل این منحنی دوخطی مدول الاستیسیته فولاد $\times 0.6$ ، مقاومت تسلیم $\frac{kg}{cm^2}$ ۲۴۰۰ و شیب شاخه سخت شوندگی $E \times 3\%$ در نظر گرفته شده است. در این مدلسازی فرض شده است که چشمه اتصال از سختی و مقاومت کافی برخوردار بوده و بدین ترتیب از مدل کردن آن صرف نظر شده است.

نرم افزاری که برای آنالیز در حالت غیرخطی استفاده شده است (ANSYS (Version ۱۰) میباشد. این نرم افزار قابلیت در نظر گرفتن همزمان غیرخطی هندسی (اثرات P-Δ) و غیرخطی مصالح را دارا بوده و طی مطالعات متعدد انجام شده در گذشته قابلیت و دقت نتایج بدست آمده از آن به خوبی مورد تایید قرار گرفته است.



یادداشت فنی

در گروه اول قابهایی با هم مقایسه شده اند که عرض دهانه آنها ثابت بوده و تعداد دهانه ها تغییر مینماید. برای این منظور عرض دهانه ۳ متر بعنوان عرض دهانه پایه انتخاب شده است و تعداد دهانه ها از ۴ تا ۸ متغیر فرض شده اند. مقایسه این قابها نشان خواهد داد که صرفاً بزرگ شدن عرض قاب چگونه میتواند ضریب رفتار را تحت تاثیر قرار دهد در این مقایسه از تاثیر بزرگ شدن اندازه دهانه صرف نظر میگردد (شکل ۶). ضرایب رفتار بدست آمده برای قابهای دارای تعداد دهانه ۴، ۵، ۶، ۷ و ۸ شیوه طراحی DC بترتیب ۴/۸۵، ۵/۰۵، ۴/۷۳، ۴/۹۲ و ۴/۷۶ و برای شیوه طراحی DB بترتیب ۴/۳۴، ۴/۶۱، ۴/۶۱، ۴/۵۴ و ۴/۶۲ بدست آمده اند. از مقایسه ضرایب رفتار نتیجه گرفته میشود نظم مشخصی در افزایش یا کاهش ضریب رفتار با زیاد شدن تعداد دهانه ها و نتیجتاً افزایش عرض قاب وجود ندارد این بدان معناست که ضریب رفتار رابطه ای با افزایش عرض قاب به علت افزایش تعداد دهانه ها با عرض مشخص ندارد. بنابراین تنها عرض قاب نمیتواند معیار و پارامتر اثرگذاری بر ضریب رفتار تشخیص داده شود.

برای بررسی دیگر عامل احتمالی اثرگذار بر ضریب رفتار یعنی عرض دهانه، تعدادی قاب با تعداد دهانه یکسان و عرض دهانه متغیر بایکدیگر مقایسه شده اند. برای این منظور تعداد دهانه ۴ به عنوان تعداد دهانه پایه انتخاب شده است. قابهای در نظر گرفته شده قابهای ۴ دهانه با عرضهای دهانه ۳، ۴، ۵، ۶ و ۷ متر میباشند. این قابها عرض متفاوت دارند که با توجه به نتایج قبلی نمیتواند عاملی تاثیرگذار بر ضریب رفتار باشد. ضرایب رفتار برای قابهای دارای عرضهای دهانه ۳، ۴، ۵، ۶ و ۷ متر تحت شیوه طراحی DC بترتیب ۴/۸۵، ۵/۱۴، ۵/۶۷، ۵/۵۹ و ۵/۸۷ و تحت شیوه طراحی DB بترتیب ۴/۳۴، ۴/۰۱، ۵/۰۷، ۵/۱۲ و ۵/۳۴ بدست آمده اند (شکل ۷). مشاهده میشود که قابهای DC دارای عرض دهانه ۴، ۵، ۶ و ۷ متر نسبت به قاب دارای عرض دهانه ۳ متر بترتیب ۰/۶،

معیار خرابی این مطالعه تغییر مکان هدف بین طبقه ای ۰/۲٪ ارتفاع طبقه (برگرفته از آیین نامه زلزله ایران) در نظر گرفته شده است.

در حالت دوم -تعداد دهانه ثابت، عرض دهانه متغیر-؛ به بررسی قابهای با تعداد دهانههای مساوی می پردازد. در این حالت تأثیر افزایش عرض دهانه ها مورد بررسی قرار خواهد گرفت (شکل ۷).

