



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امید

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

سازه و فولاد

نشانی:

بزرگراه شیخ فضل ا. نوری - فاز ۲ شهرک
فرهنگیان - خیابان نارگل - خیابان مروی
خیابان حکمت - مرکز تحقیقات راه، مسکن و
شهرسازی - بخش سازه
انجمن سازه‌های فولادی ایران

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

www.iss.ir
www.journaliss.ir

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

info@iss.ir

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	(استاد 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
انستیتوی تکنولوژی فدرال سوئیس	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مهدی فرشاد
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

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. همچنین به موجب قانون مطبوعات، وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی، پروانه انتشار این مجله را به شماره ۹۱/۳۳۷۰۱ در تاریخ ۱۳۹۱/۱۱/۱۶ صادر کرده است.

سال بیست و هفتم - شماره‌ی سی و چهارم

زمستان ۱۴۰۰

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

۱. پایگاه استنادی علوم جهان اسلام (ISC) <http://www.srlst.com>

۲. پایگاه اطلاعات جهاد دانشگاهی (SID) <http://www.SID.ir>

۳. بانک اطلاعات نشریات کشور (Magiran) <http://www.magiran.com>

فهرست

انجمن سازه‌های فولادی ایران ۲

ارزیابی پاسخ لرزه‌ای قاب‌های مهار شده با مهاربند کماتش تاب با رویکرد تاب‌آوری ۵

Seismic performance assessment of buckling restrained braced frames based on resiliency aspects

سید علی رضوی طباطبائی؛ میلاد احتشامی معینی

ساخت و کالیبراسیون یک حسگر پیزوالکتریک بی‌سیم جهت اندازه‌گیری تنش‌های دینامیکی در سازه‌های فولادی ۱۷

Fabrication and calibration of a wireless piezoelectric sensor for measurement of dynamic stresses in steel structures

مجتبی لزگی نظرگاه؛ مهدی فهیمی علی آباد؛ سعید سعیدی امین آبادی

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی موج‌دار دوپل با موج‌های مایل ۲۷

Seismic performance assessment of double corrugated steel shear walls with diagonal waves

سید محمدرضا مرتضوی؛ علی حیدرپور بیدگلی؛ محمد فراهانی

ارزیابی و بهبود رفتار تیرورق دلتای سوراخ‌دار تحت تأثیر نیروی برشی ۳۷

Geometric investigation of perforated delta plate girder under shear force

ابراهیم زمانی بیدختی؛ سلیمان قوهستانی؛ سید مجتبی موسوی نژاد

بهبود عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای همگرا با استفاده از پروفیل اصلاح شده ۴۹

Improving the seismic performance of concentric brace frame using modified profiles

عبدالله چراغی

ترکیب اثر مدهای ارتعاش سازه هسته و مهار بازویی با مهاربندهای کماتش تاب فولادی ۵۷

Performance based assessment of core wall and steel BRBs as outrigger with new modal combination

حمید بیرقی

شیوه نگارش ۷۴

فرم عضویت ۷۵

به نام خالق هستی

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

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

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

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

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

انجمن سازه‌های فولادی ایران

ارزیابی پاسخ لرزه‌ای قاب‌های مهار شده با مهاربند کمانش تاب با رویکرد تاب‌آوری

میلاد احتشامی معینی^۱، سید علی رضوی طباطبائی^{۲*}

۱- کارشناسی ارشد سازه، دپارتمان مهندسی عمران دانشگاه علم و فرهنگ، تهران، ایران

۲- استادیار، دپارتمان مهندسی عمران دانشگاه علم و فرهنگ، تهران، ایران

* تهران، صندوق پستی ۱۳۱۴۵۸۷۱، arazavi@usc.ac.ir

چکیده

قاب‌های مهاربند کمانش تاب توجه زیادی را به عنوان سیستم مقاوم لرزه‌ای برای مقابله با زمین لرزه‌ها به خود جلب کرده‌اند. اما این سیستم به دلیل برخی نقاط ضعف در رفتار لرزه‌ای یک سیستم ایده آل نیست. در این پژوهش تاب‌آوری لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده با مهاربند کمانش تاب در دو حالت طول کوتاه و طول بلند مورد بررسی قرار گرفته و همچنین پاسخ لرزه‌ای آنها با سیستم دوگانه مهاربند کمانش تاب - قاب خمشی ویژه (BRBF-SMR) مقایسه گردید. علاوه بر این، اثر گیرداری اتصال تیر دهانه مهاربندی نیز در نظر گرفته شد. بدین منظور دو ساختمان ۴ و ۹ طبقه با سیستم‌های مذکور و در دو حالت قطری و شورون طراحی گردید. سپس قاب‌های نمایانگر رفتار سازه در نرم افزار اجزا محدود مدل شده و تحت ۲۲ رکورد زلزله تحلیل‌های تاریخچه زمانی صورت گرفت. پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها شامل دررفت طبقات و دررفت پسماند با یکدیگر مقایسه و نتایج در قالب نمودار ارائه گردید. نتایج نشان دهنده بهبود رفتار سازه‌ها مهار شده با مهاربند کمانش تاب طول کوتاه خصوصاً در قاب با اتصالات دهانه مهاربندی گیردار است. همچنین، افزایش ظرفیت قاب دوگانه نسبت به سیستم مهاربندی با تیر گیردار در دهانه مهاربندی چندان قابل توجه نیست. طراحی تیر دهانه مهاربندی برای نیروی مورد انتظار خمشی به خوبی می‌تواند جایگزین طراحی قاب خمشی در سیستم دوگانه شود و در کاهش دررفت‌ها و افزایش سختی پلاستیک موفق باشد. مزید بر این، مهاربند‌های طول کوتاه به دلیل ابعاد کوچکتر از نظر هزینه تولید ارزان تر و با سهولت بیشتر اجرا شده و تعویض پذیرترند.

واژگان کلیدی

تاب‌آوری لرزه‌ای، مهاربند کمانش تاب، تحلیل تاریخچه زمانی، دررفت، دررفت پسماند

Seismic performance assessment of buckling restrained braced frames based on resiliency aspects

M. Ehteshami Moeini, S. A. Razavi Tabatabaei

Abstract

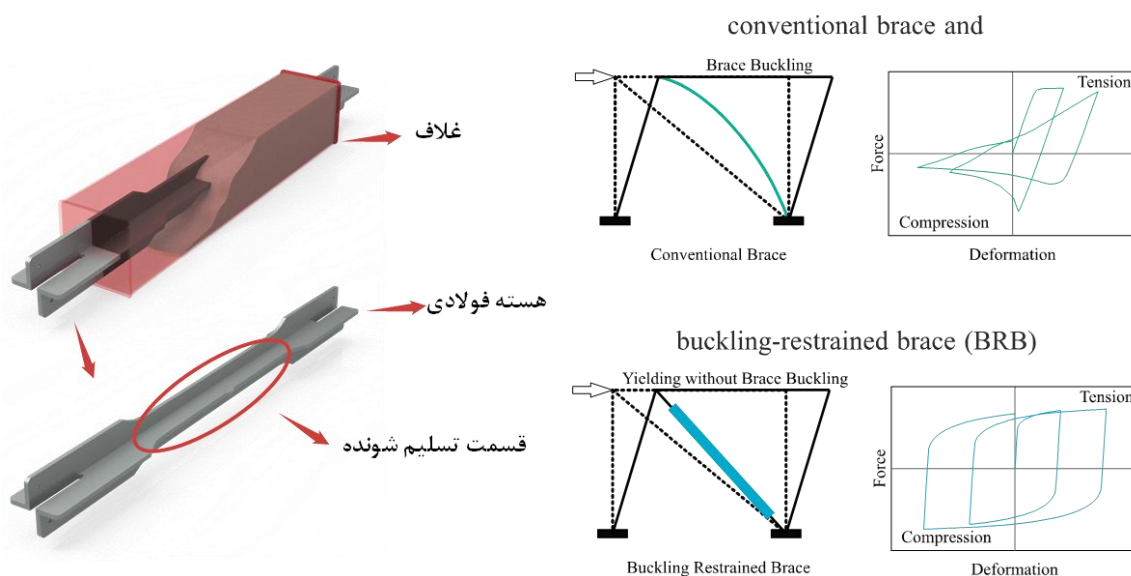
The buckling-restrained braced frame (BRBF) is an appropriate lateral system for resisting seismic excitations. It is not yet an ideal system since there are deficiencies regarding the performance of this system. In this research resiliency of the reduced-length buckling restrained braced frames (RL-BRBFs) were assessed and compared with conventional buckling restrained braced frames (BRBF) as well as dual SMRF-BRBF. To do so two 4 and 9 story structures with conventional and reduced core length BRBs with diagonal and inverted chevron brace configuration were designed, then, the frames representing the lateral behavior of the structures were modelled in finite element software and time history analyses were performed on the structures under a set of 20 ground motion records. Seismic response of the structures including drifts and residual drifts were compared and reported herein. The results indicate that the reduced length BRBs have much better seismic behavior especially in the frame with moment resisting braced bay beam. The dual frame did not exhibit much different behavior compared to the braced frame with moment resisting braced bay beams. The moment resisting beams of the braced bays designed for the expected moment improved the drift response, plastic stiffness, and performed almost similar to the dual frame designed for 25% of the base shear. Furthermore, RL-BRBFs are replaceable, repairable, and more cost-efficient compared to conventional BRBs due to smaller size of the reduced-length buckling restrained braces (RL-BRBF).

Keywords

Seismic resiliency, Buckling restrained brace (BRB), Time history analysis, Drift, Residual drift

و تکامل این نوع مهاربند، محقق استفاده از مهاربند با طول هسته کوتاه را به عنوان یک روش برای افزایش سختی پیشنهاد کردند [۶]. این امر موجب کاهش دررفت‌های ناشی از زلزله می‌گردد. **Fahnestock** و همکارانش نیز استفاده از اتصالات گیردار در دهانه مهاربندی در قاب مجهز به کمانش تاب را گزینه‌ای مفید برای بهبود ظرفیت نهایی سیستم معرفی کردند [۷]. گرچه سیستم مهاربندی کمانش تاب نسخه بهبود یافته از مهاربندهای معمولی است اما تحقیقات نشان داده که این سیستم نیز همچنان می‌تواند کمبودهایی داشته باشد و در مواردی پاسخگوی نیاز سازه نیست [۸]. در همین راستا محقق پارامترهای موثر در فروریزش سازه‌های مهار شده با مهاربند کمانش تاب را تحت روکوردهای زلزله با تحلیل تاریخیچه زمانی بررسی کرده و از عوامل موثر در فروریزش استفاد از محور ضعیف ستون دهانه مهاربندی عنوان نموده و استفاده از سیستم دوگانه را به عنوان یک روش سودمند در کنترل پایداری و افزایش ظرفیت نهایی سازه عنوان کردند [۹-۱۱]. اولین بار در سال ۲۰۰۱ ایده استفاده از مهاربند کمانش تاب با طول هسته کوتاه به عنوان یک راهکار که هم سختی پلاستیک سیستم راتقاء می‌بخشد پیشنهاد شد [۱۰]. با معرفی این نوع مهاربند تحقیقات گسترده‌تری روی آن انجام پذیرفت تا رفتار سازه‌های مجهز به این نوع سیستم مهاربندی رو مورد بررسی قرار دهد [۱۲ و ۱۳]. شمای کلی مهاربند کمانش تاب در حالت طول کوتاه و معمولی در شکل (۳) به تصویر کشیده شده است.

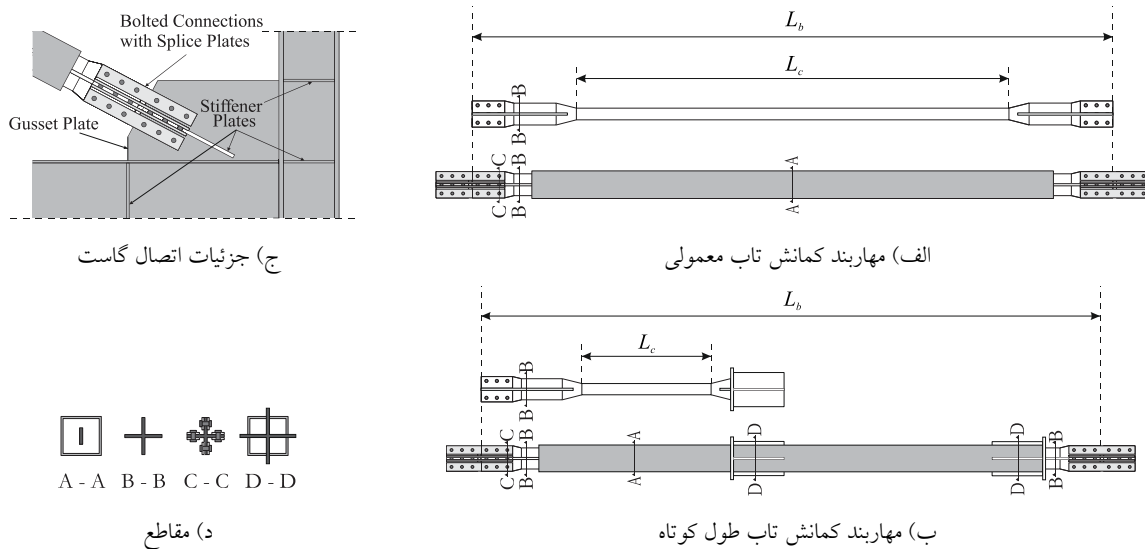
یکی از اولین ایده‌ها که منجر به تولید مهاربند کمانش تاب (BRB) گردید در سال ۱۹۷۶ توسط **Takeda** و همکارانش ارائه شد [۱]. آنها، به منظور بهبود رفتار پس کمانشی مقاطع H شکل با محصور کردن و مقید کردن این مقاطع به وسیله بتن غیر مسلح باعث بهبود قابل توجه در رفتار چرخه ای مهاربند شدند، گرچه بتن به دلیل غیر مسلح بودن و نبود مکانیزم جداکننده دچار خسارات شدید شد. مهاربند کمانش تاب در واقع نسخه بهبود یافته مهاربند معمولی است که دیگر در اثر نیروی محوری فشاری دچار کمانش نمی‌گردد [۲]. شکل (۱) اجزای مهاربند کمانش تاب و مقایسه رفتار آن با مهاربند معمولی را نشان می‌دهد. در ادامه پژوهش‌ها توسط محققین دستورالعمل‌هایی نیز برای طراحی سازه‌های مجهز به این نوع مهاربندها ارائه شد و در نهایت **Wada** و همکارانش اولین مهاربند کمانش تاب را تولید و با گذراندن مراحل کنترل کیفی و تست‌های آزمایشگاهی در ساختمان شرکت نیپون استیل مورد استفاده قراردادند [۳]. همچنین با به نتیجه رسیدن تحقیقات و اثبات عملکرد مهاربند کمانش تاب اولین سازه مجهز به مهاربند کمانش تاب در آمریکا در ساختمان دانشکده محیط زیست دانشگاه کالیفرنیا پردیس دیویس استفاده شد (شکل (۲)). سپس با گسترش این فناوری استفاده از این مهاربند نه تنها در سازه‌های مختلف استفاده شده و بلکه به عنوان یک گزینه مناسب برای مقاوم سازی سازه‌های موجود نیز مورد توجه قرار گرفت [۴ و ۵]. با افزایش تحقیقات



شکل ۱- مقایسه رفتار مهاربند معمولی و مهار بند کمانش تاب (سمت راست)، نمای مهاربند کمانش تاب و اجزای آن (سمت چپ)



شکل ۲- اولین سازه‌های مجهز به مهاربند کمانش تاب، ساختمان دانشکده علوم کشاورزی دانشگاه کالیفرنیا دیویس آمریکا (۱۹۹۹) (شکل راست)، دفتر مرکزی شرکت نیپون استیل ژاپن (۱۹۸۷) (شکل چپ)



شکل ۳- اولین سازه‌های مجهز به مهاربند کمانش تاب

۱-۱- تاب‌آوری و شاخصه‌های آن

تاب‌آوری لرزه‌ای به معنی قابلیت بهره برداری مجدد سریع پس از یک رخداد لرزه ای شدید یا نسبتاً شدید می‌باشد. بنابراین پارامترهای زیر از شاخصه‌های تاب‌آوری تلقی می‌شوند.

- پایداری جانبی
- دریفت بیشینه و دریفت پسماند
- ظرفیت نهایی جابجایی
- تعویض پذیری
- هزینه تعمیر

۱-۱-۱- راهکارهای ارتقای تاب‌آوری

استفاده از هر روشی که می‌تواند موجب کاهش آسیب به سازه شده و یا باعث کاهش هزینه و افزایش سولت تعمیر گردد راهکاری جت افزایش تاب‌آوری است. در همین راستا راهکاری زیر به عنوان یک تکنیک افزایش تاب‌آوری سیستم مهاربندی

کمانش تاب پیشنهاد گردیده است:

- ۱- سیستم دوگانه مهاربند کمانش تاب و قاب خمشی
 - تمرکز تشکیل مفاصل پلاستیک در مهاربندها می‌تواند موجب ایجاد مکانیزم طبقه نرم و فرو ریزش سازه شود.
 - با ترکیب با یک سیستم مقاوم جانبی دیگر مانند قاب خمشی می‌توان از ان پدیده جلوگیری کرد.
 - این کار علاوه بر این می‌تواند موجب بهبود مقاومت در برابر P-Delta و همچنین افزایش سختی خمیری سازه گردد.

۲- استفاده از المان‌های تعویض پذیر

- یکی از مهم‌ترین شاخصه‌های تاب‌آوری، تعمیرپذیری و تعویض پذیری المان‌های اتلاف کننده انرژی است. بدین منظور همانند می‌توان از دیتیل‌های متشکل از پیچ و مهره به نحوی استفاده نمود تا تنها

المان فیوز تعویض شود.

۳- کاهش طول مهاربند کمانش تاب

- کاهش هزینه ساخت ناشی از کوچک شدن قطعه
- افزایش سهولت تعویض ناشی از کوچک شدن قطعه
- افزایش سختی پس از تسلیم به دلیل کاهش طول موثر هسته که نقش فیوز را ایفا می‌کند

۲-۱- مهاربند کمانش تاب طول کوتاه

Razavi و همکارانش در سال ۲۰۱۴ با کاهش طول قسمت تسلیم شونده مهاربند کمانش تاب، نوع جدیدی از این مهاربندها معرفی کردند [۱۲]. این مهاربندها بدون تغییر در سطح مقطع و ظرفیت نیروی باعث افزایش سختی و سختی پس از تسلیم سازه شد. در واقع مهاربند معرفی شده ترکیبی از یک مهاربند معمولی که در زلزله الاستیک باقی می‌ماند و یک مهاربند کمانش تاب کوچک تشکیل شده است.

۳-۱- ارزیابی رفتار مهاربند کمانش تاب طول کوتاه

در این پژوهش بهبود رفتار مهاربند کمانش تاب طول کوتاه به عنوان یک روش برای ارتقاء تاب‌آوری قاب‌های مجهز به مهاربند کمانش تاب مورد بررسی قرار گرفته است. این نوع مهاربندها با توجه به ابعاد هزینه تولید کمتر و اجرای راحت‌تری دارند و با توجه به سختی بالا می‌تواند موجب کاهش دررفت و به تبع آن دررفت‌های پس‌ماند شود. بدین منظور سازه‌های ۴ و ۹ طبقه تحت یک ست ۲۲ تایی از رکوردهای زلزله با هر دو نوع مهاربند کمانش تاب طول بلند و کوتاه مورد ارزیابی قرار گرفتند.

۲- مدل‌سازی

۱-۲- سازه‌های تحت بررسی

در راستای بررسی رفتار مهاربند کمانش تاب طول کوتاه دو ساختمان ۴ و ۹ طبقه در نظر گرفته شد. پلان و شمای کلی ساختمان‌ها در شکل (۴) نمایش داده شده است. سازه‌ها طبق دستورالعمل جامعه مهندسی عمران ایالات متحده آمریکا (ASCE 7-16) طراحی شدند [۱۴]. مهاربندها در دو الگوی قطری و شورون در راستاهای متعامد در نظر گرفته شدند. طول هسته‌ها (RL-BRB) معادل ۲۰٪ طول هسته مهاربند کمانش تاب طول بلند ($L_c=0.2L$) در نظر گرفته شد. اتصالات دهانه مهاربندی در دو حالت گیردار و مفصلی فرش شد. یک قاب قطری در ساختمان ۴ طبقه به صورت سیستم دوگانه از مهاربند کمانش تاب - قاب خمشی ویژه طراحی شد

به نحوی که قاب خمشی توانایی تحمل ۲۵٪ برش پایه را داشته باشد. در مجموع ۱۷ سازه مهاربندی کمانش تاب طراحی و تحلیل شد. شتاب مبنای طرح $0.1g$ (با توجه به قرارگیری سازه در شهر سان فرانسیسکو) و خاک محل احداث سازه‌ها معادل تیپ III در نظر گرفته شد. فولاد هسته مهاربند و سایر اعضا به ترتیب مقاومت تسلیم ۲۶۰ و ۳۴۵ مگاپاسکال فرض شد. بار مرده گسترده طبقات مرده و زنده به ترتیب ۳۵۰ و ۲۵۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده گسترده طبقات مرده و زنده به ترتیب ۳۰۰ و ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع اتخاذ و به سازه اعمال گردید. روند طراحی اعضاء به سه گام کلی زیر تقسیم می‌شود:

- ۱- اعضای تغییر مکان کنترل برای زلزله کاهش یافته طراحی می‌شوند ← تعیین سطح مقطع هسته مهاربندها
- ۲- اعضای نیروکنترل بر اساس نیروی مورد انتظار ناشی از تسلیم مهاربند‌ها محاسبه می‌شوند.
- ۳- طراحی قسمت الاستیک مهاربند بر اساس روند طراحی خاص این نوع المان انجام شده است.

ضریب اضافه نیرو برای فشار و کشش مهاربند کمانش تاب طبق نمودار استخراج شده از نمونه آزمایشگاهی (Razavi و همکارانش [۱۲]) که در شکل (۵) نمایش داده شده محاسبه گردیده است.

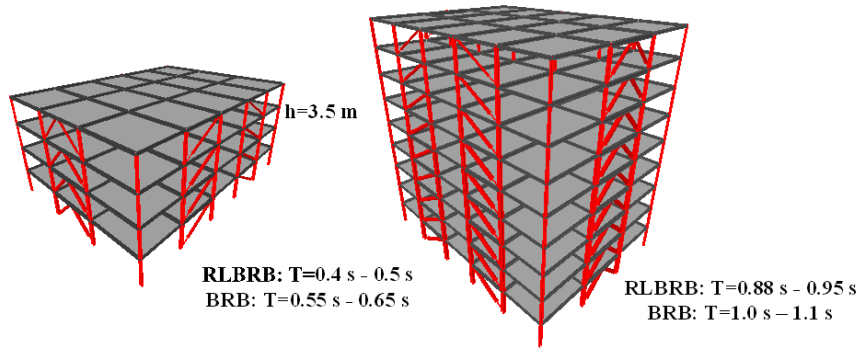
همچنین نیروهای مورد انتظار برای المان‌های نیرو کنترل همانند تیرها و ستون‌ها براساس شکل (۶) محاسبه شد. دستورالعمل طراحی AISC 360-16 و AISC 41-16 برای محاسبات و بدست آوردن مقاطع سازه استفاده شد [۱۵ و ۱۶].

لیست سازه‌های مورد بررسی در جداول (۱) تا (۵) ارائه شده است

۲-۲- مدل اجزای محدود

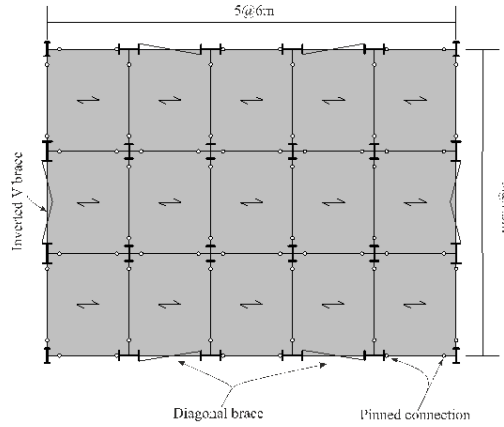
تحلیل‌ها با استفاده از نرم افزار SeismoStruct 2018 و به صورت ۲ بعدی انجام شده است [۱۷]. اثر ورق اتصال مهاربند یکی از پارامترهایی است که می‌تواند در رفتار سازه تأثیر قابل توجهی داشته باشد. بررسی‌های انجام گرفته نشان می‌دهد حضور گاست باعث افزایش سختی تیر و ستون دهانه مهاربندی می‌شود. برای در نظر گرفتن اثر سختی گاست، مقاطع یک بار با یک گاست و یک بار با دو گاست مدل شده و اثر سختی در انحنای بدست آمده است. ضریب ۱/۸۵ برای تیرها با دو گاست و ۱/۳ برای ستونها با یک گاست منظور گردید. مدل به صورت مجموعه‌ای از المان‌های تیر-ستون و فنر تشکیل شده است. فنرها برای مدلسازی رفتار مفاصل پلاستیک استفاده شده‌اند.





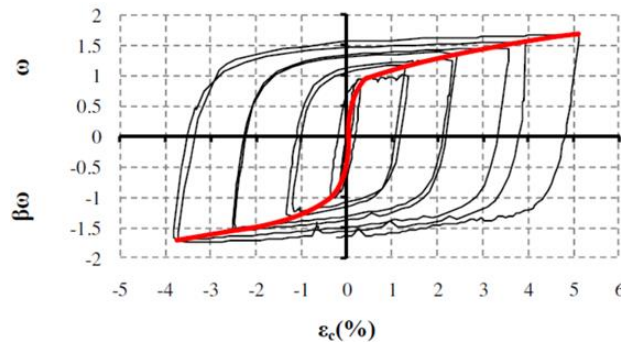
مدل ۳ بعدی ساختمان ۴ طبقه

مدل ۳ بعدی ساختمان ۹ طبقه

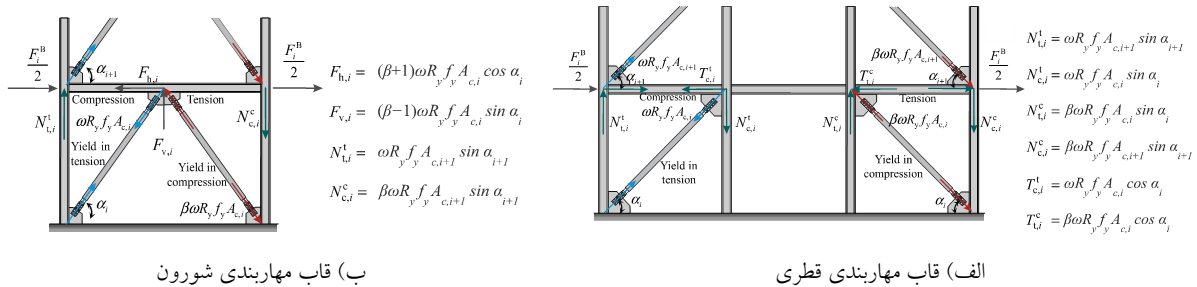


پلان ساختمان مورد بررسی

شکل ۴- پلان و نمای سه بعدی سازه های بررسی شده



شکل ۵- نمودار بک بن استخراج شده از نمونه آزمایشگاهی [۱۰]



شکل ۶- روند محاسبه نیروهای مورد انتظار

جدول ۱- قاب مهاربند شورون (V) ۴ طبقه

Inverted V braced frame				
Elastic pipe (RLBRB ONLY)	BRB core area (cm ²)	Braced span beam	Braced span column	طبقه
P10X0.625	۹/۷۰	W12X35	W14X53	۴
P14X0.625	۲۲/۶	W12X35	W14X53	۳
P16X0.625	۲۵/۸	W16X36	W14X53	۲
P16X0.625	۲۵/۸	W16X36	W14X68	۱

جدول ۲- قاب مهاربند قطری ۴ طبقه

Diagonal braced frame				
Elastic pipe (RLBRB ONLY)	BRB core area (cm ²)	Braced span beam	Braced span column	طبقه
P10X0.375	۶/۵۰	W12X35	W14X53	۴
P14X0.500	۱۶/۱	W12X35	W14X53	۳
P16X0.625	۲۲/۶	W16X36	W14X53	۲
P16X0.625	۲۲/۶	W16X36	W14X68	۱

جدول ۳- قاب سیستم دوگانه ۴ طبقه

Diagonal BRB frame + smrf					
SMRF beam	SMRF column	BRB core area (cm ²)	Braced span beam	Braced span column	طبقه
W12X35	W14X53	۶/۵۰	W12X35	W14X53	۴
W16X57	W14X53	۱۶/۱	W12X35	W14X53	۳
W16X67	W16X89	۲۲/۶	W16X36	W14X53	۲
W16X67	W16X89	۲۲/۶	W16X36	W14X68	۱

جدول ۴- قاب مهاربند شورون (V) ۹ طبقه

Inverted V braced frame				
Elastic pipe (RLBRB ONLY)	BRB core area (cm ²)	Braced span beam	Braced span column	طبقه
P14X0.375	۱۲/۹	W16X57	W14X38	۹
P16X0.500	۲۲/۶	W16X57	W14X38	۸
P20X0.500	۳۲/۳	W16X77	W14X145	۷
P20X0.625	۴۱/۹	W16X77	W14X145	۶
P20X0.625	۴۵/۲	W16X89	W14X211	۵
P22X0.625	۵۱/۶	W16X89	W14X211	۴
P22X0.625	۵۱/۶	W16X89	W14X283	۳
P22X0.625	۵۴/۸	W16X100	W14X283	۲
P22X0.625	۵۴/۸	W16X100	W14X283	۱

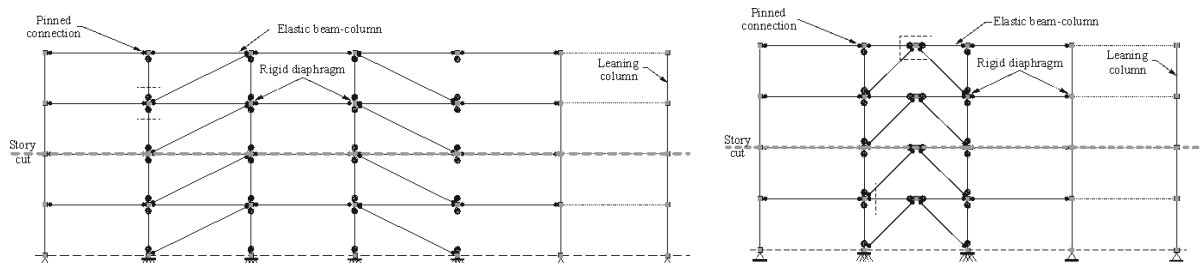


جدول ۵- قاب مهاربند قطری ۹ طبقه

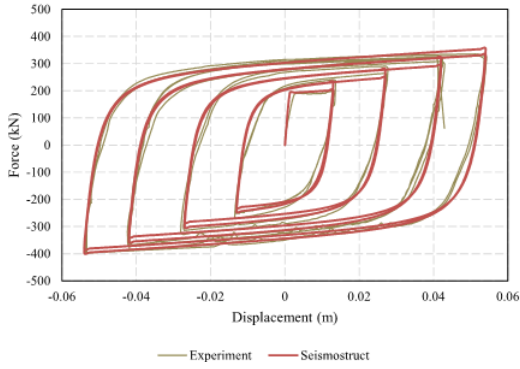
Diagonal braced frame				
Elastic pipe (RLBRB ONLY)	BRB core area (cm ²)	Braced span beam	Braced span column	طبقه
P10X0.500	۹/۷۰	W12X35	W14X38	۹
P14X0.500	۱۹/۴	W12X35	W14X38	۸
P16X0.625	۲۵/۸	W12X35	W14X74	۷
P20X0.500	۳۲/۳	W16X36	W14X74	۶
P20X0.500	۳۵/۵	W16X36	W14X145	۵
P20X0.625	۳۸/۷	W16X36	W14X145	۴
P20X0.625	۴۱/۹	W16X45	W14X211	۳
P20X0.625	۴۵/۲	W16X45	W14X211	۲
P20X0.625	۴۵/۲	W16X45	W14X211	۱

برای پیش بینی رفتار غیر خطی چرخه ای قاب‌های خمشی ارائه کرده است. علت استفاده از این مدل در نظر گرفتن همزمان زوال سختی در اثر دررفت‌های بزرگ و زوال ناشی از تکرار چرخه با بازه جابجایی یکسان است. مدل ارائه شده و تعاریف نظیر آن در شکل (۱۰) نمایش داده شده است. علت استفاده از این مدل در نظر گرفتن همزمان زوال سختی در اثر دررفت‌های بزرگ و زوال ناشی از تکرار چرخه با بازه جابجایی یکسان است. مدل ارائه شده و تعاریف نظیر آن در شکل (۱۰) به تصویر کشیده شده است. پارامتر اثر غیر هندسی در نرم افزار لحاظ شده است. این پارامتر اثرات کماتش در ستون‌ها را مد نظر قرار می‌دهد. همچنین، در تیرهای گیردار، روابط مدل رفتاری ایبارا-مدینا-کراوینکلر اصلاح شده با در نظر گرفتن کماتش‌های موضعی جان و بال تیرها استخراج گردیده‌اند و استفاده از این رفتار در فنرها اثرات غیر خطی هندسی را در تیرها نیز لحاظ می‌نماید [۲۱ و ۲۲]. سایر فرضیات مدل‌سازی نظیر شرایط مرزی تیرهای دهانه مهاربندی و مدل‌سازی اجرای مرزی از تحقیقات دهقانی و ترمبلی استفاده گردید [۲۳].

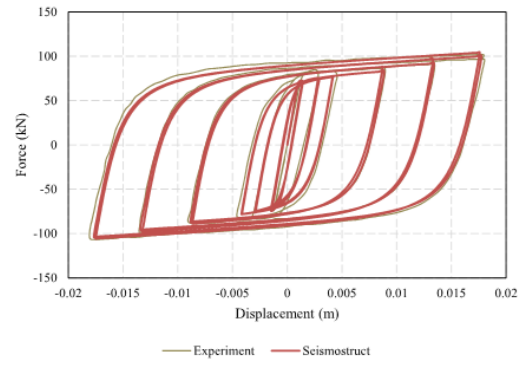
نمای شماتیک مدل‌های ایجاد شده در شکل (۷) به تصویر کشیده شده است. برای مدل‌سازی هسته مهاربند‌های کماتش تاب طول کوتاه از نتایج آزمایشگاهی Razavi و همکارانش (۲۰۱۴) [۱۲] و برای طول بلند از نتایج آزمایشگاهی Eryasar و Topkaya (۲۰۱۱) [۱۸]، استفاده شده است. شکل (۸) نمایانگر دقت بالای مدل‌سازی در هسته مهاربند‌ها را می‌باشد. برای مدل سازی رفتاری هسته مهاربند از روابط مدل GMP استفاده شده است. مدل GMP و تعاریف نظیر آن در شکل ۹ دیده می‌شود. اتصالات خمشی تیرهای دهانه مهاربندی و همچنین ظرفیت خمشی ستون‌ها توسط فنرها مدل گردید. مدل رفتاری ایبارا-مدینا-کراوینکلر^۲ اصلاح شده (MIMK) برای این منظور اتخاذ شد [۱۹] و برای محاسبه پارامترهای این مدل از روابط ارائه شده توسط Lignos و همکارانش استفاده شده است [۲۰]. این مدل با بررسی آزمایشگاهی بر روی تعداد بسیار زیادی از تیرهای با ابعاد مختلف با اتصال گیردار انجام شده که نسبت‌های پهنا به ضخامت در بال و جان و طول تیرهای مورد بررسی را در رفتار خمشی سازه مورد سنجش قرار داده و رابطه ای دقیق



شکل ۷- مدل اجزای محدود برای قابهای مهاربندی شده متشکل از المان‌های تیر-ستون و فنر، قاب شورون (بالا)، قاب قطری (پائین)

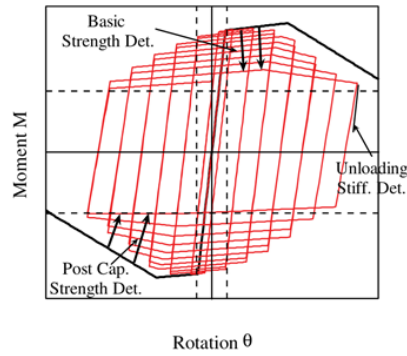
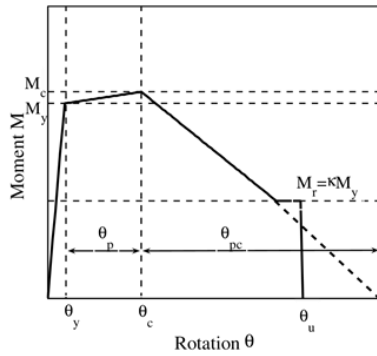


مقایسه منحنی آزمایشگاهی و عددی برای RL-BRB [۱۸]

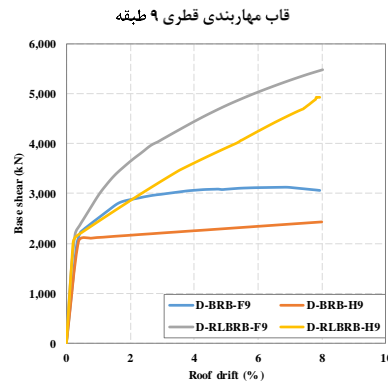
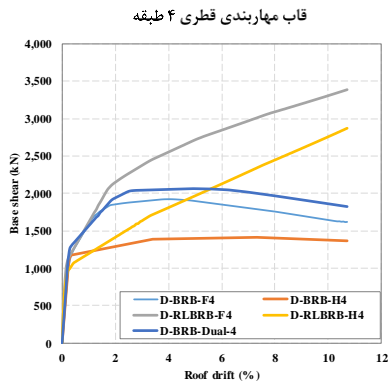
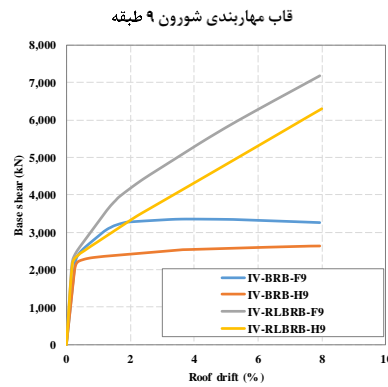
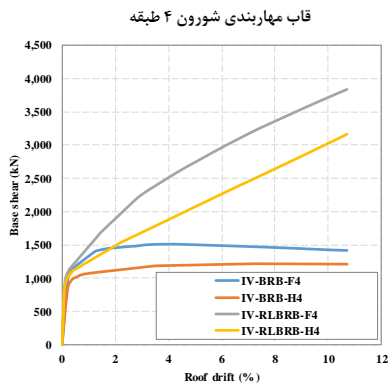


مقایسه منحنی آزمایشگاهی و عددی برای BRB [۱۹]

شکل ۸- صحت سنجی مدل‌سازی هسته‌مهاربندهای کماتاش تاپ



شکل ۹- زوال مقاومت اتصال خمشی طبق روابط ایبارا-مدینا-کراوینکلر، زوال چرخه‌ای (سمت راست)، زوال یکطرفه (سمت چپ) [۲۰]



شکل ۱۰- نمودار پوش سازه‌ها

۳- تحلیل‌های غیر خطی و بررسی نتایج

برای ارزیابی پاسخ سازه‌ها دو پارامتر حائز اهمیت است. پارامتر اول سختی پلاستیک سازه و پارامتر دوم که ناشی از همان سختی است، در واقع، دررفت‌ها و دررفت‌های پسماند در زلزله احتمالی. بدین جهت دو نوع تحلیل شامل تحلیل پوش آور و تحلیل تایرخچه زمانی صورت پذیرفت. تحلیل پوش در واقع اعمال نیرو به تمام طبقات و در هر تراز متناسب با شکل مودی و یا متناسب با توزیع جرم در ترازهای ارتفاعی (هرکدام که بحرانی‌تر است) تا رسیدن به جابجایی دررفت هدف می‌باشد (در این پژوهش میزان دررفتی که می‌تواند موجب منفی شدن سختی سازه گردد). نمودار پوش سازه‌ها در شکل (۱۰) دیده می‌شود. با توجه به نمودار شکل (۱۰) نتایج زیر برداشت می‌شود:

- سختی پس از تسلیم مهاربندهای کمانش تاب طول کوتاه بسیار بالاتر از مهاربند طول بلند است.
- ظرفیت قاب مهاربند کمانش تاب طول کوتاه از مهاربند طول بلند به طور مشهودی بیشتر است.
- سختی پس از تسلیم مهاربند طول بلند با تیر دهانه مهاربندی مفصلی اندک است.
- با وجود ظرفیت بیشتر قابهای با تیرهای گیردار، افت مقاومت در این قاب‌ها زودتر شروع می‌شود. این امر به دلیل ورود تقریباً همزمان اثر قاب و مهاربندی و وارد شدن ستون‌ها به محدوده پلاستیک می‌باشد.
- افت مقاومت به دلیل اثر دو عامل P-Delta و مدل رفتاری تنزل مقاومت برای تیر و ستون است.
- افزایش ظرفیت قاب دوگانه نسبت به سیستم مهاربندی با تیر گیردار چندان قابل توجه نیست.

برای تحلیل تاریخچه زمانی از ۲۲ رکورد توصیه شده توسط FEMA P695 استفاده شد. لیست رکوردها مشخصات آنها در جدول (۶) ارائه شده است. نمودار طیف رکوردهای زلزله در شکل (۱۱) به نمایش در آمده است. میانگین ماکزیمم دررفت و دررفت پس‌ماند طبقات به ازای ۲۲ شتاب نگاشت برای هر قاب ترسیم شده است. نمودارهای دررفت و دررفت پس‌ماند در شکل (۱۲) و (۱۳) نمایش داده شده است. با توجه خروجی تحلیل‌ها نتایج زیر از استنتاج می‌شود:

- ۱- سیستم مهاربند کمانش تاب طول کوتاه با تیر دهانه مهاربندی گیردار کمترین دررفت را از خود نشان داده است.
- ۲- سیستم مهاربند کمانش تاب طول کوتاه با تیر دهانه مهاربندی مفصلی تفاوت چندان با مهاربند طول بلند با تیر

دهانه مهاربندی گیردار ندارد.

۳- تمامی سیستم‌ها دارای پایداری مناسبی بوده و ستون هیچ یک از سازه‌ها به حد تسلیم نرسید.

۴- سیستم مهاربند کمانش تاب طول کوتاه با تیر دهانه مهاربندی گیردار کمترین دررفت پسماند را از خود نشان داده است.

۵- سیستم مهاربند کمانش تاب طول کوتاه با تیر دهانه مهاربندی مفصلی به همراه مهاربند طول بلند با تیر دهانه مهاربندی گیردار تقریباً دارای دررفت پسماند مساوی هستند. همچنین با توجه به برداشت محققین این پژوهش برای سیستم‌های مورد بررسی این یک رتبه بندی ا منظر شاخصه‌های تاب‌آوری انجام پذیرفته که در جدول (۷) دیده می‌شود.

