

# « بسم الله الرحمن الرحيم »



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر فرزاد نعیم - دکتر علیرضا رضائیان

نشریه علمی و پژوهشی

## سازه و فولاد

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

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

نشانی:

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

تلفن:

۸۸۴۶۹۰۰۴-۸۸۴۲۹۴۳۸

پایگاه اینترنتی:

[www.iss.ir](http://www.iss.ir)

پست الکترونیکی:

[info@iss.ir](mailto:info@iss.ir)

انجمن سازه‌های فولادی ایران

# سازه و فولاد

## اعتبار علمی و پژوهشی

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

سال ششم - شماره‌ی هشتم

پائیز و زمستان ۱۳۸۹

## فهرست

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

۵ ..... اثر توزیع تنش ورق در میدان پس کمانش بر نیروهای برشی و اندرکنشی ورق در دیوارهای برشی فولادی .....  
**The Effect of Plate Stress Distribution in Post Buckling Field on Shear Force and Plate Interaction Force in Steel Plate Shear Walls**

دکتر سعید صبوری، دکتر سیدرامین اسعدسجادی

۱۷ ..... ارزیابی شاخص آسیب پذیری قاب‌های خمشی فولادی قبل و بعد از بهسازی لرزه‌ای با مهاربندهای فولادی و دیواربرشی .....  
**Evaluation of Damage Index of Steel Moment Resistance Frames Before and After Seismic Rehabilitation by Steel Braces and Shear Wall**

دکتر محمود نادری، دکتر علیرضا رضائیان، مهندس مریم تنورساز

استفاده از الگوریتم ژنتیک و شبکه‌های عصبی مصنوعی در بهینه‌یابی وزنی گنبد‌های مشبک تک لایه فولادی با پیکره‌بندی‌های مختلف .....  
**Optimum Design (Minimum Weight) of Single-layer-lattice Domes with Different Topologies using Genetic Algorithm and Artificial Neural Networks**

مهندس مهدی بندگی، دکتر فرزاد شهاییان

۴۹ ..... بکارگیری نویز سفید در بررسی و مقایسه خواص دینامیکی تیرهای دو سر ساده معمولی و لانه زنبوری .....  
**Application of White Noise Excitation for Investigation and Comparing the Dynamic Characteristics of Castellated and Plain-webbed Beams**

دکتر محمد علی لطف‌اللهی یقین، مهندس حمید احمدی

۶۱ ..... توسعه یک میراگر ویسکوز غیر خطی: مطالعات آزمایشگاهی و تعیین مشخصات رفتار مکانیکی .....  
**Development of a Nonlinear Viscous Damper: Experimental Studies and Mechanical Characteristics Determination**

مهندس حسین پزشکی، دکتر منصور ضیایی فر

طراحی و مدل‌سازی سیستم نوین جذب انرژی زلزله با استفاده از هیبرید اصطکاک-تسلیم فولاد در قابهای فولادی مهاربندی شده (۱).....  
**Design & Modeling of a Novel Energy Dissipated Device Using Hybrid Friction-Yielding Damper in the Steel Braced Frames**

دکتر سعید بهرام بهشتی اول، مهندس حمید رضاماه بانویی

۸۳ ..... گسترش روش کانی برای تحلیل قابهای دوگانه .....  
**Extending Kani Method for Analysis of Braced Frames**

دکتر محمد رضایی پزند، مهندس احمد آفتابی ثانی

## یادداشت فنی

۹۹ ..... بررسی تأثیر الگوهای بار جانبی و مدهای بالاتر در تحلیل استاتیکی غیر خطی انواع قابهای ساده فولادی با مهاربند واگرا .....  
**Evaluation of Higher-order Modes and Load Patterns in nonlinear Static Analysis of EBF in Steel Structures**

دکتر محسنعلی شایانفر، مهندس سید مهدی صفایی

۱۱۴ ..... شیوه نگارش .....

۱۱۵ ..... فرم عضویت .....

به نام خالق هستی

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

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

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

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

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

انجمن سازه‌های فولادی ایران



# اثر توزیع تنش ورق در میدان پس کمانش بر نیروهای برشی و اندرکنشی ورق در دیوارهای برشی فولادی

سعید صبوری<sup>۱</sup>، سید رامین اسعد سجادی<sup>۲</sup>  
(دریافت: ۸۹/۹/۱۱، پذیرش: ۸۹/۱۲/۲۵)

## چکیده

دیوارهای برشی فولادی سیستمهای مقاوم در برابر بارهای جانبی می باشند. این دیوارها به دو صورت بدون سخت کننده و با سخت کننده بکار می روند. جهت تعیین نیرو و تغییر مکان برشی تسلیم شدن ورق و همچنین تنشهای اندرکنشی ایجاد شده از ورق بر روی قاب لازم است تا توزیع تنش ورق در میدان پس کمانش بررسی شود. در این تحقیق با استفاده از دو نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده و با سخت کننده توزیع تنش در ورق بررسی شده است. نتایج نشان می دهند که برای تعیین نیروی برشی و تغییر مکان تسلیم شدن ورق، تنش اصلی سوم ورق در میدان پس کمانش باید برابر تنش برشی کمانشی ورق و برای تعیین تنشهای اندرکنشی ورق بر روی قاب، تنش اصلی سوم ورق در میدان پس کمانش برابر نصف تنش برشی کمانشی ورق در نظر گرفته شود.

## کلمات کلیدی

دیوار برشی فولادی، تئوری اندرکنش ورق و قاب، تنش، پس کمانش

## The Effect of Plate Stress Distribution in Post Buckling Field on Shear Force and Plate Interaction Force in Steel Plate Shear Walls

Saied Sabouri, Seyed Ramin Asad Sajadi

### ABSTRACT

Steel plate Shear walls are resistible systems against horizontal loading. They are used without stiffeners and with stiffeners types. It is necessary that the plate stress distribution is studied for determining the shear force and yield displacement of plate and the plate stress interaction effects on frame. In this paper, the plate stress distribution is studied by using two experimental steel plate shear walls without stiffeners and with stiffeners. The results show that, the plate third principal stress in post buckling field should be equal the plate shear stress buckling for determining the shear and yield displacement of plate and should be equal the half of plate shear stress buckling for determining the plate stress interaction effects on frame.

### Keyword

Steel Plate Shear Wall, Plate-Frame Interaction Theory, Stress, Post Buckling

۱. دانشیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، [sabouri@kntu.ac.ir](mailto:sabouri@kntu.ac.ir) (نویسنده مسئول)
۲. پژوهشگر فوق دکترای عمران سازه، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، [rasajadi@yahoo.com](mailto:rasajadi@yahoo.com)



برای محاسبه اثر اندرکنش ورق باید از آنالیز غیر خطی در نرم افزار استفاده گردد تا اثر تسلیم شدن ورق بر روی قاب پیرامون در نظر گرفته شود.

تئوری اندرکنش ورق و قاب توسط صبوری ایجاد شد [۱۶-۱۰]. این تئوری، توانایی محاسبه رفتار نیروی برشی- تغییر مکان دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده، با سخت کننده، بدون بازشو و با بازشو را دارد همچنین اثر اندرکنش ورق بر روی قاب پیرامون را با استفاده از رابطه‌های تئوری کلاسیک، محاسبه می نماید.

هدف از این تحقیق بررسی توزیع تنش ورق برای محاسبه نیروی برشی، تغییر مکان تسلیم ورق و تنشهای اندرکنشی ورق بر روی قاب پیرامون درمیدان پس کماتش در دیوارهای برشی فولادی با و بدون سخت کننده بر پایه تئوری اندرکنش ورق و قاب است. برای این منظور از دو نمونه آزمایشگاهی و المان محدودی استفاده شده است. مدل‌های المان محدودی مشابه نمونه‌های مدل‌های آزمایشگاهی هستند که تحلیل المان محدودی آنها با نتایج آزمایشگاهی کالبره شده و برای بررسی توزیع تنش ورق از آنها استفاده شده اند.

## ۲- مشخصات هندسی نمونه های آزمایشگاهی

نمونه‌های آزمایشگاهی [۱۶] مورد استفاده در این تحقیق شامل دو نمونه دیوار برشی فولادی دارای سخت کننده به نام DS-SPSW-0% و بدون سخت کننده به نام DS-PSW می باشد که در شکل‌های ۱-الف و ۱-ب نشان داده شده اند. نمونه ها در آزمایشگاه سازه مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن ایران توسط مولفین تحت آزمایش قرار گرفته اند [۱۶].

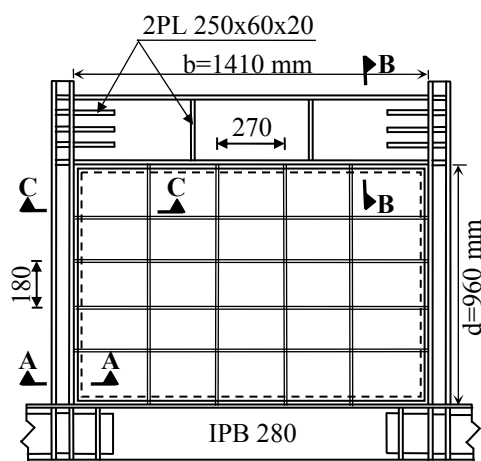
عرض و ارتفاع نمونه ها به ترتیب ۱۵۹۰ و ۱۲۵۰ میلیمتر بوده و در مقیاس یک سوم ساخته شده بودند. در دیوارهای برشی فولادی، ورق فولادی معمولاً به کمک ورق واسط به قاب پیرامون متصل می شود که در این نمونه ها برای اتصال ورق و سخت کننده ها به قاب پیرامون از یک قاب نبشی 60x60x6 میلیمتر استفاده شد. عرض و ارتفاع قاب

امروزه استفاده از دیوارهای برشی فولادی به علت توانایی زیاد آنها در مقابل بارهای جانبی و جذب انرژی زلزله در کشورهای مختلف گسترش یافته است [۱]. دیوارهای برشی فولادی به دو صورت با و بدون سخت کننده به کار می روند. یکی از عوامل کاهش دهنده جذب انرژی در دیوارهای برشی فولادی بدون سخت کننده، کماتش ورق در بارهای کم است. استفاده از سخت کننده باعث بهبود رفتار کماتشی ورق خواهد شد.

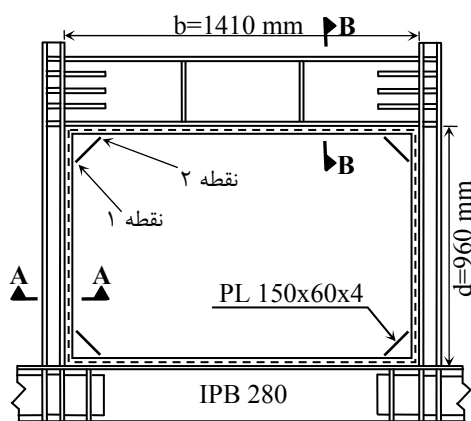
یکی از مهمترین عوامل موثر بر رفتار دیوارهای برشی فولادی، اثر اندرکنش نیروی ورق بر تیر و ستون پیرامون خود می باشد. در صورتی که تیر و ستونها در برابر تنش ناشی از کماتش ورق ضعیف باشند به طرف ورق کشیده می شوند و دیوار برشی فولادی کارایی خود را از دست می دهد که نتایج آزمایشها نیز آن را تایید می نماید [۲].

تاکنون تئوریهای مختلفی برای تعیین رفتار دیوارهای برشی فولادی بدون سخت کننده ارائه شده است که برای حالت با سخت کننده گسترش داده نشده است. تروپورن، کولاک و همکاران [۳] و تیملر و کولاک [۴] روش مدل میله‌ای را برای تحلیل دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک بدون سخت کننده گسترش دادند. در این روش ورق به یک سری نوارهای مورب موازی تقسیم می شود، سپس ورق نوارها با یک سری میله های خربایی موازی که فقط تحمل نیروی کششی را دارند، جایگزین می شوند. محققین مختلفی نتایج تحلیلی این روش را با استفاده از آزمایشهای مختلف مقایسه کرده اند [۵-۸] و برای اصلاح آن روشهایی نظیر اصلاح منحنی تنش - کرنش میله های خربایی [۶] و اصلاح زاویه قرارگیری میله ها [۸]، پیشنهاد شده است. برمن و برونو [۹] با استفاده از تشکیل مکانیسم در مدل‌های میله ای و قاب رابطه ای را برای تعیین نیروی برشی دیوار برشی فولادی ارائه نموده اند. در این مدل محاسبه اثر اندرکنشی ورق بر روی قاب پیرامون دارای دو محدودیت است. اول این که ورق مورد استفاده در این مدل باید نازک و بدون سخت کننده باشد. دوم این که

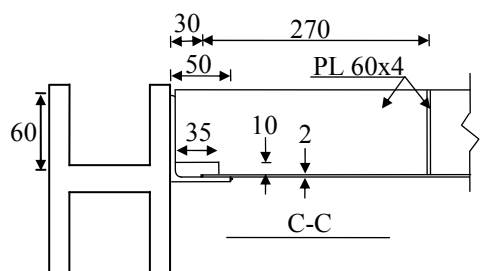
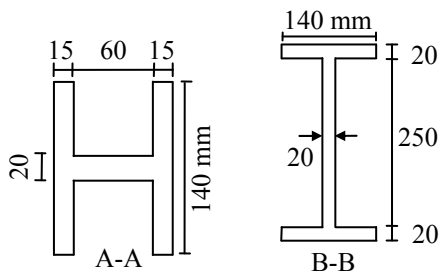




(الف)



(ب)



شکل (۱): مشخصات نمونه های آزمایشگاهی [۱۶]

الف- DS-SPSW-0% - ب- DS-PSW

نشی به ترتیب ۱۴۱۰ و ۹۶۰ میلیمتر بودند. برای انجام دقیق جوشکاری اتصال ورق به لبه نشی یکی از اضلاع نشی تراشکاری شد تا لبه آن کاملاً صاف گردد که بدین وسیله یک ضلع نشی به طول ۵۰ میلیمتر کاهش داده شد که در شکل (۱) نشان داده شده است.

سخت کننده ها دارای عرض و ضخامت به ترتیب ۶۰ و ۴ میلیمتر بودند و بر روی ورق نصب شده و دوسر آنها به قاب نشی جوش شده بودند. سخت کننده ها صرفاً در یک طرف بر روی ورق نصب شده بودند که در شکل (۱) نشان داده شده اند. ورق محصور بین سخت کننده ها در نمونه DS-SPSW-0% زیر صفحه نامیده می شود.

عرض و ضخامت بالهای ستون به ترتیب ۱۴۰ و ۱۵ میلیمتر بودند و جان ستونها دارای عرض ۶۰ میلیمتر و ضخامت ۲۰ میلیمتر بودند. عرض بالهای تیر بالای نمونه ۱۴۰ میلیمتر و ضخامت آن ۲۰ میلیمتر بودند. عرض و ضخامت جان ستونها به ترتیب ۲۵۰ و ۲۰ میلیمتر بودند که در شکل (۱) نشان داده شده اند.

در نمونه DS-PSW چهار سخت کننده کوچک در گوشه های ورق جهت جلوگیری از زپ شدگی در یک طرف ورق نصب شده بودند و دو سر سخت کننده ها به نام نقطه های شماره های (۱) و (۲) شماره گذاری شده اند. که مشخصات آن در شکل (۱) نشان داده شده اند.

جنس ورق مورد استفاده از نوع فولاد با مقاومت پایین با تنش تسلیم شدن ۱۹۲/۴ مگاپاسکال و جنس تیر و ستون از نوع فولاد با مقاومت بالا با تنش تسلیم شدن ۴۱۴/۸ مگاپاسکال انتخاب شد.

نمونه ها بوسیله یک تیر IPB280 تقویت شده به کف صلب آزمایشگاه متصل شده بودند و در داخل یک قاب نگهدارنده قرار گرفته بودند. نیروهای رفت و برگشتی بوسیله دو جک در در طرفین تیر بالایی وارد می شدند.

### ۳- نمونه های المان محدودی

برای مدلسازی نمونه های آزمایشگاهی با استفاده از المان محدود از نرم افزار المان محدودی ANSYS استفاده شد. ورق، نبشی، سخت کننده ها با استفاده از المان Shell 181، المانهای ستون و تیر بالا با استفاده از المان Solid 45 مدل شدند. همچنین از منحنی تنش- کرنش واقعی مصالح استفاده شد. شرایط گیرداری نمونه دقیقاً مانند حالت آزمایشگاهی آن در نظر گرفته شد. برای اتصال ورق به قاب پیرامون مطابق نمونه آزمایشگاهی از نبشی استفاده شد. دو ضلع نبشی با استفاده از المان Shell 181 مدل شدند. یکی از اضلاع نبشی بر روی المانهای Solid 45 ستونها با استفاده از المان Shell 181 مدل شد (مانند نمونه آزمایشگاهی) و یکی از اضلاع نبشی به صورت عمود بر المانهای Solid 45 مدل شد و المانهای ورق به آن متصل شدند که در نتیجه گره های مشترک بین المانهای Solid 45 و Shell 181 دارای سختی خمشی نیز شدند و شرایط مدلهای آزمایشگاهی محقق شد.

برای ایجاد کمانش در ورق، اعوجاج کوچکی مطابق با شکل مد اول کمانش به ورق اعمال شد. مکان وارد شدن بار جانبی دقیقاً مانند حالت آزمایشگاهی در نظر گرفته شد. در تحلیل المان محدودی از روش غیر خطی هندسی و مصالح از نوع کینماتیک چند خطی استفاده شد. همچنین اثر نیروی محوری بر سختی المان و تغییر شکل های بزرگ نیز در نظر گرفته شد.

### ۴- تئوری اندر کنش ورق و قاب

در این تئوری دیوار برشی فولادی به صورت یک طبقه مجزا فرض می شود [۱۴-۱۰] که در شکل (۲) نشان داده شده است. تئوری، با فرض شرایط زیر بدست آمده است:

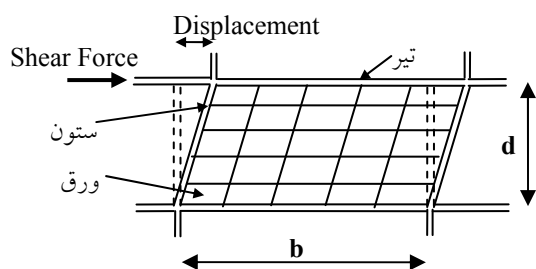
- ۱- رفتار فولاد بصورت الاستیک - پلاستیک کامل است.
- ۲- ستونها به اندازه کافی صلب هستند بطوریکه تحت میدان کششی ورق دچار جمع شدگی نشده و میدان پس کمانش بصورت یکنواخت تمام سطح ورق را فرا بگیرد.

۳- اتصال ورق فولادی با قاب پیرامون خود بصورت ساده فرض می شود.

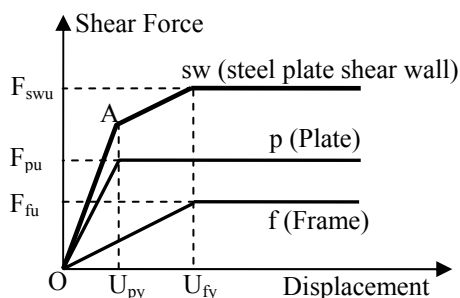
۴- اثر تنش های ناشی از خمش بر روی تنش های کمانشی ورق قابل صرف نظر است.

منحنی رفتاری نیروی برشی - تغییر مکان برای ورق و قاب پیرامون به طور جداگانه محاسبه شده سپس با جمع آنها منحنی نیروی برشی - تغییر مکان دیوار برشی فولادی بدست می آید که در شکل (۳) نشان داده شده است. در شکل (۳)،  $U_{py}$  تغییر مکان برشی تسلیم شدن ورق،  $U_{fy}$  تغییر مکان برشی تشکیل مفصلهای پلاستیک در قاب،  $F_{pu}$  نیروی برشی تسلیم شدن ورق،  $F_{fu}$  نیروی برشی تسلیم شدن ورق،  $F_{swu}$  نیروی پلاستیک در قاب و  $F_{swu}$  نیروی برشی فولادی است و از رابطه (۱) بدست می آید:

$$F_{swu} = F_{pu} + F_{fu} \quad (1)$$



شکل (۲): دیوار برشی فولادی به صورت یک طبقه [۱۳]

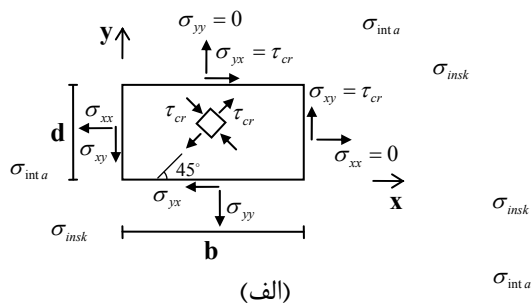


شکل (۳): مولفه های تئوری اندرکنش ورق و قاب در دیوار برشی فولادی [۱۳]

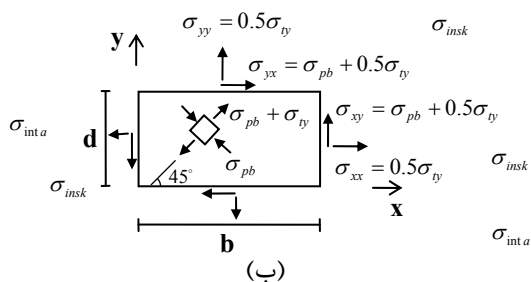
نیروی برشی ورق فولادی هنگام کمانش از رابطه (۵) بدست می آید [۱۴-۱۰]:

$$F_{per} = \tau_{cr} \cdot b \cdot t \quad (5)$$

پس از کمانش، موجهایی در ورق ایجاد می شود که به آن میدان پس کمانش گفته می شود. توزیع میدان تنش در میدان پس کمانش، مطابق شکل (۵-ب) فرض می شود. مطابق شکل (۵-ب)، موجهای میدان پس کمانش با زاویه ۴۵ درجه نسبت به افق در تمام سطح ورق ایجاد می شود [۱۳]. تنش های ورق پس از تشکیل میدان پس کمانش مطابق شکل (۵-ب) از رابطه های (۶) تا (۸) بدست می آیند:



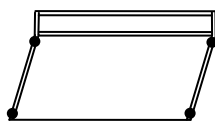
(الف)



(ب)

شکل (۵): وضعیت تنشها در ورق فولادی

الف- قبل از کمانش ورق ب- در میدان پس کمانش



● مفصل پلاستیک

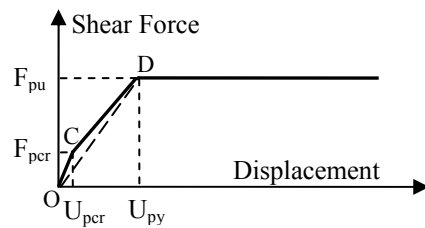
شکل (۶): تشکیل مفصلهای پلاستیک

در نمونه های آزمایشگاهی

$$\sigma_{xx} = 0.5\sigma_{ty} \quad (6)$$

$$\sigma_{yy} = 0.5\sigma_{ty} \quad (7)$$

$$\sigma_{xy} = \sigma_{yx} = \sigma_{pb} + 0.5\sigma_{ty} \quad (8)$$



شکل (۴): منحنی بار - تغییر مکان ورق [۱۳]

سختی دیوار برشی فولادی با استفاده از شکل (۳) از رابطه (۲) بدست می آید:

$$K_{sw} = K_p + K_f \quad (2)$$

در رابطه (۲)،  $K_{sw}$  سختی برشی دیوار برشی فولادی،  $K_p$  سختی برشی ورق و  $K_f$  سختی برشی قاب هستند.

#### ۴-۱- تعیین رفتار نیروی برشی - تغییر مکان ورق

منحنی بار - تغییر مکان ورق در شکل (۴) نشان داده شده است. در شکل (۴)، نقطه C نشاندهنده نقطه ای است که در آن ورق کمانش می کند و نقطه D حد تسلیم ورق فولادی را نشان می دهد. در شکل (۴)،  $F_{per}$  و  $U_{per}$  تغییر مکان و نیروی برشی متناظر کمانش ورق است. تا قبل از کمانش ورق وضعیت تنشهای ورق در شکل (۵-الف) نشان داده شده اند. تنش برشی کمانشی ورق فولادی در ناحیه الاستیک با فرض اتصال مفصلی ورق به قاب پیرامون از تنش کمانش اوایلر مطابق رابطه (۳) بدست می آید [۱۷]:

$$\tau_{cr} = \frac{K_t \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \leq \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (3)$$

که در رابطه (۳)،  $\tau_{cr}$  تنش بحرانی کمانش برشی ورق در ناحیه الاستیک،  $\sigma_y$  تنش تسلیم شدن،  $t$  ضخامت،  $E$  ضریب ارتجاعی،  $\nu$  ضریب پواسون،  $b$  دهانه ورق مطابق شکل (۱) و  $K_t$  ضریب کمانش برشی ورق است که از رابطه (۴) بدست می آیند [۱۷]:

$$d/b \geq 1 \Rightarrow K_t = 5.35 + 4(b/d)^2 \quad (4)$$

$$d/b \leq 1 \Rightarrow K_t = 5.35(b/d)^2 + 4$$

که در رابطه (۴)،  $d$  ارتفاع ورق می باشد که در شکل (۲) نشان داده شده است. در این حالت مطابق شکل (۵-الف)

مفصله‌های پلاستیک، تغییر مکان و سختی متناظر آن از رابطه‌های (۱۷) تا (۱۹) بدست می‌آیند [۱۰-۱۴]:

$$F_{fu} = 4M_{fp} / d \quad (17)$$

$$U_{fu} = (M_{fp} d^2) / (6EI_f) \quad (18)$$

$$K_f = 24EI_f / d^3 \quad (19)$$

در این رابطه‌ها  $M_{fp}$  لنگر پلاستیک مقطع ستونها،  $I_f$  ممان اینرسی مقطع ستونها است.

#### ۵- کالیبراسیون نمونه های المان محدودی با آزمایشگاهی

در تئوری اندرکنش ورق و قاب تعیین رابطه‌های (۱۱) تا (۱۶) وابسته به تعیین  $\sigma_{pb}$  (تنش اصلی سوم ورق) است. در ناحیه الاستیک، قانون هوک برقرار بوده و تنشهای ایجاد شده در ورق با استفاده از نتایج کرنش سنجهای نصب شده بر روی ورق با استفاده از نتایج آزمایشگاهی قابل تعیین است لیکن در ناحیه پلاستیک، قانون هوک برقرار نبوده بنابراین از نتایج کرنش سنجهای نصب شده بر روی ورق نمی‌توان توزیع تنش را در ورق تسلیم شده محاسبه نمود. بنابراین برای تعیین توزیع تنش در ورق به خصوص در زمان تسلیم شدن آن از روش المان محدود استفاده شده است. برای این منظور نمونه‌های آزمایشگاهی با استفاده از المان محدود مدل شده و مدل‌های المان محدودی با استفاده از نتایج آزمایشگاهی کالیبره شده اند. در این تحقیق برای کالیبراسیون نمونه‌های المان محدودی با نتایج آزمایشگاهی رفتار کلی نمونه‌های آزمایشگاهی با المان محدودی و همچنین سختی و مقاومت برشی آنها با یکدیگر مقایسه شده است. رفتار آزمایشگاهی نمونه‌ها در مرجع ۱۶ توسط مولفین آورده شده است.

در شکل‌های (۷) و (۸) منحنیهای چرخه ای نمونه های آزمایشگاهی و پوش المان محدودی آنها نشان داده شده اند. در شکل‌های (۷) و (۸)،  $F_{max}$  حداکثر نیروی برشی قابل تحمل در نمونه های آزمایشگاهی است.

نمونه های آزمایشگاهی مطابق استاندارد ATC-24 [۱۹] زیر بار چرخه ای قرار گرفتند.

در رابطه های (۶) تا (۸)،  $\sigma_{xx}$ ،  $\sigma_{yy}$ ،  $\sigma_{xy}$ ،  $\sigma_{yx}$  تنشهای لبه های ورق هستند. همچنین  $\sigma_{pb}$  تنش اصلی سوم ورق و  $\sigma_{ty}$  تنش حد تسلیم ورق در میدان پس کماتش هستند. مطابق معیار تسلیم شدن فون میسز، تسلیم شدن ورق زمانی اتفاق می افتد که رابطه (۹) برقرار باشد [۱۰-۱۴]:

$$(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + \sigma_{xx}^2 + \sigma_{yy}^2 + 6\sigma_{xy}^2 - 2\sigma_y^2 = 0 \quad (9)$$

با قرار دادن رابطه‌های (۶) تا (۸) در رابطه (۹)، رابطه (۱۰) برای محاسبه تنش  $\sigma_{ty}$  حاصل می‌شود:

$$\sigma_{ty}^2 + 3\sigma_{pb}\sigma_{ty} + 3\sigma_{pb}^2 - \sigma_y^2 = 0 \quad (10)$$

مقاومت نیروی برشی ورق در نقطه D در شکل (۴) در حالت وضعیت تنش شکل (۵-ب) از رابطه (۱۱) بدست می‌آید:

$$F_{pu} = \sigma_{xy}bt = (\sigma_{pb} + 0.5\sigma_{ty})bt \quad (11)$$

تغییرمکانهای  $U_{py}$  و  $U_{pcr}$  با مساوی قرار دادن انرژی داخلی ورق [۱۸] و کار خارجی بدست آمده از منحنی شکل ۴ در نقاط C و D مطابق رابطه‌های (۱۲) و (۱۳) بدست می‌آیند:

$$U_{pcr} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{cr} d \quad (12)$$

$$U_{py} = \frac{\bar{w}d + (\sigma_{pb} + 0.5\sigma_{ty})(1+\nu)\tau_{cr}d/E}{0.5(\tau_{cr} + \sigma_{pb} + 0.5\sigma_{ty})} \quad (13)$$

که در رابطه ۱۳،  $\bar{w}$  از رابطه ۱۴ بدست می‌آید:

$$\bar{w} = \frac{1}{2E} (\sigma_{ty}^2 + 2(1+\nu)(\sigma_{pb}^2 + \sigma_{pb}\sigma_{ty})) \quad (14)$$

تنش مکشی ( $\sigma_{insk}$ ) و برشی ( $\sigma_{inta}$ ) اندرکنش ورق بر روی قاب در نقطه D (شکل ۴) در حالت وضعیت تنش شکل (۵-ب) برابر هستند با:

$$\sigma_{insk} = 0.5\sigma_{ty} \quad (15)$$

$$\sigma_{inta} = \sigma_{pb} + 0.5\sigma_{ty} \quad (16)$$

#### ۴-۲- تعیین رفتار نیروی برشی-تغییر مکان قاب

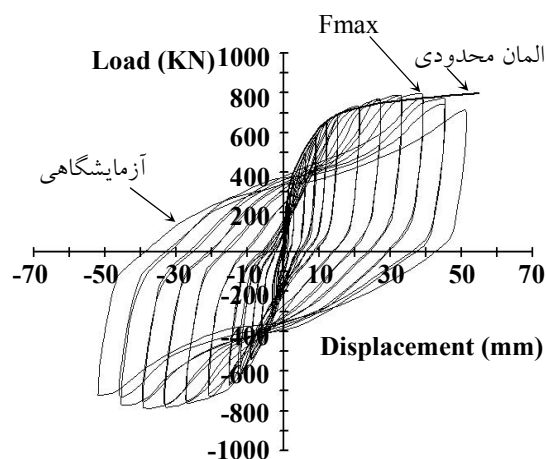
در نمونه های DS-SPSW-0% ، DS-PSW مفصله‌های پلاستیک در بالا و پایین ستونها تشکیل می‌شوند که در شکل (۶) نشان داده شده‌اند بنابراین نیروی برشی تشکیل



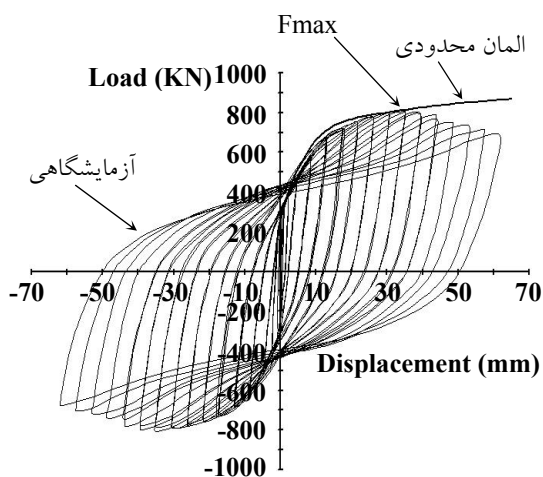
آزمایشگاهی و المان محدودی در نقطه متناظر  $F_{max}$  (شکل ۷) در شکل‌های (۹) و (۱۰) نشان داده شده است. همانطور که در شکل‌های (۹) و (۱۰) مشاهده می‌شود تشابه مناسبی در نحوه تشکیل میدان پس کمانش در نمونه المان محدودی نسبت به نمونه آزمایشگاهی وجود دارد. نتایج المان محدودی نشان داد که در میدان پس کمانش هر دو تنش اندرکنشی مکشی ( $\sigma_{insk}$ ) و برشی ( $\sigma_{inta}$ ) از طرف ورق بر روی تیر و ستون وارد می‌شدند.

سختی اولیه بدست آمده از روش المان محدود ۲/۴ درصد نسبت به نتایج آزمایشگاهی اختلاف دارد همچنین در نمونه‌های یاد شده مقدار بار حاصل از نتایج المان محدود در نقطه  $F_{max}$  (شکل ۷) به مقدار ۳/۴- درصد نسبت به نتایج آزمایشگاهی تفاوت دارد که قابل صرف نظر کردن است.

در نمونه آزمایشگاهی، در تغییر مکان ۹ میلیمتر پارگی کوچکی در ورق از گوشه نقطه ۱ سخت کننده‌های نصب شده در گوشه‌های ورق (شکل ۱) شروع شد و ابتدا با افزایش بار پارگی از یک گوشه نبشی به داخل ورق مثلی محصور به سخت کننده و نبشی‌ها گسترش یافته سپس به طرف قسمت بیرون ورق مثلی در لبه ورق و نبشی گسترش یافت. پارگی ورق به آرامی صورت می‌گرفت. ورق از لبه نبشی فقط از نقطه ۱ سخت کننده (شکل ۱) جدا می‌شد و از نقطه ۲ سخت کننده پارگی دیده نمی‌شد. نتایج آزمایش نشان داد که تا لحظه بار  $F_{max}$ ، پارگی یاد شده تاثیر زیادی بر روی مقاومت ورق نمی‌گذاشت و از بار  $F_{max}$  به بعد پارگی یاد شده باعث ایجاد نرم شدگی در منحنی چرخه ای شد. در نمونه المان محدودی، از آن جایی که تئوری مکانیک شکست در نظر گرفته نشده است، از بار  $F_{max}$  به بعد نرم‌شدگی در منحنی پوش دیده نشود که در شکل (۷) نشان داده شده است. کرنش‌سنج‌های نصب شده بر روی بال‌های ستونها در نمونه آزمایشگاهی و نتایج آنالیز در نمونه المان محدودی نشان دادند که مفصل‌های پلاستیک در بالا و پایین ستونها تشکیل شدند که در شکل (۶) نشان داده شده است.



شکل (۷): منحنی چرخه ای و المان محدودی نمونه آزمایشگاهی DS-PSW



شکل (۸): منحنی چرخه ای و المان محدودی نمونه آزمایشگاهی DS-SPSW-0%

## ۱-۵- مقایسه رفتار آزمایشگاهی و المان محدودی در

### نمونه DS-PSW

نتایج آزمایشگاهی و المان محدودی نشان دادند که ورق این نمونه در بارگذاری بسیار پایین کمانش کرد. نتایج المان محدودی نشان داد که تنش برشی ورق در زمان کمانش در حدود ۰/۰۳۲ تنش تسلیم شدن ورق (۶/۲ مگا پاسکال) بود. در هر دو نمونه آزمایشگاهی و المان محدودی پس از ایجاد کمانش در ورق، موجهای پس کمانش در ورق ایجاد شد که میدان پس کمانش در حالت

## ۵-۲- مقایسه رفتار آزمایشگاهی و المان محدودی در

### نمونه 0%-DS-SPSW

نتایج آزمایشگاهی و المان محدودی نشان دادند ورق زیر صفحه ها ابتدا تسلیم شده و سپس موجهای پس کمانش در آنها ایجاد می شوند.

میدان پس کمانش در حالت آزمایشگاهی و المان محدودی در نقطه متناظر  $F_{max}$  (شکل ۸) در شکل های (۱۱) و (۱۲) نشان داده شده است. همانطور که در شکل های (۱۱) و (۱۲) مشاهده می شود تشابه مناسبی در نحوه تشکیل میدان پس کمانش در نمونه المان محدودی نسبت به نمونه آزمایشگاهی وجود دارد.

نتایج المان محدودی نشان دادند که در نقطه تسلیم شدن ورق زیر صفحه ها (میدان پس کمانش ایجاد نشده است) تنش اندرکنشی مکشی ( $\sigma_{insk}$ ) برابر صفر و صرفاً تنش برشی ( $\sigma_{inta}$ ) از طرف ورق بر روی تیر و ستون وارد می شدند. پس از تسلیم شدن ورق، میدان پس کمانش در زیر صفحه ها ایجاد شد و نتایج المان محدودی نشان دادند که هر دو تنش اندرکنشی مکشی ( $\sigma_{insk}$ ) و برشی ( $\sigma_{inta}$ ) از طرف ورق بر روی تیر و ستون وارد می شدند.

سختی اولیه بدست آمده از روش المان محدود ۵/۳- درصد نسبت به نتایج آزمایشگاهی اختلاف دارد همچنین در نمونه های یاد شده مقدار بار حاصل از نتایج المان محدود در نقطه  $F_{max}$  (شکل ۷) به مقدار ۲ درصد نسبت به نتایج آزمایشگاهی تفاوت دارد که قابل صرف نظر کردن است.

اولین پارگی ورق در نمونه آزمایشگاهی در تغییر مکان ۲۱/۶ میلی متر بصورت سوراخ کوچکی در میانه یکی از زیر صفحه ها ایجاد شد و با افزایش تغییر مکان زیر صفحه های دیگر نیز شروع به پاره شدن نمودند. پارگی ایجاد شده به علت انحنای شدید موجهای پس کمانش بود. انحنای زیاد موج باعث می شد تا ضخامت ورق در بالاترین انحنای موج کاهش می یافت سپس بعد از چند حلقه بارگذاری دچار پارگی می شد.

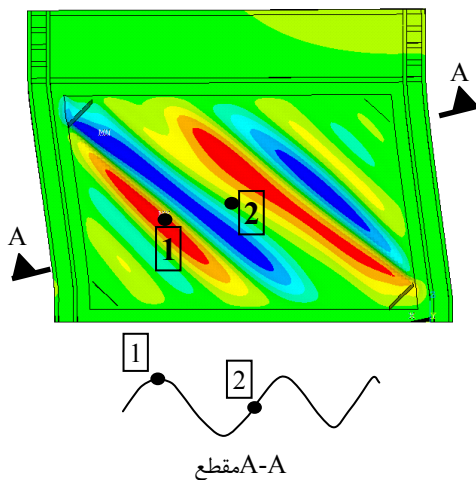
با افزایش بار، پارگیهای کوچک ایجاد شده در وسط زیر صفحه ها رشد نمودند. در نمونه هیچگونه پارگی به صورت زیپ شدگی بین ورق و لبه نبشی دور تا دور قاب بوجود نیامد. پارگیهای کوچک موضعی ایجاد شده در وسط زیر صفحه ها تاثیر قابل توجهی بر مقاومت نمونه نگذاشت. در نمونه پارگی وسط ورق به تدریج و آرامی صورت می گرفت.

در بار  $F_{max}$  زیر صفحه ها دارای پارگی در وسط زیر صفحه بودند ولی این پارگی به اندازه ای بود که ورق در وسط زیر صفحه پیوستگی خود را حفظ کرده بود که در شکل (۱۱) نشان داده شده است.



شکل (۹): تغییر شکل نمونه آزمایشگاهی

DS-PSW در بار  $F_{max}$



شکل (۱۰): مکان نقاط بررسی تنش در نمونه

المان محدودی DS-PSW

مطابق موارد یاد شده در نمونه‌های DS-PSW و DS-0% SPSW نتایج المان محدودی تا نقطه متناظر بار  $F_{max}$  دارای انطباق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی هستند. محدوده مورد مطالعه در این تحقیق بررسی وضعیت توزیع تنش  $\sigma_{pb}$  (تنش اصلی سوم ورق) تا نقطه متناظر بار  $F_{max}$  (شکل‌های ۷ و ۸) می‌باشد که با توجه به انطباق مناسب نتایج المان محدودی با نتایج آزمایشگاهی دارای قابلیت اطمینان مناسبی می‌باشند.

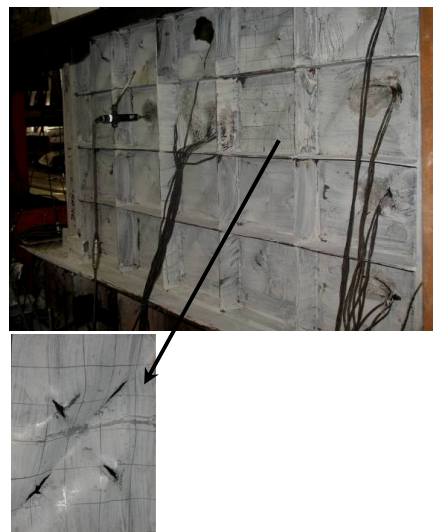
### ۶- تعیین تنش اصلی سوم ورق ( $\sigma_{pb}$ ) در تئوری اندرکنش ورق و قاب

وضعیت تنش‌های اصلی با استفاده از نمونه‌های المان محدودی DS-PSW و DS-SPSW-0% بررسی شده است. توزیع تنش در دو نقطه قله و عطف موج پس کمانش مورد بررسی قرار گرفته است که در شکل‌های (۱۰) و (۱۲) نشان داده شده‌اند. در این حالات تنش اصلی سوم ورق که منفی نیز است مطابق شکل ۵ تا قبل از کمانش ورق  $\tau_{cr}$  و بعد از کمانش ورق  $\sigma_{pb}$  است و برای دو نمونه در شکل‌های (۱۳) و (۱۴) نشان داده شده‌اند. در تئوری اندرکنش ورق و قاب مقدار  $\sigma_{pb}$  به صورت ضریب ( $\alpha$ ) از  $\tau_{cr}$  مطابق رابطه ۲۰ تعیین می‌شود:

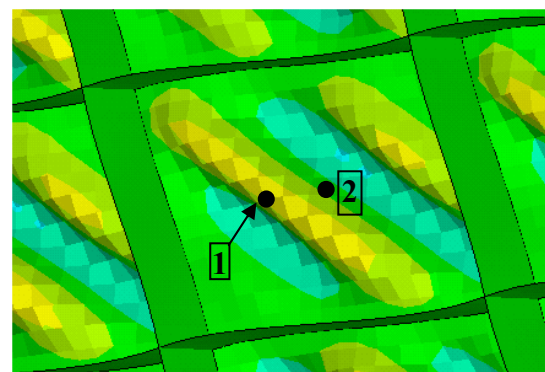
$$\alpha = \sigma_{pb} / \tau_{cr} \quad (20)$$

مطابق شکل (۱۳) در نمونه DS-PSW، در تغییر مکان تسلیم شدن ورق ( $U_{py}$ ) مقدار تنش  $\sigma_{pb}$  برای متوسط تنش نقطه‌های ۱ و ۲ برابر ۲/۸ تنش  $\tau_{cr}$  است ( $\alpha = 2.8$ ). بعد از تسلیم شدن ورق مقدار تنش  $\sigma_{pb}$  ابتدا به شدت کاهش یافته سپس تقریباً ثابت شده است در این حالت  $\alpha = 0.54$  است.

مطابق شکل (۱۴) در نمونه DS-SPSW، در تغییر مکان تسلیم شدن ورق ( $U_{py}$ ) تنش  $\sigma_{pb}$  تقریباً برابر تنش  $\tau_{cr}$  و تنش برشی تسلیم شدن ورق است بنابراین در این تغییر مکان،  $\alpha = 1$  است. به عبارتی در این نمونه کمانش و تسلیم شدن ورق تقریباً در یک تغییر مکان اتفاق افتاده است. بعد از تسلیم شدن ورق مقدار تنش  $\sigma_{pb}$  ابتدا به



شکل (۱۱): تغییر شکل و پارگی ورق در نمونه DS-SPSW-0% در بار  $F_{max}$



شکل (۱۲): مکان نقاط بررسی تنش در نمونه المان محدودی DS-SPSW-0%

با افزایش تغییر مکان، پارگی ایجاد شده در وسط زیر صفحه‌ها گسترش می‌یافت. از بار  $F_{max}$  به بعد مقاومت ورق به علت گسترش پارگی کاهش یافت و باعث ایجاد نرم‌شدگی در منحنی چرخه‌ای شد که در شکل (۸) نشان داده شده است. در نمونه المان محدودی از آن جایی که تئوری مکانیک شکست در نظر گرفته نشده است، از بار  $F_{max}$  به بعد نرم‌شدگی در منحنی پوش دیده نمی‌شود که در شکل (۸) نشان داده شده‌اند. کرنش سنج‌های نصب شده بر روی بال‌های ستونها در نمونه آزمایشگاهی و نتایج تحلیلی در نمونه المان محدودی نشان دادند که مفصل‌های پلاستیک در بالا و پایین ستونها تشکیل شدند که در شکل (۶) نشان داده شده است.