برای بررسی اثر ابعاد قاب بر ضریب رفتار دو حالت در نظر گرفته شده است:

در حالت اول -تعداد دهانه متغیر، عرض دهانه یکسان-؛ تأثیر افزایش تعداد دهانه ها بر ضریب رفتار مورد بررسی قرار گرفته است. برای این حالت عرض دهانه در تمام قابها یکسان در نظر گرفته می شود و تعداد دهانه ها افزایش میابد (شکل ۶).

۵- بحث و نتایج

همانگونه که قبلاً ذکر شد زمین های موجود ابعاد یکسان ندارند در نتیجه زیربنای ساختمان و ابعاد قابهای ساخته شده در این زمینها نیز یکسان نخواهد بود بدین ترتیب با قابها با تعداد و عرض دهانه های مختلف مواجه خواهیم بود که احتمالاً ضرایب رفتار متفاوتی از خود نشان میدهند. آیین نامه های فعلی از جمله استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش سوم از اعداد ثابت برای ضرایب رفتار سیستمهای ساختمانی استفاده مینمایند. آنچه که مسلم است این است که ضریب رفتار به پارامترهای مختلف از جمله نحوه چیدمان دهانه ها در قابها و اندازه های مختلف قابها وابسته میباشد. چگونگی این وابستگی مورد بحث حاضر میباشد. برای این منظور دو دسته قاب که قبلاً شرح داده شده اند مورد بررسی قرار گرفته اند در شکلهای ۳ و ۵ و مقاطع طراحی ها نشان داده شده اند.



یادداشت فنی

شدن عرض دهانه ضریب رفتار بزرگتری از خود نشان میدهند. البته کاهش ضریب رفتار در قاب طراحی شده ۴ بسیار DC دهانه دارای عرض دهانه ۶ متر تحت روش ناچیز و قابل چشمپوشی میباشد. بنابراین میتوان استدلال نمود که در یک روند کلی با بزرگ شدن عرض دهانه ضرایب رفتار افزایش پیدا میکند و اندازه دهانه پارامتر موثری در محاسبه ضریب رفتار بشمار میرود.

۱۶/۹٪، ۲۵/۱۵٪ و ۲۱٪ ضریب رفتار بزرگتر نشان میدهند این نسبت برای قابهای دارای عرضهای دهانه ۴، ۵، ۶ و ۷ متر تحت شیوه طراحی DB نسبت به قاب دارای عرض دهانه ۳ متر بترتیب ۴۳/۱۵٪، ۸۲/۱۶٪، ۸/۱۷٪ و ۲۳٪ محاسبه شده است. با مقایسه ضرایب رفتار قابها مشاهده میگردد که بجز قاب طراحی شده ۴ دهانه دارای عرض دهانه ۶ متر تحت روش DC سایر قابها با بزرگ

IPB14	IPB14	IPB14	IPB14
IPB16	IPB22	IPB22	IPB16
IPB18	IPB18	IPB18	IPB18
IPB16	IPB22	IPB22	IPB16
IPB20	IPB22	IPB22	IPB20
IPB22	IPB22	IPB22	IPB22
IPB20	IPB22	IPB22	IPB20
IPB22	IPB24	IPB24	IPB22
IPB20	IPB22	IPB22	IPB20
IPB22	IPB24	IPB24	IPB22
300	300	300	300

a) DC . ۳*۴

IPB14	IPB14	IPB14	IPB14
IPB14	IPB20	IPB20	IPB14
IPB20	IPB20	IPB20	IPB20
IPB18	IPB20	IPB20	IPB18
IPB20	IPB20	IPB20	IPB20
IPB20	IPB22	IPB22	IPB20
IPB22	IPB24	IPB24	IPB22
IPB20	IPB22	IPB22	IPB20
IPB22	IPB24	IPB24	IPB22
IPB20	IPB22	IPB22	IPB20
300	300	300	300

b) DB . ۳*۴

IPB16	IPB16	IPB16	IPB16
IPB22	IPB20	IPB22	IPB22
IPB22	IPB20	IPB22	IPB22
IPB24	IPB24	IPB24	IPB24
IPB22	IPB26	IPB22	IPB26
IPB24	IPB24	IPB24	IPB24
IPB26	IPB26	IPB26	IPB26
IPB24	IPB24	IPB24	IPB24
IPB26	IPB26	IPB26	IPB26
IPB24	IPB24	IPB24	IPB24
400	400	400	400