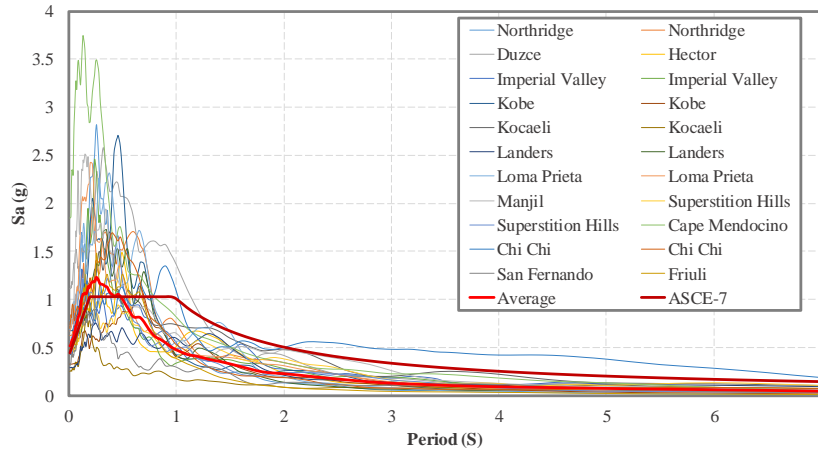
جدول ۶- مشخصات رکوردهای زلزله اعمالی به سازه‌ها

Recording station	زلزله	سال	M	Rec. ID
Beverly Hills-Mulhol	Northridge	۱۹۹۴	۶/۷	۱
Canyon-WLC	Northridge	۱۹۹۴	۶/۷	۲
Bolu	Duzce	۱۹۹۹	۷/۱	۳
Hector	Hector	۱۹۹۹	۷/۱	۴
Delta	Imperial	۱۹۷۹	۶/۵	۵
El Centro Array	Imperial	۱۹۷۹	۶/۵	۶
Nishi-Akash	Kobe	۱۹۹۵	۶/۹	۷
Shin-Osaka	Kobe	۱۹۹۵	۶/۹	۸
Duzce	Kocaeli	۱۹۹۹	۷/۵	۹
Arcelik	Kocaeli	۱۹۹۹	۷/۵	۱۰
Yermo Fire Sta	Landers	۱۹۹۲	۷/۳	۱۱
Coolwater	Landers	۱۹۹۲	۷/۳	۱۲
Capitola	Loma	۱۹۸۹	۶/۹	۱۳
Gilroy Array	Loma	۱۹۸۹	۶/۹	۱۴
Abbar	Manji;	۱۹۹۰	۷/۴	۱۵
El Centro Imp.	Superstition	۱۹۸۷	۶/۵	۱۶
Poe Road (temp)	Superstition	۱۹۸۷	۶/۵	۱۷
Rio Dell Overpass	Cape Mendocino	۱۹۹۲	۷	۱۸
CHY101	Chi-Chi	۱۹۹۹	۷/۶	۱۹
TCU045	Chi-Chi	۱۹۹۹	۷/۶	۲۰
LA-Hollywood Stor	San Fernando	۱۹۷۱	۶/۶	۲۱
Tolmezzo	Friuli	۱۹۷۶	۶/۵	۲۲

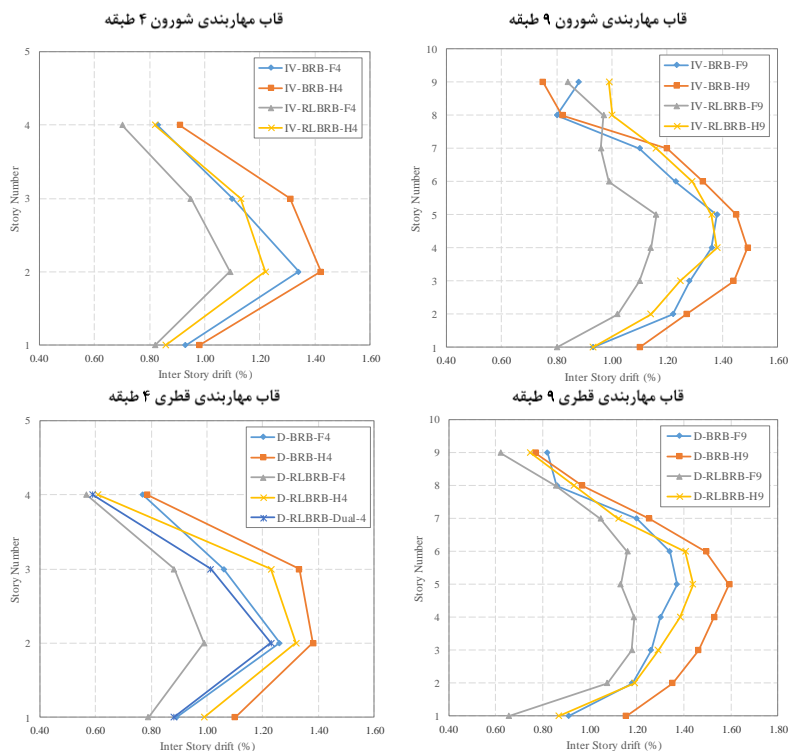


تحلیل‌ها بدست آمده است. بدیهی است مهاربند طول کوتاه به دلیل کوچک بودن قطعه مهاربند که هزینه بالایی نسبت سایر المان‌های سازه‌ای دارد از نظر هزینه رتبه برتر را دارد و به دلیل کوچک بودن سهولت اجرای بهتری نیز دارد، لذا در برترین رتبه کلی گرفته است.

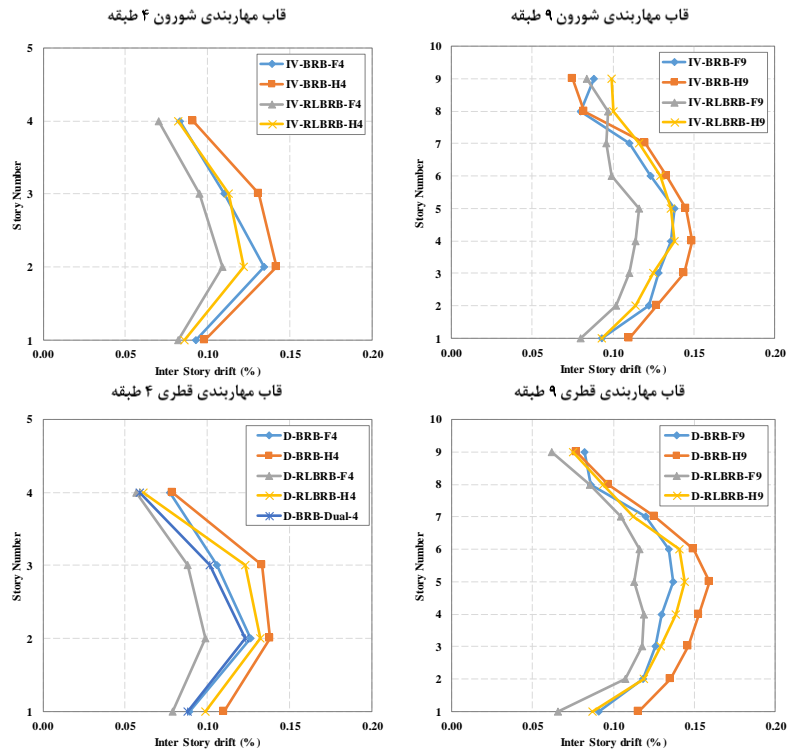
در جدول (۷) بر اساس عملکرد سازه‌های مورد بررسی به هر یک رتبه‌ای تخصیص داده شده است. به این شکل که سیستمی که بیشترین ظرفیت نیرویی را داشته است، رتبه یک را به خود اختصاص داده است. به همین ترتیب برای کمترین دررفت و بیشترین سهولت تعویض پذیری و هزینه کمتر نیز رتبه ای تخصیص داده شده است. نتایج نیرویی و دررفت از



شکل ۱۱- طیف رکوردهای زلزله اعمالی به سازه‌ها



شکل ۱۲- میانگین ماکزیمم دررفت سازه‌ها



شکل ۱۳- میانگین ماکزیمم دررفت پس ماند سازه‌ها

جدول ۷- رتبه بندی از منظر شاخصه‌های تاب‌آوری

مهاربند	ظرفیت نهایی نیروی برشی	دریافته‌های بیشینه و پسماند	تعویض پذیری	هزینه	عملکرد نهایی
مهاربند طول بلند با تیر دهانه مهاربندی مفصلی	۳	۳	۲	۲	۴
مهاربند طول بلند با تیر دهانه مهاربندی گیردار	۲	۲	۴	۴	۳
مهاربند طول کوتاه با تیر دهانه مهاربندی مفصلی	۲	۲	۱	۱	۱
مهاربند طول کوتاه با تیر دهانه مهاربندی گیردار	۱	۱	۳	۳	۲

۴- نتیجه‌گیری

در این پژوهش ارتقاء تاب‌آوری سازه‌های دارای مهاربند کمانش تاب با استفاده از کوتاه کردن قطعه مهاربند مورد بررسی قرار گرفت. ۱۷ قاب با مهاربند کمانش تاب معمولی و مهاربند طول کوتاه و با در نظر گرفتن گیرداری اتصال دهانه مهاربندی تحت تحلیل پوش و تاریخچه زمانی مورد بررسی شدند. نتایج زیر از رفتار سازه بدست آمده است:

- ۱- اثرات کاهش مقاومت ناشی از P-Delta و تنزل مقاومت خمشی تیر یا ستون در سازه‌های با BRB بلند مشهود است.
- ۲- کاهش طول مهاربندی کمانش تاب به خوبی سختی و مقاومت پس از تسلیم فراهم می‌کند، بدون آنکه هزینه اضافی و تعمیر پذیری سخت تری را تحمیل نماید. این

سیستم گزینه بسیار مناسبی برای ارتقای تاب‌آوری قاب‌های مهاربندی کمانش تاب می‌باشد.

۳- افزودن قاب خمشی به بهبود رفتار قاب مهاربندی کمانش تاب می‌انجامد، اما مستلزم هزینه بیشتر است و علاوه بر این تعمیر آن پس از زلزله چندان آسان نیست.

۴- طراحی تیر دهانه مهاربندی به صورت خمشی و برای نیروی مورد انتظار به خوبی طراحی قاب با سیستم دوگانه برای تحمل ۲۵٪ برش پایه عمل نموده و در کاهش دررفت-ها و افزایش سختی پلاستیک موفق بوده است.

۵- سیستم مهاربندی کمانش تاب در زلزله‌های DBE مشکل پایداری ندارند.

در این پژوهش ارتقاء تاب‌آوری سازه‌های دارای مهاربند



- the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering April 18-22, San Francisco, California, USA, paper NO. 1909.
- [9] Mehdipanah, A., Mirghaderi, S.R. and Razavi S.A. (2014), "Seismic performance of stiffness-based designed buckling-restrained braced frame and special moment-resisting frame dual systems", *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 12, pp. 918-935.
- [10] Razavi, S.A., Shemshadian, M.E., Mirghaderi, S.R. and Ahleghagh S. (2011), "Seismic design of buckling restrained braced frames with reduced core length", *Proceedings of Structural Engineering World Congress, Italy*.
- [11] Zaruma, S. and Fahnestock, L.A. (2018), "Assessment of design parameters influencing seismic collapse performance of buckling-restrained braced frames", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 113, pp. 35-46.
- [12] Razavi, S.A., Mirghaderi, S.R. and Hosseini A. (2014), "Experimental and numerical developing of reduced length buck-ling-restrained braces", *Engineering Structures*, Vol. 77, pp. 144-160.
- [13] Fanaie, N. and Afsar Dizaj, E. (2014), "Response modification factor of the frames braced with reduced yielding segment BRB", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 50, pp. 1-17.
- [14] ASCE/SEI 7-16. (2016), "Minimum design loads for buildings and other structures", American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA.
- [15] ANSI/AISC, 360-16. (2016), "Specification for structural steel buildings", American Institute of Steel Construction, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [16] ANSI/AISC 341-16. (2016), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [17] Seismosoft SeismoStruct. (2018), "Earthquake Engineering Solutions user manual".
- [18] Eryasar, M.E. and Topkaya, C. (2009), "Experimental and numerical investigation of buckling restrained braces", Master of Science in Civil Engineering Dissertation, Ankara: Middle East Technical University, Turkey.
- [19] Ibarra, L.F., Medina, R.A. and Krawinkler, H. (2005), "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 34, pp. 1489-1511.
- [20] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2011), "Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Col-lapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 137, pp. 1291-1302.
- [21] Inamasu, H., Kanvinde, M.A. and Lignos, D.G. (2019), "Seismic Stability of Wide-Flange Steel Columns Interacting with Embedded Column Base Connections," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 145, pp. 04019151.
- [22] Kolwankar, S., Kanvinde, A., Kenawy, M., Lignos, D. and Kunnath, S. (2018), "Simulating local buckling-induced softening in steel members using an equivalent nonlocal material model in displacement-based fiber elements," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 144, pp. 04018192-1.
- [23] Dehghani, M. and Tremblay R. (2017), "Design and full-scale experimental evaluation of a seismically endurant steel buckling-restrained brace system," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 47, pp.105-129.
- کمانش مورد بررسی قرار گرفت، رفتار سازه در راستای بهبود تاب‌آوری سازه و کاهش هزینه و افزایش سهولت اجرا مناسب ارزیابی گردید، اما همچنان مواردی جهت بررسی بیشتر توصیه می‌گردد. پیشنهاد جهت تحقیقات آتی:
- لحاظ نمودن مدل ۳ بعدی برای لحاظ نمودن اثرات ستونهای ثقلی و همچنین پیچش میان طبقات در تحلیل‌های غیر خطی
 - مدل رفتاری تنزل مقاومت خمشی جدید برای لحاظ نمودن اندرکنش نیروی محوری و لنگر و لحاظ نمودن آن در تحلیل‌ها
 - لازمه مداخله عملکرد قاب در دهانه مهاربندی، برآورد دقیق تر تقاضای نیروی محوری و لنگر در ستون مهاربندی و همچنین وجود ورق اتصال مهاربندی قوی می‌باشد که طراحی ظرفیتی و همچنین قابل تعویض بودن آن نیازمند تحقیقات بیشتر است.

۵- مراجع

- [1] Watanabe, A., Hitomi, Y., Saeki, E., Wada, A. and Fujimoto, M. (1998), "Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube", *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering*. Tokyo-Kyoto, Japan.
- [2] Uang, C.M., Nakashima, M., Bozorgnia, Y. and Vitelmo, V.B. (2004), "Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering", First edition, Chapter 16.
- [3] Wada, A., Connor, J., Kawai, H., Iwata, M. and Watanabe, A. (1992), "Damage tolerant structures", *Proceedings of the 5th U.S.-Japan Workshop on the Improvement of Structural Design and Construction Practices*. San Diego, CA, Applied Technology Council, ATC-15-4, pp. 27-39.
- [4] Brown, A.P., Aiken, I.D. and Jafarazadeh, F.J. (2001), "Buckling restrained braces provide the key to the seismic retrofit of the Wallace F. Bennett Federal Building", *Modern Steel Construction*, Vol. 8, pp.123-124.
- [5] Tremblay, R., Degrange, G. and Blouin, J. (1999), "Seismic rehabilitation of a four-story building with a stiffened bracing system", *Proceedings of the 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, pp. 549-554.
- [6] Tremblay, R., Poncet, L., Bolduc, P., Neville, R. and DeVall, R. (2004), "Testing and design of buckling restrained braces for Canadian application", *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Paper no. 2893.
- [7] Fahnestock, L.A., Sause, R. and Ricles, J.M. (2007), "Seismic response and performance of buckling-restrained braced frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, pp. 1195-1204.
- [8] Mezrouq, S. and Tremblay, R. (2006), "Seismic design of dual concentrically braced steel frames for stable seismic performance for multi-story buildings", *Proceedings of*

پی نوشت

- ¹ Gusset plate
- ² Giuffre-Menegotto-Pinto
- ³ Modified-Ibarra-Medina-Krawinkler (MIMK)



ساخت و کالیبراسیون یک حسگر پیزوالکتریک بی سیم جهت اندازه گیری تنش های دینامیکی در سازه های فولادی

مهدی فهیمی علی آباد^۱، مجتبی لزگی نظرگاه^{۲*}، سعید سعیدی امین آبادی^۳

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه حکیم سبزواری، سبزوار

۲- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه حکیم سبزواری، سبزوار

۳- مربی، مهندسی مکاترونیک، دانشگاه حکیم سبزواری، سبزوار

* سبزوار، صندوق پستی ۳۹۷-۹۶۱۷۹۷۶۴۸۷، m.lezgy@hsu.ac.ir

چکیده

در این مطالعه، برای اندازه گیری ارتعاشات دینامیکی سازه های فولادی یک حسگر پیزوالکتریک بی سیم ساخته شده است. برخلاف استفاده گسترده از حسگرهای پیزوالکتریک در مهندسی هوافضا، کاربرد این حسگرها در سازه های متداول فلزی مورد استفاده در مهندسی عمران بسیار اندک است. هدف از این تحقیق بررسی عملکرد حسگرهای پیزوالکتریک بی سیم جهت ارزیابی و پایش سلامت سازه ها و قطعات فولادی است. بدین منظور، یک شبکه الکتریکی بی سیم برای ثبت ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک طراحی و ساخته شده است. سپس، حسگر پیزوالکتریک و شبکه بی سیم همراه آن با استفاده از چسب روی یک پروفیل فولادی از قبل آماده شده، نصب گردیده است. بارهای مکانیکی مختلفی بر روی نمونه فولادی اعمال شده و ولتاژ استخراج شده از حسگر بی سیم پیزوالکتریک در کامپیوتر ذخیره می شود. رابطه ای ریاضی بین دامنه بار اعمال شده و ولتاژ خروجی ارائه شده است. نتایج آزمایش های تجربی نشان می دهد که حسگر پیزوالکتریک ساخته شده قادر است بزرگا و الگوی بارهای دینامیکی اعمال شده به پروفیل فولادی را با دقت کافی پیش بینی نماید.

واژگان کلیدی

حسگر، پیزوالکتریک، شبکه بی سیم، سازه فولادی، پایش سلامت سازه

Fabrication and calibration of a wireless piezoelectric sensor for measurement of dynamic stresses in steel structures

M. Fahimi-Aliabad, M. Lezgy-Nazargah, S. Saeidi-Aminabadi

Abstract

In this study, a wireless piezoelectric sensor is fabricated for measurement of dynamic vibrations of steel structure. In contrast to widespread usage of piezoelectric sensors in the aerospace engineering, the application of these sensors in usual civil engineering structures is very rare. This study aims to evaluate the performance of wireless piezoelectric sensors for applications in the structural health monitoring of steel structures. To reach this aim, a wireless electrical network is firstly designed and fabricated for capturing the output voltage of the piezoelectric element. Then, the piezoelectric element and associated wireless network were installed on a prepared steel profile by using epoxy. Different mechanical loads are applied to the steel sample and the voltage induced in the piezoelectric element is saved on a computer. The mathematical relation between the amplitude of applied load and output voltage is determined. The results of experimental tests show that the fabricated piezoelectric sensor can predict the pattern of applied dynamic loads with enough accuracy.

Keywords

Piezoelectric, Sensors, Wireless network, Steel structures, Health monitoring

قطعات مکانیکی و سازه‌های فلزی همواره در معرض نیروهای دینامیکی غیرقابل پیش‌بینی قرار دارند. جهت اطمینان از ایمنی و دوام سازه در طول عمر خدمت آن، لازم است موضوع پایش سلامت سازه‌ها^۱ به جدیت دنبال گردد. با استفاده از پایش سلامت یک سازه که در واقع همان اندازه‌گیری دائم پاسخ سازه در طول زمان و تحت شرایط مختلف بارگذاری می‌باشد، می‌توان اطلاعات قابل اعتمادی از وضعیت و عملکرد آن سازه بدست آورد. کنترل پایش سلامت سازه از آن جهت مهم است که با استفاده از داده‌های لحظه به لحظه از پاسخ سازه می‌توان از آسیب‌های احتمالی آن آگاه شد و از انتشار و گسترش خرابی در سازه جلوگیری نمود. علاوه بر این با کمک سیستم‌های پایش سلامت سازه می‌توان امکان تصمیم‌گیری در مورد اینکه سازه چه زمانی نیاز به تعمیر و بازسازی جزئی و چه زمانی نیاز به تخریب و بازسازی کلی دارد را فراهم نمود. تعیین عمر مفید باقی مانده یک سازه از جمله دیگر مزایای استفاده از سیستم‌های پایش سلامت سازه‌ها می‌باشند. حسگرها یکی از اجزای مهم یک سیستم پایش سلامت سازه می‌باشند که وظیفه‌ی جمع‌آوری و انتقال اطلاعات از سازه به پردازشگر مرکزی را برعهده دارند. اغلب جهت اندازه‌گیری ارتعاشات سازه از کرنش‌سنج‌های الکتریکی استفاده می‌شود. این کرنش‌سنج‌ها از طریق مقاومت الکتریکی قادر به پیش‌بینی تغییر شکل‌های سازه هستند. علی‌رغم مزیت‌های این نوع کرنش‌سنج‌ها، کرنش‌سنج الکتریکی جهت پیش‌بینی بارهای دینامیکی سازه خیلی مناسب نمی‌باشد و دقت آنها بیشتر در محدوده‌ی بارهای استاتیکی است. بعد از کشف ماده‌ای معدنی کریستالی در سال ۱۸۸۰ میلادی، که امروزه به نام پیزوالکتریک^۲ نامیده می‌شود، محققین متوجه شدند که در صورت قرار گرفتن این ماده معدنی در معرض بارهای مکانیکی، کریستال پلاریزه شده و کشش و فشار باعث ایجاد ولتاژ متناسب با نیرو اعمالی می‌شود. در واقع این مواد قابلیت تبدیل انرژی الکتریکی به مکانیکی و بالعکس را دارند [۱]. این قابلیت باعث استفاده گسترده از این مواد بعنوان حسگر^۳ و عملگر^۴ در سیستم‌های کنترل فعال و پروژه‌های پایش سلامت سازه شده است.

Devasia و همکارانش [۲] با چندین معیار گوناگون به بهینه کردن طول و مکان عملگرهای پیزوالکتریک روی تیرهای یکنواخت پرداخت کردند. آن‌ها معیارهای مختلف خود را برای تیر با تکیه‌گاه ساده همراه با عملگرهای پیزوالکتریک اجرا نموده و به مزیت معیار تابع خطی درجه دو نسبت به معیار کنترل‌پذیری

رسیدند. Cheng و همکارانش [۳] ورق چندلایه پیزوالکتریک که خواص آن در راستای ضخامت ناهمگن بوده، ولی نسبت به صفحه میانی دارای تقارن می‌باشد را مورد ارزیابی قرار دادند. این محققین معادلات بر رفتار الکترومکانیکی ورق چندلایه پیزوالکتریک را با استفاده از تئوری پیزوالاستیسیته بدست آورده و یک حل تحلیلی برای آن ارائه نمودند. Oh و همکارانش [۴] تحلیل ارتعاشی و پس‌کمانش ورق‌های کامپوزیتی پیزوالکتریک تحت بارهای حرارتی را بررسی کردند. آن‌ها از تئوری لایه‌گون^۵ برای مدلسازی میدان‌های جابجایی ورق استفاده نمودند. این محققین چیدمان و ویژگی‌های هندسی مختلفی برای لایه‌های پیزوالکتریک در نظر گرفته و حالت بهینه که موجب کاهش پس‌کمانش تحت بارهای حرارتی می‌شود را پیدا نمودند.

Sung [۵] کنترل تیر با تکیه‌گاه ساده تحت جرم متحرک را مورد بررسی قرار داد. او معادلات دینامیکی مبتنی بر تئوری تیر اویلر-برنولی^۶ را با روش مدهای فرضی به فرم فضای حالت ۷ درآورده و با بکارگیری کنترل‌کننده‌های چند ورودی-چند خروجی انحنای تیر در اثر جرم متحرک را کاهش داد. وی برای تعیین مکان بهینه عملگرهای پیزوالکتریک از تابع رگولاتور^۸ خطی مرتبه دو^۹ استفاده کرده و مکان دو عملگر وصل شده به پایین تیر را تعیین کرده است. Shen و Gao [۶] به بررسی کنترل ارتعاشات گذرای ورق کامپوزیتی با محرک پیزوالکتریک پرداختند. آن‌ها در این تحقیق از تئوری تغییرشکل‌های برشی مرتبه اول^{۱۰} استفاده کردند و به بررسی تأثیر تعداد و محل محرک‌های پیزوالکتریک در ارتعاشات گذرای ورق کامپوزیتی پرداختند. Liew و همکارانش [۷] به تحلیل دینامیکی و کنترل فعال ورق کامپوزیتی با عملگر و حسگر پیزوالکتریک پرداختند. آن‌ها در این تحقیق از تئوری تغییرشکل‌های برشی مرتبه اول بمنظور استخراج معادلات حاکم استفاده کردند و برای تحلیل، روش بدون مش‌بندی گالرکین^{۱۱} را بکار گرفتند. این محققین همچنین بر روی تأثیر محل قطعات پیزوالکتریک روی پاسخ دینامیکی سیستم تحقیقاتی انجام دادند و بهترین محل‌ها را با توجه به کنترل فعال ورق ارائه دادند.

Shu [۸] ارتعاشات آزاد ورق کامپوزیتی با لایه پیزوالکتریک را بررسی کرده و برای به دست آوردن میدان جابه‌جایی و پتانسیل الکتریکی از حل خصوصی معادلات تعادل سه‌بعدی الاستیسیته و معادله شارژ الکتریکی استفاده نمود. او در تحقیق خود به یافتن فرکانس‌های طبیعی ورق پرداخت و برای بررسی صحت پاسخ‌ها، آن‌ها را با نتایج حاصل از حل دقیق معادلات سه‌بعدی الاستیسیته مقایسه نمود. Jin و همکارانش [۹]



یک تکنیک بهینه‌سازی کنترل فازی بر مبنای الگوریتم ژنتیک را برای کنترل ارتعاش بهینه ساختارهای پوسته‌ای استوانه‌ای با عملگرها و حسگرهای پیزوالکتریک پیشنهاد کردند. متغیرهای هندسی قطعات پیزوالکتریک شامل محل جاگیری و اندازه عملگرها و حسگرهای پیزوالکتریک با استفاده از نظریه مجموعه‌ها^{۱۱} پردازش شد. همچنین آن‌ها توزیع‌های بهینه قطعات پیزوالکتریک بر اساس مودهای ارتعاشی مختلف را بررسی نمودند. Zhang و همکارانش [۱۰] ارتعاشات سه بعدی ورق کامپوزیت با لایه پیزوالکتریک را بررسی نمودند. آن‌ها در این تحلیل از روش تریب دیفرانسیلی^{۱۲} برای حل معادلات سه بعدی پیزوالاستیسیته استفاده کردند. Li و همکارانش [۱۱] به بررسی ارتعاشات غیرخطی تیرهای هدفمند^{۱۳} با لایه‌های پیزوالکتریک تحت تأثیر میدان حرارتی و نیز اثرات لایه‌های پیزوالکتریک، و خواص تابعی متغیر بر روی فرکانس سیستم پرداختند.

Tavakolpour و همکارانش [۱۲] یک کنترل فعال ارتعاش با ترکیب عملگرهای پیزوالکتریک فعال و کنترل خودآموز برای ساختار ورق انعطاف‌پذیر ارائه کردند. آن‌ها ورق انعطاف‌پذیر را با استفاده از روش تفاضل محدود مدل‌سازی کرده و درستی آن را با مقایسه فرکانس‌های طبیعی به دست آمده با استفاده از مدل و نتایج تحقیقات قبلی ارزیابی کردند. Loghmani و همکارانش [۱۳] کنترل فعال ارتعاشات یک پوسته استوانه‌ای را با استفاده از المان‌های پیزوالکتریک به صورت تئوری و تجربی مورد مطالعه قرار دادند. این محققین ابتدا مدل دینامیکی یک استوانه با تکیه‌گاه‌های ساده را با استفاده از اصل همیلتون^{۱۴} استخراج نمودند. سپس معادلات دیفرانسیل حاکم بر رفتار پوسته استوانه‌ای به روش رایلی-ریتز^{۱۵} گسسته‌سازی شده‌اند. لقمانی و همکاران فرکانس‌های طبیعی^{۱۶} سیستم را با مدل‌سازی در نرم‌افزار ANSYS و همچنین با آنالیز مودال^{۱۷} تجربی محاسبه نمودند. آنان در نهایت جهت کاهش ارتعاشات سیستم، یک کنترل‌کننده پیشخور تطبیقی^{۱۸} بر روی کامپیوتر طراحی کردند. Lezgy-Nazargah و همکارانش [۱۴] یک مدل اجزا محدود با درجات آزادی کم برای تحلیل استاتیکی و دینامیکی تیرهای پیزوالکتریک غیرهمگن ارائه نمودند. Lezgy-Nazargah [۱۵] همچنین یک روش حل تحلیلی برای مسأله خمش استوانه‌ای ورق‌های چندلایه ساخته شده از مواد پیزوالکتریک غیرهمگن ارائه نمود. رفتار دینامیکی تیرهای ساندویچی شامل لایه‌های پیزوالکتریک با مود عملکرد برشی نیز در مرجع [۱۶] توسط Lezgy-Nazargah بررسی شده است.

Saviz و Roomi [۱۷] کنترل ارتعاشات پانل استوانه‌ای مرکب چند لایه تحت بار دینامیکی با بکارگیری عملگر پیزوالکتریک بهینه را بررسی نمودند. در این مرجع نویسندگان ابتدا معادلات دینامیکی حاکم را براساس فرضیات تئوری تغییر شکل برشی مرتبه اول^{۱۹} و مدل تک لایه‌ی معادل با تغییر شکل‌های برشی متفاوت برای پوسته و وصله‌ی پیزو استخراج نموده و سپس به منظور حل معادلات دینامیک سازه، از روش المان محدود استفاده کردند. Saviz و Roomi برای یافتن محل و اندازه بهینه برای عملگر پیزوالکتریک از معیار حداکثر کنترل‌پذیری استفاده نمودند. طبق قانون کنترلی مورد استفاده، ولتاژ اعمال شده به وصله پیزوالکتریک متناسب با برآیند مولفه‌های سرعت در نقطه محل نصب حسگر می‌باشد. Ascione و همکارانش [۱۸] با استفاده از یک تئوری زیگزاگ اصلاح شده^{۲۰}، رفتار استاتیکی غیرخطی تیرهای مرکب شامل قطعات عملگر پیزوالکتریک را بررسی نمودند. تکنیک‌های مختلف استفاده از مواد پیزوالکتریک جهت پایش سلامت سازه‌ها به طور کامل در مرجع [۱۹] مرور شده‌اند.

با وجود مزیت‌های فراوان حسگرهای پیزوالکتریک، مطالعات تجربی اندکی جهت استفاده عملی از این حسگرها و کالیبراسیون آن‌ها جهت استفاده در سازه‌ها و قطعات فلزی انجام شده است. هدف از تحقیق پیش‌رو، بررسی امکان استفاده از حسگرهای پیزوالکتریک بی‌سیم جهت اندازه‌گیری ارتعاشات دینامیکی سازه‌ها و قطعات فولادی و کالیبراسیون آن‌ها می‌باشد. در واقع این تحقیق پاسخی به این پرسش است که آیا با توجه به ضعف کرنش‌سنج‌های الکتریکی در اندازه‌گیری ارتعاشات دینامیکی سازه‌ها، آیا حسگر پیزوالکتریک بی‌سیم جایگزینی مناسبی برای آنها می‌باشد یا خیر. روش تحقیق به صورت آزمایشگاهی است، بدین منظور ابتدا نمونه‌ای از یک پروفیل فولادی تهیه و حسگر پیزوالکتریک بر روی آن نصب گردید. سپس پروفیل فولادی در دستگاه سرو-هیدرولیک^{۲۱} (دستگاه بارگذاری‌های دینامیکی و استاتیکی)، تحت انواع بارهای دینامیکی (سینوسی، مثلثی، مربعی و ...) قرار گرفت. رفتار مکانیکی متناسب با هر بار اعمال شده به سازه از طریق حسگر پیزوالکتریک به صورت سیگنال‌های الکترونیکی و از طریق یک مدار الکتریکی بی‌سیم ساخته شده به یک کامپیوتر منتقل و ذخیره گردید. با مقایسه میان سیگنال ورودی به نمونه فولادی و نیز سیگنال خروجی حسگر، تلاش شده است تا رابطه‌ای ریاضی میان بار مکانیکی و ولتاژ خروجی ارائه شود.

۲- جزئیات طراحی و ساخت حسگر پیزوالکتریک

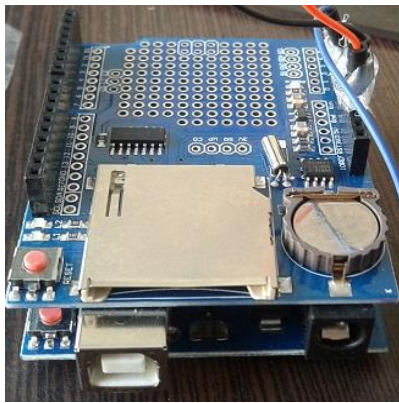
بی سیم

جهت اندازه‌گیری ارتعاشات مکانیکی از یک المان سرامیکی دایره‌ای پیزوالکتریک (PZT) استفاده شده است. سطح المان دایره‌ای پیزوالکتریک با پوششی از نقره به عنوان الکترود پوشانده شده است. قطر و ضخامت ورق‌های پیزوالکتریک به ترتیب ۲۵ میلی‌متر و ۰/۵ میلی‌متر می‌باشد. از آنجایی که در این پژوهش از یک حسگر پیزوالکتریک دایره‌ای که بر روی وجه جانبی پروفیل فولادی نصب شده است، استفاده شده است لذا با اعمال نیروی عمودی به پروفیل فولادی توسط دستگاه، یک تنش طولی در پروفیل بوجود آمده که سبب یک تغییر شکل در صفحه عمود بر جهت قطبش^{۲۲} حسگر پیزو می‌گردد و در نتیجه جهت قطبش عرضی می‌باشد.

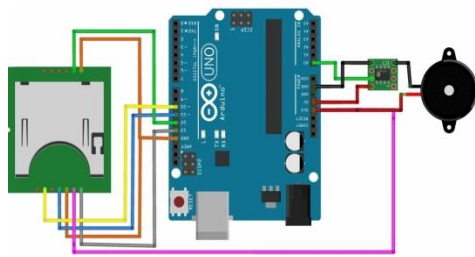
برای ثبت ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک، یک مدار الکتریکی طراحی شده است. این مدار الکتریکی می‌تواند سیگنال‌های خروجی حسگر پیزوالکتریک را اندازه‌گیری و بدون استفاده از سیم جهت ثبت، به یک کامپیوتر بفرستد و یا در حافظه تعبیه شده ثبت کند. دستگاه ثبت ولتاژ به همراه جزئیات مدار الکتریکی آن به ترتیب در شکل (۱-الف و ب) نشان داده شده‌اند. همانطور که در شکل (۱-الف) دیده می‌شود مدار از دو قسمت اصلی تشکیل شده که قسمت زیرین برد اصلی آردوینو و قسمت بالایی، شیلد نصب شده بر روی آن می‌باشد که توانایی ثبت داده‌ها در حافظه و ارسال همزمان داده‌ها به رایانه را به وسیله ماژول وای‌فای^{۲۳} می‌دهد. تأمین برق مدار نیز از طریق اتصال برد به وسیله درگاه USB-B و با کابل به درگاه USB رایانه انجام می‌گیرد. همانطور که در شکل (۱-ب) مشاهده می‌گردد سیگنال خروجی از سنسور به وسیله یک برد تقویت‌کننده پیش از پردازش تقویت می‌شود. پردازش داده‌ها در رایانه نیز می‌تواند به وسیله نرم‌افزار مخصوص برد آردوینو^{۲۴} انجام پذیرد.

۳- روش انجام آزمایش

پروفیل فولادی تهیه شده برای آزمایش اندازه‌گیری ارتعاشات دینامیکی یک قوطی فلزی به ابعاد $60 \times 60 \times 4$ میلیمتر می‌باشد که مقطع آن از هر طرف توسط تسمه جوش شده است. پروفیل فولادی مورد آزمایش در شکل (۲) نشان داده شده است. پیزوالکتریک توسط چسب مخصوص فلز به سطح سازه متصل می‌شود. حسگر بر روی وجه جانبی پروفیل فولادی و در وسط آن نصب شده است چرا که توزیع تنش در وسط پروفیل



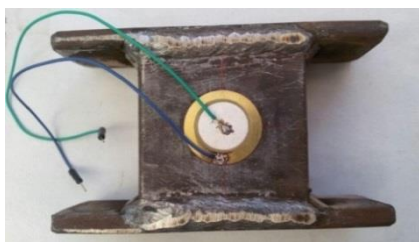
(الف)



(ب)

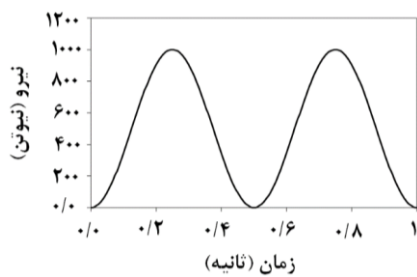
شکل ۱- (الف) مدار الکتریکی ساخته شده جهت ثبت ولتاژ حسگر پیزوالکتریک، (ب) نمایش شماتیک جزئیات مدار الکتریکی اندازه‌گیری و ثبت ولتاژ

یکنواخت‌تر بوده و همچنین به دور از نواحی خط جوش می‌باشد که حاوی مقادیری تنش پسماند است. در صورت اعمال تنش فشاری به پروفیل فولادی توسط دستگاه، کرنش محوری در پروفیل فولادی ایجاد شده و این کرنش می‌تواند سبب قطبش عرضی در حسگر پیزوالکتریک گردد.

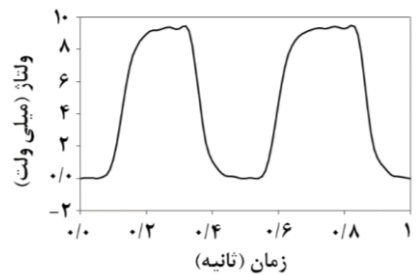


شکل ۲- پروفیل فولادی و محل اتصال حسگر پیزوالکتریک

در این تحقیق برای اعمال بارهای دینامیکی به سازه از دستگاه سرو-هیدرولیک استفاده شده است. بارهای دینامیکی اعمال شده توسط این دستگاه شامل بارهای هارمونیک، تصادفی، مثلثی و مربعی می‌باشد. پروفیل فولادی داخل دستگاه

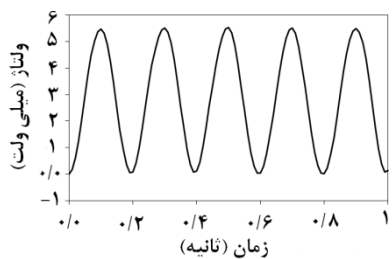


(الف)

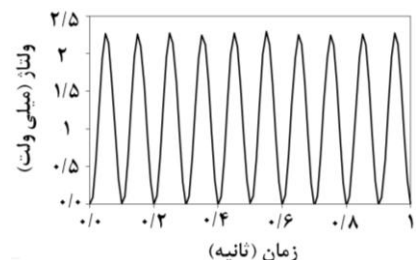


(ب)

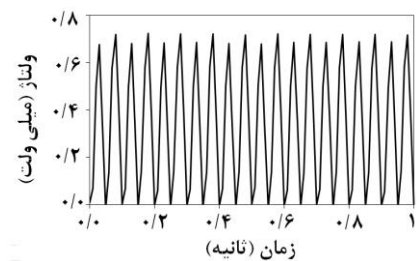
شکل ۴- نمودارهای (الف) نیرو- زمان و (ب) ولتاژ- زمان بار سینوسی با فرکانس ۲ هرتز



(الف)



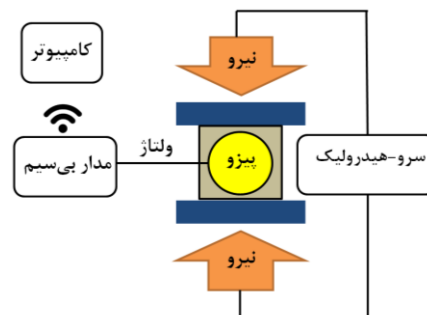
(ب)



(ج)

شکل ۵- نمودارهای ولتاژ- زمان حسگر تحت بار سینوسی با فرکانس‌های مختلف: (الف) ۵ هرتز، (ب) ۱۰ هرتز و (ج) ۲۰ هرتز

سرو-هیدرولیک قرار می‌گیرد. در اثر اعمال بار دینامیکی در پروفیل فولادی، حسگر پیزوالکتریک دچار کرنش شده و متناسب با آن ولتاژی ایجاد می‌نماید، که این ولتاژ خروجی از طریق مدار بی‌سیم به کامپیوتر منتقل شده و ذخیره می‌گردد. جزئیات و نحوه انجام آزمایش به طور شماتیک در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل ۳- نمایش شماتیک نحوه انجام آزمایش

۴- نتایج تست‌ها و بحث

۴-۱- پاسخ حسگر به بارگذاری هارمونیک

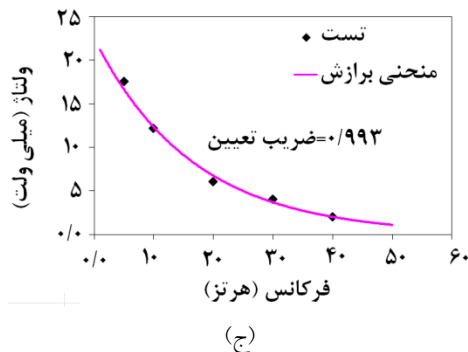
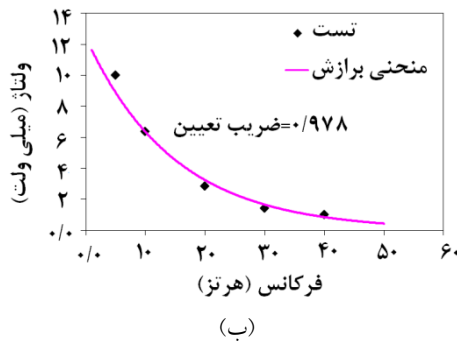
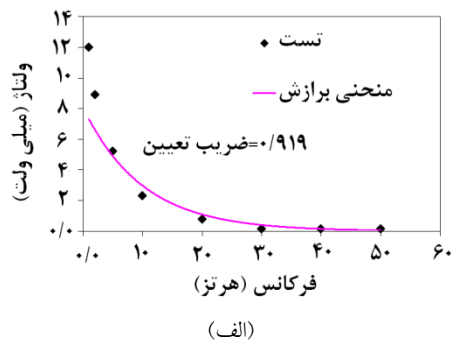
در این قسمت پاسخ حسگر پیزوالکتریک تحت بارهای سینوسی با مقادیر مختلف دامنه و فرکانس مورد مطالعه قرار گرفته است. ابتدا، یک نیروی فشاری سینوسی با بزرگی ۱۰۰۰ نیوتن و فرکانس ۲ هرتز به سازه وارد شده است. در شکل (۴) نمودار نیرو- زمان و ولتاژ- زمان نمایش داده شده است.

همچنین در ادامه نتایج، دامنه بار سینوسی اعمال شده برابر با مقدار ثابت ۱۰۰۰ نیوتن نگه داشته شده و هم‌زمان فرکانس‌های ۵، ۱۰ و ۲۰ هرتز برای آن در نظر گرفته شد. خروجی حسگر در شکل (۵-الف، ب و ج) نشان داده شده است.

با مشاهده شکل‌های (۴) و (۵) ملاحظه می‌گردد که حسگر پیزوالکتریک می‌تواند الگوی بارهای سینوسی وارده بر قطعه فلزی را به خوبی پیش‌بینی کند. با دقت در نمودارهای نمایش داده شده همچنین مشاهده می‌شود که با افزایش فرکانس بار ورودی، دامنه ولتاژ خروجی حسگر کاهش می‌یابد. قابل ذکر است که نویزها و اغتشاشات خروجی حسگر با استفاده از فیلتر میانگین متحرک ۲۵ موجود در نرم‌افزار MATLAB حذف شده‌اند.