$\alpha$	$F_{pu}$	$U_{py}$	$\sigma_{inta}$
0.40	-5.15%	6.87%	-5.15%
0.50	-3.65%	4.26%	-3.65%

همانطور که در این دو جدول دیده می‌شود تاثیر  $\alpha$  بر پارامترهای یاد شده قابل صرف نظر کردن است. در جدول (۱) اختلاف  $\sigma_{insk}$  برای  $\alpha$  های مختلف نسبت به  $\alpha = 1$  برای نمونه DS-PSW آورده شده است همانطور که در این جدول دیده می‌شود تاثیر  $\alpha$  بر  $\sigma_{inta}$  قابل صرف نظر کردن است.

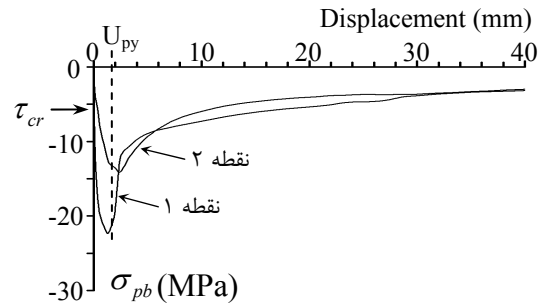
در نمونه DS-SPSW در تغییر مکان تسلیم شدن ورق ( $U_{py}$ ) مقدار  $\alpha = 1$  بوده (قبل از کمانش ورق) و مطابق رابطه های (۱۰) و (۱۵) مقدار  $\sigma_{insk} = 0$  می‌باشد و پس از ایجاد کمانش ورق مقدار  $\alpha = 0.4$  بوده و مطابق رابطه های (۱۰) و (۱۵) مقدار  $\sigma_{insk} = 0.32\sigma_y$  خواهد شد به عبارت دیگر در نمونه DS-SPSW مقدار تنش اندرکنشی  $\sigma_{insk}$  نسبت به مقدار  $\alpha$  حساسیت قابل توجهی دارد.

در تئوری اندرکنش ورق و قاب برای تعیین  $F_{pu}$  ،  $U_{py}$  مقدار  $\alpha = 1$  در نظر گرفته می‌شود [۱۳] در نتیجه مطابق رابطه (۱۰)، در نمونه DS-SPSW-0% در تغییر مکان  $U_{py}$  مقدار  $\sigma_{ty} = 0$  حاصل می‌شود به عبارت دیگر مطابق شکل (۴) نقطه C بر روی D منطبق می‌شود که مطابق نتایج آزمایشگاهی بوده و ورق تا قبل از تسلیم شدن تحت تنش برشی وارد ناحیه پس کمانش نشده است همچنین در نمونه DS-PSW تنش برشی کمانشی ( $\tau_{cr}$ ) تقریباً صفر بوده و مطابق شکل ۴ نقطه C بر نقطه O منطبق می‌شود. در این نمونه در تغییر مکان  $U_{py}$  مقدار  $\sigma_{ty} = \sigma_y$  حاصل می‌شود.

مقایسه سختی برشی بدست آمده از رابطه (۲) با فرض  $\alpha = 1$  و سختی بدست آمده از منحنی‌های آزمایشگاهی چرخه‌ای نشان می‌دهند که اختلاف سختی برشی تئوری نسبت به آزمایشگاهی برای نمونه های DS- و DS-PSW نسبت به آزمایشگاهی کمتر از ۷ درصد است که قابل صرف نظر کردن بوده و نشان‌دهنده درستی فرض یاد شده ( $\alpha = 1$ ) برای

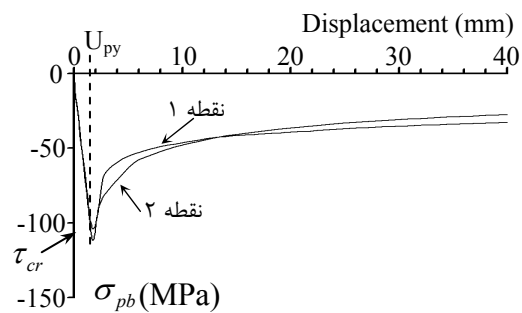
شدت کاهش یافته سپس تقریباً ثابت شده است که در این حالت  $\alpha = 0.4$  است.

در جدول‌های (۱) و (۲) اختلاف  $F_{pu}$  ،  $U_{py}$  و  $\sigma_{inta}$  برای  $\alpha$  های مختلف نسبت به  $\alpha = 1$  در هر دو نمونه آورده شده است.



شکل (۱۳): وضعیت تنش اصلی سوم در نمونه

#### المان محدودی DS-PSW



شکل (۱۴): وضعیت تنش اصلی سوم در نمونه

#### المان محدودی DS-SPSW-0%

جدول (۱): اختلاف پارامترهای تئوری اندرکنش ورق و قاب

با  $\alpha$  های مختلف نسبت به  $\alpha = 1$  در نمونه DS-PSW

$\alpha$	$F_{pu}$	$U_{py}$	$\sigma_{inta}$	$\sigma_{insk}$
0.50	-0.73%	2.23%	-0.73%	2.45%
0.54	-0.67%	2.04%	-0.67%	2.26%
2.80	2.49%	-6.47%	2.49%	-8.99%

جدول (۲): اختلاف پارامترهای تئوری اندرکنش ورق و قاب

با  $\alpha$  های مختلف نسبت به  $\alpha = 1$  در نمونه DS-SPSW



## ۸- مراجع

1. Sabelli, R., Bruneau, M., "Steel Design Guide of Steel Plate Shear Walls", American Institute of Steel Construction, (AISC), No.20, May 2007.
2. Choi, I.N., Park, H.G., "Ductility and Energy Dissipation Capacity of Shear -Dominated Steel Plate Walls", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 134, No. 9, Sep. 2008.
3. Thorburn, L. J., Kulak, G. L., and Montgomery, C. J. "Analysis and design of steel shear wall system." Structural Engineering Rep.No. 107, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Alberta, Canada, 1983.
4. Timler, P.A., Kulak, G.L., " Experimental Study of Steel Plate Shear Wall", Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, Structural Engineering Report No.114 1983.
5. Tromposch, E.W., Kulak, G.L., "Cyclic and Static Behavior of Thin Panel Steel Plate Shear Walls", Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, Structural Engineering Report No.145, 1987.
6. Elgaaly, M., Caccese, V., Du, C., "Postbuckling Behavior of Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Loads", Journal of Structural Engineering, Vol.119, No.2, Feb.1993.
7. Driver, R.G., Kulak, G.L., Kennedy, D.J.L., Elwi, A.E., "Seismic Behaviour of Steel Plate Shear Walls", Structural Engineering Report 215, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, Feb. 1997.
8. Rezai, M., Ventura, C.E., Prion, H.G.L., "Numerical Investigation of Thin Unstiffened Steel Plate Shear Walls", 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, 2000.
9. Berman, J., and Bruneau, M., "Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls" Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol.129, No.11, Nov.1, 2003.
10. Roberts, T.M., and Sabouri Ghomi, S., "Hysteretic Characteristics of Unstiffened Plate Shear Panels", Thin Walled Structure 12(1991) 145-162.
11. Roberts, T.M., and Sabouri Ghomi, S., "Hysteretic Characteristics of Unstiffened Perforated Steel Plates Shear Panels", Thin-walled Structures 14(1992) 139-151.
12. Sabouri-Ghomi, S., " Discussion of Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls By Jeffrey Berman and Michel Bruneau, ASCE, Non.2003, Vol.129, No.11", Journal of Structural Engineering, ASCE, April 2005, P695.

۱۳. صبوری، سعید، " سیستمهای مقاوم در برابر بارهای

جانبی - مقدمه‌ای بر دیوارهای برشی فولادی "، نشر

انگیزه، ۱۳۸۳.

تعیین  $U_{py}$ ،  $F_{pu}$  در تئوری اندرکنش ورق و قاب می‌باشد. در تئوری اندرکنش ورق و قاب برای تعیین تنش‌های اندرکنشی ورق بر روی قاب ( $\sigma_{insk}$  و  $\sigma_{inta}$ ) مقدار  $\alpha$  با استفاده از مقادیر بدست آمده برای دو نمونه آزمایشگاهی مقدار  $\alpha = 0.5$  پیشنهاد می‌شود. در نمونه DS-PSW مقدار  $\tau_{cr}$  ناچیز بوده و قابل صرف نظر کردن است بنابراین مطابق رابطه (۱۰) مقدار  $\sigma_{fy} = \sigma_y$  حاصل می‌شود. در نمونه DS-SPSW با فرض  $\alpha = 0.5$  مقدار  $\sigma_{fy} = 0.54\sigma_y$  بدست می‌آید.

## ۷- نتیجه گیری

در این تحقیق برای تعیین توزیع تنش در ورق دیوار برشی فولادی در حوزه میدان پس کمانش از دو نمونه آزمایشگاهی استفاده شده است همچنین این دو نمونه با استفاده از المان محدود مدل شده و با نتایج آزمایشگاهی کالیبره شده اند.

نتایج نشان می‌دهند که بحرانی ترین تنشهای اندرکنشی ورق بر روی قاب ( $\sigma_{insk}$  و  $\sigma_{inta}$ ) در حالتی بدست می‌آیند که تنش اصلی سوم ورق در میدان پس کمانش برابر نصف تنش برشی کمانشی ورق ( $\sigma_{pb} = 0.5\tau_{cr}$ ) باشد که لازم است تیر و ستون قاب پیرامون در برابر اثر این تنشها مقاومت لازم را داشته باشند. در تئوری اندرکنش ورق و قاب برای تعیین نیروی برشی و تغییر مکان تسلیم شدن ورق تنش اصلی سوم ورق در میدان پس کمانش برابر تنش برشی کمانشی ورق ( $\sigma_{pb} = \tau_{cr}$ ) در نظر گرفته می‌شود. در این حالت رابطه‌های (۱۰) تا (۱۲) برای نمونه DS-SPSW-0% نشان می‌دهند که رفتار ورق مانند یک صفحه برشی بوده و تا قبل از تسلیم شدن تحت تنش برشی وارد ناحیه پس کمانش نشده است که منطبق بر رفتار آزمایشگاهی نمونه می‌باشد همچنین سختی برشی بدست آمده با فرض یاد شده در نمونه‌های دیوار برشی فولادی از رابطه‌های تئوریک انطباق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارد.



14. Sabouri-Ghomi, S., Ventura, C.E., Kharrazi, M.H.K., "Shear Analysis and Design of Ductile Steel Plate Walls", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.131, No.6, June 2005.

۱۵. قلهکی، مجید، " اثر اتصال تیر به ستون بر روی رفتار دیوارهای برشی فولادی"، رساله دکتری، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، ۱۳۸۶.

۱۶. صبوری، سعید، اسعد سجادی، سید رامین، " بررسی آزمایشگاهی ضریب رفتار و جذب انرژی دیوارهای برشی فولادی شکل پذیر با سخت کننده و بدون سخت کننده"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، سال چهارم، شماره سوم، تابستان ۱۳۸۷، صفحه های ۱۳-۲۵.

۱۷. تیموشنکو، گیر، ترجمه تقی زاده منظری، مجید، " تئوری پایداری ارتجاعی"، انتشارات دانشگاه تهران، ۱۳۶۹.

18. Timoshenko, S. P., Krieger, S. W., "Theory of Plates and Shears", Second Edition, McGRAW-HILL Book Co.

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





# ارزیابی شاخص آسیب‌پذیری قاب‌های خمشی فولادی قبل و بعد از بهسازی لرزه‌ای با مهاربندهای فولادی و دیوار برشی

محمود نادری<sup>۱</sup>، علیرضا رضائیان<sup>۲</sup>، مریم تنورساز<sup>۳</sup>  
(دریافت: ۸۹/۶/۲۴، پذیرش: ۸۹/۱۲/۲۵)

## چکیده

برای بررسی عملکرد سازه مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی توصیه می‌شود. علاوه بر آن برای ارزیابی دقیق‌تر سازه و مشخص کردن مقدار خرابی برای انتخاب گزینه مناسب برای تصمیم‌گیری، استفاده از شاخص‌های خرابی که طی چند دهه اخیر بسیار به آن‌ها پرداخته شده است می‌تواند راهکار مناسبی باشد. مزیت کاربرد شاخص‌های خرابی این است که علاوه بر مقدار خرابی، وضعیت سازه را نیز معلوم می‌کنند. در این مقاله یک سازه فولادی مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰) مورد بررسی قرار گرفت و با استفاده از دو شاخص خرابی قبارا و کراوینکلر و زهره‌ای که به ترتیب بر اساس سختی و تغییرشکل تجمعی است، میزان خرابی سازه و وضعیت آن ارزیابی شدند، سپس با استفاده از مهاربندهای همگرا، واگرا و دیوار برشی بتنی، سازه بهسازی گردید و دوباره وضعیت و شاخص خرابی برای مشخص کردن تأثیر روش‌های بهسازی بر عملکرد سازه، تعیین شد. نتایج نشان می‌دهند که مهاربندهای واگرا، عملکرد لرزه‌ای بهتری داشته‌اند.

## کلمات کلیدی

قاب خمشی فولادی، مهاربندهای فولادی، دیواربرشی، بهسازی لرزه‌ای، شاخص آسیب‌پذیری

## Evaluation of Damage Index of Steel Moment Resistance frames Before and After Seismic Rehabilitation by Steel Braces and Shear Wall

M. Naderi, A. Rezaeian, M. Tanoorsaz

### ABSTRACT

For investigating of structure, performance according to Instruction of seismic rehabilitation is suggested using of linear and nonlinear static and dynamic analysis. Moreover, for accurate evaluation of structure and to specify damage quantity, using of damage indexes that practiced them in some recent decades can be suitable approach. Advance of application of damage indexes is this that in addition to damage quantity specifies state of structure. In this paper, A steel structure investigated according to Instruction of seismic rehabilitation of existing buildings (publication No.360) and with using of two damage indexes of «Ghobara» and «Krawinkler and Zohrei» that are respectively based on stiffness and cumulative deformation were determined, the damage and state of structure then with using of concentric and eccentric braces and shear wall, the structure was rehabilitated and for specifying effect of approach rehabilitation on structure performance determined state and damage index again. Results shown that the eccentric braces had better seismic performance.

### Keywords

Steel Moment Frame, Steel Braces, Shear Wall, Seismic Rehabilitation, Damage Index

۱. دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی قزوین، [Naderi-m@ikiu.ac.ir](mailto:Naderi-m@ikiu.ac.ir) (نویسنده مسئول)
۲. استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرج، [Alireza.rezaeian@kiau.ac.ir](mailto:Alireza.rezaeian@kiau.ac.ir)
۳. کارشناس ارشد سازه، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی قزوین، [maryamtanoorsaz@yahoo.com](mailto:maryamtanoorsaz@yahoo.com)



توجه به هدف بهسازی انتخاب شده، مقایسه‌ای نیز از نظر میزان تأثیر آنها بر بهبود عملکرد لرزه‌ای و کارایی آنها بر اساس شاخص خرابی به عمل آمده است.

### ۳. بررسی شاخص‌های خرابی

شاخص‌های خرابی به دو گروه عمده براساس بازتاب و مقاومت طبقه‌بندی می‌شوند. شاخص‌های خرابی براساس مقاومت، به مشخصات المان‌های سازه‌ای نظیر مساحت تیر، ستون و دیوار و خواص عمومی مصالح بستگی دارند. این شاخص‌ها اولین بار توسط Shiga et al. [۲]

در سال ۱۹۶۸ و بعدها توسط Y. Yang and L. Yang [۳] به کار گرفته شدند. اما شاخص‌های خرابی بر اساس بازتاب، نیاز به تحلیل داشته و از دقت بالاتری برخوردارند. این شاخص‌ها به پارامترهای زیادی مانند تغییرشکل پلاستیک، انرژی هیستریزیس، سختی، تعداد چرخه‌های با دامنه پلاستیک معین و... بستگی دارند [۴].

از جمله این شاخص‌ها می‌تواند به شاخص Park Ang & [۵] که یک شاخص تجمعی است و اثر انرژی و تغییرشکل را توأم در نظر می‌گیرد، شاخص Krawinkler & Zohrei [۶] که بر اساس تغییرشکل

تجمعی است، شاخص Ghobara [۷] که اثرات سختی سازه را قبل و بعد از اعمال زلزله در نظر می‌گیرد، اشاره گردد. اما تعداد زیادی از شاخص‌های ارائه شده جزء شاخص‌های موضعی محسوب می‌شوند و تنها مقدار خرابی المان‌های سازه را مشخص می‌کنند. بنابراین باید این شاخص‌ها با استفاده از شاخص‌های دیگری که به شاخص‌های کلی موسومند، برای کل سازه تعدیل گردند تا خرابی کلی سازه مشخص شود. از جمله این موارد می‌تواند به شاخص Bracci et al. [۸] و شاخص Park Ang and [۹] که در آن‌ها شاخص‌های موضعی با استفاده از انرژی جذب شده نرمالیزه می‌شوند، اشاره گردد.

عملکرد لرزه‌ای یک ساختمان در طول زلزله بستگی به پارامترهای متعددی مانند پیکربندی سازه، مصالح و سیستم سازه‌ای و... دارد، بنابراین پیش‌بینی عملکرد لرزه‌ای برای ساختمان یا طراحی و ارزیابی باید صریحاً تمام این پارامترها را دربرگیرد [۱].

پیشگویی عملکرد ساختمان در هنگام وقوع زلزله به علت تعداد زیاد پارامترهای تأثیرگذار بر عملکرد سازه و عدم دقت در مدل‌سازی دقیق رفتار سازه، پیچیده می‌باشد. اما تعیین عملکرد سازه با استفاده از روش‌های متفاوت تحلیلی که در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های ارزیابی لرزه‌ای به آن‌ها اشاره شده است، امکان‌پذیر است. علاوه بر کنترل عملکرد سازه، تشخیص مقدار خرابی در اثر زمین‌لرزه می‌تواند در تصمیم‌سازی در ارتباط با آن سازه تأثیرگذار باشد. بدینصورت که می‌تواند که در انتخاب گزینه‌های مورد قبول دستورالعمل‌های بهسازی به عنوان گزینه برتر، در کنار عواملی مانند قابلیت اجرا و هزینه، نقش اساسی داشته باشد.

### ۲. هدف

هدف اصلی این مقاله ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی قبل و بعد از بهسازی لرزه‌ای و بررسی تأثیر بهسازی بر عملکرد لرزه‌ای این سازه‌ها بر اساس شاخص‌های خرابی می‌باشد. برای این منظور یک سازه طراحی شده بر اساس اولین ویرایش استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان انتخاب گردید. از آنجاییکه سازه موردنظر جوابگوی مفاد آیین‌نامه‌ای لرزه‌ای جدید نمی‌باشد، و نمی‌تواند معیارهای پذیرش نشریه ۳۶۰ را تأمین نماید با استفاده از سه روش بهسازی، شامل مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش، مهاربندهای واگرا با پیوند افقی و دیواربرشی بتنی، بهسازی شده است. در این مقاله ضمن بررسی روش‌های بهسازی ذکر شده برای دستیابی به شرایط پذیرش نشریه ۳۶۰ با

در این مقاله دو شاخص قبارا و کراوینکلر و زهره‌ای مورد بررسی قرار گرفته است که در ادامه به تفصیل به آن‌ها پرداخته شده است.

### ۱.۳. شاخص قبارا (Ghobara)

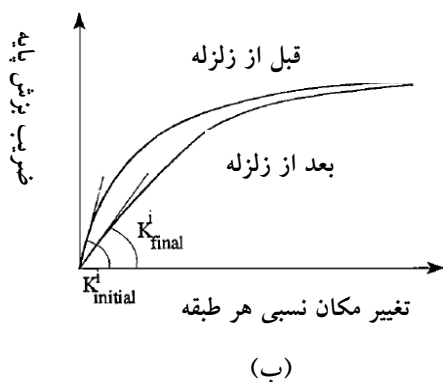
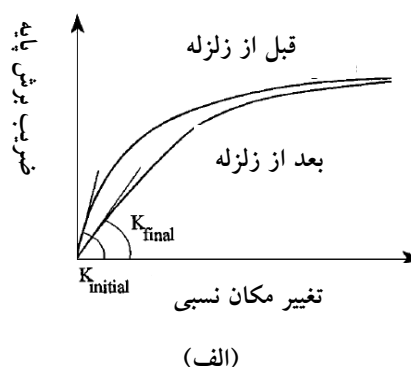
این شاخص بر اساس پارامتر سختی تنظیم و با انجام دو تحلیل پوش‌آور محاسبه می‌شود. آنالیز پوش‌آور اول قبل از اعمال زلزله و آنالیز دوم بعد از اعمال زلزله به سازه انجام می‌شود. قبل از انجام دومین تحلیل پوش‌آور سازه به حالت استاتیکی بدون بار برگردانده می‌شود. این شاخص براساس سختی سازه قبل و بعد از اعمال زلزله با استفاده از رابطه (۱) محاسبه می‌گردد [۷].

$$(DI)_k = 1 - (K_{final} / K_{initial}) \quad (1)$$

در این رابطه،  $K_{initial}$  شیب اولیه منحنی ظرفیت بدست آمده از تحلیل پوش‌آور قاب قبل از اعمال زلزله و  $K_{final}$  شیب اولیه همان منحنی، بعد از اعمال زلزله می‌باشد. شاخص هر طبقه نیز از رابطه (۲) محاسبه می‌شود.

$$(DI)_k^i = 1 - (K_{final}^i / K_{initial}^i) \quad (2)$$

نمودار تغییر سختی در کل سازه و در هر طبقه در شکل (۱) دیده می‌شود.



شکل (۱): تغییر سختی بعد از آنالیزهای پوش‌آور قبل و

بعد از زلزله: (الف) - کل سازه؛ (ب) - یک طبقه [۷]

در این رابطه،  $K_{initial}^i$  و  $K_{final}^i$  به ترتیب شیب‌های اولیه منحنی ضریب برش پایه - تغییر مکان نسبی هر طبقه بدست آمده از تحلیل پوش‌آور قاب قبل و بعد از اعمال زلزله می‌باشند. مقدار این شاخص بسته به مقدار خرابی بین ۰ و ۱ است. ضمناً این شاخص به توزیع بار اعمالی در تحلیل پوش‌آور حساس نیست و اثر پیچش و بی-نظمی نیز بوسیله تحلیل پوش‌آور سه بعدی لحاظ می‌شود. همچنین این شاخص اثرات افت سختی و مقاومت واقعی هر طبقه و کل ساختمان را ارائه می‌کند و از آنجائیکه این شاخص قادر است مقدار خرابی کل سازه را بدون نیاز به استفاده از روش‌های میانگین‌گیری وزنی بیان کند، درصد خطای آن کم است [۱۰]. از جمله محدودیت‌های این شاخص این است که محاسبه این شاخص نیاز به تحلیل‌های بیشتری نسبت به سایر شاخص‌ها دارد و بعلاوه کارآیی و واقعیت این شاخص با محدودیت‌های تکنیک تحلیل پوش‌آور متأثر می‌شود [۷].

طبق طبقه‌بندی قبارا، حالت‌های خرابی بر اساس شاخص محاسبه شده، طبق جدول (۱) می‌باشند.

جدول (۱): وضعیت خرابی براساس شاخص قبارا [۷]

مقدار شاخص	حالت خرابی
۰.۰-۰.۱۵	جزئی
۰.۱۵-۰.۳	متوسط
۰.۳-۰.۸	شدید
>۰.۸	فروریختن

- برای لحاظ کردن اثر تجمعی زلزله از رابطه Miner [۱۳] استفاده شده است که در آن خرابی‌های عضو مطابق رابطه (۵) بصورت خطی با یکدیگر جمع می‌شوند.

$$D = \sum_{i=1}^n (I/N_{fi}) \quad (5)$$

- از تغییر شکل‌های کوچک صرف نظر شده است، زیرا وارد شدن تغییرشکل‌های کوچک از طریق تئوری خستگی پرچرخه ممکن است با توجه به چرخه‌های نسبتاً کم زلزله تأثیر ناچیزی داشته باشند.

در این شاخص دو حالت کمانش و انتشار ترک در عضوهای سازه‌های فولادی بررسی شده است که برای این منظور تعداد زیادی آزمایش بر روی دو گروه اصلی که در هر گروه ۱۰ نمونه وجود داشت، صورت گرفت. این نمونه‌ها تحت بارگذاری یکنواخت و بارگذاری چرخه‌ای با خیز ثابت و بارگذاری چرخه‌ای با خیز متغیر قرار گرفتند.

دسته اول نمونه‌ها به منظور مطالعه افت در پروفیل‌های I شکل بدون اثر کمانش موضعی بررسی گردیده‌اند و دسته دوم نمونه‌ها تنها به منظور مطالعه تأثیر کمانش موضعی در افت پروفیل‌های I شکل است.

همانطور که مشخص است رابطه اصلی شاخص کراوینکلر و زهره‌ای بصورت رابطه (۶) می‌باشد و تأثیر نوع افت اعم از مقاومت، سختی و یا انرژی و همچنین مد خرابی تنها در ضریب‌های رابطه نشان داده شده است.

$$\Delta d = A(\Delta\delta_p)^a \quad (6)$$

در این رابطه A و a پارامترهایی هستند که بستگی به خواص سازه‌ای دارند. این شاخص افت را با دقت خوبی تا ۱۰ درصد مشخص می‌کند، اما در افت‌های بیشتر، میزان خطا بسیار زیاد می‌شود [۶].

### ۲.۳. شاخص کراوینکلر و زهره‌ای (Krawinkler and Zohrei)

این شاخص بیشترین میزان استفاده را در سازه‌های فولادی دارد [۶]، زیرا تمام آزمایش‌های انجام شده برای کالیبره کردن رابطه آن بر روی پروفیل‌های فولادی I شکل بوده است. براساس این شاخص برای ارزیابی سازه‌ها تحت اثر زلزله، لازم است تا میزان خرابی سازه تحت اثر افت مقاومت، سختی و انرژی محاسبه گردد. برای این منظور در این شاخص از مفهوم خستگی کم چرخه استفاده شده است که بطور ساده احتمال تخریب عضو را بصورت رابطه (۳) بیان می‌کند.

$$P_f = \{D > \gamma\} = P\{C \sum_{i=1}^n (\Delta\delta_{pi})^c > \gamma\} \quad (3)$$

در این رابطه  $\gamma$  مقدار حدی قابل پذیرش خرابی، n تعداد سیکل‌های خرابی و C پارامترهای خرابی سازه‌ای و  $\Delta\delta_{pi}$  تغییر شکل پلاستیک در i امین سیکل خرابی می‌باشند. در محاسبه این شاخص فرض‌های زیر صورت گرفته است:

- رابطه بین تعداد چرخه‌های تا مرحله خرابی یک عضو با یک دامنه نوسان پلاستیک معین براساس تحقیقات Monson Coffin [۱۱ و ۱۲] طبق رابطه (۴) محاسبه می‌گردد.

$$N_f = C^{-1}(\Delta\delta_p)^a \quad (4)$$



## ۵. روش‌های تحلیل و مدلسازی

در نشریه ۳۶۰، برای ارزیابی عملکرد سازه (تعیین نیروهای داخلی و تغییرشکل‌ها در اجزای سازه در سطح خطر انتخابی) با توجه به خصوصیات سازه، استفاده از روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی توصیه شده است. در این تحقیق، سازه انتخابی با روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، که در ادامه به اختصار به آن‌ها پرداخته شده، ارزیابی شده است.

### ۱.۵. تحلیل استاتیکی غیرخطی (Push over)

تحلیل پوش‌آور معمولاً با اعمال دو نوع توزیع نیرو و جابجایی در سازه انجام می‌شود. در روش توزیع نیرو، سازه تحت یک سری نیروهای جانبی کشیده می‌شود. با افزایش جابجایی جانبی، نیروهای موجود در اعضای سازه نیز افزایش می‌یابند تا حدی که در بعضی از نقاط سازه نیروهای موجود از مقدار نیروهای حد تسلیم فراتر می‌روند و مفاصل پلاستیک در سازه ایجاد می‌شوند. اما در روش توزیع جابجایی، سازه در معرض یک توزیع جابجایی قرار می‌گیرد و نیروهای جانبی که در نتیجه این تغییرشکل اعمالی بوجود می‌آیند، محاسبه می‌شوند. اما از آنجاییکه نحوه توزیع جابجایی کاملاً مشخص نیست، این روش کمتر مورد استفاده قرار می‌گیرد.

### ۲.۵. تحلیل دینامیکی غیرخطی

تحلیل دینامیکی غیرخطی، بازتاب سازه را دقیق‌تر از تحلیل استاتیکی غیرخطی بیان می‌کند. در این روش پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرخطی هندسی سازه محاسبه می‌شود و فرض بر آن است که ماتریس سختی و میرایی در طول تحلیل که به صورت گام به گام انجام می‌شود، می‌تواند تغییر کنند. اما این ماتریس‌ها در طول هر گام زمانی ثابت است و

برای تبدیل شاخص موضعی کراونکلر و زهره‌ای به شاخص خرابی کلی طبقه و سازه از شاخص کلی پارک و آنگ که در آن میزان اهمیت هر عضو همان میزان انرژی جذب شده توسط عضو است، استفاده شده است [۹]. به این ترتیب رابطه‌های (۷) و (۸) ارائه شده‌اند.

$$(DI)_{storey} = \sum(D_i E_i) / \sum E_i \quad (7)$$

$$(DI)_{structure} = \sum(D_{storey} E_{storey}) / \sum E_{storey} \quad (8)$$

که در این رابطه‌ها،  $E_i$  انرژی هیستریزس المان و  $D_i$  مقدار خرابی المان محاسبه شده از رابطه (۶) است.

## ۴. سطوح عملکرد و ارتباط آن‌ها با شاخص‌های خرابی

سطح عملکرد یک سازه با محاسبه دو متغیر خرابی تغییر مکان نسبی و تغییرشکل‌های پلاستیک ارزیابی می‌شود که در طبقه‌بندی ارائه شده در جدول (۱) فقط اثرات تغییرشکل‌های پلاستیک در نظر گرفته شده است. برای مقایسه کردن سطوح عملکرد با شاخص‌های خرابی، هر سطح عملکرد بطور تجربی با یک مقدار عددی بین صفر و یک، مشخص می‌شود که این مقادیر در جدول (۲) آمده است [۱۴].

جدول (۲): ارتباط سطوح عملکرد با شاخص‌های خرابی [۱۴]

سطوح عملکرد	A-B	IO	DC	LS	LSR	CP	C
شاخص خرابی	۰.۰	۰.۱۷	۰.۳۳	۰.۵	۰.۶۷	۰.۸۳	۱.۰۰

در این جدول A-B محدوده خطی، IO قابلیت استفاده بی‌وقفه، DC خرابی محدود، LS ایمنی جانی، LSR ایمنی جانی محدود، CP آستانه فروریزش و C فروپاشی را نشان می‌دهد.

پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش‌های عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می‌شود.

در این مطالعه برای تحلیل دینامیکی غیرخطی از میرایی رایلی با میرایی ویسکوز ۵٪ و در گام‌های زمانی ۰.۰۲ ثانیه استفاده شده است [۱۵]. زلزله‌های مورد بررسی نیز زلزله‌های سن‌فرناندو (San Fernando)، ال‌سنترو (El Centro)، منجیل، نورث‌ریج (Northridge) و طبس می‌باشند [۱۶].

برای تحلیل سازه از نرم‌افزار، PERFORM-3D [۱۵] استفاده شده است. این نرم‌افزار با هدف تعیین عملکرد سازه‌ها براساس ضوابط و دستورالعمل‌های ATC-40 و FEMA-356 ایجاد شده است.

## ۶. مدل‌سازی المان‌های سازه‌ای در قاب خمشی

### ۱.۶. تیرها

برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی تیرها از مدل مفصل پلاستیک با طول صفر<sup>۱</sup> استفاده شده است که در آن رفتار غیرالاستیک بوسیله قرارگیری مفصل در محل‌های مشخصی از تیر که قابلیت تشکیل مفصل در آنجا محتمل است، محدود می‌گردد.

### ۲.۶. ستون‌ها

برای مدل‌سازی ستون‌ها، از المان FEMA Column، استفاده شده است. این المان منطبق بر محدودیت‌ها و شرایط بیان شده در FEMA-356 (که تطابق مناسبی با دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای دارد) است. در این نوع المان، نیازی به معرفی مفاصل پلاستیک نیست و نرم‌افزار به صورت خودکار رفتار غیرخطی را در ستون گسترش می‌دهد.

## ۷. روش‌های بهسازی استفاده شده

بصورت کلی دو روش برای رسیدن به ظرفیت لرزه‌ای مورد نیاز سازه وجود دارد. اولین روش، مقاوم‌سازی کل سازه می‌باشد. این روش، تغییر یا بهبود سیستم مقاوم جانبی مانند اضافه کردن دیوارهای سازه‌ای، مهاربندهای فولادی و یا جداکننده‌های لرزه‌ای مد نظر می‌باشند. دومین روش، مقاوم‌سازی در سطح عضو است. در این شیوه، شکل‌پذیری یا مقاومت عضوها با روش‌های مناسب افزایش داده می‌شود تا معیارهای مشخص شده، تأمین شود. مقاوم‌سازی در سطح عضو، شامل روش‌هایی نظیر اضافه کردن بتن، فولاد یا پلیمرهای مسلح شده با الیاف به اجزای سازه‌ای می‌باشد [۱۷ و ۱۸].

در این مقاله سه روش بهسازی کلی، شامل مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش، مهاربندهای واگرا و دیوارهای برشی بتنی استفاده شده است. در ادامه به اختصار نحوه مدل‌سازی هر کدام عضو مهارتی مقاوم در برابر کمانش (BRB)<sup>۲</sup> از روش‌های بهسازی به کار گرفته شده توضیح داده شده است.

### ۱.۷. مهاربند مقاوم در برابر کمانش

در این نرم‌افزار، برای مدل‌سازی عضو مهارتی مقاوم در برابر کمانش (BRB)، یک المان با همین نام پیش بینی شده است. المان BRB از سه قسمت، بخش تسلیم شونده، بخش الاستیک و ناحیه صلب انتهایی تشکیل شده است. رفتار بخش تسلیم شونده به صورت دو خطی و بدون افت مقاومت می‌باشد. بخش الاستیک و ناحیه صلب توسط Elastic Bar مدل می‌شود. سطح مقطع ناحیه صلب انتهایی چند برابر بخش الاستیک معرفی می‌گردد. این ناحیه‌ها برای لحاظ صفحه اتصال و در نظر گرفته می‌شوند.

فرض می‌شود که در المان BRB فقط نیروی محوری وجود دارد و سختی خمشی و پیچشی آن برابر صفر است [۱۵].

## 2 -Buckling Resistant Braced Frame

### 1 Zero length Plastic Hing



## ۲.۷. مهاربند واگرا

برای مدلسازی پیوند، طبق ضابطه‌های نشریه ۳۶۰، از دو مفصل خمشی که در دو انتهای آن قرار می‌گیرند، استفاده شده است. عضوهای مهاربندی نیز به صورت الاستیک و با استفاده از المان تیر مدلسازی شدند.

## ۳.۷. دیوار برشی بتنی

برای المان دیوار برشی، خصوصیات برشی و خمشی جداگانه به دیوار اختصاص داده می‌شوند که هر کدام از این موارد می‌توانند، خطی یا غیرخطی باشند. همچنین مصالح بتنی و فولادی و رفتار آن‌ها جداگانه باید برای برنامه تعریف گردد. در صورتی که مقطع به صورت غیرخطی در نظر گرفته شود، اثرات ترک‌خوردگی در دیوار و تغییر محل تار ختنی بواسطه آن در رفتار دیوار منظور می‌گردد.

خصوصیات این المان به این ترتیب است که هر المان دارای ۴ گره و ۲۴ درجه آزادی می‌باشد. رفتار داخل صفحه طولی، برای این المان، مهمترین رفتار است. در این راستا، اصولاً المان یک تیر عمیق است که می‌تواند در خمش و یا برش غیرخطی باشد. سایر رفتارهای داخل صفحه و خارج از صفحه رفتارهای ثانویه و بصورت الاستیک فرض می‌گردند. کرنش محوری، کرنش برشی و انحناء در طول المان ثابت فرض می‌گردند.

نکته دیگری که در مورد دیوار برشی وجود دارد، طول مفصل پلاستیک در انتهای دیوار می‌باشد. کرنش محاسبه شده در المان به این طول حساس می‌باشد. بنابراین انتخاب مناسب طول مفصل خمیری دیوار در آنالیز غیرخطی اهمیت دارد.

Paulay و Priestly [۱۹] پیشنهاد می‌کنند که طول مفصل خمیری طبق رابطه (۹) برای دیوار بتنی محاسبه گردد:

$$L_p = 0.2D_w + 0.044h_e \quad (9)$$

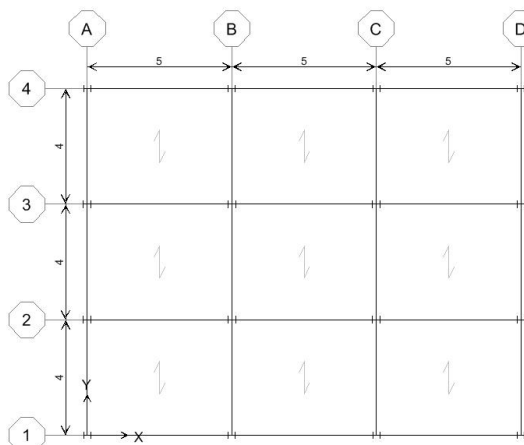
در این رابطه  $L_p$  طول مفصل خمیری،  $D_w$  عمق مقطع

دیوار و  $h_e$  برابر ارتفاع مؤثر مقطع است که به صورت ارتفاع دیوار طره‌ای تعریف می‌شود که دارای یک بار متمرکز در بالای خود می‌باشد و خمش و برش برابری در مفصل خمیری یا دیوار واقعی دارد.

ATC-40 و FEMA-356 نیز برای سادگی طول دیوار را به صورت حداقل هر یک از دو مقدار نصف عمق مقطع دیوار و نصف ارتفاع دیوار تعریف می‌کند. همچنین این طول نباید از ارتفاع طبقه تجاوز کند [۱۵].

## ۸. مطالعه انجام شده

مطالعه انجام شده بر روی یک ساختمان با قاب خمشی فولادی نه طبقه با پلانی به ابعاد  $12 \times 15$  طبق شکل (۲) می‌باشد. برای طراحی، بار مرده تمام طبقه‌ها  $700 \text{ kg/m}^2$  و بار زنده طبقه‌ها و با م به ترتیب  $300 \text{ kg/m}^2$  و  $150 \text{ kg/m}^2$  در نظر گرفته شده است. بار دیوارهای پیرامونی در طبقه‌ها معادل  $700 \text{ kg/m}$  و در بام  $400 \text{ kg/m}$  می‌باشد که بر تیرهای پیرامونی وارد می‌شود. مقاطع تیرها و ستون‌ها در قاب‌های ۱و ۴، ۲و ۳، A, D و C, B یکسان می‌باشند، بنابراین از هر کدام از قاب‌ها، مقاطع یکی معرفی می‌گردد. این مقاطع طبق جدول‌های (۳) و (۴) می‌باشند.



شکل (۲): پلان مورد بررسی

جدول (۳): مقاطع تیرها

طبقه	1A-1B 1B-1C 1C-1D	2A-2B 2B-2C 2C-2D	A1-A2 A2-A3 A3-A4	B1-B2 B2-B3 B3-B4
۱	IPE330	IPE360	IPE360	IPE270
۲	IPE330	IPE360	IPE360	IPE270
۳	IPE330	IPE360	IPE360	IPE270
۴	IPE300	IPE360	IPE360	IPE270
۵	IPE300	IPE360	IPE360	IPE240
۶	IPE300	IPE360	IPE360	IPE240
۷	IPE300	IPE300	IPE300	IPE200
۸	IPE300	IPE300	IPE270	IPE180
۹	IPE270	IPE300	IPE240	IPE160

جدول (۴): مقاطع ستون‌ها

طبقه	A1,B1,C1,D1	A2,B2,C2,D2
۱	HE700	HE800
۲	HE300	HE800
۳	HE280	HE700
۴	HE280	HE600
۵	HE240	HE300
۶	HE240	HE300
۷	HE240	HE300
۸	HE200	HE240
۹	HE200	HE240

برای ارزیابی خرابی از پنج شتابنگاشت طبق جدول (۵) استفاده شده است.

جدول (۵): شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده

شتاب نگاشت	San Fernando	El Centro	Manjil	Northridge	Tabas
PGA	۰.۱۴۴۵	۰.۳۴۹	۰.۵۱۴۶	۰.۷۴۹۱	۰.۹۳۲۷

برای ارزیابی عملکرد سازه از توزیع یکنواخت بار استفاده شده است. در توزیع یکنواخت، بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه طبق رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود.

$$F_i = (W_i / \sum_{j=1}^n W_j) V \quad (10)$$

در این رابطه  $F_i$  نیروی جانبی وارد بر طبقه  $i$ ،  $W_i$  وزن طبقه  $i$  و  $V$  نیروی برش پایه است.

از آنجاییکه هدف بهسازی ویژه برای این سازه در نظر گرفته شده، بنابراین انتظار می‌رود که این سازه نسبت به بهسازی مطلوب عملکرد بالاتری را نشان دهد. برای این منظور تأمین ایمنی جانی در سطح خطر ۲ در نظر گرفته شده است.

تحلیل پوش‌آور در دو راستای متعامد  $x$  و  $y$  انجام می‌شود. مقادیر تغییر مکان‌های هدف بر حسب سانتی‌متر در دو راستا طبق جدول (۶) می‌باشد، که برای محاسبه آن از رابطه (۱۱) استفاده شده است.

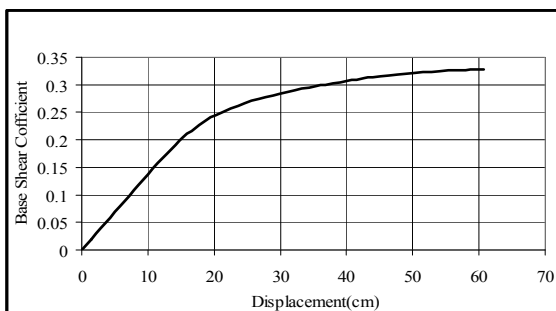
$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a (T_e^2 / 4\pi^2) g \quad (11)$$

به صورت کلی، در این رابطه  $C_0$ ،  $C_1$ ،  $C_2$  و  $C_3$  ضرایبی هستند که توسط جدول‌های دستورالعمل بهسازی و یا از نرم‌افزار بدست آورده می‌شوند.  $T_e$ ، زمان تناوب اصلی مؤثر و  $S_a$ ، شتاب طیفی است. در این تحقیق تمامی پارامترها با استفاده از دستورالعمل بهسازی بدست آمده‌اند. مقادیر این پارامترها برای سازه اولیه در جدول (۶) آمده است.

جدول (۶): ضرایب و مقدار تغییر مکان هدف در دو راستا

ضرایب	$C_0$	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$S_a$	$T_e$	$\delta_i$
x	۱.۲	۱	۱.۱	۱	۰.۶۳	۱.۵۰	۴۶.۵
y	۱.۲	۱	۱.۱	۱	۰.۵۸	۱.۶۸	۵۳.۸

منحنی پوش‌آور سازه در دو راستا به صورت شکل‌های (۳) و (۴) است.

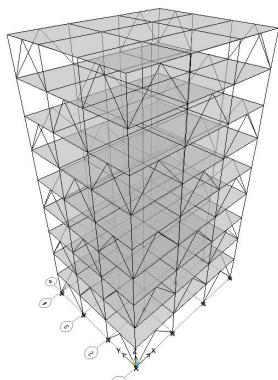


شکل (۳): منحنی پوش‌آور سازه در راستای  $x$

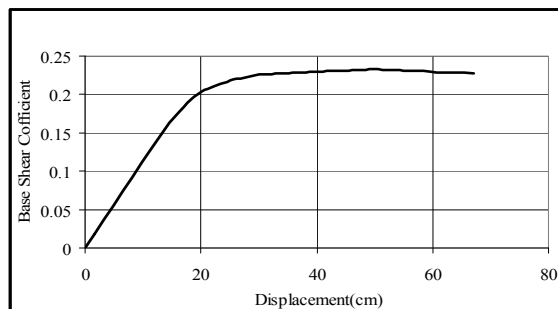


### ۱.۸. بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کماتش

برای بهسازی با مهاربندهای مقاوم در برابر کماتش از پیکربندی شورون V-معکوس استفاده شده که برای طراحی آنها، آیین نامه AISC-2005 [۲۰] بکارگرفته شده است. عضوهای مهاربندی از نوع Unbonded Brace™ محصول شرکت Nippon Steel ژاپن انتخاب شده و فولادی که در هسته این مهاربندها بکار رفته از نوع JIS G3136 SN400B مطابق با استاندارد ژاپن بوده و دارای حد تسلیم  $2672 \text{ kg/cm}^2$  می باشد. در طراحی سازه مورد تحقیق، فرض شده است که نتایج آزمایش، تنش تسلیم فولاد هسته ( $F_{ysc}$ ) را  $2911 \text{ kg/cm}^2$  نشان داده است. بر اساس طراحی انجام شده، سطح مقطع مهاربند در قاب های اول، دوم، در پنج طبقه اول و در چهار طبقه آخر ۳۰ سانتی مترمربع و در قاب های A, D، در پنج طبقه اول و در چهار طبقه آخر ۳۰ سانتی مترمربع در نظر گرفته شده است و سطح مقطع قسمت الاستیک سه برابر قسمت تسلیم شونده در نظر گرفته شده، طول قسمت جاری-شونده نیز نصف طول کلی مهاربند است. تصویر این نوع بهسازی در شکل (۷) نشان داده شده است. همچنین منحنی پوش آور سازه بعد از بهسازی با مهاربندهای مقاوم در برابر کماتش طبق شکل های (۸) و (۹) می باشد. در این حالت مقادیر تغییر مکان هدف در دو راستای X و Y، طبق جدول (۷) می باشد.