c) DC . ۴*۴

IPB18	IPB18	IPB18	IPB18
IPB20	IPB20	IPB20	IPB20
IPB24	IPB24	IPB24	IPB24
IPB20	IPB20	IPB20	IPB20
IPB24	IPB24	IPB24	IPB24
IPB24	IPB26	IPB24	IPB26
IPB24	IPB26	IPB26	IPB24
IPB24	IPB26	IPB24	IPB26
IPB24	IPB26	IPB26	IPB24
IPB24	IPB26	IPB24	IPB26
IPB24	IPB26	IPB26	IPB24
400	400	400	400

d) DB . ۴*۴

IPB20	IPB20	IPB20	IPB20
IPB24	IPB26	IPB24	IPB26
IPB24	IPB26	IPB24	IPB26
IPB24	IPB24	IPB24	IPB24
IPB28	IPB30	IPB28	IPB30
IPB24	IPB28	IPB24	IPB28
IPB28	IPB30	IPB28	IPB30
IPB28	IPB28	IPB28	IPB28
IPB26	IPB28	IPB26	IPB28
IPB30	IPB28	IPB30	IPB28
IPB28	IPB28	IPB28	IPB28
500	500	500	500

e) DC . ۴*۵

IPB20	IPB20	IPB20	IPB20
IPB22	IPB24	IPB22	IPB24
IPB22	IPB24	IPB22	IPB24
IPB28	IPB28	IPB28	IPB28
IPB22	IPB28	IPB22	IPB28
IPB28	IPB28	IPB28	IPB28
IPB26	IPB28	IPB26	IPB28
IPB28	IPB28	IPB28	IPB28
IPB26	IPB28	IPB26	IPB28
IPB28	IPB28	IPB28	IPB28
500	500	500	500

f) DB . ۴*۵

شکل شماره (۳): طراحی های انجام شده DC و DB برای قابهای ۳*۴ و ۴*۵ و ۴*۵

یادداشت فنی

IPB22	IPB22	IPB22	IPB22
IPB24	IPB28	IPB24	IPB28
IPB24	IPB28	IPB24	IPB28
IPB30	IPB32	IPB30	IPB32
IPB30	IPB32	IPB30	IPB32
IPB30	IPB32	IPB30	IPB32
600	600	600	600

a) DC . ۶*۰.۰۰۰

IPB22	IPB22	IPB22	IPB22
IPB26	IPB28	IPB24	IPB28
IPB26	IPB28	IPB24	IPB28
IPB30	IPB30	IPB30	IPB30
IPB28	IPB30	IPB30	IPB30
IPB28	IPB30	IPB30	IPB30
600	600	600	600

b) DB . ۶*۰.۰۰۰

IPB26	IPB24	IPB24	IPB26
IPB28	IPB28	IPB28	IPB28
IPB28	IPB28	IPB28	IPB28
IPB30	IPB32	IPB32	IPB30
IPB30	IPB32	IPB32	IPB30
IPB30	IPB32	IPB32	IPB30
700	700	700	700

c) DC . ۷*۰.۰۰۰

IPB26	IPB24	IPB24	IPB26
IPB26	IPB26	IPB26	IPB26
IPB26	IPB26	IPB26	IPB26
IPB30	IPB30	IPB30	IPB30
IPB30	IPB30	IPB30	IPB30
IPB30	IPB30	IPB30	IPB30
700	700	700	700

d) DB . ۷*۰.۰۰۰

IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14
IPB18	IPB20	IPB18	IPB20	IPB18
IPB20	IPB20	IPB20	IPB20	IPB20
IPB22	IPB22	IPB22	IPB22	IPB22
IPB22	IPB22	IPB22	IPB22	IPB22
IPB22	IPB22	IPB22	IPB22	IPB22
320	320	320	320	320

e) DC . ۳/۲*۰.۰۰۰

IPB14	IPB16	IPB14	IPB16	IPB14
IPB18	IPB22	IPB18	IPB22	IPB18
IPB18	IPB22	IPB18	IPB22	IPB18
IPB22	IPB24	IPB22	IPB24	IPB22
IPB22	IPB24	IPB22	IPB24	IPB22
IPB22	IPB24	IPB22	IPB24	IPB22
320	320	320	320	320