برای اینکه بین دامنه نیروی ورودی و ولتاژ خروجی یک رابطه پیدا شود، یک بار سینوسی با فرکانس ثابت ۵ هرتز و دامنه

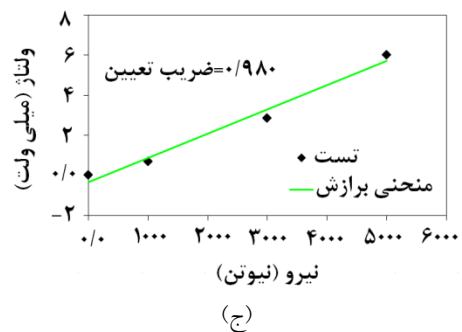
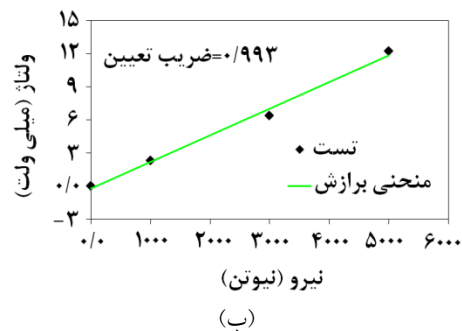
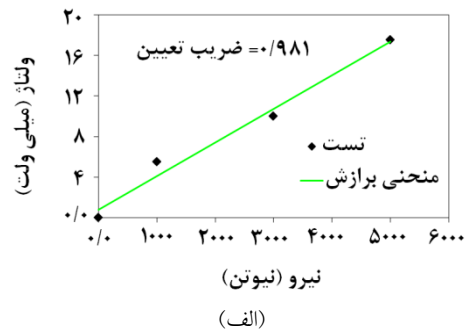
مقدار ثابت ۱۰۰۰ نیوتن لحاظ شده و فرکانس آن در محدوده ۱ تا ۵۰ هرتز متغیر در نظر گرفته شد. تغییرات دامنه ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک در مقابل فرکانس در شکل (۷-الف) نشان داده شده است. این آزمایش برای بار سینوسی با دامنه ثابت ۳۰۰۰ و ۵۰۰۰ نیوتن و فرکانس متغیر ۱ تا ۵۰ هرتز نیز مجدداً تکرار شد و نتایج آن در شکل (۷-ب و ج) نشان داده شده است.



شکل ۷- تغییرات دامنه ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک در مقابل فرکانس: (الف) دامنه نیروی ورودی ۱۰۰۰ نیوتن، (ب) دامنه نیروی ورودی ۳۰۰۰ نیوتن و (ج) دامنه نیروی ورودی ۵۰۰۰ نیوتن

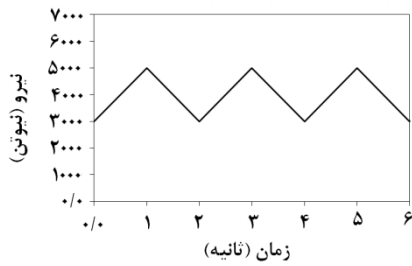
با توجه به نمودارهای ۷-الف تا ۷-ج مشاهده می شود که با افزایش فرکانس بار ورودی، دامنه ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک به صورت نمایی کاهش می یابد. پس از انجام

متغیر بین ۱۰۰۰ تا ۵۰۰۰ نیوتن به حسگر اعمال گردید. نتایج حاصل در شکل (۶-الف) نشان داده شده است. این آزمایش برای بارهای سینوسی با فرکانسهای ثابت ۱۰ و ۲۰ هرتز و دامنه متغیر مجدداً تکرار گردید. نتایج بدست آمده در شکل (۶-ب و ج) نشان داده شده اند. نمودارهای شکل (۶-الف، ب و ج) نشان می دهند که صرف نظر از مقدار فرکانس بار اعمالی، رابطه ای خطی بین دامنه نیروی ورودی و ولتاژ خروجی در فرکانسهای مختلف وجود دارد.

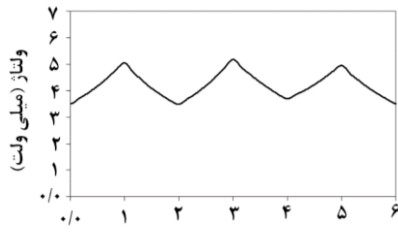


شکل ۶- تغییرات دامنه نیروی ورودی در برابر دامنه ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک برای بارهای با فرکانس مختلف: (الف) فرکانس ۵ هرتز، (ب) فرکانس ۱۰ هرتز و (ج) فرکانس ۲۰ هرتز

رابطه ای بین دامنه ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک و فرکانس نیروی وارد شده نیز بررسی شده است. برای رسیدن به این هدف، دامنه بار سینوسی اعمال شده به قطعه فولادی برابر



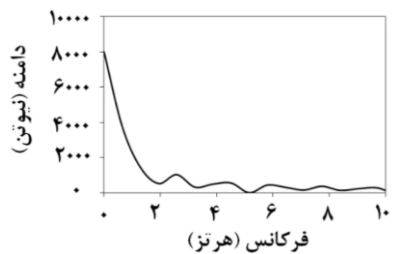
(الف)



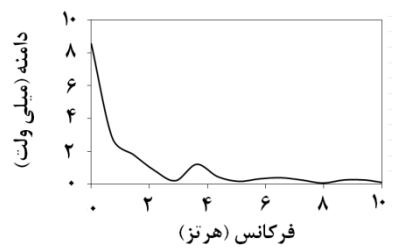
(ب)

شکل ۸- پاسخ حسگر به بار مثلی تناوبی با دامنه‌ی تغییرات ۲۰۰۰ نیوتن و زمان تناوب ۲ ثانیه: (الف) نیرو- زمان و (ب) ولتاژ- زمان

شکل (۹) نتایج تبدیل فوریه گسسته نمودارهای زمانی نشان داده شده در شکل (۸) را نشان می‌دهد. این نمودارها امکان مقایسه بهتر محتوای فرکانسی سیگنال ورودی و خروجی را میسر می‌سازد. چنانچه مشاهده می‌شود، تطابق مناسبی میان ورودی تعریف شده و خروجی حسگر وجود دارد.



(الف)



(ب)

شکل ۹- تبدیل فوریه پاسخ حسگر به بار مثلی تناوبی با دامنه‌ی تغییرات ۲۰۰۰ نیوتن و زمان تناوب ۲ ثانیه: (الف) نیرو-فرکانس، (ب) ولتاژ-فرکانس

برازش منحنی بر روی داده‌های آزمایشگاهی نمایش داده شده در شکل‌های (۶-الف، ب و ج) و (۷-الف، ب و ج)، رابطه زیر بین ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک و نیروی وارده نتیجه‌گیری می‌شود:

$$\Delta V = 0.0078e^{H(\omega)}\Delta F \quad (1)$$

که در آن:

$$H(\omega) = -0.000545\omega^3 + 0.0188\omega^2 - 0.2516\omega \quad (2)$$

در رابطه فوق ΔF دامنه نیروی ورودی برحسب نیوتن و ΔV دامنه ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک برحسب میلی‌ولت است. همچنین نیز ω فرکانس بار اعمال شده و ولتاژ خروجی دستگاه اندازه‌گیری ارتعاشات دینامیکی بر حسب هرتز می‌باشد. این رابطه بر اساس برازش داده‌های آزمایشگاهی و استفاده از تابع نمایی بدست آمده است. همانطور که مشاهده می‌شود مقدار ضریب تعیین^{۲۶} (رگرسیون) دقت خوبی را دارا می‌باشد. با توجه به اینکه هر بار مکانیکی دلخواه را می‌توان با استفاده از سری فوریه^{۲۷} برحسب مجموع تعدادی بار هارمونیک با فرکانس‌های متفاوت بیان نمود، از رابطه‌ی (۱) نیز می‌توان جهت پیش‌بینی ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک تحت هر نوع بارگذاری استفاده نمود.

۴-۲- پاسخ حسگر پیزوالکتریک به بارگذاری مثلی متناوب

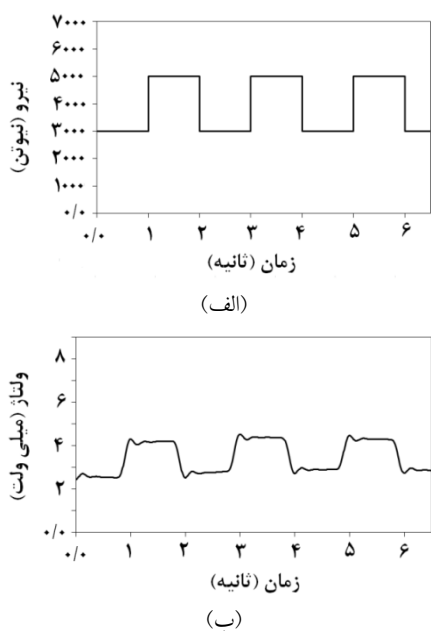
یک بار تناوبی مثلی با دامنه‌ی تغییرات ۲۰۰۰ نیوتن و زمان تناوب ۲ ثانیه از طریق دستگاه سرو-هیدرولیک به قطعه فولادی اعمال شد (شکل ۸-الف). ولتاژ خروجی اندازه‌گیری شده در شکل ۸-ب) نشان داده شده است. با دقت در نمودارهای نشان داده شده در شکل (۸) مشاهده می‌شود که شکل ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک مشابه شکل بار دینامیکی اعمال شده است. به منظور بررسی دقیقتر محتوای فرکانسی و مشاهده مقدار خطا موجود در سیگنال خروجی حسگر، از تبدیل فوریه زمان گسسته^{۲۷} استفاده شده است. مطابق تبدیل فوریه زمان گسسته، داده‌های گسسته خروجی حسگر $V(n)$ قابل بیان به صورت زیر در فضای فرکانسی می‌باشند:

$$X(e^{j\omega}) = \sum_{n=-\infty}^{n=+\infty} V(n)e^{-jn\omega} \quad (3)$$

۴-۳- پاسخ حسگر پیزوالکتریک به بارگذاری مستطیلی

متناوب

در این آزمایش، ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک نسبت به بارگذاری مستطیلی متناوب بررسی شده است. به همین منظور یک نیروی مستطیلی با دامنه‌ی تغییرات ۲۰۰۰ نیوتن و زمان تناوب ۲ ثانیه از طریق دستگاه سرو-هیدرولیک به سازه اعمال گردید. خروجی حسگر در شکل (۱۲) نشان داده شده است.



شکل ۱۲- پاسخ حسگر به بار مستطیلی تناوبی با دامنه‌ی تغییرات ۲۰۰۰

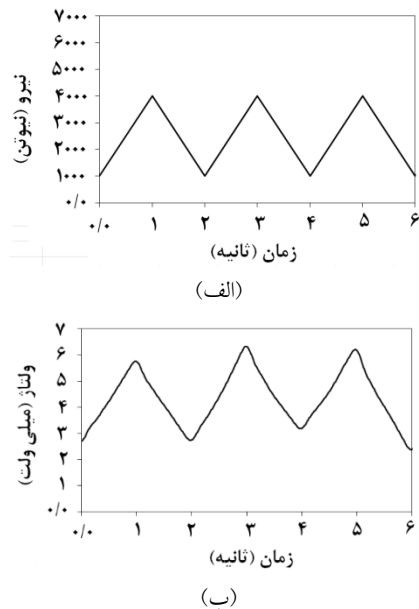
نیوتن و زمان تناوب ۲ ثانیه: (الف) نیرو- زمان و (ب) ولتاژ- زمان

به منظور مقایسه بهتر محتوای فرکانسی سیگنال ورودی و خروجی، نتایج تبدیل فوریه نمودارهای وابسته به زمان فوق در شکل (۱۳) نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که محتوای فرکانسی و دامنه‌ی سیگنال ورودی حسگر در حالت کلی تطابق مناسبی با مقادیر نظیر خروجی حسگر دارند.

در آزمایش فوق، دامنه‌ی تغییرات نیروی وارده برابر ۲۰۰۰ نیوتن می‌باشد. این آزمایش برای نیروی متناوب مستطیلی با دامنه‌ی تغییرات ۳۰۰۰ و ۵۰۰۰ نیوتن نیز تکرار و پاسخ حسگر پیزوالکتریک بررسی گردید. نتایج به ترتیب در شکل‌های (۱۴) و (۱۵) نشان داده شده‌اند.

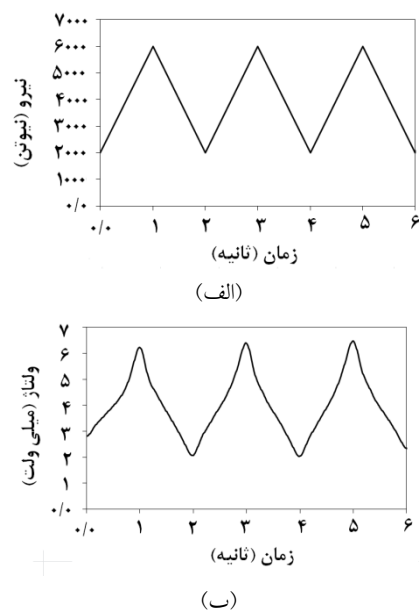
با دقت در نمودارهای (۱۳) تا (۱۵) در می‌یابیم که دستگاه اندازه‌گیری ارتعاشات دینامیکی، توانایی خوبی در پیش‌بینی شکل بار مستطیلی تناوبی وارده به سازه را دارد. همچنین اختلاف

پاسخ حسگر پیزوالکتریک به بارهای مثلثی با دامنه‌ی تغییرات ۳۰۰۰ و ۴۰۰۰ نیوتن و زمان تناوب ۲ ثانیه بررسی و نتایج در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) نشان داده شده است. مشاهده می‌گردد شکل ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک نیز تقریباً مشابه همان الگوی نیروی ورودی می‌باشد.



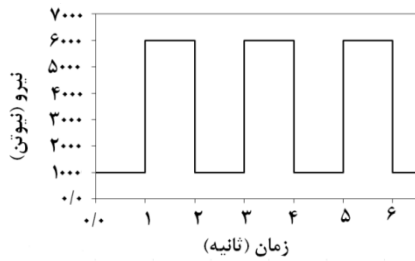
شکل ۱۰- پاسخ حسگر به بار مثلثی تناوبی با دامنه‌ی تغییرات ۳۰۰۰

نیوتن و زمان تناوب ۲ ثانیه: (الف) نیرو- زمان، (ب) ولتاژ- زمان

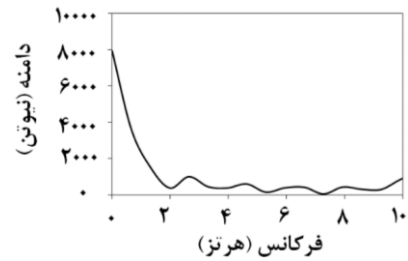


شکل ۱۱- پاسخ حسگر به بار مثلثی تناوبی با دامنه‌ی تغییرات ۴۰۰۰

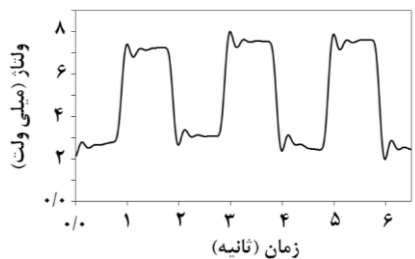
نیوتن و زمان تناوب ۲ ثانیه: (الف) نیرو- زمان و (ب) ولتاژ- زمان



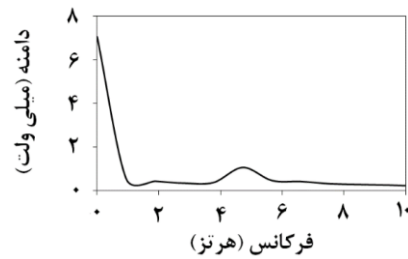
(الف)



(الف)



(ب)



(ب)

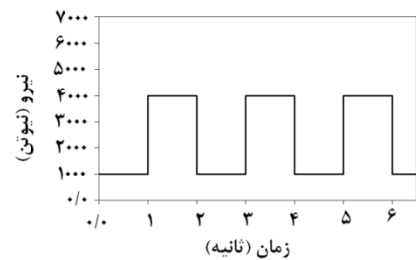
شکل ۱۳- پاسخ حسگر به بار مستطیلی تناوبی با دامنه‌ی تغییرات ۵۰۰۰ نیوتن و زمان تناوب ۲ ثانیه: (الف) نیرو-زمان و (ب) ولتاژ-زمان

شکل ۱۳- تبدیل فوریه پاسخ حسگر به بار مستطیلی تناوبی با دامنه‌ی تغییرات ۲۰۰۰ نیوتن و زمان تناوب ۲ ثانیه: (الف) نیرو-فرکانس و (ب) ولتاژ-فرکانس

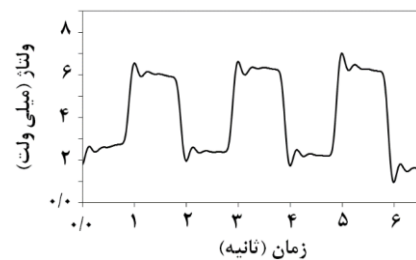
۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش یک حسگر بی‌سیم پیزوالکتریک و مدار الکتریکی جهت اندازه‌گیری ارتعاشات دینامیکی سازه‌های فولادی ساخته شد. یک پروفیل فولادی متشکل از یک قوطی فلزی به ابعاد $60 \times 60 \times 4$ میلیمتر که توسط دو تسمه که در دو انتهای قوطی جوش شده بود، تهیه گردید. سپس حسگر پیزوالکتریک توسط چسب فلز به وسط سازه متصل شد. عملکرد و کارایی حسگر پیزوالکتریک با آزمون‌های آزمایشگاهی بررسی گردید. به همین منظور بارهای دینامیکی با الگوی‌های مختلف هارمونیک، مثلثی و مستطیلی تناوبی از طریق یک دستگاه سرو-هیدرولیک به قطعه اعمال و ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک از طریق مدار الکتریکی بی‌سیم محاسبه و سپس به کامپیوتر انتقال داده شده و ذخیره گردید.

نتایج بدست آمده نشان داد که حسگر پیزوالکتریک بی‌سیم بسیار حساس بوده و قادر به تولید سیگنال‌های (ولتاژ خروجی) قوی و دقیق در محدوده وسیعی از فرکانس‌ها می‌باشد. بررسی نتایج نشان داد که در صورت ثابت بودن فرکانس بار اعمال شده به حسگر بی‌سیم پیزوالکتریک، رابطه خطی بین بزرگای ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک و بزرگای بار مکانیکی اعمال شده به آن وجود دارد. این موضوع برای بارهای مکانیکی که فرکانس آنها در محدوده بین ۲ تا ۴۰ هرتز قرار دارند، بررسی و تایید گردید. همچنین بررسی نتایج، نشان داد که در صورت ثابت



(الف)



(ب)

شکل ۱۴- پاسخ حسگر به بار مستطیلی تناوبی با دامنه‌ی تغییرات ۳۰۰۰ نیوتن و زمان تناوب ۲ ثانیه: (الف) نیرو-زمان و (ب) ولتاژ-زمان

جزئی بین الگوی بار وارده و الگوی پیش‌بینی شده توسط ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک را می‌توان به عدم توانایی دستگاه سرو-هیدرولیک در اعمال دقیق بار مستطیلی به سازه و نیز اختلاف فاز ذاتی المان‌های حسگر پیزوالکتریک در تولید سیگنال خروجی (به‌ویژه در زمان تناوب‌های پایین) نسبت داد.

- [8] Shu, X. (2005), "Free vibration of laminated piezoelectric composite plates based on an accurate theory", *Composite structures*, Vol. 67, pp. 375-382.
- [9] Jin, Z., Yang, Y. and Soh, C.K. (2005), "Application of fuzzy GA for optimal vibration control of smart cylindrical shells", *Smart Materials and Structures*, Vol. 14, pp. 1250.
- [10] Zhang, Z., Feng, C. and Liew, K.M. (2006), "Three-dimensional vibration analysis of multilayered piezoelectric composite plates", *International Journal of Engineering Science*, Vol. 44, pp. 397-408.
- [11] Li, S.R., Su, H. and Cheng, C.J. (2009), "Free vibration of functionally graded material beams with surface-bonded piezoelectric layers in thermal environment", *Applied Mathematics and Mechanics*, Vol. 30, pp. 969-982.
- [12] Tavakolpour, A.R., Mailah, M., Darus, I.Z.M. and Tokhi, O. (2010), "Self-learning active vibration control of a flexible plate structure with piezoelectric actuator", *Simulation Modelling Practice and Theory*, Vol. 1, pp. 516-532.
- [13] Loghmani, A., Danesh, M., Keshmiri, M. and Savadi Mofrad, M.M. (2014), "Adaptive Feedforward Controller for Active Vibration Control of a Cylindrical Shell Using Piezoelectric Patches", 4th International Conference on Acoustics and Vibration, December, Tehran, Iran.
- [14] Lezgy-Nazargah, M. Vidal, P. and Polit, O. (2013), "An efficient finite element model for static and dynamic analyses of functionally graded piezoelectric beams", *Composite Structures*, Vol. 104, pp. 71-84.
- [15] Lezgy-Nazargah, M. (2015), "A three-dimensional exact state-space solution for cylindrical bending of continuously non-homogenous piezoelectric laminated plates with arbitrary gradient composition", *Archives of Mechanics*, Vol. 67, pp. 25-51.
- [16] Lezgy-Nazargah, M. (2016), "Efficient coupled refined finite element for dynamic analysis of sandwich beams containing embedded shear-mode piezoelectric layers", *Mechanics of Advanced Materials and Structures*, Vol. 23, pp. 337-352.
- [17] Saviz, M. and Roomi, V. (2018), "Vibration control of laminated cylindrical panel with optimal piezoelectric patch", *Modares Mechanical Engineering*, Vol. 18, pp. 100-111.
- [18] Ascione, A., Gherlone, M. and Orifici, A.C. (2022), "Nonlinear static analysis of composite beams with piezoelectric actuator patches using the Refined Zigzag Theory", *Composite Structures*, Vol. 282, pp. 115018
- [19] Jiao, P., Egbe, L.J.I., Xie, Y., Nazar, A.M. and Alavi, A.H. (2020) "Piezoelectric Sensing Techniques in Structural Health Monitoring: A State-of-the-Art Review", *Sensors*, Vol. 20, pp. 3730.

¹⁶ Rayleigh-Ritz

¹⁷ Natural frequencies

¹⁸ Modal analysis

¹⁹ Adaptive feedforward controller

²⁰ Refined zig-zag theory

²¹ Servo-hydraulic

²² Polarization

²³ Wi-Fi

²⁴ Arduino board

²⁵ Moving average filter

²⁶ Coefficient of determination

²⁷ Fourier series

بودن دامنه بار اعمال شده به حسگر پیزوالکتریک، دامنه ولتاژ خروجی با افزایش فرکانس ورودی به صورت نمایی کاهش می‌یابد. با اندازه‌گیری ارتعاشات دینامیکی توسط دستگاه ساخته شده مشخص شد، رابطه ساده $\Delta V = 0.0078e^{H(\omega)}\Delta F$ بین ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک و نیروی اعمالی برقرار است که $H(\omega) = -0.000545\omega^3 + 0.0188\omega^2 - 0.2516\omega$ دامنه نیروی ورودی برحسب نیوتن، ΔV دامنه ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک برحسب میلی‌ولت، ω فرکانس نیروی اعمال شده و ولتاژ خروجی برحسب هرتز می‌باشد. با استفاده از رابطه‌ی فوق می‌توان ولتاژ خروجی حسگر پیزوالکتریک تحت هر بارگذاری دلخواه و بلعکس را پیش‌بینی نمود.

۶- مراجع

- [1] Tiersten, H.F. (2013), "Linear piezoelectric plate vibrations: Elements of the linear theory of piezoelectricity and the vibrations piezoelectric plates", Springer.
- [2] Devasia, S., Meressi, T., Paden, B. and Bayo, E. (1993), "Piezoelectric actuator design for vibration suppression: placement and sizing", *Journal of Guidance, Control, and Dynamics*, Vol. 16, pp. 859-864.
- [3] Cheng, Z.Q., Lim, C.W. and Kitipornchai, S. (1999), "Three-dimensional exact solution for inhomogeneous and laminated piezoelectric plates", *International Journal of Engineering Science*, Vol. 37, pp. 1425-1439.
- [4] Oh, I.K., Han, J.H. and Lee, I. (2000), "Postbuckling and vibration characteristics of piezolaminated composite plate subject to thermo-piezoelectric loads", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 233, pp. 19-40.
- [5] Sung, Y.G. (2002), "Modelling and control with piezoactuators for a simply supported beam under a moving mass", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 250, pp. 617-626.
- [6] Gao, J.X. and Shen, Y.P. (2003), "Active control of geometrically nonlinear transient vibration of composite plates with piezoelectric actuators", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 264, pp. 911-928.
- [7] Liew, K.M., He, X.Q., Tan, M.J. and Lim, H.K. (2004), "Dynamic analysis of laminated composite plates with piezoelectric sensor/actuator patches using the FSDT mesh-free method", *International Journal of Mechanical Sciences*, Vol. 46, pp. 411-431.

پی نوشت

¹ Structural health monitoring

² Piezoelectric

³ Sensor

⁴ Actuator

⁵ Layer-wise

⁶ Euler-Bernoulli

⁷ State-space

⁸ Regulator

⁹ Quadratic

¹⁰ First-order shear deformation theory

¹¹ Galerkin

¹² Set theory

¹³ Differential quadrature

¹⁴ Functional

¹⁵ Hamilton's principle



ارزیابی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی موج‌دار دوبل با موج‌های مایل

سید محمدرضا مرتضوی^{۱*}، علی حیدرپور بیدگلی^{۲*}، محمد فراهانی^۳

- ۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران
 - ۲- کارشناس ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران
 - ۳- کارشناس ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران
- * تهران، صندوق پستی ۵۱۶۳-۱۶۷۸، mortazavi@sru.ac.ir

چکیده

در این مقاله به بررسی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی موج‌دار ذوزنقه‌ای و سینوسی در مقایسه با دیوارهای برشی فولادی تخت در شرایطی که مقدار مصالح مورد استفاده در دیوارها تغییر نکند پرداخته شده است. در ابتدا دیوارهای موج‌دار سینوسی یا ذوزنقه‌ای با هندسه مشخص ایجاد شده و سپس موج ایجاد شده به صورت قطری و در قالب دو دیوار با موج‌های عمود بر هم به صورت دوبل در قاب قرار داده می‌شود، به عبارت دیگر در این مدل هندسه دیوار تخت برای رسیدن به عملکرد بهینه تغییر می‌کند. برای دیوارهای برشی مورد نظر در این تحقیق، با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی یکنواخت و به روش اجزاء محدود منحنی بار افزون، منحنی چرخه‌ای و منحنی جذب انرژی پلاستیک تجمعی مدل‌های اجزا محدود محاسبه و با هم مقایسه شده‌اند. در نهایت برای مدل‌های ساخته شده چنین نتیجه گرفته شد که دیوار برشی ذوزنقه‌ای و موج‌دار سینوسی در قالب دو دیوار با موج‌های عمود بر هم و به صورت دوبل عملکرد لرزه‌ای بهتری نسبت به دیوار برشی تخت با مقدار فولاد هم حجم خود ایجاد می‌کنند و به طور کلی دیوار برشی ذوزنقه‌ای عملکرد لرزه‌ای بهتری نسبت به دیوار موج‌دار سینوسی از خود نشان می‌دهد.

واژگان کلیدی

دیوار برشی فولادی تخت، دیوار برشی فولادی موج‌دار ذوزنقه‌ای، دیوار برشی فولادی موج‌دار سینوسی، استاتیکی غیرخطی یکنواخت

Seismic performance assessment of double corrugated steel shear walls with diagonal waves

S.M.R. Mortazavi, A. Heydarpour Bidgoli, M. Farahani

Abstract

In this paper, the seismic performance of trapezoidal and sinusoidal corrugated steel plate shear walls has been investigated in comparison with the flat steel plate shear walls in conditions where the amount of steel materials used in the shear walls does not change and remains constant. First of all, the sinusoidal or trapezoidal shear walls are created with a specific and predefined geometry, and then the created wave is placed diagonally in the form of two steel plate shear walls with double perpendicular waves in the steel frame, in other words, the geometry of the flat steel plate shear walls changes to achieve optimal seismic performance. The studied steel plate shear walls in this research were compared using uniform nonlinear static analysis and obtaining their pushover diagram as well as hysteresis analysis and obtaining the hysteresis cycle and plastic energy absorption by finite element method. Finally, it was concluded from studied frames that trapezoidal and sinusoidal corrugated steel plate shear walls in the form of two shear walls with double perpendicular waves produce better seismic performance and energy absorbing than flat steel plate shear walls with the same volume of steel materials and trapezoidal steel plate shear walls produce better seismic performance comparing to the sinusoidal corrugated steel plate shear wall.

Keywords

Flat steel plate shear wall, Trapezoidal corrugated steel plate shear wall, Sinusoidal corrugated steel plate shear wall, Uniform nonlinear static analysis

در این تحقیق، به منظور بهبود عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی تخت، یک سیستم نوین ارائه شده است. در این سیستم، موج‌های سینوسی یا دوزنقه‌ای در درون دیوار با هندسه مشخص ایجاد کرده، سپس موج ایجاد شده به صورت قطری و در قالب دو دیوار با موج‌های عمود بر هم در قالب قرار داده می‌شود. این فرایند به گونه‌ای طی می‌شود که حجم مصالح مورد استفاده در دیوار حاصله با حجم مصالح مصرفی در دیوار تخت یکسان باشد. به عبارتی فقط هندسه دیوار تخت برای رسیدن به عملکرد بهینه تغییر می‌کند.

بدین ترتیب عملکرد لرزه‌ای نمونه‌های پیشنهادی با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی یکنواخت و بدست آوردن نمودار بار افزون^۱ آن‌ها و همچنین تحلیل چرخه‌ای^۲ و بدست آوردن منحنی چرخه‌ای، جذب انرژی پلاستیک و توزیع تنش، با روش اجزاء محدود^۳ و با استفاده از نرم افزار ABAQUS با هم مقایسه شده و در انتها طرح بهینه انتخاب می‌شود [۱].

تحقیق حاضر در ادامه تحقیق ارزیابی و بهینه‌سازی هندسه دیوارهای برشی فولادی سینوسی و دوزنقه‌ای می‌باشد که توسط Mortazavi و همکارانش صورت گرفته است [۲]. در تحقیق مذکور سعی بر بهینه‌سازی هندسه دیوارهای برشی موج‌دار بوده است ولی در انتها چنین نتیجه گرفته شد که دیوارهای موج‌دار سینوسی و دوزنقه‌ای با موج‌های قائم و افقی هیچ‌یک عملکرد لرزه‌ای مطلوب‌تری نسبت به دیوار تخت ندارند هرچند که در هر یک از این دو دیوار گام موج بهینه‌ای برای رسیدن به عملکرد لرزه‌ای مطلوب وجود دارد. بدین ترتیب در تحقیق حاضر نمونه‌هایی با راستای موج قطری و با همان گام موج بهینه پیشنهاد شده در تحقیق پیشین، ساخته شده و مورد مطالعه قرار می‌گیرد. در انتها عملکرد لرزه‌ای سه دیوار برشی تخت، سینوسی موج‌دار مایل و دوزنقه‌ای موج‌دار مایل با هم مقایسه شده و طرح بهینه انتخاب می‌شود.

۲- تحقیق‌های انجام شده پیرامون موضوع

Mortazavi و همکارانش در سال ۲۰۲۱ با بهینه‌سازی هندسه دیوارهای برشی فولادی موج‌دار دوزنقه‌ای و سینوسی با ثابت نگه داشتن حجم مصالح مورد استفاده در دیوارها، بهبود عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی را مورد مطالعه قرار دادند. آنها با تغییر پارامترهای مختلف هندسی دیوارها و انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی یکنواخت به این نتیجه رسیدند که در هر دو نوع دیوار با موج‌های سینوسی و دوزنقه‌ای، رفتار دیوارهای با

موج قائم بهتر از رفتار دیوارهای با موج افقی است و در یک قاب با ابعاد معمول و با موج قائم، بهترین تعداد موج در دیوارهای دوزنقه‌ای ۱۵ موج و در دیوارهای سینوسی ۱۹ موج است. همچنین آنها نشان دادند که مناسب‌ترین زاویه برای قسمت مایل موج‌ها در دیوارهای دوزنقه‌ای ۲۲/۵ درجه است. در مدل‌های سینوسی زاویه برای قسمت مایل موج‌ها به دلیل مسائل اجرایی همواره ۴۵ درجه است. در مجموع دیوارهای دوزنقه‌ای عملکرد لرزه‌ای بهتری نسبت به دیوارهای سینوسی دارد [۲].

Gergely و همکارانش در تحقیق خود در سال ۲۰۱۴ به کالیبره کردن رفتار چرخه‌ای دیوار برشی فولادی موج‌دار سرد نورد شده پرداختند. محققان در این تحقیق، برای مدل‌سازی دیوار برشی از المان پوسته‌ای استفاده کرده‌اند. هدف این مقاله کالیبره کردن مدل اجزاء محدود با نتایج آزمایشگاهی است. در انتها چنین نتیجه گرفته شده است که منحنی یکنواخت بدست آمده از مدل نرم افزاری بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی به خوبی رفتار آزمایشگاهی نمونه را تخمین می‌زند. علاوه بر این، رویکرد مدل‌سازی مقیاس شده به روش اجزاء محدود، قادر است نتایجی را که در آزمایش استخراج نشده است، استخراج کند [۳].

Stojadinovic و Tipping در تحقیق خود در سال ۲۰۰۸ به بررسی آزمایشگاهی سیستم سازه‌ای دیوار برشی موج‌دار پرداختند. موضوع این تحقیق توسعه یک سیستم مهار جانبی شامل دیوارهای برشی موج‌دار با استفاده از فولاد سبک سرد نورد شده ساختمانی است. به منظور ایجاد یک مبنای طراحی، چهل و چهار آزمایش چرخه‌ای برای پی‌بردن به ارتباط بین پارامترهای طراحی دیوار برشی موج‌دار انجام شده است. این پارامترها شامل اندازه صفحات فولاد، اندازه ابعاد قاب فولادی سبک سرد نورد شده، اندازه و فاصله تا محل‌های بست‌ها و مقاومت برشی دیوار است. پس از انجام آزمایش‌ها، محققان توصیه می‌کنند که سیستم پیشنهادی این تحقیق یعنی دیوار برشی فولادی موج‌دار وارد آئین‌نامه ASCE 7-05 شده و به‌عنوان مهار جانبی با قاب فولادی سبک سرد نورد شده همراه با دیوار برشی موج‌دار طبقه‌بندی شود. همچنین محققین مقادیر زیر را برای پارامترهای طراحی این دیوار پیشنهاد داده‌اند: ضریب رفتار برابر ۵.۵، ضریب اضافه مقاومت برابر ۲/۵ و ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان برابر ۳/۲۵ [۴].

Emami و همکارانش در سال ۲۰۱۳ برای به دست آوردن رفتار سیکلی دیوارهای برشی موج‌دار دوزنقه‌ای، روی ۳ نمونه



دیوار برشی تخت، دیوار برشی موج‌دار دوزنقه‌ای با موج‌های قائم و دیوار برشی موج‌دار دوزنقه‌ای با موج‌های افقی آزمایش کردند. هر ۳ دیوار دارای ضخامت یکسانی هستند و در قاب‌های یک طبقه و یک دهانه با المان‌های مرزی ثابت و روی فونداسیونی با سختی نسبی زیاد قرار گرفته و پای آن‌ها گیردار شده است. برای بارگذاری نیز از بارگذاری چرخه‌ای تغییر مکان کنترل در بالای نمونه‌ها استفاده شده است. در انتها و پس از مقایسه منحنی چرخه‌ای هر کدام از نمونه‌ها چنین نتیجه گرفته شده است که دیوارهای برشی فولادی موج‌دار دوزنقه‌ای دارای سختی خارج از صفحه و مقاومت برشی الاستیک بالایی هستند. همچنین دیوارهای برشی فولادی موج‌دار دوزنقه‌ای قادرند انرژی لرزه‌ای را در طول تغییر شکل‌های پلاستیک بدون هیچ‌گونه جمع‌شدگی در چرخه‌ها تلف کند. به علاوه نسبت شکل‌پذیری در دیوارهای برشی موج‌دار دوزنقه‌ای بسیار بالاست. همچنین نتایج نشان می‌دهد که مقدار کل اتلاف انرژی دیوارهای موج‌دار دوزنقه‌ای ۱/۵۲ برابر دیوار برشی فولادی تخت سخت نشده است. همچنین مشاهده شده است که دیوار برشی دوزنقه‌ای با موج‌های قائم عملکرد بهتری نسبت دیوار برشی دوزنقه‌ای با موج‌های افقی دارد [۵].

Dou و همکارانش پی در تحقیق خود در سال ۲۰۱۶ به بررسی کمانش برشی الاستیک دیواره برشی فولادی موج‌دار سینوسی پرداختند. ابتدا با استفاده از تحلیل اجزاء محدود، فرمول قبلی خمش صفحات موج‌دار سینوسی اصلاح شده و سپس مدل برشی خالص به منظور مطالعه اثرات پارامترهای کلیدی در کمانش برشی الاستیک پانل‌های موج‌دار سینوسی مانند نسبت ابعاد، نسبت موج‌ها، نسبت عمق موج به ضخامت صفحه و تعداد تکرار موج‌ها برآورد شده است. بر اساس نتایج عددی مدل اجزاء محدود معادلات برآورد بار کمانش برشی الاستیک مدل موج‌دار سینوسی با دقت خوبی ارائه شده است. در انتهای تحقیق و پس از ارائه معادلات چنین نتیجه گرفته شده است که برخلاف مدل‌های موج‌دار دوزنقه‌ای، برای مدل‌های موج‌دار سینوسی، کمانش کلی و کمانش موضعی فقط در پایین‌ترین مود کمانشی به دست آمده از تحلیل کمانش قابل مشاهده است و این در حالی است که رفتار اندرکنش کمانش مشخص نیست و همچنین در مدل‌های موج‌دار، پارامتر تعداد تکرار موج یا نسبت عرض پانل به طول موج، تأثیر قابل توجهی در بار کمانش الاستیک برشی دارد [۶].

Yadollahi و همکارانش در سال ۲۰۱۴ به ارزیابی و مقایسه رفتار دیوارهای برشی فولادی موج‌دار پرداختند. در این مقاله،

رفتار غیرخطی دیوارهای برشی فولادی با ورق‌های موج‌دار تحت شرایط بارگذاری جانبی بارافزون در تراز بالای مدل‌ها توسط روش اجزاء محدود به صورت تحلیلی بررسی شد. پس از کالیبره کردن مدل‌های تحلیلی، پارامترهای بیشتری از دیوارهای برشی فولادی با ورق‌های موج‌دار، مثل ضخامت ورق موج‌دار، سختی المان‌های مرزی، عمق موج در ورق‌های موج‌دار و طول موج در میان قاب ورق‌های موج‌دار مورد بررسی قرار گرفت. نتایج این مطالعه نشان داد که در دیواری با ابعاد ثابت، ورق‌های دوزنقه‌ای استهلاک انرژی، شکل‌پذیری و باربری نهایی بیشتری نسبت ورق‌های با موج سینوسی دارند و همچنین مصالح مصرفی را نیز کاهش می‌دهند [۷].

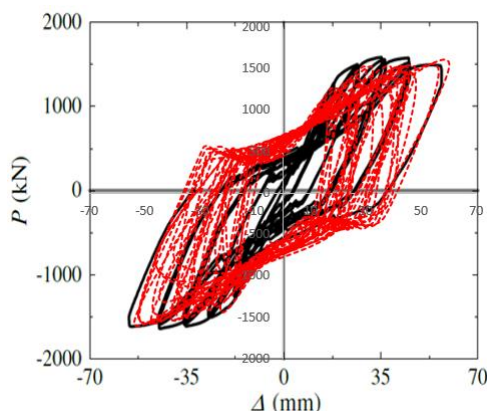
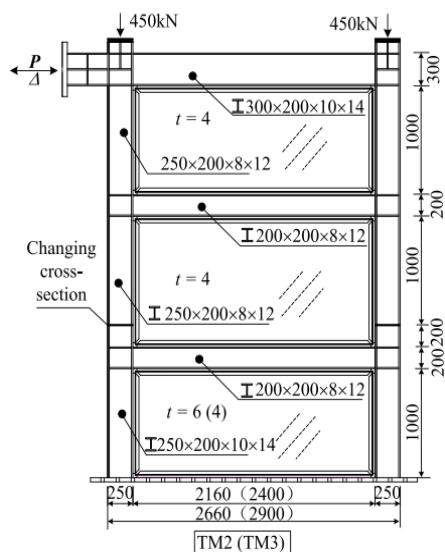
Hosseinpour و همکارانش در سال ۲۰۱۵ به ارزیابی رفتار دیوار برشی فولادی با ورق‌های موج‌دار سینوسی و دوزنقه‌ای پرداختند. دیوار برشی فولادی به ۲ گروه تقسیم می‌شود: سخت شده و سخت نشده. در دیوارهای سخت نشده مجموعه‌ای از ورق‌ها (موج‌دار سینوسی یا دوزنقه‌ای) با ضخامت کم استفاده می‌شود که دارای مشخصات میدانی پس از کمانش تحت کمانش کلی است. در دیوار سخت شده مجموعه‌های کمربندی فولادی به عنوان سخت‌کننده با آرایش‌های مختلف استفاده می‌شود: افقی، عمودی یا قطری در یک یا هر دو جهت دیوار. در دیوارهای سخت‌نشده افزایش ضخامت باعث افزایش ظرفیت دیوار تحت نیروهای بزرگ در سازه‌های بلند می‌شود. در دیوارهای سخت شده، نصب سخت‌کننده‌ها به دیوار مستلزم زمان و هزینه است. نتایج حاصله نشان داد که در دیوارهای با ابعاد برابر، ورق‌های موج‌دار دوزنقه‌ای، شکل‌پذیری و باربری نهایی بیشتری نسبت به ورق‌های موج‌دار سینوسی دارند [۸].

۳- اعتبار سنجی نتایج تحلیل مدل‌های المان محدود ساخته شده در نرم افزار

برای آنکه صحت تحلیل انجام شده در نرم‌افزار مورد استفاده (ABAQUS ۶.۱۱.۳) مورد تأیید قرار گیرد، در این بخش به کمک یک مدل آزمایشگاهی که در ادامه شرح داده خواهد شد، و مقایسه نتایج حاصل از مدل‌سازی با نتایج آزمایشگاهی، صحت‌سنجی نتایج حاصل از مدل‌های ساخته شده در نرم‌افزار انجام می‌شود. مدل موردنظر برای انجام صحت‌سنجی بر اساس آزمایش‌های انجام شده توسط Wang و همکارانش در سال ۲۰۱۵ بر روی قاب‌های ۳ طبقه و یک دهانه دارای دیوار برشی فولادی تخت انتخاب شده است [۹]. بدین منظور مدل آزمایشگاهی TM3 برای صحت‌سنجی نرم‌افزار انتخاب شده

است که در شکل (۱) نمایش داده شده است.

چشم‌پوشی است. به طور کلی با توجه به شکل (۲) می‌توان به اعتبار مدل‌سازی با نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS و صحت نتایج حاصل از آن پی برد.