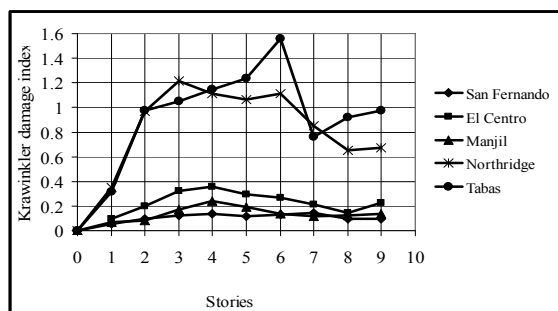


شکل (۷): نحوه بهسازی سازه با مهاربندهای مقاوم در برابر کماتش

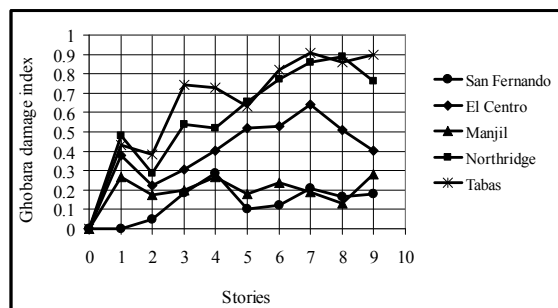


شکل (۴): منحنی پوش آور سازه در راستای Y

مقدار خرابی با استفاده از شاخص های خرابی قبارا و کراوینکلر طبق شکل های (۵) و (۶) می باشد.



شکل (۵): مقدار خرابی طبقه ها بر اساس شاخص کراوینکلر و زهره ای



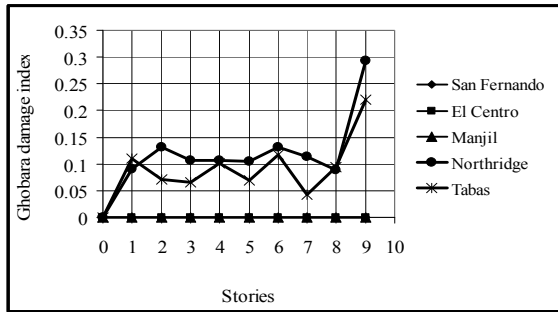
شکل (۶): مقدار خرابی طبقه ها بر اساس شاخص قبارا

منحنی های پوش آور بیانگر این مطلب هستند که تعدادی از تیرها و ستون های سازه پاسخگوی سطح عملکرد مورد نظر نیستند و این مطلب با مقادیر خرابی که از طریق شاخص های خرابی محاسبه شده، کاملاً هماهنگ است.

جدول (۷): ضرایب و مقدار تغییر مکان هدف در دو

راستا

ضرایب	$C_0$	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$S_a$	$T_e$	$\delta_t$
x	۱.۲	۱	۱.۱	۱	۱.۲۱	۰.۵۶	۱۲.۴۴
y	۱.۲	۱	۱.۱	۱	۱.۱۷	۰.۵۹	۱۳.۳۶



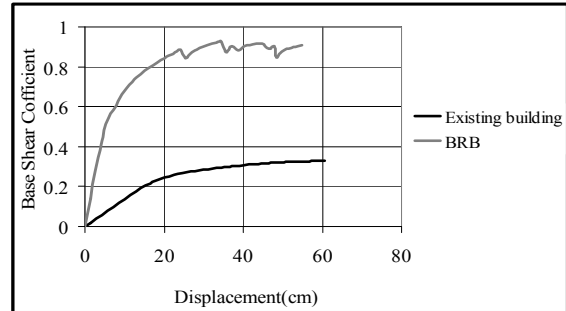
شکل (۱۱): مقدار خرابی طبقه‌ها با استفاده از شاخص قبارا بعد از بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کماتش

در شکل‌های (۷) و (۸) تأثیر مثبت بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کماتش در سازه با تحلیل پوش‌آور دیده می‌شود. همچنین کاهش مقادیر خرابی بعد از این نوع بهسازی نیز نشان دهنده بهبود وضعیت سازه است.

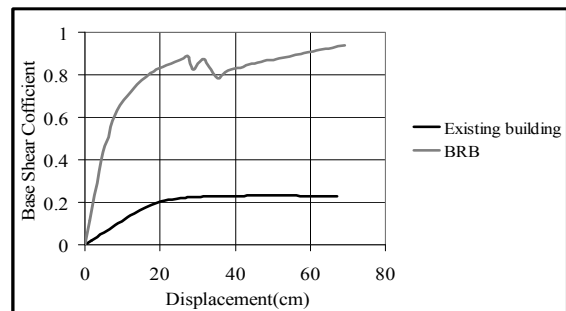
### ۲.۸. بهسازی با مهاربند واگرا

روش دوم بهسازی اتخاذ شده در این تحقیق، مهاربند واگرا می‌باشد. در این نوع مهاربند طول پیوند افقی در راستای قاب‌های ۱ و ۲، ۷۵ cm و در راستای قاب‌های A, D، ۴۰ cm می‌باشد. برای مهاربندها در ۴ طبقه اول در طبقه‌های ۱ و ۲ از مقطع قوطی شکل  $HSS8 \times 8 \times 0.500$  و در طبقه‌های ۳ و ۴ از  $HSS6 \times 6 \times 0.500$  و در دو طبقه آخر در قاب‌های A, D در دو طبقه اول  $HSS10 \times 10 \times 0.500$ ، در طبقه‌های سوم و چهارم  $HSS8 \times 8 \times 0.500$ ، در طبقه‌های پنجم و ششم  $HSS6 \times 6 \times 0.500$  و در سه طبقه آخر  $HSS5 \times 5 \times 0.500$  به کار برده شده است. در شکل (۱۲) نحوه قرارگیری مهاربندها دیده می‌شود.

منحنی‌های پوش‌آور در دو راستا در شکل‌های (۱۳) و (۱۴) دیده می‌شود. تغییر مکان‌های هدف در دو راستای x و y در جدول (۸) آورده شده است.

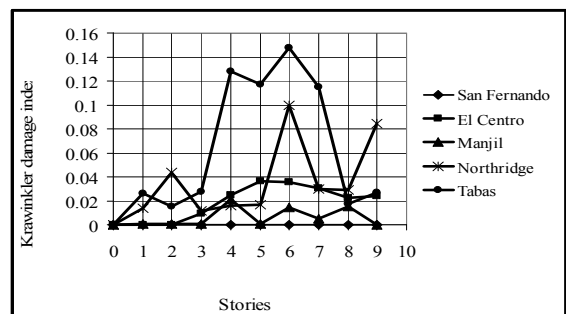


شکل (۸): منحنی‌های پوش‌آور سازه در راستای x قبل و بعد از بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کماتش



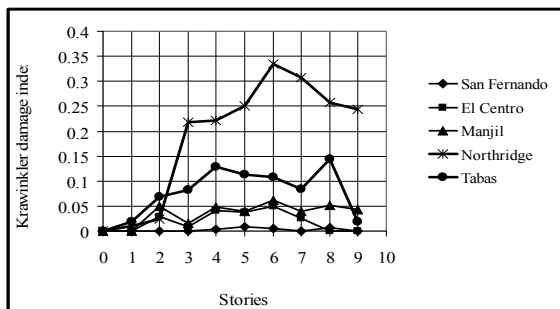
شکل (۹): منحنی‌های پوش‌آور سازه در راستای y قبل و بعد از بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کماتش

مقدار خرابی طبقه‌ها بعد از بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کماتش طبق شکل‌های (۱۰) و (۱۱) می‌باشند.

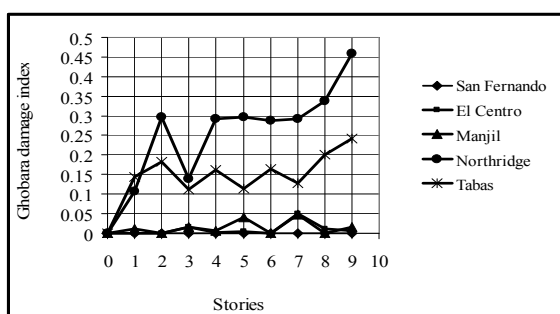


شکل (۱۰): مقدار خرابی طبقه‌ها با استفاده از شاخص کراونکلر بعد از بهسازی با مهاربند مقاوم در برابر کماتش

مقدار خرابی با استفاده از دو شاخص مورد بررسی در این تحقیق برای طبقه‌ها طبق شکل‌های (۱۵) و (۱۶) می‌باشد.



شکل (۱۵): مقدار خرابی با استفاده از شاخص کراوینکلر و زهره‌ای بعد از بهسازی با مهاربند واگرا

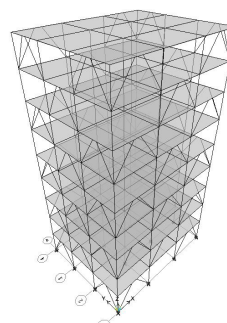


شکل (۱۶): مقدار خرابی طبقه‌ها با استفاده از شاخص قبارا بعد از بهسازی با مهاربند واگرا

چنانچه از منحنی‌های پوش‌آور مشاهده می‌شود بعد از بهسازی با مهاربند واگرا، عملکرد سازه بهبود یافته و مقادیر خرابی نیز کاهش یافته است.

### ۳.۸. بهسازی با دیوار برشی بتنی

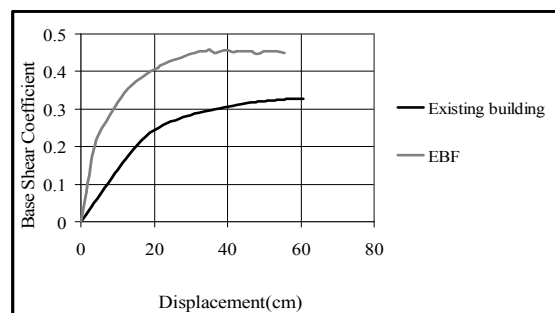
آخرین روش بهسازی استفاده شده در این مقاله دیوار برشی بتنی می‌باشد. برای دیوار برشی از میلگردهای به قطر ۲۰ میلیمتر و در فاصله‌های ۲۰ سانتیمتر استفاده شده و ضخامت دیوار نیز ۲۵ سانتیمتر است. در این روش، بهسازی سازه طبق شکل (۱۷) صورت گرفته است. منحنی پوش‌آور سازه بعد از بهسازی با دیوار برشی طبق شکل‌های (۱۸) و (۱۹) می‌باشد. در این حالت مقدار تغییر مکان هدف در دو راستا طبق جدول (۹) می‌باشد.



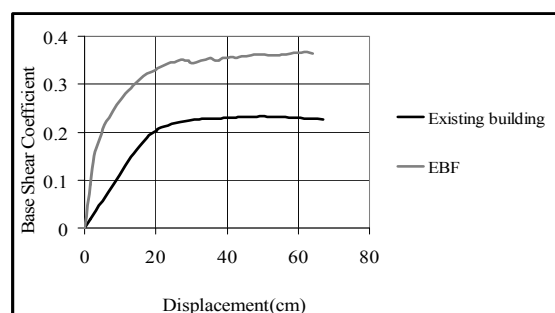
شکل (۱۲): نحوه بهسازی سازه با مهاربند واگرا

جدول (۸): ضرایب و مقدار تغییر مکان هدف در دو راستا

ضرایب	$C_0$	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$S_a$	$T_e$	$\delta_t$
x	۱.۲	۱	۱.۱	۱	۱	۰.۷۵۱	۱۸.۵
y	۱.۲	۱	۱.۱	۱	۱.۰۲	۰.۷۳۰۴	۱۷.۸۴

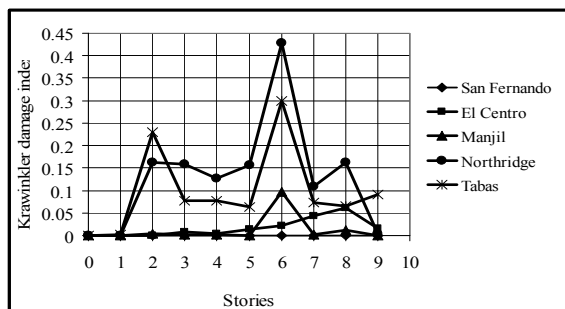


شکل (۱۳): منحنی‌های پوش‌آور در راستای X قبل و بعد از بهسازی با مهاربند واگرا

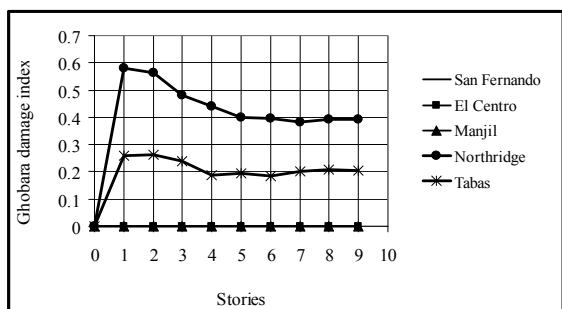


شکل (۱۴): منحنی‌های پوش‌آور در راستای Y قبل و بعد از بهسازی با مهاربند واگرا

شکل (۲۰) - مقدار خرابی طبقه‌ها با استفاده از شاخص



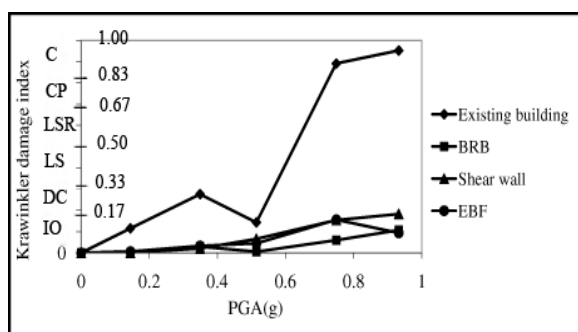
کراوینکلر و زهره‌ای بعد از بهسازی با دیوار برشی



شکل (۲۱) - مقدار خرابی طبقه‌ها با استفاده از شاخص قبارا

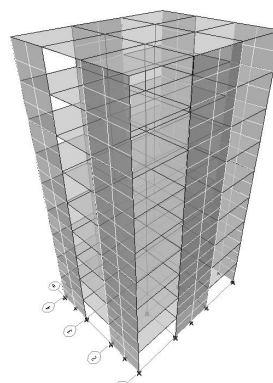
بعد از بهسازی با دیوار برشی

منحنی‌های پوش‌آور بعد از بهسازی با دیوار برشی، نشان می‌دهند که عملکرد سازه بهبود قابل ملاحظه‌ای داشته و مقادیر خرابی نیز گواهی این مطلب است. مقدار خرابی کلی طبقه‌ها در زلزله‌های مختلف قبل و بعد از بهسازی با مهاربندها و دیوارهای برشی طبق شکل‌های (۲۲) و (۲۳) می‌باشد.



شکل (۲۲) - مقدار خرابی کلی طبق شاخص کراوینکلر قبل

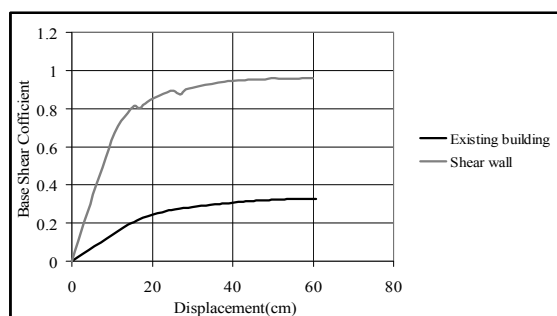
و بعد از بهسازی در زلزله‌های مختلف



شکل (۱۷) - نحوه بهسازی سازه با دیوار برشی

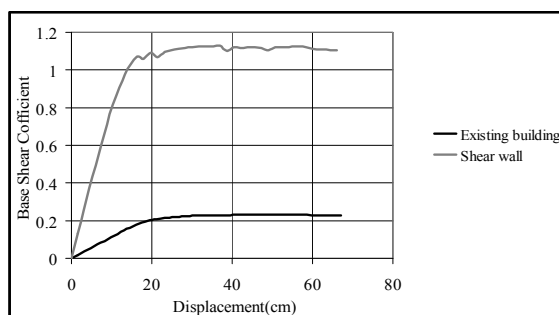
جدول (۹) - ضرایب و مقدار تغییر مکان هدف در دو راستا

ضرایب	$C_0$	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$S_a$	$T_e$	$\delta_t$
x	۱.۲	۱	۱.۱	۱	۱.۱۲	۰.۶۳۳	۱۴.۷
y	۱.۲	۱	۱.۱	۱	۰.۹۳	۰.۵۵۵	۹.۴



شکل (۱۸) - منحنی‌های پوش‌آور در راستای X قبل و بعد

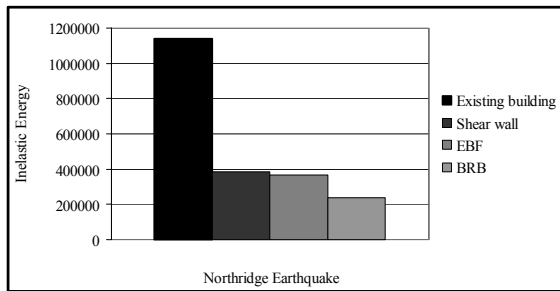
از بهسازی با دیوار برشی



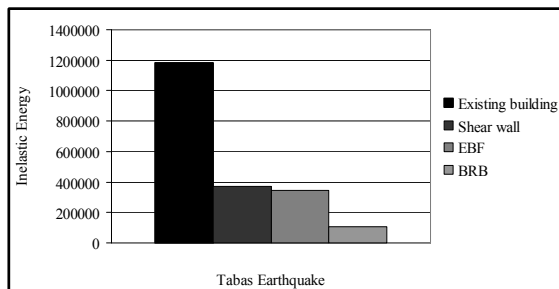
شکل (۱۹) - منحنی‌های پوش‌آور در راستای Y قبل و بعد

از بهسازی با دیوار برشی

مقدار خرابی با استفاده از دو شاخص خرابی طبق شکل‌های (۲۰) و (۲۱) می‌باشد.



(ت)



(ث)

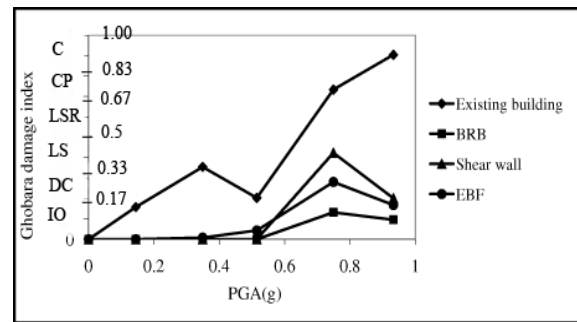
شکل (۲۴): مقدار انرژی غیرارتجاعی در روش‌های متفاوت بهسازی؛ الف) زلزله سن‌فرناندو، ب) زلزله السترو، پ) زلزله منجیل، ت) زلزله نورث‌ریج، ث) طبس

## ۹. نتایج

۱- اگر چه استفاده از تحلیل‌های پوش‌آور و دینامیکی غیرخطی راهکاری مناسب برای بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها است ولی با این روش‌ها امکان تشخیص مقدار خرابی و وضعیت سازه وجود ندارد، بنابراین استفاده از شاخص‌های خرابی روشی مناسب برای برآورد دقیق سازه‌ها می‌باشد.

۲- در حالت بهسازی با دیوار برشی، سختی سازه از مهاربندهای مقاوم در برابر کماتش کمتر و از مهاربندی‌های واگرا بیشتر است. این حالت بهسازی با توجه به مقادیر خرابی بدست آمده از سایر روش‌های بهسازی خرابی بیشتری داشته است. در این روش بهسازی با توجه به منحنی‌های پوش‌آور ظرفیت تحمل بار نسبت به سایر حالت‌ها بیشتر است.

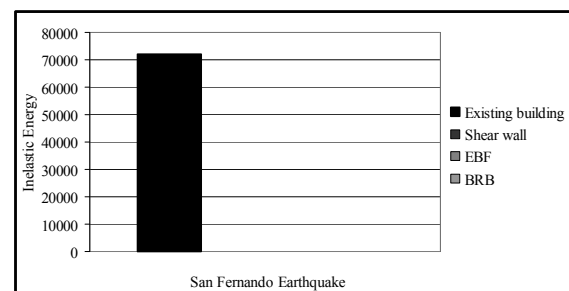
۳- با توجه به شکل‌های (۲۴) مقادیر انرژی غیر ارتجاعی بعد از بهسازی بخصوص در حالت استفاده از



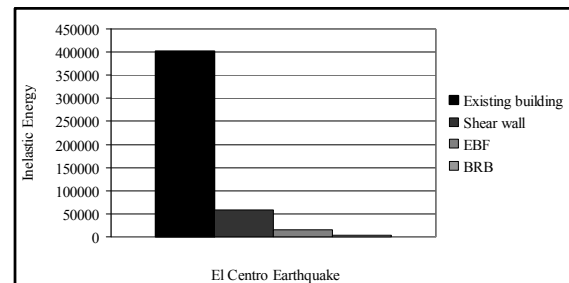
شکل (۲۳): مقدار خرابی کلی طبق شاخص قبارا قبل و

بعد از بهسازی در زلزله‌های مختلف

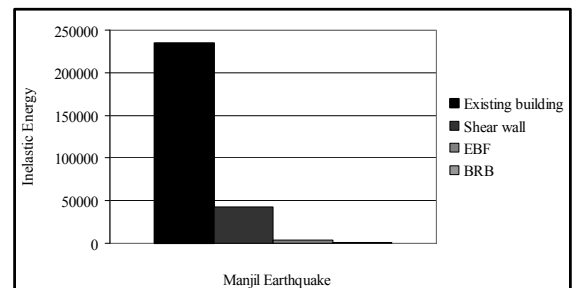
مقدار انرژی غیرارتجاعی در روش‌های متفاوت بهسازی، تحت زلزله‌های متفاوت طبق شکل (۲۴) می‌باشد.



(الف)



(ب)



(پ)

5. Park Y-J, Reinhorn A M, Kunnath S K. IDARC Inelastic Damage Analysis of RC frame-shear wall structures. Technical Report NCEER-87-0008, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo NY; 1987.
6. Krawinkler H., Zohrei M. Cumulative Damage in Steel Structures Subjected to Earthquake, Ground Motions. Computers and Structures, 1983. Vol. 16, pp. 531-541.
7. Ghobara, H. Abou-Elfath, H Shrif Biddah, Response-Based Damage Assessment Of Structures, Earthquake Engineering Structure Dynamics, 1999, vol 28, pp. 79-104.
8. Bracci J M, Reinhorn A M, Mander J B, Kunnath S K. Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation of RC Structures. Technical Report NCEER-89-0033, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo N Y; 1989.
9. Park Y-J, Ang A H-S. Seismic Damage Analysis of RC Buildings. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1985. Vol. 111, pp. 740-757.
10. Ghobara A. Seismic Rehabilitation of RC Frames Using Steel Brace Systems, Department of Civil Engineering, McMaster University, Hamilton, L8S 4L7 Canada, 2001.
11. Manson S S, Hirschberg M H. Fatigue Behavior in Strain Cycling in the Low and Intermediate Cycle Range. Fatigue: Fatigue: An Inter Disciplinary Approach; Proceeding of the 10th Sagmore Army Material Research Conference, j.j. Burke, et al., eds., Syracuse University Press, Sagamore, N. Y., 1964, pp. 133-178.
12. Coffin, L.F: A Note on Low Cycle Fatigue Laws, j .Mater., 1971, Vol. 6, pp. 388-402.
13. Miner, M., Cumulative Damage in Fatigue, j. Applied Mechanics, September 1945, Vol. 67, pp. A159-A164.
14. K. Arjomandi, H. Estekanchi and A. Vafai, Correlation Between Structural Performance Levels and Damage Indexes in Steel Frames Subjected to Earthquake; Scientia Iranica, 2009, Vol. 16, No. 2, pp. 147-155.

مهاربندهای مقاوم در برابر کماتش کاهش یافته و این نشان می‌دهد که المان‌های کمتری بعد از بهسازی وارد محدوده غیرارتجاعی می‌شوند.

۴- شاخص قبارا بر اساس سختی است و با توجه به مقادیر خرابی در شکل (۲۳) مشاهده می‌شود که کاهش سختی بعد از اعمال زلزله در مهاربند مقاوم در برابر کماتش نسبت به سایر روش‌های بهسازی کمتر می‌باشد.

نتایج شاخص کراوینکلر و زهره‌ای که در شکل (۲۲) نشان داده شده اند، نیز نشان می‌دهند که مهاربند مقاوم در برابر کماتش عملکرد بهتری داشته است.

۵- شاخص کراوینکلر و زهره‌ای که بطور خاص برای سازه‌های فولادی به کار می‌رود، از آنجایی که جزء شاخص‌های موضعی است و برای تبدیل آن از شاخص کلی پارک و انگ استفاده شده، منجر به ایجاد خطا در مقادیر خرابی می‌شود، بطوریکه در بعضی از طبقات با اینکه المان‌ها خرابی بیشتری داشتند ولی خرابی کلی طبقه کمتر از سایر طبقات بدست آمد.

## ۱۰. مراجع

1. Seung-Yul Yun, M.ASCE; Ronald O. Hamburger, M.ASCE; C.Allin Cornell, M.ASCE and Douglas A.Foutch, M.ASCE, Seismic Performance Evaluation for Steel Moment Frames, Journal of Structural Engineering, April 2002, pp.534-545.
2. T.Shiga, A. Shibata and T. Takabashi, Earthquake Damage And Wall Index Of Reinforced Concrete Building, Proc. Tohoku Dirict Symp., Architectural Institute Of Japan, 1968, pp. 29-32.
3. Y.Yang, L.Yang, Empirical Relationship Between Damage To Multistory Brick Buildings And Strength Of Walls During The Tangshan Earthquake, Proc. 7<sup>th</sup> World Conf. On Earthquake Engineering, Vol. 6, Istanbul, 1980, pp 501-508.
4. Estekanchi H, Arjomandi K. Comparison of Damage Indexes in Nonlinear Time History Analysis of Steel Moment Frames. Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing), 2007. Vol. 8, No. 6, pp. 629-646.



15. Component And Element For Perform -3D And Perform –Collapse, Version 4, August 2006.
16. <http://Peer.berkeley.edu/nga/search.html>.
17. Ghobara A.and Abou-Elfath Rehabilitation of Reinforced Concrete Frame Using Eccentric Steel Bracing, Engineering Structures, 2001, Vol. 23, pp. 745-755.
18. Jong-Wha Bat, Seismic Retrofit Reinforced Concrete Building Structures, Mid-America Earthquake Center, August 2003.
19. Priestly and Paulay, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonary Building, Wiley 1992.
20. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Approved by the AISC Committee on specifications, 2005.





# استفاده از الگوریتم ژنتیک و شبکه‌های عصبی مصنوعی در بهینه‌یابی وزنی گنبد‌های مشبک تک لایه فولادی با پیکربندی‌های مختلف

مهدی بندگی، فرزاد شهابیان  
(دریافت: ۸۹/۹/۲۴، پذیرش: ۸۹/۱۲/۲۵)

## چکیده

در این مقاله از الگوریتم ژنتیک و شبکه‌های عصبی مصنوعی برای بهینه‌یابی وزنی (حداقل) گنبد‌های مشبک تک لایه فولادی تحت اثر بارهای ثقلی یکنواخت استفاده شده است. برای این کار، ۳۷۸ نمونه گنبد با شش نوع پیکربندی مختلف و با دهانه‌هایی از ۱۰ تا ۵۰ متر و نسبت‌های ارتفاع به دهانه از  $\frac{1}{8}$  تا  $\frac{1}{2}$  تحلیل و طراحی شده و در هر مورد وزن و پیکربندی بهینه سازه توسط الگوریتم ژنتیک تعیین گردیده است. در ادامه، از نتایج حاصل برای آموزش و طراحی شبکه‌های عصبی مصنوعی برای تخمین وزن بهینه سازه استفاده شده است. بدین ترتیب می‌توان با توجه به قطر یک ساختمان مدور، مناسب‌ترین پوشش از نوع گنبد مشبک تک لایه فولادی را با یک پیکربندی مشخص و با وزن بهینه بدست آورد.

## کلمات کلیدی

گنبد مشبک تک لایه فولادی، بهینه‌یابی، الگوریتم ژنتیک، شبکه‌های عصبی مصنوعی

## Optimum Design (Minimum Weight) of Single-layer-lattice Domes with Different Topologies using Genetic Algorithm and Artificial Neural Networks

M. Bandegi, F. Shahabian

### ABSTRACT

In this paper, the two methods of genetic algorithm and neural networks have been combined to achieve the optimum design (minimum weight) of single-layer-lattice domes subjected to uniform gravitational loading. Herein, 378 models with six topologies, spans between 10 and 50 m and different span-to-height ratio from 1/8 to 1/2 have been analyzed and designed for the optimum weight and configuration using genetic algorithm. Furthermore, the results were being used to train the artificial neural networks to predict the optimum weight of the space domes. Thus, for a circular site plan with a specific diameter, an optimum single-layer-lattice dome with specific configuration could be proposed by using the neuro-genetic system.

### Key words

Single-layer-lattice Dome, Optimization, Genetic Algorithm, Artificial Neural Networks

۱. کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، bandegi\_m@yahoo.com (نویسنده مسئول)
۲. دانشیار گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، fshahabianm@yahoo.com



سازه‌های فضاکار به علت سبکی و داشتن ظاهری جذاب، همواره به عنوان راهکاری اقتصادی برای پوشش فضاها، وسیع و بدون ستون مانند سالن‌های ورزشی، نمایشگاه‌ها، آشیانه هواپیماها، مساجد و امثال آنها به کار گرفته شده‌اند. در این میان گنبدها به عنوان سیستم‌های سازه‌ای زیبا و توانا در ایجاد فضاهایی گسترده از قدیم مورد توجه طراحان بوده است. سازه‌های فضاکار توانایی تحمل بار به صورت سه بعدی را دارا بوده و امکان توزیع بارهای اعمالی در یک نقطه را به گونه‌ای که عضوهای زیادی آن را تحمل کنند فراهم می‌آورند. پر عضو بودن این نوع سازه‌ها علی‌رغم ایجاد سختی زیاد و تغییر شکل‌های کم موجب شده است تا تحلیل و طراحی آنها پیچیده و زمانبر شود. از این رو مطالعات بیشتر برای روش‌های جدید طراحی بهینه سازه‌های فضاکار اجتناب ناپذیر است.

بهینه‌سازی خرپاها با روش‌های کلاسیک توسط محققین مختلفی انجام شده است. خلاصه‌ای از کارهای انجام شده در این زمینه توسط تاپینگ [۱] و بندسو و همکاران [۲] گردآوری شده است. از آنجا که عوامل مؤثر در طراحی خرپاها نظیر سطح مقطع پروفیل‌های انتخابی به صورت پارامترهای گسسته می‌باشند، لذا استفاده از الگوریتم ژنتیک به عنوان یک روش جستجوی مؤثر در فضاهای طراحی وسیع و گسسته مورد توجه قرار گرفته است. گلدبرگ و سمتانی [۳] و راجیو و کریشنامورثی [۴] از روش الگوریتم ژنتیک برای بهینه‌سازی خرپاها استفاده کردند. هاجلا و لی [۵]، راجان [۶]، راجیو و کریشنامورثی [۷] و دب و گولاتی [۸] از روش فوق برای بهینه‌سازی توپولوژی (پیکربندی) خرپاها استفاده کردند. کاوه و ثروتی [۹] از روش شبکه‌های عصبی برای طراحی شبکه‌های فضاکار دو لایه استفاده کردند. ساکا [۱۰] از روش الگوریتم ژنتیک برای بهینه‌سازی گنبدهای مشبک تک لایه استفاده کرد. رهامی و همکاران [۱۱] از روش الگوریتم ژنتیک برای بهینه‌سازی توام موقعیت و توپولوژی خرپاها استفاده کردند. کاوه و طلعت اهری [۱۲-۱۳] از روش‌های جدید نظیر اجتماع مورچگان، توده

ذرات، Big Bang- Big Crunch و Harmony Search برای بهینه‌سازی گنبدهای شودلر و لاملا استفاده کردند. ایشان در مقاله دیگری [۱۴] روش Charged System Search را برای بهینه‌سازی هندسی و پیکربندی گنبدهای ژئودزیک به کار بردند.

برای بهینه‌سازی سازه‌های فضاکار به علت وجود متغیرهای زیاد بایستی تعداد زیادی تحلیل صورت بگیرد. این کار موجب می‌شود که برای یافتن پاسخ بهینه، زمان زیادی صرف شود. در این مقاله برای غلبه بر این مشکل از روش الگوریتم ژنتیک و شبکه‌های عصبی مصنوعی استفاده می‌شود. بدین منظور با استفاده از روش الگوریتم ژنتیک، گنبدهای مشبک تک لایه فولادی تحت اثر بارهای تقلی یکنواخت با پیکربندی و ابعاد مختلف طراحی و پاسخ بهینه در هر مورد تعیین می‌گردد. سپس با استفاده از نتایج مرحله قبلی و دسته‌بندی آنها، اقدام به طراحی و آموزش شبکه‌های عصبی مصنوعی می‌گردد. بدین ترتیب می‌توان با استفاده از شبکه‌های عصبی طراحی شده، با سرعت و دقت بالا و بدون نیاز به تحلیل‌های مکرر، مشخصات گنبدهای بهینه را برای پوشش یک فضای دلخواه بدست آورد.

## ۲- روش الگوریتم ژنتیک

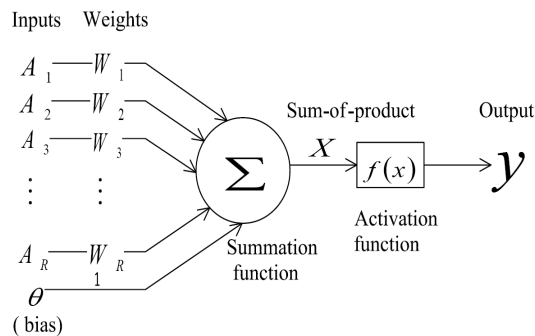
الگوریتم ژنتیک بر پایه نظریه تکامل در طبیعت که در آن بهترین‌ها حق بقا دارند، بنا شده است. الگوریتم ژنتیک که گونه‌ای از الگوریتم‌های تکاملی است، نخستین بار توسط جان هلند در دانشگاه میشیگان مطرح شد [۱۵]. هلند در رساله‌ای با عنوان "تطابق در طبیعت و سیستم‌های مصنوعی"، به معرفی مبانی ریاضی و مفاهیم اصلی روش الگوریتم ژنتیک، شامل عملگرهای سه‌گانه انتخاب، ادغام و جهش پرداخت.

اولین مرحله در تولید یک نسل، انتخاب یا همان تولید مثل می‌باشد. برای انتخاب کروموزوم‌های با شایستگی بالا روش‌های مختلفی وجود دارد. پس از مرحله انتخاب، نوبت به مرحله ادغام می‌رسد. عملگر انتخاب مقدار دو



نتیجه نیز از یک تابع خطی (یا غیرخطی) عبور می‌کند تا خروجی ساخته شود.

یکی از پرکاربردترین انواع شبکه‌های عصبی، شبکه پرسپترون (MLP) با استفاده از الگوریتم پس انتشار خطا (BP) می‌باشد (شکل (۲)). در صورت انتخاب تعداد لایه‌ها و سلول‌های عصبی مناسب برای پرسپترون‌های چند لایه، می‌توان یک نگاشت غیر خطی را با دقت مطلوب انجام داد.



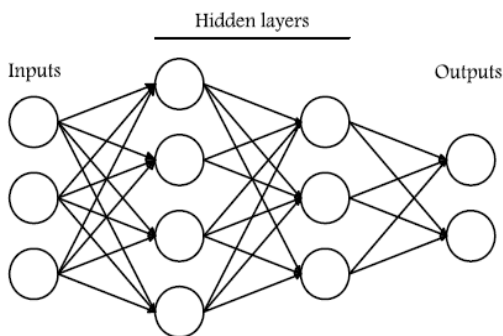
شکل (۱): مدل نرون در یک شبکه عصبی مصنوعی

رشته را که بطور تصادفی انتخاب شده‌اند، در نقاطی که بطور اتفاقی از دو رشته انتخاب می‌شود جابجا می‌کند. احتمال ادغام دو کروموزوم در این مرحله توسط نرخ ادغام کنترل می‌شود. آخرین مرحله در تولید نسل جدید، عمل جهش می‌باشد. این عمل برای حفظ اطلاعات قبلی و اجتناب از نقاط بهینه موضعی می‌باشد. امکان جهش هر جزء از یک کروموزوم، مستقل از سایر جزءهای یک رشته از کروموزوم‌ها می‌باشد، بدین معنی که برای هر یک از جزءها یک عدد تصادفی تولید شده و چنانچه این عدد از نرخ جهش کوچکتر باشد آن جزء تغییر می‌کند و در غیر این صورت دست نخورده باقی می‌ماند. این فرآیند بطور متناوب تکرار می‌شود تا بهترین نتیجه عاید گردد.

### ۳- روش شبکه‌های عصبی مصنوعی

استفاده از روش شبکه‌های عصبی مصنوعی که عملکرد مغز را الگوبرداری می‌کند به عنوان بخشی از هوش مصنوعی، رشدی چشمگیر در دهه ۹۰ میلادی را تجربه کرد. کار یک شبکه عصبی، ایجاد یک الگوی خروجی براساس الگوی ورودی ارائه شده به شبکه می‌باشد. این کار با تنظیم و آموزش شبکه توسط اطلاعات (تجربیات) قبلی صورت می‌گیرد.

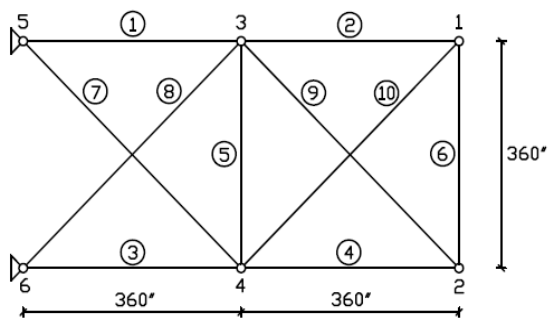
یک شبکه عصبی مصنوعی که به صورت مخفف با ANN نمایش داده می‌شود از ترکیب واحدهایی به نام نرون که در شکل (۱) نشان داده شده است، تشکیل می‌گردد. ورودی این نرون در ضرایب وزن دار ضرب شده و سپس با یک عدد ثابت که بایاس نامیده می‌شود جمع می‌گردد.



شکل (۲): ساختار شبکه‌های عصبی MLP

### ۴- طراحی بهینه گنندهای فضاکار

در این مقاله، از روش الگوریتم ژنتیک برای بهینه‌سازی سازه‌های فضاکار گنبدی شکل استفاده شده است. برای این کار ابتدا سازه‌های فضاکار با استفاده از روش اجزای محدود تحلیل گردیده، سپس با استفاده از نتایج تحلیل و به کارگیری روش الگوریتم ژنتیک، طراحی بهینه انجام شده است. قبل از انجام تحلیل و طراحی بهینه گنندهای فضاکار، به منظور بررسی دقت برنامه اجزای محدود و الگوریتم ژنتیک، نتایج بدست آمده برای یک خرابی ۱۰ عضوی که در شکل (۳) نشان داده شده است، با نتایج حاصل از سایر روش‌ها مقایسه می‌شود.



شکل (۳): خرابی ۱۰ عضوی



جدول (۱): مشخصات مقاطع انتخابی خرپای ۱۰ عضوی

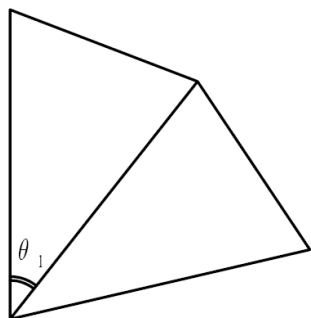
شماره مقطع	سطح مقطع (in <sup>2</sup> )	شماره مقطع	سطح مقطع (in <sup>2</sup> )	شماره مقطع	سطح مقطع (in <sup>2</sup> )	شماره مقطع	سطح مقطع (in <sup>2</sup> )	شماره مقطع	سطح مقطع (in <sup>2</sup> )	شماره مقطع	سطح مقطع (in <sup>2</sup> )	شماره مقطع	سطح مقطع (in <sup>2</sup> )
1	1.62	7	2.63	13	3.47	19	4.18	25	5.12	31	13.9	37	19.9
2	1.8	8	2.88	14	3.55	20	4.22	26	5.74	32	14.2	38	22
3	1.99	9	2.93	15	3.63	21	4.49	27	7.22	33	15.5	39	22.9
4	2.13	10	3.09	16	3.84	22	4.59	28	7.97	34	16	40	26.5
5	2.38	11	3.13	17	3.87	23	4.80	29	11.5	35	16.9	41	30
6	2.62	12	3.38	18	3.88	24	4.97	30	13.5	36	18.8	42	33.5

$$W = \sum_{j=1}^m \rho l_j A_j \quad (1)$$

در رابطه (۱)،  $l_j$  طول عضو  $j$ ،  $A_j$  سطح مقطع عضو  $j$ ،  $\rho$  چگالی و  $W$  وزن سازه می‌باشد.

#### ۴-۱-۲- متغیرهای مسأله بهینه‌سازی

در این مقاله، برای بهینه‌سازی، علاوه بر در نظر گرفتن سطح مقطع اعضا به عنوان متغیر طراحی، از متغیری هندسی برای بهینه‌کردن هندسه گنبدها استفاده می‌شود. برای این کار، زاویه قرارگیری حلقه‌ها به صورت متغیر در نظر گرفته می‌شود تا بتوان نوع پیکربندی را نیز در فرآیند بهینه‌سازی کنترل نمود. با این کار علاوه بر امکان تغییر در طول اعضا، می‌توان ارتفاع مناسب قرارگیری گره‌های واقع بر حلقه‌ها را با توجه به سطح بارگیر گره‌ها پیدا نمود. از این رو برای گنبدهای دو حلقه‌ای همان‌طور که در شکل (۴) نشان داده شده است، یک زاویه به عنوان متغیر هندسی و برای گنبدهای سه حلقه‌ای مطابق شکل (۵) دو زاویه به عنوان متغیر هندسی در نظر گرفته می‌شوند.



شکل (۴): متغیرهای زاویه‌ای گنبد دو حلقه‌ای

در این مثال، ضریب کشسانی مصالح  $E = 1 \times 10^4$  ksi، چگالی  $\rho = 0.1$  lb/in<sup>3</sup>، تنش مجاز  $\sigma_a = \pm 25$  ksi و تغییر مکان مجاز  $u_a = \pm 2$  in تحت بارهای قائم ۱۰۰ kips در گره‌های ۲ و ۴ قرار گرفته است. در این تحلیل از وزن سازه صرف‌نظر شده است.

مشخصات مقاطع انتخابی برای عضوهای این خرپا مطابق جدول (۱) می‌باشد [۱۶]. نتیجه حاصل از روش الگوریتم ژنتیک (GA) پیشنهادی با نتایج بدست آمده از روش‌های مختلف در جدول (۲) مقایسه شده است. همان‌طور که دیده می‌شود، الگوریتم ژنتیک پیشنهادی نسبت به سایر روش‌ها جواب بهتری را ارائه می‌دهد.

#### ۴-۱-۱- الگوسازی

در این پژوهش برای الگوسازی و تحلیل، یک برنامه اجزای محدود سازه فضاکار سه بعدی نوشته شده است. در این برنامه، با توجه به پیکربندی‌های مختلف، اقدام به ایجاد فرم هندسی دلخواه گنبدها با استفاده از مختصات کروی شده است.

#### ۴-۱-۱- تابع هدف

در هنگام طراحی سازه‌ها علاوه بر رعایت ضوابط آیین‌نامه‌ای تلاش می‌شود که وزن سازه نیز حداقل شود. برای این کار، وزن سازه به عنوان تابع هدف انتخاب می‌شود.

جدول (۲): مقایسه نتایج بدست آمده از روش GA با سایر روش‌ها برای خرابی ۱۰ عضوی

روش	وزن (پوند)	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>	A <sub>4</sub>	A <sub>5</sub>	A <sub>6</sub>	A <sub>7</sub>	A <sub>8</sub>	A <sub>9</sub>	A <sub>10</sub>
R-K [16]	5613	33.5	1.62	22.00	15.50	1.62	1.62	14.20	19.90	19.90	2.62
C [16]	5586	30.00	1.62	22.90	13.50	1.62	1.62	13.90	22.00	22.00	1.62
S-F [16]	5541	30.00	1.62	26.50	15.50	1.62	1.62	13.90	22.00	22.00	1.62
روش پیشنهادی GA	5505	33.50	1.62	22.90	15.50	1.62	1.62	7.22	22.90	22.00	1.62

مشخص گردیده است. در این شکل  $L$  دهانه گنبد و  $H$  ارتفاع گنبد می‌باشد.