f) DB . ۳/۲*۰.۰۰۰

شکل شماره (۴): طراحی های انجام شده DC و DB برای قابهای ۶*۰ و ۷*۰ و ۳/۲*۰



یادداشت فنی

IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14
IPB15	IPB15	IPB20	IPB20	IPB15	IPB15
IPB22	IPB20	IPB20	IPB20	IPB20	IPB22
IPB18	IPB18	IPB20	IPB20	IPB18	IPB18
IPB22	IPB20	IPB20	IPB20	IPB20	IPB22
IPB24	IPB24	IPB20	IPB20	IPB24	IPB24
IPB24	IPB24	IPB20	IPB20	IPB24	IPB24
IPB22	IPB20	IPB20	IPB20	IPB22	IPB22
IPB24	IPB24	IPB20	IPB20	IPB24	IPB24
300	300	300	300	300	300

a) DC . ۶*۳

IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14
IPB20	IPB20	IPB15	IPB20	IPB15	IPB20
IPB20	IPB20	IPB20	IPB20	IPB20	IPB20
IPB20	IPB20	IPB18	IPB20	IPB18	IPB20
IPB20	IPB20	IPB20	IPB20	IPB20	IPB20
IPB22	IPB22	IPB22	IPB22	IPB22	IPB22
IPB22	IPB22	IPB24	IPB24	IPB24	IPB22
IPB22	IPB22	IPB24	IPB24	IPB22	IPB22
IPB22	IPB22	IPB24	IPB24	IPB22	IPB22
300	300	300	300	300	300

b) DB . ۶*۳

IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14
IPB20	IPB20	IPB20	IPB20	IPB20	IPB20	IPB20
IPB20	IPB18	IPB20	IPB20	IPB20	IPB18	IPB20
IPB20	IPB18	IPB20	IPB20	IPB20	IPB18	IPB20
IPB22	IPB24	IPB22	IPB24	IPB22	IPB24	IPB22
IPB22	IPB20	IPB22	IPB22	IPB22	IPB20	IPB22
IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB22
IPB22	IPB20	IPB22	IPB22	IPB22	IPB20	IPB22
IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB22
300	300	300	300	300	300	300

c) DC . ۷*۳

IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14
IPB20	IPB18	IPB20	IPB18	IPB18	IPB20	IPB20
IPB20	IPB20	IPB20	IPB22	IPB22	IPB20	IPB20
IPB20	IPB18	IPB20	IPB22	IPB22	IPB20	IPB20
IPB22	IPB24	IPB22	IPB24	IPB22	IPB24	IPB22
IPB22	IPB20	IPB22	IPB24	IPB22	IPB20	IPB22
IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB22
IPB22	IPB20	IPB22	IPB24	IPB22	IPB20	IPB22
IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB22
300	300	300	300	300	300	300

d) DB . ۷*۳

IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14
IPB18	IPB20	IPB20	IPB18	IPB18	IPB20	IPB20	IPB18
IPB20	IPB22	IPB20	IPB20	IPB20	IPB20	IPB22	IPB20
IPB18	IPB20	IPB20	IPB18	IPB18	IPB20	IPB20	IPB18
IPB10	IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB18
IPB20	IPB22	IPB22	IPB20	IPB20	IPB22	IPB22	IPB20
IPB22	IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB22
IPB22	IPB20	IPB22	IPB20	IPB20	IPB22	IPB22	IPB20
IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB24	IPB22
300	300	300	300	300	300	300	300