شکل ۱- مشخصات هندسی نمونه آزمایشگاهی Wang و همکارانش [۹]

شکل ۲- منحنی چرخه‌ای نمونه آزمایشگاهی (نمودار مشکی) در کنار منحنی چرخه‌ای حاصل از تحلیل اجزاء محدود (نمودار قرمز)

۳-۳- مدل اجزاء محدود

اجزا مختلف مدل شامل بال، جان تیرها و ستون‌ها، دیوارهای برشی داخلی و اجزا سخت‌کننده بر اساس ابعاد ذکر شده در شکل (۱)، هر یک به صورت جداگانه و به صورت المان‌های پوسته‌ای ۳ بعدی^۴ در نرم‌افزار ترسیم می‌شوند. پس از ترسیم تمام اجزا مدل به صورت جداگانه، اجزای مختلف در محل موردنظر قرار داده می‌شوند و در آخر مدل ساخته شده مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی تحت بار چرخه‌ای قرار می‌گیرد.

۳-۳- مقایسه نتایج مدل آزمایشگاهی با مدل اجزا محدود

شکل (۲) مقایسه منحنی چرخه‌ای نمونه آزمایشگاهی Wang و همکارانش و منحنی چرخه‌ای حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی مدل المان محدود ساخته شده در نرم‌افزار ABAQUS را نشان می‌دهد.

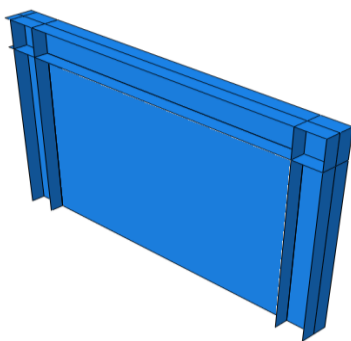
همان‌طور که از مقایسه بین منحنی چرخه‌ای مدل المان محدود و نمونه آزمایشگاهی پیداست، بین هر دو نتیجه انطباق مناسبی وجود دارد و این نشان‌دهنده آن است که مدل اجزاء محدود ساخته شده به درستی رفتار نمونه واقعی را شبیه‌سازی کرده و نتایج مشابهی ارائه داده است. در ضمن عدم تطابق‌های کوچک موجود می‌تواند ناشی از وجود نقص‌های اولیه یا تنش‌های پسماند موجود در مصالح نمونه آزمایشگاهی، اختلاف‌های کوچک اندازه‌های هندسی، اختلاف‌های کوچک در اتصالات و غیره باشد که این عدم تطابق‌ها به علت کوچک بودن قابل

۴- هندسه نمونه‌های تحقیق

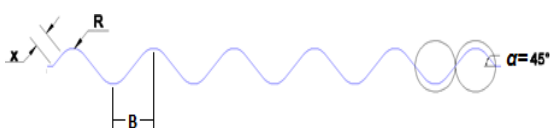
در این تحقیق، عملکرد لرزه ای ۳ نمونه دیوار برشی تخت، موج‌دار سینوسی با موج‌های قطری و موج‌دار دوزنقه‌ای با موج‌های قطری با هم مقایسه شده‌اند. گام موج هر یک از نمونه‌ها بر اساس بهینه‌سازی انجام شده در تحقیق Mortazavi و همکارانش انتخاب شده است [۲]. سپس دیوار موج‌دار ساخته شده، به گونه‌ای می‌چرخد که راستای موج‌ها در راستای قطر قاب قرار گیرد. ولی از آنجایی که کاربرد سیستم‌های موردنظر این تحقیق، مقابله با بارهای جانبی سیکلی همچون با زلزله است، سیستم پیشنهادی باید در کشش و فشار به وجود آمده ناشی از بار خارجی، عملکرد مناسبی ارائه دهد. از آنجایی که موج‌های دیوار همچون تارهای کششی یا فشاری کار می‌کنند، در سیکل‌هایی که تحت فشار قرار می‌گیرند کم‌انرژی کرده و عملکرد مطلوبی ارائه نمی‌دهند. از این رو پیشنهاد شده است تا به جای یک دیوار موج‌دار با موج‌های قطری و با ضخامت ۴ میلی‌متر، دو دیوار موج‌دار یکی با تارهای کششی و دیگری با تارهای فشاری و هر یک با ضخامت ۲ میلی‌متر در سیستم تعبیه شود. بدین ترتیب سیستم پیشنهادی در مواجهه با بارهای سیکلی جانبی حداقل یک عضو کششی دارد و می‌تواند عملکرد بهتری در مقابل بار وارده ارائه دهد.

۴-۱- ابعاد المان‌های مرزی قاب پیرامونی

ابعاد اجزای مرزی که هندسه کلی آن‌ها در شکل (۳) نشان داده



شکل ۴- هندسه دیوار برشی تخت (نمونه Flat)



شکل ۵- مشخصات هندسی مقطع عرضی دیوار پرکننده نمونه Sin

جدول ۳- مشخصات هندسی مقطع عرضی دیوار پرکننده نمونه Sin

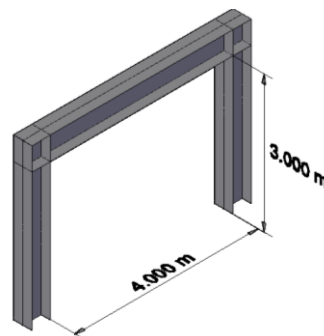
نمونه Sin		
X	طول بخش مایل (متر)	۰/۰۵۳
R	شعاع دایره (متر)	۰/۰۵۵
B	طول گام امواج (متر)	۰/۲۱۰
α	زاویه ابتدایی بخش مایل (درجه)	۴۵
t	ضخامت دیوار (متر)	۰/۰۰۲

همانطور که در شکل (۶) نشان داده شده، برای ساخت دیوار پرکننده نمونه Sin، دو دیوار پرکننده دارای مقطع عرضی مطابق جدول (۳) را به ترتیب ۴۵ درجه و ۱۳۵ درجه در جهت عقربه‌های ساعت می‌چرخانیم و در فاصله ۲۰ سانتی‌متری از یکدیگر روبروی هم قرار می‌دهیم و این دیوار پرکننده را درون قاب پیرامونی نصب می‌کنیم. بنابراین موج‌های دیوارهای پرکننده در جهت هر دو قطر قاب پیرامونی قرار می‌گیرند و همیشه عضو کششی در بارگذاری جانبی حضور دارد.

۴-۴- هندسه دیوار برشی موج دار قطری دوزنقه‌ای

دیوار برشی موج دار قطری دوزنقه‌ای، نمونه Tra نامیده می‌شود. مشخصات هندسی مقطع عرضی دیوار پرکننده این نمونه در شکل (۷) در جدول (۴) شرح داده شده است. برای ساخت نمونه Tra مطابق شکل (۸)، دو دیوار پرکننده بر اساس جدول (۴) ساخته و به ترتیب ۴۵ و ۱۳۵ درجه در

شده است، بر اساس استاندارد ضوابط لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی آمریکا محاسبه شده و در جداول (۱) و (۲) ارائه شده‌اند [۱۰]. یک دستک بارگذاری نیز به طول ۱۰ سانتی‌متر در بالای قاب و روبروی تیر قرار می‌گیرد که مشخصات مقطع عرضی آن دقیقاً مشابه تیر بالای قاب پیرامونی است. تعداد ۸ سخت‌کننده نیز در درون جان ستون و روبروی بال‌های تیر نصب می‌گردند.



شکل ۳- هندسه کلی قاب پیرامونی

جدول ۱- ابعاد اجزای مرزی ساخته‌شده از تیرورق

تیر	ستون	بعد (متر)
۰/۵۰	۰/۴۰	ارتفاع ورق جان
۰/۰۲	۰/۰۲	ضخامت ورق جان
۰/۴۰	۰/۴۰	عرض ورق بال
۰/۰۴	۰/۰۳	ضخامت ورق بال

جدول ۲- ابعاد سخت‌کننده‌ها

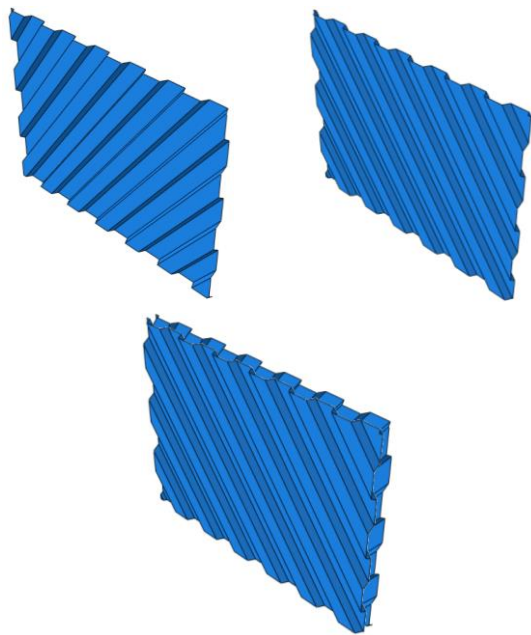
ضخامت پلیت	ابعاد پلیت	بعد (متر)
۰/۰۴	۰/۲ × ۰/۴	سخت‌کننده‌های جان ستون

۴-۲- هندسه دیوار برشی تخت

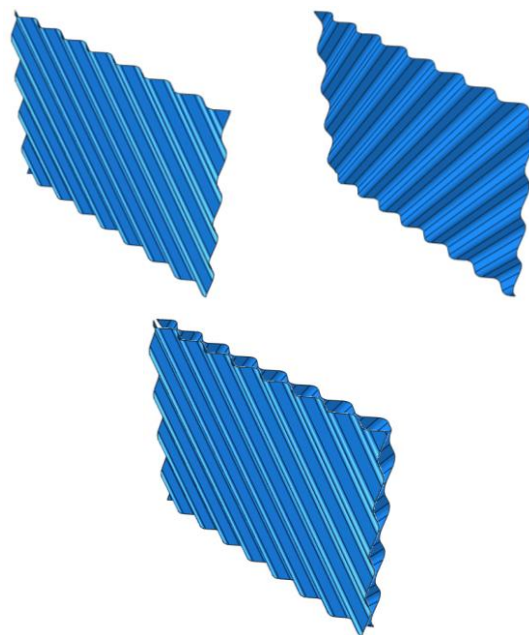
نمونه دیوار برشی تخت که نمونه Flat نامیده می‌شود، دارای یک دیوار پرکننده تخت با طول ۴ متر، ارتفاع ۳ متر و ضخامت ۵ میلی‌متر (یک فرض منطقی برای ضخامت) است که به صورت نشان داده شده در شکل (۴) می‌باشد.

۴-۳- هندسه دیوار برشی موج دار قطری سینوسی

جزئیات هندسی مقطع عرضی نمونه موج دار قطری سینوسی که به نمونه Sin نامگذاری می‌شود، مطابق شکل (۵) است که پارامترهای نشان داده شده در شکل (۵) در جدول (۳) توضیح داده شده است.



شکل ۸- هندسه کلی دیوار پرکننده نمونه Tra



شکل ۶- هندسه کلی دیوار پرکننده نمونه Sin

پیرامونی از جنسی انتخاب می‌شود که تنش تسلیم بالاتری نسبت به دیوار داخلی داشته باشد تا دیرتر از آن تسلیم شود. بدین ترتیب با توجه به مطالب ذکر شده برای قاب، از فولاد ساختمانی ST37 [۱۱] و برای دیوار، از فولاد ST12 با قابلیت سرد نورد شدن استفاده می‌شود [۱۲].

براساس مقادیر ذکر شده در جدول (۵) نمودار تنش- کرنش هریک از مصالح فولادی در شکل (۹) نشان داده شده است و این مصالح در نرم افزار ABAQUS به جزء مورد نظر اختصاص داده می‌شود.

جدول ۵- خصوصیات مکانیکی مصالح مورد استفاده در سیستم‌های مورد نظر تحقیق [۱۰ و ۱۱]

مشخصه مکانیکی	ST37	ST12
مدول الاستیسیته (گیگاپاسکال)	۲۰۰	۲۰۰
مقاومت تسلیم (مگاپاسکال)	۲۳۵	۲۰۰
مقاومت کششی نهایی (مگاپاسکال)	۳۷۰	۳۰۰
مقاومت شکست (مگاپاسکال)	۳۴۰	۲۸۰

۶- بارگذاری مدل‌ها

در این تحقیق به منظور درک و مقایسه رفتار جانبی سیستم‌های مختلف، از دو نوع بارگذاری جانبی یکنواخت فرآینده^۰ و چرخه‌ای^۱ استفاده شده است. بارگذاری جانبی یکنواخت فرآینده تغییر مکان کنترل بوده و مقدار آن به صورت خطی افزایش



شکل ۷- مشخصات هندسی مقطع عرضی دیوار پرکننده نمونه Tra

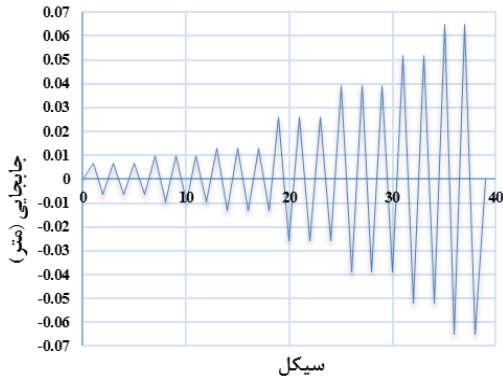
جدول ۴- مشخصات هندسی مقطع عرضی دیوار پرکننده نمونه Tra

نمونه Tra		
X	طول بخش افقی موج (متر)	۰/۲۱۹
h	طول مولفه قائم بخش مایل موج (متر)	۰/۰۵۰
a	طول مولفه افقی بخش مایل موج (متر)	۰/۰۲۱
α	زاویه بخش مایل موج با راستای قائم (درجه)	۲۲/۵۰
t	ضخامت دیوار برشی (متر)	۰/۰۰۲

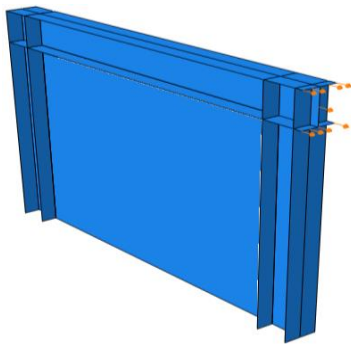
جهت عقربه‌های ساعت می‌چرخانیم و در فاصله ۲۰ سانتی متری روبروی هم قرار می‌دهیم و در انتها در داخل قاب پیرامونی نصب می‌کنیم. بدین ترتیب موج‌های دو دیوار هر کدام در جهت یکی از افطار قاب قرار می‌گیرند و همواره عضو کششی خواهیم داشت.

۵- مصالح مورد استفاده در نمونه‌ها و تعریف آن در نرم افزار

به منظور شکل‌دهی دیوارهای موج‌دار، نیاز است تا از فولاد با قابلیت نورد سرد استفاده شود. همچنین مصالح فولادی قاب

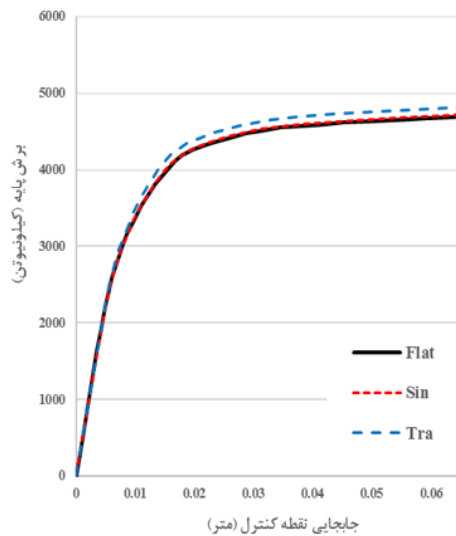


شکل ۱۰- پروتکل بارگذاری چرخه‌ای

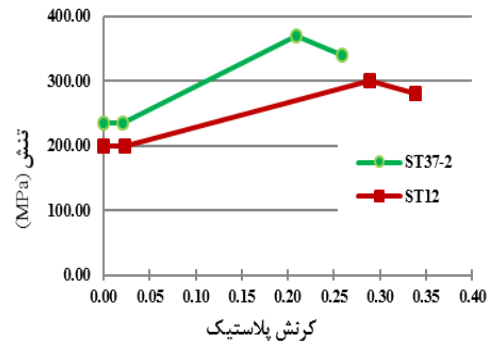


شکل ۱۱- محل اعمال بار جانبی به صورت تغییر مکان اجباری

بدین ترتیب می‌توان چنین نتیجه گرفت که عملکرد لرزه‌ای دو نمونه پیشنهادی در پارامتر مقاومت بهبود چندانی نیافته‌اند، اما به هر حال نمونه دوزنقه‌ای مقاومت بیشتری نسبت به دو نمونه دیگر دارد.



شکل ۱۲- مقایسه منحنی بار افزون نمونه‌های Flat, Sin, Tra



شکل ۹- نمودار تنش-گرش پلاستیک مصالح ST12 و ST37

می‌یابد. خروجی این بارگذاری منحنی بار افزون نمونه‌ها می‌باشد. بارگذاری چرخه‌ای نیز تغییر مکان کنترل بوده و مقدار آن به صورت چرخه‌ای و بر اساس یک پروتکل مشخص تغییر می‌کند. در این تحقیق از روش ATC-24 برای ساخت پروتکل بارگذاری جانبی سیکلی استفاده شده است [۱۳]. بر اساس روش گرافیکی ATC-24، δ_y برای هر یک از سه نمونه حساب شده و در جدول (۶) ارائه شده است. اما از آنجایی که نیاز است تا همه سیستم‌ها تحت یک پروتکل بارگذاری یکسان قرار گیرند، از مقادیر به دست آمده برای δ_y سیستم‌ها بر مبنای یک قضاوت مهندسی میانگین‌گیری شده و مبنای محاسبه پروتکل بارگذاری جانبی قرار می‌گیرد.

جدول ۶- مقادیر δ_y نمونه‌ها مستخرج شده از منحنی بار افزون

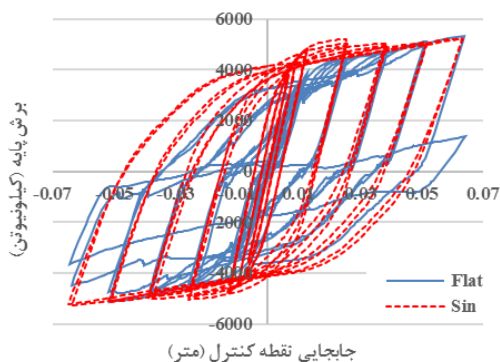
δ_y (m)	دیوار برشی
۰/۰۱۳۳	تخت
۰/۰۱۲۹	سینوسی قطری
۰/۰۱۳۵	دوزنقه ای قطری
۰/۰۱۳۰	δ_y میانگین

بدین ترتیب پروتکل بارگذاری سیکلی جانبی بر اساس δ_y برابر با ۰/۰۱۳ متر تولید می‌شود. نمودار جابجایی - سیکل این پروتکل در شکل (۱۰) نشان داده شده است. در شکل (۱۱) محل اعمال بار یکنواخت و چرخه‌ای مشخص گردیده است.

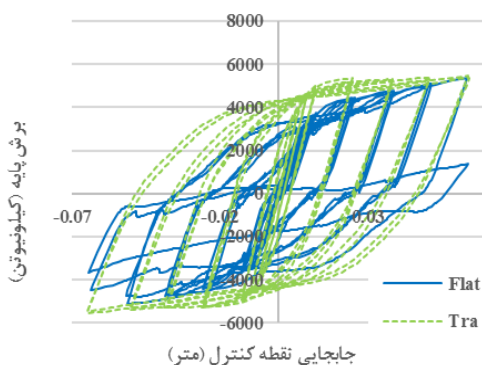
۷- بررسی نتایج

۷-۱- مقایسه منحنی بار افزون نمونه‌ها

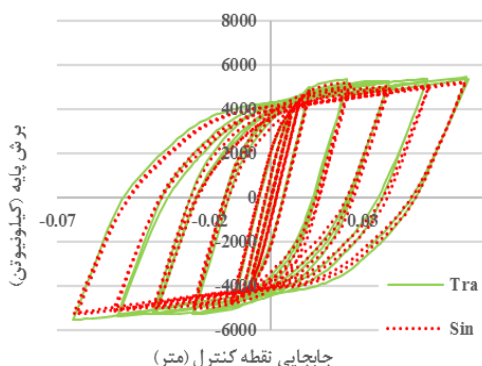
همان‌طور که از نمودار شکل (۱۲) پیداست، منحنی بار افزون همه نمونه‌ها تقریباً یکسان است و تنها منحنی بار افزون نمونه پیشنهادی دوزنقه‌ای کمی بالاتر از بقیه نمونه‌ها قرار گرفته است.



شکل ۱۴- مقایسه منحنی چرخه‌های نمونه‌های Sin و Flat



شکل ۱۵- مقایسه منحنی چرخه‌های نمونه‌های Tra و Flat

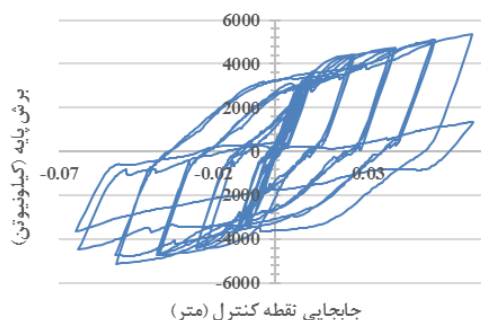


شکل ۱۶- مقایسه منحنی چرخه‌های نمونه‌های Tra و Sin

۷-۳- مقایسه منحنی جذب انرژی پلاستیک تجمعی نمونه‌ها همان‌طور که از مقایسه سطح زیر منحنی چرخه‌های نمونه‌ها انتظار می‌رفت، از شکل (۱۷) نیز می‌توان چنین برداشت کرد که تحت یک بارگذاری جانبی سیکلی یکسان نمونه دوزنقه‌ای دارای بیشترین پتانسیل جذب انرژی و نمونه تخت دارای کمترین پتانسیل جذب انرژی است.

۷-۲- مقایسه منحنی چرخه‌های نمونه‌ها

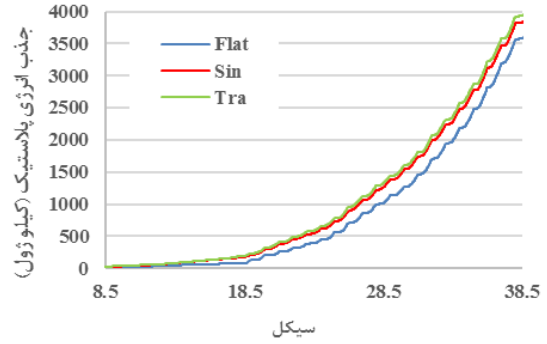
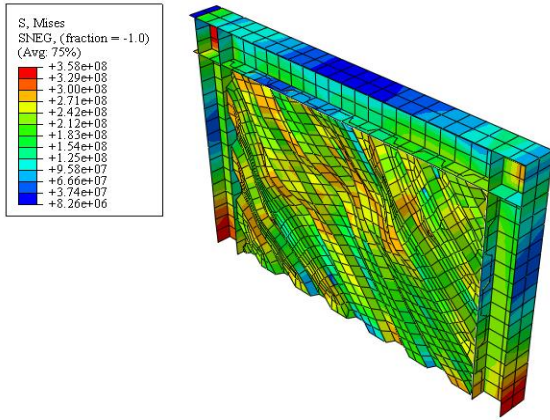
همان‌طور که در شکل (۱۳) ملاحظه می‌گردد، منحنی چرخه‌های نمونه تخت در سیکل آخر خود دچار زوال شدید مقاومت و سختی شده است. این افت شدید در مقاومت و سختی به دلیل رخداد کماتش کلی در دیوار به وجود آمده است. از طرفی در منحنی چرخه‌های نمونه تخت واضح است که عملکرد آن در فشار، به دلیل رخداد کماتش کلی، ضعیف‌تر از عملکرد آن در کشش است. این رفتار بیانگر آن است که نمونه تخت در مقابل کماتش تاب پایینی دارد و در صورت اعمال تغییر مکان‌های بزرگ به آن به سرعت وارد محدوده غیرخطی کماتشی شده و سختی و مقاومت خود را از دست می‌دهد.



شکل ۱۳- منحنی چرخه‌های نمونه Flat

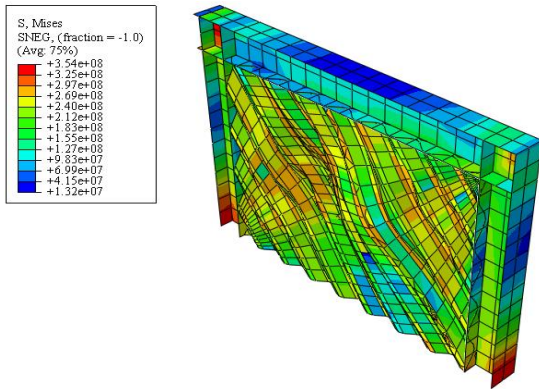
از شکل (۱۴) و (۱۵) می‌توان چنین نتیجه گرفت که منحنی چرخه‌های نمونه سینوسی و دوزنقه‌ای یک چرخه هیستریزس کامل و پایدار است. این نمونه در طول بارگذاری چرخه‌های دچار افت سختی نشده و افت مقاومت کمی در آن دیده می‌شود. همچنین در هر دو جهت بارگذاری (چه رفت و چه برگشت) دارای رفتار نسبتاً یکسانی است. به‌علاوه سطح زیر منحنی چرخه‌های آنها، که معیاری است از کار انجام شده توسط سیستم یا به عبارتی انرژی مستهلک شده توسط آن، از نمونه تخت بیشتر است. به‌عبارت‌دیگر نمونه‌های سینوسی و دوزنقه‌ای دچار کماتش‌های کلی نشده و تاب کماتشی بیشتری دارند.

همان‌طور که از شکل (۱۶) پیداست، از آنجایی که سطح زیر منحنی چرخه‌های نمونه دوزنقه‌ای کمی بیشتر از نمونه سینوسی است می‌توان به این نتیجه رسید که تحت یک بارگذاری جانبی یکسان نمونه دوزنقه‌ای کار بیشتری از نمونه سینوسی انجام داده و می‌تواند انرژی بیشتری از بار وارده را جذب کند. از این امر می‌توان چنین نتیجه گرفت که رفتار لرزه‌ای نمونه دوزنقه‌ای بهتر از رفتار لرزه‌ای نمونه سینوسی است.



شکل ۱۷- مقایسه منحنی جذب انرژی پلاستیک تجمعی نمونه‌های Flat، Sin و Tra

شکل ۱۹- نحوه توزیع تنش فون میزس و تغییر شکل در نمونه Tra در پایان تحلیل چرخه‌ای



شکل ۲۰- نحوه توزیع تنش فون میزس و تغییر شکل در نمونه Sin در پایان تحلیل چرخه‌ای

۷-۴- مقایسه شکل توزیع تنش فون میزس و تغییر شکل نمونه‌ها در پایان تحلیل چرخه‌ای

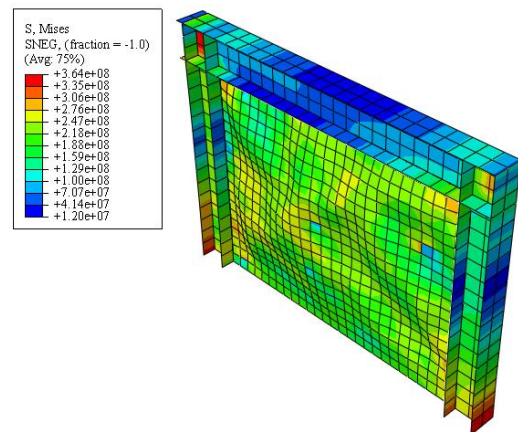
همان‌طور که در شکل (۱۸) تا (۲۰) پیداست، در چرخه‌هایی که تغییر مکان بزرگی به سیستم تحمیل می‌شود، نمونه تخت در انتهای آن چرخه دچار کماتش کلی شده و در شروع چرخه بعدی باید تغییر شکل زیادی را جبران کند. از این رو این دیوار، پیوسته در هر چرخه، چه در بارگذاری رفت و چه در بارگذاری برگشت، کماتش کلی رخ داده و باربری آن کاهش می‌یابد. ولی در دیوارهای موج‌دار، از آنجایی که راستای موج‌های دو دیوار بر هم عمود است و در جهت قطر قرار دارند، علاوه بر آنکه بخشی از انرژی بار وارد صرف باز کردن و تغییر شکل موج‌ها می‌شود، همواره یکی از این دو دیوار، با توجه به جهت بار وارد، آمادگی تحمل بار فشاری و به وجود آمدن کماتش را دارد. از این روست که نمونه‌های موج‌دار عملکرد لرزه‌ای بهتری از خود نشان داده‌اند.

۷-۵- بررسی کمی تاثیر هندسه جدید پیشنهادی بر روی پارامترهای لرزه‌ای

همان‌طور که از بخش‌های قبل مشخص شد نمونه پیشنهادی دوزنقه‌ای یا همان نمونه Tra، در پارامترهای لرزه‌ای عملکرد بهتری نسبت به دو نمونه دیگر از خود نشان داد. در صد بهبود عملکرد این نمونه در این پارامترهای لرزه‌ای از نتایج تحلیل استخراج گردیده و در جدول (۷) نشان داده شده است.

۸- نتیجه گیری

۱- با چرخاندن راستای موج دیواری با شرایط هندسی بهینه در راستای قطر آن، و تقسیم دیوار حاصل به دو دیوار با راستای موج عمود برهم و حجم یکسان، می‌توان باعث افزایش مقاومت، سختی، شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی آن نسبت به دیوار تختی با حجم مصالح برابر شد.



شکل ۱۸- نحوه توزیع تنش فون میزس و تغییر شکل در نمونه Flat در پایان تحلیل چرخه‌ای

۹- مراجع

- [1] The Abaqus 6.11.3 Software is a product of Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.
- [2] Mortazavi, S.M.R., Heidarpour, B. A. and Emamjomeh, H. (2018), "Optimization and evaluation of geometry of sinusoidal and trapezoidal steel shear walls with equal volume of materials", M.Sc Thesis, Civil Engineering Faculty, Shahid Rajaee Teacher Training University, Tehran, Iran.
- [3] Gergely, V.L, Liel, A.B., Deierlein, Gregory G, Eduardo, M., and Tipping, S. (2014), "Component model calibration for cyclic behavior of a corrugated shear wall", Thin-Walled Structures, Vol. 75, pp. 53-62.
- [4] Stojadinovic, B. and Tipping, S., (2008), "Structural testing of corrugated sheet steel shear walls", 19th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures. St. Louis: University of Science and Technology Scholars Mine, pp. 425-439.
- [5] Emami, F., Mofid, M. and Vafai, A. (2015), "Experimental study on cyclic behavior of trapezoidally corrugated steel shear walls", Engineering Structures, Vol. 48, pp. 750-762.
- [6] Dou, C., Jiang, Z.Q., Pi, Y.L. and Guo, Y.L. (2016), "Elastic shear buckling of sinusoidally corrugated steel plate shear wall", Engineering Structures, Vol. 121, pp. 136-146.
- [7] Yadollahi, Y., Pakar, I. and Bayat, M. (2014), "Evaluation and comparison of behavior of corrugated steel plate shear walls", Latin American Journal of Solids and Structures, Vol. 12, pp. 763-786.
- [8] Hosseinpour, E., Shahrizan, B., and Yadollahi, Y. (2015), "Evaluation of steel shear walls behavior with sinusoidal and trapezoidal corrugated plates", Hindawi Publishing Corporation, Vol. 2015, pp. 1-11.
- [9] Wang, M., Shi, Y., Xu, J., Yang, W., and Li, Y. (2015), "Experimental and numerical study of unstiffened steel plate shear wall structures", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 112, pp. 373-386.
- [10] AISC, ANSI/AISC341-16., (2016), Seismic provisions for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, Illinois, USA.
- [11] DIN17100/Steels for General Structural Purposes., (1987), Carbon and low alloy steel EN10025 St37-2 steel plate.
- [12] DIN EN 10130., (2006), St 12, Mild steels for cold forming.
- [13] ATC-24., (1992), National Center for Earthquake Engineering Research. Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures: 9-12.

جدول ۷- درصد بهبود پارامترهای لرزه‌ای نمونه دوزنقه ای پیشنهادی

(نمونه Tra) نسبت به نمونه تخت (نمونه Flat)

پارامتر لرزه‌ای	درصد (%) بهبود پارامتر لرزه‌ای در نمونه Tra
مقاومت تسلیم مؤثر سیستم	۳/۴۵
جابجایی تسلیم سیستم	۱/۹۲
مقاومت نهایی سیستم	۲/۶۶
جابجایی نهایی سیستم	۲/۲۹
سختی جانبی مؤثر	۶/۲۲
سختی جانبی الاستیک	۱/۵۰
ضریب شکل پذیری	۰/۳۶
اتلاف انرژی پلاستیک تجمعی	۹/۳۲

۲- در چرخه هیستریزس نمونه تخت زوال شدید مقاومت و سختی مشاهده می‌شود. این افت شدید در مقاومت و سختی به دلیل رخداد کمانش کلی در دیوار به وجود آمده است. همچنین عملکرد آن در فشار، به دلیل رخداد کمانش، ضعیف‌تر از عملکرد آن در کشش است. این رفتار بیانگر آن است که نمونه تخت در مقابل کمانش تاب پایینی دارد.

۳- منحنی چرخه‌های نمونه‌های سینوسی و دوزنقه‌ای قطری دارای چرخه‌های هیستریزس کامل و پایدار هستند. این نمونه‌ها در طول بارگذاری سیکلی دچار افت سختی نشده و افت مقاومت کمی در آن‌ها دیده می‌شود. همچنین در هر دو جهت بارگذاری (چه رفت و چه برگشت) دارای رفتار نسبتاً یکسانی هستند. به علاوه این نمونه‌ها دچار کمانش‌های کلی نشده و تاب کمانشی بیشتری نسبت به نمونه تخت دارند.

۴- تحت یک بارگذاری جانبی سیکلی یکسان نمونه دوزنقه‌ای پیشنهادی دارای بیشترین پتانسیل اتلاف انرژی و نمونه تخت دارای کمترین پتانسیل اتلاف انرژی است.

۵- از مطالب ارائه شده در بالا می‌توان چنین نتیجه گرفت که تمام پارامترهای لرزه‌ای نمونه دوزنقه‌ای پیشنهادی نسبت به نمونه تخت هم‌حجمش، بهبود پیدا کرده است.

پی نوشت

- ¹ Push over
- ² Hysteresis
- ³ Finite Elements
- ⁴ 3D Shell
- ⁵ Monotonic
- ⁶ Cyclic



ارزیابی و بهبود رفتار تیورق دلتای سوراخ‌دار تحت تأثیر نیروی برشی

سلیمان قوهستانی^۱، ابراهیم زمانی بیدختی^{۲*}، سید مجتبی موسوی نژاد^۳

۱- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، بخش عمران، دانشگاه فسا، فسا

۲- استادیار، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود

۳- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، بخش عمران، دانشگاه بیرجند، بیرجند

*شاهرود، صندوق پستی ۳۶۱۹۹۹۵۱۶۱، zamani.eb@shahroodut.ac.ir

چکیده

به دلیل محدودیت فضا، عبور لوله‌های تأسیسات، تجهیزات و کابل‌های الکتریکی و لوله‌های تهویه از میان جان تیورق‌ها امری اجتناب‌ناپذیر است؛ بنابراین تحلیل رفتار این تیورق‌ها تحت تأثیر نیروهای خمشی و برشی و مقاومت آن‌ها به دلیل وجود سوراخ در جان مورد توجه محققین بوده است. هدف این پژوهش تحلیل تیورق‌هایی با سوراخ دایروی در جان با سخت‌کننده دلتا تحت تأثیر نیروی برشی با استفاده از روش اجزاء محدود است. ابتدا نتایج حاصل از شبیه‌سازی با نتایج آزمایش مقایسه شده تا از صحت مدل‌سازی اطمینان حاصل گردد. سپس با انجام مطالعه پارامتری، اثر صلبیت، لاغری و همچنین پارامترهای ارتفاع و ضخامت مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته است. در این بررسی، بهینه پارامتر ارتفاع (نسبت فاصله اتصال سخت‌کننده‌ها در محل برخورد با جان تا بال فوقانی، به ارتفاع کل مقطع تیورق) برابر $0/25$ ، بهینه پارامتر ضخامت (نسبت ضخامت سخت‌کننده‌ها به ضخامت جان تیورق) در محدوده $0/9$ الی $1/20$ و بهینه پارامتر لاغری (نسبت ارتفاع کل مقطع به ضخامت جان تیورق) در محدوده 200 الی 210 به دست آمد. با تعیین بهینه پارامتر صلبیت (نسبت ضخامت بال‌ها به ضخامت جان) در محدوده $0/9$ الی $1/0$ ، نتایج نشان می‌دهد که با افزایش صلبیت بال، مقاومت برشی تیورق افزایش می‌یابد.

واژگان کلیدی

تیورق، سخت‌کننده دلتا، سوراخ‌دار، کمانش برشی، بهینه‌سازی

Geometric investigation of perforated delta plate girder under shear force

S. Ghouhestani, E. Zamani Beydokhti, S. Mosavi Nejad

Abstract

Because of space limitation, it is unavoidable to pass the installations pipes, equipment, electric cables, and ventilation pipes among the web of plate girders. Therefore, the researchers have paid attention to the analysis of this plate girder behavior on the effect of bending and shear, and their strength with preparation holes in the web. In this case, investigations are performed to study the function of bending and shear capacity of plate girder with delta stiffener. The purpose of this paper is to analyze the delta plate girders with a circular hole in the web under shear force by the finite element method. The finding of the simulation is compared with the findings of the experiment to assure the accuracy of modeling. Then, a parametric study is done to analyze the effect of rigidity, slenderness, and also height and thickness parameters. Also, it was concluded that the optimum height parameter (ratio of stiffeners connection distance from the intersection at the web to upper flange, than to total height of plate girder) is 0.25, the optimum thickness parameter (ratio of stiffener thickness to the thickness of plate girder web) in range of 0.9 ~ 1.20, the optimum slenderness (ratio of plate girders height to the thickness of plate girder web) in range of 200 ~ 210, and the optimum rigidity (ratio of flanges thickness to thickness of plate girders web) in range of 0.9 ~ 1. Finally, it shows that the shear strength of the plate girder is increased by an increase in flange rigidity.

Keywords

Plate girder, Delta stiffener, Perforated, Shear buckling, Optimization

به نوعی از تیورق که در آن به منظور افزایش مقاومت از دو ورق مایل (متهای لبه بال بالایی به جان) استفاده می‌شود، تیورق دلتا می‌گویند. با توجه به استفاده روزافزون از تیورق‌ها و لزوم تعبیه بازشوهای بزرگ در جان تیورق، اهمیت بررسی مقاومت کمانشی تحت اثر نیروی برشی بسیار ضروری می‌نماید. در خصوص بررسی رفتار مقاطع دلتا تحقیقات معدود و به ویژه آزمایش‌های عملی کمی صورت گرفته است. مطابق با آزمایش‌های صورت گرفته توسط **Homer** و **Hadley** با همکاری **AISC** و **PNFSA** در سال ۱۹۶۱ مشخص شد که این نوع مقطع مقاومت خمشی، پایداری جانبی و سختی پیچشی بهتری نسبت به مقاطع معمول I شکل دارد. مطابق این آزمایش ضخامت سخت‌کننده‌ها، حداقل به اندازه ضخامت جان تیورق و نسبت فاصله اتصال سخت‌کننده‌ها به ارتفاع کل مقطع برابر ۰/۲۵، جهت کسب بیشترین مقاومت پیشنهاد گردیده است [۱ و ۲].

تحقیقات انجام شده توسط **Arabzadeh** و **kahe** نشان می‌دهد که استفاده از سخت‌کننده دلتا افزایش نسبتاً بالایی در مقاومت کمانشی خمشی مقطع، نسبت به مقطع سخت‌شده با سخت‌کننده طولی ایجاد می‌کند. بر اساس نتایج این مطالعه آن‌ها بیان کردند که در میان حالت‌های مورد بررسی، هنگامی که فاصله محل اتصال سخت‌کننده به جان تا بال فشاری به ۰/۲ ارتفاع جان برسد؛ بهترین وضعیت برای مقاومت در برابر کمانش در پانل خمشی ایجاد می‌شود [۳].

بررسی‌های صورت گرفته توسط **Arabzadeh** و **Varmazyari**، جهت بهبود سختی و پایداری جانبی تیورق‌های فولادی، نشان‌دهنده آن است که استفاده از سخت‌کننده‌های مایل (دلتا) با اتصال به بال و جان، باعث پایداری بیشتر در برابر بارهای وارده و جلوگیری از کمانش بال و جان تیورق گردیده و همچنین از کمانش پیچشی جانبی مقطع جلوگیری می‌نماید [۴ و ۵].

Arabzadeh و **Varmazyari**، در پژوهشی دیگر مقاومت پیچشی تیورق‌های دلتا را مورد ارزیابی قرار داده‌اند. بر اساس این تحقیق با استفاده از سخت‌کننده‌های دلتا می‌توان مقاومت پیچشی و سختی جانبی تیورق‌ها را بالا برده و در نتیجه از بروز کمانش در مقطع جلوگیری نمود. نتایج بررسی آن‌ها نشان می‌دهد که نسبت بهینه ضخامت سخت‌کننده به ضخامت جان با مقدار ۱/۵ تا ۲/۰ دارای بیشترین ظرفیت پیچشی، و مقدار بهینه پارامترهای ارتفاع (فاصله اتصال سخت‌کننده به جان تا بال

فوقانی مقطع) و ضخامت (نسبت ضخامت سخت‌کننده به ضخامت جان)، جهت دستیابی به حداکثر کمانش پیچشی جانبی در حدود ۰/۲۵ تا ۰/۴۰ می‌باشد. در این رابطه، پارامتر ارتفاع در محدوده ۰/۲۰ تا ۰/۲۵ تأثیر بیشتری را در افزایش لنگر بحرانی مقطع دلتا با توجه به وزن مقطع از خود نشان می‌دهد [۵ و ۶].

Hoglund آزمایش‌هایی بر روی ۱۲ تیورق با جان‌هایی دارای لاغری در محدوده ۲۰۰ تا ۳۰۰ انجام داده است. این آزمایش‌ها اهمیت نسبی معیار گسیختگی برشی در تیورق‌هایی با جان سوراخ‌دار را نشان می‌دهد [۷].

نتایج حاصل از تحلیل‌های صورت گرفته توسط قوهستانی و شهبان نشان‌دهنده کاهش مقاومت تا میزان ۵۰ درصد در تیورق‌های دارای بازشوی مدور می‌باشد. بررسی‌ها حاکی از آن است که در صورت افزایش صلبیت نسبی بال (نسبت ضخامت بال‌ها به ضخامت جان تیورق) تا ۳۰ درصد کاهش به وجود آمده را می‌توان جبران نمود [۸].

Shon و همکارانش [۹] به پژوهش در خصوص طراحی بهینه تیورق با جان موج‌دار با استفاده از آیین‌نامه اروپا [۱۰] پرداخته‌اند. آن‌ها روش بهینه طراحی و ویژگی‌های مقطع مطلوب را مورد بحث و بررسی قرار داده‌اند. به منظور بهینه‌سازی، تابع هدف کمینه کردن وزن تیورق بوده است؛ به نحوی که شرایط مرتبط با نسبت لاغری، تنش در بال‌ها و جان تیورق و تغییرمکان مطابق ضوابط آیین‌نامه تأمین شود. در پژوهشی دیگر، **Faluyi** و **Arum** [۱۱] به بحث در مورد بهینه‌سازی تیورق با استفاده از جعبه ابزار گرادیان عمومی کاهش‌یافته در نرم‌افزار **Excel** پرداخته‌اند. نتایج به صورت نمودارهایی از زوج‌های بهینه شامل پارامترهای عمق جان - ضخامت جان، عمق جان - ضخامت بال، عرض بال - ضخامت بال ارائه شده است. علاوه بر آن، یک نمودار که بیانگر عمق جان بر حسب ابعاد مقطع بهینه و سخت‌کننده می‌باشد؛ نیز از نتایج این پژوهش است.

Nabeel و **Fadhil** [۱۲] با استفاده از چند روش بهینه‌سازی اقدام به کمینه کردن وزن تیورق نموده‌اند. آن‌ها ضوابط آیین‌نامه انگلیس **Bs 5959:2000-1** [۱۳] را به عنوان قیدهای طراحی در روش بهینه‌سازی لحاظ کرده‌اند. نتایج بررسی نشان می‌دهد که روش درجه دوم متوالی^۱ در مقایسه با سایر روش‌ها آسان‌تر و سریع‌تر است. روش بهینه‌سازی چند سطحی^۲، دارای سرعت تحلیل بالایی است اما در این روش انتخاب مسئله در هر سطح و هماهنگی متغیرها در یافتن جواب صحیح، بسیار حائز اهمیت است. همچنین نتایج نشان می‌دهد که با افزایش



ارتفاع جان و کاهش ضخامت بال وزن کل تیوروق تا ۵۰ درصد کاهش می‌یابد.

مزیت اصلی استفاده از تیوروق با جان موج‌دار نسبت به تیوروق با جان معمولی آن است که در این نوع تیوروق نیاز به سخت‌کننده در حالت استفاده از جان نازک نیست. از سوی دیگر این نوع تیوروق دارای پایداری مناسبی در برابر کمانش برشی می‌باشد؛ بنابراین Sudeok و همکارانش [۱۴] اقدام به بهینه‌سازی وزن این نوع تیوروق با استفاده از روش الگوریتم ژنتیک نموده‌اند. قیده‌های در نظر گرفته شده در تحلیل بر اساس آیین‌نامه‌های EN1993-1-5، DAST-R015 و DIN18800 [۱۰، ۱۵ و ۱۶] بوده است. نتایج نشان می‌دهد که متغیر وزن جان، پارامتر مهمی در تابع کاهش وزن تیوروق می‌باشد. همچنین با افزایش مقاومت تسلیم مقدار تابع هدف (وزن تیوروق) کاهش می‌یابد. Korkzan و Zandi [۱۷] به تحلیل رفتار برشی تیوروق فولادی با جان موج‌دار محلی تحت اثر بار استاتیکی افزایشی پرداخته‌اند. آن‌ها برای بررسی رفتار تیوروق‌های با جان موج‌دار محلی در مقایسه با تیوروق‌های با سخت‌کننده‌های عرضی برای کنترل کمانش برشی اقدام به تحلیل عددی نموده‌اند. نتایج مطالعه عددی نشان می‌دهد که تیوروق با جان موج‌دار محلی نسبت به یک تیوروق ساده بدون سخت‌کننده میانی عرضی، دارای مقاومت برشی بیشتری است.

Seung و Young [۱۸] به بررسی مقاومت برشی پانل‌های انتهایی جان تیوروق با توجه به عملکرد میدان کشش پرداختند. آنها اثر سخت‌کننده عرضی در دو طرف جان در محل تکیه‌گاه بر مقاومت پس‌کمانشی تیوروق در حالت کمانش برشی در پانل‌های انتهایی جان را بررسی کردند.

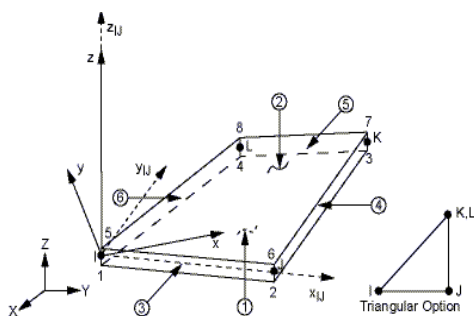
Hingnekar و Vyavahare [۱۹] رفتار تیوروق تحت اثر بارگذاری برشی را تشریح کردند. آنها به بیان تاریخی نحوه محاسبه مقاومت برشی نهایی تیوروق با سخت‌کننده عرضی پرداختند. نتایج مطالعه و بررسی آنها نشان می‌دهد که در تعیین مقاومت پس‌کمانشی تیوروق‌ها ایراداتی وجود دارد و مفروضات ارائه شده در این نظریه‌ها با مکانیزم پس‌کمانش واقعی مطابقت ندارد. این نظریه‌ها برخی از پارامترهای مهم را که بر مقاومت پس‌کمانش تأثیرگذار است را نادیده می‌گیرند.

در این مقاله، تحلیل تیوروق‌هایی با سوراخ در جان و دارای سخت‌کننده دلتا تحت تأثیر نیروی برشی با استفاده از روش اجزاء محدود صورت گرفته است. به منظور راست‌آزمایی مدل سه بعدی اجزاء محدود، نتایج تحلیل با نتایج آزمایش مقایسه شده است. در این پژوهش، با تحلیل پارامترهای مؤثر بر

مقاومت برشی کمانشی تیوروق، محدوده بهینه آن‌ها محاسبه شده است. به این منظور در ادامه پارامترهای بهینه ارتفاع، ضخامت، لاغری و صلیبیت مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- معرفی مدل عددی و بررسی دقت تحلیل کمانشی نرم‌افزار

روش المان محدود یک روش عددی قوی و کارآمد است که برای حل مسائل گوناگون با هندسه و شرایط مرزی مختلف در علوم مهندسی مورد استفاده قرار می‌گیرد. به همین منظور جهت مقایسه و بررسی صحت نتایج حاصل از مدل‌سازی کامپیوتری، از نرم‌افزار ANSYS v.12 استفاده شده است. تیوروق دلتا به نحوی که تشریح گردیده، مدل‌سازی شده و نتایج حاصل از تحلیل اجزاء محدود با گزارش‌های آزمایشگاهی [۱] مقایسه گردیده است. جان و بال‌ها و سخت‌کننده‌ها توسط المان‌های پوسته چهار گره‌ای الاستیک برای آنالیز کمانشی مدل شده‌اند. در شکل (۱) هندسه این نوع المان‌ها با استفاده از SHELL 63 در نرم‌افزار ANSYS نشان داده شده است [۲۰].



شکل ۱- مشخصات المان SHELL 63 در نرم‌افزار ANSYS

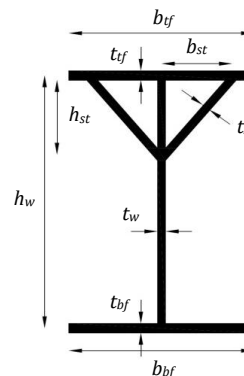
در تحلیل مدل تولید شده، از تحلیل کمانشی مقادیر ویژه بهره گرفته شده است. مشخصات مکانیکی فولاد St37 برای مصالح معرفی شده و نوع رفتار ماده نیز ایزوتروپیک ارتجاعی تعریف گردیده است. برای مدل‌سازی بهتر و سرعت انجام بالاتر تحلیل، از شرایط مرزی موجود در نرم‌افزار برای ایجاد تقارن و در نتیجه مدل‌سازی نصف طول تیر، استفاده شده است. شبکه‌بندی مدل نیز به گونه‌ای انجام گرفته که دقت حل در حد مطلوب بوده و از طرفی حجم و زمان عملیات تحلیل کمینه باشد. شرایط مرزی لبه‌های تیوروق به صورت دو سر گیردار معرفی شده است (شکل ۲). برای تخمین دقت شبکه‌بندی در مدل ارائه شده (تحت تأثیر برش خالص) و به منظور اطمینان از صحت نتایج، بر روی یک تیوروق نمونه شکل (۳) با مشخصات

از شبکه‌بندی 32×32 برای جان و 8×32 برای بال به عنوان شبکه‌بندی مناسب در تحلیل این نوع تیرورق‌ها استفاده شده است. این حالت، خطای در حدود ۴ درصد با نتایج آزمایش را نشان داد؛ که با توجه به خطای موجود در محاسبات مدل عددی و اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی، قابل قبول بوده و می‌توان به نتایج تحلیل برنامه اعتماد نمود.

۳- تعریف مسئله و روش تحلیل

با توجه به مطابقت قابل قبول نتایج تحلیل کمانشی در نرم‌افزار ANSYS با نتایج آزمایشگاهی، در ادامه مدل‌های اصلی با ایجاد سوراخ در جان تیرورق دلتا ایجاد شده است. در بررسی حالت‌های گوناگون، با در نظر گرفتن پارامترهای مؤثر بر مقاومت برشی کمانشی تیرورق دلتای سوراخدار، رفتارهای سازه‌ای آن‌ها بررسی شده است. در این پژوهش، با مطالعه پارامترهای مؤثر محدوده بهینه آن‌ها نیز محاسبه شد.

مندرج در جدول (۱)، پس از مدل‌سازی با شبکه‌بندی‌های مختلف، آنالیز کمانشی صورت گرفته و نتایج تحلیل در جدول (۲) ارائه شده است.



شکل ۲- مقطع تیرورق دلتا

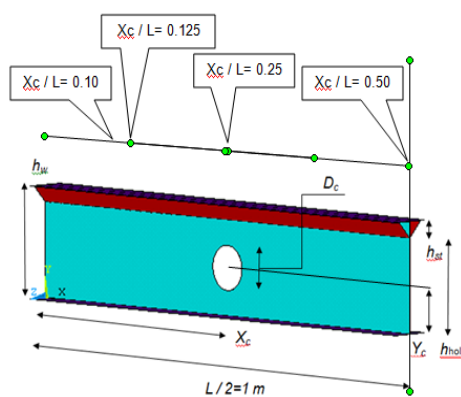
همان‌طور که در ردیف چهارم جدول (۲) مشخص است، همگرایی لازم بین تیپ III و IV شبکه‌بندی وجود دارد؛ بنابراین

جدول ۱- مشخصات تیرورق دلتا نمونه آزمایشی مورد نظر جهت صحت‌سنجی [۱]

طول (m)	جان (cm)	بال بالا (cm)		بال پایین (cm)		سخت‌کننده دلتا (cm)			مشخصات مکانیکی		برش کمانشی (MN)
		t_{tf}	b_{tf}	t_{bf}	b_{bf}	t_{st}	b_{st}	h_{st}	E (GPa)	ν	
۶/۲۰	۹۱/۴	۰/۶۳۵	۶۱	۰/۶۳۵	۴۱	۰/۶۳۵	۱۷/۸	۲۲/۹	۲۰۰	۰/۳	۱/۱۱۲

جدول ۲- تأثیر شبکه‌بندی بر مقاومت کمانشی برشی تیرورق دلتا

تیپ	I	II	III	IV
شبکه‌بندی بال	۴×۴	۴×۴	۸×۱۶	۸×۳۲
شبکه‌بندی جان	۴×۴	۸×۸	۱۶×۱۶	۳۲×۳۲
مقاومت برشی (MN)	۰/۹۷	۱/۰۲	۱/۰۶	۱/۱۳



شکل ۳- موقعیت مکانی پارامترهای تعریف شده

شکل (۳) موقعیت مکانی پارامترهای تعریف شده برای نصف طول تیر را در طول یک تیر متقارن که دارای دو بازو می‌باشد؛ نشان می‌دهد. برخی مشخصات مقاطع که در طول تحلیل ثابت باقی مانده و برای تمام مدل‌ها یکسان می‌باشد در جدول (۳) نشان داده شده است.

۴- نتایج تحلیل و بررسی

۴-۱- بهینه پارامتر ارتفاع (h_{st}/h_w)

نسبت فاصله اتصال سخت‌کننده‌ها در محل برخورد با جان تا بال فوقانی، به ارتفاع کل مقطع تیرورق (h_{st}/h_w) پارامتر

جدول (۴) ارائه شده است. برای سایر حالت‌ها با موقعیت‌های طولی دیگر نیز نتایج در جدول‌هایی مشابه جدول (۴) تنظیم گردیده است.

با توجه به داده‌های حاصل از تحلیل در جدول (۴) و سایر نتایج برای موقعیت‌های طولی دیگر، منحنی تغییرات پارامتر ارتفاع سوراخ بر حسب مقاومت برشی کمانشی در شکل (۴) ترسیم شده است. با بررسی شکل (۴) ملاحظه می‌گردد که بهینه پارامتر ارتفاع (h_{st}/h_w) ، برابر با ۰/۲۵ می‌باشد.

ارتفاع نامیده شده است. جهت بررسی پارامتر ارتفاع سوراخ، با در نظر گرفتن مقاطع مشابه بخش قبل و فقط با تغییر در مقدار پارامتر ارتفاع سوراخ در محدوده ۱۰ الی ۳۵ درصد طول تیر به جهت رعایت مسائل اجرایی، مقاومت کمانشی برشی در هر مورد با تحلیل و استفاده از نرم‌افزار به دست آمده است.

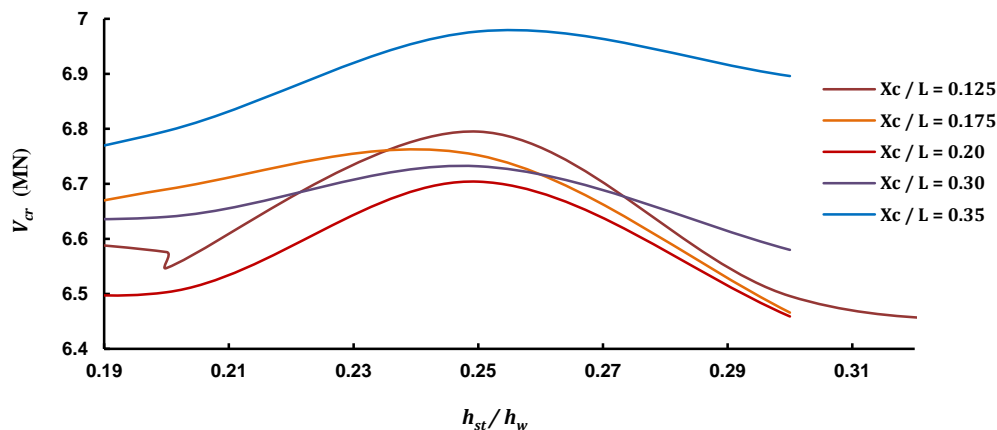
این تحلیل برای پنج مقطع با موقعیت طولی سوراخ برابر با ۱۲/۵، ۱۷/۵، ۲۰، ۳۰ و ۳۵ درصد از طول تیر انجام شده است. نتایج برای موقعیت طولی سوراخ برابر با ۲۰ درصد طول تیر در

جدول ۳- مشخصات ثابت برای تمام مقاطع تیورق‌های دلتای مدل‌سازی شده

مشخصات مکانیکی		مشخصات سخت کننده دلتا (cm)	مشخصات بال بالا و پایین (cm)	مشخصات جان (cm)	طول (cm)
ν	E (GPa)	b_{st}	b_{bf}	h_w	L
۰/۳	۲۰۰	۱۵	۴۰	۱۰۰	۲۰۰

جدول ۴- مشخصات تیورق‌های دلتای مدل‌سازی شده برای $X_c/L = 0.20$

نام مقطع	مشخصات جان	مشخصات بال بالا و پایین	مشخصات سخت کننده دلتا		مشخصات سوراخ و محل موقعیت طولی			ضخامت پارامتر	پارامتر ارتفاع	پارامتر ارتفاع موثر سوراخ	برش کمانشی
			t_{st} (cm)	h_{st} (cm)	D_c (cm)	Y_c (cm)	X_c (cm)				
بازشو دایره‌ای شکل	t_w (cm)	t_f (cm)	t_{st} (cm)	h_{st} (cm)	D_c (cm)	Y_c (cm)	X_c (cm)	t_{st}/t_w	h_{st}/h_w	D_c/h_{hol}	V_{cr} (MN)
DPGC135	۱	۱	۱	۱۵	۲۰	۴۲/۵	۴۰	۱	۰/۱۵	۰/۲۳۵	۶/۵۵۵
DPGC136	۱	۱	۱	۲۰	۲۰	۴۰	۴۰	۱	۰/۲۰	۰/۲۵	۶/۵۰۳
DPGC137	۱	۱	۱	۲۵	۲۰	۳۷/۵	۴۰	۱	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۶/۷۰۴
DPGC138	۱	۱	۱	۳۰	۲۰	۳۵	۴۰	۱	۰/۳۰	۰/۲۸۶	۶/۴۵۹



شکل ۴- مقاومت کمانشی برشی بر اساس پارامتر ارتفاع سوراخ

۲-۴- بهینه پارامتر ضخامت (t_{st}/t_w) نسبت ضخامت سخت کننده‌ها به ضخامت جان تیورق، تغییر ضخامت سخت کننده‌های تیورق به بررسی و تعیین بهینه در این رابطه با پارامتر ضخامت نامیده شده است.

در این رابطه با تغییر ضخامت سخت کننده‌های تیورق به بررسی و تعیین بهینه



پارامتر ضخامت پرداخته شده است. برای این منظور، دو مقطع با موقعیت طولی سوراخ برابر با ۰/۱۲۵ و ۰/۳۰ طول تیر تحلیل شده است.

۰/۱۲۵ طول تیر نیز، نتایج در جدولی مشابه جداول (۵) و (۶) تنظیم شده است. با توجه به داده‌های حاصل از تحلیل در جداول (۵) و (۶) و سایر نتایج برای موقعیت‌های طولی دیگر، منحنی تغییرات پارامتر ضخامت بر حسب مقاومت برشی کمانشی در شکل‌های (۵) و (۶) ترسیم شده است.

نتایج برای موقعیت طولی سوراخ برابر با ۰/۳۰ طول تیر در جداول (۵) و (۶) تنظیم گردیده است. برای موقعیت طولی

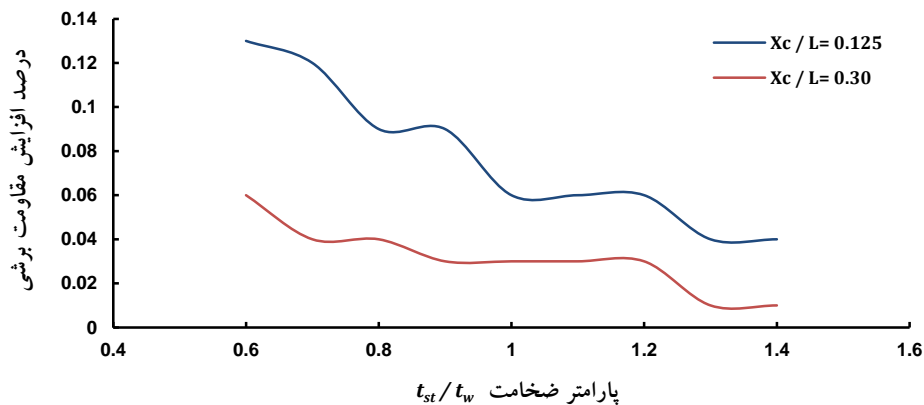
جدول ۵- مشخصات تیرورق‌های دلتای مدل‌سازی شده برای $X_c/L = 0.30$

نام مقطع	مشخصات جان	مشخصات بال بالا و پایین	مشخصات سخت‌کننده دلتا		مشخصات سوراخ و محل موقعیت طولی			پارامتر ضخامت t_{st}/t_w	پارامتر ارتفاع h_{st}/h_w	پارامتر ارتفاع موثر سوراخ D_c/h_{hol}	برش کمانشی V_{cr} (MN)
			t_{st} (cm)	h_{st} (cm)	X_c (cm)	Y_c (cm)	D_c (cm)				
DPGC147	۱	۱	۰/۵	۲۵	۶۰	۳۷/۵	۲۰	۰/۵	۰/۲۶۷	۰/۲۶۷	۶/۷۱۸
DPGC148	۱	۱	۰/۶	۲۵	۶۰	۳۷/۵	۲۰	۰/۶	۰/۲۶۷	۰/۲۶۷	۶/۷۲۲
DPGC149	۱	۱	۰/۷	۲۵	۶۰	۳۷/۵	۲۰	۰/۷	۰/۲۶۷	۰/۲۶۷	۶/۷۲۵
DPGC150	۱	۱	۰/۸	۲۵	۶۰	۳۷/۵	۲۰	۰/۸	۰/۲۶۷	۰/۲۶۷	۶/۷۲۸
DPGC151	۱	۱	۰/۹	۲۵	۶۰	۳۷/۵	۲۰	۰/۹	۰/۲۶۷	۰/۲۶۷	۶/۷۳۰
DPGC152	۱	۱	۱/۰	۲۵	۶۰	۳۷/۵	۲۰	۱/۰	۰/۲۶۷	۰/۲۶۷	۶/۷۳۲
DPGC153	۱	۱	۱/۱	۲۵	۶۰	۳۷/۵	۲۰	۱/۱	۰/۲۶۷	۰/۲۶۷	۶/۷۳۴
DPGC154	۱	۱	۱/۲	۲۵	۶۰	۳۷/۵	۲۰	۱/۲	۰/۲۶۷	۰/۲۶۷	۶/۷۳۶
DPGC155	۱	۱	۱/۳	۲۵	۶۰	۳۷/۵	۲۰	۱/۳	۰/۲۶۷	۰/۲۶۷	۶/۷۳۷
DPGC156	۱	۱	۱/۴	۲۵	۶۰	۳۷/۵	۲۰	۱/۴	۰/۲۶۷	۰/۲۶۷	۶/۷۳۸

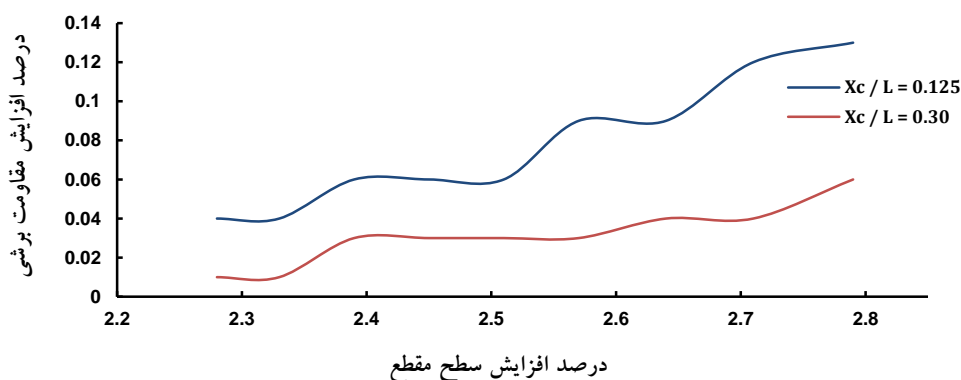
جدول ۶- درصد افزایش سطح مقطع و افزایش مقاومت با توجه به جدول (۵)

نام مقطع	مشخصات جان	مشخصات سخت‌کننده دلتا				پارامتر ضخامت t_{st}/t_w	سطح مقطع S (cm ²)	درصد افزایش سطح مقطع (%)	برش کمانشی V_{cr} (MN)	درصد افزایش برش کمانشی (%)
		t_{st} (cm)	L_{st} (cm)	b_{st} (cm)	h_{st} (cm)					
DPGC147	۱	۰/۵	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۲۰۹/۱۵	۰/۵	۶/۷۱۸	-	
DPGC148	۱	۰/۶	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۲۱۴/۹۸	۰/۶	۶/۷۲۲	۲/۷۹	
DPGC149	۱	۰/۷	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۲۲۰/۸۱	۰/۷	۶/۷۲۵	۲/۷۱	
DPGC150	۱	۰/۸	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۲۲۶/۶۴	۰/۸	۶/۷۲۸	۲/۶۴	
DPGC151	۱	۰/۹	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۲۳۲/۴۷	۰/۹	۶/۷۳۰	۲/۵۷	
DPGC152	۱	۱/۰	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۲۳۸/۳	۱/۰	۶/۷۳۲	۲/۵۱	
DPGC153	۱	۱/۱	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۲۴۴/۱۳	۱/۱	۶/۷۳۴	۲/۴۵	
DPGC154	۱	۱/۲	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۲۴۹/۹۶	۱/۲	۶/۷۳۶	۲/۳۹	
DPGC155	۱	۱/۳	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۲۵۵/۷۹	۱/۳	۶/۷۳۷	۲/۳۳	
DPGC156	۱	۱/۴	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۲۶۱/۶۲	۱/۴	۶/۷۳۸	۲/۲۸	





شکل ۵- درصد افزایش مقاومت کمانشی برشی بر اساس پارامتر ضخامت



شکل ۶- درصد افزایش مقاومت کمانشی برشی بر اساس درصد افزایش سطح مقطع

شکل‌های (۵) و (۶) به ترتیب درصد افزایش مقاومت برشی را نسبت به پارامتر ضخامت و درصد افزایش سطح مقطع یا به عبارت دیگر وزن تیروورق را نمایش می‌دهند. از این نمودارها جهت بررسی و درک بهتر نحوه تغییرات استفاده شده است. با بررسی شکل (۵) ملاحظه می‌گردد که برای هر دو حالت موقعیت طولی بازشو، پارامتر ضخامت در محدوده ۰/۹ الی ۱/۲ بیشترین کشیدگی در نمودار و یا به عبارت دیگر، بهینه همگرایی با نرخ یکنواخت درصد افزایش مقاومت برشی کمانشی را دارا می‌باشد. در شکل (۶) محدوده ۲/۴ الی ۲/۵۵ برای درصد افزایش سطح مقطع و متناظر با محدوده ۰/۹ الی ۱/۲ برای پارامتر ضخامت، مطابق با جدول (۶) نتیجه فوق را تایید می‌نماید.

۳-۴- بررسی اثر صلبیت نسبی بال (t_f/t_w) بر مقاومت برشی تیروورق

نسبت ضخامت بال‌ها به ضخامت جان تیروورق

شکل‌های (۵) و (۶) به ترتیب درصد افزایش مقاومت برشی را نسبت به پارامتر ضخامت و درصد افزایش سطح مقطع یا به عبارت دیگر وزن تیروورق را نمایش می‌دهند. از این نمودارها جهت بررسی و درک بهتر نحوه تغییرات استفاده شده است. با بررسی شکل (۵) ملاحظه می‌گردد که برای هر دو حالت موقعیت طولی بازشو، پارامتر ضخامت در محدوده ۰/۹ الی ۱/۲ بیشترین کشیدگی در نمودار و یا به عبارت دیگر، بهینه همگرایی با نرخ یکنواخت درصد افزایش مقاومت برشی کمانشی را دارا می‌باشد. در شکل (۶) محدوده ۲/۴ الی ۲/۵۵ برای درصد افزایش سطح مقطع و متناظر با محدوده ۰/۹ الی ۱/۲ برای پارامتر ضخامت، مطابق با جدول (۶) نتیجه فوق را تایید می‌نماید.

۳-۴- بررسی اثر صلبیت نسبی بال (t_f/t_w) بر مقاومت برشی تیروورق

نسبت ضخامت بال‌ها به ضخامت جان تیروورق

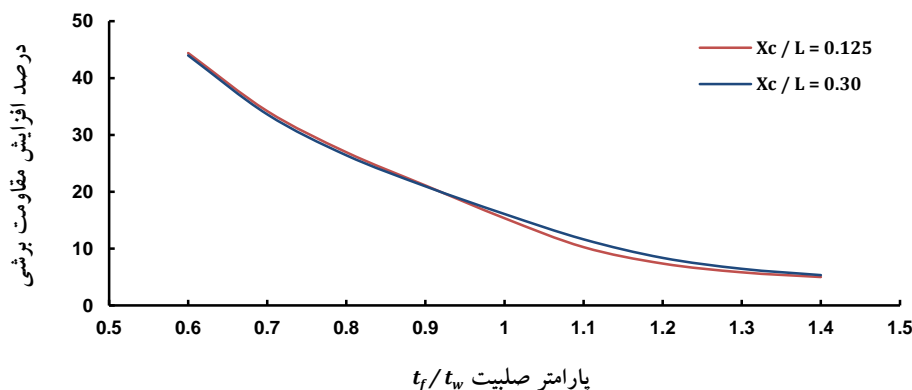
جدول ۷- مشخصات تیرورق‌های دلتای مدل‌سازی شده برای $X_c/L = 0.30$

نام مقطع	مشخصات جان	مشخصات بال بالا و پایین	مشخصات دلتا		مشخصات سوراخ و محل موقعیت طولی			پارامتر ضخامت	پارامتر ارتفاع	پارامتر ارتفاع موثر سوراخ	برش کمانشی
			t_{st} (cm)	h_{st} (cm)	D_c (cm)	Y_c (cm)	X_c (cm)				
بازشو دایره‌ای شکل	t_w (cm)	t_f (cm)	t_{st} (cm)	h_{st} (cm)	D_c (cm)	Y_c (cm)	X_c (cm)	t_{st}/t_w	h_{st}/h_w	D_c/h_{hol}	V_{cr} (MN)
DPGC167	۱	۰/۵	۱	۲۵	۲۰	۳۷/۵	۶۰	۰/۵	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۱/۹۷۱
DPGC168	۱	۰/۶	۱	۲۵	۲۰	۳۷/۵	۶۰	۰/۶	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۲/۸۳۸
DPGC169	۱	۰/۷	۱	۲۵	۲۰	۳۷/۵	۶۰	۰/۷	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۳/۷۹۲
DPGC170	۱	۰/۸	۱	۲۵	۲۰	۳۷/۵	۶۰	۰/۸	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۴/۷۹۴
DPGC171	۱	۰/۹	۱	۲۵	۲۰	۳۷/۵	۶۰	۰/۹	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۵/۷۹۹
DPGC172	۱	۱/۰	۱	۲۵	۲۰	۳۷/۵	۶۰	۱/۰	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۶/۷۳۲
DPGC173	۱	۱/۱	۱	۲۵	۲۰	۳۷/۵	۶۰	۱/۱	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۷/۵۱۵
DPGC174	۱	۱/۲	۱	۲۵	۲۰	۳۷/۵	۶۰	۱/۲	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۸/۱۴۴
DPGC175	۱	۱/۳	۱	۲۵	۲۰	۳۷/۵	۶۰	۱/۳	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۸/۶۶۹
DPGC176	۱	۱/۴	۱	۲۵	۲۰	۳۷/۵	۶۰	۱/۴	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۹/۱۳۲

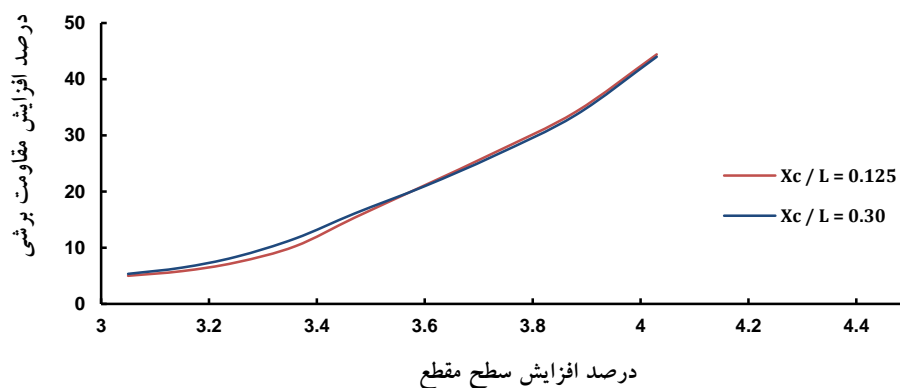
جدول ۸- درصد افزایش سطح مقطع و افزایش مقاومت با توجه به جدول (۷)

نام مقطع	مشخصات جان	مشخصات بال بالا و پایین	مشخصات سخت‌کننده دلتا			پارامتر ضخامت	سطح مقطع	درصد افزایش سطح مقطع	برش کمانشی	درصد افزایش برش کمانشی
			t_{st} (cm)	b_{st} (cm)	h_{st} (cm)					
بازشو دایره‌ای شکل	t_w (cm)	t_{st} (cm)	t_{st} (cm)	b_{st} (cm)	h_{st} (cm)	t_{st}/t_w	S (cm ²)	(%)	V_{cr} (MN)	(%)
DPGC167	۱	۰/۵	۱	۱۵	۲۵	۰/۵	۱۹۸/۳	-	۱/۹۷۱	-
DPGC168	۱	۰/۶	۱	۱۵	۲۵	۰/۶	۲۰۶/۳	۴/۰۳	۲/۸۳۸	۴۳/۹۹
DPGC169	۱	۰/۷	۱	۱۵	۲۵	۰/۷	۲۱۴/۳	۳/۸۸	۳/۷۹۲	۳۲/۶۶
DPGC170	۱	۰/۸	۱	۱۵	۲۵	۰/۸	۲۲۲/۳	۳/۷۳	۴/۷۹۴	۲۶/۴۲
DPGC171	۱	۰/۹	۱	۱۵	۲۵	۰/۹	۲۳۰/۳	۳/۶۰	۵/۷۹۹	۲۰/۹۶
DPGC172	۱	۱/۰	۱	۱۵	۲۵	۱/۰	۲۳۸/۳	۳/۴۷	۶/۷۳۲	۱۶/۰۹
DPGC173	۱	۱/۱	۱	۱۵	۲۵	۱/۱	۲۴۶/۳	۳/۳۶	۷/۵۱۵	۱۱/۶۳
DPGC174	۱	۱/۲	۱	۱۵	۲۵	۱/۲	۲۵۴/۳	۳/۲۵	۸/۱۴۴	۸/۳۷
DPGC175	۱	۱/۳	۱	۱۵	۲۵	۱/۳	۲۶۲/۳	۳/۱۵	۸/۶۶۹	۶/۴۵
DPGC176	۱	۱/۴	۱	۱۵	۲۵	۱/۴	۲۷۰/۳	۳/۰۵	۹/۱۳۲	۵/۳۴





شکل ۷- درصد افزایش مقاومت کمانشی برشی بر اساس پارامتر صلبیت



شکل ۸- درصد افزایش مقاومت کمانشی برشی بر اساس درصد افزایش سطح مقطع

جان تیوروق به بررسی این موضوع پرداخته‌ایم. این مورد برای دو مقطع با موقعیت طولی سوراخ برابر با ۰/۱۲۵ و ۰/۳۰ طول تیر انجام شده است. برای موقعیت طولی دیگر نیز نتایج در جدولی مشابه جداول (۹) و (۱۰) ارائه شده است.

نتایج برای موقعیت طولی سوراخ برابر با ۰/۳۰ طول تیر در جدول‌های (۹) و (۱۰) تنظیم گردیده است. برای موقعیت طولی دیگر نیز نتایج در جدولی مشابه جدول‌های (۹) و (۱۰) تنظیم می‌گردد. با توجه به داده‌های حاصل از تحلیل در جدول‌های (۹) و (۱۰) و سایر نتایج برای موقعیت‌های طولی دیگر، منحنی تغییرات پارامتر لاغری بر حسب مقاومت برشی کمانشی در شکل‌های (۹)، (۱۰) و (۱۱) ترسیم شده است. شکل‌های (۹)، (۱۰) و (۱۱) درصد افزایش مقاومت برشی، پارامتر لاغری و درصد افزایش سطح مقطع یا به عبارت دیگر وزن تیوروق را نسبت به یکدیگر نمایش می‌دهند.

با بررسی شکل (۹) ملاحظه می‌گردد که برای هر دو حالت موقعیت طولی بازشو، پارامتر لاغری در محدوده ۲۰۰ الی ۲۱۰ دارای یک نقطه عطف ماکزیمم در نمودار می‌باشد.

شکل‌های (۷) و (۸) به ترتیب درصد افزایش مقاومت برشی را نسبت به پارامتر صلبیت و درصد افزایش سطح مقطع یا به عبارت دیگر وزن تیوروق را نمایش می‌دهند. از این نمودارها جهت بررسی و درک بهتر نحوه تغییرات استفاده شده است. با بررسی شکل (۷) ملاحظه می‌گردد که برای هر دو حالت موقعیت طولی بازشو، پارامتر صلبیت در محدوده ۰/۹۰ الی ۱/۰ بیشترین انحنا در نمودار را دارا می‌باشد.

در شکل (۸) محدوده ۳/۴ الی ۳/۶ برای درصد افزایش سطح مقطع و متناظر با محدوده ۰/۹۰ الی ۱/۰ برای پارامتر صلبیت، مطابق با جدول (۸) نتیجه فوق را تایید می‌نماید. بنابراین با توجه به مطالب فوق می‌توان گفت، بهینه پارامتر صلبیت (t_f/t_w)، در محدوده ۰/۹۰ الی ۱/۰ تخمین زده می‌شود.

۴-۴- بررسی اثر لاغری جان بر مقاومت برشی (پارامتر لاغری) (h_w/t_w)

نسبت ارتفاع کل مقطع به ضخامت جان تیوروق (h_w/t_w)، پارامتر لاغری نامیده شده است. در این رابطه با تغییر ضخامت

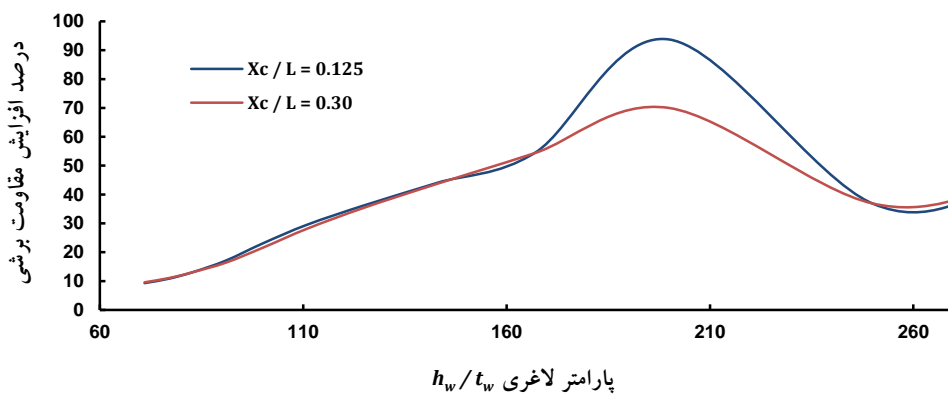
جدول ۹- مشخصات تیرورق‌های دلتای مدل‌سازی شده برای $X_c/L = 0.30$

نام مقطع	مشخصات جان		سخت‌کننده دلتا		مشخصات سوراخ و محل موقعیت طولی			پارامتر لاغری	پارامتر ارتفاع	پارامتر ارتفاع موثر سوراخ	برش کمانشی
	t_w (cm)	h_w (cm)	t_{st} (cm)	h_{st} (cm)	D_c (cm)	Y_c (cm)	X_c (cm)				
بازشو دایره‌ای شکل											
DPGC301	۰/۲۰	۱۰۰	۱	۶۰	۲۰	۳۷/۵	۲۵	۵۰۰	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۰/۱۷۱
DPGC302	۰/۲۵	۱۰۰	۱	۶۰	۲۰	۳۷/۵	۲۵	۴۰۰	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۰/۲۸۴
DPGC303	۰/۳۰	۱۰۰	۱	۶۰	۲۰	۳۷/۵	۲۵	۳۳۳	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۰/۴۳۲
DPGC304	۰/۳۵	۱۰۰	۱	۶۰	۲۰	۳۷/۵	۲۵	۲۸۶	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۰/۶۱۸
DPGC305	۰/۴۰	۱۰۰	۱	۶۰	۲۰	۳۷/۵	۲۵	۲۵۰	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۰/۸۴۶
DPGC190	۰/۵۰	۱۰۰	۱	۶۰	۲۰	۳۷/۵	۲۵	۲۰۰	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۱/۴۳۸
DPGC191	۰/۶۰	۱۰۰	۱	۶۰	۲۰	۳۷/۵	۲۵	۱۶۷	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۲/۲۲۰
DPGC192	۰/۷۰	۱۰۰	۱	۶۰	۲۰	۳۷/۵	۲۵	۱۴۳	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۳/۱۹۱
DPGC193	۰/۸۰	۱۰۰	۱	۶۰	۲۰	۳۷/۵	۲۵	۱۲۵	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۴/۳۲۲
DPGC194	۰/۹۰	۱۰۰	۱	۶۰	۲۰	۳۷/۵	۲۵	۱۱۱	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۵/۵۴۰
DPGC195	۱/۰	۱۰۰	۱	۶۰	۲۰	۳۷/۵	۲۵	۱۰۰	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۶/۷۳۲
DPGC196	۱/۱	۱۰۰	۱	۶۰	۲۰	۳۷/۵	۲۵	۹۱	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۷/۸۳۶
DPGC197	۱/۲	۱۰۰	۱	۶۰	۲۰	۳۷/۵	۲۵	۸۳	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۸/۸۶۶
DPGC198	۱/۳	۱۰۰	۱	۶۰	۲۰	۳۷/۵	۲۵	۷۷	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۹/۸۴۷
DPGC199	۱/۴	۱۰۰	۱	۶۰	۲۰	۳۷/۵	۲۵	۷۱	۰/۲۵	۰/۲۶۷	۱۰/۷۹

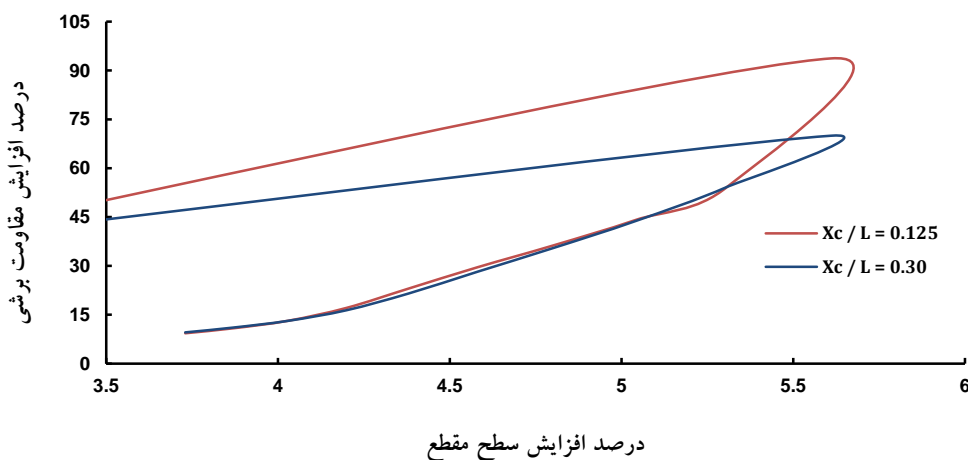
جدول ۱۰- درصد افزایش سطح مقطع و افزایش مقاومت با توجه به جدول (۵)

نام مقطع	مشخصات جان	مشخصات سخت‌کننده دلتا				پارامتر لاغری	سطح مقطع	درصد افزایش سطح مقطع	برش کمانشی	درصد افزایش برش کمانشی
		t_{st} (cm)	L_{st} (cm)	b_{st} (cm)	h_{st} (cm)					
بازشو دایره‌ای شکل										
DPGC301	۰/۲۰	۱	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۱۵۸	-	۰/۱۷۱	-	
DPGC302	۰/۲۵	۱	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۱۶۳	۳/۱۶	۰/۲۸۴	۶۶/۰۸	
DPGC303	۰/۳۰	۱	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۱۶۸	۳/۰۶	۰/۴۳۲	۵۲/۱۱	
DPGC304	۰/۳۵	۱	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۱۷۳	۲/۹۷	۰/۶۱۸	۴۳/۰۶	
DPGC305	۰/۴۰	۱	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۱۷۸	۲/۸۹	۰/۸۴۶	۳۶/۸۹	
DPGC190	۰/۵۰	۱	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۱۸۸	۵/۶۱	۱/۴۳۸	۶۹/۹۸	
DPGC191	۰/۶۰	۱	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۱۹۸	۵/۳۱	۲/۲۲۰	۵۴/۳۸	
DPGC192	۰/۷۰	۱	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۲۰۸	۵/۰۴	۳/۱۹۱	۴۳/۷۴	
DPGC193	۰/۸۰	۱	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۲۱۸	۴/۸۰	۴/۳۲۲	۳۵/۴۴	
DPGC194	۰/۹۰	۱	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۲۲۸	۴/۵۸	۵/۵۴۰	۲۸/۱۸	
DPGC195	۱/۰	۱	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۲۳۸	۴/۳۸	۶/۷۳۲	۲۱/۵۲	
DPGC196	۱/۱	۱	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۲۴۸	۴/۲۰	۷/۸۳۶	۱۶/۴۰	
DPGC197	۱/۲	۱	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۲۵۸	۴/۰۳	۸/۸۶۶	۱۳/۱۴	
DPGC198	۱/۳	۱	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۲۶۸	۳/۸۷	۹/۸۴۷	۱۱/۰۶	
DPGC199	۱/۴	۱	۲۹/۱۵	۱۵	۲۵	۲۷۸	۳/۷۳	۱۰/۷۹	۹/۵۸	

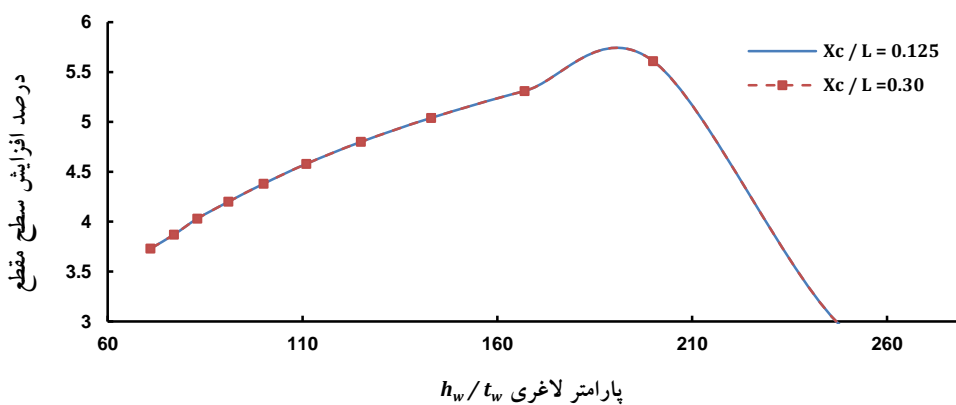




شکل ۹- درصد افزایش مقاومت کمانشی برشی بر اساس پارامتر لاغری



شکل ۱۰- درصد افزایش مقاومت کمانشی برشی بر اساس درصد افزایش سطح مقطع



شکل ۱۲- درصد افزایش سطح مقطع بر اساس پارامتر لاغری

لاغری، در هر دو حالت موقعیت طولی بازشو دارای یک نقطه عطف ماکزیمم در نمودار می‌باشد. بنابراین با توجه به مطالب فوق می‌توان گفت، بهینه پارامتر لاغری (h_w/t_w)، در محدوده ۲۰۰ الی ۲۱۰ تخمین زده می‌شود.