e) DC . ۸*۳

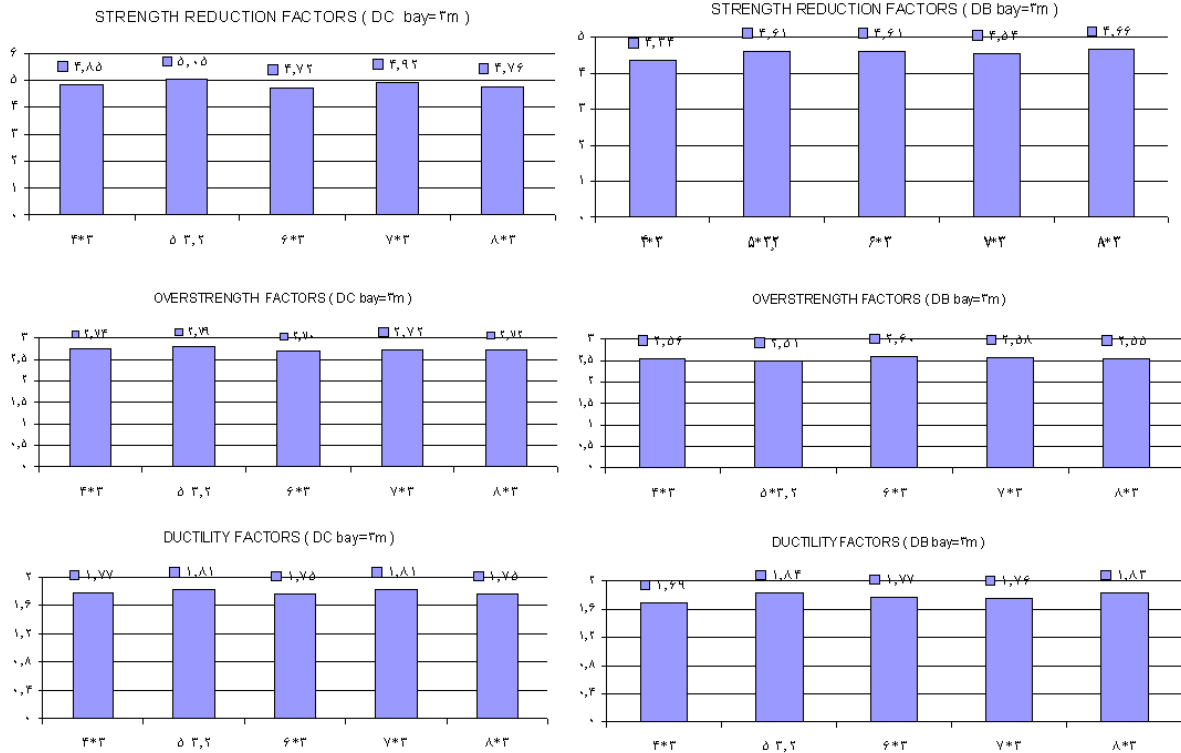
IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14	IPB14
IPB18	IPB18	IPB18	IPB18	IPB18	IPB18	IPB18	IPB18
IPB22	IPB22	IPB22	IPB24	IPB24	IPB22	IPB22	IPB22
IPB16	IPB16	IPB16	IPB16	IPB16	IPB16	IPB16	IPB18
IPB10	IPB22	IPB22	IPB18	IPB22	IPB22	IPB18	IPB18
IPB22	IPB24	IPB22	IPB24	IPB24	IPB22	IPB22	IPB22
IPB22	IPB24	IPB22	IPB24	IPB24	IPB22	IPB22	IPB18
IPB22	IPB24	IPB22	IPB24	IPB24	IPB22	IPB22	IPB22
IPB22	IPB24	IPB22	IPB24	IPB24	IPB22	IPB22	IPB22
300	300	300	300	300	300	300	300