در شکل (۱۰) محدوده ۵/۵ الی ۵/۷ برای درصد افزایش سطح مقطع و متناظر با محدوده ۲۰۰ الی ۲۱۰ برای پارامتر لاغری، مطابق با جدول ۱۰ نتیجه فوق را تایید می‌نماید. همچنین در شکل (۱۱) محدوده ۲۰۰ الی ۲۱۰ برای پارامتر

با سخت‌کننده دلنا^۱، سومین کنگره ملی مهندسی عمران، تبریز، دانشگاه تبریز.

[۴] عربزاده، ا. و کاهه، م. (۱۳۸۴)، "رفتار کمانشی یک پانل از تیرورق سخت شده با سخت‌کننده دلنا تحت اثر بار خمشی"، دومین کنگره ملی مهندسی عمران، تهران، دانشگاه علم و صنعت.

[۵] عربزاده، ا. و ورمزیاری، م. (۱۳۸۷)، "کنترل کمانش پیچشی جانبی تیرورق‌های فولادی به وسیله سخت‌کننده دلنا"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، تهران، دانشگاه تهران.

[۶] عربزاده، ا. و ورمزیاری، م. (۱۳۸۷)، "رفتار تیرورق‌های با سخت‌کننده دلنا تحت بارهای متمرکز با خروج از مرکزیت"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، تهران، دانشگاه تهران.

[7] Hoglund, T. (1971), "Strength of thin plate girders with circular or rectangular web holes without web stiffeners", In International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland.

[8] Shahabian, F. and Ghouhestani, S. (2009), "To investigate the effect of Circular Web Opening on the Shear Capacity of Plate Girder", Journal of Structure & Steel, Vol.5, pp. 64-72.

[9] Shon, S., Yoo, M. and Lee, S. (2012), "A Study on Optimum design of Corrugated web girder using Eurocode. Journal of Korean Association for Spatial Structures", Vol. 12, pp. 47-56.

[10] EN 1993-1-5, Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5 Plated structural elements.

[11] Faluyi, F. and Arum, C. (2012), "Design optimization of plate girder using generalized reduced gradient and constrained artificial bee colony algorithms", International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering, Vol. 2, pp. 304-312.

[12] Nabeel, A. and Fadhil, A. (2016), "Optimum design of plate girder", Journal of Mechanical and Civil Engineering, Vol. 13, pp. 24-34.

[13] British Standard, (2000), Structural use of steelwork in building, BS 5950, Part 1: Code of practice for design Rolled and Welded sections.

[14] Sudeok, S. Sangwook, J. and Seungjae, L. (2017), "Minimum weight design of sinusoidal corrugated web beam using real-coded genetic algorithms", Mathematical Problems in Engineering, pp. 1-13.

[15] DAST-richtlinie 015, (1990), In Trager Mit Schlancken Stegen, StahlbauVerlag Koln, Germany.

[16] DIN 18800 Steel structures Part 1-3, (1990), German institute for standardization, Berlin.

[۱۷] کرک‌زن، س. و آتشبار، س. (۱۳۹۷)، "تحلیل رفتار برشی تیرورق فولادی با جان موج‌دار محلی تحت بارگذاری استاتیکی افزایشی"، مجله علمی پژوهشی مکانیک سازه‌ها و شاره‌ها، دوره ۸، شماره ۳، ص. ۷۷-۹۰.

[18] Young, B.K. and Seung, W.R. (2016), "The shear strength of end web panels of plate girders with tension field action", Thin-Walled Structures, Vol. 98, pp. 578-591.

[19] Hingekar, D.R. and Vyavahare, A.Y. (2022), "Steel plate girders behaviour under shear loading", Materials Today: Proceedings. Doi.org/10.1016/j.matpr.2022.04.173

[20] ANSYS User's Manual Version 12.0.

نتایج آنالیز نشان می‌دهد که با افزایش صلبیت بال مقاومت برشی تیرورق افزایش می‌یابد؛ این مسئله ناشی از افزایش قابل ملاحظه سختی بال در مقایسه با سختی جان و ایجاد عملکرد قاب‌گونه قوی در تیرورق‌های دارای سوراخ بزرگ می‌باشد.

۵- نتیجه‌گیری

مطابق با بررسی‌های انجام شده، جمع‌بندی کلی نتایج حاصل از بررسی مقاومت برشی کمانشی تیرورق‌های دلنا دارای سوراخ در جان را، برای حالت‌ها و پارامترهای در نظر گرفته شده به طور خلاصه به صورت زیر می‌توان بیان نمود.

۱- بهینه پارامتر ارتفاع (نسبت فاصله اتصال سخت‌کننده‌ها در محل برخورد با جان تا بال فوقانی به ارتفاع کل مقطع) (h_{st}/h_w) برابر با ۰/۲۵ می‌باشد.

۲- بهینه پارامتر ضخامت (نسبت ضخامت سخت‌کننده‌ها به ضخامت جان) (t_{st}/t_w) از لحاظ برش در محدوده ۰/۹ الی ۱/۲۰ قرار می‌گیرد.

۳- بهینه پارامتر صلبیت (نسبت ضخامت بال‌ها به ضخامت جان تیرورق) (t_f/t_w) از لحاظ درصد تغییرات مقاومت برشی با توجه به درصد تغییرات سطح مقطع و یا به عبارت دیگر وزن تیرورق در محدوده ۰/۹ الی ۱/۰ تخمین زده می‌شود. نتایج آنالیز نشان می‌دهد که با افزایش صلبیت بال، مقاومت برشی تیرورق افزایش می‌یابد. این مسئله ناشی از افزایش قابل‌ملاحظه سختی بال در مقایسه با سختی جان و ایجاد عملکرد قاب‌گونه قوی در تیرورق‌های دارای سوراخ بزرگ می‌باشد.

۴- با افزایش پارامتر لاغری (نسبت ارتفاع کل مقطع به ضخامت جان تیرورق) (h_w/t_w) ، مقاومت برشی کاهش می‌یابد. بهینه پارامتر لاغری از لحاظ درصد تغییرات مقاومت برشی با توجه به درصد تغییرات سطح مقطع و یا به عبارت دیگر وزن تیرورق، در محدوده ۲۰۰ الی ۲۱۰ تخمین زده می‌شود.

۶- مراجع

[1] Hadley, H.M. (1961), "Exploratory test on a steel delta girder", Civil Engineering Magazine, pp.50-52.

[2] Homer, M. and Hadley, S. (1964), "The bridge delta girder-single-webbed and double-webbed", AISC National Engineering Conference, Omaha.

[۳] عربزاده، ا. و ورمزیاری، م. (۱۳۸۶)، "ارزیابی مقاومت پیچشی تیرورق‌های

پی‌نوشت

¹ Sequential quadratic programming

² Multilevel optimization methods



بهبود عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای همگرا با استفاده از پروفیل اصلاح شده

عبدالله چراغی

استادیار، مهندسی عمران، واحد تهران شرق، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران

تهران، صندوق پستی ۱۳۶-۱۸۷۳۵، amircheraghi62@gmail.com*

چکیده

در این مقاله با بررسی رفتار مهاربندهای همگرا، راهکاری جهت بهبود عملکرد آنها ارائه گردیده است. استفاده از مقطع دوپل ناودانی از پرکاربردترین پروفیلها در عضو اصلی مهاربند محسوب شده که به دلیل عدم تقارن محسوس ممان اینرسی و بالطبع نسبت لاغری و شعاع ژیراسیون نسبت به دو محور اصلی، عملاً وقوع کماتش زود هنگام نسبت به محور ضعیفتر موجب رفتار غیر شکل پذیر و از دست رفتن قسمتی از ظرفیت مقطع می‌گردد. همچنین در مرحله طراحی نیز ظرفیت باربری فشاری مجاز مقطع، تابع محور ضعیفتر بوده که موجب غیر اقتصادی شدن آن می‌شود. لذا با توجه به بررسیهای انجام شده بر روی پروفیلهای ناودانی، مقاطع دوپل در سایزهای مختلف به ۲ گروه ضعیفتر نسبت به محور X و نسبت به محور Y تقسیم بندی شده و ضعف آنها با افزودن ورق یا پروفیلهای فولادی به منظور یکسان سازی ممان اینرسی نسبت به هر دو محور جبران گردیده است. سپس تأثیر پروفیل اصلاح شده با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی توسط نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج حاکی از بهبود محسوس عملکرد لرزه‌ای مهاربند داشته به طوری که ظرفیت جذب نیروی فشاری به ترتیب به میزان ۲۵-۱۱ درصد در نمونه‌های مختلف ارتقا یافته است. با توجه به سهولت اجرا و افزایش هزینه نسبتاً پایین به نظر می‌رسد استفاده از روش مذکور می‌تواند جهت بهبود عملکرد مهاربندهای همگرا در دستور کار قرار گیرد.

واژگان کلیدی

مهاربند هم محور، تقارن ممان اینرسی مقطع، تحلیل استاتیکی غیرخطی، جذب انرژی

Improving the seismic performance of concentric brace frame using modified profiles

A. Cheraghi

Abstract

In this paper by surveying the behavior of concentric braced frame, a method to improve their seismic performance is presented. The channel section, is one of the most widely used profiles in the brace that It's asymmetric moment of inertia, radius of gyration and slenderness ratio around two main axis, causes buckling around weak axis and non-ductile performance. Also, the criterion of allowable compressive bearing capacity around weaker axis causes uneconomical design process. So, in the first step the double channel sections were divided into 2 groups called weak around X axis and Y axis. Then, their weakness has been compensated by adding steel plate or T shape profile. Finally, the effect of the modified profile was evaluated using nonlinear static analysis by ABAQUS finite element software. Results show a significant improvement in the seismic performance of the brace so that the compressive force absorption capacity is increased by 15-24% in different samples. Due to the ease of implementation and relatively low cost increase, it seems that the use of this method can be used to improve the performance of concentric braces.

Keywords

Concentric brace frame, Symmetric moment of inertia, Nonlinear static analysis, Energy absorption

مهارندهای هم محور از جمله متداولترین سیستمهای جانبی در کشور ما محسوب شده که به دلیل سختی بسیار بالا و کنترل تغییر مکانها و در عین حال سهولت اجرا به طور گسترده در سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. از طرف دیگر ضعف عمده این نوع مهاربند در عدم رفتار شکل‌پذیر آنها طی بارگذاری لرزه‌ای به واسطه کماتش زود هنگام عضو فشاری و زوال شدید سختی آنهاست که در تمامی انواع آنها از جمله قطری، ضربدری و شورون به عنوان نقطه ضعف اصلی شناخته می‌شود. لذا همواره تحقیقات فراوانی بر روی رفتار لرزه‌ای و ارائه راهکارهایی جهت بهبود عملکرد این گونه مهاربندها انجام گرفته است.

Trutalli و همکارانش [۱] با انجام تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی روی مهاربندهای ضربدری به بررسی پارامترهای مهم نظیر لاغری در تعیین رفتار چرخه‌ای آنها پرداخته و سختی جانبی پس از کماتش و ظرفیت اتلاف انرژی را مورد ارزیابی قرار دادند. همچنین تحقیقات زیادی بر روی ارائه مدل‌هایی جهت پیش‌بینی اثرات خستگی در چرخه‌های بارگذاری کم روی مهاربندهای همگرا انجام گردیده که از آن جمله می‌توان به تحقیقات Davaran و Easazadeh Far [۲] اشاره کرد که تطابق خوبی با تحقیقات آزمایشگاهی داشته و تخمین نسبتاً دقیق محل و مکانیزم شکست از مزایای آن است.

اتصالات تیر به ستون یکی از موارد تأثیرگذار بر رفتار لرزه‌ای مهاربندهای همگراست که در طراحی و اجرا باید مورد توجه قرار گیرد. Silva و همکارانش [۳] نحوه مدل‌سازی اتصال مهاربند به قاب و اثر آن روی رفتار سازه را جهت تخمین رفتار لرزه‌ای دقیق بررسی نمودند. در تحقیق دیگر Mohsenzadeh و Wiebe [۴] تأثیر گیرداری اتصال تیر به ستون روی رفتار مهاربندهای همگرای ویژه را مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج تحقیق حاکی از تأثیر مثبت گیرداری اتصال به عنوان یک ظرفیت اضافه در سازه جهت کاهش احتمال تخریب کلی آن است. لازم به ذکر است که اندرکنش میانقاب بنایی و مهاربندها نیز از عوامل بسیار تأثیرگذار بر روی عملکرد لرزه‌ای مهاربندهاست. تحقیقات Ahmady و همکارانش [۵] حاکی از آنست که گرچه لحاظ اندرکنش میانقاب و مهاربند سبب افزایش زیاد سختی جانبی و ظرفیت باربری می‌گردد، لیکن افزایش تقاضای شکل‌پذیری و احتمال وقوع ترک در اتصالات از نتایج منفی آن می‌باشد.

استفاده از فیوزهای شکل‌پذیر به عنوان یک راهکار موثر جهت بهبود عملکرد مهاربندهای همگرا نیز توسط محققین مختلف مورد بررسی قرار گرفته و پیشنهادات زیادی نیز ارائه شده است. به عنوان مثال Bastami و Ahmadi Jazani [۶] استفاده از ورق نازک فولادی در صفحه اتصال میانی مهاربندهای ضربدری جهت افزایش ظرفیت جذب انرژی و جلوگیری از آسیب در سایر قسمت‌های مهاربند را مورد بررسی قرار دادند. نتایج تست‌های آزمایشگاهی حاکی از عملکرد مناسب و جلوگیری از کاهش سختی مهاربند طی چرخه‌های بارگذاری است. همچنین Tirca و همکارانش [۷] تحقیقات زیادی بر روی اصلاح رفتار مهاربند همگرا با استفاده از اتصالات مفصلی خاصی انجام دادند. نتایج حاکی از بهبود عملکرد لرزه‌ای مهاربند با تکیه بر تمرکز مفاصل پلاستیک در اتصالات و الاستیک ماندن رفتار عضو اصلی مهاربند داشت. Cheraghi و Zahrai ایده استفاده از صفحات اتصال سوراخ‌دار در این مهاربندها را ارائه نمودند. نتایج تحقیقات عددی موید بهبود عملکرد مهاربند و افزایش میرایی معادل سازه است [۸]. همچنین آنها ایده استفاده از نبشی فولادی در ترکیب با مهاربند شکافدار را پیشنهاد دادند [۹].

علاوه بر این ایده‌هایی مبتنی بر ترکیب کنترل‌های غیرفعال از جمله میراگر ویسکوز و مهاربندهای همگرا جهت بهبود عملکرد آنها ارائه گردیده که نتایج حاکی از بهبود محسوس عملکرد مهاربندها و شکل‌پذیری بیشتر رفتار آنهاست [۱۰]. تحقیقاتی از این دست جهت ارزیابی دقیق‌تر پارامترهای لرزه‌ای و تلاش جهت بهبود عملکرد مهاربندهای همگرا همواره در حال توسعه بوده و در این مقاله نیز مورد توجه قرار گرفته است.

۲- معرفی موضوع تحقیق

کمانش مهاربندهای همگرا تحت نیروهای فشاری یکی از مدهای خرابی اصلی این نوع سیستم باربر جانبی محسوب شده که موجب افت عملکرد لرزه‌ای و کاهش شکل‌پذیری آن می‌شود. فارغ از تأثیر سخت‌کنندگی دیوارهای بنایی و با توجه به عدم تقارن مشخصات هندسی حول ۲ محور اصلی مقاطع دویل نبشی یا ناودانی، کمانش داخل یا خارج از صفحه حول محور ضعیف‌تر قابل مشاهده خواهد بود. به عنوان مثال با بررسی مقاطع دویل ناودانی مورد استفاده در مهاربندها در سازه‌های مختلف، عدم تقارن ممان اینرسی نسبت به دو محور اصلی (و بالطبع شعاع ژیراسیون و نسبت لاغری) به عنوان یک اصل کلی تقریباً در تمام آنها مشهود است. همانطور که در جدول (۱) مشاهده می‌گردد تا مقطع دویل سایز ۱۲ ممان



خواهیم داشت:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (1)$$

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \text{ or } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{اگر} \rightarrow \quad (2)$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\frac{F_y}{F_e} > 2.25 \text{ or } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{اگر} \rightarrow \quad (3)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (4)$$

جدول ۲- ظرفیت فشاری طراحی ۲ مقطع مورد نظر

مقطع	ظرفیت فشاری F_x (ton)	ظرفیت فشاری F_y (ton)	F_x/F_y
2UNP10	۱۵	۱۷/۴۶	۰/۸۶
2UNP20	۹۶/۴	۸۱/۲	۱/۱۹

همانطور که مشاهده می‌شود ظرفیت فشاری مقطع نسبت به دو محور اصلی دارای اختلاف نسبتاً زیادی بوده که با توجه به ملاک عمل قرار گرفتن محور ضعیف‌تر، موجب غیراقتصادی شدن طراحی می‌گردد.

۴- روش تحقیق

در این تحقیق ۴ نمونه مهاربند با پروفیل دابل ناودانی نمره ۸ و ۱۰ به عنوان نماینده مقاطع با ممان اینرسی غالب نسبت به محور Y و پروفیل‌های دابل ناودانی نمره ۱۶ و ۲۰ به عنوان مقاطع با ممان اینرسی غالب نسبت به محور X مورد بررسی قرار گرفت. جهت یکسان‌سازی ممان اینرسی نسبت به هر دو محور اصلی، امکان استفاده از انواع تسمه و پروفیل‌های فولادی میسر است. لذا در نمونه ۱ از تسمه فولادی روی بال پروفیل استفاده شد و در سایر نمونه‌ها به دلیل استفاده از حداقل فولاد مورد نیاز و در عین حال امکان مونتاژ و جوشکاری آسان‌تر، نیم‌رخ سپری به شرح جدول (۳) مورد استفاده قرار گرفت. در مقاطع دارای I_y غالب، سپری فولادی روی بال مقطع جهت افزایش بیشتر I_x و در مقاطع دارای I_x غالب از پروفیل تقویتی بر روی جان مقطع جهت افزایش بیشتر I_y استفاده گردید (شکل (۱)). سپس با

اینرسی مقطع حول محور Y غالب بوده و لذا کمناش داخل صفحه مهاربند محتمل‌تر می‌باشد. اما در مورد سازه‌های بالاتر عملاً به دلیل افزایش ممان اینرسی مقطع نسبت به محور X ، احتمال کمناش خارج از صفحه بیشتر است. عدم تقارن حدود ۴۷-۱۶ درصدی در ممان غالب مقطع مخصوصاً در سازه‌های بالا و بلا استفاده ماندن بخش عمده‌ای از ظرفیت آن، لزوم توجه به اتخاذ راهکارهایی جهت تقارن ممان اینرسی مقطع را ضروری می‌نماید، زیرا عملاً وقوع کمناش زود هنگام نسبت به محور ضعیف‌تر موجب رفتار غیرشکل‌پذیر و از دست رفتن قسمتی از ظرفیت مقطع می‌گردد. علاوه بر این لحاظ ظرفیت باربری فشاری مقطع متأثر از مشخصات هندسی محور ضعیف‌تر موجب غیراقتصادی شدن طراحی می‌گردد.

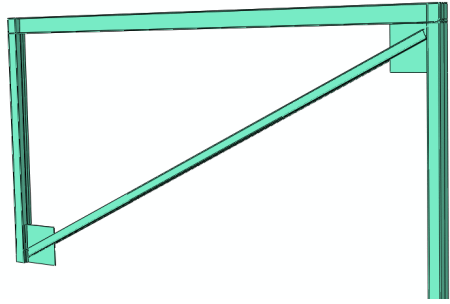
جدول ۱- مقایسه ممان اینرسی مقاطع دابل ناودانی

مقطع	ممان اینرسی مقطع دابل I_x (cm^4)	ممان اینرسی مقطع دابل I_y (cm^4)	I_x/I_y
2UNP8	۲۱۲	۳۱۶	۰/۶۷
2UNP10	۴۱۲	۴۸۰	۰/۸۶
2UNP12	۷۲۸	۷۴۵	۰/۹۸
2UNP14	۱۲۱۰	۱۰۴۶	۱/۱۶
2UNP16	۱۸۵۰	۱۴۴۹	۱/۲۸
2UNP18	۲۷۰۰	۱۹۷۲	۱/۳۷
2UNP20	۳۸۲۰	۲۶۰۷	۱/۴۷

لازم به ذکر است که اعداد جدول با فرض دابل ناودانی به صورت مقطع مرکب قوطی شکل و ۱ سانتیمتر فاصله جهت شبیه‌سازی ورق اتصال میانی در مهاربندها محاسبه شده است.

۳- مقایسه عددی

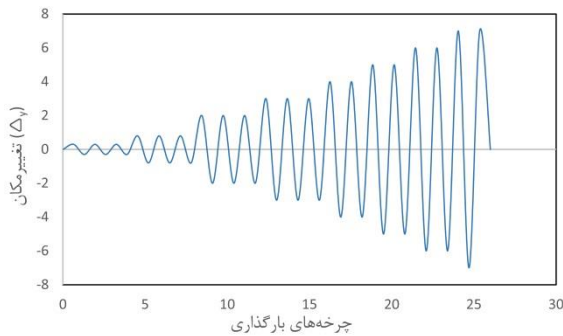
در ادامه با ارائه یک مثال جهت مقایسه عددی ظرفیت باربری فشاری، نقص عملکرد مهاربندها به واسطه عدم تقارن ممان اینرسی مقطع مورد ارزیابی قرار گرفته است. در ابتدا ظرفیت فشاری مقطع دابل ناودانی ۱۰ به عنوان مقطع با I_y غالب و سپس مقطع دابل ناودانی ۲۰ به عنوان مقطع با I_x غالب محاسبه و با هم مقایسه شد. (فولاد ST37 و طول عضو ۶/۷ متر) با استفاده از روابط آیین‌نامه‌ای [۱۱] و جاگذاری خصوصیات مقاطع فوق‌الذکر در فرمولهای زیر در روش ضرایب بار و مقاومت مطابق جدول (۲) متأثر از طول آزاد مهاربند



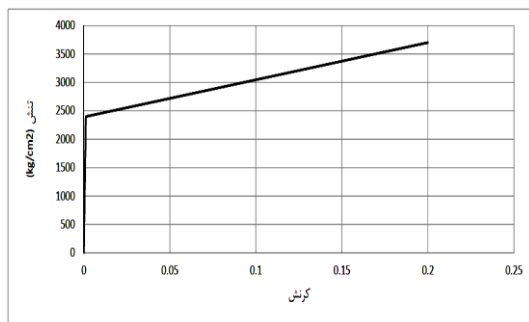
شکل ۲- قاب مدل سازی شده

جدول ۴- ابعاد و محل اتصال ورق تقویت بر روی نمونه‌ها

مقطع تیر	IPE 18
مقطع ستون	BOX15×15×1
ارتفاع قاب	۳۰۰
طول دهانه قاب	۶۰۰



شکل ۳- بارگذاری پیشنهادی ATC-24 [۱۳]



شکل ۴- منحنی تنش-کرنش فولاد بکار رفته در تحلیل

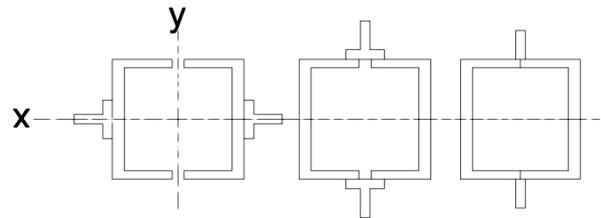
۶- سنجش صحت مدل عددی

جهت بررسی صحت نتایج و اطمینان از تطبیق مشخصات و پارامترهای بکار رفته در مدل عددی با شرایط واقعی، در ابتدا یک مدل ساخته شده در آزمایشگاه تحت بارگذاری چرخه‌ای به شرح مرجع [۱۴]، توسط نرم‌افزار آباکوس مدل سازی و نتایج

استفاده از روش اجزای محدود به بررسی عملکرد نمونه‌ها پرداخته شد.

جدول ۳- ابعاد و محل اتصال ورق تقویت بر روی نمونه‌ها

نمونه‌ها	مقطع مهاربند	پروفیل تقویتی (mm)	محل تقویت
نمونه ۱	2UNP8	-	-
نمونه ۲	2UNP8	PL20×3	بال پروفیل
نمونه ۳	2UNP10	-	-
نمونه ۴	2UNP10	T20	بال پروفیل
نمونه ۵	2UNP16	-	-
نمونه ۶	2UNP16	T30	جان پروفیل
نمونه ۷	2UNP20	-	-
نمونه ۸	2UNP20	T40	جان پروفیل



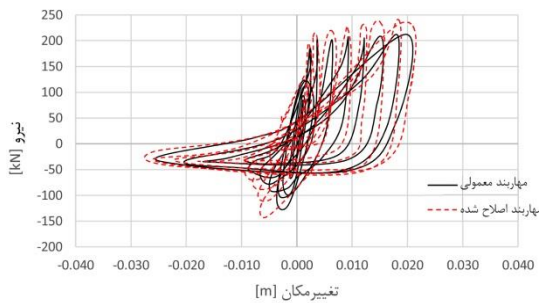
شکل ۱- موقعیت تسمه و سپری تقویتی روی نمونه‌ها

۵- شرح روش اجزای محدود

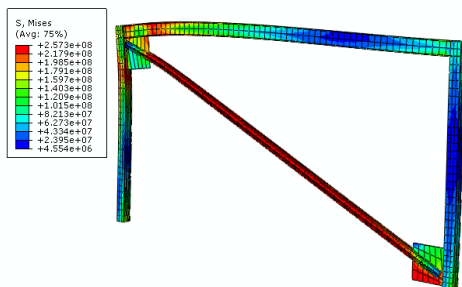
در این قسمت با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس [۱۲] و انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بر روی مدل سه بعدی قاب یک طبقه یک دهانه (شکل ۲)) با مشخصات مندرج در جدول (۴) به بررسی رفتار مهاربند قطری اصلاح شده پرداخته شد. المان مورد استفاده از نوع SOLID بوده و تحلیل با لحاظ اثر تغییر شکل‌های بزرگ انجام گردید. جهت انجام آنالیزهای استاتیکی غیرخطی از الگوی تغییرمکان افزاینده در گام‌های زمانی ۰/۱ ثانیه استفاده و نهایتاً منحنی‌های هیستریزس قاب ترسیم گردید. الگوی بارگذاری نیز تقریباً مطابق با بارگذاری عملی به روش کنترل تغییرمکان بر طبق پیشنهاد ATC-24 انجام شد [۱۳] که بر طبق آن چرخه‌های بارگذاری روی نمونه‌های آزمایشگاهی بر مبنای ۰/۱۲۵-۰/۵-۱-۲-۳ برابر تغییر مکان تسلیم در سه سیکل و بیشتر از آن تا تغییرمکان ماکزیمم در ۲ سیکل انجام می‌گردد (شکل ۳)). فولاد بکار رفته از نوع ST37 و منحنی تنش-کرنش آن به صورت دوخطی و مطابق شکل (۴) در نظر گرفته شد.

جدول ۵- مقایسه حداکثر نیروی کششی و فشاری

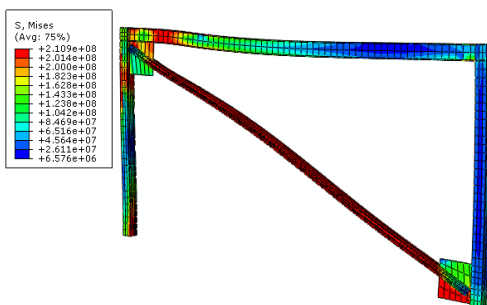
مقطع	نیروی فشاری حداکثر (ton)	نسبت	نیروی کششی حداکثر (ton)	نسبت
2UNP8	۱۱/۸۲	۱/۱۱	۱۷/۰۵	۱/۱۳
	۱۳/۰۸		۱۹/۳۲	
2UNP10	۱۲/۸۶	۱/۱۴	۲۱/۳۵	۱/۱۵
	۱۴/۶۷		۲۴/۵۲	
2UNP16	۶۷/۶	۱/۱۶	۱۰۰/۶۲	۱/۱۲
	۷۸/۱۵		۱۱۲/۳۴	
2UNP20	۹۵/۶	۱/۲۵	۱۴۹/۵۵	۱/۱۳
	۱۱۹/۳۲		۱۶۹/۱۲	



شکل ۶- مقایسه منحنی هیستریزس 2UNP10

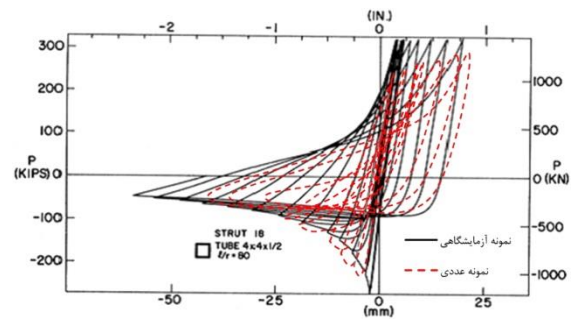


شکل ۷- تنش فونمیسز در نمونه 2UNP10 معمولی



شکل ۸- تنش فونمیسز در نمونه 2UNP10 تقویت شده

بدست آمده از نرم افزار با نتایج حاصل از تست های آزمایشگاهی مقایسه گردید. ارزیابی منحنی های هیستریزس بدست آمده از تحلیل عددی و نتایج آزمایشگاهی گویای تطبیق مناسب نتایج بوده و تفاوت موجود نیز حاصل از شرایط بارگذاری و نیز جزئیات مدل سازی از جمله عدم مدل سازی جوش اتصال و نظایر آن می باشد (شکل ۵)).



شکل ۵- مقایسه منحنی هیستریزس نمونه عددی و آزمایشگاهی

۷- بررسی نتایج تحلیل

نتایج تحلیل مندرج در جدول (۵) گویای تأثیر محسوس روش پیشنهادی در بهبود عملکرد مهاربندها است که البته از ابتدا نیز به دلیل یکسان سازی ممان اینرسی مقطع نسبت به دو محور اصلی قابل انتظار بود.

به عنوان نمونه منحنی های هیستریزس پروفیل سایز ۱۰ و ۲۰ معمولی و اصلاح شده نمایش داده شده است. مطابق شکل (۶)، مقایسه منحنی هیستریزس مهاربند سایز ۱۰ مویلد تعویق کماتش و افزایش ظرفیت فشاری از ۱۲/۳۲ تن در تغییر مکان ۰/۴۷ سانتیمتر به ۱۴/۴۷ تن در تغییر مکان حدود ۰/۶۷ سانتیمتر است. همانطور که مشاهده می شود، بروز کماتش تحت نیرو و تغییر مکان بیشتر و در نتیجه حصول چرخه های هیستریزس چاق تر، گویای اتلاف انرژی بیشتر مقطع تقویت شده و عملکرد لرزه ای مناسب تر آن می باشد. نحوه توزیع تنش های فونمیسز نیز در اتصالات و عضو اصلی مهاربند در شکل های (۷) و (۸) ارائه شده است. همانطور که ملاحظه می شود تنش های حداکثر در عضو اصلی مهاربند و صفحات اتصال متمرکز شده و از این حیث، تفاوت محسوسی در نمونه معمولی و اصلاح شده حاصل نگردیده است.

همانطور که در شکل (۹) ملاحظه می شود، مقایسه منحنی های هیستریزس ناودانی ۲۰ نیز حاکی از بهبود رفتار نمونه اصلاح شده بوده و ظرفیت جذب نیروی فشاری از حدود ۹۵ به بیش از ۱۱۹ تن ارتقا یافته است. بالطبع تفاوت محسوس

جدول ۶- آنالیز اقتصادی روش پیشنهادی

نمونه‌ها	وزن مهاربند (kg)	وزن پروفیل تقویتی (kg)	افزایش وزن (%)
2UNP10+PL20×3	۱۱۶	۶/۳	۵/۴
2UNP10+T20	۱۴۲	۹/۹	۷/۰
2UNP16+T30	۲۵۲	۲۳/۶	۹/۴
2UNP20+T40	۳۳۹	۳۹/۴	۱۱/۶

۱- استفاده از تسمه یا پروفیل تقویتی سبب افزایش ظرفیت جذب انرژی و در نتیجه عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تر مهاربند می‌شود. در حالی که در حالت مشابه فاقد تقویت، رفتار غیرشکل‌پذیر و کمانش زود هنگام مخصوصاً در دهانه‌های بلند و مقاطع لاغر که از کمانش اویلر تبعیت می‌کنند قابل انتظار بوده و بسیاری از ظرفیت مقطع عملاً بدون استفاده باقی خواهد ماند.

۲- یکسان‌سازی ظرفیت کمانشی حول هر دو محور اصلی سبب بهبود محسوس عملکرد مهاربند و نیز اقتصادی‌تر شدن طراحی می‌گردد. ارتقای حدود ۱۱-۲۵ درصدی در نیروی فشاری حداکثر، گویای تأثیر محسوس روش پیشنهادی است.

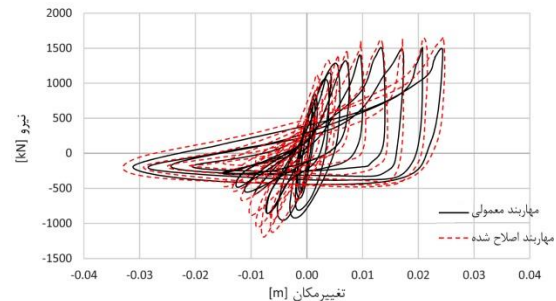
۳- روش بهسازی ارائه شده کاملاً کاربردی بوده و با صرف هزینه نسبی کم در انواع مهاربندهای ضربدری، قطری و شورون قابل اجرا است.

در پایان با توجه به نتایج به دست آمده برای مقطع ناودانی به نظر می‌رسد به دلیل ضعف مشهود عدم تقارن در سایر نیمرخ‌های فولادی دوبل مورد استفاده در مهاربندها، روش پیشنهادی به طور مشابه برای نبشی‌ها نیز قابل اجرا خواهد بود.

۱۰- مراجع

- [1] Trutalli, D., Destefani, L., Marchi, L. and Scotta, R. (2019), "Seismic capacity of steel frames braced with cross-concentric rectangular plates: Non-linear analyses", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 161, pp. 128-136.
- [2] Davaran, A. and Easazadeh Far, N. (2009), "An inelastic model for low cycle fatigue prediction in steel braces", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 523-530.
- [3] Silva, A., Castro, J.M. and Monteiro, R. (2020), "Brace-to-frame connection modelling effects on seismic loss assessment of steel concentrically-braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 172, pp. 106230.
- [4] Mohsenzadeh, V. and Wiebe, L. (2018), "Effect of beam-

مشخصات مقطع نسبت به ۲ محور اصلی سبب هدر رفتن بخشی از ظرفیت جذب و استهلاک انرژی بوده که با جبران آن در نمونه تقویت شده اصلاح گردیده است. همچنین با توجه به افزایش سطح مقطع نهایی پروفیل، میزان جذب نیرو تحت کشش نیز حدود ۱۳ درصد افزایش یافته است.



شکل ۹- مقایسه منحنی هیستریزیس 2UNP20

۸- آنالیز اقتصادی

با مقایسه نتایج ارائه شده در قسمت قبل، افزایش ظرفیت جذب انرژی مهاربند اصلاح شده کاملاً مشهود است. لذا با توجه به سهولت مراحل نصب و جوشکاری پروفیل تقویتی روی بال یا جان مهاربند، در این قسمت به آنالیز اقتصادی این روش پرداخته شده است.

همانطور که در جدول (۶) مشاهده می‌شود، نصب تسمه یا سپری تقویتی روی مهاربند دوبل ناودانی ۸، ۱۰، ۱۶ و ۲۰ به ترتیب موجب افزایش حدود ۵/۴، ۷، ۹/۴ و ۱۱/۶ درصدی در وزن عضو اصلی مهاربند شده، در حالی که میزان افزایش ظرفیت جذب نیروی فشاری مطابق جدول (۵) به ترتیب به میزان ۱۱، ۱۴، ۱۶ و ۲۵ درصد ارتقا یافته است. لذا به دلیل سهولت نسبی اجرای روش پیشنهادی و با لحاظ هزینه‌های مربوط به تهیه مصالح و جوشکاری ورق یا پروفیل‌های تقویتی نیز به نظر می‌رسد استفاده از این روش کاملاً اجرایی و اقتصادی خواهد بود.

۹- نتیجه گیری

عدم تساوی ظرفیت کمانشی مهاربندها از نقاط ضعف عمده اینگونه سیستم‌های باربر جانبی است که موجب افت شدید مقاومت و عدم تأمین شکل‌پذیری لازم تحت چرخه‌های بارگذاری می‌گردد. نتایج تحقیق را می‌توان در قالب زیر طبقه بندی نمود:

- column connection fixity and gravity framing on the seismic collapse risk of special concentrically braced frames", *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 115, pp. 685-697.
- [5] Ahmady, R., Hajirasouliha, I. and Farshchi, H.R. (2013), "Influence of masonry infill on the seismic performance of concentrically braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 88, pp. 150-163
- [6] Bastami, M. and Ahmadi Jazani, R. (2019), "Development of centrally fused braced frame (CFBF) for seismic regions", *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 127, pp.105856.
- [7] Tirca, L., Danila, N. and Caprarelli, C. (2014), "Numerical modelling of dissipative pin devices for brace-column connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 94, pp. 137-149.
- [۸] چراغی، ع. و زهرایی، س.م. (۱۳۹۵)، "افزایش استهلاک انرژی در مهاربند همگرا با استفاده از صفحه اتصال سوراخدار"، *مجله علمی پژوهشی امیرکبیر*، دوره ۴۸، شماره ۳، ص. ۳۵۱-۳۴۱.
- [۹] زهرایی، س.م. و چراغی، ع. (۱۳۹۵)، "افزودن نبشی فولادی به مهاربند شکافدار برای بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده همگرا"، *مجله علمی پژوهشی عمران مدرس*، دوره ۱۶، شماره ۳، ص. ۹۷-۸۷.
- [10] Dicleli, M. and Mehta, A. (2007), "Seismic performance of chevron braced steel frames with and without viscous fluid dampers as a function of ground motion and damper characteristics", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, pp. 1102-1115.
- [۱۱] دفتر مقررات ملی ساختمان، ۱۴۰۱ طرح و اجرای ساختمانهای فولادی، ویرایش پنجم، انتشارات توسعه ایران، تهران.
- [12] ABAQUS Finite Element Analysis Program, Version 6.10.0. User's Manual, 2010.
- [13] Applied Technology Council, (1992), Guidelines for seismic testing of components of steel structures, Report of ATC-24.
- [14] Black, G.R., Wenger, B.A. and Popov, E.P. (1980), "Inelastic buckling of steel strut under cyclic load reversals", Tech. Rep. UCB/EERC-80-40, EERC, Berkeley, CA.

ترکیب اثر مدهای ارتعاش سازه هسته و مهار بازویی با مهاربندهای کمانش تاب فولادی

حمید بیرغی

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد مهدشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، مهدشهر

*مهدشهر، صندوق پستی ۳۵۶۱۸۷۵۹۱۵، h.beiraghi@msh-iau.ac.ir

چکیده

در این مقاله، دیوار هسته بتن مسلح دارای مهار بازویی با المان‌های کمانش تاب با استفاده از تحلیل طیف پاسخ سستی (متداول) طراحی می‌شوند. سپس، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در نرم افزار Perform-3D انجام شده و پاسخ‌های مهم سازه نظیر دریافت بررسی می‌شوند. نشان داده می‌شود که در روش طرح متداول، پلاستیسیته می‌تواند در هر جایی از دیوار هسته، به ویژه بالاتر از تراز مهار بازویی گسترش یابد. در رویکرد این پژوهش به دلیل عملکرد مهار بازویی، تشکیل سه مفصل پلاستیک در دیوار هسته ارجح است. برای طراحی خمشی سه مفصل پلاستیک و مفهوم طراحی ظرفیت برای طراحی خمشی مناطق دیگر، یک روش ترکیب مدال جدید پیشنهاد و استفاده شده است. در روش پیشنهادی، به منظور بدست آوردن لنگر طراحی مفصل پلاستیک هسته از مقادیر مختلف ضریب رفتار برای مدهای مختلف استفاده شد. سه منطقه مستعد مفصل پلاستیک شناسایی شد؛ پای هسته، ناحیه مجاور بالا و مجاور زیرین مهار بازویی. این مناطق برای تشکیل مفاصل دارای اولویت هستند. نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمان غیر خطی نشان داد که پلاستیسیته در نواحی مفصل پلاستیک از پیش تدبیر شده گسترش یافته و تقاضای شکل پذیری انحنای در سه مفصل دارای مقادیر متعادل است. علاوه بر این، پلاستیسیته در سایر مناطق خارج از ناحیه مفصل در هسته گسترش نمی‌یابد. روش پیشنهادی منجر به تقاضای لنگر کمتری در پای هسته و مقادیر کمتر دریافت نسبت به روش معمول می‌شود. تقاضای لنگر بدست آمده از رویکرد پیشنهادی ۰/۷۵ برابر تقاضای لنگر بدست آمده از رویکرد معمولی است و روش پیشنهادی منجر به حدود ۲۰٪ کاهش در حداکثر دریافت بین طبقه ای می‌شود. تقاضای برشی پایه در دو روش تقریباً یکسان است. همچنین نیاز کرنش در هسته مهاربند در حد مجاز است.

واژگان کلیدی

هسته بتن مسلح، مهاربند کمانش تاب، مهار بازویی، تحلیل تاریخچه زمانی

Performance based assessment of core wall and steel BRBs as outrigger with new modal combination

H. Beiraghi

Abstract

In a core-wall structure with buckling restrained braces (BRB) outrigger, locations of the plastic hinges are influenced by the outrigger action. Therefore, the designer should consider the issue and use suitable details in the plastic hinge area. The essential questions that arise here are the plastic hinge location and the design moment demand used for design of this kind of structure. In this paper, responses of the core-wall buildings with BRB outrigger designed by using the traditional response spectrum analysis (RSA) procedure, are assessed by implementing the nonlinear time history analysis (NLTHA). The result demonstrates that the plasticity can extend over anywhere within the core-walls specially, at the base, and above or below the outrigger levels. Formation of three plastic hinges in the core-wall is recognized suitable for the system. To control the plasticity extension in the core-wall, it is recommended that a new modal combination method be applied to calculate the moment strength of the three plastic hinges over the height. A capacity design concept is used to design other regions of the core-wall where the plasticity does not extend to. The proposed procedure improves behavior of the system by restricting the plasticity extension to the predefined plastic hinge regions.

Keywords

Reinforced concrete core, Buckling restrained braces (BRB), Outrigger, Nonlinear time history analysis (NLTHA)

امروزه استقبال از احداث سازه‌های بلند مرتبه دارای هسته بتن مسلح در دنیا مشهود است. از مزایای ساختمان‌های بلند با هسته بتن مسلح می‌توان به هزینه ساخت کمتر، سرعت احداث بیشتر و امکان ایجاد معماری داخلی با فضای باز وسیع‌تر در مقایسه با سایر سیستم‌های سازه‌ای بلند مرتبه اشاره کرد که حتی به تازگی در بسیاری از کشورها در مناطق با لرزه‌خیزی زیاد نیز ساخته شده‌اند [۱]. در این نوع سازه، سیستم مقاوم باربر جانبی شامل یک هسته با دیوارهای بتن مسلح است و ممکن است ستون‌های پیرامونی نیز در باربری جانبی مشارکت کنند. در بسیاری از ساختمان‌های بلند از تیرهای بین هسته و ستون‌های پیرامونی استفاده نمی‌شود، بلکه کل دیافراگم کف توسط دال (فاقد تیر) با بتن پیش تنیده اجرا می‌شود. ساختمان دارای سیستم باربر جانبی هسته بتن مسلح می‌تواند تا حدود ۴۰ طبقه ساخته شود [۲].

به دلایل اقتصادی، سازه‌ها به گونه‌ای طرح می‌شوند که تحت نیروی جانبی ناشی از زلزله طرح و ماکزیمم زلزله محتمل وارد ناحیه غیر الاستیک شود. در دیوارهای برشی بتن مسلح اجازه داده می‌شود که مفصل پلاستیک خمشی تحت نیروهای بزرگ زلزله در پای دیوار رخ دهد، اما میزان دوران پلاستیک در ناحیه مفصل باید در محدوده قابل قبولی باشد و انتظار می‌رود دیوار در قسمت فوقانی در ناحیه الاستیک باقی بماند [۳]. در چنین سیستمی می‌توان گفت که تقریباً هسته به تنهایی کل بار جانبی را باید تحمل کند [۴].

در ساختمان‌های بلند، کنترل تغییر شکل سازه تحت نیروی جانبی زلزله یک مسئله چالش برانگیز است [۴ و ۵]. معمولاً ساختمان‌های ۳۵ تا ۴۰ طبقه می‌توانند فقط به سیستم‌های هسته‌ای متکی باشند. مقاومت جانبی این سیستم‌ها در برابر تغییر مکان برای ساختمان‌های بلندتر به شدت کاهش می‌یابد [۶ و ۷]. با استفاده از سیستم مهار بازویی، سختی جانبی حدود ۲۵ تا ۳۰ درصد در مقایسه با سیستم فاقد چنین خرپاهایی افزایش می‌یابد [۸]. تارانات با هدف کاهش جابجایی بام تحت بار باد، محل بهینه یک مهار بازویی را در سیستم سازه‌ای مطالعه کرد و یک روش تقریبی تحلیل ارائه داد. در یک سیستم تک مهار بازویی با مهارهای صلب تحت بار جانبی با توزیع یکنواخت، محل بهینه تقریباً در $0.5H$ بدست می‌آید، که H کل ارتفاع ساختمان است [۹]. سیستم مهاربازویی تحت بار مثلی نیز مورد مطالعه قرار گرفته است و نتایج نشان داد که مکان مطلوب مهاربازویی تحت

بار جانبی مثلی کمی بالاتر از مواردی است که برای بارگذاری توزیع یکنواخت حاصل می‌شود [۱۰-۱۲].

عموماً قاب مهار شده با مهاربند کماتش تاب، شامل مهاربندی مورب با استفاده از مهاربندهای کماتش تاب است که نوعی قاب مهاربند هم مرکز به حساب می‌آید. آیین نامه‌هایی مانند AISC 2010 و استاندارد ۲۸۰۰ ایران با ارایه ضریب رفتار این سیستم قصد دارند اطمینان حاصل کنند که مهاربندها در محدوده ظرفیت تغییر شکل خود باقی می‌مانند و تسلیم شدگی سایر ستون‌ها و تیرها نیز محدود شود [۱۳ و ۱۴]. AISC 2010 الزام دارد که مقادیر ضریب رفتار در مورد اتصالات تیر به ستون مفصلی یا ممان‌گیر در قاب‌ها، به ترتیب برابر با ۷ یا ۸ باشد. در برخی تحقیقات تأکید شده که فاکتور ضریب رفتار با افزایش ارتفاع سازه کاهش می‌یابد [۱۵-۱۸].

هسته بتن آرمه یک سیستم سازه‌ای جالب توجه است که در ساختمان‌های بلند استفاده می‌شود [۱۹]. به طور کلی، آیین نامه‌های طراحی وقوع پلاستیسیته در مناطق محدودی از سیستم سازه در حین حرکات شدید زمین را می‌پذیرند. در مورد دیوارهای کنسول شده، ترجیحاً شکل گیری مفصل پلاستیک باید در منطقه پایه دیوار واقع شود [۱۵، ۲۰ و ۲۱].

در روش تحلیل طیف پاسخ که توسط آیین نامه‌ها استفاده می‌شود، پاسخ‌های الاستیک هر مود ارتعاش که با استفاده از زلزله طرح با طیف پاسخ با میرایی ۵٪ تعیین می‌شود، به ترتیب با یک عامل ضریب رفتار (یا عامل کاهش)، R کاهش می‌یابد. برای طراحی سازه‌ها با روش تحلیلی طیف پاسخ، معمولاً، پاسخ‌های مدها توسط یک عامل R یکسان برای همه مدها کاهش می‌یابد. چندین محقق نشان داده‌اند که تشکیل مفاصل پلاستیک در پای دیوارهای کنسول شده به زمین اساساً پاسخ مود ارتعاش اول را کاهش می‌دهد، در حالی که پاسخ سایر مدهای ارتعاش بالاتر به همان درجه از مد اول کاهش نمی‌یابد [۲۲ و ۲۳]. بنابراین، روش مرسوم طیف پاسخ روش مناسبی برای طراحی دیوارهای کنسول با قابلیت رخداد مفصل پلاستیک در پایه نیست [۲۴]. Calugaru و همکارانش روشی را برای ساختمان هسته دیوار پیشنهاد کردند که فقط دو مد پاسخ اول را با فاکتورهای مختلف ضریب رفتار برای هر مد در نظر می‌گیرد [۲۵]. علاوه بر این، رویکرد مفصل پلاستیک دوتایی برای ساختمان‌های هسته بتن مسلح مورد بررسی قرار گرفت. در این روش، یک مفصل پلاستیک در پایه دیوار و دیگری در ارتفاع میانی مجاز بود. در این روش، اتلاف انرژی بیشتر و تقاضای

لنگر کمتر در هنگام زلزله شدید اتفاق می افتد [۲۶].

پاسخ لرزه‌ای غیرخطی سازه‌های بلند دارای هسته با مهاربندهای بازویی کمانش تاب تحت اثر زلزله، هنوز به اندازه کافی بررسی نشده است. مهاربندهای کمانش تاب می‌توانند توزیع نیرو و مقدار تقاضای تغییر شکل دیوارهای هسته در ارتفاع را تغییر دهند و منجر به آرایش پلاستیسیته جدید در ارتفاع هسته دیوار شوند. در این مقاله، ساختمان‌های دیوار هسته بتن مسلح دارای مهار بازویی با المانهای کمانش تاب با استفاده از روش سنتی طیف پاسخ (متداول) طراحی شده‌اند. سپس، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی سیستم انجام شده و پاسخ‌ها بررسی می‌شود. نشان داده شده است که در روش متداول، پلاستیسیته می‌تواند در هر جایی از دیوار هسته، به ویژه بالاتر از تراز مهار بازویی گسترش یابد. به دلیل تغییر نمودار لنگر ناشی از عملکرد مهار بازویی، تشکیل سه مفصل پلاستیک در دیوار هسته ارجح است. یک روش ترکیب مدال جدید برای طراحی خمشی سه مفصل پلاستیک و مفهوم طراحی ظرفیت برای طراحی خمشی مناطق دیگر استفاده شده است و این رویکرد یک رویکرد نوین در این خصوص تلقی می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که رویکرد جدید منجر به پاسخ‌های مطلوب می‌شود.

۲- مدل‌ها

در این مطالعه، پاسخ ساختمان‌های ۴۰، ۵۰ و ۶۰ طبقه بررسی می‌شود. ابتدا، برای ساختمان ۴۰ طبقه، موقعیت مهار بازویی $0.5H$ ، $0.75H$ و در بام قرار می‌گیرد. طراحی خطی تمام سازه‌ها با استفاده از روش طیف پاسخ در سطح زلزله طرح و با استفاده از طیف نمایش داده شده در شکل (۱) انجام می‌شود. ضریب رفتار برابر با ۵ توصیه شده توسط دستورالعمل فنی طرح لرزه‌ای NEHRP استفاده می‌شود [۲۷]. نیروهای طراحی جانبی تا 0.90 برش پایه حاصل از روش استاتیکی معادل مقیاس شدند. پلان ساختمان و نمای مدل‌ها در شکل (۲) ارائه شده است. ستون‌های محیطی فولادی هستند. این مدل شامل دیوارهای هسته، BRB، تیرها و ستون‌های بیرونی است که به مهار بازویی متصل می‌شوند. اتصال تیرها به ستون‌ها و اتصال BRB‌ها به عناصر دیگر از نوع مفصل و اتصال دیوار هسته به زمین از نوع گیردار است.

۲-۱- طرح هسته

دیواره هسته، ستون‌های بیرونی و مهار بازویی متصل شده، تمام بارهای جانبی زلزله وارد شده به ساختمان را تحمل می‌کنند. بارهای مرده و زنده طبقه توزیع شده به ترتیب ۷ و ۲ کیلونیوتن

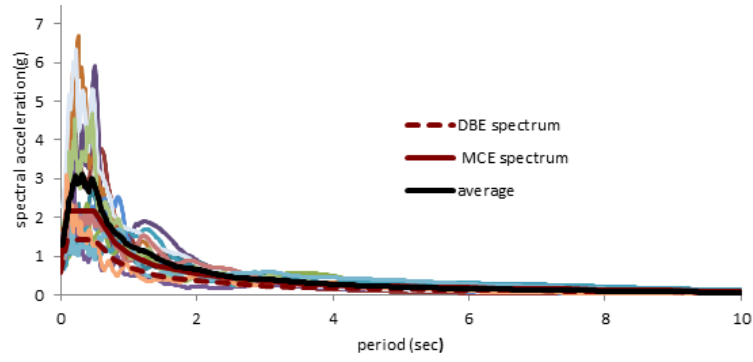
بر مترمربع بود. بارهای مرده و زنده مربوطه به دیوار هسته و ستون‌های پیرامونی به آنها اختصاص داده شد. جرم هر یک از طبقات به مرکز جرم طبقات در مدل‌ها اختصاص داده شده است. طراحی مدل‌ها بر اساس آیین نامه‌های ASCE 7، ACI 318-AISC 2010 انجام شده است. برای محاسبه ترک‌های بتن، ضریب کاهش برابر با 0.5 استفاده شد. این ضریب کاهش در ممان اینرسی مقطع هسته ضرب شد و مقدار آن مطابق با ضریب کاهش سختی است که در ACI 318-11 توصیه شده است (بخش‌های ۸.۸ و ۱۰.۱۰).

مقاومت تسلیم اسمی آرماتور فولادی و مقاومت فشاری اسمی بتن به ترتیب ۴۰۰ و ۴۵ مگاپاسکال بود. مقاومت تسلیم فولاد ستون ۳۷۰ مگاپاسکال بود. تقریباً، بیش از 96% نسبت مشارکت جرمی توسط چهار مدول اول ارتعاش در جهت X حاصل می‌شود. لازم به ذکر است که تمام تجزیه و تحلیل‌ها و طراحی‌ها محدود به جهت X بودند. در دیوار هسته، حداقل نسبت میلگرد قائم (طولی) 0.25% بود [۲۸]. طول المان مرزی مطابق با ACI 318 حاصل شد و به ترتیب برای ساختمان‌های ۴۰، ۵۰ و ۶۰ طبقه به 1.0% ، 7% و 3% ارتفاع دیوار از پایه ادامه می‌یابد. برای همه مدل‌های فرض شده، نسبت ارتفاع کل به عرض ساختمان $4/67$ بود (شکل (۲)). نمای ارتفاع مدل‌های طراحی شده در شکل (۳) نشان داده شده است.

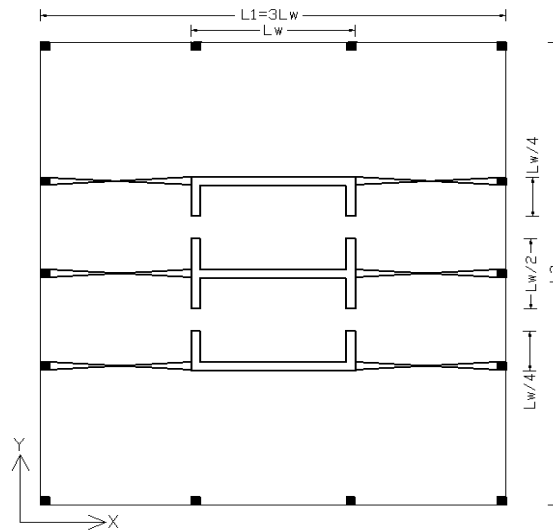
۲-۲- طرح مهاربند

طراحی BRB‌ها مطابق با آیین نامه‌های جاری بود. برای طراحی مهاربندهای BRB، نیروهای محوری محاسبه شده از تحلیل طیف پاسخ مدال با ضریب رفتار تقلیل می‌یابد. ظرفیت مهاربندها در کشش و فشار $\phi A_s F_y$ نظر گرفته شدند، با $\phi = 0.9$ و $F_y = 250$ مگاپاسکال، که در آن A_s سطح مقطع مهاربند است [۲۹].

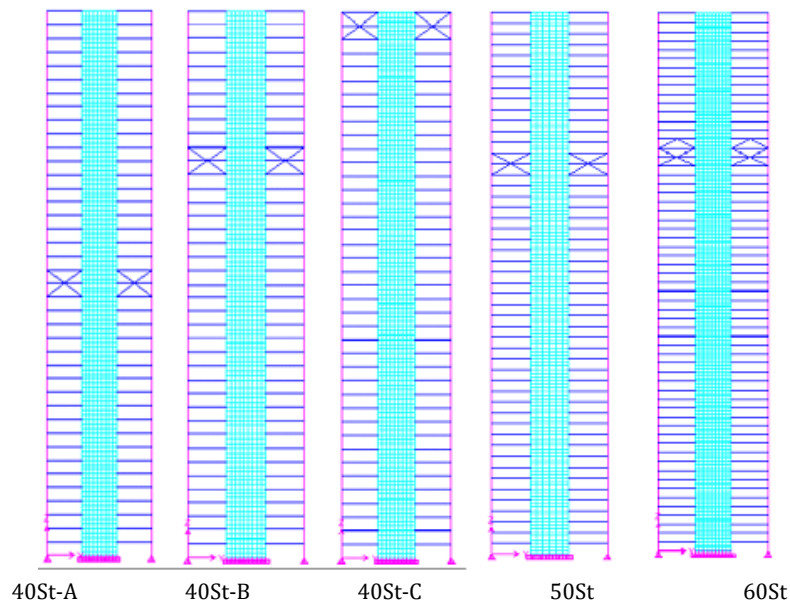
طبق پیش‌بینی‌های لرزه‌ای AISC برای سازه‌های فلزی [۱۴]، ستون‌ها در قاب‌های مهاربند مهار شده کمانش تاب باید برای این موارد بررسی شوند: اول، اندر کنش بار محوری و لنگر برای نیروهای سطح طراحی طبق آیین نامه‌ها؛ دوم، صرفاً بار محوری مربوط به مجموع مولفه قائم همه مهاربندها همراه با بارهای ثقلی اعمال شده به ستون است. حداکثر نیروهای فشاری مورد انتظار مهاربند با رابطه $R_y \omega \beta A_s F_y$ محاسبه می‌شود، که $R_y = 1/1$ اضافه مقاومت مصالح است، $\omega = 1/25$ اثر سخت شدن کرنش را در نظر می‌گیرد و $\beta = 1/1$ عامل اضافه مقاومت ناشی از محصور شدگی تحت فشار است [۳۰]. جدول (۱) مشخصات سازه طراحی شده با استفاده از رویکرد پیشنهادی آیین نامه‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۱- طیف شتاب طراحی و طیف‌های شتاب پاسخ زلزله‌ها



شکل ۲- پلان ساختمان



شکل ۳- موقعیت قرارگیری مهار بازویی در مدل طراحی

جدول ۱- مشخصات سازه طراحی شده

مشخصات	40St-A	40St-B	40St-C	50St	60St
ارتفاع (m)	۱۴۰	۱۴۰	۱۴۰	۱۷۵	۲۱۰
طول دیوار (m) Lw	۱۰	۱۰	۱۰	۱۲/۵	۱۵
ضخامت دیوار (m)	۰/۵	۰/۵	۰/۵	۰/۷۵	۱/۱۵
شماره طبقه مهار بازویی	۲۰/۲۱	۲۹/۳۰	۳۹/۴۰	۳۶/۳۷	۴۴/۴۵
مساحت سطح مقطع مهاربند (M2)	۰/۰۴۴۵	۰/۰۴۳۰	۰/۰۳۶۲	۰/۰۷۴۸	۰/۱۲۳۹
وزن لرزه‌ای (ton)	۳۷۰۰۰	۳۷۰۰۰	۳۷۰۰۰	۷۵۰۰۰	۱۳۸۰۰۰
نسبت نیروی محوری هسته در تراز پایه (P/Agfc)	۰/۱۵۵	۰/۱۵۵	۰/۱۵۵	۰/۱۸	۰/۱۹۷
ارتفاع نرمال شده تراز مهار بازویی (از پایه)	۰/۵	۰/۷۳	۰/۹۸	۰/۷۳	۰/۷۴
برش پایه طرح (ton)	۲۲۲۰	۲۱۵۰	۲۳۴۰	۴۴۸۰	۸۳۹۰
زمان تناوب مد ۱	۴/۰۴	۴/۴۲	۵/۱	۵/۶۶	۶/۶۴
زمان تناوب مد ۲	۱/۰۹	۰/۹	۰/۹۳	۱/۱۲	۱/۲۶
زمان تناوب مد ۳	۰/۳۸	۰/۴	۰/۳۹	۰/۴۷	۰/۵

۳- مدل غیر خطی

برای ارزیابی رفتار ساختمان، سازه‌ها در نرم افزار Perform-3D مدل سازی می‌شوند [۳۱]. جرم هر طبقه به مرکز جرم اختصاص داده شده و دیافراگم صلب برای سازه در نظر گرفته شده است.

۳-۱- مدل غیر خطی مهاربند

المان BRB المانی از نوع میله‌ای است که فقط در برابر نیروی محوری مقاومت می‌کند و هیچ مقاومتی در برابر نیروهای پیچشی یا خمشی ندارد [۳۲]. این المان از دو میله به صورت سری تشکیل شده است. یک بخش خطی یا الاستیک است و یک بخش غیر خطی قادر به تسلیم است. طول بخش غیر خطی مهار شده یک المان BRB برابر ۰/۷ طول المان مهاربندی از گره تا گره در نظر گرفته شد. ۳۰٪ باقیمانده به عنوان بخش الاستیک در نظر گرفته شد که بخشی غیر تسلیم شونده است. به طور کلی، بخش الاستیک از ناحیه انتقال و قسمت انتهایی تشکیل شده است (شکل (۴)). برای جلوگیری از تسلیم بخش خطی،

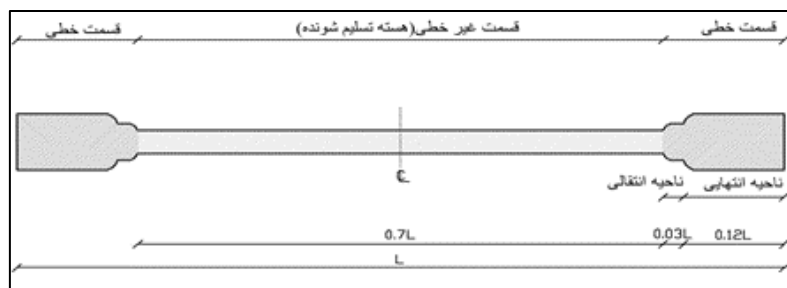
سطح مقطع ناحیه انتقالی و قسمت انتهایی BRB بزرگ‌تر از قسمت تسلیم شونده مهاربند گرفته می‌شود. سطح مقطع انتقالی و انتهایی (At و Ae) به ترتیب ۱/۶ و ۲/۲ برابر سطح مقطع هسته انتخاب شدند.

علاوه بر این، طول بخش‌های انتقالی و انتهایی ۰/۰۶ و ۰/۲۴ برابر کل طول مهاربند انتخاب شدند [۳۳].

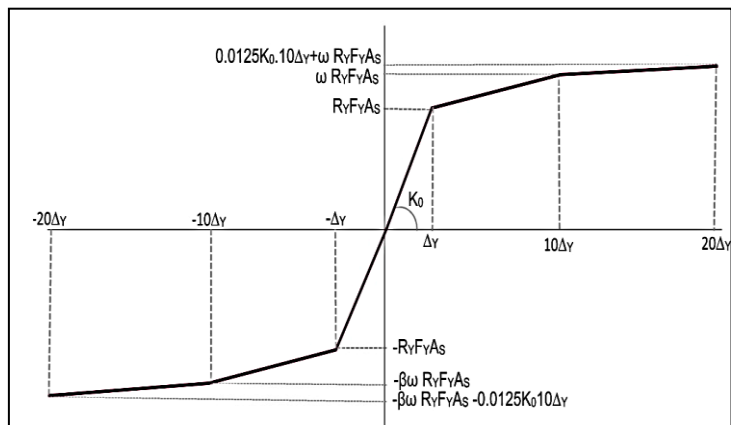
برای محاسبه سطح مقطع هسته تسلیم شونده (Ac) المان BRB، از معادله زیر استفاده شده است [۱۳]:

$$\frac{L_c}{A_c} = \frac{L_w}{A_{eq}} - \frac{L_e}{A_e} - \frac{L_t}{A_t} \quad (1)$$

که آن L_c ، L_t ، L_e و L_w به ترتیب طول هسته تسلیم شونده، بخش انتقالی، قسمت انتهایی و کل مهاربند را نشان می‌دهند. همچنین، سطح مقطع میله معادل محاسبه شده از رویه طراحی خطی است. شکل (۵) منحنی بک بون را برای المان BRB استفاده شده در مدل غیرخطی نشان می‌دهد [۳۴].



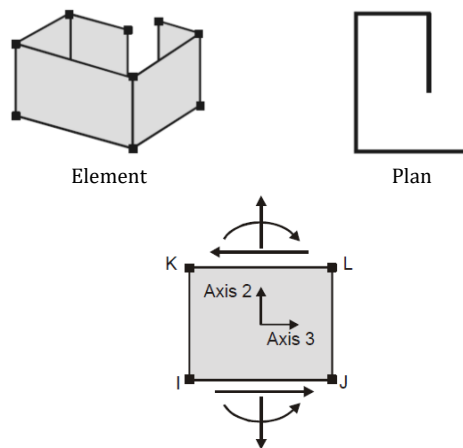
شکل ۴- مشخصات مهاربند کمانش تاب



شکل ۵- منحنی یک بون مهاربند کماتش تاب

۳-۲- صحت سنجی مدل عددی

توانایی مدل‌های فایبر برای شبیه‌سازی رفتار دیوار برشی بتنی مسلح قبلاً به اثبات رسیده است [۳۵، ۳۶ و ۳۷]. در المان دیوار در نرم افزار، به صورت صفحه با دو محور ۱ و ۲ درون صفحه و محور ۳ عمود بر آن است. برای دیوارهای لاغر، استفاده از یک المان در هر طبقه کاملاً کفایت می‌کند [۳۲]. شکل (۶) نشان می‌دهد که چگونه می‌توان از عناصر دیوار برشی برای مدل سازی دیوار سه بعدی استفاده کرد. رفتار قائم در صفحه معمولاً از رفتار عرضی (افقی) مهم‌تر است. در جهت قائم، یک المان می‌تواند در خمش و یا برش غیر کشسان باشد.



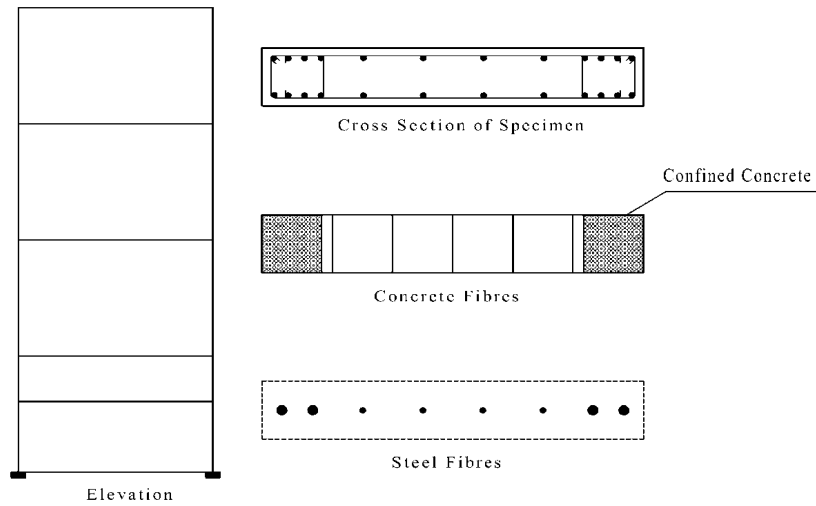
شکل ۶- شمای المان دیوار در نرم افزار [۳۲]

برای بررسی صحت مدل و اطمینان از درستی رفتار عناصر دیوار برشی، داده‌های تجربی حاصل از آزمایش بر روی یک دیوار برشی لاغر تحت بارگذاری جانبی چرخه‌ای مورد استفاده

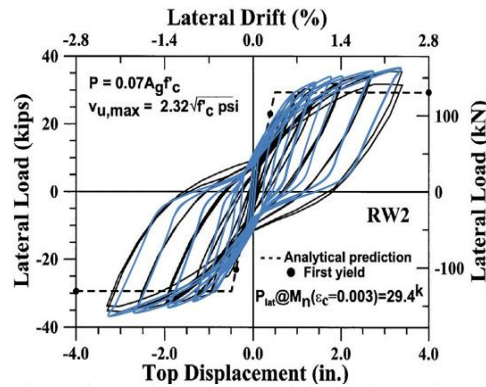
قرار گرفت [۳۸]. برای طراحی این نمونه از طراحی ظرفیت استفاده شده است تا بتواند در پایه آن مفصل خمشی ایجاد کند. برای مدل‌سازی، از ۵ المان دیوار برشی غیرخطی و ۸ فایبر بتنی به علاوه ۸ فایبر فولادی در هر المان استفاده شد (شکل (۷)). کرنش غیرالاستیک تمایل دارد بر روی یک المان متمرکز شود. بنابراین، یک طول المان برابر با طول مفصل پلاستیک فرض شده که $0.5L_w$ است، L_w طول دیواره هسته است [۳۹]. بار جانبی در مقابل جابجایی بام نسبت به اندازه مش و تعداد الیاف نسبتاً حساس نیست [۲۶]. یک نیروی محوری $0.7Agfc$ ، که در آن Ag سطح مقطع دیواره است، و fc مقاومت فشاری بتن حاصل از آزمایش است که به نمونه اعمال می‌شود و در طول مدت آزمایش ثابت نگه داشته می‌شود، و جابجایی جانبی چرخه‌ای بالای دیوار اعمال می‌شود. شکل (۸) نتایج نمودار چرخه‌ای عددی و تجربی را مقایسه می‌کند. محور افقی جابجایی جانبی در بالای نمونه است.

۳-۳- مدل غیر خطی دیوار برشی

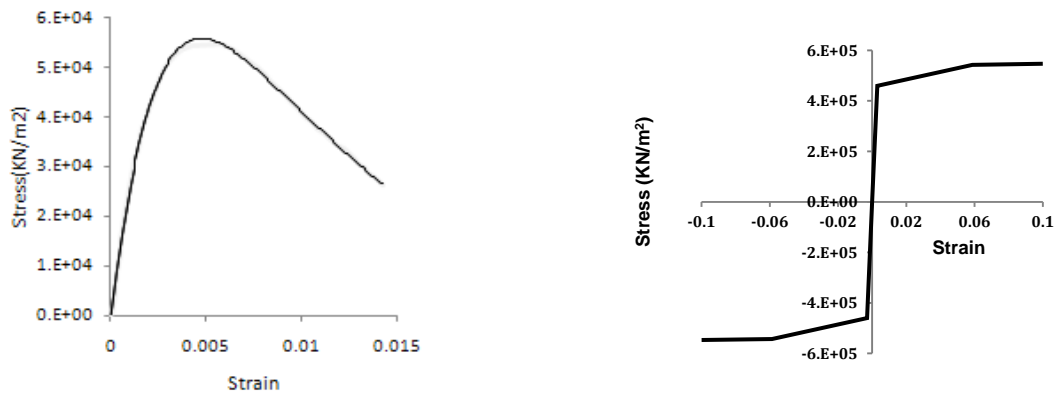
برای مدل‌سازی دیوارهای بتن مسلح در نمونه‌های مورد مطالعه، از عناصر دیوار برشی استفاده می‌شود. هر سطح مقطع از الیاف عمودی فولاد و بتن تشکیل شده است. برای المان الیاف غیر خطی بتن، یک مدل تنش-کرنش بتن بر اساس مدل اصلاح شده مندر فرض شد [۴۰]. مقاومت کششی بتن نادیده گرفته می‌شود. مقاومت فشاری مورد انتظار بتن $1/3$ برابر مقاومت مشخصه برای طراحی و مقاومت تسلیم مورد انتظار آرماتور فولادی $1/17$ برابر مقاومت تسلیم اسمی آن بود [۴۱ و ۴۲]. نمودار تنش و کرنش مورد انتظار از آرماتورها و بتن در شکل (۹) نشان داده شده است.



شکل ۷- مدل فایبری دیوار مورد صحت سنجی



شکل ۸- نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی



شکل ۹- مدل فولاد و بتن

است که میراگر رایلی فقط در مواقعی که سازوکارهای مناسب میرایی در سرتاسر ساختار فراهم شده باشد، قابل استفاده است. نرم افزار Perform-3D توانایی اجرای میرایی Rayleigh و همچنین میرایی modal را دارد. راهنمای کاربر نرم افزار استفاده

۳-۴- میرایی

فرضیه‌های نامناسب میرایی ممکن است منجر به پاسخهای غیرواقعی شود که به طور قابل توجهی با پاسخهای واقعی ساختمان‌ها متفاوت است [۴۳]. Chopra (۲۰۰۱) [۴۴] معتقد

۳-۵- رکورد زلزله‌ها

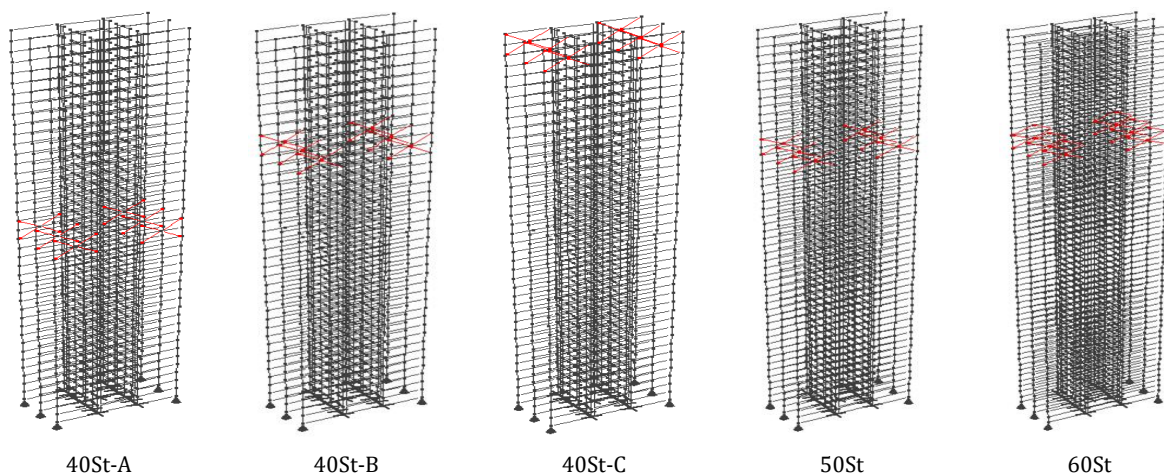
مجموعه ای از ۱۴ رکورد زلزله گسل در تجزیه و تحلیل تاریخچه زمان غیر خطی (NLTHA) استفاده شد که در جدول (۲) نشان داده شده‌اند. روش مقیاس سازی ارایه شده در ASCE 7 برای بدست آوردن رکورد مناسب در سطح حداکثر زلزله محتمل (MCE) لحاظ شد که در شکل (۱) نشان داده شده است. مقیاس سازی در طی پریودهای از $0.2T$ تا $1/5T$ صورت گرفت، که در آن T مدت زمان تناوب اصلی است [۴۵].

از ترکیبی از میرایی مودال و ریلی را توصیه می‌کند [۴۳]. در این تحقیق، مقدار کمی از میرایی ریلی علاوه بر میرایی مدال برای میرا شدن ارتعاشات با فرکانس بالا استفاده شد. برای استفاده از میرایی Rayleigh، دو مود باید انتخاب شود. معمولاً انتخاب مد اول و مدی که نسبت مشارکت جرمی تا آن مد بیش از ۹۰٪ کل جرم است مورد توصیه است. برای این مطالعه، از ۲.۵٪ میرایی مدال برای همه حالت ها به همراه ۰.۱٪ میرایی ریلی برای مد اول و سوم مطابق با راهنمای نرم افزار استفاده شده است [۳۲].

جدول ۲- مشخصات رکوردها

فاصله چشمه تا سایت (km)	M	PGV**	PGA*	ایستگاه	مدت (s)	سال	واقعه
۲۶/۵	۶/۷	۴۵	۰/۴۸	Canyon Country-WLC	۲۰	۱۹۹۴	Northridge
۴۱/۳	۷/۱	۶۲	۰/۸۲	Bolu	۵۶	۱۹۹۹	Duzce
۲۶/۵	۷/۱	۴۲	۰/۳۴	Hector	۴۵/۳	۱۹۹۹	Hector Mine
۳۳/۷	۶/۵	۳۳	۰/۳۵	Delta	۱۰۰	۱۹۷۹	Imperial valley
۲۹/۴	۶/۵	۴۲	۰/۳۸	El centro Array#11	۳۹	۱۹۷۹	Imperial valley
۴۶	۶/۹	۳۸	۰/۲۴	Shin- Osaka	۴۱	۱۹۹۵	Kobe, Japan
۹۸/۲	۷/۵	۵۹	۰/۳۶	Duzce	۲۷/۲	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey
۵۳/۷	۷/۵	۴۰	۰/۲۲	Arcelik	۳۰	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey
۸۶	۷/۳	۵۲	۰/۲۴	Yermo Fire Station	۴۴	۱۹۹۲	Landers
۳۱/۴	۶/۹	۴۵	۰/۵۶	Gilroy Array	۴۰	۱۹۸۹	Loma Prieta
۳۵/۸	۶/۵	۴۶	۰/۳۶	El Centro Imp. Co.	۴۰	۱۹۸۷	Superstition Hills
۱۱/۲	۶/۵	۳۶	۰/۴۵	Poe Road (temp)	۲۲/۳	۱۹۸۷	Superstition Hills
۳۲	۷/۶	۱۱۵	۰/۴۴	Chy101	۹۰	۱۹۹۹	Chi chi, Taiwan
۳۹/۵	۶/۶	۱۹	۰/۲۱	LA-Hollywood Stor	۲۸	۱۹۷۱	San Fernando

*Peak ground acceleration; **Peak ground velocity.



شکل ۱۰- مدل غیر خطی

۴- تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی

شکل (۱۱) پاسخ‌های ساختمان ۴۰ طبقه را در حالی نشان می‌دهد که مهار بازویی در $0.073H$ و $0.098H$ قرار گرفته است. نسبت میلگرد قائم به دست آمده از روش طیف پاسخ در مدل غیر خطی استفاده شد. یاد آور می‌شود نیاز شکل‌پذیری انحنای، گسترش پلاستیسیته در دیواره‌های هسته را نشان می‌دهد. شکل (۱۱-الف) میانگین شکل‌پذیری انحنای در هسته ۴۰ طبقه را نشان می‌دهد. ارتفاع ساختمان با تقسیم بر کل ارتفاع ساختمان نرمال شد. بدیهی است که وقتی مهار بازویی در $0.05H$ قرار می‌گیرد، تقاضای شکل‌پذیری انحنای در نواحی بالاتر از مهار بازویی، به مقادیری بزرگتر از مقدار تقاضای شکل‌پذیری انحنای پایه می‌رسد و پلاستیسیته کاملاً به سطوح بالای هسته گسترش می‌یابد. اصولاً طراح در روال طراحی معمولی سنتی انتظار این رفتار را ندارد. همچنین، تقاضای شکل‌پذیری انحنای در پایه یک مقدار نسبتاً متوسطی است. دلیل پش در نمودار، تغییر مقدار آرماتور طولی است. به علاوه پش‌ها بالای مهار بازویی شدیدتر هستند. هم‌چنین، در تراز مجاور زیر سطح مهار بازویی، نمودار تقاضای شکل‌پذیری انحنای افزایش نشان می‌دهد. اگر مهار بازویی در $0.073H$ قرار گیرد، نیاز شکل‌پذیری انحنای در دیواره‌ها در پایه و بالاتر از مهار بازویی، و هم‌چنین در سطح مجاور زیر مهار بازویی در مقایسه با زمانی که مهار بازویی در $0.05H$ قرار دارد، افزایش می‌یابد. مشابه توضیحات قبلی، جهش در شکل‌پذیری انحنای در سطوحی اتفاق می‌افتد که نسبت میلگرد قائم تغییر می‌کند.

اگر مهار بازویی در تراز بام قرار گیرد، شکل‌پذیری انحنای مجاورت قسمت زیرین مهار بازویی و هم‌چنین در ارتفاع میانی دیواره هسته گسترش می‌یابد. این موضوع برای ساختمان‌های ۵۰ و ۶۰ طبقه شدیدتر است. علاوه بر این، حفظ میانه ارتفاع دیوار در محدوده الاستیک نیاز به میلگرد طولی فوق‌العاده زیاد دارد. بنابراین، تراز بام برای تعبیه مهار بازویی مطلوب نیست.

شکل (۱۱-ب) میانگین پش لنگر در امتداد دیواره‌ها در حالی نشان می‌دهد. مقدار لنگر از طریق تقسیم آن بر وزن کلی لرزه‌ای ضرب در ارتفاع کل ساختمان (WH) نرمال شده است. به طور کلی، در صورت قرار دادن مهار بازویی در سطح بالاتر، نیاز لنگر پایه کمی افزایش می‌یابد. اگر مهار بازویی در سطح بام قرار گیرد، مقدار لنگر قابل توجهی روی دیوار هسته در این تراز اعمال می‌شود. دلیل آن نسبت زیاد مقدار میلگرد طولی است که از طیف پاسخ محاسبه و در تحلیل تاریخیچه زمان غیر خطی

استفاده می‌شود. از این منظر به نظر می‌رسد که تراز بام موقعیت مناسبی برای تعیین محل استقرار مهار بازویی نیست. هنگامی که مهار بازویی در $0.05H$ قرار می‌گیرد، میانگین لنگر، مجاور زیر تراز مهار بازویی، کمتر از نیاز لنگر مجاور بالای تراز مهار بازویی است. در مواردی که مهار بازویی در $0.073H$ قرار گیرد، این موضوع برعکس است. یاد آور می‌شود در همه مدل‌ها، BRBها تحت همه زلزله‌های بررسی شده، از حد الاستیک خطی فراتر می‌روند.

شکل (۱۱-ج) میانگین پش برشی نرمال شده را برای ارتفاع نرمال شده دیواره‌ها ارائه می‌دهد. مقدار نیروی برش بر وزن لرزه‌ای تقسیم شده است. به طور کلی، یک جهش برشی قابل توجه در نمودار برشی در سطح مهار بازویی وجود دارد. تقاضای برش پایه به سطح قرارگیری مهار بازویی تقریباً بستگی ندارد. یک دلیل این است که مقدار طیف شتاب برای ساختمان‌های بلند مورد نظر که دوره زیاد نیز دارند، تقریباً یکسان است. به علاوه، پش نیاز برشی مجاور تحتانی مهار بازویی، خصوصاً وقتی که مهار بازویی در تراز بام قرار گیرد، افزایش زیادی را نشان می‌دهد. این پدیده مربوط به اثرات مدهای بالاتر ارتعاش است.

شکل (۱۱-د) به طور متوسط پوش نسبت رانش بین طبقه‌ای برای دیواره هسته ۴۰ طبقه دارای مهار بازویی در ترازهای مختلف را نشان می‌دهد. بدیهی است که اگر مهار بازویی در $0.05H$ قرار گیرد، حداکثر تقاضای نسبت رانش بین طبقه‌ای مقادیر بزرگ دارد که نزدیک به ۴٪ است. لازم به ذکر است که LATBSC بیان می‌کند که حداکثر نسبت رانش بین طبقه‌ای مجاز برای میانگین پاسخ‌ها ۳٪ است [۴۱]. بنابراین، قرار دادن مهار بازویی در $0.05H$ مناسب نیست. علاوه بر این، شکل (۱۱-د) نشان می‌دهد که اگر مهار بازویی در $0.098H$ قرار گیرد، الگوی تقاضای نسبت رانش بین طبقه‌ای به طور قابل توجهی تغییر می‌کند.