f) DB . ۸*۳

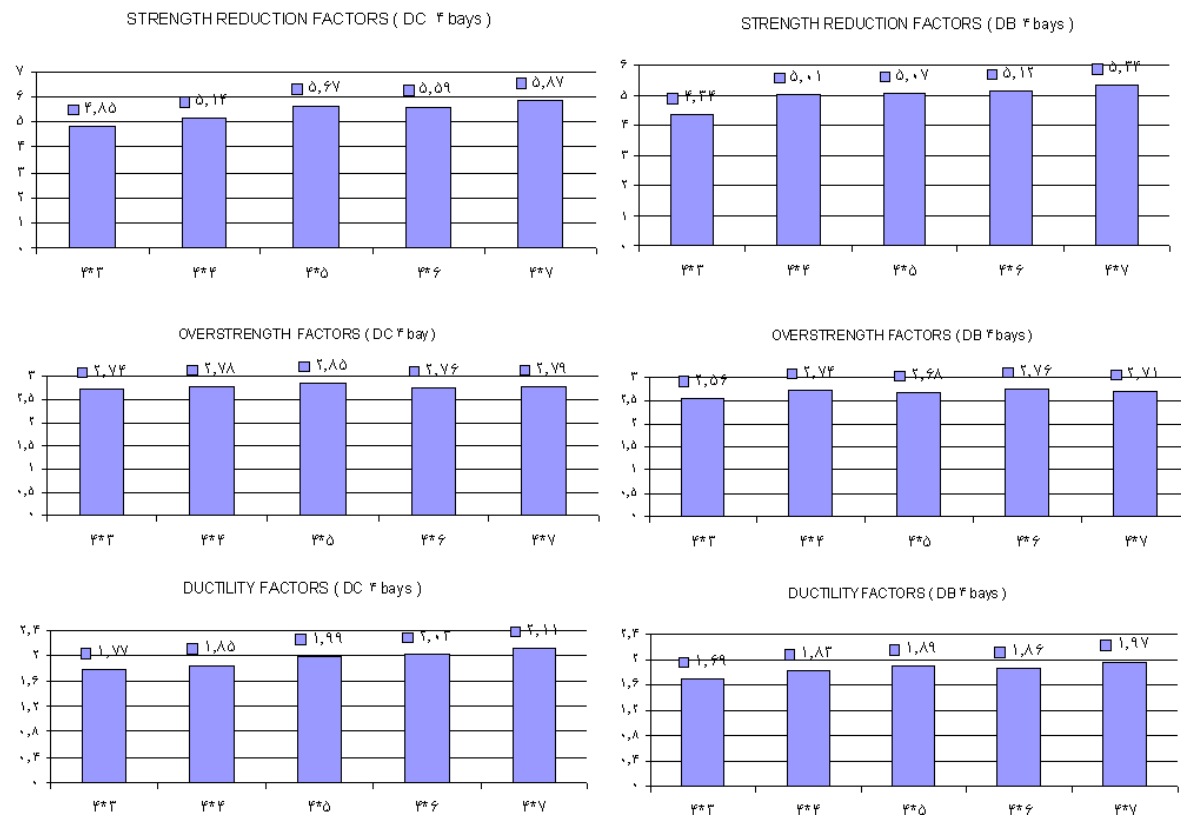
شکل شماره (۵): طراحی های انجام شده DC و DB برای قابهای ۶*۳ و ۷*۳ و ۸*۳



یادداشت فنی



شکل شماره (۶): مقایسه ضرایب اضافه مقاومت، شکل پذیری و ضرایب رفتار برای قابهای دارای بعد دهانه حدوداً ۳ متر تحت طراحی DC و DB



شکل شماره (۷): مقایسه ضرایب اضافه مقاومت، شکل پذیری و ضرایب رفتار



2. ATC (1995). A Critical Review of Current Approaches to Earthquake Resistant Design. Report No. ATC-34, Applied Technology Council, Redwood City, California.

3. Bertero, R. D., and Bertero, V. V. (1999). "Redundancy in Earthquake-Resistant Design." Journal of Structural Engineering, ASCE, 125(1), 81-88.

4. BSSC. NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures; part 1: provisions. FEMA-302, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C.; 1997

5. FEMA. 2004. "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures." NEHRP 2003 (FEMA-450), Washington, D.C.

6. Freeman, S.A., 1990, "On the correlation of code forces to earthquake demands," Proceeding of the 4-d US-Japan Workshop on Improvement of Structural Design and Construction Practices, ATC-15-3 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.

7. Kim, J., Choi, H. (2005) "Response modification factors of chevron-braced frames" ., Engineering Structures 27, (285-300).

8. Maheri MR, Akbari R. Seismic behavior factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC buildings. Engineering Structures 2003; 25(15): 1505-13.

9. Miranda, E., and Bertero, V. V. (1994). "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design." Earthquake Spectra, EERI, 10(2), 357-380.

10. Moghaddam H., Hajirasouliha. (2005)., "Toward more rational criteria for determination of design earthquake forces" International Journal of Solids and Structures.

11. Moses, F. (1974). "Reliability of structural systems." J. Struct. Div., ASCE, 100(9), 1813-1820.

12. Mwafy AM, Elnashai AS. Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. Engineering Structures 2000; 23(5): 407-24.

13. Uang, C.-M. (1991). "Establishing R (or R_w) and Cd Factors for Building Seismic Provisions." Journal of Structural Engineering, ASCE, 117(1), 19-28.

14. Fathi M., Daneshjoo F., Melchers R.E., 2006, "A method for determining the behaviour factor of moment-resisting steel frames with semi-rigid connections," Engineering Structures 28, (514-531).

15. Liao, K.-W., Wen, Y.-K., and Foutch, D. A. 2007. "Evaluation of 3D Steel Moment Frames under Earthquake Excitations. II: Reliability and Redundancy." J. Struct. Eng., 133_3, 462-470.

16. Kim, J., Choi, H. (2005) "Response modification factors of chevron-braced frames" ., Engineering Structures 27, (285-300).

17. Song, S.-H., and Wen, Y. K. (2000). "Redundancy of dual and steel moment frame systems under earthquake loads." Structural research series No. 631, Univ. of Illinois, <http://mae.ce.uiuc.edu/research/RR-3>. (Nov. 2000).

نسبت شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار در اشکال ۶ و ۷ نمایش داده شده اند. این ضرایب با استفاده از آنالیز بارافزون و روشهای محاسباتی که پیشتر مورد بحث قرار گرفتند، محاسبه گردیده اند. از بررسی و مقایسه این ضرایب نتایج ذیل حاصل میگردد:

۱. ضرائب رفتار قاب‌های DC محدوده‌ای بین ۴/۷۶ تا ۵/۸۷ را شامل شده و در قاب‌های DB این محدوده بین ۴/۳۴ تا ۵/۳۴ متغیر می باشد. همان طور که مشاهده مینمایید این ضرایب حدودا ۲۵ تا ۳۰ درصد از مقدار آیین نامه ای در نظر گرفته شده ۷ کوچکتر میباشند. بنابراین لازم بنظر میرسد تهیه کنندگان استاندارد ۲۸۰۰ توضیحاتی در این زمینه اعلام نمایند.
۲. ضریب رفتار و اجزاء آن به نحوه چیدمان و اندازه دهانه های قاب وابسته میباشند. بنابراین در نظر گرفتن تنها یک ضریب ثابت برای تمام حالات یک قاب ظاهرا غیر منطقی بنظر میرسد.
۳. در حالت مورد بررسی قاب با تعداد دهانه متغیر و عرض دهانه یکسان، همانطور که در شکل (۶) مشاهده میگردد یک روند منظم افزایشی یا کاهشی برای ضریب رفتار مشاهده نمیشود بعبارتی افزایش صرف بعد قاب یا تعداد دهانه ها منجر به افزایش مقدار ضریب رفتار نميگردد.
۴. در حالت دوم و مورد بررسی تعداد دهانه‌های مساوی مشاهده گردید که در یک روند کلی، افزایش ضریب رفتار با افزایش بعد دهانه‌ها روی میدهد. این بدان معناست که آنچه ضریب رفتار را تحت تاثیر قرار میدهد افزایش بعد دهانه میباشد نه افزایش بعد قاب. این تفاوت برای قابها با عرضهای دهانه زیاد و کم تا حد ۳۵ درصد بین قاب (DC ۷) و (DB ۳) محاسبه شده است.

۷- مراجع

1. Applied Technology Council (ATC). (1995). "Structural response modification factors." ATC-19, Redwood City, Calif.

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	لوتوس Bold	۱۱
متن	لوتوس	۱۲
چکیده و کلمات کلیدی	لوتوس Bold	۱۴
نام مولفان	نازنین Bold	۱۱
عناوین بخش ها	لوتوس Bold	۱۲
عنوان مقاله	تیترا Bold	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 نام خانوادگی
 First Name: Last Name:
 نام پدر: شماره شناسنامه: سال تولد: محل تولد: کد ملی:
 - اشخاص حقوقی (مشخصات نماینده شرکت در قسمت اشخاص حقیقی درج شود):
 نام شرکت: شماره ثبت: تاریخ و محل ثبت: فعالیت اصلی:

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
 خدمات مشاوره
 خدمات پیمانکاری
 خدمات پژوهشی
 خدمات آموزشی
 تولید کننده محصولات فولادی
 تولید کننده ماشین آلات و تجهیزات
 دستگاه های اجرایی
 سایر

فعالیت اصلی

- مدیر ارشد
 مدیر اجرایی
 مدیر تولید
 مدیر طراحی
 عضو هیأت علمی (مرتبه علمی)
 کارشناس طراح
 کارشناس مصالح
 کارشناس ماشین آلات
 کارشناس کنترل کیفیت

۴. نشانی

منزل کدپستی
 تلفن کد فاکس تلفن همراه
 محل کار کد فاکس تلفن همراه
 مکاتبات انجمن با کدام نشانی انجام گیرد: منزل محل کار
 Email:

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

سایر موارد ضمیمه گردد .

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع فعالیت	نوع عضویت	تاریخ عضویت

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>
<p>در جلسه هیأت مدیره مورخ مورد تایید قرار گرفت.</p> <p>هیأت مدیره</p>

در این بخش چیزی ننویسید

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.ISSS.IR مراجعه نمایید .