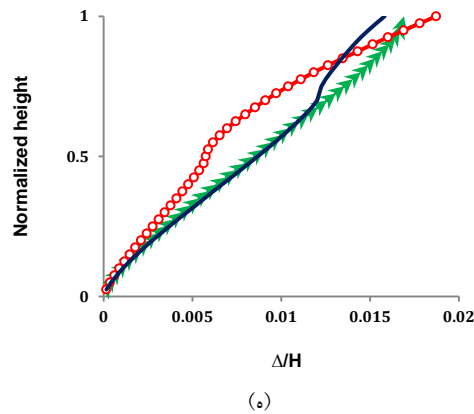
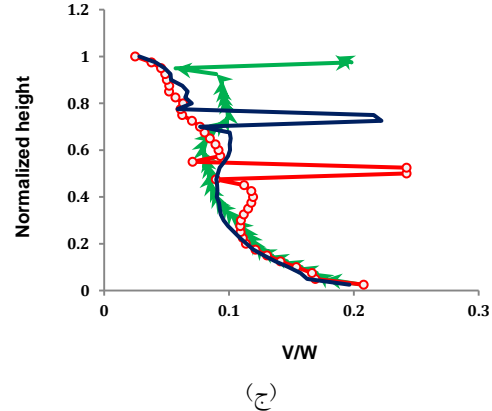
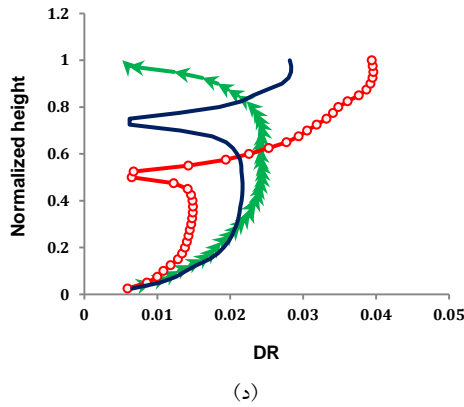
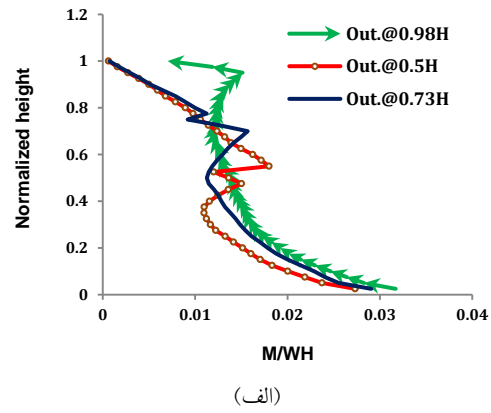
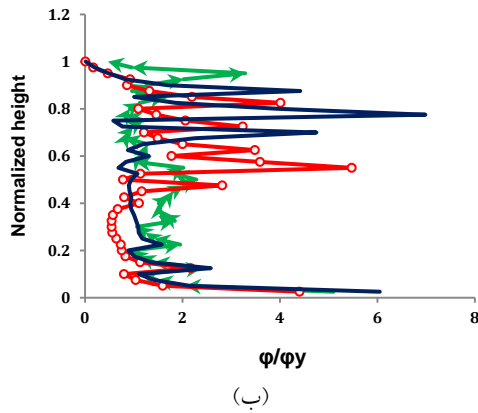
شکل (۱۱-ه) به طور متوسط پوش تقاضای جابجایی جانبی را برای ساختمان ۴۰ طبقه با مهار بازویی در موقعیت‌های مختلف نشان می‌دهد. جابجایی از طریق تقسیم بر ارتفاع کل ساختمان نرمال شده است. در صورت قرار دادن مهار بازویی در $0.05H$ ، نیمه پایین دیواره هسته دارای جابجایی جانبی کمتری در مقایسه با نتایج استقرار مهار بازویی در $0.073H$ است.

اگر مهار بازویی در $0.05H$ قرار گیرد، متوسط نیاز جابجایی بام $1/2$ برابر نیاز جابجایی بام حاصل از قرار دادن مهار بازویی



بنابراین، با توجه به تقاضای جابجایی، قرار دادن مهار بازویی در $0.5H$ توصیه نمی‌شود.

در $0.73H$ خواهد بود. دلیل این امر توسعه شدید پلاستیسیته در دیوار هسته بالای تراز مهار بازویی است که منجر به تقاضای جابجایی بیشتر در ترازهای فوقانی در حالت اول می‌شود.



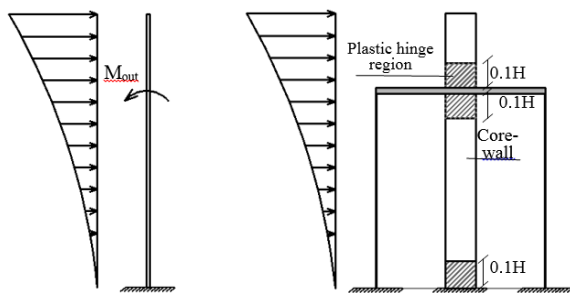
شکل ۱۱- متوسط پوش شکل‌پذیری هسته، الف) لنگر، ب) شکل‌پذیری، ج) برش، د) نسبت جابجایی بین طبقه‌ای و ه) جابجایی جانبی

می‌آید. تأمین شکل‌پذیری کافی در این مناطق منجر به اتلاف انرژی تحت زمین لرزه‌های شدید می‌شود [۴۶ و ۴۷]. رویکرد طراحی ظرفیت می‌تواند قسمت بزرگی از دیوارهای هسته را الاستیک نگه دارد و جزئیات آرماتور را در آنجا تسهیل کند. سهولت جزئیات و کاهش مقدار آرماتور قائم در بخش قابل

۵- رویکرد طراحی ظرفیتی

فلسفه طراحی ظرفیت در مهندسی سازه تضمین می‌کند که در هنگام زلزله سازه به طور شکل‌پذیر و مطلوبی پاسخ دهد. این مهم با پیش انتخاب سازوکار مفصل پلاستیک مناسب و سپس ارائه جزئیات (دتایل) ویژه به مناطق مفصل پلاستیک بدست

داده شده است که این مناطق برای گسترش پلاستیسیته مجاز باشند زیرا نگهداشتن این مناطق در محدوده الاستیک، در هنگام زلزله شدید، یک مسئله دشوار و گران است. در منطقه زیر و بالاتر از تراز مهار بازویی، محدود کردن هسته در محدوده الاستیک نیاز به استفاده از مقدار زیادی نسبت میلگرد در حدود ۳/۵٪ دارد که حتی بزرگتر از دو برابر نسبت میلگرد در تراز پایه است. در نواحی فوقانی و نزدیکی مهار بازویی، کنترل شکل پذیری انحنای (مفصل پلاستیک) در دیواره هسته کار آسانی نیست. یک دلیل، مقدار کم نیروی محوری بر روی دیواره هسته در مناطق فوقانی است. علاوه بر این، با توجه به تقاضای شکل پذیری انحنای در هسته که پیش تر بیان شد، می توان فهمید که تشکیل سه مفصل پلاستیک درون دیواره های هسته راهکار مناسبی است. این رویکرد مفصل پلاستیک سه گانه نامیده می شود. در شکل (۱۲) نمایش شماتیک رویکرد مفصل پلاستیک سه گانه در سیستم هسته و مهار بازویی و لنگر اعمال شده روی دیواره هسته در تراز مهار بازویی نشان داده شده است.



شکل ۱۲- شمای کلی عملکرد هسته و مهار بازویی و محل های مفصل پلاستیک

برای رسیدن به تقاضای شکل پذیری انحنای متعادل در سه منطقه مفصل پلاستیکی از پیش تعریف شده در دیواره هسته ای که در معرض زلزله های شدید قرار دارند، باید یک مقدار لنگر طراحی مناسب برای سیستم در نظر گرفته شود. برای بدست آوردن ضرایب R مناسب برای کاهش تقاضای لنگر الاستیک در مدهای مختلف ارتعاش، از یک فرایند آزمون و خطا استفاده شد. بکارگیری ضرایب R مناسب در فرایند طراحی منجر به تقاضای انعطاف پذیری مناسب در مناطق مفصل پلاستیکی در تحلیل دینامیکی غیر خطی می شوند. در این روش، اثر ξ مد اول ارتعاش ارتجاعی توسط ضرایب مختلف R کاهش می یابد. در هر مد، نسبت میلگرد قائم در مناطق مفصل پلاستیک برای تقاضای لنگر مربوطه طراحی شده است. با توجه به روش

توجهی از دیوار هسته از مزایای طراحی ظرفیت است. عملکرد سازه باید توسط تشکیل مفصل پلاستیک کنترل شود.

با توجه به بررسی های انجام شده در بخش قبلی و با توجه به پاسخ های به دست آمده از قرار دادن مهار بازویی در سه تراز مختلف ساختمان ۴۰ طبقه، سطح انتخاب شده برای بررسی بیشتر $0.73H$ است. بدیهی است که $0.5H$ به دلیل تقاضای نسبت رانش بین طبقه های بسیار زیاد در مناطق بالایی، سطح مناسبی برای مهار بازویی نیست. برای مهار بازویی در $0.98H$ نیاز لنگر در امتداد نیمه پایینی ارتفاع هسته حد اکثر است. دلیل آن وجود نسبت میلگرد بزرگ محاسبه شده از روش طیف پاسخ است. علاوه بر این، نیاز لنگر و برش در نواحی فوقانی، در نزدیکی مهار بازویی، مقادیر زیادی است و به طور کلی مقدار نسبت میلگرد زیادی برای هسته در مقایسه با مورد استقرار مهار بازویی در $0.73H$ لازم است. در جدول ۵ نسبت میلگرد قائم برای هسته در پایه و مجاور تراز مهار بازویی برای ساختمان ۴۰ طبقه ذکر شده است. برای رویکرد 40St-C نسبت میلگرد در منطقه دقیقاً زیر مهار بازویی نزدیک به نسبت میلگرد در پایه است. مقدار آرماتورهای طولی قائم به دست آمده از رویکرد طیف پاسخ در این مورد تقریباً نزدیک به دو برابر آرماتورهای طولی قائم در رویکرد 40St-B است. شایان ذکر است که سایر محققان و متخصصانی که سیستم های مهار بازویی با قابلیت اتلاف انرژی را مطالعه کرده اند، عموماً از این نوع مهار بازویی در تراز بام استفاده نکرده اند [۴، ۵ و ۱۲].

۶- فرآیند پیشنهادی

در این بخش، فرض بر این است که مهار بازویی در $0.73H$ قرار می گیرد. اگر از مقدار R یکسان برای کاهش پاسخ تمام مدهای ارتعاشی برای طراحی هسته های مهار بازویی در استفاده شود، گسترش پلاستیسیته در هر ناحیه از ارتفاع می تواند رخ دهد. بنابراین، طیف پاسخ متداول برای طراحی سیستم های هسته-مهار بازویی مناسب نیست. یک راه حل کاهش لنگر خمشی مدهای مختلف ارتعاشی با استفاده از ضرایب رفتار مختلف در پاسخ است. هدف این بخش یافتن ضرایب R جدید برای هر مد در فرایند طراحی است.

به طور کلی، تقاضای شکل پذیری انحنای قابل توجهی در دیوار هسته در مجاور تراز مهار بازویی وجود دارد. بنابراین، در یک سازه هسته و مهار بازویی، سه منطقه درون هسته تقاضای لنگر نسبتاً زیادی را نشان می دهند. این مناطق نزدیک به پایه، مجاور زیر و بالای مهار بازویی است. طبق تحقیقات، ترجیح

میلگرد و ضریب کاهش مقاومت ۱ حاصل شده و M_u ، لنگر ضریب‌دار درست بالای ناحیه مفصل پلاستیک است. نمودار لنگر بین مفصل پلاستیک پایه و مفصل زیر مهار بازویی، که از رابطه (۲) محاسبه شده است، با Φ_0 مربوط به مفصل پایه (Φ_{0b}) تشدید می‌شود. علاوه بر این، بخشی از منحنی تقاضای لنگر بالاتر از بالاترین مفصل پلاستیک، مجاور فوقانی مهار بازویی، توسط Φ_0 مربوطه به آن مفصل پلاستیک (Φ_{0up}) تشدید می‌شود (جدول (۳) را ببینید).

جدول ۳- ضرایب تشدید لنگر

طبقات	Φ_{0b}	Φ_{0up}
۴۰	۱/۵۱	۱/۳
۵۰	۱/۴۲	۱/۲۷
۶۰	۱/۳۲	۱/۲۵

نمودار لنگر طراحی در امتداد ارتفاع به دست آمده از طیف پاسخ متداول و از روش پیشنهادی در شکل (۱۳) برای ساختمان‌های ۴۰، ۵۰ و ۶۰ طبقه ارائه شده است. به طور کلی، در روش پیشنهادی، لنگر طراحی در پایه در مقایسه با روش متداول کاهش می‌یابد و این مسئله در تراز بالاتر معکوس است.

۷- بررسی پاسخ‌ها

ساختمان‌های ۴۰، ۵۰ و ۶۰ طبقه با استفاده از هر دو روش پیشنهادی و روش معمول طیف پاسخ که در آیین نامه‌ها تجویز شده است، طراحی شده‌اند. میانگین حداکثر کرنش تقسیم بر کرنش تسلیم در هسته‌های BRB، بدست آمده از تحلیل تاریخیچه زمانی در جدول (۴) نشان داده شده است. میانگین حداکثر کرنش در BRBs حاصل از هر دو روش طراحی معمولی و پیشنهادی، کمتر از ۱۰ برابر کرنش تسلیم بود که در حد قابل قبول است [۳۰].

جدول ۴- نسبت کرنش هسته مهار بند به کرنش تسلیم

پیشنهادی	سنتی	فرآیند
		طبقات
Max strain/Yielding strain		
۹/۶	۹/۲	۴۰
۶/۸	۶/۵	۵۰
۵/۲	۴/۵	۶۰

طراحی ظرفیت، پلاستیسیته نباید در خارج از مناطق مفصل پلاستیک گسترش یابد. بنابراین، در خارج از منطقه مفصل پلاستیک، نسبت میلگرد باید با استفاده از یک تقاضای لنگر تقویت شده محاسبه شود. با استفاده از میلگردهای جدید محاسبه شده در مناطق الاستیک در مدل هسته، تجزیه و تحلیل تاریخیچه زمان غیر خطی برای سیستم اجرا شد. سپس، پوش شکل پذیری انحنای مورد بررسی قرار گرفت. اگر مقادیر شکل پذیری انحنای در سه ناحیه مفصل پلاستیک متعادل نباشد، اینکار برای ضرایب R دیگر تکرار می‌شود. سرانجام، ترکیب زیر پیشنهاد شد:

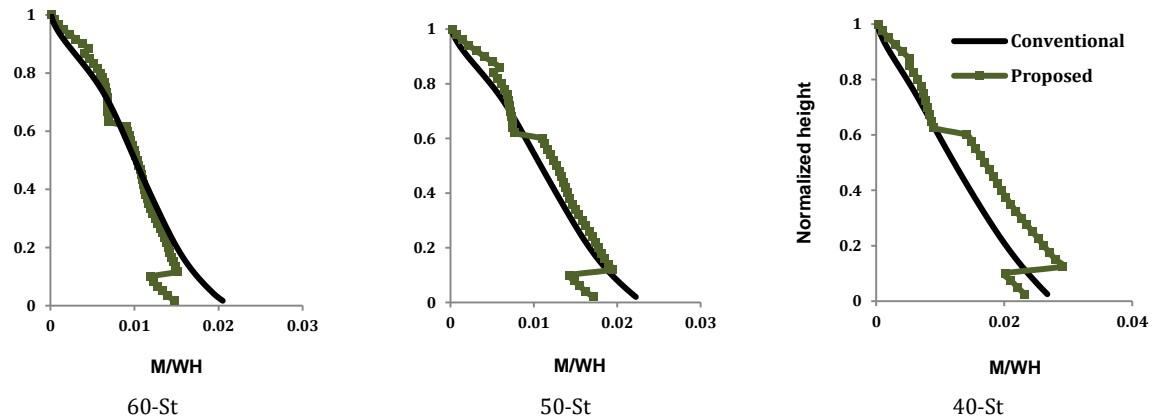
$$M^2 = \left(\frac{M_{ERS1}}{3.8}\right)^2 + \left(\frac{M_{ERS2}}{3.5}\right)^2 + \left(\frac{M_{ERS3}}{2}\right)^2 + \left(\frac{M_{ERS4}}{1}\right)^2 \quad (2)$$

M ، نیازلنگر طراحی مناطق مفصل پلاستیک است و $MERSi$ نیازلنگر در مد نام الاستیک است. واضح است که فاکتور R برای مد اول، دوم، سوم و چهارم به ترتیب $3/8$ ، $3/5$ ، $2/0$ و $1/0$ است. مشخص است که اثرات مدهای بالاتر ارتعاش چندان توسط گسترش پلاستیسیته دستخوش کاهش نمی‌یابد. شایان ذکر است که فاکتورهای R پیشنهادی قطعاً برای ساختمان‌های دیواری هسته‌ای ۴۰، ۵۰ و ۶۰ طبقه معتبر هستند و تحقیقات بیشتری برای بررسی صحت فاکتورهای R پیشنهادی برای سایر ساختمان‌های دیوار هسته و مهار بازویی لازم است.

یاد آور می‌شود نیاز لنگر محل مفصل از معادله (۲) بدست می‌آید. برای اطمینان از عدم گسترش پلاستیسیته در ناحیه خارج از مفصل پلاستیک از پیش در نظر گرفته شده در دیوار هسته، از مفهوم طراحی ظرفیت باید استفاده شود. برای تحقق این هدف، مقاومت خمشی نواحی واقع در خارج از منطقه مفصل باید به قدر کافی زیاد باشد. بنابراین، نمودار لنگر طراحی بین نواحی مفصل پلاستیک پایه و مفصل پلاستیک مجاور زیرین مهاربازویی، باید تقویت شود. برای محاسبه این ضریب تقویت، از معادله زیر برای محاسبه ضریب اضافه مقاومت در بالای مفصل پلاستیک پایه استفاده شده است.

$$\Phi_0 = \frac{M_{pr}}{M_u} \quad (3)$$

M_{pr} مقاومت خمشی محتمل دیوار هسته در منطقه مفصل پلاستیک است، که با استفاده از مقاومت تسلیم مورد انتظار فولاد



شکل ۱۳- دیاگرام لنگر طراحی حاصل از روش طیفی متداول و روش پیشنهادی

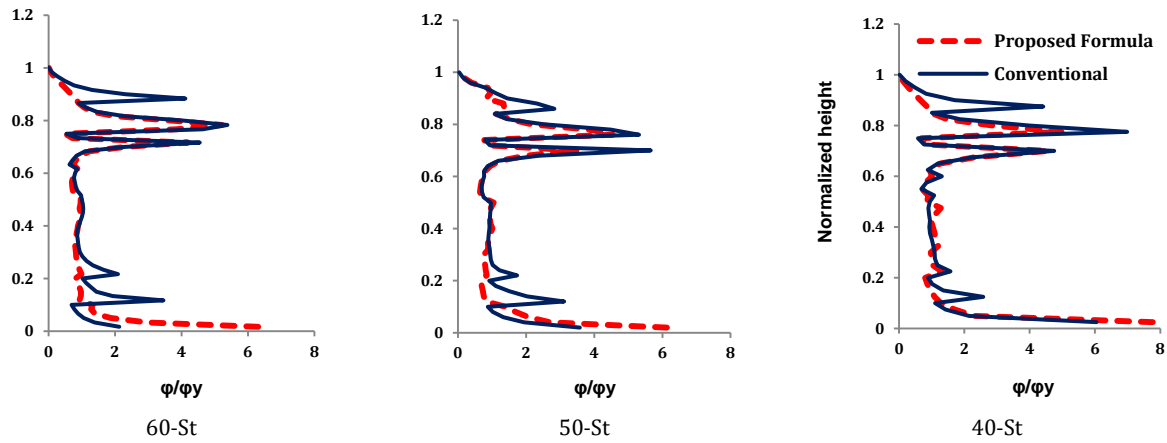
هسته کوچک‌تر است. همچنین، شکل (۱۴) نشان می‌دهد که روش پیشنهادی باعث ایجاد تعادل بهتر شکل پذیری انحنای در مناطق مجزای مفصل پلاستیک می‌شود و از گسترش پلاستیسیته در مناطق دیگر جلوگیری می‌کند.

شکل (۱۵) نشان می‌دهد که پوش تقاضای لنگر هسته متأثر از روش پیشنهادی است. در ساختمان ۴۰ طبقه، بیشترین تفاوت بین روش متعارف و روش پیشنهادی کمتر از ۱۵٪ است. روش پیشنهادی منجر به مقادیر کمتری از میلگرد و لذا تقاضای لنگر کمتر در پایه می‌شود. اما، در مورد سطوح بالاتر این مسئله برعکس است زیرا هدف اصلی کنترل تقاضای شکل پذیری است. برای ساختمان ۶۰ طبقه، تقاضای لنگر بدست آمده از رویکرد پیشنهادی ۰/۷۵ برابر تقاضای لنگر بدست آمده از رویکرد معمولی است. دلیل آن کاهش مقاومت خمشی در منطقه پایه هسته در رویکرد جدید است.

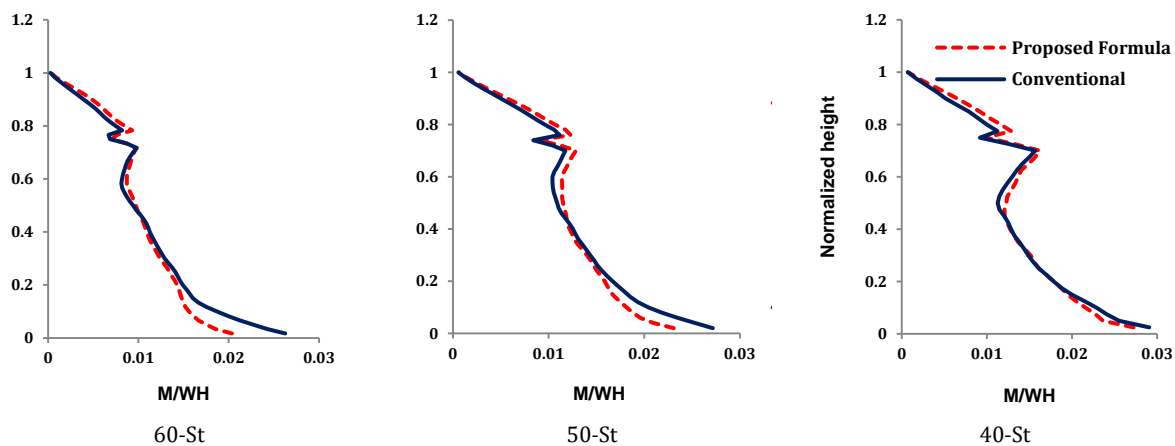
نسبت میلگرد قائم هسته در سه منطقه مفصل پلاستیک، محاسبه شده از دو روش فوق الذکر، در جدول (۵) ارائه شده است. در شکل (۱۴) تقاضای شکل پذیری انحنای به دست آمده از روش‌های متداول و پیشنهادی مقایسه شده است. بدیهی است که برای ساختمان ۶۰ طبقه، استفاده از روش معمول منجر به تقاضای انعطاف پذیری کوچک برابر با ۲ در سطح پایه دیواره هسته و همچنین افزایش ناخواسته شکل پذیری انحنای در نواحی بالاتر از مفصل پلاستیک پایه و همچنین در حدود $0/85H$ می‌شود. این نقیصه با بکارگیری روش طراحی پیشنهادی برطرف شده است، به عنوان مثال، تقاضای شکل پذیری انحنای در پایه افزایش یافته است. پوش نیاز شکل پذیری انحنای حاصل از روش‌های متداول طراحی در سازه ۴۰ طبقه و ۵۰ طبقه تقریباً شبیه نمودار ساختمان ۶۰ طبقه است. با این حال، برای سازه بلندتر در روش معمول، تقاضای شکل پذیری انحنای در قاعده دیوار

جدول ۵- میلگردهای قائم حاصل از روش متداول و روش پیشنهادی

60St	50St	40St-C	40St-B	40St-A	فرآیند	
۱/۷۲	۱/۴۸	۱/۶۴	۱/۲۷	۱/۰۳	سنتی	نسبت میلگرد در تراز پایه
۰/۲۵	۰/۵۳	-	۰/۸۵	-	پیشنهادی	
۰/۵۷	۰/۷۵	۱/۵۱	۰/۹	۰/۴۶	سنتی	نسبت میلگرد در تراز تحتانی مهاربازویی
۰/۴۹	۰/۷۹	-	۰/۹۲	-	پیشنهادی	
۰/۵۲	۰/۶۸	-	۰/۶۲	۱/۱۵	سنتی	نسبت میلگرد در تراز فوقانی مهاربازویی
۰/۷۳	۰/۸۶	-	۰/۸۷	-	پیشنهادی	



شکل ۱۴- مقایسه پوش نیاز انحنای لنگر در مدل‌ها ناشی از روش طراحی طیفی متداول و روش پیشنهادی



شکل ۱۵- مقایسه پوش نیاز لنگر در مدل‌ها ناشی از روش طراحی طیفی متداول و روش پیشنهادی

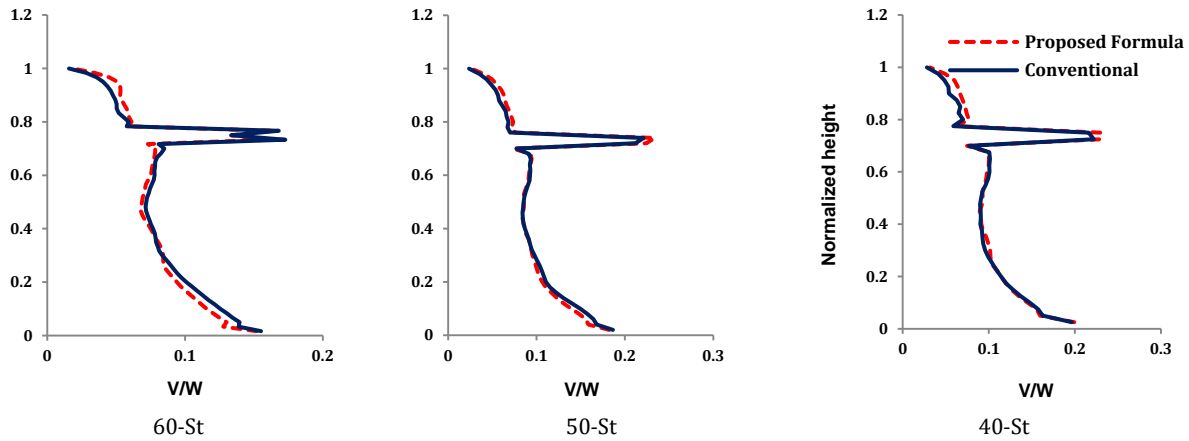
شکل (۱۸) پوش تقاضای جابجایی جانبی نرمال شده را که از روشهای پیشنهادی و معمول بدست آمده است نشان می‌دهد. به طور کلی، تقاضای جابجایی بام حاصل از دو روش یکسان است. این موضوع قانون جابجایی برابر برای ساختمان‌های بلند با زمان تناوب زیاد را نشان می‌دهد.

۸- نتیجه گیری

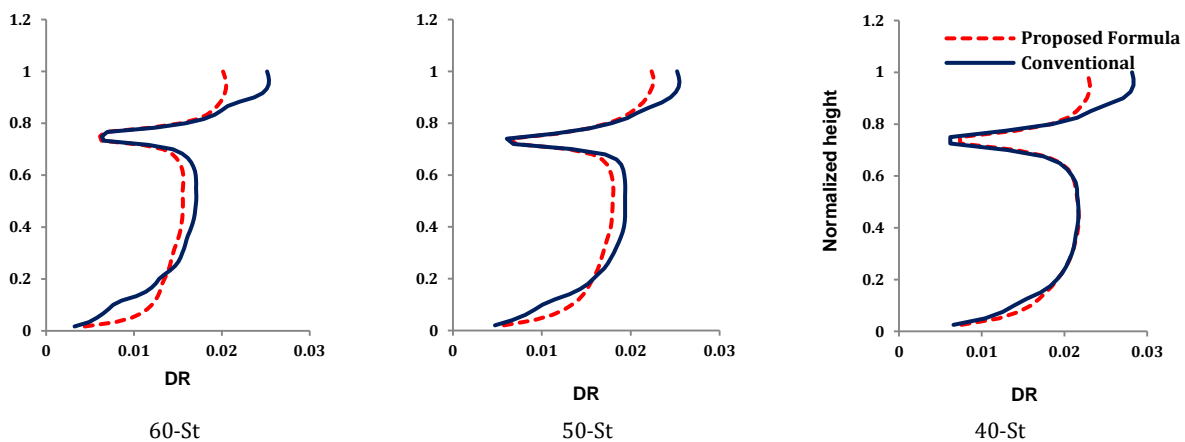
مهار بازویی BRB تغییراتی در پاسخ سازه ایجاد می‌کند که شامل تغییر در توزیع نیرو و تقاضای جابجایی جانبی ساختمان‌های دارای هسته است. بنابراین، علاوه بر یک مفصل پلاستیک در پایه، تشکیل مفصل پلاستیک دیگر درون هسته، محتمل است. در این مقاله، ساختمان‌های دارای هسته بتن مسلح دارای مهار بازویی BRB با استفاده از طیف پاسخ متداول طراحی شده است. مهار در چند تراز مختلف قرار گرفت و سازه طراحی شد. در ادامه پاسخ این ساختمان‌ها با استفاده از تحلیل

شکل (۱۶) پوش تقاضای برشی عادی دیوار هسته را در ارتفاع آن حاصل از روشهای طراحی معمولی و پیشنهادی نشان می‌دهد. برای هر ارتفاع مدل در نظر گرفته شده، واضح است که پوش تقاضای برشی محاسبه شده از دو روش تقریباً یکسان است. در مورد سازه‌های هسته با مهار بازویی، پوش تقاضای برشی به چگونگی وقوع لولاهای پلاستیک بستگی ندارد.

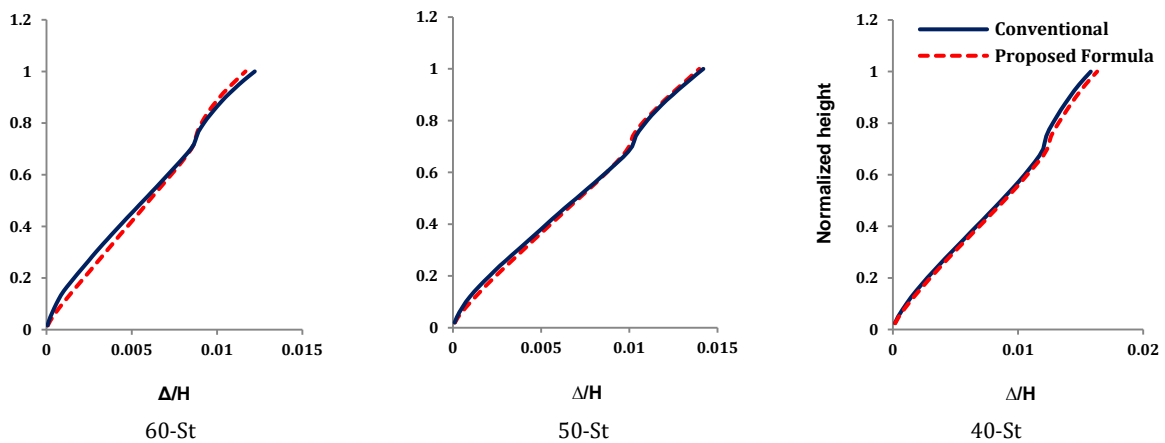
شکل (۱۷) پوش مورد نیاز دریافت سازه بر روی ارتفاع سازه را نشان می‌دهد. در ساختمان ۶۰ طبقه، روش پیشنهادی منجر به حدود ۲۰٪ کاهش حداکثر نسبت رانش بین طبقه‌ای می‌شود. برای ساختمان‌های ۴۰ طبقه و ۵۰ طبقه، نسبت‌های کاهش به ترتیب حدود ۲۰ و ۱۰ درصد است. علت این است که در روش معمول، پلاستیسیت در هر ناحیه از ارتفاع گسترش می‌یابد. در حالی که در روش پیشنهادی، پلاستیسیت در مکان‌های از پیش تعریف شده متمرکز شده است. این شواهد قابلیت روش پیشنهادی طراحی را تأیید می‌کند.



شکل ۱۶- مقایسه پوش نیاز برش در مدل‌ها ناشی از روش طراحی طیفی متداول و روش پیشنهادی



شکل ۱۷- مقایسه پوش نیاز دررفت در مدل‌ها ناشی از روش طراحی طیفی متداول و روش پیشنهادی



شکل ۱۸- مقایسه پوش نیاز جابجایی جانبی در مدل‌ها ناشی از روش طراحی طیفی متداول و روش پیشنهادی

در هر جایی از دیوار هسته، به ویژه در نواحی اطراف مهار بازویی گسترش می‌یابد. علاوه بر این، تقاضای شکل پذیری انحنای در منطقه فوقانی بیشتر از پایه است. برای دستیابی به

تاریخچه زمان غیر خطی بررسی شد. نشان داد که قرار دادن مهار بازویی در $0.73H$ منجر به پاسخ قابل قبول‌تر می‌شود. با بکارگیری رویکرد طراحی متداول، نشان داده شد که پلاستیسیته

- [3] Satake, N., Suda, K., Arakawa, T., Sasaki, A. and Tamura, Y. (2003), "Damping evaluation using full-scale data of buildings in Japan", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, pp. 470-477.
- [4] Smith, R.J. and Willford, M.R. (2007), "The damped outrigger concept for tall buildings", *Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 16, pp. 501-517.
- [5] Chen, Y., McFarland, D.M., Wang, Z., Spencer, B.F. and Bergman, L.A. (2010), "Analysis of tall buildings with damped outriggers", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 136, pp. 1435-1443.
- [6] Rahgozar, R. and Sharifi, Y. (2009), "An approximate analysis of Framed tube, Shear core and Belt truss in high-rise building", *Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 18, pp. 607-624.
- [7] Xu, P.F., Huang, J.F., Xiao, C.Z., Li, Y.G. and Huang S.M. (1999), "Some problems in seismic design of frame-core wall structures with strengthened stories", *Journal of Building Structures*, Vol. 20, pp.2-10.
- [8] Taranath, B.S. (1988), "Structural analysis and design of tall buildings", New York, Mc Graw Hill.
- [9] Taranath, B.S. (1974), "Optimum belt truss location for high rise structures", *Engineering Journal*; 18-21.
- [10] Wu, J.R. and Li, Q.S. (2003), "Structural performance of multi-outrigger-braced tall buildings", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 12, pp. 155-176.
- [11] Smith, B.S. and Salim, I. (1981), "Parameter study of outrigger-braced tall building structures", *Journal of the Structural Division*, Vol. 107, pp. 2001-2014.
- [12] Zhou, Y. and Li, H. (2013), "Analysis of a high-rise steel structure with viscous damped outriggers", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 23, pp. 963-979.
- [13] Bosco, M. and Marino, E.M. (2013), "Design method and behavior factor for steel frames with buckling restrained braces", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 42, pp.1243-1263.
- [14] AISC 2010, 2005, *Seismic Provision for structural steel buildings*. American Institute of Steel Construction: Chicago.
- [15] CEN EC8, 2004, *Design of Structures for Earthquake Resistance*. European Committee for Standardisation: Brussels, Belgium.
- [16] Asgarian, B. and Shokrgozar, H.R. (2009), "BRBF response modification factor", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 290-298.
- [17] Mahmoudi, M. and Zaree, M. (2010), "Evaluating response modification factors of concentrically braced steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, pp. 1196-1204.

[۱۸] سید محمود، س.ع.، صابری، ح. و صابری، و. (۱۴۰۰)، "ارزیابی ضریب رفتار سیستم دوگانه قاب خمشی فولادی و مهاربندی شده کمانش تاب تحت رکوردهای نزدیک و دور از گسل"، نشریه عمران و پروژه، سال سوم، دوره ۳، شماره ۹، ص. ۸۴-۱۰۱.

- [19] Klemencic, R., Fry, A., Hooper, J.D. and Morgen, B.G. (2007), "Performance based design of ductile concrete core wall buildings-issues to consider before detail analysis", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 16, pp. 599-614.
- [20] CSA Standard A23.3-04, 2005, *Design of concrete structures*, Canadian Standard Association: Rexdale, Canada, 214.

پاسخ‌های مطلوب، یک روش ترکیبی جدید برای طراحی سازه‌ها ارائه شد. در روش پیشنهادی، مقادیر مختلف ضریب رفتار برای مدهای مختلف به منظور بدست آوردن لنگر طراحی مفاصل پلاستیک هسته استفاده شد. سه منطقه مستعد مفصل پلاستیک شناسایی شد که شامل ناحیه پایه، مجاور بالا و مجاور زیرین مهار بازویی است و این مناطق برای تشکیل مفاصل مرجح بودند. در رویکرد جدید، مفهوم طراحی ظرفیت برای جلوگیری از گسترش پلاستیسیته در خارج از مناطق مفصل پلاستیک استفاده شد. نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخیچه زمان غیر خطی نشان داد که پلاستیسیته در نواحی مفصل پلاستیک از پیش تدبیر شده گسترش یافته و تقاضای شکل پذیری انحنای در سه مفصل دارای مقادیر متعادل است. علاوه بر این، پلاستیسیته در سایر مناطق خارج از منطقه مفصل در هسته گسترش نمی‌یابد. روش پیشنهادی منجر به تقاضای لنگر کمتری در پای هسته و مقادیر کمتر دریافت نسبت به روش معمول می‌شود. تقاضای برشی پایه در دو روش تقریباً یکسان است. میانگین حداکثر کرنش محوری در BRBها که با استفاده از هر دو روش طراحی معمولی و پیشنهادی بدست آمده، در حد قابل قبول بود.

در ساختمان ۶۰ طبقه، روش پیشنهادی منجر به حدود ۲۰٪ کاهش حداکثر نسبت رانش بین طبقه‌ای می‌شود. برای ساختمان های ۴۰ طبقه و ۵۰ طبقه، نسبت های کاهش به ترتیب حدود ۲۰ و ۱۰ درصد است. علت این است که در روش معمول، پلاستیسیته در هر ناحیه از ارتفاع گسترش می‌یابد. در حالی که در روش پیشنهادی، پلاستیسیته در مکان های از پیش تعریف شده متمرکز شده است. این شواهد قابلیت روش پیشنهادی طراحی را تأیید می‌کند. به طور کلی، تقاضای جابجایی بام حاصل از دو روش یکسان است. این موضوع قانون جابجایی برابر برای ساختمان‌های بلند با زمان تناوب زیاد را نشان می‌دهد.

پیشنهاد می‌شود در تحقیقات آتی با تحلیل دینامیکی افزایشده و منحنی‌های شکنندگی رابطه بین پارامترهای مهندسی و شدت زلزله بررسی گردد.

۹- مراجع

- [1] Smith, B.S. and Coull, A. (1991), "Tall building Structures: Analysis and design", 1 Ed., New York: John Wiley & Sons Inc.
- [2] Soong, T.T. and Spencer, B.F. (2002), "Supplemental energy dissipation: State-of-the-art and state-of-the-practice", *Engineering Structures*, Vol. 24, pp. 243-259.



- [38] Thomsen, J. H. and Wallace, J. W. (2004), "Experimental Verification of Displacement- Based Design Procedures for Slender Reinforced Concrete Structural Walls", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 130, pp. 618-630.
- [39] ASCE/SEI 41-06, 2007, Seismic rehabilitation of existing buildings (Including Supplement # 1), American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- [40] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, pp. 1804-1826.
- [41] LATBSDC, 2011, An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles region, Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council.
- [42] Ghodsi, T., Ruiz, J.F., Massie, C. and Chen, Y. (2010), "Pacific earthquake engineering research/seismic safety commission tall building design case study", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 19, pp. 197-256.
- [43] Léger, P. and Dussault, S. (1992), "Seismic-energy dissipation in MDOF structures", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, pp. 1251-1269.
- [44] Chopra, A.K. (2001), "Dynamics of structures", Prentice-Hall: New Jersey.
- [45] ASCE/SEI 7-2010, 2010, Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers. Reston, VA.
- [46] Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992), "Seismic design of reinforced concrete and masonry", Wiley, New York, United States of America.
- [47] Ugalde, D. and Lopez-Garcia, D. (2020), "Analysis of the seismic capacity of Chilean residential RC shear wall buildings", *Journal of Building Engineering*, Vol. 31, pp.101369.
- [21] NZS 3101, 2006, New Zealand Standard, Part 1- The design of concrete structures. Standards New Zealand: Wellington, New Zealand.
- [22] Porcu, M.C., Montis, E. and Saba, M. (2021), "Role of model identification and analysis method the seismic assessment of historical masonry towers", *Journal of Building Engineering*, Vol. 43, pp.103114.
- [23] Beiraghi, H., Kheyroddin, A. and Kafi, M.A. (2016), "Forward directivity near-fault and far-fault ground motion effects on the behavior of reinforced concrete wall tall buildings with one and more plastic hinges", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 25, pp. 519-539.
- [24] Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. (2007), "Displacement-based seismic design of structures", IUSS Press: Pavia, Italy, ISBN: 88-6198-000-6.
- [25] Calugaru, V. and Panagiotou, M. (2012), "Response of tall cantilever wall buildings to strong pulse type seismic excitation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 41, pp. 1301-1318.
- [26] Panagiotou, M. and Restrepo, J. (2009), "Dual-plastic hinge design concept for reducing higher-mode effects on high-rise cantilever wall buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 38, pp. 1359-1380.
- [27] National Institute of Standards and Technology, 2012, Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6 2012.
- [28] ACI 318-11, 2011, Building code requirements for structural concrete and commentary, ACI Committee 318, Farmington Hills.
- [29] Sahoo, D.R. and Chao, S. (2010), "Performance-based plastic design method for buckling-restrained braced frames", *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 2950-2958.
- [30] Jones, P. and Zareian, F. (2013), "Seismic response of a 40-storey buckling-restrained braced frame designed for the Los Angeles region", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 22, pp. 291-299.
- [31] PERFORM-3D, 2011, Nonlinear analysis and performance assessment for 3D structures, V.4.0.3, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.
- [32] PERFORM-3D, 2006, Nonlinear analysis and performance assessment for 3D structures, V.4, User Guide, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.
- [33] Nguyen, A.H., Chintanapakdee, C. and Hayashikawa, T. (2010), "Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of BRBF buildings", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, pp. 1118-1127.
- [34] Simpson, Gumpertz, & Heger, Inc., 2009, Detailed Design Writeup for BRBF building. Simpson, Gumpertz, & Heger, Inc.: San Francisco, CA.
- [35] Applied Technology Council, 2010, ATC-72: Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, ATC, Redwood City, CA.
- [36] Orakcal, K. and Wallace, J.W. (2006), "Flexural modeling of reinforced concrete walls-experimental verification", *ACI Structural Journal*, Vol. 103, pp. 196-206.
- [37] Beiraghi, H., Kheyroddin, A. and Kafi, M.A. (2015), "Nonlinear fiber element analysis of a reinforced concrete shear wall subjected to earthquake records", *Transactions of Civil Engineering*, Vol. 39, pp. 409-422.

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 زیر نویس 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

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

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها