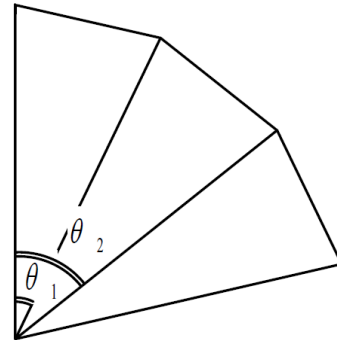
#### ۳-۱-۴- قیدهای مسأله

با توجه به ضوابط طراحی سازه‌های فضاکار، سه قید مربوط به تنش اعضا، لاغری اعضا و تغییر مکان گره‌ها در نظر گرفته می‌شوند.

می‌توان قید تنش را که برای عضو  $j$  ام با  $g_j$  نشان داده می‌شود، به صورت رابطه شماره (۲) بیان کرد:

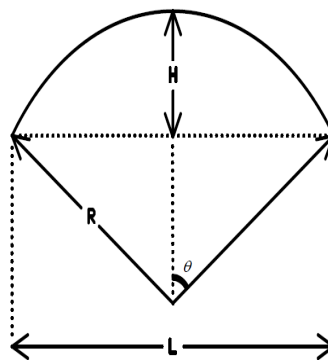
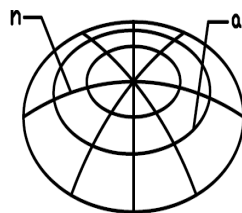
$$g_j = \frac{f_j}{F_j} - 1 \quad (2)$$

در رابطه (۲)،  $f_j$  تنش موجود در عضو  $j$  ام و  $F_j$  تنش مجاز عضو  $j$  ام می‌باشد.



شکل (۵): متغیرهای زاویه‌ای گنبد سه حلقه‌ای

مشخصات گنبدی فضاکار در جدول (۳) نشان داده شده است. در این جدول  $a$  و  $n$  به ترتیب تعداد حلقه‌های مداری و تعداد نصف النهارها می‌باشند که در شکل (۶)



شکل (۶): مشخصات هندسی گنبدها

جدول (۳): مشخصات گنبدی فضاکار

شماره شکل گنبد	نوع گنبد	$n$	$a$	تعداد گره‌ها	تعداد عضوها	تعداد تپ عضوها	تعداد کل متغیرها
الف	دیاماتیک	6	2	19	42	4	5
ب		6	3	37	90	6	8
ج	شودلر	8	2	17	40	4	5
د		8	3	25	64	6	8
ه	شودلر نوع دوم	8	2	17	40	4	5
و		8	3	25	64	6	8

#### ۴-۱-۵- تابع برازندگی

از آنجا که الگوریتم ژنتیک برای مسائل بیشینه‌سازی مناسب است، برای پیدا کردن وزن بهینه (حداقل) سازه از تابع برازندگی رابطه (۷) کمک گرفته می‌شود.

$$f_i = (\phi_{\max} + \phi_{\min}) - \phi_i \quad (۷)$$

در رابطه (۷)،  $f_i$  تابع برازندگی فرد  $i$  ام و  $\phi_{\max}$  و  $\phi_{\min}$  به ترتیب بیشترین و کمترین تابع وزن در نسل مورد بررسی می‌باشند.

#### ۴-۱-۶- معیار همگرایی الگوریتم ژنتیک

در این مسأله برای پایان دادن به فرایند جستجو، برای تعداد نسل‌ها محدودیت قرار داده شده است.

#### ۴-۲- تحلیل و طراحی

در مرحله تحلیل و طراحی ابتدا سازه به روش اجزای محدود تحلیل می‌گردد و در مرحله بعد به کمک الگوریتم ژنتیک، سازه بهینه طراحی می‌شود. در این محاسبات، شدت بار مرده و بار زنده برابر با  $150 \text{ Kg/m}^2$  در نظر گرفته شده است.

پلان تیپ‌بندی ۶ نوع گنبد انتخابی در شکل (۷) نشان داده شده است. مشخصات به کار رفته برای تحلیل و طراحی هریک گنبدهای نشان داده شده در شکل (۷) عبارتند از:

۱- دهانه گنبد ( $L$ ): ۱۰، ۱۵، ۲۰، ۲۵، ۳۰، ۳۵، ۴۰، ۴۵ و ۵۰ متر.

برای اعمال قید لاغری برای عضو  $j$  ام که با  $e_j$  نشان داده می‌شود، از رابطه (۳) استفاده می‌شود. در این رابطه  $\bar{\lambda}_j$  لاغری مجاز است:

$$e_j = \frac{\lambda_j}{\bar{\lambda}_j} - 1 \quad (۳)$$

برای کنترل جابجایی گره‌ها، قید تغییر مکان را که برای درجه آزادی  $i$  ام با  $h_i$  نشان داده می‌شود، مطابق با رابطه (۴) خواهد بود. لازم به ذکر است که در این رابطه  $d_i$  تغییر مکان درجه آزادی  $i$  ام بوده و  $\bar{d}$  تغییر مکان مجاز می‌باشد.

$$h_i = \frac{d_i}{\bar{d}} - 1 \quad (۴)$$

#### ۴-۱-۴- تابع هدف نامقید

در این مقاله، برای حل مسأله توسط الگوریتم ژنتیک باید ابتدا مسأله مقید به حالت نامقید تبدیل شود. برای این کار، از تعریف ضریب نقض محدودیت سازه ( $p$ )، مطابق با رابطه (۵) استفاده می‌شود.

$$p = \sum_{i=1}^n [\max(h_i, 0)]^2 + \sum_{j=1}^m \left\{ [\max(g_j, 0)]^2 + [\max(e_j, 0)]^2 \right\} \quad (۵)$$

در رابطه (۵)،  $m$  تعداد عضوها و  $n$  تعداد درجات آزادی می‌باشند.

تابع هدف نامقید به صورت رابطه (۶) نوشته می‌شود:

$$\phi = W(1 + K.p) \quad (۶)$$

در این رابطه  $W$  وزن سازه و  $K$  ضریب تاثیر نقض محدودیت  $p$  در تولید نسل‌های بعدی است. در این مسأله، مقدار ضریب تاثیر نقض محدودیت با آزمون و خطاهای مکرر برابر ۱۰۰ انتخاب شده است.



ضریب کشسان:  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$

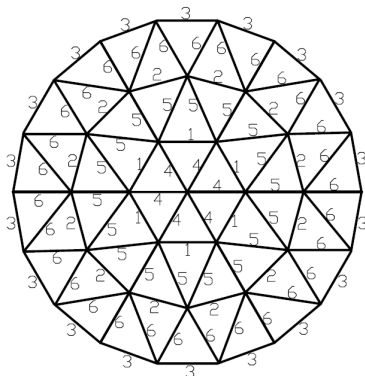
وزن مخصوص فولاد:  $\gamma = 0.00785 \text{ Kg/cm}^3$

۲- نسبت ارتفاع به دهانه گنبد ( $\frac{H}{L}$ ):  $\frac{1}{2}$ ،  $\frac{1}{3}$ ،  $\frac{1}{4}$ ،

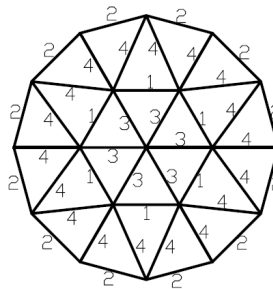
$\frac{1}{5}$ ،  $\frac{1}{6}$ ،  $\frac{1}{7}$ ،  $\frac{1}{8}$

مقاطع عضوها از ۳۲ نیمرخ لوله‌ای با ضریب کشسان و وزن مخصوصی برابر با مقادیر زیر از جدول (۴) انتخاب

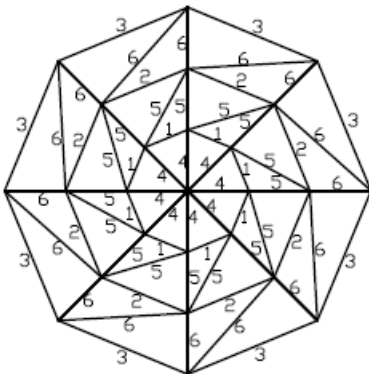
می‌شوند.



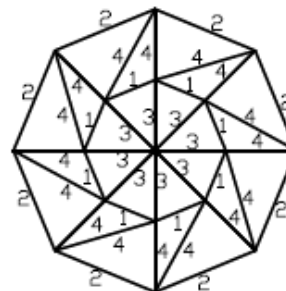
ب- گنبد دیاماتیک سه حلقه‌ای



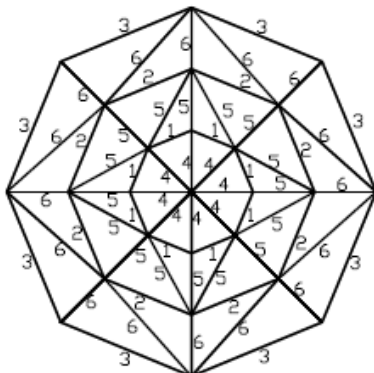
الف- گنبد دیاماتیک دو حلقه‌ای



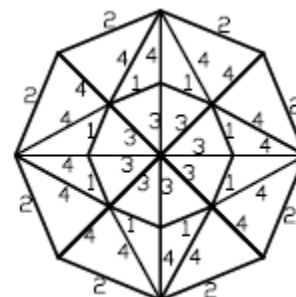
د- گنبد شودلر سه حلقه‌ای



ج- گنبد شودلر دو حلقه‌ای



و- گنبد شودلر نوع دوم سه حلقه‌ای



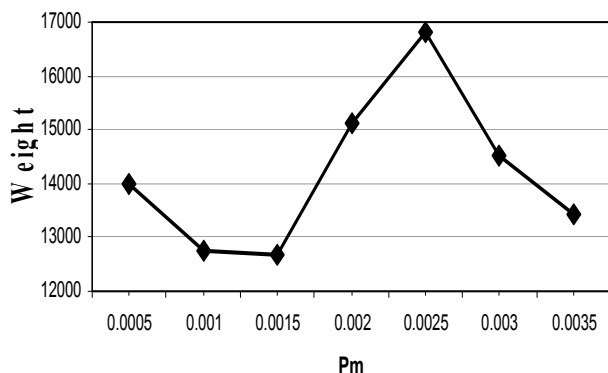
ه- گنبد شودلر نوع دوم دو حلقه‌ای

شکل (۷): پلان و نمای گنبدها به همراه تیپ‌بندی عضوها

جدول (۴): مشخصات مقاطع

شماره مقطع	قطر خارجی (cm)	ضخامت (cm)	شماره مقطع	قطر خارجی (cm)	ضخامت (cm)	شماره مقطع	قطر خارجی (cm)	ضخامت (cm)	شماره مقطع	قطر خارجی (cm)	ضخامت (cm)
1	2.69	0.32	9	11.43	0.36	17	21.91	0.5	25	32.39	1
2	4.24	0.32	10	11.43	0.63	18	21.91	0.8	26	32.39	1.6
3	4.83	0.4	11	13.97	0.63	19	21.91	1.25	27	40.64	0.63
4	6.03	0.5	12	13.97	1	20	24.45	1.2	28	40.64	1.6
5	7.61	0.32	13	16.83	0.63	21	27.3	0.63	29	45.7	1
6	7.61	0.5	14	16.83	1	22	27.3	1	30	45.7	1.6
7	8.89	0.4	15	19.37	0.63	23	27.3	1.6	31	50.8	0.8
8	8.89	0.63	16	19.37	1	24	32.39	0.63	32	50.8	2

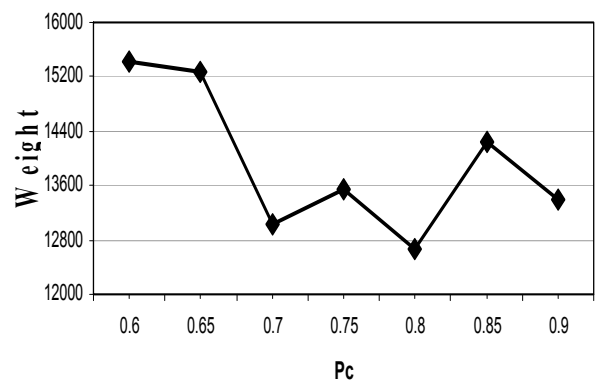
همان طور که در جدول (۵) دیده می‌شود گنبد های نوع دیاماتیک در مقایسه با نوع شودلر دارای وزن بهینه کمتری می‌باشند. لازم به ذکر است که با توجه به مرجع [۱۲]، گنبد نوع شودلر در مقایسه با گنبد نوع لاملا دارای وزن بهینه کمتری می‌باشد. از این رو، می‌توان چنین نتیجه گیری کرد که گنبد نوع دیاماتیک در مقایسه با نوع شودلر و لاملا دارای وزن بهینه کمتری می‌باشد.



شکل (۹): تغییرات وزن بهینه گنبد دیاماتیک نمونه برای نرخ‌های جهش مختلف ( $P_c = 0/8$ )

به عنوان نمونه، روند همگرا شدن نسل‌های الگوریتم ژنتیک به پاسخ بهینه به عنوان نمونه برای گنبد دیاماتیک سه حلقه‌ای با طول ۲۰ متر و نسبت ارتفاع به دهانه  $\frac{1}{3}$  در شکل (۱۰) نمایش داده شده است. از شکل (۱۰) مشخص می‌گردد که جواب بهینه برای این گنبد در نسل ۲۴۶ حاصل شده است.

در روند همگرا شدن به پاسخ بهینه مشخص شد که انتخاب نرخ‌های ادغام ( $P_c$ ) و جهش ( $P_m$ ) به ترتیب برابر  $0/8$  و  $0/0015$  بهترین نتیجه را بدست می‌دهد. در ادامه، با توجه به نتایج حاصل، ملاحظه گردید که تعداد جمعیت اولیه ۲۵۰ و تعداد نسل‌های ۴۵۰ برای همگرایی به بهترین پاسخ مناسب است. به عنوان نمونه نحوه بررسی و انتخاب نرخ‌های  $P_c$  و  $P_m$  برای یافتن وزن بهینه گنبد دیاماتیک سه حلقه‌ای با دهانه ۳۰ متر و نسبت  $\frac{H}{L}$  برابر  $\frac{1}{3}$  در شکل‌های (۸) و (۹) نمایش داده شده است.



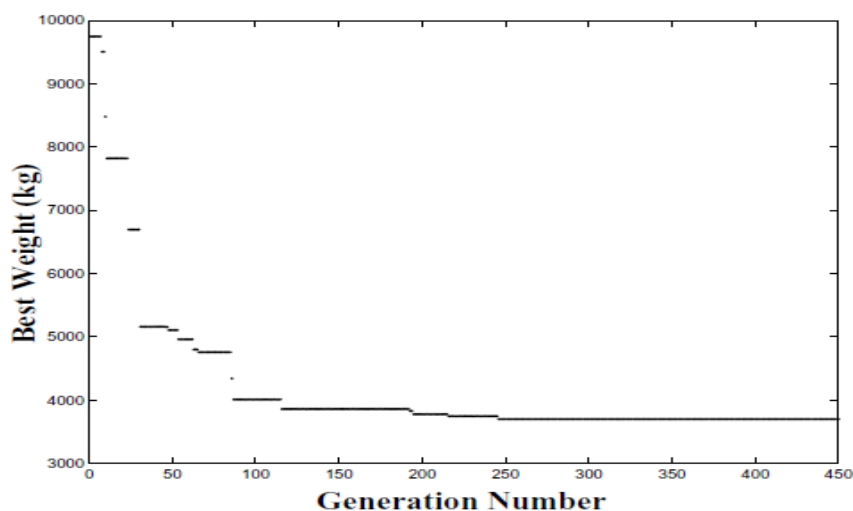
شکل (۸): تغییرات وزن بهینه گنبد دیاماتیک نمونه برای نرخ‌های ادغام مختلف ( $P_m = 0/0015$ )

بخشی از پاسخ‌های بهینه برای گنبد های دارای ابعاد و پیکربندی‌های مختلف در جدول (۵) نشان داده شده است.



جدول (۵): بخشی از نتایج سازه‌های فضاکار گنبدی شکل

شودلر نوع دوم				شودلر				دیاماتیک			
وزن (kg)	نسبت ارتفاع به دهانه	دهانه (m)	تعداد حلقه	وزن (kg)	نسبت ارتفاع به دهانه	دهانه (m)	تعداد حلقه	وزن (kg)	نسبت ارتفاع به دهانه	دهانه (m)	تعداد حلقه
758	$\frac{1}{2}$	10	2	728	$\frac{1}{2}$	10	2	714	$\frac{1}{2}$	10	2
795	$\frac{1}{5}$	10	2	526	$\frac{1}{5}$	10	2	540	$\frac{1}{5}$	10	2
600	$\frac{1}{3}$	10	3	600	$\frac{1}{3}$	10	3	539	$\frac{1}{3}$	10	3
644	$\frac{1}{8}$	10	3	533	$\frac{1}{8}$	10	3	484	$\frac{1}{8}$	10	3
9909	$\frac{1}{3}$	30	2	9683	$\frac{1}{3}$	30	2	8243	$\frac{1}{3}$	30	2
20568	$\frac{1}{7}$	30	2	10171	$\frac{1}{7}$	30	2	7507	$\frac{1}{7}$	30	2
9970	$\frac{1}{4}$	30	3	9799	$\frac{1}{4}$	30	3	8589	$\frac{1}{4}$	30	3
10018	$\frac{1}{5}$	30	3	9801	$\frac{1}{5}$	30	3	8296	$\frac{1}{5}$	30	3
38366	$\frac{1}{2}$	50	2	37192	$\frac{1}{2}$	50	2	35812	$\frac{1}{2}$	50	2
58216	$\frac{1}{6}$	50	2	38841	$\frac{1}{6}$	50	2	28624	$\frac{1}{6}$	50	2
35415	$\frac{1}{3}$	50	3	37741	$\frac{1}{3}$	50	3	29237	$\frac{1}{3}$	50	3
40623	$\frac{1}{7}$	50	3	40443	$\frac{1}{7}$	50	3	30375	$\frac{1}{7}$	50	3

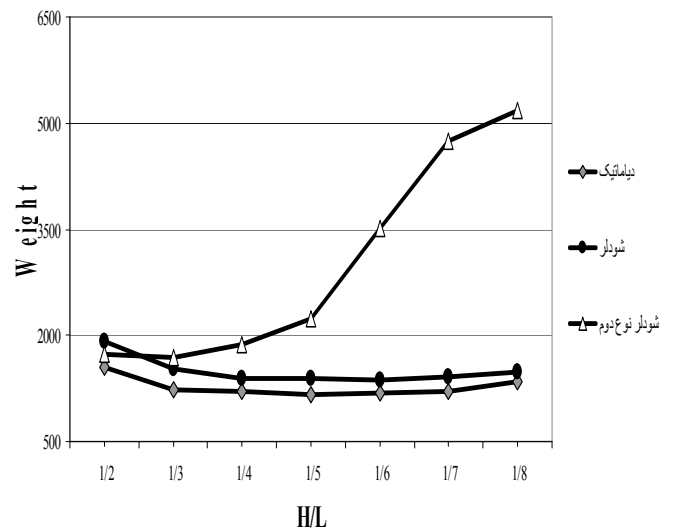
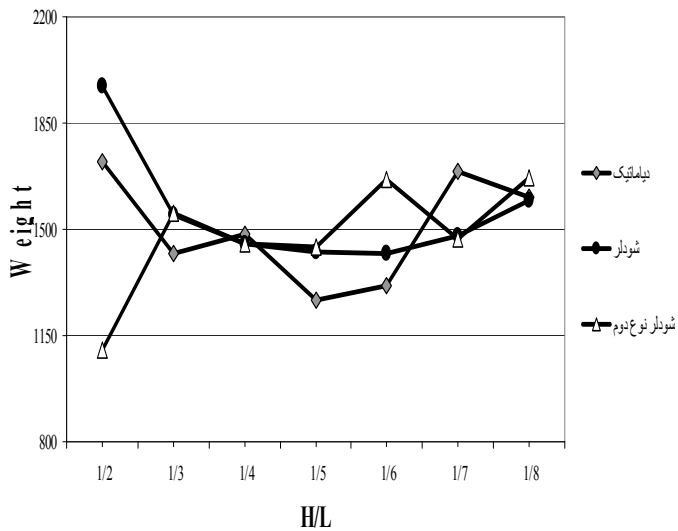


شکل (۱۰): روند همگرایی نسل‌های الگوریتم ژنتیک به وزن بهینه برای گنبد دیاماتیک سه حلقه‌ای با دهانه ۲۰ متر و ارتفاع ۱۰ متر



بخشی از این دست آوردها که می تواند به صورت کاربردی مورد استفاده قرار گیرد، در شکل های (۱۱) تا (۱۴) نشان داده شده است.

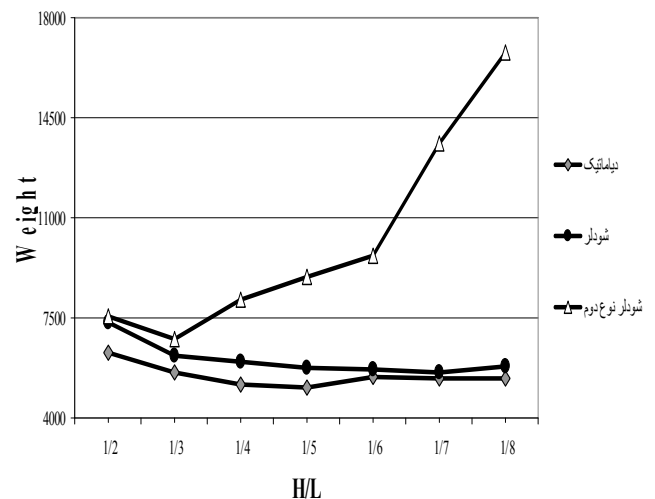
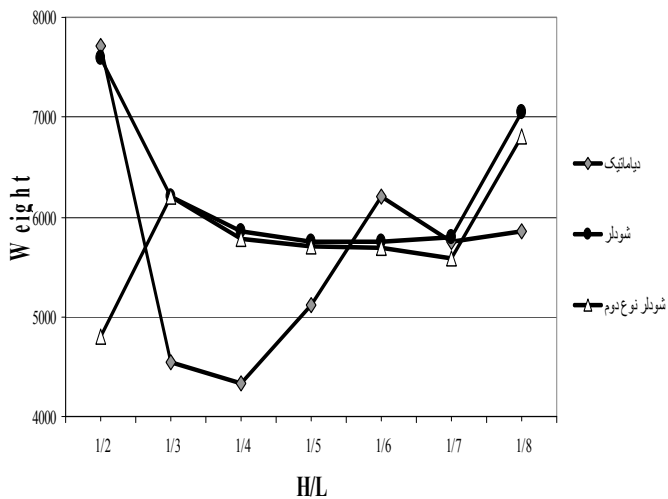
با استفاده از نتایج بدست آمده، می توان تغییرات وزن بهینه پیکربندی های گوناگون را بر اساس تعداد حلقه های هر گنبد برای نسبت های ارتفاع به دهانه مختلف را بدست آورد.



ب - گنبدهای سه حلقه ای

الف - گنبدهای دو حلقه ای

شکل (۱۱): تغییرات وزن بهینه گنبدهای با قطر ۱۵ متر در نسبت های ارتفاع به دهانه مختلف

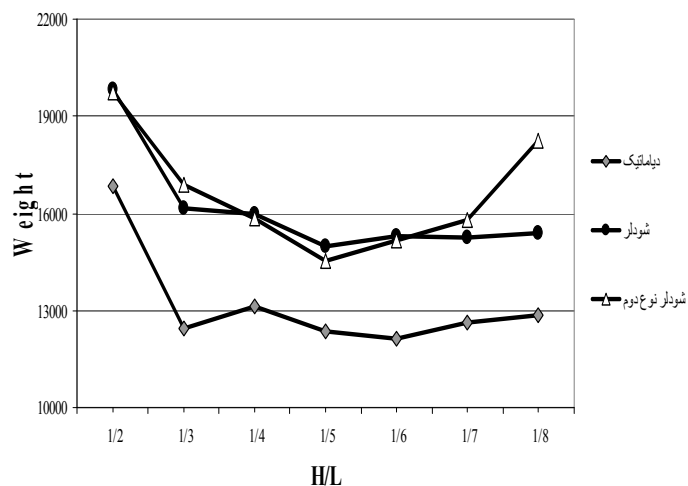


ب - گنبدهای سه حلقه ای

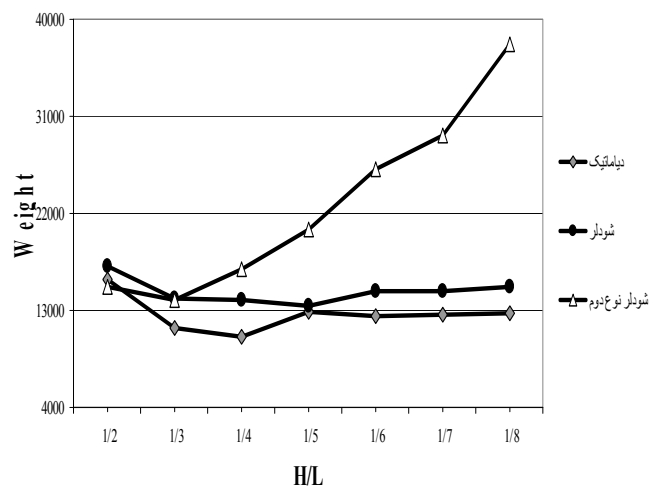
الف - گنبدهای دو حلقه ای

شکل (۱۲): تغییرات وزن بهینه گنبدهای با قطر ۲۵ متر در نسبت های ارتفاع به دهانه مختلف



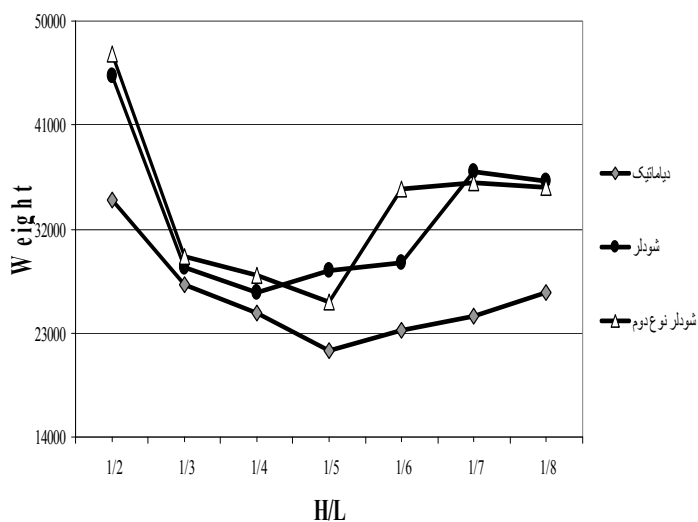


ب - گنبدهای سه حلقه‌ای

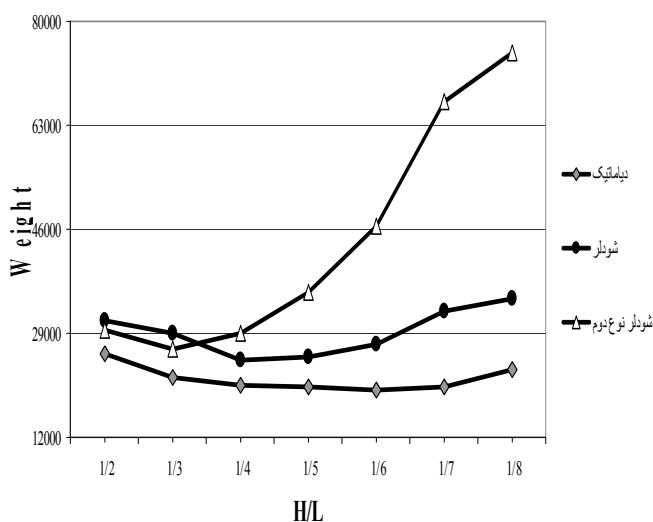


الف - گنبدهای دو حلقه‌ای

شکل (۱۳): تغییرات وزن بهینه گنبدهای با قطر ۳۵ متر در نسبت‌های ارتفاع به دهانه مختلف



ب - گنبدهای سه حلقه‌ای



الف - گنبدهای دو حلقه‌ای

شکل (۱۴): تغییرات وزن بهینه گنبدهای با قطر ۴۵ متر در نسبت‌های ارتفاع به دهانه مختلف

قرارگیری حلقه‌ها و  $A_1$  تا  $A_6$  نوع تیپ‌بندی عضوها را مشخص می‌کند.

در جدول (۶) نمونه‌هایی از مشخصات گنبدهای بهینه‌سازی شده نشان داده شده است. در این جدول  $\theta_1$  و  $\theta_2$  زاویه

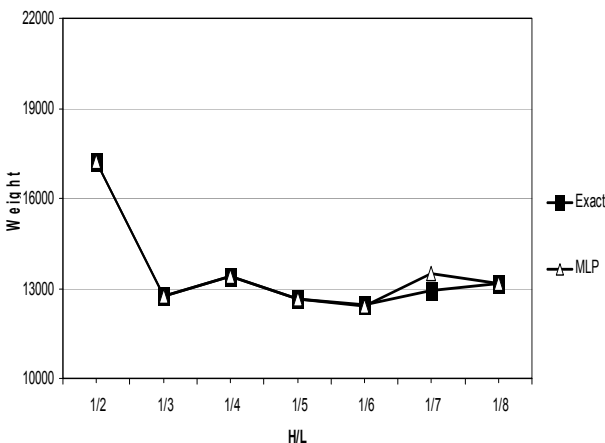
جدول (۶): نمونه هایی از طراحی بهینه سازه های گنبدی دارای پیکربندی های مختلف

وزن بهینه (kg)	$\theta_2$	$\theta_1$	$A_6$	$A_5$	$A_4$	$A_3$	$A_2$	$A_1$	دهانه (cm)	نسبت ارتفاع به دهانه	نوع گنبد
3716	-	80.00	-	-	9	17	5	9	2000	1/2	دیامانتیک
2858	-	29.07	-	-	9	11	5	10	2000	1/5	
3614	60.00	20.00	9	9	5	2	5	5	2000	1/2	
1416	29.07	14.53	7	7	9	2	5	7	2000	1/5	
20192	-	80.00	-	-	21	27	9	17	4000	1/2	
16092	-	19.38	-	-	21	21	9	21	4000	1/5	
21931	60.00	40.00	17	17	21	5	11	15	4000	1/2	
15400	24.22	14.53	17	17	13	5	10	13	4000	1/5	
4322	-	80.00	-	-	9	17	5	7	2000	1/2	شودر
3343	-	14.53	-	-	11	5	5	7	2000	1/5	
5258	30.00	10.00	13	5	2	5	5	2	2000	1/2	
3421	14.53	9.69	11	3	3	5	5	5	2000	1/5	
24213	-	60.00	-	-	24	24	13	11	4000	1/2	
18764	-	19.38	-	-	24	17	13	21	4000	1/5	
24639	50.00	30.00	24	17	17	13	9	13	4000	1/2	
19525	19.38	9.69	24	13	10	13	17	11	4000	1/5	
4264	-	70.00	-	-	11	9	5	11	2000	1/2	شودر نوع دوم
5896	-	38.76	-	-	10	13	5	17	2000	1/5	
1939	50.00	30.00	9	5	5	5	3	5	2000	1/2	
3345	19.38	9.69	11	5	5	5	5	5	2000	1/5	
20717	-	70.00	-	-	21	17	13	24	4000	1/2	
28392	-	33.91	-	-	24	24	13	27	4000	1/5	
28851	20.00	10.00	27	10	9	13	9	8	4000	1/2	
21970	14.53	4.84	27	11	6	13	1	9	4000	1/5	



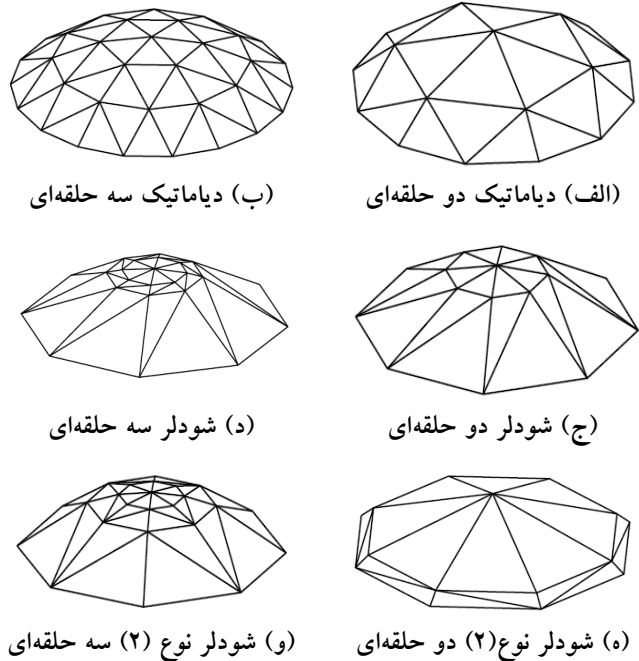
طراحی هر شبکه، از ۶۳ داده استفاده شد، که از آن میان تعداد ۵۴ داده برای آموزش شبکه و تعداد ۹ داده باقیمانده برای آزمایش شبکه در نظر گرفته شدند.

برای انتخاب بهترین شبکه عصبی در تخمین وزن بهینه گنبدها، بیش از ۴۰ نوع شبکه با تعداد لایه‌ها و نرون‌های مختلف آموزش داده شده و در نهایت بهترین شبکه که مشخصات آن در جدول (۷) نشان داده شده است، برای آموزش انتخاب گردید. حال می‌توان با کمک شبکه‌های عصبی طراحی شده، تغییرات وزن بهینه هر نوع از گنبدها با نسبت ارتفاع به دهانه خاص برای قطرهای مختلف را به سرعت و با دقت مناسب به دست آورد. به عنوان نمونه در شکل (۱۶) قابلیت تخمین وزن بهینه برای گنبد دیاماتیک دو حلقه‌ای با دهانه ۳۵ متر به کمک شبکه عصبی نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل دیده می‌شود شبکه عصبی از دقت بالایی در تخمین وزن بهینه گنبدها برخوردار می‌باشد.



شکل (۱۶): تخمین وزن بهینه گنبد دیاماتیک سه حلقه‌ای با قطر ۳۵ متر در نسبت‌های دهانه به ارتفاع مختلف به کمک شبکه عصبی

نمونه‌ای از فرم گنبدهای بهینه شده برای دهانه ۲۰ متر و نسبت ارتفاع به دهانه  $\frac{1}{5}$  در شکل (۱۵) نشان داده شده است.



شکل (۱۵): نمای گنبدهای بهینه شده با قطر ۲۰ متر و نسبت‌های ارتفاع به دهانه  $\frac{1}{5}$

### ۵- پیش‌بینی وزن بهینه سازه‌های فضاکار با استفاده از شبکه عصبی

در این مقاله، از نتایج حاصل از طراحی بهینه ۳۷۸ نوع گنبد فضاکار جهت آموزش شبکه‌های عصبی استفاده شده است. برای این کار، در ابتدا برای هر نوع پیکربندی یک شبکه آموزش داده شد که با توجه به رضایت بخش نبودن نتایج، داده‌های مربوط به هر پیکربندی را در دو رده‌بندی مختلف یکی گنبد دولایه و دیگری گنبد سه لایه قرارداد و در مجموع ۶ شبکه عصبی طراحی گردید. بدین ترتیب برای

جدول (۷): مشخصات بهترین شبکه MLP در آموزش داده‌ها

تعداد ورودی‌ها	تعداد نرون‌ها در هر لایه مخفی					تابع عملکرد لایه مخفی	تعداد نرون‌های لایه خروجی	تابع عملکرد لایه خروجی
	20	15	15	10	5			
2	20	15	15	10	5	Log sigmoid	1	خطی همانی

جدول (۸): مقایسه نتایج حاصل از شبکه‌های عصبی با روش ژنتیک الگوریتم

نوع گنبد	تعداد حلقه	دهانه (m)	نسبت ارتفاع به دهانه	وزن بهینه (GA) (Kg)	نتایج شبکه عصبی	
					وزن تخمینی (Kg)	درصد خطا
دیامانیک	2	1000	1/6	551	540	-2.00
	2	3000	1/3	8243	8435	2.33
	2	4000	1/5	16092	16507	2.58
	3	1000	1/6	494	491	-0.61
	3	3000	1/2	13394	12868	-3.93
شودر	2	1000	1/8	524	525	0.19
	2	2500	1/6	5692	5814	2.14
	2	4000	1/6	22091	23021	4.21
	3	2500	1/5	5757	5740	-0.30
	3	3000	1/7	10245	10147	-0.96
شودر نوع دوم	3	5000	1/8	41721	43115	3.34
	2	2000	1/7	7349	7149	-2.72
	2	3000	1/4	11249	11360	0.99
	2	4500	1/3	26424	26364	-0.23
	3	1000	1/7	537	564	5.03
	3	2000	1/7	3435	3552	3.41
	3	5000	1/6	40440	41215	1.92

قرار گرفته است، امکان تغییر موقعیت حلقه‌های مداری است که به وسیله آن می‌توان طول عضوها و پیکربندی سازه را کنترل نمود.

بررسی نتایج نشان می‌دهد که برای هر گنبد با دهانه خاص گزینه‌های مختلفی از نظر نوع پیکربندی و همچنین نسبت ارتفاع به دهانه وجود دارد، که با توجه به تصمیم طراح و با کمک نمودارهایی مشابه با آنچه در این مقاله ارائه شد، طرحی با کمترین وزن انتخاب می‌شود.

به منظور کاربردی کردن نتایج این پژوهش، علاوه بر ارائه نمودارهای طراحی، به منظور افزایش سرعت در تخمین وزن بهینه گنبد‌های فضاکار جدید، از شبکه‌های عصبی مصنوعی به عنوان راه حلی کارا استفاده شد. برای این کار از نتایج بدست آمده از روش الگوریتم ژنتیک برای طراحی شبکه‌های عصبی استفاده گردید. با مقایسه نتایج حاصل از شبکه‌های عصبی با مقادیر واقعی حاصل از الگوریتم ژنتیک مشخص گردید که عملکرد شبکه‌های طراحی شده بسیار مطلوب می‌باشد.

در جدول (۸) نتایج حاصل از شبکه‌های عصبی در تخمین وزن بهینه گنبد‌های فضاکار با مقادیر حاصل از الگوریتم ژنتیک (GA) مقایسه شده است. با توجه به مقدار کم خطا می‌توان نتیجه گرفت که تخمین وزن بهینه سازه‌ها با دقت مناسبی انجام گرفته است.

#### ۶- نتیجه

در این مقاله، از روش الگوریتم ژنتیک برای طراحی بهینه سازه‌های فضاکار گنبدی شکل استفاده شده است. برای این کار، برنامه طراحی بهینه گنبد‌های فضاکار به کمک الگوریتم ژنتیک برای گنبد‌هایی با پیکربندی مختلف نوشته شده و تعداد ۳۷۸ نمونه گنبد با پیکربندی‌های مختلف و با دهانه‌هایی از ۱۰ تا ۵۰ متر و نسبت‌های ارتفاع به دهانه از  $\frac{1}{8}$  تا  $\frac{1}{2}$  به صورت بهینه طراحی گردیده‌اند. یکی از ویژگی‌های مهم در روش طراحی بهینه گنبد‌ها که در این مقاله مورد توجه



13. Kaveh, A. and Tagatahari, S., "Optimal design of Schweler and ribbed domes via hybrid Big Bang- Big Crunch algorithm", Journal of Constructional Steel Research, 66, p.p. 412-419, 2010.
14. Kaveh, A. and Tagatahari, S., "Geometry and topology optimization of geodesic domes using charged system search", 43, p.p. 215-229, 2011.
15. Holland, J.H., "Adaptation in natural and artificial systems", University of Michigan Press, Ann Arbor, 1975.
16. De Souza, R.P. and Fonseca J.S.O., "Optimum truss design under failure constraints combining continuous and integer programming", International Conference on Engineering Optimization, 2008.
1. Topping, B.H.V., "Shape optimization of skeletal structures; A review", Journal of Structural Engineering, 11, p.p. 1933-1951, 1983.
2. Bendsoe, M.P., Ben-tal, A., and Zowe, J., "Optimization methods for truss geometry and topology design", Structural Optimization, 7, p.p. 141-159, 1994.
3. Goldberg, D.E., and Samtani, M.P., "Engineering optimization via genetic algorithms", Proceedings of the Ninth Conference on Electronic Computations, ASCE, p.p. 471-482, 1986.
4. Rajeev, S., and Krishnamoorthy, C.S., "Discrete optimization of structures using genetic algorithms", Journal of Structural Engineering, ASCE, 118 (5), p.p. 1233-1250, 1992.
5. Hajela, P., and Lee, E., "Genetic algorithms in truss topological optimization", International Journal of Solids and Structures, 32, p.p. 3341-3357, 1992.
6. Rajan, S.D., "Sizing, shape and topology optimization of trusses using genetic algorithm", Journal of Structural Engineering, 121(10), p.p. 1480-1487, 1995.
7. Rajeev, S., and Krishnamoorthy, C.S., "Genetic algorithms-based methodologies for design optimization of trusses", Journal of Structural Engineering, ASCE, 123(3), p.p. 350-358, 1997.
8. Deb, K., and Gulati, S., "Design of truss-structures for minimum weight using genetic algorithms", Finite Elements in Analysis and Design, 37, p.p. 447-465, 2001.
9. Kaveh, A. and Servati, H., "Design of double layer grids using backpropagation neural networks", Computers and Structures, 79, p.p. 1561-1568, 2001.
10. Saka, M.P., "Optimum topological design of geometrically nonlinear single layer latticed domes using coupled genetic algorithm", Computers and Structures, 85, p.p. 1635-1646, 2007.
11. Rahami, H., Kaveh, A. and Gholipour, Y., "Sizing, geometry and topology of trusses via force method and genetic algorithm", Engineering Structures, 30(9), p.p. 2360-2369, 2008.
12. Kaveh, A. and Tagatahari, S., "Optimal design of single layer domes using Meta-Heuristic algorithms; A comparative study", International





# بکارگیری نویز سفید در بررسی و مقایسه خواص دینامیکی تیرهای دو سر ساده معمولی و لانه زنبوری

محمد علی لطف الهی یقین<sup>۱</sup>، حمید احمدی<sup>۲</sup>  
(دریافت: ۸۹/۴/۲۱، پذیرش: ۸۹/۹/۱۶)

## چکیده

در مقاله حاضر، خصوصیات دینامیکی تیرهای با پروفیل معمولی و لانه زنبوری بررسی و مورد مقایسه قرار گرفته‌اند. مطالعه در دو حالت مجزا، با مهار جانبی کامل و ناقص، انجام شده است. ابتدا با استفاده از نرم افزار ANSYS، یک تحلیل مودی روی تیرهای دو سر ساده لانه زنبوری و پروفیل معمولی انجام شده و مودهای ارتعاش آزاد به شکل مبسوط مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. در ادامه، طی تحلیل در حوزه فرکانس، یک بار دینامیکی با خواص نویز سفید به این تیرها اعمال و پاسخ دینامیکی آنها بررسی شده است. بدین منظور، چگالی طیفی توان (PSD) پاسخ‌های مختلف استخراج و مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. در تیر دو سر ساده با بار گسترده یکنواخت در تمام طول تیر با خواص نویز سفید، صرفاً بعضی از مودها تحریک شده و اثر برخی مودهای دیگر حذف می‌گردد. لذا برای بررسی خصوصیات دینامیکی المان، بایستی از بارگذاری مناسب استفاده شود که بتواند تمامی مودهای ارتعاشی تیر را تحریک نماید. به عنوان مثال، در PSD شتاب حاصل از بارگذاری گسترده در نصف دهانه تیر با طیف نویز سفید، کلیه مودها ظاهر می‌شوند.

## کلمات کلیدی

تیر لانه زنبوری، تیر دو سر ساده، تحلیل مودی، طیف پاسخ، نویز سفید، چگالی طیفی توان (PSD)

## Application of White Noise Excitation for Investigation and Comparing the Dynamic Characteristics of Castellated and Plain-webbed Beams

Mohammad Ali Lotfollahi-Yaghin, Hamid Ahmadi

### ABSTRACT

In the present paper, dynamic characteristics of castellated beams are investigated and compared with the plain-webbed ones. Firstly, using the FEM-based software package ANSYS, modal analyses are performed on plain-webbed and castellated simply supported beams. The mode shapes are extracted and discussed. Afterwards, during a frequency-domain analysis, a white noise dynamic load with an appropriate frequency range is applied to both plain-webbed and castellated beams and their dynamic behaviors are studied through extracting the power spectral densities (PSDs) of various structural responses. The effect of full and local lateral bracing of the beams is considered in the present study. It can be concluded that the loading pattern is a critical factor in investigating the dynamic properties of simply supported castellated beams. For example, when a uniformly distributed load having white noise characteristics is applied to the whole length of the beam, some mode shapes can not be detected. However, when the same load is exerted on the half of the beam length, all mode shapes appear in the PSD of the acceleration response.

### Keywords

Castellated Beam, Simply Supported Beam, Modal Analysis, Response Spectrum, White Noise, PSD

۱. دانشیار، دانشکده عمران دانشگاه تبریز، [lotfollahi@tabrizu.ac.ir](mailto:lotfollahi@tabrizu.ac.ir) (نویسنده مسئول)

۲. دانشجوی دکتری، دانشکده عمران دانشگاه تبریز، [h-ahmadi@tabrizu.ac.ir](mailto:h-ahmadi@tabrizu.ac.ir)



در این مقاله، به منظور بررسی خصوصیات دینامیکی تیرهای لانه زنبوری و در کنار آن تیر با پروفیل معمولی به عنوان المان شاهد، یک تیر دو سر ساده در نظر گرفته شده و پس از انجام تحلیل مودی، نتایج مورد بررسی قرار می‌گیرد. سپس با بکارگیری نوین سفید، تحلیل دینامیکی تیر از دیدگاه متفاوتی دنبال خواهد شد. در این روش، تعیین تعداد مودها و اعمال محدودیت روی شماره آن‌ها ضرورتی نداشته و کلیه مودهای فعال، متناسب با شرایط بارگذاری ظاهر شده و وزن و میزان تأثیر آنها نیز مشخص است. بارگذاری از نوع گسترده یکنواخت با خصوصیات نوین سفید می‌باشد. تحت این بارگذاری، واکنش‌های مختلف تیر از جمله تغییر مکان، لنگر خمشی و شتاب تعیین شده و تابع چگالی طیفی توان (PSD)<sup>۱</sup> واکنش‌های مذکور استخراج و مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرند.

## ۲- مرور مطالعات فنی

در تیرهای لانه زنبوری، به دلیل افزایش بازوی لنگر، مقاومت خمشی تیر افزایش یافته و در نتیجه چنین مقاطعی در تیرهای بلند کاربرد بیشتری دارند. در مقابل به دلیل حذف شدن جان در محل سوراخ‌ها، مقاومت برشی تیر کاهش می‌یابد. در طراحی این تیرها باید مسائل ویژه‌ای از جمله کمناش جانبی بال، کمناش جان و کمناش پیچشی مقطع در نتیجه افزایش تنش برشی در تیر مورد توجه قرار گیرند. در رابطه با این مسائل، تحقیقات مختلفی صورت گرفته است که خلاصه‌ای از آنها در ادامه مرور می‌شود.

Redwood و Demirdjian [۱] کمناش جان در تیرهای لانه زنبوری در اثر برش را بررسی نمودند. Zaarour و Redwood [۲] آزمایشاتی روی تیرهای لانه زنبوری انجام داده و با افزایش بارگذاری در حالت فوق کمناش تا مرحله شکست، پیشنهاداتی برای تقویت جان ارائه نمودند. کمناش جانبی- پیچشی پروفیل‌های لانه زنبوری توسط Nethercot و Kerdal [۳] مورد بررسی

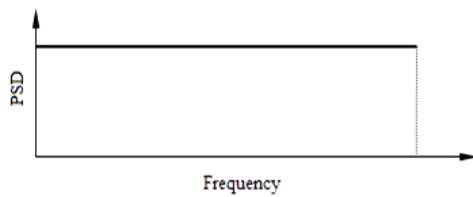
استفاده از تیرهای لانه زنبوری موجب افزایش ممان اینرسی تیر و متعاقباً افزایش ظرفیت خمشی و کاهش خیز تیر می‌گردد. بدیهی است در این صورت صرفه‌جویی قابل توجهی در استفاده از فولاد در صنعت ساختمان‌سازی صورت می‌گیرد. ظرفیت برشی در تیرهای لانه زنبوری به دلیل سوراخ‌های ایجاد شده کاهش می‌یابد که این ضعف با بکارگیری ورق تقویتی در موقعیت‌های بحرانی برطرف می‌شود. از جمله مهمترین معایب این پروفیل‌ها، بالا بودن هزینه ساخت آنهاست که باعث کاهش کاربرد آن‌ها در سطح جهان شده است. لیکن در کشورمان ایران به دلیل ارزان بودن نیروی کار و نیز محدودیت در تنوع پروفیل‌ها، کاربرد تیرهای لانه زنبوری کماکان توجیه اقتصادی داشته و این تیرها بطور معمول مورد استفاده قرار می‌گیرند. متأسفانه به دلیل محدود بودن کاربرد این تیرها در سطح جهان، مطالعات زیادی روی رفتار آنها صورت نگرفته است. این موضوع، ضرورت بررسی نقاط ضعف این تیرها و رفع آن‌ها در داخل کشور را دو چندان می‌نماید. به خصوص در رابطه با عملکرد دینامیکی این تیرها تحقیقات قابل توجهی صورت نگرفته است و پیش‌بینی می‌شود به دلیل وجود سوراخ‌های ایجاد شده در جان، رفتار چنین تیرهایی با تیرهای مشابه معمولی متفاوت باشد. در کشور زلزله‌خیزی مثل ایران، عدم توجه به خصوصیات دینامیکی این تیرها ممکن است عواقب جبران‌ناپذیری را به دنبال داشته باشد.

در تحلیل مودی سازه، معمولاً لازم است مقداری برای تعداد مودهای مورد نظر برای هر تحلیل، به تناسب دقت و اهمیت تحقیق، فرض شود. افزایش شماره مودها مبین کاهش اهمیت آن‌ها روی پاسخ دینامیکی سازه است، ولی وزن و تأثیر مودهای بالاتر به طور دقیق مشخص نمی‌شود. لذا برای تحلیل‌گر مشخص نیست که تا کدام مود بایستی تحلیل انجام گیرد. در واقع، انتخاب تعداد مودهای مورد بررسی تابع تجربه فرد است.

## 1. Power Spectral Density



کلیه فرکانس‌ها در محدوده مذکور به یک میزان فعال باشند را نیز می‌توان نویز سفید نامید [۹]. تابع PSD برای یک فرایند نویز سفید در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل (۱): تابع PSD برای یک فرایند نویز سفید

در تحلیل بعضی از سیستم‌های دینامیکی، اعمال نویز سفید به عنوان ورودی بسیار مفید است، زیرا کلیه مودهای مؤثر یک سازه در اثر اعمال نویز سفید فعال می‌شوند. ضمناً چون دامنه تأثیر ورودی همه فرکانس‌ها یکسان است، مقایسه مقدار چگالی طیفی در فرکانس‌های مختلف، تأثیر و اهمیت اثرگذاری مودهای مختلف را به خوبی نشان می‌دهد. بدین منظور، اعمال یک بارگذاری متناسب با شرایط سازه برای تحریک مودهای خاص مورد نظر که با شرایط بارگذاری همخوانی داشته باشد بسیار مهم است. به عبارتی بار مذکور با خواص نویز سفید مسلماً تحت فرکانس‌های خاصی که با شکل مودهای سازه متناسب است سازه را تحریک می‌کند. می‌توان پیش‌بینی نمود که تحریک سازه تحت فرکانس طبیعی اول نسبتاً شدید بوده و در فرکانس‌های بالاتر با افزایش مود ضعیف‌تر می‌شود. ضمناً به دلیل اینکه تحلیل در حوزه فرکانس انجام می‌گیرد، بهتر است خاصیت مورد نظر سازه به شکل طیف پاسخ تهیه و نشان داده شود.

در مقاله حاضر باند نسبتاً وسیعی در محدوده صفر تا ۱۰۰ هرتز برای نویز سفید در نظر گرفته شده و بار وارده، یک بار یکنواخت گسترده در طول تیر می‌باشد. به منظور بررسی خواص دینامیکی تیرهای لانه زنبوری، توابع چگالی طیفی توان (PSD) برای تغییر مکان، لنگر خمشی و شتاب در محدوده فرکانسی در نظر گرفته شده، تعیین می‌شوند.

قرار گرفت. Kerdal و Nethercot [۴] نیروی برشی را عامل کماتش جان دانسته و کماتش جانبی-پیچشی را فاکتور تعیین کننده ظرفیت نهائی تیرهای لانه زنبوری معرفی کردند. کماتش جانبی-پیچشی غیر ارتجاعی در تیرهای لانه زنبوری توسط Mohebkhah [۵] مورد بررسی قرار گرفته است. Showkati و Mohebkhah [۶] تأثیرات قیود جانبی مرکزی الاستیک بر مقاومت پیچشی-خمشی غیر الاستیک، در تیرهای دو سر ساده لانه زنبوری، تحت بارگذاری خمشی خالص را مورد مطالعه قرار دادند. Showkati و Zirakian [۷] کماتش پیچشی تیرهای دو سر ساده لانه زنبوری که دارای یک مهاربند جانبی در وسط دهانه بودند را تحت اثر یک بار متمرکز در وسط دهانه بررسی نمودند. همان طور که مشاهده می‌شود، رفتار دینامیکی تیرهای لانه زنبوری چندان مورد مطالعه قرار نگرفته است.

### ۳- تحلیل فرکانسی تحت بارهای تصادفی و اثر نویز

#### سفید در واکنش سازه

در تحلیل یک سیستم دینامیکی تحت بارگذاری تصادفی، مقدار لحظه‌ای نیرو به عنوان عامل محرک مشخص نبوده و تعیین مقدار واکنش نیز به صورت جزمی<sup>۱</sup> میسر نیست. در چنین شرایطی می‌توان برای بررسی مشخصات واکنش سازه از تحلیل طیفی استفاده کرد. از بررسی تابع چگالی طیفی توان (PSD) یک واکنش نه تنها خواص واکنش مذکور تعیین می‌شود بلکه می‌توان خواص دینامیکی سیستم را نیز ارزیابی نمود. تابع چگالی طیفی توان پاسخ از حاصل ضرب تابع PSD نیروی محرک در مربع عملگر دامنه پاسخ<sup>۲</sup> به صورت رابطه (۱) تعیین می‌شود [۸]:

$$S_{yy}(\omega) = |H(\omega)|^2 S_{xx}(\omega) \quad (1)$$

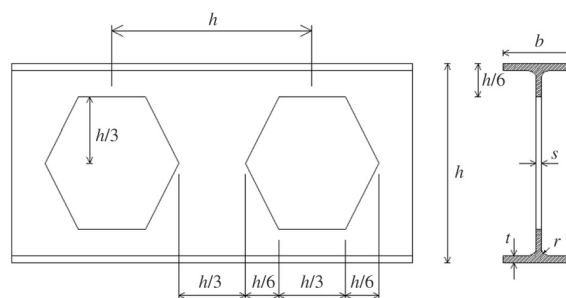
در صورتی که محدوده فرکانس‌های فعال یک فرایند از صفر تا بی‌نهایت تغییر کند، فرایند تثوریک حاصله، نویز سفید نامیده می‌شود. در عمل طیف با باند محدودتری که

1. Deterministic
2. Response amplitude operator



در این مقاله، تیرهای با پروفیل معمولی و لانه زنبوری در دو حالت مورد تحلیل قرار می‌گیرند. حالت اول مربوط به تیرهای معمولی و لانه زنبوری است که در محور وسط تیر و نیز در بالا و پایین ورق جان دارای مهار جانبی هستند (مهار ناقص) و حالت دوم مربوط به تیرهایی است که تمام گره‌های آنها دارای مهار جانبی هستند (مهار کامل). برای شبیه سازی عددی تیرهای مورد مطالعه در این مقاله، از روش اجزای محدود و نرم افزار ANSYS نسخه 5.4 استفاده شده است. از المان Shell 63 برای مدل سازی استفاده شده است. این المان در هر گره دارای سه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی چرخشی است.

جنس پروفیل‌ها، فولاد نرمه با وزن مخصوص ۷۸۰۰ کیلوگرم نیرو بر متر مکعب است. ارتفاع و ضخامت تیر لانه زنبوری و تیر معمولی متناظر برابر هستند. هندسه تیر لانه زنبوری در شکل (۲) نشان داده شده است. مشخصات مدل‌ها منطبق بر پروفیل CPE180 است ( $h = 270 \text{ mm}$ ،  $b = 91 \text{ mm}$ ،  $t = 8.0 \text{ mm}$ ،  $s = 5.3 \text{ mm}$ ). طول تیرها ۶۱۰ سانتیمتر می‌باشد. با انتخاب این طول بخصوص، امکان ایجاد اشکال منظمی از سوراخ‌ها بطور مرتب در طول تیر فراهم بوده و دو انتهای تیرها نیز بصورت جان‌پُر با عرضی برابر عرض بین سوراخ‌ها تکمیل گردیده‌اند.



شکل (۲): هندسه تیر لانه زنبوری

#### ۴-۲- تحلیل مودی

اولین قدم در تحلیل دینامیکی، شناسایی مشخصات مود شکل‌ها و محاسبه فرکانس‌های متناظر می‌باشد. از

آنجائی که تیرهای لانه زنبوری به عنوان المان‌های خمشی متداول در ایران از دیدگاه دینامیکی مورد بررسی کامل قرار نگرفته‌اند، لذا نمونه‌هایی از این تیرها در کنار تیرهای شاهد (پروفیل معمولی) تحت تحلیل مودی قرار گرفته و نتایج بطور مبسوط مقایسه شده است.

در جدول‌های (۱) و (۲) فرکانس مودهای ارتعاشی تیر دو سر ساده معمولی و لانه زنبوری، به ترتیب در شرایط مهار جانبی ناقص و کامل مورد مقایسه قرار گرفته‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقدار فرکانس‌های تیر لانه زنبوری همیشه کوچکتر از تیر معمولی است. این موضوع بیانگر آن است که تیر لانه زنبوری نسبت به تیر معمولی نرم‌تر عمل می‌کند.

از مقایسه مودهای مشترک تیر دو سر ساده با پروفیل معمولی در شرایط مهار ناقص و کامل ملاحظه می‌شود که صرفاً ۵ مود مشترک بین آنها وجود دارد. در ضمن سایر مودهای خمشی رؤیت شده در تیر مهار شده کامل نیز در جدول آورده شده است. سایر مودهای تیر با مهار ناقص، مود شکل‌های پیچیده حاصل از ترکیب خمش و پیچش بوده و دارای فرکانس‌های بزرگی می‌باشند. لذا از ارائه آنها در جدول‌های (۱) و (۲) خودداری شده است.

ملاحظه می‌شود که تیر مهار شده کامل نسبت به تیر با مهار در لبه‌ها و وسط جان (مهار ناقص) سخت‌تر بوده و دارای فرکانس‌های بزرگتری می‌باشد. حداکثر درصد کاهش فرکانس در تیرهای با مهار ناقص در حدود ۳٪ است. از مقایسه تیرهای لانه زنبوری مهار شده کامل و ناقص مشاهده می‌شود که تعداد مودهای مشترک در دو تیر، ۷ مود بوده که بیشتر از پروفیل معمولی است. در این حالت نیز تیر لانه زنبوری مهار شده نسبت به تیر با مهار ناقص قدری سخت‌تر عمل می‌کند.

با مقایسه چهار تیر مورد بررسی، می‌توان نتیجه گرفت مهار کامل‌تر جانبی باعث می‌شود تیرها سخت‌تر عمل کرده و در مودهای اصلی یعنی مودهای خمشی نوسان کنند. لیکن تفاوت فرکانس مودهای مشابه بسیار ناچیز بوده و حداکثر در حدود ۳٪ می‌باشد.

جدول (۱): فرکانس مودهای ارتعاشی تیر دو سر ساده معمولی و لانه زنبوری، مهار جانبی در لبه ها و محور جان

ردیف	توصیف نوع مود شکل	تیر معمولی		تیر لانه زنبوری	
		عدد مود	فرکانس (هرتز)	عدد مود	فرکانس (هرتز)
۱	مود اول خمشی	۱	۱/۱۴۹۱	۱	۱/۱۰۶۲
۲	مود دوم خمشی	۲	۳/۱۴۵۳	۲	۳/۰۳۳۰
۳	مود سوم خمشی	۳	۷/۰۴۰۳	۳	۶/۰۸۵۵
۴	مود چهارم خمشی	۴	۹/۷۵۲۸	۴	۸/۶۷۰۵
۵	مود چهارم خمشی + مود اول محوری	۵	۱۲/۹۰۱	۵	۱۰/۶۴۹
۶	مود اول پیچش طولی + مود دوم کمانش جان	۶	۱۳/۷۴۴	۶	۱۱/۷۲۸
۷	مود دوم پیچش طولی + مود دوم کمانش جان	۷	۱۳/۸۶۸	۷	۱۱/۹۳۴
۸	مود سوم پیچش طولی + مود دوم کمانش جان	۸	۱۴/۰۷۳	۸	۱۲/۲۶۴
۹	مود پنجم خمشی	-	-	۹	۱۲/۳۱۱
۱۰	مود چهارم پیچش طولی + مود دوم کمانش جان	۹	۱۴/۳۵۴	۱۰	۱۲/۶۶۸

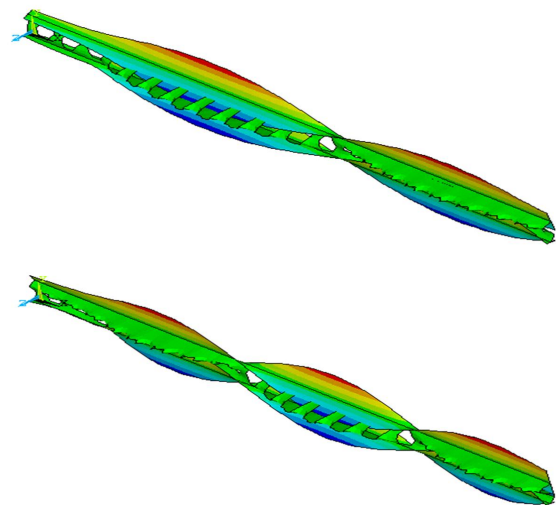
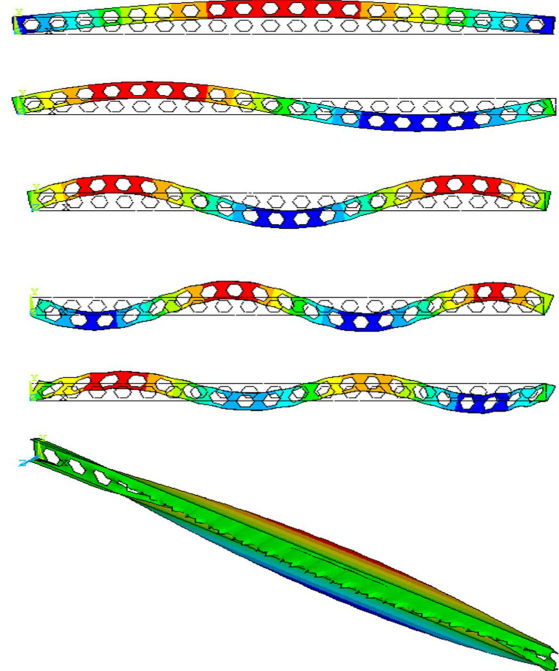
جدول (۲): فرکانس مودهای ارتعاشی تیر دو سر ساده معمولی و لانه زنبوری، مهار کامل جانبی

ردیف	توصیف نوع مود شکل	تیر معمولی		تیر لانه زنبوری	
		عدد مود	فرکانس (هرتز)	عدد مود	فرکانس (هرتز)
۱	مود اول خمشی	۱	۱/۱۸۴۷	۱	۱/۱۴۲۵
۲	مود دوم خمشی	۲	۳/۲۵۰۱	۲	۳/۱۲۳۴
۳	مود سوم خمشی	۳	۷/۲۳۸۵	۳	۶/۲۲۲۵
۴	مود چهارم خمشی	۴	۱۰/۰۴۷	۴	۸/۸۷۹۵
۵	مود چهارم خمشی + مود اول محوری	۵	۱۳/۱۸۷	۵	۱۰/۹۱۶
۶	مود پنجم خمشی	۶	۱۶/۳۰۰	۶	۱۲/۵۰۱
۷	مود ششم خمشی	۷	۲۱/۶۷۲	۷	۱۵/۷۷۱
۸	مود هفتم خمشی + مود دوم محوری	۸	۲۳/۴۴۱	۹	۲۰/۹۶۲
۹	مود هفتم خمشی	۹	۲۶/۸۲۷	۸	۱۸/۷۱۷
۱۰	مود اول نوسان بالها (چرخش موازی بالها)	۱۰	۳۰/۱۶۰	-	-

در نقاط بالا، پایین و وسط، به دلیل آزاد بودن کنسول بالها و ضعف جان تیر، مود کمانشی جان به راحتی اتفاق می افتد. این موضوع بیانگر آن است که مهار جانبی تیرها بایستی دقیق تر و جدی تر انجام گیرد زیرا مودهای پیچشی و کمانش جان تیر به راحتی و قبل از مودهای بالاتر خمشی ظاهر می شوند. چنین عملی در اجرای سقف های معمولی با بکارگیری مصالح پر کننده سقف صورت

به عنوان نمونه، صرفاً مود شکل های اول تا هشتم تیر دو سر ساده لانه زنبوری با مهار ناقص، در شکل (۳) ارائه شده است. به دلیل مقید بودن محور وسط تیرهایی که بطور ناقص در جهت عرضی در این تحقیق مهار شده اند، مود اول کمانش جان حذف و شکل کمانش جان از مود دوم آغاز می شود. علی رغم مهار بودن صفحه جان تیر از نظر عرضی

میگیرد. ولی در سازه‌های صنعتی که احتمال عریان ماندن تیرها وجود دارد بایستی موضوع مهار جانبی بیشتر مورد توجه قرار گیرد.



شکل (۳): هشت مود اول ارتعاش طبیعی (به ترتیب از بالا به پایین) برای تیر دو سر ساده لانه زنبوری با مهار ناقص

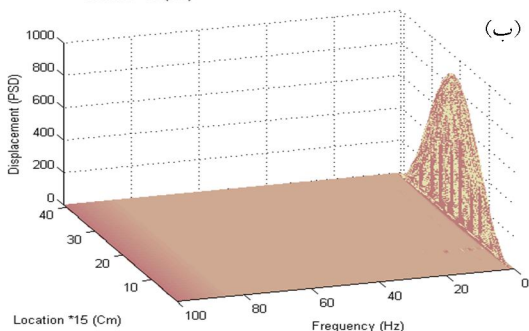
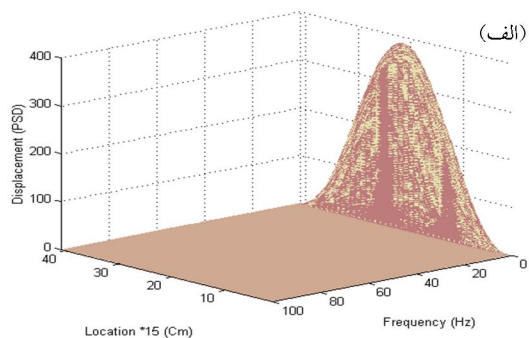
در تیر لانه زنبوری با مهار ناقص جانبی در مدهای بالاتر از مود چهاردهم، تغییر شکل خاصی به صورت ترکیب سه حرکت مستقل مشاهده می‌شود. این حرکت‌ها شامل نوسان طولی بال‌ها مشابه مود هفتم یا بالاتر، همراه

با مدهای مختلف پیچشی و مود سوم کمانش جان تیر می‌باشد. در تیر با پروفیل معمولی با مهار ناقص جانبی، در مدهای بالاتر از مود هفدهم یک تغییر شکل ترکیبی حاصل از سه حرکت مود دهم خمش طولی در بال‌ها، مدهای مختلف پیچش طولی و مود سوم کمانش جان مشاهده می‌شود، که چنین مود شکلی در بیست مود اول تیر لانه زنبوری ظاهر نمی‌شود.

## ۵- چگالی طیفی توان (PSD) واکنش‌ها در تیر با مهار ناقص

### ۱-۵ چگالی طیفی تغییر مکان

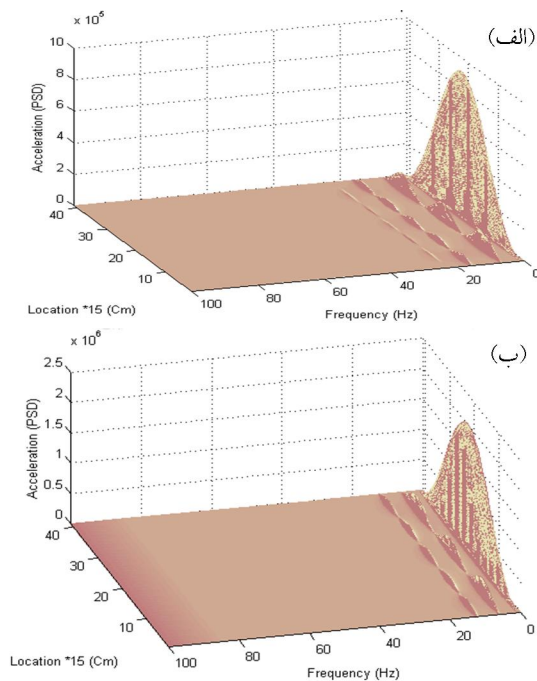
شکل (۴) طیف تغییر مکان را به ترتیب برای تیر با پروفیل معمولی و تیر لانه زنبوری نشان می‌دهد. در این تیرها صرفاً مود اول تحریک شده است. ولی مقدار طیف تغییر مکان تیر لانه زنبوری بسیار بیشتر از تیر معمولی بوده و این نشانگر نرم بودن تیر لانه زنبوری است.



شکل (۴): طیف تغییر مکان قائم برای تیر دو سر ساده با مهار ناقص: (الف) پروفیل معمولی، (ب) پروفیل لانه زنبوری

## ۲-۵- چگالی طیفی لنگر خمشی

در طیف لنگر تیر معمولی و لانه زنبوری تحریک بسیار جزئی در مود سوم نیز ایجاد می‌شود (شکل (۵)). شاید بدون بررسی طیف‌های شتاب که در ادامه بحث می‌شوند امکان تشخیص تحریک مود سوم از مود دوم مقدور نباشد. در طیف لنگر تیر لانه زنبوری به دلیل وجود سوراخ‌ها، شکستگی مشاهده می‌شود.



شکل (۶): طیف شتاب برای تیر دو سر ساده با مهار ناقص: (الف) پروفیل معمولی، (ب) پروفیل لانه زنبوری

۶- چگالی طیفی واکنش‌ها در تیر با مهار جانبی کامل پیش‌بینی می‌شود به دلیل حذف حرکت‌های پیچشی و کمانشی جان در تیرهای با مهار کامل جانبی، تحریک مودهای بالاتر خمشی در این تیرها ملاحظه شود. مشروح توضیحات در ادامه ارائه شده است.

### ۱-۶- چگالی طیفی تغییر مکان

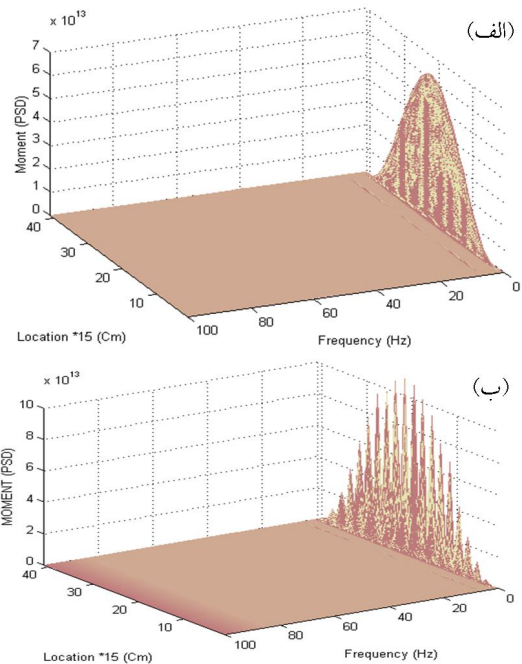
چگالی طیفی توان تغییر مکان در هر دو تیر صرفاً به ازای تحریک مود اول تولید شده است و در این واکنش تفاوت عمده‌ای نسبت به تیر با مهار ناقص وجود ندارد.

### ۲-۶- چگالی طیفی لنگر

در طیف لنگر در تیرهای با مهار کامل جانبی، نسبت به تیر با مهار ناقص تغییر عمده‌ای مشاهده نمی‌شود.

### ۳-۶- چگالی طیفی شتاب

در طیف شتاب تیر معمولی با مهار کامل جانبی، مطابق شکل (۷ - الف) فعالیت مودهای مختلف کاملاً مشهود است. البته وزن مودهای بالاتر نسبت به مود اول کمتر

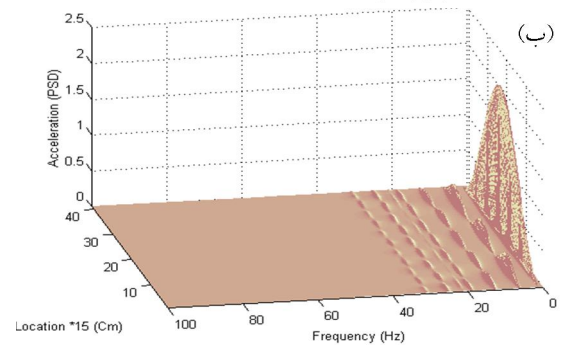
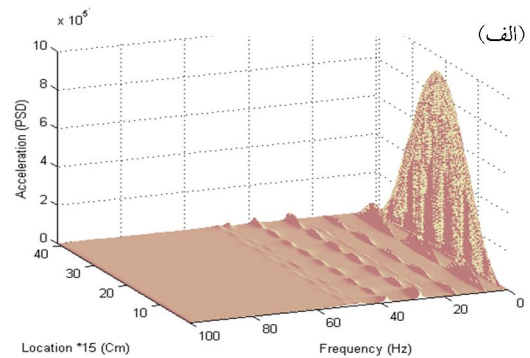


شکل (۵): طیف لنگر خمشی برای تیر دو سر ساده با مهار ناقص: (الف) پروفیل معمولی، (ب) پروفیل لانه زنبوری

## ۳-۵- چگالی طیفی شتاب

در شکل (۶) طیف شتاب برای تیرهای معمولی و لانه زنبوری نشان داده شده است. در هر دو تیر مشارکت مودهای بالاتر کاملاً مشخص است. در هر دو تیر علاوه بر مود اول، مودهای سوم و پنجم به طور واضح‌تر مشارکت دارند. در تیر معمولی تأثیر بسیار جزئی مود دیگری نیز قابل تشخیص است. به نظر می‌رسد که این مود شکل مربوط به ترکیب مود پنجم خمشی با مود تغییر مکان محوری باشد. ضمناً تأثیر مودهای زوج یعنی مود دوم یا مود چهارم به هیچ وجه مشهود نیست.

میباشد. با دقت در این طیف مشخص می‌شود که همگی مودهای تحریک شده جزء مودهای فرد هستند. فعالیت مودهای اول، سوم، پنجم، هفتم و نهم کاملاً مشهود است و فعالیت‌های جزئی دیگری بین مودهای پنجم و هفتم رویت می‌شود که به نظر می‌رسد مربوط به ترکیب مود پنجم خمشی و مود دوم محوری است. ضمناً بعد از مود نهم نیز دو مود با فرکانس‌هایی در حدود ۵۰ هرتز فعال هستند که به دلیل ضعف انرژی آن‌ها چندان قابل تشخیص نیستند.



شکل (۷): طیف شتاب برای تیر دو سر ساده با مهار کامل: (الف) پروفیل معمولی، (ب) پروفیل لانه زنبوری

مطابق شکل (۷-ب)، در طیف شتاب تیر لانه زنبوری نیز تحریک مودهای اول، سوم، پنجم، هفتم، نهم و یازدهم به طور واضح مشهود است. ضمناً مود دیگری با انرژی کمتر بعد از مود هفتم به شکل ضعیف ظاهر می‌شود که مربوط به ترکیب مود هفتم خمشی با مود دوم محوری است و تأثیر بسیار کمی از خود نشان می‌دهد. در کل ملاحظه می‌شود که مود شکل‌های مؤثری با فرکانس‌هایی بالاتر از ۴۰ هرتز برای این تیر مشاهده نمی‌شود.

نکته بسیار مهم دیگری که در طیف شتاب تیر با مهار جانبی و مهار ناقص مشاهده می‌شود این است که هیچ واکنشی از مودهای زوج دیده نمی‌شود. این مسئله نیاز به بررسی بیشتری دارد و لازم است دلیل این مسئله مشخص گردد. در تیرهای کنسولی چنین مسئله‌ای ملاحظه نشده بود. یعنی در تیر کنسول مودهای فرد و زوج همگی در واکنش‌ها دخالت دارند [۱۰]. به نظر می‌رسد دلیل این امر، مربوط به وجود تقارن در سازه و بارگذاری باشد که مودهای غیر متقارن را حذف نموده و واکنش مودهای متقارن (مودهای فرد) را تحریک می‌کند. به منظور بررسی این موضوع، در ادامه بحث، یک بارگذاری گسترده متقارن معکوس (در نصف دهانه رو به بالا و در نصف دهانه رو به پایین) با خاصیت نویز سفید روی تیر اعمال و واکنش‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرند.

#### ۷- چگالی طیفی واکنش‌های تیر با مهار کامل و ناقص تحت بار معکوس

در ادامه بحث یک بار گسترده دینامیکی به طور متقارن معکوس روی تیرهای دو سر ساده اعم از پروفیل معمولی یا لانه زنبوری با مهار جانبی ناقص و کامل جان اعمال می‌گردد. به عبارت دیگر تا وسط تیر بارگذاری گسترده و به سمت پایین (در جهت ثقل) و در نیمه دیگر بارگذاری گسترده به سمت بالا (خلاف جهت ثقل) به صورت نویز سفید اعمال می‌گردد. در ازای این بارگذاری، تحلیل روی تیرهای مختلف انجام شده و نتایج جهت حفظ اختصار صرفاً برای طیف‌های لنگر خمشی و شتاب ارائه می‌شوند.

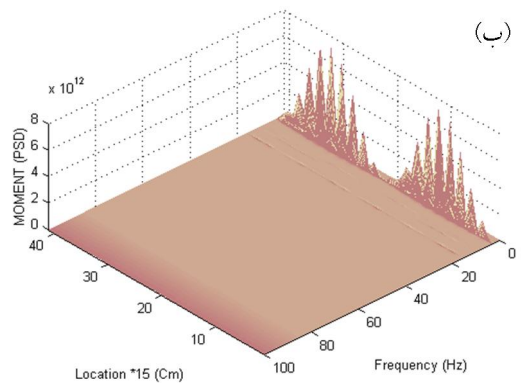
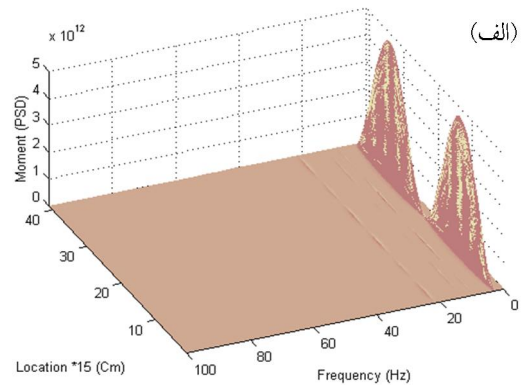
#### ۷-۱- چگالی طیفی واکنش‌ها در تیرهای با مهار ناقص جانبی تحت بار متقارن معکوس

تحت اثر بارگذاری متقارن معکوسی که به صورت نویز سفید اعمال می‌شود، پیش‌بینی می‌شود فرکانس‌های فرد که شکل نوسانی آن‌ها حالت تقارن مستقیم دارند از نتایج تحلیل حذف گردند. واضح است از آنجا که در PSD، توان دوم اعداد بکار گرفته می‌شوند کلیه مقادیر به

صورت مثبت ظاهر شده و در نتیجه ظاهر طیف‌های زوج نیز به صورت متقارن مستقیم دیده می‌شوند.

#### ۷-۱-۱- چگالی طیفی لنگر برای تیر با مهار ناقص

در طیف لنگر تیر معمولی و لانه زنبوری تحت اثر بار گسترده متقارن معکوس با نوسانات نویز سفید که در شکل (۸) ارائه شده است، تأثیر مود دوم که از یک طیف دو کوهانه تشکیل شده به وضوح نمایان می‌باشد.



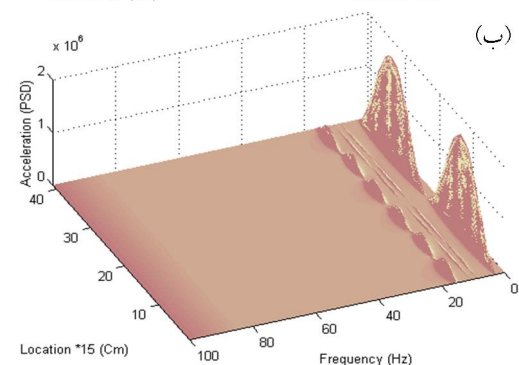
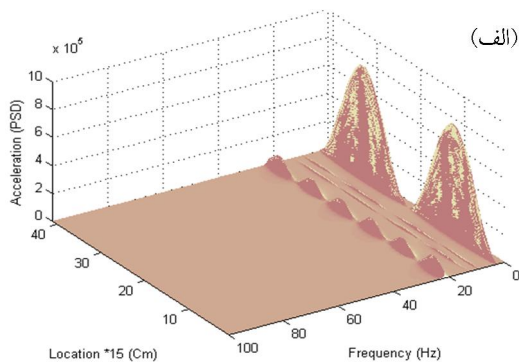
شکل (۸): طیف لنگر برای تیر با مهار ناقص (بار متقارن معکوس): (الف) پروفیل معمولی، (ب) پروفیل لانه زنبوری

در کنار مود دوم، تأثیر جزئی سایر مودهای زوج بالاتر از جمله مودهای چهارم و ششم روی طیف لنگر کاملاً قابل مشاهده می‌باشد. البته تأثیر مود چهارم ناچیز بوده و به سختی از روی شکل قابل تشخیص است. ضمناً شکستگی‌های ناشی از اثر سوراخ‌ها روی طیف لنگر تیر لانه زنبوری کاملاً مشهود می‌باشد.

#### ۷-۱-۲- چگالی طیفی شتاب برای تیر با مهار ناقص

طیف شتاب برای تیرهای معمولی و لانه زنبوری تحت بار متقارن معکوس با نویز سفید در شکل (۹) ارائه شده است. تأثیر مودهای زوج بالاتر علاوه بر مود دوم بر روی این طیف‌ها مشهود است. ملاحظه می‌شود مود ششم خمشی در این طیف کاملاً مؤثر بوده ولی مود خمشی چهارم چندان مؤثر نیست.

از نکات قابل توجه در مورد طیف شتاب تیر معمولی این است که مود خمشی ششم در این تیر دارای فرکانسی بالاتر از ۲۲ هرتز می‌باشد ولی فرکانس مود بیستم در این تیر ۱۸/۰۶۵ هرتز بود. لذا این مود در بین بیست مود اول مشاهده نمی‌شود. لیکن در تیر لانه زنبوری مود خمشی ششم با فرکانس ۱۵/۶۲۸ هرتز، نوزدهمین مود ارتعاشی است. ضمناً هیچ مود زوجی بالاتر از مود ششم در محدوده فرکانس صفر تا ۱۰۰ هرتز در طیف شتاب تیرها ظاهر نشده است.



شکل (۹): طیف شتاب برای تیر با مهار ناقص (بار متقارن معکوس): (الف) پروفیل معمولی، (ب) پروفیل لانه زنبوری

نکته دیگری که از طیف شتاب هر دو تیر قابل استنباط می‌باشد این است که مود چهارم دو بار ظاهر شده و در هر دو بار سهم کمی در انرژی طیف دارد. دلیل این مسئله این است که مود چهارم یک بار به صورت مستقل و بار دوم در ترکیب با مود اول تغییر شکل محوری ظاهر گردیده است.

#### ۷-۲- چگالی طیفی توان واکنش‌ها در تیرهای با مهار کامل جانبی تحت بار متقارن معکوس

با بررسی‌های انجام شده مشخص گردید که در تیرهای مهار شده کامل جانبی، مودهای خمشی نقش فعال‌تری دارند. از سوی دیگر از آنجا که بارگذاری گسترده ثقلی اعم از بار مستقیم یا معکوس در تحریک مودهای خمشی مؤثر هستند، لذا پیش‌بینی می‌شود در این بخش، تأثیر مودهای بیشتری در طیف واکنش‌ها ملاحظه شود. ضمناً بدیهی به نظر می‌رسد که در بارگذاری متقارن معکوس، مشابه با تیر دارای مهار ناقص جانبی، صرفاً مودهای زوج رؤیت گردند.

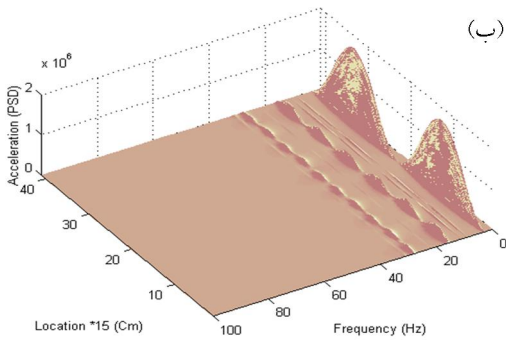
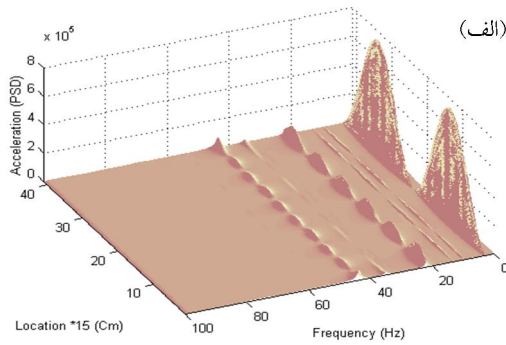
#### ۷-۲-۱- PSD لنگر برای تیر با مهار کامل

طیف‌های لنگر در این حالت کاملاً شبیه به طیف‌های مربوط به تیرهای با مهار جانبی ناقص جان می‌باشند.

#### ۷-۲-۲- PSD شتاب برای تیر با مهار کامل

انتظاری که از تأثیر بار گسترده متقارن معکوس با نوسانات نویز سفید روی تیرهای ساده با مهار جانبی کامل می‌رود، از شکل (۱۰) تأمین می‌گردد. به عبارت دیگر، در این طیف‌ها تأثیر مودهای زوج بالاتر کاملاً مشهود است. در هر دو طیف علاوه بر تأثیر مود دوم خمشی، مود چهارم خمشی، مود چهارم خمشی همراه مود محوری و مود ششم خمشی، تأثیر مود دهم خمشی نیز کاملاً مشهود و مشخص است. این تحلیل نشان می‌دهد که مودهای بالاتر تأثیر چندانی در واکنش شتاب این تیرها که حساس‌ترین واکنش سازه است ندارند. در رابطه با حساسیت طیف شتاب می‌توان گفت که در این طیف تحت اثر حاصل

ضرب توان دوم فرکانس‌های هر مود، تأثیر مودهای بالاتر تقویت و با ارائه انرژی بیشتر، واضح‌تر نشان داده می‌شوند. ضمناً محدوده فرکانسی صفر تا ۱۰۰ هرتز برای بررسی مودهای ارتعاش تیرها در مسئله حاضر، محدوده مناسبی می‌باشد.



شکل (۱۰): طیف شتاب برای تیر با مهار کامل (بار متقارن معکوس): (الف) پروفیل معمولی، (ب) پروفیل لانه زنبوری

#### ۸- چگالی طیفی توان شتاب تیر با مهار کامل تحت بار نامتقارن

در ادامه تحقیق پیش‌بینی می‌شود چنانچه یک بار نامتقارن روی تیرها اعمال شود، تأثیر کلیه مودها اعم از فرد یا زوج رؤیت گردد. این وضعیت در تیر کنسول با اعمال بار گسترده یکنواخت متقارن رخ می‌دهد [۱۰].

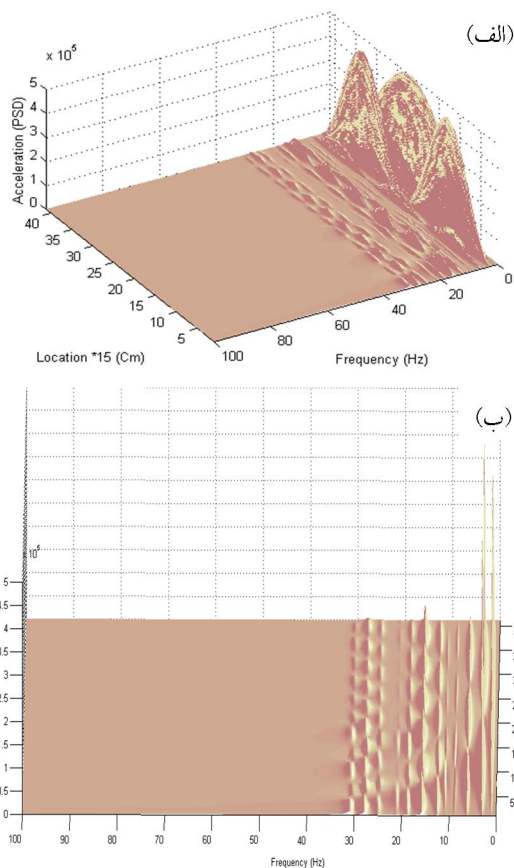
به دلیل حساسیت طیف شتاب و انرژی زیاد آن در مودهای بالا برای تیر لانه زنبوری با مهار کامل، این بارگذاری صرفاً روی تیر لانه زنبوری با مهار کامل اعمال شده و تأثیر آن به صورت PSD شتاب در شکل (۱۱) ارائه گردیده است. بارگذاری مذکور یک بار گسترده روی نصف دهانه تیر با نوسانات نویز سفید و در جهت نیروی

## ۹- نتیجه‌گیری

در این مقاله، خصوصیات دینامیکی تیرهای دو سر ساده لانه زنبوری و پروفیل معمولی، با استفاده از تحلیل مودی و همچنین تحریک از طریق نویز سفید مورد بررسی و مقایسه قرار گرفت. جزئیات نتایج حاصل از این بررسی در بخش‌های مختلف مقاله به تفصیل مورد بحث قرار گرفته و از تکرار آنها در این بخش خودداری می‌شود. در ادامه صرفاً نتایج کلی مرور خواهد شد:

- ۱- مهار جانبی کامل جان در تیرهای لانه زنبوری موجب افزایش سختی آنها می‌گردد. به بیان دیگر مهار ناقص در این تیرها موجب کاهش فرکانس در مودهای مشابه نسبت به تیر با مهار کامل می‌شود. حداکثر درصد کاهش فرکانس به دلیل مهار ناقص در حدود ۳٪ است. در تیر با مهار جانبی ناقص، در مودهای خمشی، محوری و پیچشی، مقدار فرکانس‌های تیر لانه زنبوری همیشه کوچکتر از تیر معمولی است. این موضوع بیانگر رفتار نرم‌تر خمشی، محوری و پیچشی تیر لانه زنبوری نسبت به تیر مشابه معمولی است.
- ۲- چگالی طیفی توان (PSD) لنگر در محل سوراخ‌های جان، شکستگی‌هایی دارد که ظاهر آن را پلکانی نشان می‌دهد. این پدیده امکان تشخیص محل سوراخ یا خرابی در سازه را از طریق مقایسه طیف لنگر سازه معیوب با یک سازه سالم مشابه فراهم می‌سازد.
- ۳- بارگذاری متقارن با طیف نویز سفید در سازه‌های متقارن موجب حذف مودهای غیر متقارن (مودهای زوج) شده و فقط واکنش مودهای متقارن (مودهای فرد) را تحریک می‌کند.
- ۴- در طیف لنگر تیر معمولی و لانه زنبوری (با مهار کامل یا ناقص) که تحت اثر بار گسترده متقارن معکوس با نوسانات نویز سفید قرار دارد، تأثیر مود دوم با یک طیف دو کوهانه کاملاً مشخص بوده و تأثیر ناچیز سایر مودهای بالاتر زوج از جمله مودهای چهارم و ششم قابل مشاهده است.

ثقل می‌باشد. لازم به ذکر است تأثیر کلیه مودها به صورت تفکیک شده یعنی مودهای فرد در بارگذاری متقارن و مودهای زوج در بارگذاری متقارن معکوس قبلاً مورد بحث قرار گرفته است.



شکل (۱۱): دو نما از طیف شتاب برای تیر لانه زنبوری با مهار کامل (بار نامتقارن)

در چگالی طیفی توان شتاب حاصل از این نوع بارگذاری، مودهای اول تا یازدهم به طور واضح قابل مشاهده هستند. از شکل ظاهری این طیف می‌توان نتیجه گرفت که مود دوم خمشی به دلیل ماهیت بارگذاری تأثیر بیشتری روی انرژی طیف دارد (البته ضمن توجه به تأثیر توان دوم فرکانس آن که بزرگتر از فرکانس مود اول است). تأثیر مودهای بالاتر با افزایش شماره مود به تدریج کاهش می‌یابد، لیکن از این میان، تأثیر مود سوم و ششم خمشی تا حدودی بیشتر از سایر مودها است.

۱۰. لطف‌اللهی یقین، م. ع.، "بررسی تغییرات مودهای مختلف دینامیکی تیرهای لانه زنبوری نسبت به پروفیل‌های معمولی در تیرهای طره"، اولین کنفرانس سازه‌های جدار نازک ایران، دانشگاه ارومیه، ایران، ۱۳۸۱.

۵- طیف شتاب در تیرهای لانه زنبوری و معمولی تحت بار متقارن معکوس با نویز سفید، تأثیر مودهای زوج بالاتر علاوه بر مود دوم را کاملاً نشان می‌دهد. در واقع بارگذاری متقارن معکوس اثر مودهای متقارن (مودهای فرد) را حذف می‌کند.

۶- در چگالی طیفی توان شتاب حاصل از بارگذاری نامتقارن با طیف نویز سفید، مودهای اول تا یازدهم (کل مودهای فرد و زوج) به طور واضح مشاهده میشوند. لذا استفاده از بارگذاری نامتقارن برای بررسی خصوصیات دینامیکی تیرهای دو سر ساده بسیار مفید است.

## مراجع

1. Redwood R., Demirdjian, S. (1998), "Castellated beam web buckling in shear", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 10, 1202-7.
2. Zaarour, W., Redwood, R., (1996), "Web buckling in thin webbed castellated beams", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 8, 860-6.
3. Nethercot, DA., Kerdal D. (1982), "Lateral-torsional buckling of castellated beams", The Structural Engineering, Vol. 60, No. 3, 53-61.
4. Kerdal, D., Nethercot, D.A. (1984), "Failure mode for castellated beams", Journal of Construct Steel and Research, Vol. 4, No. 4, 295-315.
5. Mohebkah, A. (2004), "The moment-gradient factor in lateral-torsional buckling on inelastic castellated beams", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 60, 1481-94.
6. Mohebkah, A., Showkati, H. (2005), "Bracing requirements for inelastic castellated beams", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, 1373-86.
7. Showkati, H., Zirakian, T. (2006), "Distortional buckling of castellated beams", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 62, 863- 71.
8. Ochi, M.K., (1990), "Applied probability and stochastic processes in engineering and physical sciences", John Wiley & Sons, Inc., USA.
9. Chatfield, C., (2004), "The analysis of time series: an introduction", 6<sup>th</sup> Edition, CRC Press, Washington D. C., USA.





# توسعه یک میراگر ویسکوز غیر خطی: مطالعات آزمایشگاهی و تعیین مشخصات رفتار مکانیکی

حسین پزشکی<sup>۱</sup>، منصور ضیایی<sup>۲</sup>  
(دریافت: ۸۹/۴/۲۱، پذیرش: ۸۹/۹/۱۶)

## چکیده

میراگرهای ویسکوز جزء تجهیزات اتلاف انرژی می‌باشند که در روشهای نوین طراحی لرزه‌ای مورد توجه قرار گرفته‌اند. یکی از چالشهای موجود در مورد این دسته میراگرها وجود آب‌بندهای رزینی و در نتیجه نیاز به بازرسی‌های دوره‌ای می‌باشد. با در نظر گرفتن تکنولوژیهای موجود ساخت قطعات در داخل کشور و ایده‌ی حذف آب‌بند و به تبع آن کاهش و یا حذف بازرسی‌های دوره‌ای، میراگری با استفاده از بخشی از اتصالات آکاردئونی طراحی گردید. نمونه میراگر ساخته شده دارای ظرفیت نیرویی کاربردی، ۲۲۴ کیلونیوتن، و دامنه‌ی تغییر مکانی مناسب، ۶۵ میلیمتر می‌باشد و همچنین رفتار میرایی آن نیز دارای تابع غیرخطی می‌باشد. مشخصه‌های رفتار ذاتی میراگر با استفاده از مدل کلونین تعیین شده است و مقدار میرایی خطی معادل نیز برای آن مورد محاسبه قرار گرفته است.

## کلمات کلیدی

میراگر ویسکوز، مطالعه آزمایشگاهی، رفتار مکانیکی، مدل کلونین، میرایی خطی معادل

## Development of a Nonlinear Viscous Damper: Experimental Studies and Mechanical Characteristics Determination Pezeshki.H, Ziyaeifar.M

### ABSTRACT

Viscous dampers are parts of energy dissipation devices which have received considerable attention in modern seismic design approaches. One of the most important challenges of them is fluid seals which needs maintenance. Considering technologies in Iran and idea of removing seals and so the need of maintenance, a dashpot using some parts of expansion joints was designed. The manufactured dashpot is a practical one, which has appropriate stroke, 65 mm, and efficient capacity, 224 kN, and also displays nonlinear damping behavior. Constitutive law characteristics of the dashpot using Kelvin Model is determined, and also Equivalent Linear Damping is calculated.

### Keywords

Viscous Dashpot, Experimental Study, Linear & Nonlinear Damping, Kelvin Model, Equivalent Linear Damping

۱. کارشناس ارشد مهندسی زلزله، پژوهشگاه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله [h.pezeshki@iiees.ac.ir](mailto:h.pezeshki@iiees.ac.ir) (نویسنده مسئول)

۲. دانشیار پژوهشکده سازه، پژوهشگاه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله [mansour@iiees.ac.ir](mailto:mansour@iiees.ac.ir)

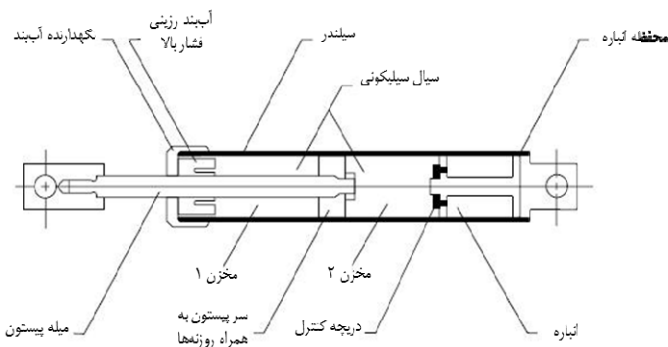


ساخته شده، طرح اولیه بوده است، دارای ظرفیت نیرویی و همچنین دامنه تغییر مکانی پایینی می‌باشد. رفتار میرایی در این نمونه رفتار خطی است. در ساخت نمونه‌ی بعدی، توام با افزایش ظرفیت نیرویی و دامنه‌ی تغییر مکانی، رفتار میرایی غیرخطی نیز در این نمونه ایجاد گردیده است.

با توجه به آنکه تحلیل سازه‌هایی که در آنها میراگر نصب شده است، نیاز به مدل‌های ساده‌ای دارد که بیانگر رفتار ذاتی میراگر باشند، مدل کلومین با میرایی غیرخطی و میرایی خطی معادل برای بررسی رفتار میراگر نمونه مورد استفاده قرار گرفته‌اند و مشخصه‌های رفتاری میراگر نمونه بر اساس آنها تعیین شده است.

## ۲- میراگرهای ویسکوز معمول

شکل عمومی میراگرهای ویسکوز سیلندر-پیستونی در شکل (۱) نمایش داده شده است. در انتهای پیستونی که در داخل سیلندر قرار دارد، سرپیستون قرار دارد که داخل سیلندر را به دو مخزن تقسیم می‌کند. با حرکت دو سر میراگر نسبت به همدیگر، پیستون در داخل سیلندر حرکت می‌کند و باعث می‌شود که حجم مخزن‌ها نسبت به یکدیگر تغییر کند، و سیال به اجبار از روزه‌هایی که در میان سرپیستون تعبیه شده است، جابجا می‌شود تا بتواند این تغییر حجم مخازن را جبران کند و این روند، توانایی اتلاف انرژی قابل توجه در میراگرهای ویسکوز را ایجاد می‌کند.



شکل (۱): طرح کلی میراگرهای ویسکوز سیلندر-پیستونی [۷]

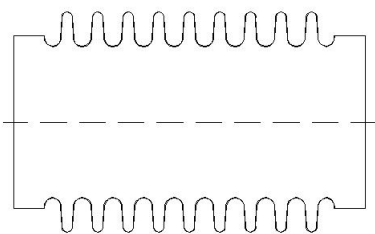
طراحی معمول سازه‌ها بر مبنای ظرفیت رفتار غیرالاستیک و اتلاف انرژی از طریق رفتار هیستریزس و تحمل خسارت در اجزای آن می‌باشد، در این حالت، عموم اجزای آسیب دیده، پس از زمین‌لرزه قابل تعویض نمی‌باشند. در روش‌های نوین طراحی لرزه‌ای، دو دیدگاه کلی برای مقابله با انرژی زمین‌لرزه وجود دارد. دیدگاه اول، شامل روش‌هایی است که باعث کاهش نیروی وارد به سازه با استفاده از جداساختن سازه از ارتعاش زمین می‌شوند که سیستم‌های جداسازی پایه در این دسته قرار می‌گیرند. در دیدگاه دوم، جایگزین ساختن تجهیزات میرایی برای اتلاف انرژی لرزه‌ای مینا می‌باشد که این تجهیزات از طریق اتلاف بخش عمده‌ای از انرژی زمین‌لرزه، باعث کاهش خسارات اجزای سازه‌ای ناشی از رفتار غیرالاستیک می‌شوند [۱،۲].

تجهیزات اتلاف انرژی مختلفی، نظیر میراگرهای اصطکاکی، میراگرهای ویسکوالاستیک و میراگرهای ویسکوز سیال، معرفی شده‌اند. میراگرهای ویسکوز از میان این تجهیزات، با توجه به اندازه و ظرفیت اتلاف انرژی بالا بسیار مورد توجه قرار گرفته‌اند [۳].

از جمله میراگرهای ویسکوز سیال معمول، میراگرهای سیلندر-پیستونی می‌باشند. در این نوع میراگرها وجود آببند رزینی باعث لزوم انجام بازدیدهای دوره‌ای در فواصل زمانی معینی می‌گردد، با توجه به اینکه در سازه‌ها به طور معمول تعداد بسیاری از این میراگرها مورد استفاده قرار می‌گیرند، بازدیدهای دوره‌ای مستلزم صرف هزینه و زمان زیادی می‌باشد. با مد نظر قرار دادن این موضوع، ایده‌ی حذف آببندهای رزینی در این دسته میراگرها مطرح گردید و سعی شد که میراگری فاقد آببند رزینی و بدون نیاز به بازرسی‌های دوره‌ای توسعه یابند [۴].

در همین راستا نمونه‌ی اولیه‌ی میراگر پیشنهادی طی مطالعه‌ی فزونی‌کیا و ضیایی‌فر [۵] ساخته شد و مورد بررسی قرار گرفت. این میراگر با توجه به آنکه نمونه‌ی

برای اینکار، از قسمتی از اتصال آکاردئونی (Expansion Joint)، تحت عنوان بلاوز (Bellows) بهره گرفته شده است (شکل ۲). اتصالات آکاردئونی، تجهیزات آب‌بندی می‌باشند که دارای قابلیت انعطاف‌پذیری بوده و بلاوز، قسمت اصلی آنها می‌باشد که از جنس فلز (به طور معمول استیل ضدزنگ) ساخته شده است و خاصیت انعطاف‌پذیری به صورت طولی، عرضی (خارج از محور) و زاویه‌ای دارد. این خاصیت انعطاف‌پذیری گاهی ممکن است مخرب باشد، بنابراین برای هر مورد خاص و مشخص متناسب با نیاز، انعطاف‌پذیری باید محدود شود.



شکل (۲): برش بلاوز، بخشی از اتصال آکاردئونی

تحمل درجه حرارت و فشار از ویژگیهای اصلی اتصالات آکاردئونی می‌باشد و خاصیت انعطاف‌پذیری، این اتصالات در صنایع مختلفی نظیر آب، نفت، گاز، نیروگاه‌ها و ... کاربرد گسترده‌ای دارند. در مورد کاربرد بلاوزها در میراگر، هدف عمده، بهره‌گیری از قابلیت انعطاف محوری آنها بوده است. همچنین قابلیت تولید بلاوزها در قطرهای مختلف، امکان دستیابی به ظرفیت‌های نیرویی متنوعی را فراهم می‌آورد. برای ایجاد دو مخزن مجزا، از دو بلاوز استفاده می‌شود که در میان آنها صفحه‌ای فولادی قرار دارد و میله‌ای نیز به دو صفحه‌ی فولادی قرارگرفته در دو انتهای بلاوزها وصل می‌شود. این میله در داخل نیز از میان صفحه‌ی فولادی عبور کرده است و فقط نسبت به صفحه‌ی میانی حرکت نسبی دارد. نحوه قرارگیری و اتصال میله به صفحات باعث می‌شود که دو مخزن مجزا با قابلیت تغییرشکل بوجود آید و در نتیجه آن، نیاز به

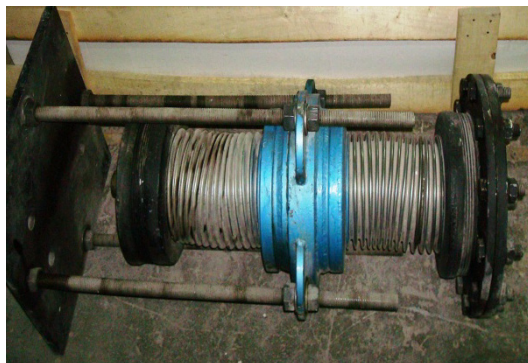
میراگرهای ویسکوز، اولین بار در سالهای ۱۹۶۰ تولید شده و در کنترل غیر فعال بکار رفته‌اند. روزنه‌های این میراگرها می‌توانند به گونه‌ای مشخص در بازه‌ی گوناگونی از توابع میرایی طراحی شوند. فشار عملکردی آنها نیز بین ۱۳۷ تا ۶۹۰ بار می‌باشد. به حداقل رساندن تغییرات ویسکوزیته سیال، باعث تثبیت عملکرد آنها می‌شود و در این نوع میراگرها، نتیجه چندان از دما و نوع سیال تاثیر نمی‌پذیرد. میراگرهای ویسکوز، به عنوان ابزار اتلاف انرژی لرزه‌ای کاربرد داشته‌اند و قابل درک است که با توجه به تغییرات پتانسیل تحریک ورودی، تناسب خطی نیروی میراگر با سرعت قابل قبول نیست. خروجی میراگرهای سیال را می‌توان به فرم خطی تنظیم کرد، اما به طور معمول، توان سرعت در تابع میرایی، بین ۰/۴ تا ۰/۷، عملکرد لرزه‌ای بهتری نسبت به حالت خطی دارد [۶].

در این نوع میراگرها با توجه به حرکت نسبی میله نسبت به پیستون، در محل خروج پیستون از سیلندر نیاز بوجود آب‌بند می‌باشد، تا بتوان از اتلاف سیال داخل سیلندر جلوگیری کرد، برای اینکار لازم است که این آب‌بند، توانایی تحمل فشارهای بالا را داشته باشد و به مرور زمان کارایی خود را از دست ندهد و همچنین باید دقت بسیاری در ساخت وجود داشته باشد تا بتوان کارایی این قطعه را تضمین کرد. این نکته چالشی در مورد میراگرهای سیلندر پیستونی می‌باشد. وجود این قطعه نیاز به بازرسی‌های دوره‌ای را بوجود می‌آورد.

### ۳- میراگر پیشنهادی

حرکت میله‌ی پیستون نسبت به سیلندر نیاز به استفاده از آب‌بند را ایجاد می‌کند، پس با حذف حرکت نسبی قطعات می‌توان نیاز به آب‌بند را از بین برد. با جایگزینی مخازنی که قادر به تغییرشکل فیزیکی باشند، می‌توان به ایده‌ی حذف آب‌بند و در نتیجه، کاهش و یا حذف بازرسی‌های دوره‌ای دست یافت.

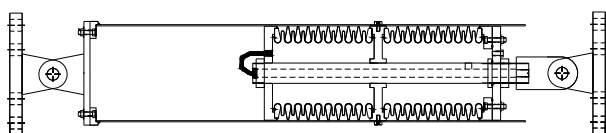
دو بخش میراگر به جای غلاف، با استفاده از ۴ میله می‌باشد. قطر نمونه نیز برابر ۴۰۰ میلیمتر می‌باشد.



شکل (۴): نمونه‌ی اولیه ساخته شده میراگر ویسکوز [۵]

در طرح نمونه‌ی بعدی، با افزودن حلقه‌های محیطی به بلاوزها، ظرفیت تحمل فشار آنها افزایش یافته است و با استفاده از شیارهای پله‌ای رفتار غیرخطی در میراگر ایجاد شده است و همچنین به جای میله‌های فولادی از غلافی فلزی استفاده شده است که ضمن احتمال کاهش کمانش، دارای نقش هدایت کننده حرکت نیز می‌باشد.

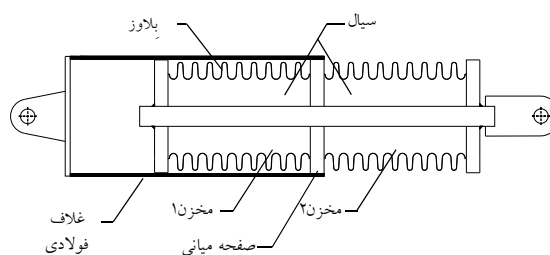
در شکل (۵) طرح نمونه میراگر ساخته شده ارابه شده است. اتصال دو انتهای میراگر نیز بگونه‌ی مفصلی طراحی شده‌اند و توانایی دوران در یک صفحه را دارا می‌باشند.



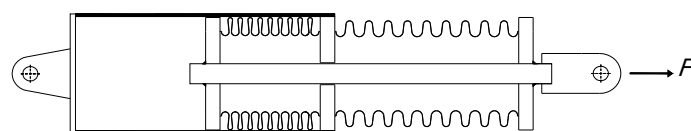
شکل (۵): طرح نمونه میراگر ساخته شده [۴]

میراگر ساخته شده در شکل (۶) به نمایش گذارده شده است. میراگر دارای دامنه‌ی تغییر مکانی ۶۵ میلیمتر می‌باشد. قطر نمونه نیز برابر ۲۴۰ میلیمتر می‌باشد.

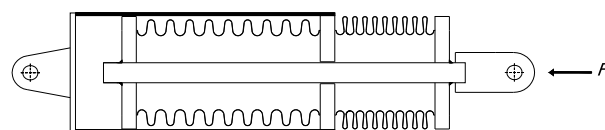
آب‌بند از بین می‌رود. برای انتقال نیرو نیز، غلاف فلزی از یک‌طرف به صفحه فلزی و از طرف دیگر به تکیه‌گاه متصل می‌شود و که این غلاف نیرو را از صفحه‌ی میانی به تکیه‌گاه انتقال می‌دهد. در شکل (۳)-الف طرح کلی میراگر و اجزا آن ارائه شده است و همچنین در اشکال (۳)-ب و ج نیز عملکرد آن، در حالت‌های تحت فشار و کشش و نحوه‌ی جابجایی سیال بین دو مخزن در این دو حالت نشان داده شده است.



(الف)



(ب)



(ج)

شکل (۳): (الف) طرح کلی میراگر پیشنهادی و اجزا آن، عملکرد میراگر پیشنهادی، (ب) تحت کشش و (ج) تحت فشار

نمونه‌ی اولیه طی مطالعه‌ی فروغی کیا و ضیایی فر [۵] ساخته شده است (شکل ۴). با توجه به آنکه در کاربردهای عمومی اتصالات آکاردئونی در صنایع، اجازه‌ی ایجاد فشارهای بیش از ۱۰ الی ۲۰ بار را نمی‌دهند، نمونه‌ی ساخته شده دارای ظرفیت نیرویی پایین، در حدود ۵۰ کیلونیوتن می‌باشد و دامنه‌ی تغییر مکانی آن نیز برابر ۳۰ میلیمتر است. رفتار نمونه اولیه به صورت خطی می‌باشد. همچنین انتقال نیرو بین

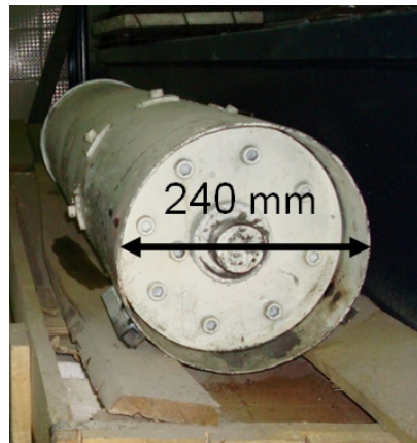
#### ۴- الگوی بارگذاری و پیکربندی آزمایش

الگوی بارگذاری آزمایش‌ها به صورت کنترل تغییرمکانی و تحریک سینوسی در دامنه و فرکانس‌های مختلف می‌باشد. با توجه به محدودیت‌های موجود در شرایط بارگذاری، دامنه‌ی حداکثر آزمایش‌ها ۵۵ میلی‌متر انتخاب شده است. در ابتدا برای بررسی وجود اصطکاک بین قطعات، آزمایشی با سرعت بسیار پایین در مدت زمان ۱۰۰ ثانیه برای هر چرخه انجام شده‌است، که در این آزمایش، ویسکوزیته تحریک نمی‌شود و فقط نیروهای مرتبط با تغییرمکان تحریک خواهند شد.

جدول (۱): مشخصات بارگذاری‌های اعمال شده

ردیف	دامنه (میلی‌متر)	تعداد چرخه	فرکانس بارگذاری (هرتز)
۱	۵۰/۶۷	۳	۰/۳۳۳
۲	۴۲/۵۲	۳	۰/۵
۳	۳۱/۰۶	۳	۰/۸
۴	۳۰/۲۵	۳	۱/۰۰
۵	۲۷/۶۲	۳	۱/۱۱۱۱
۶	۲۴/۱۱	۳	۱/۳۳۳

پس از انجام مراحل مختلف آزمایش‌های مقدماتی، پیکربندی نهایی آزمایش در قاب عکس‌العمل قرار داده شد که نحوه‌ی قرارگیری در شکل (۷) نمایش داده شده است. برای اعمال بارگذاری از جک محرک ۲۵۰ کیلونیوتنی مورد استفاده قرار گرفته است.



شکل (۶): نمونه‌ی ساخته شده [۴]

سپس، نمونه تحت فرکانس‌های بارگذاری مختلفی قرار گرفته‌است و پاسخ‌ها ثبت شده‌اند. با توجه به ضعف جک محرک دامنه‌های اعمالی با دامنه‌ی مورد نظر متفاوت می‌باشند، مشخصات بارگذاری اعمال شده بر نمونه که توسط دستگاه ثبت شده، در جدول (۱) ارائه شده‌اند. آزمایش‌ها بگونه‌ای تنظیم شده‌اند که نمونه، فرکانس‌های مختلفی را تجربه کند و پاسخ‌ها در حالات مختلف مورد بررسی قرار گیرد.



شکل (۷): پیکربندی آزمایش در مرحله‌ی نهایی [۴]

#### ۶- مدل‌های رفتاری

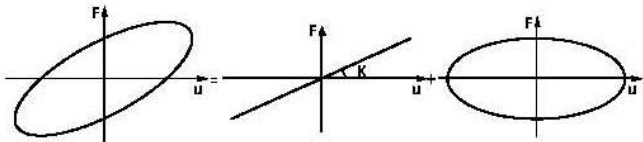
نیروی میرایی حاصل از میراگر را برابر توانی از سرعت  $\alpha$ ، ضربدر ضریب میرایی  $C$ ، در نظر می‌گیرند؛

$$F_d = C\dot{u}^\alpha \quad (1)$$

در رابطه (۱)، اگر توان سرعت  $\alpha$ ، برابر یک باشد، نیروی میرایی دارای تابع خطی و در غیر اینصورت دارای تابعی غیرخطی می‌باشد و به اصطلاح این دو حالت را میرایی خطی و میرایی غیرخطی می‌نامند. توان سرعت در

به علت موازی قرار گرفتن فنر و میراگر، نیروی کل برابر با جمع نیروی میرایی و نیروی سختی فنر می‌باشد. شکل (۹) نشان‌دهنده‌ی تاثیر سختی و میرایی بر نیروی کل می‌باشد.

$$F = F_s + F_d \Rightarrow F = Ku + C\dot{u}^\alpha \quad (۳)$$



شکل (۹): (الف) مدل رفتار کلویین، (ب) مولفه‌ی سختی خطی خالص، (ج) مولفه‌ی میرایی خالص

نتایج حاصل از آزمایش‌های چرخه‌ای، به صورت منحنی‌های هیستریزس نیرو-تغییر مکان ترسیم می‌شوند که سطح زیر این منحنی‌ها نشانگر میزان انرژی اتلافی می‌باشد. یکی از روشهای معمول که بیشتر در مورد منحنی‌های هیستریزس که ناشی از میرایی ویسکوز خطی نباشد، مورد استفاده قرار می‌گیرد، محاسبه‌ی ضریب میرایی ویسکوز معادل می‌باشد. این ضریب با فرض میرایی خطی محاسبه می‌شود که در دامنه‌ی حرکتی برابر، اتلاف انرژی یکسانی با منحنی موجود داشته باشد. بر مبنای این فرض، این ضریب را می‌توان از رابطه (۴) محاسبه کرد [۱۰]:

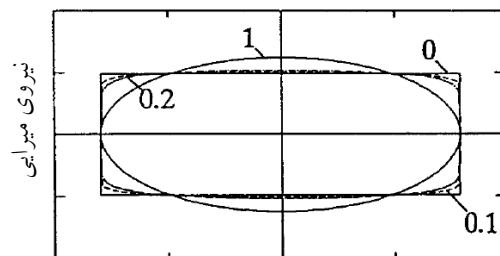
$$C_{eq} = \frac{W_D}{\pi \cdot \omega u_0^2} \quad (۴)$$

$W_D$ ، مساحت زیر منحنی هیستریزس،  $\omega$ ، فرکانس بارگذاری و  $u_0$ ، دامنه‌ی بارگذاری می‌باشد. در ادامه بر اساس نتایج آزمایش‌های انجام شده، ضریب میرایی معادل محاسبه می‌شود.

#### ۷- بررسی رفتاری مکانیکی میراگر پیشنهادی

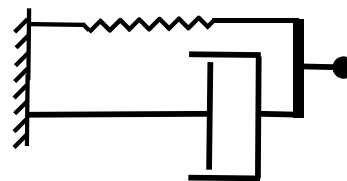
نمونه‌ی نتایج ثبت شده در آزمایش در نمودار (۲) ارائه شده است، همانگونه که مشخص است، چرخه‌ی نخست و چرخه‌ی پایانی نسبت به دیگر چرخه‌ها متفاوت می‌باشد و فقط چرخه‌ی میانی به طور کامل

میرایی غیرخطی به طور معمول، بین ۰/۱ تا ۲/۰ می‌باشد. مقدار انتخابی این عدد وابسته به کاربرد آن می‌باشد. برای کاربرد لرزه‌ای عددی کمتر از یک مناسب می‌باشد [۷]. مزیت اصلی استفاده از توانهای پایین سرعت در تابع میرایی آن است که باعث محدود شدن پیک نیروهای میرایی در مقادیر پایین و در نتیجه، کاهش مقادیر برش پایه سازه می‌شود. در مقابل، استفاده از میراگر با تابع میرایی خطی، در مقام مقایسه، تا حدودی باعث کاهش اثر میرایی و همچنین افزایش نیروها می‌شود [۸]. اثر تغییر توان سرعت بر منحنی نیرو-جابجایی در نمودار زیر مشخص است.



تغییر مکان

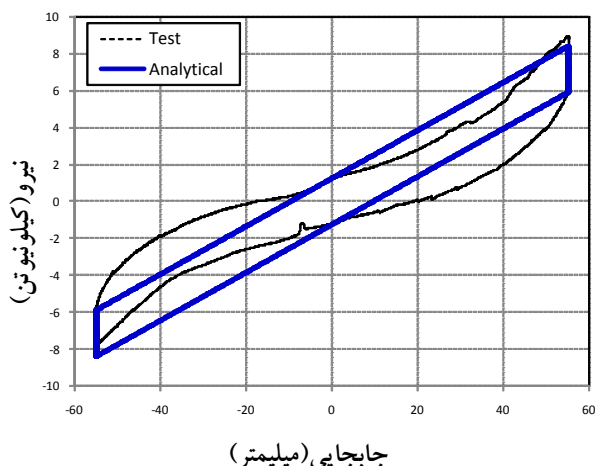
نمودار (۱): اثر تغییر توان سرعت بر منحنی نیرو-جابجایی [۹] رفتار میراگرهای ویسکوز را می‌توان با استفاده از مدل کلویین بررسی نمود. مدل کلویین از یک میراگر خالص و فنر خالص به صورت سری تشکیل شده است و میرایی می‌تواند به صورت خطی و یا غیرخطی باشد.



شکل (۸): مدل رفتاری کلویین

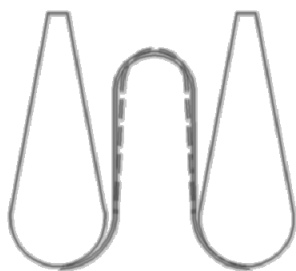
در مدل رفتاری کلویین جابجایی دو سر میراگر و فنر یکسان می‌باشد، می‌توان نیرویی میرایی  $F_d$  و نیروی فنر  $F_s$ ، را از رابطه (۲) بدست آورد.

$$\begin{cases} F_s = K \times u \\ F_d = C \times \dot{u}^\alpha \end{cases} \quad (۲)$$



نمودار (۳): مقایسه نتایج آزمایش و تحلیل، منحنی نیرو-تغییر مکان میراگر، فرکانس ۰/۰۱ هرتز- آزمایش اصطکاکی

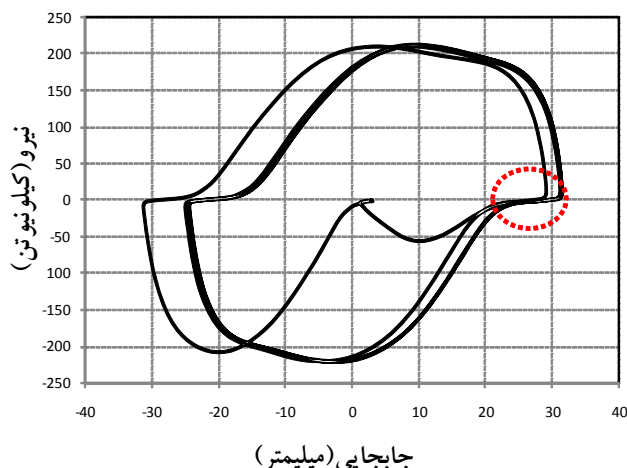
در نمودار (۲) بخشی از نمودار در حداکثر تغییر مکان توسط منحنی خطچینی مشخص شده است، بررسی‌ها نشان می‌دهد که وجود چنین بخشی دارای دو علت می‌باشد، اول، وجود مقدار عمده‌ای حباب هوا و دوم، تغییر حجم بلاوزها به علت افزایش فشار سیال. نحوه‌ی رخداد این تغییر حجم در شکل (۱۰) نمایش داده شده‌است. خطچین‌ها نمایانگر شکل بلاوز در فشار پایین و خطوط پیوسته نیز نمایانگر شکل بلاوز در فشارهای بالا می‌باشند.



شکل (۱۰): تغییر حجم بلاوز تحت اثر فشار سیال

برای مدل کردن این بخش منحنی در مدل کلونین، فرض می‌شود در هنگام تغییر جهت حرکت ابتدا فنری با سختی بسیار پایین درگیر می‌شود که پس از حدود ۱۰ میلیمتر تغییر مکان، فنر کاملاً بسته و یا باز می‌شود و در ادامه فنر و میراگر مدل کلونین بکار می‌افتند. در نهایت اجزای درگیر در رفتار میراگر نمونه در شکل (۱۱) نشان داده شده‌اند.

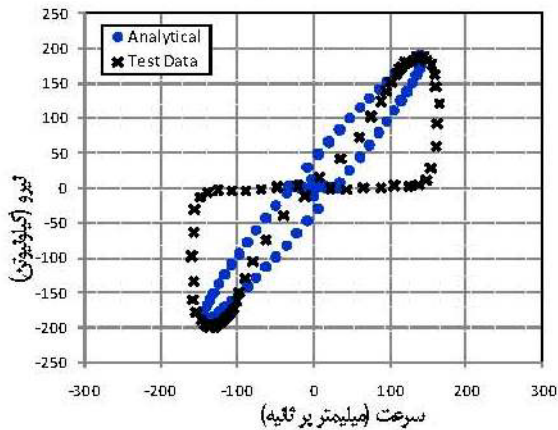
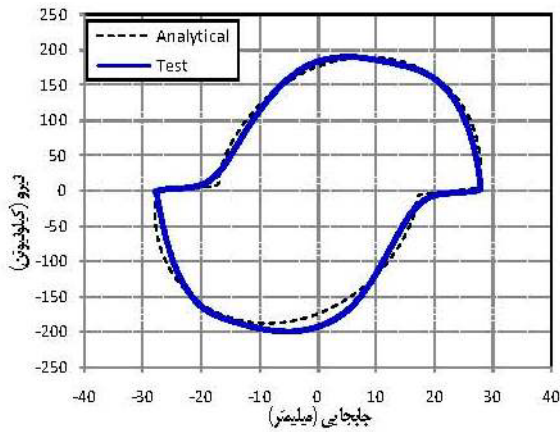
اعمال شده است. بنابراین، برای بررسی آزمایش‌ها فقط از چرخه‌ی میانی بهره گرفته می‌شود.



نمودار (۲): منحنی نیرو-جابجایی حاصل از آزمایش در فرکانس ۱/۱۱۱ هرتز

نخستین گام، آزمایش اصطکاکی بود که چرخه‌ی بارگذاری سینوسی طی یکصد ثانیه طی شده است و به علت آنکه سرعت بارگذاری بسیار پایین می‌باشد، نباید رفتار ناشی از ویسکوزیته در میراگر دیده شود. در این حالت، در صورت وجود اصطکاک در سیستم، مشاهده خواهد شد.

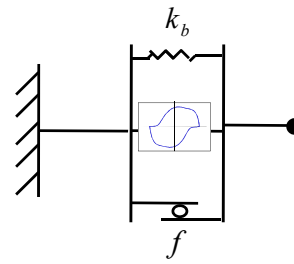
منحنی رفتاری در نمودار (۳) ارایه شده است و همانگونه که مشخص است، در منحنی دو نوع رفتار دیده می‌شود، رفتار اصطکاکی که باعث می‌شود منحنی رفت و منحنی برگشت با یکدیگر اختلاف داشته باشند، همچنین نیرویی هم‌فاز با تغییر مکان وجود دارد که ناشی از فنریت بلاوزها می‌باشد. مقدار نیرو در تغییر مکان صفر، در کشش و فشار در چرخه‌های مختلف به طور متوسط برابر ۱/۲۵ کیلو نیوتن می‌باشد. رفتار فنری به صورت غیرخطی می‌باشد که برای ساده‌سازی، ضریب فنریتی خطی و ثابت در نظر گرفته می‌شود. با استفاده از مقدار ضریب ۰/۱۳ کیلو نیوتن بر میلیمتر، منحنی رفتاری مدل‌سازی شده حاصل از اصطکاک و فنریت بلاوز نیز در نمودار رسم شده است.



نمودار (۴): نمودار نیرو-جابجایی و نمودار نیرو-سرعت، آزمایش ۱ هرترز

جدول (۲): نتایج مدلسازی با استفاده از مدل کلونین

ردیف	آزمایش		مدل کلونین		
	D (mm)	f (cycle/sec)	$\alpha$	C (N.sec/mm)	K(N/mm)
۱	۵۰/۶۷	۰/۳۳۳	۰/۹۳	۱۹۲۰	۲۵۰
۲	۴۲/۵۲	۰/۵	۰/۹۳	۱۸۸۰	۵۰۰
۳	۳۱/۰۶	۰/۸	۰/۹۳	۱۸۳۰	۱۰۰۰
۴	۳۰/۲۵	۱/۰۰	۰/۹۳	۱۸۰۰	۱۴۰۰
۵	۲۷/۶۲	۱/۱۱۱۱	۰/۹۳	۱۸۰۵	۱۶۰۰
۶	۲۴/۱۱	۱/۳۳۳	۰/۹۳	۱۸۰۰	۲۰۵۰



شکل (۱۱): مدلسازی میراگر نمونه و اجزای آن

سختی بلاوزها و  $f$  نیروی اصطکاک بین قطعات می باشد که قبل تر محاسبه شده اند. سختی بلاوز به صورت موازی با هسته می راگر قرار دارد، چرا که تغییر مکان آن با تغییر مکان هسته می راگر یکسان می باشد.

با در نظر گرفتن این توضیحات آزمایش ها توسط مدل کلونین مدلسازی شده اند و نمونه ای از نتایج این مدلسازی در نمودار (۴) برای فرکانس ۱ هرترز ارائه شده اند و نتایج حاصل برای تمامی آزمایش ها در جدول (۲) ذکر شده اند. برای تمامی آزمایش ها در سرعت در تابع نیروی میرایی میراگر خالص برابر ۰/۹۳ انتخاب شده است که با توجه به لزوم همخوانی نمودار تحلیلی و نمودار حاصل از آزمایش نزدیک ترین مقدار می باشد.

همانگونه که در نمودار (۴) مشخص است، منحنی تحلیلی و منحنی حاصل از آزمایش اختلاف دارند، این اختلاف مرتبط به تغییر حجم رخ داده در بلاوزها است که بوسیله فنی با سختی پایین مدل گردید.

همانگونه که در جدول (۲) مشخص است، مقادیر مشخصه در آزمایش های مختلف متفاوت می باشد، بنابراین در نمودار (۵) نیز مقادیر ضریب سختی و ضریب میرایی مدل کلونین در برابر فرکانس بارگذاری ترسیم شده اند و مشاهده می شود که میرایی با افزایش فرکانس بارگذاری کاهش و در مقابل ضریب سختی افزایش می یابد. مشابه این نتیجه در مطالعات محققین مختلفی [۱۱-۱۳] نیز بیان شده است.

## ۸- نتیجه گیری

نمونه میراگر ساخته شده، در طی آزمایش‌ها به حداکثر نیروی ۲۲۴ کیلونیوتن رسید که مقداری قابل توجه و کاربردی برای میراگرهای ویسکوز می‌باشد و همچنین رفتار غیرخطی نیز در آن تا حدودی بدست آمده است.

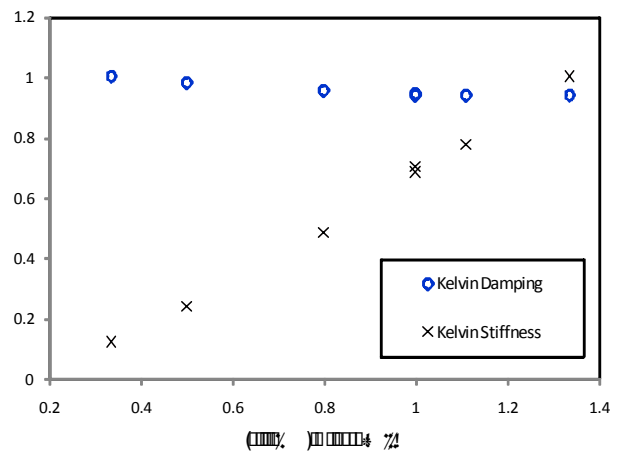
همچنین با توجه به نحوه طراحی آن، نیاز به ساخت قطعات با دقت بسیار بالا نمی‌باشد و همچنین در عمل در صورتیکه سیال درون میراگر به مرور زمان دچار تغییر نشود، نیاز به انجام بازرسی‌های دوره‌ای از بین می‌رود چرا که قطعه‌ای پلاستیکی و رزینی وجود ندارد و آببندی مخازن آن بوسیله جوش بین قطعات حاصل شده است.

در بررسی‌ها نشان داده شد که مشخصه‌های رفتاری میراگر در برابر فرکانس بارگذاری تغییر می‌کنند و در نهایت مقداری متوسط ارایه گردید. چنین به نظر می‌رسد که به جای استفاده از مقدار میانگین به عنوان نماینده‌ی رفتار میراگر در تمامی حالات، مشخصه‌های رفتاری نزدیک به فرکانسی که میراگر در عمل بکار می‌رود، مورد استفاده قرار گیرند و یا اینکه برای آن فرکانس بارگذاری، آزمایش خاصی انجام شود و مشخصه‌های رفتاری تعیین شده، مورد استفاده قرار گیرند.

طی این مطالعه میراگری غیرخطی به صوت نمونه‌ای کاربردی ساخته شده و امید آن است که با توسعه‌ی این میراگر، بخشی از نیازهای کاربردی جامعه‌ی مهندسی کشور به تجهیزات اتلاف انرژی مرتفع گردد.

## تشکر و قدردانی

مولفین کمال تشکر و قدردانی خود را از شرکت ارتعاش میلاد بابت ساخت نمونه میراگر و همچنین از مجموعه‌ی آزمایشگاه سازه پژوهشگاه زلزله شناسی و مهندسی زلزله که در مراحل مختلف آزمایش یاری‌رسان بوده‌اند، ابراز می‌دارند.



نمودار (۵): ضریب سختی و میرایی مدل کلونین در برابر فرکانس

جدول (۳): نتایج مدل‌سازی با استفاده از میرایی معادل

ردیف	آزمایش		میرایی معادل	
	D (mm)	f (cycle/sec)	$W_D$ (kN.mm)	$C_{eq}$ (N.sec/mm)
۱	۵۰/۶۷	۰/۳۳۳	۱۸۸۷۸	۱۱۱۸
۲	۴۲/۵۲	۰/۵	۱۹۴۲۹	۱۰۸۹
۳	۳۱/۰۶	۰/۸	۱۳۹۴۸	۹۱۶
۴	۳۰/۲۵	۱/۰۰	۱۵۷۱۲	۸۷۰
۵	۲۷/۶۲	۱/۱۱۱۱	۱۴۱۱۶	۸۴۳
۶	۲۴/۱۱	۱/۳۳۳	۱۲۱۸۷	۷۹۷

در جدول (۳) مقادیر ضریب میرایی معادل محاسبه شده برای آزمایش‌های مختلف ارایه شده است. نتایج این معادل‌سازی نیز نشان‌دهنده‌ی تغییر مقادیر میرایی در برابر فرکانس بارگذاری می‌باشد.

میانگین نتایج مدل‌سازی توسط این دو روش در جدول (۴) ذکر شده‌اند. باید دقت داشت که در استفاده از مدل کلونین باید فنر اولیه را جداگانه مد نظر قرار داد ولی در استفاده از میرایی معادل نیازی به اینکار نیست.

جدول (۴): میانگین نتایج مدل‌سازی

ردیف	مدل کلونین		میرایی معادل	
	C (N.sec/mm)	k(N/mm)	$C_{eq}$ (N.sec/mm)	
۱	۱۸۳۵/۰	۱۱۷۸/۶	۹۲۶/۳	



10. Craig, Jr., R.R., Kurdila, A.J., 'Fundamentals of Structural Dynamics', John Wiley & Sons; [2006]
11. Constantinou, M.C., Symans, M.D., 'Experimental and Analytical Investigation of Seismic Response of Structures with Supplemental Fluid Viscous Damper', Technical Report NCEER-92-0032; [1992]
12. Sleemah, A.A., Constantinou, M.C., 'Investigation of Seismic Response of Buildings with Linear and Nonlinear Fluid Viscous Dampers', Technical Report NCEER-97-0004; [1997]
13. Yun, H.-B., Tasbighoo, F., Masri, S.F., Caffrey, J.P., Wolfe, R.W., Makris, N., Black, C., 'Comparison of Modeling Approaches for Full-scale Nonlinear Viscous Dampers', Journal of Vibration and Control, Vol.14, No.1-2, pp.51-67; [2008]
1. Skinner, R.I., Robinson, W.H., McVerry, G.H. "An Introduction to Seismic Isolation", J. Wiley & Sons, London.; [1993]
2. Soong, T.T. and Dargush, G.F. "Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering", J. Wiley & Sons, London; [1997]
3. Burton, S.A., Konstantopoulos, I.K., Makris, N., Antsaklis, P.J., 'Modeling the Response of a Fluid Damper: Constitutive Model and Neural Networks', in: Proceedings of 3<sup>rd</sup> IEEE Mediterranean Symposium on New Directions in Control and Automation, Vol.2, pp.375-379; [1995]
۴. پزشکی، ح.، "مطالعات آزمایشگاهی بر روی یک میراگر ویسکوز غیرخطی کنترل‌پذیر برای سازه‌های جداسازی شده‌ی پایه در حوزه‌ی نزدیک"، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد، پژوهشگاه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله؛ [۱۳۸۸]
۵. فروغی‌کیا، ب.، "پیشنهاد، ساخت و آزمایش یک میراگر ویسکوز کنترل‌پذیر با مشخصه‌های نوین"، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد، پژوهشگاه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله؛ [۱۳۸۵]
6. Taylor, D.P., Constantinou, M.C., 'Test Methodology and Procedures for Fluid Viscous Dampers Used in Structures to Dissipate Seismic Energy', Technical Report, Taylor Devices; [1994]
7. Housner, G.W., Bergman, L.A., Caughey, T.K., Chasssiakos, A.G., Claus, R.O., Masri, S.F., Skelton, R.E., Soong, T.T., Spencer, B.F., Yao, J.T.P., 'Structural Control: Past, Present, and Future', Journal of Engineering Mechanics, Vol.123, No.9, pp. 897-971; [1997]
8. Symans, M.D., Charney, F.A., Whittaker, A.S., Constantinou, M.C., Kircher, C.A., Johnson, M.W., McNamara, R.J., 'Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments', Journal of Structural Engineering, Vol.134, No.1, pp.3-21; [2008]
9. Terenzi, G., 'Dynamics of SDOF Systems with Nonlinear Viscous Damping', Journal of Engineering Mechanics, Vol.125, No.8, pp.956-963; [1999]





# طراحی و مدل سازی سیستم نوین جذب انرژی زلزله با استفاده از هیبرید اصطکاک-تسلیم فولاد در قابهای فولادی مهاربندی شده (۱)

سید بهرام بهشتی اول<sup>۱</sup>، حمید رضا ماه بانویی<sup>۲</sup>  
(دریافت: ۸۹/۷/۷، پذیرش: ۸۹/۹/۲۲)

## چکیده

در این مقاله ترکیب جدیدی از میراگرهای اصطکاک-تسلیم فولاد و روش طراحی آن در مرکز یک سیستم مهاربندی متقاطع برای استهلاک انرژی ورودی زلزله معرفی میشود. به علت داشتن مکانیزمهای ساده و عدم نیاز به مصالح و تکنولوژی خاص در مقایسه با دیگر سیستمهای استهلاک انرژی، سیستم پیشنهادی می تواند به عنوان یکی از روشهای مناسب و کارا برای بهبود عملکرد لرزه ای سازه های موجود محسوب گردد. مزیت تمرکز خرابی در حلقه، امکان کاربرد آن را در بهسازی ساختمانهای بادبندی لاغر موجود که بر اساس نیروهای کششی طراحی شده اند، ممکن می سازد. امکان تعویض ساده و سریع آن پس از تحمل خرابی در یک زلزله بزرگ از دیگر مزایای این سیستم می باشد.

## کلمات کلیدی

میراگر حلقوی، میراگر اصطکاک، تحلیل دینامیکی غیر خطی

## Design & Modeling of a Novel Energy Dissipated Device Using Hybrid Friction-Yielding Damper in the Steel Braced Frames

S. B. Beheshti-Aval, H.R. Mahbanoui.

### ABSTRACT

In this paper, the hybrid friction-yielding damper in the center of X-braced steel frame for dissipating seismic energy and its design methodology are introduced. Due to their relative simplicity and easy application with no need for any special material or technology, this high performance system have gained more attention compared to other means of energy dissipation devices. The advantage of failure localization at circular damper cause this system can be used for rehabilitation of existing building whose slender braces designed based on tension forces only. Possibility of Prompt installation of new ones after strong earthquake is another advantage of this simple system.

### Key words

Circular Damper, Friction Damper, Nonlinear Dynamic Analysis

۱. استاد یار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیر الدین طوسی، beheshti@kntu.ac.ir

۲. دانش آموخته کارشناسی ارشد زلزله، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیر الدین طوسی، mahbanoui@yahoo.com



وقوع زلزله اقدام به جذب و اتلاف انرژی می‌کنند. این جذب انرژی با استفاده از روشهای مختلفی نظیر میرایی ویسکوز ناشی از لزجت سیال، جاری شدن یک فلز نرم، اصطکاک دو فلز روی هم و... صورت می‌گیرد. استفاده از سیستمهایی که به المانهای جذب انرژی مجهز هستند؛ کارایی بسیار مناسب و مؤثری در کنترل پاسخ لرزه‌ای سازه‌های قابی نشان می‌دهند.

یکی از معروف ترین مکانیسمهای اتلاف انرژی داخلی یک سازه از طریق تسلیم مواد فلزی است. پژوهش های انجام یافته منجر به ارائه سیستمهای مختلفی شده است [۱-۳]. دستگاههای معروف در این مجموعه شامل دستگاه ADAS به شکل ساعت شنی [۴] و نوع دیگر آن TADAS به شکل مثلث [۵]، و مهاربند مقاوم در برابرکمانش می باشد [۶]. این وسایل به طور عمده برای به هم پیوستگی و یکپارچگی سیستم مهاربندی قابهای سازه‌ای طراحی می شوند. سیستمهای دیگری برای اتصال بین تیرها و ستونها در سازه ابداع گردیدند [۷].

از جمله سیستم های نوین کنترل غیر فعال، ترکیب دستگاه کنترل غیر فعال (HPCD) می‌باشد که شامل میراگر لاستیکی بوده که به صورت سری با مهاربند مقاوم در برابر کمانش نصب می شود [۸]. همچنین نتایج آزمایشگاهی سیستم HPCD بیانگر قابلیت بالای اتلاف انرژی سیستم مورد نظر می باشد [۹].

## ۲- میراگرهای تسلیمی مرکزی با اتصال صلب به مهاربند (YDBF)

یکی از روشهای مناسب و مؤثر به منظور کاهش خسارات ناشی از زلزله، استفاده از میراگرهای جاری شونده میانی در اعضای مهاربندی است. در هنگام وقوع زلزله، این میراگرها به صورت « فیوز » عمل نموده و از خسارت به المانهای اصلی سازه نظیر ستونها جلوگیری می کنند. از آنجا که رفتار غیرخطی YDBF بر پایه فولاد شکل پذیر است؛ میراگر تسلیمی میانی منحنی‌های هیستریزس را بهبود می بخشد و حلقه هیستریزس آنها نسبتاً پهن و پایدار است. شکل (۱-الف) به صورت شماتیک، یک قاب یک طبقه را نشان می‌دهد که در تقاطع بادبندها، یک قاب داخلی

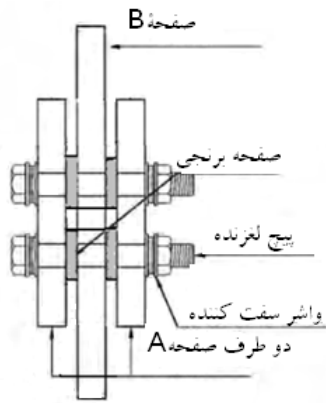
پژوهش و گسترش کنترل غیر فعال سازه در برابر تحریکات زلزله در سه دهه گذشته پیشرفت قابل توجهی داشته است. سیستم‌های کنترل غیر فعال همیشه به عنوان سیستم‌های اتلاف انرژی شناخته شده، روشی ارزان و مؤثر برای کاهش خطر زلزله به سازه در نظر گرفته شده اند. با تخصیص دستگاه های اتلاف انرژی در سازه قسمت زیادی از انرژی داخلی ناشی از باد و یا زلزله اتلاف میشود. بدین سان خرابی سازه حداقل می‌گردد.

در روشهای مرسوم، ساختمان با استفاده از ترکیبی از سختی و قابلیت شکل پذیری در برابر زلزله از خود مقاومت نشان می‌دهد. مقدار میرایی در این قبیل ساختمانها بسیار کم است؛ از این رو انرژی تلف شده در محدوده رفتار الاستیک سازه بسیار ناچیز است. در هنگام زلزله های قوی، این ساختمانها بعد از محدوده رفتار الاستیک، تغییر مکانهای زیادی متحمل می‌شوند و فقط بواسطه چگونگی قابلیت تغییر مکان غیرالاستیک خود پایدار باقی می‌مانند. این تغییر مکانهای شدید موجب بوجود آمدن مفاصل پلاستیک به صورت موضعی در نقاطی از سازه می‌گردند؛ که خود موجب افزایش شکل پذیری و همچنین افزایش جذب انرژی می‌گردد. از آنجایی که بسیاری از این تخریبهها، در اعضای اصلی سازه، مانند ستونها و تیرها رخ می‌دهد؛ لذا هزینه تعمیر بالایی به سازه تحمیل می‌گردد.

در دو دهه اخیر، به منظور رفع مشکلات روشهای رایج، مطالعات وسیعی در زمینه سیستمهای کنترل غیرفعال سازه ها انجام شده و طرحهای متنوعی نیز ارائه شده است. یکی از روشهایی که با اقبال خوبی مواجه شده است، استفاده از اعضای ویژه با قابلیت جذب انرژی بالا در سیستمهای مهاربندی می باشد تا با روشی مؤثر، انرژی ورودی به سازه را کنترل نماید. عملکرد این سیستمها به گونه‌ای است که با انجام تغییرشکل‌های ویژه و اعمال مکانیکی خاص، موجب اتلاف انرژی زیادی شده و در نتیجه به اعضای اصلی سازه نیروی زیادی وارد نمی‌شود. در این روش سیستمهای مکانیکی خاصی در سازه جاسازی می‌گردد که در هنگام





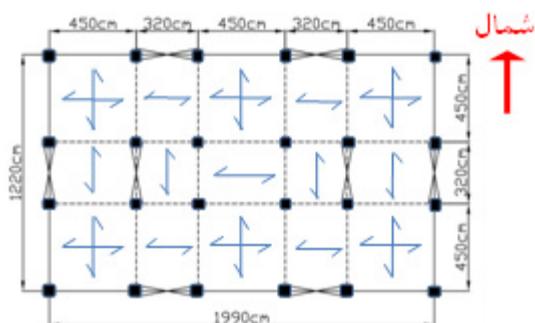


ج) مقطع عرضی میراگر اصطکاکی

شکل (۵): میراگر اصطکاکی و حلقوی (سیستم هیبرید اصطکاکی-تسلیم فلز)

### ۵- طراحی سیستم قاب ساده مهاربندی به همراه میراگر حلقوی و اصطکاکی

در اینجا فرآیند طراحی سیستم ترکیبی فوق در قالب طراحی یک ساختمان پنج طبقه فولادی با پلان نشان داده شده در شکل (۶) که ابعاد آن  $19.90m \times 12.20m$  بوده و ارتفاع طبقات  $3.2m$  است، توضیح داده می‌شود. سیستم باربر جانبی، سیستم ترکیبی مهاربند-میراگر حلقوی و اصطکاکی است که به اختصار FYDBF نامیده می‌شود و محل قرارگیری آن در شکل (۶) نشان داده شده است. بطوریکه مشاهده می‌شود، در هر راستا چهار عدد از سیستم مذکور قرار گرفته است که در اینجا به عنوان نمونه، سیستم واقع در طبقه همکف را طرح می‌نماییم.

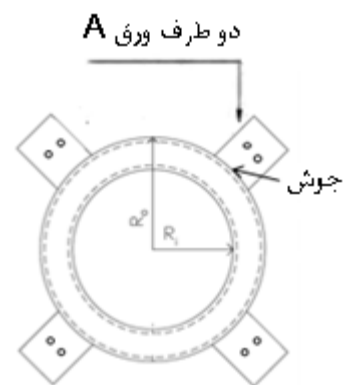


شکل (۶): پلان سازه

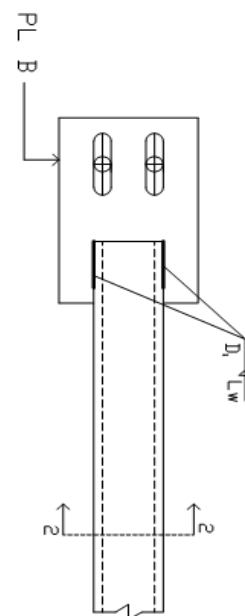
قاب ساده مهاربندی برای بارثقلی و ۲۵ درصد بار زلزله

شونده را در زلزله های کوچک تا متوسط مرتفع می‌نماید. این سیستم شامل میراگر حلقوی بخش (۳)، در مرکز یک قاب ساده مهاربندی شده قرار گرفته و توسط اتصال اصطکاکی به مهاربند متصل می‌گردد. به عبارت دیگر سیستم ترکیبی میراگرهای اصطکاکی و حلقوی همان سیستم شکل (۳) بوده که بجای حلقه مربعی، حلقه با مشخصات بخش (۳) و بجای اتصال مفصلی حلقه مربعی به بادبند، از اتصال اصطکاکی استفاده می‌شود.

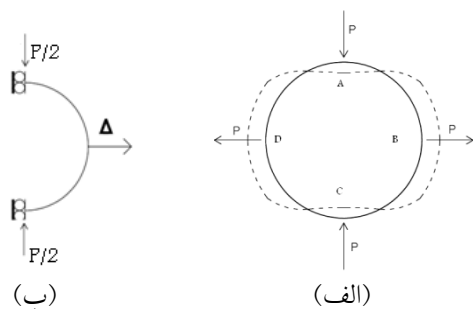
شکل (۵) اجزاء سیستم میراگر حلقوی و اصطکاکی را نشان می‌دهد.



الف) نمای صفحه‌ای اتصال



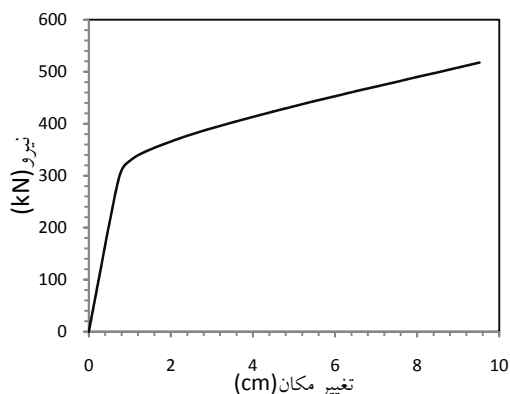
ب) اتصال میراگر اصطکاکی به مهاربندها



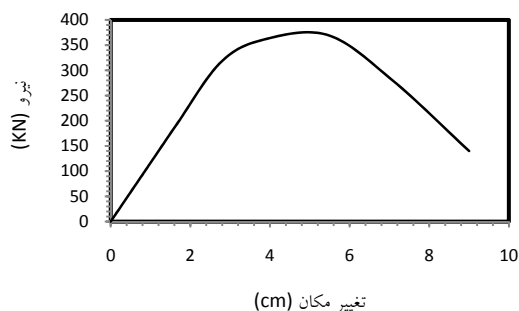
شکل (۷): نیروهای وارد شده و شرایط تکیه گاهی میراگر با استفاده از تقارن

جدول (۱): ابعاد میراگر حلقوی

قطر میراگر (cm)			سطح مقطع (cm <sup>2</sup> )	ممان اینرسی (cm <sup>4</sup> )
داخلی	متوسط	خارجی		
۷۰	۸۰	۹۰	۴۸۸	۸۰۰.۲۷



شکل (۸): منحنی نیرو- تغییر مکان حلقه در جهت تغییر مکان کششی



شکل (۹): منحنی نیرو- تغییر مکان حلقه در جهت تغییر مکان فشاری

طرح می‌نماییم. تحلیل و طراحی اولیه توسط نرم افزار SAP 2000 ver 11 انجام گرفته است. بر اساس نتایج حاصل از تحلیل مدل، ستونها از پروفیل IPB240، تیر از پروفیل IPB180 و برای بادبند ها از پروفیل BOX180×100×5.6 با سطح مقطع  $A = 30\text{cm}^2$  استفاده می شود. در ضمن تحلیل دینامیکی و استاتیکی غیر خطی توسط نرم افزار ANSYS(ver.12) انجام می‌شود. در یک طراحی ارتجاعی اولیه انتخاب سختی حلقه بر اساس انتخاب نسبت سختی آن به بادبند می‌تواند باعث تسریع در انتخاب مشخصات حلقه گردد. در اعضاء فلزی سختی و مقاومت در یک راستا می‌باشند. سختی میراگر حلقوی باید به نحوی تعیین شود تا میراگر قبل از سایر اعضاء اصلی وارد ناحیه غیر خطی شود در بسیاری از مراجع نسبت سختی مهاربند به میراگر برابر ۲ پیشنهاد می‌شود [۱۱]. با توجه به سختی مهاربند ها ( $K_b = 139073\text{ kN/m}$ ) و با در نظر گرفتن مقدار  $K_b/K_d = 2$ ، مقدار  $K_d$  (سختی میراگر حلقوی)  $K_d = 69537\text{ kN/m}$  انتخاب می‌شود.

#### ۵-۱- طرح میراگر حلقوی

برای محاسبه سختی و مقاومت میراگر حلقوی می‌توان از تقارن همانطور که در شکل (۷) نشان داده شده، استفاده نمود همچنین با اعمال تغییر مکان واداشته فشاری مقاومت کمانش حلقه محاسبه می‌شود. اشکال (۸) و (۹) به ترتیب منحنی نیرو- تغییر مکان حلقه با اعمال تغییر مکان واداشته کششی و فشاری را نشان می‌دهند. و جدول (۱) ابعاد انتخابی متناظر با سختی میراگر حلقوی را معرفی میکند. به سبب ممانعت از کمانش موضعی و امکان جذب حداکثری انرژی توسط تسلیم فولاد مقاطع انتخابی باید مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان شرایط مقاطع فشرده را داشته باشد [۱۲]. با توجه به شکل (۸) و (۹) مقاومت تسلیم و مقاومت کمانشی حلقه به ترتیب 320kN و 370kN انتخاب می‌شوند.



شعاع حلقه نسبت عکس دارد. همچنین با توجه به محاسبه لنگر ماکزیمم در حلقه طبق رابطه (۲) با توجه به این که جهت امکان تسلیم حلقه، مقاومت تسلیم حلقه باید از بارلغزش کمتر باشد تا حلقه و سیستم اصطکاکی با هم در استهلاک انرژی زلزله سهیم باشند، بنابراین حداکثر مقدار بار وارده بر حلقه (P) باید برابر بارلغزش ( $F_S$ ) باشد، بنابراین لنگر ماکزیمم در رابطه (۲) به صورت رابطه (۴) بیان میشود.

$$M_{max} = f_s R / 2 \quad (4)$$

با توجه به محاسبه لنگر ماکزیمم و استفاده از رابطه تنش می توان اساس مشخصه مقطع حلقه (S) را طبق رابطه (۵) محاسبه نمود و از آن ابعاد حلقه را بدست آورد.

$$S = M_{max} / \sigma_y \quad (5)$$

با توجه به رابطه (۴) و (۵) می توان ابعاد حلقه را با آزمون و خطا محاسبه نمود.

#### ۵-۲- محاسبه بار لغزش بهینه :

#### ۵-۲-۱- مدل سازی المان اصطکاکی :

در این قسمت برای اضافه نمودن میراگر اصطکاکی در اتصال حلقه به بادبند ها از المان تماسی COMBIN-40 استفاده می شود نمودار نیرو-تغییر مکان المان اصطکاکی مورد نظر در شکل (۱۱) نشان داده می شود .

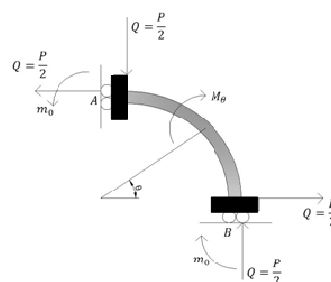
است که همراه با درز به صورت سری جفت می شود.

ترکیب المان در شکل (۱۲) نشان داده می شود. المان با دو گره تعریف می شود، دو ثابت فنر  $K_1$  و  $K_2$ ، ضریب میرایی C، جرم M، اندازه درز، و محدودیت بار لغزش FSLIDE (Force) [۱۳].

با انتخاب  $300KN$  برای بار لغزش، و با توجه به بینهایت بودن سختی  $K_1$  با تقریب،  $K_1 = 9 \times 10^8 \text{ kN/m}$  و  $K_2 = 0$  انتخاب می شوند .

در شکل (۱۳) رفتار پارامتری نشان داده شده است.

لازم به ذکر است برای محاسبه سختی حلقه دایروی به شعاع R کافی است با توجه به تعریف سختی که عبارت است از نیروی لازم در یک نقطه از سازه برای ایجاد تغییر مکان واحد متناظر با نیرو در آن نقطه از سازه استفاده نمود. با توجه به تغییر شکل حلقه همانطور که در شکل (۷) نشان داده می شود چرخش نقاط C, B, A و D صفر می باشد. با استفاده از تقارن سازه و بارگذاری می توان لنگر در این نقاط را همانطور که در شکل (۱۰) نشان داده می شود مطابق رابطه (۱) محاسبه نمود. با صرف نظر از تغییر شکل محوری سختی حلقه در نقطه B در راستای افق به کمک قضیه دوم کاستیگلیانو به شکل رابطه (۳) برآورد می گردد.



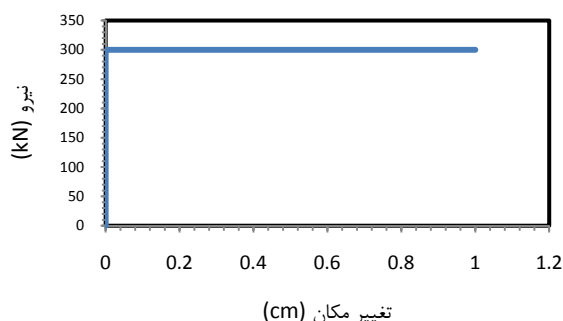
شکل (۱۰): عکس العمل های تکیه گاهی

$$M_\theta = \frac{P}{2} \times R \sin \theta + \frac{P}{2} \times R (1 - \cos \theta) - m_0 \quad (1)$$

$$m_0 = PR/2 \quad (2)$$

$$K_B^H = \frac{16 EI}{5\pi - 8 R^3} \quad (3)$$

همانطور که از رابطه (۳) مشاهده می شود سختی حلقه با مدول الاستیسیته و ممان اینرسی نسبت مستقیم و با مکعب



شکل (۱۱): نمودار نیرو-تغییر مکان اتصال اصطکاکی

این المان ترکیب فنر-لغزنده و میراگر به صورت موازی

ایی

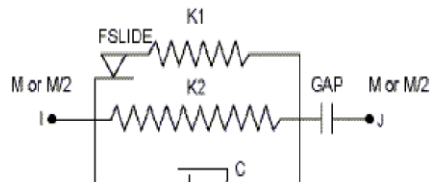
### ۵-۲-۲- انتخاب بار لغزش بهینه

با انجام چند تحلیل دینامیکی غیر خطی سیستم قاب FYDBF و انتخاب مقادیر مختلف بار لغزش و مقایسه پاسخ تغییر مکان ها به طوری که بار لغزش از مقدار 300KN شروع و به مقدار 1000KN ختم شود، مقدار بار لغزش بهینه با آزمون و خطا محاسبه میشود. در اینجا این بار متناظر با کاهش حداکثر تغییر مکان بام انتخاب شده است که می تواند معیار مناسبی برای کاهش کنشهای داخلی قاب باشد.

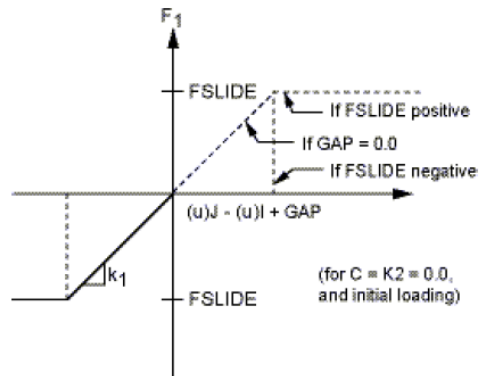
قبل از انجام تحلیل دینامیکی باید توجه کرد بار لغزش از مقاومت تسلیم حلقه کمتر نشود تا حلقه تسلیم شده و هردو سیستم اصطکاکی و حلقوی با هم کار کنند بنابراین در این مرحله کنترل میشود بار لغزش از مقاومت تسلیم حلقه بیشتر باشد. همانطور که در جدول (۳) مشاهده میشود مقدار بار لغزش بهینه 600KN بوده که از مقاومت تسلیم حلقه که با توجه به شکل (۱۲) 320KN می باشد بزرگ تر است.

در این تحقیق از آنجا که هدف توضیح فرآیند طراحی می- باشد فقط از رکوردهای ۳ زلزله مختلف جهت انجام تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی مطابق جدول (۲) مورد استفاده قرار گرفته اند.

کلیه شتاب نگاشت ها در ایستگاه های با خاک سخت از نوع B با بزرگا و فاصله تا ایستگاه مشابه با توجه به دسته بندی آیین نامه NEHRP انتخاب شده اند

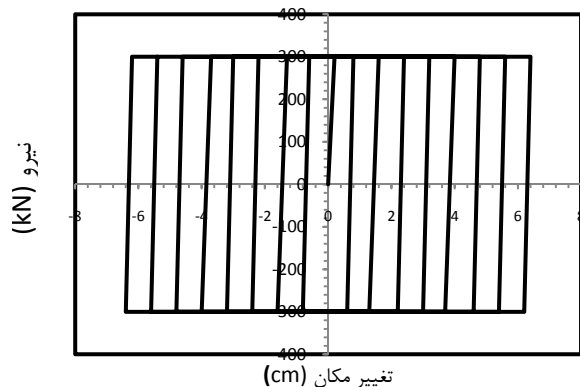


شکل (۱۲): مشخصات combin40 [۱۳]



شکل (۱۳): رفتار combin40 [۱۳]

برای آنکه از عملکرد المان اصطکاکی مورد نظر جهت استفاده در سیستم ترکیبی از میراگرهای اصطکاکی و حلقوی اطمینان حاصل شود، المان مذکور تحت بارگذاری جانبی چرخه ای قرار داده می شود که حلقه های پسماند بدست آمده نشان از انتخاب صحیح این المان به عنوان میراگر اصطکاکی در سیستم مورد نظر دارد (شکل ۱۴).



شکل (۱۴): نمودار نیرو-تغییر مکان بار گذاری چرخه

جدول (۲): مشخصات رکوردهای مورد استفاده

NO	Earthquake	Year	Magnitude	Duration(s)	PGA(g)	Station	Scale
1	El Centro	1940	6.95	40	0.313	El Centro Array#9	1.118
2	Tabas	1978	7.4	32	0.688	Tabas	0.51
3	Gazli,USSR	1976	6.8	16.3	0.608	Karakyr	0.576

جدول (۳): محاسبه بار لغزش بهینه (تغییر مکان (cm) و بار لغزش (kN))

زلزله السسترو		زلزله Gazli		زلزله طبس	
بار لغزش	تغییر مکان	تغییر مکان	تغییر مکان	تغییر مکان	تغییر مکان
300	5.3	5.03	5.2	5.2	5.2
350	4.8	4.9	4.8	4.8	4.8
400	4	4.1	4.3	4.3	4.3
450	3.5	3.42	3.6	3.6	3.6
500	2.86	2.1	2	2	2
550	1.98	1.2	1	1	1
600	1.5	0.9	1.24	1.24	1.24
650	1.2	1.3	1.4	1.4	1.4
700	1.8	1.6	1.81	1.81	1.81
750	3.6	3.4	3.7	3.7	3.7
800	4.1	4.5	4.3	4.3	4.3
850	4.76	5	4.9	4.9	4.9
900	4.91	5.01	5.2	5.2	5.2
950	5.7	5.43	5.6	5.6	5.6
1000	5.9	5.5	5.8	5.8	5.8

قاب (A) نامگذاری می شود و قاب دوم با دهانه ۴.۵ متر و ارتفاع ۳ متر به عنوان قابی با نسبت ارتفاع به دهانه  $(H/L < 1)$  که در شکل (۱۵-ب) نشان داده می شود و قاب (B) نامیده می شود، انتخاب می شوند.

۶- طراحی اولیه مدل های سازه ای جهت مطالعه پارامتریک دو نوع قاب، قاب اول با دهانه ۴ متر و ارتفاع ۴.۵ متر به عنوان نماینده گروه قاب ها با نسبت ارتفاع به دهانه  $(H/L > 1)$  که در شکل (۱۵-الف) نشان داده می شود و



برابر IPB200 ، IPB180 و برای مهاربندها از  $40 \times 40 \times 4$  BOX استفاده می شود.

طراحی قاب ها به گونه ای انجام شده که المان تسلیم شونده (میراگر حلقوی) با بروز زلزله های متوسط و شدید قابلیت ورود به ناحیه غیر ارتجاعی را داشته باشند.

گام ۲- محاسبه  $(K_b)$  :

سطح مقطع مهاربند ها برای هر دو قاب (A) و (B) برابر  $A = 60 \text{ cm}^2$  می باشد. رابطه (۷) سختی مهاربند را بیان میکند.

$$K_b = \frac{2EA}{L} \cos^2 \alpha \quad (۷)$$

$K_b$  توسط رابطه (۷) برای قاب (A) و (B) به ترتیب برابر  $94853 \text{ KN/m}$  و  $60465 \text{ KN/m}$  محاسبه میشود .

گام ۳- محاسبه  $(K_d)$  :

با در نظر گرفتن مقدار  $B/D = 2$  ، مقدار  $K_d$  برای قاب (A) و (B) به ترتیب برابر  $47426 \text{ KN/m}$  و  $30232 \text{ KN/m}$  محاسبه میشوند.

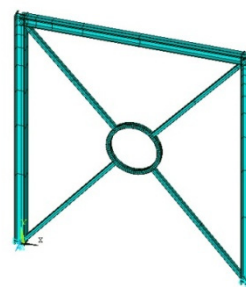
با روش سعی و خطا ابعاد میراگر حلقوی قاب (A) و (B) به ترتیب در جدول (۴) و (۵) که برابر سختی  $49276 \text{ KN/m}$  و  $39160 \text{ KN/m}$  می باشد، نشان داده می شود.

جدول (۴): ابعاد میراگر حلقوی قاب (A)

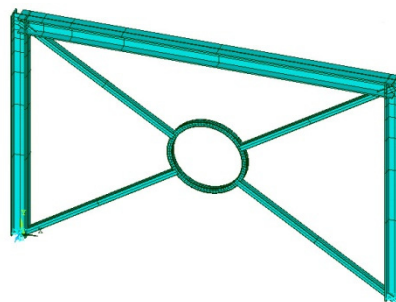
ضخامت (cm)			بعدمقطع (cm)		قطر میراگر (cm)	
بال	جان	عرض	ارتفاع	خارجی	متوسط	داخلی
۰.۵	۰.۶	۷	۷	۹۷	۹۰	۸۳

جدول (۵): ابعاد میراگر حلقوی قاب (B)

ضخامت (cm)			بعد قطع (cm)		قطر میراگر (cm)	
بال	جان	عرض	ارتفاع	خارجی	متوسط	داخلی
۰.۶	۰.۸	۶	۶	۹۶	۹۰	۸۴



الف) نوع (A)



ب) نوع (B)

شکل (۱۵) شمای قاب های مورد مطالعه

گام اول- بارگذاری و طراحی اولیه

طول بارگیر هرکدام از قابها ۵ متر و میزان بار زنده و مرده کف طبقات مطابق مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان به ترتیب  $200 \text{ kg/m}^2$  و  $550 \text{ kg/m}^2$  انتخاب می شود [۱۴]. سیستم سازه ای انتخاب شده از نوع قاب خمشی مهاربندی شده می باشد . بار گذاری لرزه ای قابها مطابق ویرایش سوم آیین نامه ۲۸۰۰ ایران با پارامترهای  $I=1, A = 0.35, R = 7, B=2.5$  انجام شده است.

ضریب زلزله توسط رابطه (۶) محاسبه می شود :

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.35 \times 2.5 \times 1}{7} = 0.125 \quad (۶)$$

طراحی قابها AISC-ASD89 توسط نرم افزار SAP 2000 ver 11 انجام می شود

با توجه به طراحی انجام شده مقاطع تیر و ستونها و بادبند ها برای قاب (A) به ترتیب برابر IPB160 ، IPB180 و برای مهاربندها از  $40 \times 40 \times 4$  BOX و برای قاب (B)



گام ۴- محاسبه بار لغزش بهینه :

قاب (A) و (B) که با توجه به اشکال (۱۶) و (۱۷) به ترتیب 380KN و 330KN محاسبه می‌شوند بیشتر و از مقاومت تسلیم و کمانشی بادبندها کمتر می‌باشند [۱۶].

برای محاسبه بار لغزش بهینه رکورد زلزله السنترو به سازه اعمال میشود و بار لغزش بهینه مطابق جدول (۶) برای قاب (A) و (B) به ترتیب برابر 400KN و 350KN انتخاب می‌شوند. که این مقدار از مقاومت تسلیم حلقه

جدول (۶): محاسبه بار لغزش بهینه (تغییر مکان (cm) و بار لغزش (kN))

زلزله السنترو		
قاب (A)		قاب (B)
بار لغزش	تغییر مکان	تغییر مکان
50	4.51	4.1
100	4.33	3.76
150	3.54	3.21
200	2.75	2.67
250	1.95	1.98
300	1.54	1.34
350	1.21	1.12
400	0.942	1.56
450	1.34	1.89
500	1.47	2.12
550	2.43	2.56
600	2.76	2.96
650	3.65	3.67
700	4.23	3.85
750	4.9	4.6
800	5.01	4.93
850	5.2	5.27
900	5.32	5.34
950	5.35	5.48
1000	5.43	5.51



نسبت به مشخصات مقطع بر سختی حلقه دارد.

۲- کاربرد همزمان اصطکاک و تسلیم فلز در سیستم FYDBF نسبت به سیستم تنها جذب انرژی توسط تسلیم فلز (YDBF)، امکان کاربرد آنرا در زلزله های ضعیف تا متوسط و عدم کمانش بادبند را تضمین می نماید.

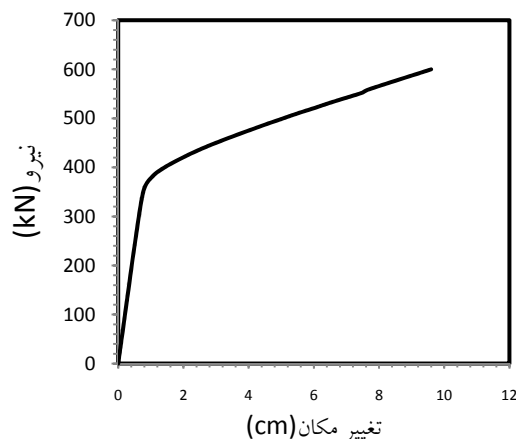
۳- این سیستم نه تنها برای طراحی ساختمانهای جدید مناسب می - باشد بلکه به جهت تمرکز خرابی در حلقه و امکان تعویض آن پس از یک زلزله قوی برای بهسازی ساختمانهای موجود نیز مناسب می باشد.

۴- ضعف بسیاری از ساختمانهای موجود بادبندی شده که بر اساس فرض تحمل کشش در اعضا مهاربندی طراحی شده اند، می تواند با کاربرد این سیستم مرتفع شود.

۵- سهولت اجرا و هزینه پایین سیستم پیشنهادی، امکان کاربرد وسیع آن را در کشور فراهم می آورد.

#### ۹-مراجع

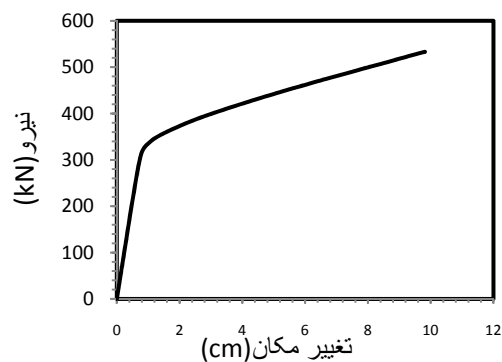
1. Boardman PR, Wood BJ, Carr AJ. Union House-A cross braced structure with energy dissipaters. Bulletin of the new Zealand Nation Society for Earthquake Engineering 1983;16(2).
2. Martines-Romero E. Experience on the use of supplemental energy dissipaters on building structures. Earthquake spectra 1993;9(3):581-625.
3. perry CL, Fierro EA, Sedarat H, Scholl RE. Seismic upgrade in San Francisco using energy dissipation devices. Earthquake spectra 1993;9(3):559-79.
4. Bergman DM, Goel SC. Evaluation of cyclic testing of steel plate devices for added damping and stiffness. Report no. UMCE87-10. Ann Arbor (MI,USA): The University of Michigan; 1987.
5. Tsai K, Chen H, Hong C, Su Y. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. Earthquake Spectra 1993;9(3)505-28.
6. Clark PW, Aieken ID, Tajirian F, Kasai K, Ko E, Kimura I. Design procedures for building incorporating hysteretic damping devices. In: Proc. Int. post-Smi RT conf. seminar on seismic isolation. Passive energy dissipation and active control of structures, 1999.
7. Koetaka Y, Chuship P, Zhang Z, Ando M, Suita K, Inoue K, et al. Mechanical property of beam-to-column moment connection with hysteretic dampers for column weak axis. Engineering Structures 2005; 27:109-17.
8. Justin D. Marshall , Finley A. Charney , “ A



شکل (۱۶) منحنی نیرو-تغییر مکان حلقه قاب (A)

سختی و مقاومت حلقه ها با انجام آنالیز کششی و فشاری تک آهنگ بر حلقه ها قابل برآورد می باشد.

همانطور که از شکل (۱۶) مشاهده می شود سختی میراگر برابر  $47427 \text{KN/m}$  و مقاومت تسلیم حلقه  $380 \text{KN}$  انتخاب می شوند.



شکل (۱۷) منحنی نیرو-تغییر مکان حلقه قاب (B)

همانطور که از شکل (۱۷) مشاهده می شود سختی میراگر برابر  $30232 \text{KN/m}$  و مقاومت تسلیم حلقه  $330 \text{KN}$  انتخاب می شوند.

#### ۹-نتیجه

۱- شعاع میراگر حلقوی تاثیر بسیار بیشتری (با توان سوم)

hybrid Passive control device for steel structures, I: Development and analysis, ” Journal Of Construction Steel Research 66(2010) 1278-1286.

9. Justin D. Marshall , Finley A. Charney , “ A hybrid Passive control device for steel structures, II: Physical testing, ” Journal Of Construction Steel Research 66(2010) 1278-1294.

10. Ciampi, V., Ferretti, SA. 1990. ‘Energy dissipation in building using special bracing systems,’ Proceeding of 9th European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3, Moscow, 9-1

۱۱- مالک، شاهرخ؛ معرفی یک سیستم میراگر غیر فعال نوین و مقایسه آن با میراگر موسوم به TADAS. اولین همایش بین المللی مقاوم سازی لرزه ای.

۱۲- مقررات ملی ساختمان ، مبحث دهم : طرح و اجرای ساختمانهای فولادی ، ۱۳۸۷

### 13. Ansys Documentation

۱۴- مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم: بارهای وارد بر ساختمان ، ۱۳۸۰

۱۵- آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد ۸۴-۲۸۰۰ ، ویرایش سوم ، ۱۳۸۴

۱۶- بهشتی اول، سید بهرام و ماه بانویی، حمیدرضا؛ طراحی معرفی و کاربرد سیستم نوین جذب انرژی زلزله با استفاده از هیبرید اصطکاک-تسلیم فولاد. اولین کنفرانس ملی سازه و فولاد و دومین کنفرانس کاربرد فولادهای پر استحکام در صنعت سازه.





# گسترش روش کانی برای تحلیل قابهای دوگانه

محمد رضایی پژند<sup>۱</sup>، احمد آفتابی ثانی<sup>۲</sup>  
(دریافت: ۸۸/۱۰/۱۵، پذیرش: ۸۹/۳/۲۲)

## چکیده

روش کانی، یک شیوه ساده و قدرتمند برای تحلیل قابهای خمشی ساختمانی است که در دهه پنجاه میلادی به وجود آمد و از پیشرفت شایانی برخوردار گردید. این روش برخلاف فن پیشین تحلیل قابها (شیوه پخش لنگر)، توانایی در نظر گرفتن همزمان لنگرهای ناشی از انتقال جانبی طبقه‌ها و دوران گره‌ها را دارد. از این روش شیوه کانی، راهکاری مناسب و کم‌هزینه برای تحلیل قابهای با انتقال جانبی است. در این نوشتار، فرآیند کانی برای قابهایی که افزون بر عملکرد خمشی تیرها و ستونهای خود، از سامانه‌های مهاربندی جانبی برای مقابله با نیروهای افقی سود می‌جویند، گسترش می‌یابد. همچنین پس از رابطه‌سازی، با درج چند مثال ساده و مقایسه نتایج با روش مطمئن تحلیل ماتریسی، کارایی روش آزموده می‌شود.

## کلمات کلیدی

روش کانی، قابهای خمشی ساختمانی، مهاربند جانبی

## Extending Kani Method for Analysis of Braced Frames

Mohammad Rezaiee-Pajand, Ahmad Aftabi Suny

### ABSTRACT

Kani method is a simple and robust tactic for analysis of building frames, which was proposed on 1950s and has been progressed substantially, so far. In contrast to the moment distribution approach, this technique can take into account the lateral transitions as well as nodal rotations of frames simultaneously. Based on this ability, Kani method is a suitable and cheap strategy for analysis of frame structure with the lateral shift. In this paper, Kani technique is extended to analyze braced frames to withstand lateral forces. The proposed formulation is utilized to solve some numerical problems. For the sake of the comparison, the results are also checked by matrix structural analysis method.

### Keywords

Kani Method, Bending Frames, Lateral Bracing

۱. استاد گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد. [mrpajand@yahoo.com](mailto:mrpajand@yahoo.com) (نویسنده مسئول)

۲. گروه عمران دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد



در این نوشتار، به گسترش و رابطه‌سازی روش کانی برای قابهای خمشی مهاربندشده (قابهای دوگانه) پرداخته می‌شود. در آغاز، پایه‌های روش مزبور و همچنین فرآیند آن در تحلیل قابهای بدون انتقال جانبی یادآوری می‌گردد. در ادامه، رابطه‌های موردنیاز برای تحلیل قابهای دوگانه درج می‌شود. سرانجام پس از کامل شدن رابطه‌سازی، به یاری چند نمونه عددی که هم به یاری روش پیشنهادی و هم با استفاده روش شناخته‌شده تحلیل ماتریسی حل می‌شوند، درستی رهیافت پیشنهادی نمایان می‌گردد.

## ۲- پایه‌های روش کانی

فن کانی یک روش ضریبهای پیاپی است که لنگرهای انتهایی در عضوهای خمشی را با آزمون و خطا پیدا می‌کند. این لنگرها، از عاملهای گوناگونی ناشی می‌شوند که براساس اصل برهم‌نهی، به یکدیگر افزوده می‌گردند. عاملهای مزبور، همانا بارهای میانی، دورانهای انتهایی و تغییرمکان نسبی دو سر عضو خمشی هستند. باید دانست، در روش کانی لنگر خمشی ناشی از اثر هر یک از سه عامل بار، دوران و انتقال، به‌تنهایی حساب می‌گردد. سپس در پایان، لنگر خمشی انتهای عضو از جمع سه لنگر مزبور بدست می‌آید.

شکل (۱) یک عضو خمشی منشوری را در حالت کلی نشان می‌دهد. فرض می‌شود که لنگرهای گیرداری دو انتهای عضو مزبور برابر  $FEM_{ij}$  و  $FEM_{ji}$ ، لنگرهای خمشی ناشی از دوران برابر  $M'_{ij}$  و  $M'_{ji}$  و لنگرهای به‌وجودآمده بر اثر تغییر مکان نسبی  $M''_{ij}$  و  $M''_{ji}$  باشد. شایان توجه است، در شکل (۱)، به ترتیب اثر بار میانی، دوران گره  $i$ ، دوران گره  $j$  و انتقال نسبی دو گره  $i$  و  $j$  آمده است. بنابراین، با بهره‌جویی از اصل برهم‌نهی، لنگر خمشی نهایی دو انتهای عضو  $M_{ij}$  و  $M_{ji}$  به‌صورت زیر درمی‌آیند:

شاید بتوان قابهای ساختمانی چندطبقه را پرکاربردترین گونه سازه‌ها، به‌ویژه در منطقه‌های شهری و مسکونی دانست. افزایش روزافزون جمعیت و کمبود زمین، نیاز به ساخت و بهره‌جویی از این‌گونه سازه‌ها را فزونی می‌بخشد. گسترش چشمگیر و سریع این نیاز در دهه‌های آغازین قرن بیستم، سبب به‌وجودآمدن شیوه‌های گوناگون تحلیل قابها گردید. از سوی دیگر، درجه نامعینی بالای قابها، کار تحلیل آنها با بهره‌جویی از شیوه‌های نیرویی و سنتی قرن هجده و نوزده میلادی را بسیار دشوار می‌ساخت. بنا بر این دو دلیل، پژوهشگران در پی ارائه راهکارهای تحلیلی مناسبی برآمدند که نتیجه این تلاشها، معرفی شیوه‌هایی کارا و کم‌هزینه مانند فن شیب و افت (منی، ۱۹۱۵)، پخش لنگر (هاردی کراس، ۱۹۳۶) و کانی (کانی، ۱۹۵۱) بود [۱].

در این میان، روش کانی، از توانایی و همچنین سادگی بیشتری در برخورد با مسأله انتقال جانبی طبقه‌ها (که یکی از دشواریهای عمده روشهای شیب و افت و پخش لنگر است) برخوردار بود و به همین خاطر، بیشتر موردتوجه تحلیلگران قرار گرفت. باید افزود، به‌وجودآمدن فنهای ماتریسی و نگره اجزای محدود در نیمه دوم قرن بیستم، تا حد زیادی جلوی پیشرفت روش کانی و جایگاه کاربردی آنرا گرفت. با وجود این، هنوز شیوه کانی برای تحلیل قابها و به‌ویژه با عضوهای نامنشوری، راهکاری مناسب و کم‌هزینه است. شایان توجه می‌باشد، نرم‌افزارهای تحلیلی موجود، توانایی مدلسازی هرگونه عضو نامنشوری را ندارند. این درحالی است که در صورت مشخص بودن ضریبهای سختی و انتقال عضوهای مزبور، روش کانی با آسانی به تحلیل آنها می‌پردازد. یادآوری می‌کند، در شیوه قاب معادل که برای طراحی دالهای بتنی به‌کار می‌رود، عضوهای با ضریب سختی و انتقال متفاوت با عضوهای موجود در نرم‌افزارهای تحلیلی، فراوان به چشم می‌خورد. بنابراین، بهترین روش برای برخورد با این‌گونه مسأله‌ها، بکارگیری فن کانی است.

$$\sum_{j=1}^n M'_{ij} = -\frac{1}{2}(FEM_i + \sum_{j=1}^n M'_{ji}) \quad (3)$$

در این معادله،  $FEM_i$  برابر مجموع لنگرهای گیرداری  $FEM_{ij}$  برای  $n$  عنصر مزبور می‌باشد. از سوی دیگر، می‌توان مقدار لنگرهای دورانی  $M'_{ij}$  را برحسب دوران گره  $i$  نوشت:

$$2M'_{ij} = 4EK_{ij}\theta_i \Rightarrow \theta_i = \frac{M'_{ij}}{2EK_{ij}} \quad (4)$$

در رابطه کنونی،  $K_{ij}$  ضریب سختی عضو  $ij$  و برابر نسبت لنگر لختی مقطع عضو به طول آن است. یادآوری می‌کند، تمامی رابطه‌ها برای عضوهای منشوری برپا می‌گردند و در پایان معادله‌های مربوط به عضوهای نامنشوری درج می‌شوند. در ادامه، به یاری برابری (4)، مجموع لنگرهای دورانی حساب می‌گردد:

$$\begin{aligned} \sum_{j=1}^n M'_{ij} &= 2E \left( \sum_{j=1}^n K_{ij} \right) \theta_i = 2E \left( \sum_{j=1}^n K_{ij} \right) \frac{M'_{ij}}{2EK_{ij}} \\ &= M'_{ij} \left( \frac{\sum_{j=1}^n K_{ij}}{K_{ij}} \right) \end{aligned} \quad (5)$$

با جایگذاری رابطه کنونی در معادله (3)، نتیجه زیر بدست می‌آید:

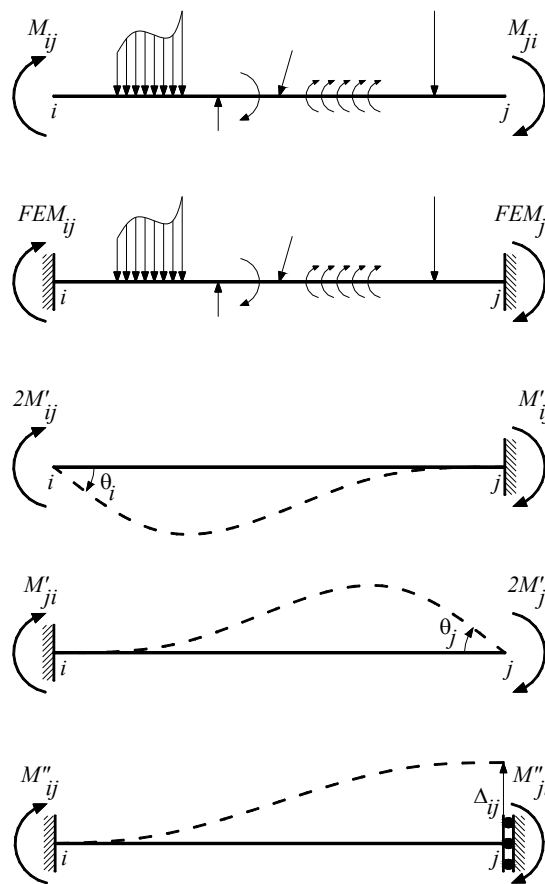
$$M'_{ij} = \left( -\frac{K_{ij}}{2 \sum_{j=1}^n K_{ij}} \right) (FEM_i + \sum_{j=1}^n M'_{ji}) \quad (6)$$

سرانجام، با تعریف ضریب دوران  $R_{ij}$  رابطه نهایی برای تحلیل قابهای بدون انتقال جانبی در دسترس قرار می‌گیرد:

$$R_{ij} = \frac{K_{ij}}{2 \sum_{j=1}^n K_{ij}} \Rightarrow M'_{ij} = R_{ij} (FEM_i + \sum_{j=1}^n M'_{ji}) \quad (7)$$

برای تحلیل این‌گونه سازه‌ها، باید در آغاز ضریبهای دوران عضوها را حساب نمود. سپس با فرض مقدارهای نخستین برای لنگرهای دورانی انتهای دور ( $M'_{ji}$ ها) و به‌کاربردن رابطه (7)،  $M'_{ij}$  را بدست آورد. در ادامه، مقدارهای

$$\begin{cases} M_{ij} = FEM_{ij} + 2M'_{ij} + M'_{ji} + M''_{ij} \\ M_{ji} = FEM_{ji} + 2M'_{ji} + M'_{ij} + M''_{ji} \end{cases} \quad (1)$$



شکل (1): عضو منشوری  $ij$  در حالت کلی

### ۳- روش کانی برای سازه‌های بدون انتقال جانبی

خاطر نشان می‌کند، در این گونه سازه‌ها تغییرمکان نسبی دو انتهای تمامی عضوها برابر صفر است. در نتیجه،  $M''_{ij} = 0$  می‌باشد. بنابراین، رابطه (1) برای گره کلی  $i$  که محل اتصال  $n$  عضو خمشی است، به سان زیر درمی‌آید:

$$\sum_{j=1}^n M_{ij} = \sum_{j=1}^n FEM_{ij} + 2 \sum_{j=1}^n M'_{ij} + \sum_{j=1}^n M'_{ji} \quad (2)$$

آشکار است که در نبود لنگر متمرکز خارجی در گره  $i$ ، مجموع لنگرهای خمشی  $M_{ij}$  برابر صفر می‌گردد. در نتیجه با اندکی ساده‌سازی رابطه (2)، معادله زیر در دسترس قرار می‌گیرد:

بدست آمده برای  $M'_{ij}$ ، به عنوان لنگرهای دورانی انتهای دور ( $M'_{ji}$ ) برای گره‌های  $j$  (که  $j=1, \dots, n$ )، وارد رابطه (۷) می‌شوند.

بنابراین، معادله مزبور به صورت یک رابطه برگشتی عمل می‌نماید. در هر بار گردش بر روی تمامی گره‌های سازه، مقدارهای لنگر دورانی هریک از عضوها بهنگام شده، به مقدار دقیق همگرا می‌گردد. آشکار می‌باشد، نزدیک شدن مقدارهای لنگرهای دورانی در دو گام پیاپی، به گونه‌ای که تحلیلگر را به دقت مورد نظر و منطقی برساند، نشانگر پایان یافتن فرآیند کانی است. پس از این مرحله، لنگرهای خمشی انتهای عضوها، به یاری برابری (۱) حساب می‌شوند. در پایان این بخش، رابطه‌های مورد نیاز برای تحلیل سازه‌های با عضوهای نامنشوری درج می‌گردد:

$$M_{ij} = FEM_{ij} + \frac{M'_{ij}}{C_{ij}} + M'_{ji} \quad (۸)$$

$$R_{ij} = -\frac{C_{ij}K_{ij}}{\sum_{j=1}^n K_{ij}} \quad (۹)$$

در دو معادله کنونی، ضریب انتقال عضو  $ij$  می‌باشد. این ضریب برای عضوهای منشوری برابر 0.5 است و برای سایر عضوها، به کمک برابریهای زیر بدست می‌آید:

$$C_{ij} = \frac{\int_0^L (Lx - x^2) \frac{dx}{I}}{\int_0^L x^2 \frac{dx}{I}} \quad (۱۰)$$

$$C_{ji} = \frac{\int_0^L (Lx - x^2) \frac{dx}{I}}{\int_0^L (L-x)^2 \frac{dx}{I}} \quad (۱۱)$$

در روابط کنونی،  $L$  طول عضو و  $I$  تابع لنگر لختی مقطع آن برحسب  $x$  (که از گره  $i$  سنجیده می‌شود و در گره  $j$  برابر  $L$  است) می‌باشد. شایان توجه است، تابع اولیه‌های درج شده در رابطه‌های (۱۰) و (۱۱)، برای بسیاری از عضوهای نامنشوری (تیرهای ماهیچه‌دار) محاسبه گردیده و در جدولهایی آمده‌اند [۲]. یادآوری می‌کند، رابطه‌های

مشابهی برای ضریب سختی عضوها نیز وجود دارد که می‌توان، نتیجه‌های آنها را در جدول‌های مزبور دید:

$$K_{ij} = \frac{\frac{1}{4} \int_0^L x^2 \frac{dx}{I}}{\left[ \int_0^L \frac{dx}{I} \int_0^L x^2 \frac{dx}{I} - \left( \int_0^L x \frac{dx}{I} \right)^2 \right]} \quad (۱۲)$$

$$K_{ji} = \frac{\frac{1}{4} \int_0^L (Lx - x^2) \frac{dx}{I}}{\left[ \int_0^L \frac{dx}{I} \int_0^L x^2 \frac{dx}{I} - \left( \int_0^L x \frac{dx}{I} \right)^2 \right]} \quad (۱۳)$$

#### ۴- روش کانی برای قابهای با انتقال جانبی مهاربند شده

یکی از مهمترین برتریهای روش کانی، در نظر گرفتن همزمان اثر انتقال جانبی طبقه‌ها و دروان گره‌ها می‌باشد. لنگرهای ناشی از دروان گره‌ها، در بخش پیشین مورد بررسی قرار گرفت. در این بخش، به رابطه‌سازی اثر تغییر مکان نسبی طبقه‌ها بر روی لنگر انتهایی تیرها و ستونهای قاب خمشی دوگانه پرداخته می‌شود. یادآوری می‌کند، لنگر ناشی از حرکت جانبی عضوها با بهره‌جویی از اصل برهم‌نهی و به یاری برابری (۱)، با لنگر حاصل از دوران ( $M'_{ji}$  و  $M'_{ij}$ ) جمع می‌گردد.

در قابهای خمشی دوگانه، نیروی جانبی (و برش طبقه که برابر مجموع نیروهای افقی طبقه‌های بالایی است) به کمک دو عامل تحمل می‌شود. عامل نخست، نیروی برشی به وجود آمده در ستونهای هر طبقه از قاب می‌باشد. از سوی دیگر، نیروهای موجود در سامانه مهاربندی طبقه، عامل دوم مقاوم در برابر نیروی جانبی وارد به قاب است. خاطر نشان می‌نماید، این عامل دوم، در قابهای خمشی مهاربند نشده وجود ندارد و نیروی افقی، تنها به وسیله برش ستونها برداشته می‌گردد. لازم به یادآوری می‌باشد که در قابهای دوگانه، سهم ستونهای طبقه و سامانه مهاربندی آن در باربری جانبی، باتوجه به سختی هریک از آنها تعیین می‌شود. در این بخش، مجموع سختی جانبی سامانه مهاربندی طبقه  $S$  ام با نمایه  $K_{bs}$  مشخص می‌گردد.

برای محاسبه لنگرهای ناشی از تغییر مکان نسبی طبقه‌ها، طبقه  $S$  ام یک قاب با ارتفاع  $H_s$ ، مجموع سختی



با فرض منشوری بودن ستون  $ij$  و به یاری معادله‌های (۱)، رابطه (۱۵) به صورت زیر درمی‌آید:

$$V_j = -\frac{1}{H_s} [(FEM_{ij} + FEM_{ji}) + 3(M'_{ij} + M'_{ji}) + (M''_{ij} + M''_{ji})] \quad (16)$$

با مشخص شدن نیروی افقی به وجود آمده در دو عامل باربر جانبی قاب (سامانه مهاربندی و ستونها)، می‌توان معادله تعادل نیروهای افقی را برای طبقه  $S$  ام برپا نمود. براساس این رابطه، نیروی برش طبقه  $(V_s)$  برابر مجموع نیروی برشی ستونها و نیروی افقی سامانه‌های مهاربندی طبقه موردنظر است:

$$V_s = V_{bs} + \sum_{j=1}^m V_j \quad (17)$$

آشکار می‌باشد که برابری کنونی، با جداکردن قاب از گره‌های بالایی طبقه  $S$  ام و برپایی معادله تعادل نیروهای افقی برای قسمت بالای قاب بدست می‌آید. در ادامه با جایگذاری دو رابطه (۱۴) و (۱۶) در برابری (۱۷)، نتیجه دیگری در دسترس قرار می‌گیرد:

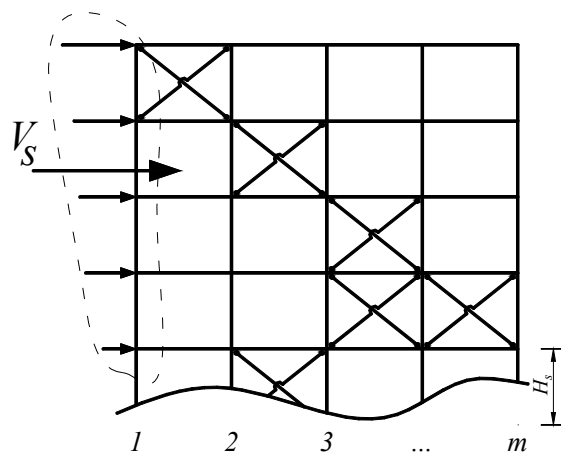
$$V_s = K_{bs} \Delta_s - \frac{1}{H_s} \sum_{j=1}^m [(FEM_{ij} + FEM_{ji}) + 3(M'_{ij} + M'_{ji}) + (M''_{ij} + M''_{ji})] \quad (18)$$

از این پس، به ساده‌سازی رابطه کنونی پرداخته می‌شود. باید دانست در ستونهای منشوری  $M''_{ij}$  برابر  $M''_{ji}$  می‌باشد. همچنین اگر مجموع لنگرهای گیرداری ستونهای طبقه  $S$  ام با  $FEM_s$  نشان داده شود، رابطه (۱۸) به صورت زیر درخواهد آمد:

$$V_s = K_{bs} \Delta_s - \frac{1}{H_s} [(FEM_s + 3 \sum_{j=1}^m (M'_{ij} + M'_{ji}) + 2 \sum_{j=1}^m M''_{ij})] \quad (19)$$

با جداکردن  $\sum M''_{ij}$  از رابطه کنونی، می‌توان به برابری زیر رسید:

جانبی سامانه‌های مهاربندی  $K_{bs}$  و برش طبقه  $V_s$  (برآیند نیروهای افقی وارد به طبقه‌های بالاتر از  $S$ )، مطابق شکل (۲) در نظر گرفته می‌شود.



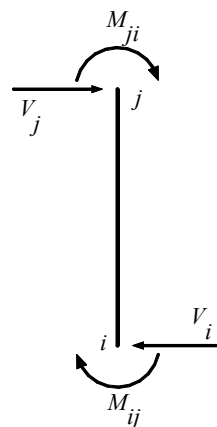
شکل (۲): برش افقی قاب در طبقه  $S$  ام

برپایه فرض اساسی روش کانی که همانا صلب بودن محوری عضوهای قاب است، تغییر مکان نسبی تمامی ستونهای طبقه  $S$  ام یکسان و برابر  $\Delta_s$  می‌باشد. بنابراین نیروی افقی به وجود آمده در سامانه‌های باربر جانبی طبقه مزبور، به یاری رابطه زیر بدست می‌آید:

$$V_{bs} = K_{bs} \Delta_s \quad (14)$$

از سوی دیگر، باتوجه به شکل (۳) می‌توان نیروی برشی موجود در ستون  $ij$  در همان طبقه را برحسب لنگرهای دو انتهای آن حساب نمود:

$$V_j = -\frac{1}{H_s} (M_{ij} + M_{ji}) \quad (15)$$



شکل (۳): نیروی برشی موجود در ستون  $ij$

بنابراین با اندکی ساده‌سازی، رابطه محاسبه  $M''_{ij}$  بدست (۲۰)

$$\sum_{j=1}^m M''_{ij} = -1.5 \left[ \frac{1}{3} (FEM_s + V_s H_s - K_{bs} \Delta_s H_s) + \sum_{j=1}^m (M'_{ij} + M'_{ji}) \right] \quad (27)$$

$$M''_{ij} = - \frac{18EK_{ij}}{12E \sum_{j=1}^m K_{ij} + K_{bs} H_s^2} [M_s + \sum_{j=1}^m (M'_{ij} + M'_{ji})] \quad (28)$$

سرانجام، با تعریف جدید ضریب انتقال ستون  $i$  که با نمایه  $D_{ij}$  مشخص می‌گردد، رابطه برگشتی محاسبه  $M''_{ij}$  (مشابه رابطه (۷) برای محاسبه  $M'_{ij}$ ) در دسترس قرار می‌گیرد:

$$D_{ij} = - \frac{18EK_{ij}}{12E \sum_{j=1}^m K_{ij} + K_{bs} H_s^2} \quad (28)$$

$$M''_{ij} = D_{ij} [M_s + \sum_{j=1}^m (M'_{ij} + M'_{ji})] \quad (29)$$

محاسبه لنگرهای ناشی از تغییر مکان نسبی طبقه‌ها، مشابه فرآیند محاسبه لنگرهای ناشی از دوران آغاز شده و به صورت بازگشتی به پاسخ درست همگرا می‌شود. بدین صورت که پس از هر تقریب لنگر دورانی، مقدار لنگر انتقالی به یاری معادله (۲۹) حساب می‌گردد. دقت شود که بدلیل وجود لنگرهای انتقالی، رابطه زیر جایگزین معادله (۷) خواهد شد:

$$M'_{ij} = R_{ij} (FEM_i + \sum_{j=1}^m M'_{ij} + \sum_{j=1}^m M''_{ij}) \quad (30)$$

آشکاراست که  $M''_{ij}$  برای تیرها برابر صفر و برای ستونها به ترتیب درج شده، به دست می‌آید. یادآوری می‌کند، روند گردشی محاسبه لنگرهای دورانی و انتقالی تا همگرا شدن آنها ادامه یافته، لنگر نهایی انتهای اعضا به یاری معادله‌های (۱) محاسبه می‌شود. در پایان، معادلات مربوط به عضوهای نامشوری به نظر خوانندگان می‌رسد:

از سوی دیگر، رابطه زیر بین تغییر مکان نسبی طبقه و لنگر  $M''_{ij}$  برقرار است:

$$M''_{ij} = -6 \frac{EI}{L^2} \Delta = -6EK_{ij} \frac{\Delta_s}{H_s} \quad (21)$$

همچنین لنگر طبقه ( $M_s$ ) به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$M_s = \frac{1}{3} (FEM_s + V_s H_s) \quad (22)$$

باید دانست، از آنجا که لنگر گیرداری دو سر ستونها، در محاسبه لنگر ناشی از دورانه ( $M'_{ij}$  و  $M'_{ji}$ ) به کار رفتند، نباید دوباره در محاسبه لنگر ناشی از انتقال طبقه‌ها ( $M''_{ij}$  و  $M''_{ji}$ ) وارد شوند. بنابراین برای جلوگیری از دوبرابر شدن اثر بار میانی ستونها، عامل  $FEM_s$  از رابطه (۲۲) حذف می‌شود و رابطه مزبور به صورت زیر درمی‌آید:

$$M_s = \frac{1}{3} V_s H_s \quad (23)$$

اکنون با به کارگیری دو رابطه (۲۱) و (۲۳)، برای (۲۰) بازنویسی می‌شود:

$$\sum_{j=1}^m M''_{ij} = -1.5 [M_s - \frac{1}{3} K_{bs} \Delta_s H_s + \sum_{j=1}^m (M'_{ij} + M'_{ji})] \quad (24)$$

$$\sum_{j=1}^m M''_{ij} = -6E \left( \sum_{j=1}^m K_{ij} \right) \frac{\Delta_s}{H_s} = M''_{ij} \left( \frac{\sum_{j=1}^m K_{ij}}{K_{ij}} \right) \quad (25)$$

در نتیجه:

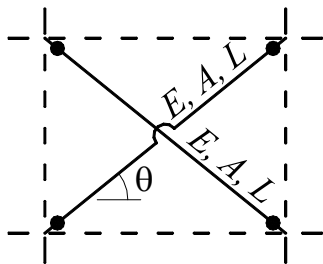
$$M''_{ij} \left( \frac{\sum_{j=1}^m K_{ij}}{K_{ij}} \right) = -1.5 [M_s + \sum_{j=1}^m (M'_{ij} + M'_{ji})] - \frac{1}{3} K_{bs} \left( - \frac{M''_{ij} H_s}{6EK_{ij}} \right) H_s \quad (26)$$

$$\frac{1}{3} K_{bs} \left( - \frac{M''_{ij} H_s}{6EK_{ij}} \right) H_s$$



$$K_b = 2 \frac{AE}{L} \cos^2 \theta \quad (37)$$

در این رابطه،  $\theta$  زاویه بین محور عضوها با محور افق است که در شکل (۴) نمایان می‌باشد.



شکل (۴): مهاربند ضربردی

## ۵-۲- بادبندهای واگرای مفصلی

این‌گونه بادبندها که در شکل (۵) به نمایش درآمده‌اند، امکان ایجاد بازشدگی در دهانه موردنظر را فراهم می‌سازند. شایان توجه است، در بادبندهای واگرا، تیر فوقانی در عملکرد مهاربندی سامانه مشارکت داشته و خمش تیر، سبب ایجاد نیروهای برشی و انتقال آنها به دو عضو خرپایی می‌گردد. همچنین در این حالت، دو گره محل اتصال بادبندها به تیر فوقانی، افزون بر تغییرمکان افقی، دارای تغییرمکان قائم نیز می‌باشند. این تغییرمکان اضافی، سختی هر دو عضو خرپایی را تغییر داده و استفاده از رابطه (۳۷) را ناممکن می‌سازد. اما از آنجا که روابط کانی، تنها توانایی در نظر گرفتن تغییرمکانهای افقی (و نه قائم) قابهای طبقاتی را دارند، لحاظ کردن تغییرمکانهای قائم در محل اتصال بادبند به تیر فوقانی، امکان‌پذیر نمی‌باشد. در واقع، وارد ساختن این جابجایی‌های قائم در روش کانی، سبب ایجاد تغییرات بنیادین و شگرفی در روابط حاکم می‌گردد که البته، پرداختن به آن در پژوهشی مستقل، امری مفید و جالب توجه خواهد بود.

$$B_{ij} = \frac{1 + C_{ij}}{3C_{ij}} \quad (31)$$

$$M_{ij} = FEM_{ij} + \frac{M'_{ij}}{C_{ij}} + M'_{ji} + B_{ij}M''_{ij} \quad (32)$$

$$B_{ij}M''_{ij} = -4K_{ij}(1 + C_{ij})E \frac{\Delta_s}{H_s} \quad (33)$$

$$(34)$$

$$M'_{ij} = -\frac{C_{ij}K_{ij}}{\sum_{j=1}^m K_{ij}} (FEM_i + \sum_{j=1}^m M'_{ji} + \sum_{j=1}^m B_{ij}M''_{ij})$$

$$D_{ij} = -\frac{36 E C_{ij} K_{ij}}{12 E \sum_{j=1}^m (B_{ij} + B_{ji}) C_{ij} K_{ij} + K_{bs} H_s^2} \quad (35)$$

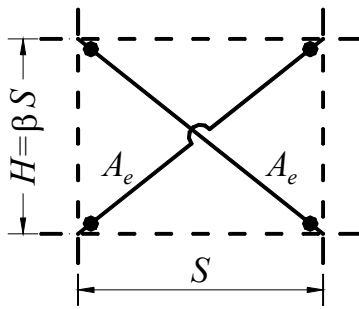
$$M''_{ij} = D_{ij} [M_s + \sum_{j=1}^m (B_{ij}M'_{ij} + B_{ji}M'_{ji})] \quad (36)$$

## ۵- سختی سامانه‌های باربر جانبی

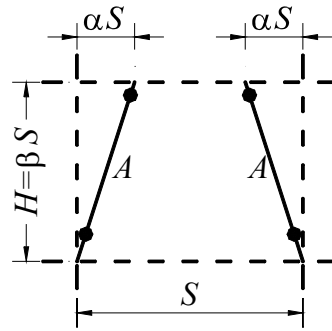
در این بخش، دو گونه پرکاربرد از سامانه‌های مهاربند جانبی مورد بررسی قرار می‌گیرند که همانا بادبندهای ضربردی و واگرای مفصلی می‌باشند. این مهاربندها در سازه‌های فلزی و در پاره‌ای از سازه‌های بتنی فراوان به چشم می‌خورند. یادآور می‌شود، این دو سامانه دارای عضوهای خرپایی‌اند که از سختی محوری خود برای برداشتن نیروهای جانبی بهره می‌گیرند.

## ۵-۱- بادبندهای ضربردی

یکی از پرکاربردترین سامانه‌های مهاربندی بادبندهای ضربردی می‌باشند. این سامانه از دو عضو خرپایی که بطور معمول دارای سطح مقطع یکسان (A)، ضریب کشسانی همانند (E) و طول برابر (L) هستند، تشکیل می‌گردد. یادآوری می‌کند، در صورتی که طراحی دو عضو مزبور براساس نیروی فشاری مجاز صورت پذیرد، هر دو عضو در باربری جانبی شرکت نموده، سختی جانبی کل سامانه برابر مجموع سختی جانبی دو عضو آن می‌باشد:



شکل (۶): بادبند ضربدری معادل واگرا



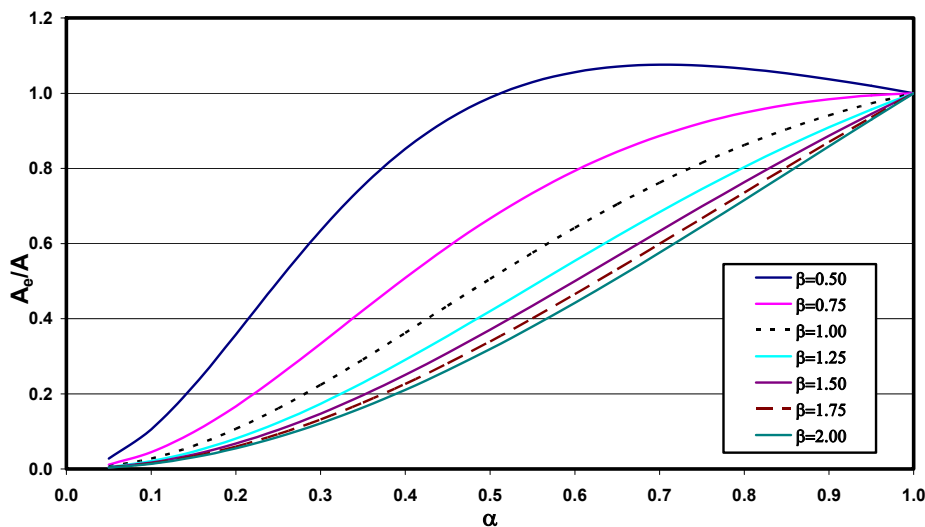
شکل (۵): بادبند واگرای مفصلی

$$A_e = \alpha^2 \left( \frac{1 + \beta^2}{\alpha^2 + \beta^2} \right)^{\frac{3}{2}} A \quad (38)$$

در رابطه کنونی،  $\beta$  نسبت ارتفاع به طول دهانه مهاربند شده و  $\alpha$  نسبت فاصله محل اتصال بادبند تا ستون مجاور، به طول دهانه مهاربند شده است. این دو عامل را می‌توان در شکل (۵) دید.

همچنین، نمودار (۱) چگونگی تغییرات نسبت  $A_e$  به  $A$  را برای مقدارهای  $\alpha$  بین صفر و یک و چند مقدار متعارف  $\beta$  نشان می‌دهد.

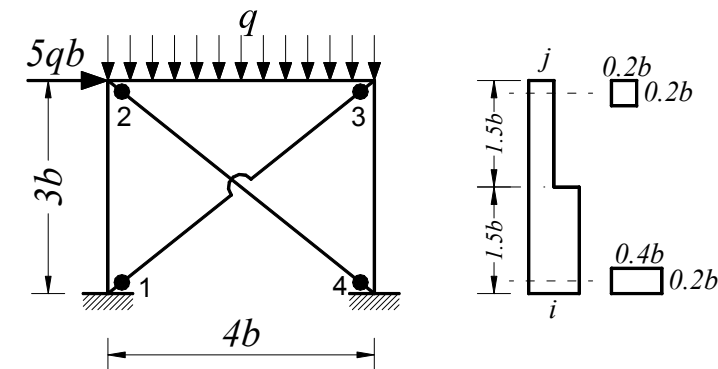
در اینجا با صفر پنداشتن تغییر مکانهای قائم مورد اشاره که به معنای صرف نظر کردن از اثر خمش تیر فوقانی و چشم‌پوشی از مشارکت تیر مزبور در عملکرد مهاربند است، سختی بادبند واگرا، به یاری همان رابطه (۳۷) بدست می‌آید. در ادامه با بهره‌جویی از رابطه مزبور، سختی مجموعه بادبند واگرای شکل (۵) با سطح مقطع عضوهای  $A$  محاسبه شده و با یک مجموعه بادبند ضربدری با سطح مقطع  $A_e$  معادل‌سازی می‌شود. مجموعه بادبند ضربدری معادل، در شکل (۶) و رابطه حاکم بر سطح مقطع معادل، در رابطه (۳۸) آمده‌اند. آشکار است، سختی دو سامانه به نمایش در آمده در شکل‌های (۵) و (۶) برابر می‌باشد.



نمودار (۱): نمودار تغییرات سطح مقطع معادل در بادبند واگرا با فرض عدم مشارکت تیر فوقانی در عملکرد مهاربند

## ۶- نمونه‌های عددی

در این بخش به درج چند نمونه عددی پرداخته می‌شود. مثال نخست، قابی یک دهانه و یک طبقه با ستونهای نامنشوری و یک مجموعه بادبند ضربدری است. در نمونه عددی دوم، یک قاب سه دهانه سه طبقه با دو گونه سامانه مهاربندی بررسی و نتایج آن، با پاسخهای حاصل از تحلیل ماتریسی مقایسه می‌گردد. این بخش، با تحلیل قابی هفت طبقه و چهار دهانه که دارای هفت مجموعه بادبند ضربدری می‌باشد پایان می‌پذیرد.



شکل (۷): قاب یک دهانه با ستونهای نامنشوری

$$K_{ij} = K_{ji} = \frac{I}{L} = \frac{b^3}{30000}$$

$$C_{ij} = C_{ji} = 0.500$$

در ادامه، سختی جانبی مجموعه بادبندها به یاری معادله (۳۷) حساب می‌شود:

$$K_{bs} = 2 \frac{E(0.01b^2)}{5b} \left(\frac{4}{5}\right)^2 = \frac{Eb}{390.63}$$

اکنون با مشخص شدن عاملهای موردنیاز، ضریبهای دوران و انتقال با بهره‌جویی از رابطه‌های (۹) و (۳۵) بدست می‌آید:

$$R_{21} = R_{34} = -\frac{1.2000 \times \frac{1}{16605.2}}{\frac{1}{16605.2} + \frac{1}{30000}} = -0.7724$$

$$R_{23} = -0.1781; R_{12} = R_{43} = 0$$

برای تحلیل قاب به روش کانی، نخست باید ضریبهای دوران و انتقال اعضا را محاسبه کرد. در فرآیند محاسبه این ضریبها، ثابتهای سختی و انتقال تیر و ستونهای قاب موردنیاز است. ضریب سختی و انتقال ستون نامنشوری قاب با بهره‌جویی از جدولهای مرجع [۲] به‌صورت زیر در دسترس قرار می‌گیرد:

$$K_{ij} = 5.1525 \frac{I}{L} = \frac{b^3}{4366.8}$$

$$K_{ji} = 1.3550 \frac{I}{L} = \frac{b^3}{16605.2}$$

$$C_{ij} = 0.316; C_{ji} = 1.200$$

$$\Rightarrow B_{ij} = 1.388; B_{ji} = 0.611$$

تیر قاب منشوری و دارای ضریبهای سختی و انتقال زیر می‌باشد:

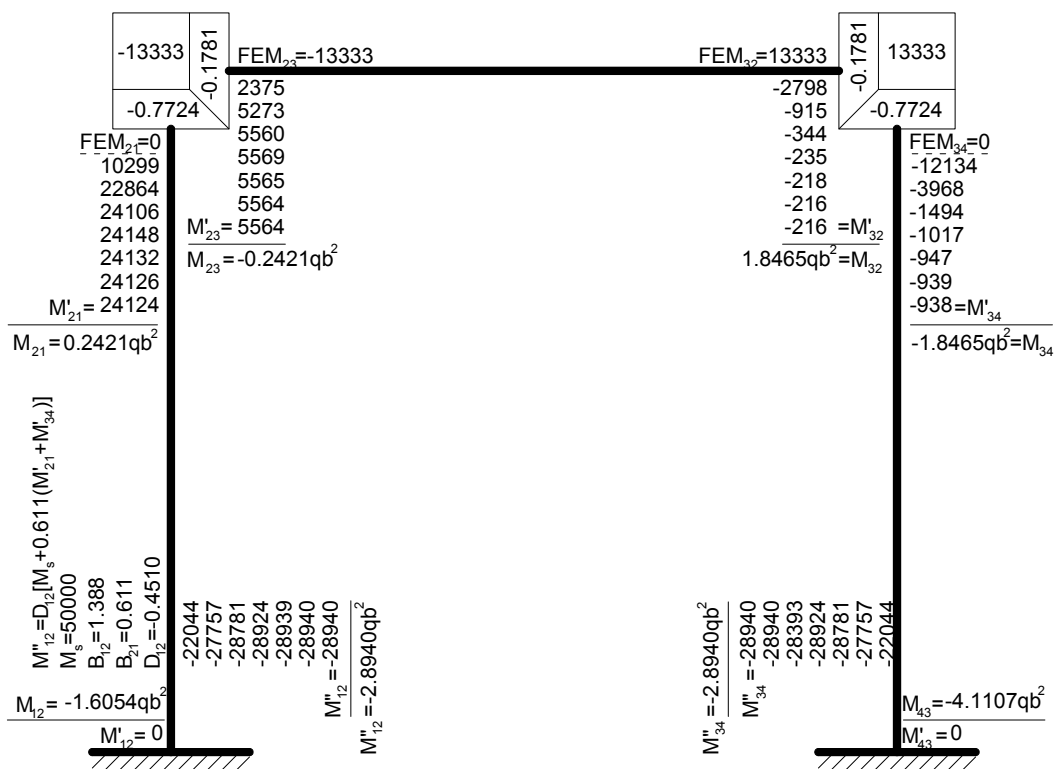
$$D_{12} = D_{34} = -\frac{36(10E) \times 0.316 \times \frac{b^3}{4366.8}}{12(10E) \times 2[(1.388 + 0.611) \times 0.316 \times \frac{b^3}{4366.8}] + \frac{Eb}{390.63} (3b)^2} = -0.4510$$

$$FEM_2 = -FEM_3 = -\frac{4}{3}qb^2$$

$$M_s = \frac{1}{3}(5qb)(3b) = 5qb^2$$

لنگرهای گرهی با به کارگیری معادله (۳۲) حساب می گردند. خاطر نشان می کند، فرآیند محاسبه لنگرهای نهایی و جابجایی افقی تنها طبقه سازه، پس از درج نمودار کانی به نظر خوانندگان می رسد. باید افزود، در نمودار مزبور، عامل  $qb^2$  برابر  $10^4$  پنداشته شده است.

برای انجام فرآیند کانی، از شکل (۸) بهره جویی می گردد. در این شکل، ضریبهای دوران انتقال، لنگرهای گیرداری و لنگر طبقه درج شده است. روند برگشتی محاسبه ها از دوران در گره ۲ آغاز می شود و با محاسبه دوران در گره ۳ و انتقال در ستونها پایان می پذیرد. این فرآیند تا همگراشدن پاسخها ادامه می یابد. در پایان،



شکل (۸) : نمودار کانی مثال نخست

$$M_{12} = 0 + \frac{0}{0.316} + 24124 + 1.388 \times (-28940) = -16045 = -1.6045qb^2$$

$$M_{21} = 0 + \frac{24124}{1.200} + 0 + 0.611(-28940) = 2421 = 0.2421qb^2$$

$$M_{23} = -13333 + \frac{5564}{0.5} + (-216) + 0 = -2421 = -0.2421qb^2$$

$$M_{32} = 13333 + \frac{-216}{0.5} + 5564 + 0 = 18465 = 1.8464qb^2$$

$$M_{34} = 0 + \frac{-938}{1.200} + 0 + 0.611(-28940) = -18464 = -1.8464qb^2$$

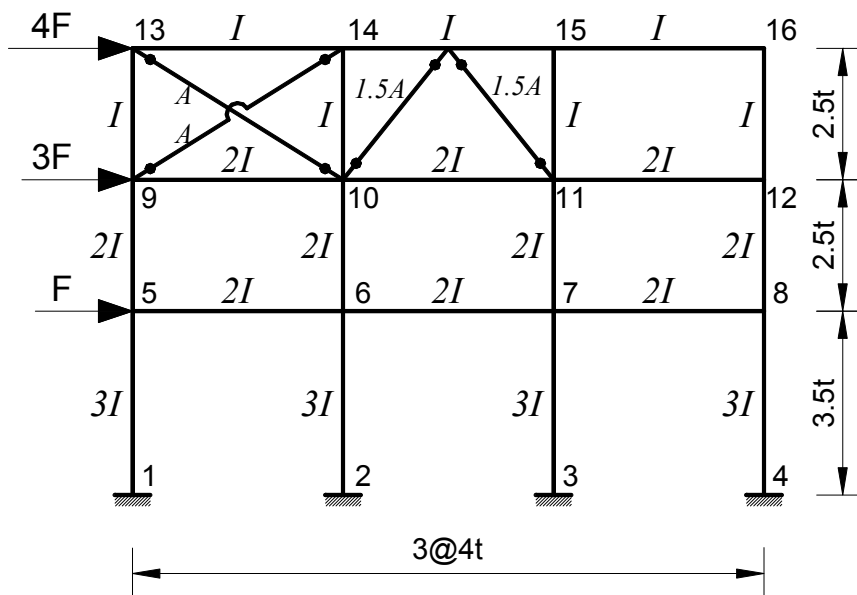
$$M_{43} = 0 + \frac{0}{0.316} + (-938) + 1.388(-28940) = -41107 = -4.1107qb^2$$

$$\Delta_s = -\frac{1.388 \times (-2.8940qb^2)}{4(10E)\left(\frac{b^3}{4366.8}\right)(1+0.316)} \times (3b) = 999.67 \frac{q}{E}$$

### ۶-۲ قاب سه دهانه سه طبقه

نمایش درآمده است. باید افزود، عاملهای A و I به ترتیب برابر  $100/t^2$  و  $t^4/20000$  می باشند که رابطه  $A = 200I/t^2$  بین آنها برقرار است.

در این مثال سازه‌ای بزرگتر که دارای هر دو گونه سامانه باربر جانبی می باشد، بررسی می گردد. ویژگیهای عضوهای این قاب و مشخصه‌های هندسی آنها بر روی شکل (۹) به



شکل (۹): قاب سه دهانه سه طبقه

$$R_{9-5} = -0.5 \frac{\frac{2}{2.5}}{\frac{2}{2.5} + \frac{1}{4} + \frac{1}{2.5}} = -0.2353 = R_{12-8}$$

$$R_{9-13} = -0.1176 = R_{12-16}$$

$$R_{10-6} = -0.5 \frac{\frac{2}{2.5}}{\frac{2}{2.5} + \frac{2}{4} + \frac{1}{2.5}} = -0.1818 = R_{11-7}$$

$$R_{10-9} = -0.1136 = R_{10-11} = R_{11-10} = R_{11-12}$$

$$R_{10-14} = -0.0909 = R_{11-15}$$

$$R_{13-9} = -0.5 \frac{\frac{1}{2.5}}{\frac{1}{2.5} + \frac{1}{4}} = -0.3077 = R_{16-12}$$

$$R_{13-14} = -0.1923 = R_{16-15}$$

$$R_{14-10} = -0.5 \frac{\frac{1}{2.5}}{\frac{1}{2.5} + \frac{1}{4} + \frac{1}{4}} = -0.2222 = R_{15-11}$$

$$R_{14-13} = -0.1389 = R_{14-15} = R_{15-14} = R_{15-16}$$

ضریبهای انتقال نیز به یاری برابری (۲۸) حساب می‌گردند:

$$D_{1-5} = -\frac{18(E)(\frac{3I}{3.5t})}{12(E)(4 \times \frac{3I}{3.5t}) + 0} = -0.375$$

$$= D_{5-1} = D_{2-6} = \dots = D_{8-4}$$

$$D_{5-9} = -\frac{18(E)(\frac{2I}{2.5t})}{12(E)(4 \times \frac{2I}{2.5t}) + 0} = -0.375$$

$$= D_{9-5} = \dots = D_{12-8}$$

$$D_{9-13} = -\frac{18(E)(\frac{I}{2.5t})}{12(E)(4 \times \frac{I}{2.5t}) + 134.116 \frac{EI}{t^3} (2.5t)^2} = -0.00840 = D_{13-9} = \dots = D_{16-12}$$

با مشخص شدن تمامی عاملهای مورد نیاز، تحلیل قاب شکل (۹) به روش کانی انجام می‌پذیرد. فرآیند برگشتی از دوران گره ۱ آغاز و تا دوران گره ۱۶ و بدنبال آن انتقال در

در ادامه، مقادیرهای سختی جانبی مهاربندها برای هریک از سه طبقه قاب حساب می‌شود:

$$K_{b1} = K_{b2} = 0$$

$$K_{b3} = 2 \left[ \frac{(200I/t^2)}{4.7170t} (0.848)^2 + \right.$$

$$\left. \frac{1.5(200I/t^2)(0.6247)^2 \right] (E) = 134.116 \frac{EI}{t^3}$$

بدلیل نبود بار میانی، لنگر گیرداری تمامی اعضا برابر صفر می‌باشد. مقادیرهای برش و لنگر طبقه نیز به قرار زیر است:

$$V_1 = 8F ; M_{s1} = \frac{1}{3}(8F)(3.5t) = 9.333 Ft$$

$$V_2 = 7F ; M_{s2} = \frac{1}{3}(7F)(2.5t) = 5.8333 Ft$$

$$V_3 = 4F ; M_{s3} = \frac{1}{3}(4F)(2.5t) = 3.333 Ft$$

در ادامه به محاسبه ضریبهای دوران انتهایی اعضا پرداخته می‌شود:

$$R_{1-5} = R_{2-6} = R_{3-7} = R_{4-8} = 0$$

$$R_{5-1} = -0.5 \frac{\frac{3}{3.5}}{\frac{3}{3.5} + \frac{2}{4} + \frac{2}{2.5}} = -0.1987 = R_{8-4}$$

$$R_{5-6} = -0.5 \frac{\frac{2}{4}}{\frac{3}{3.5} + \frac{2}{4} + \frac{2}{2.5}} = -0.1159 = R_{8-4}$$

$$R_{5-9} = -0.5 \frac{\frac{2}{2.5}}{\frac{3}{3.5} + \frac{2}{4} + \frac{2}{2.5}} = -0.1854 = R_{8-12}$$

$$R_{6-2} = -0.5 \frac{\frac{3}{3.5}}{\frac{3}{3.5} + \frac{2}{4} + \frac{2}{4} + \frac{2}{2.5}} = -0.1613 = R_{7-3}$$

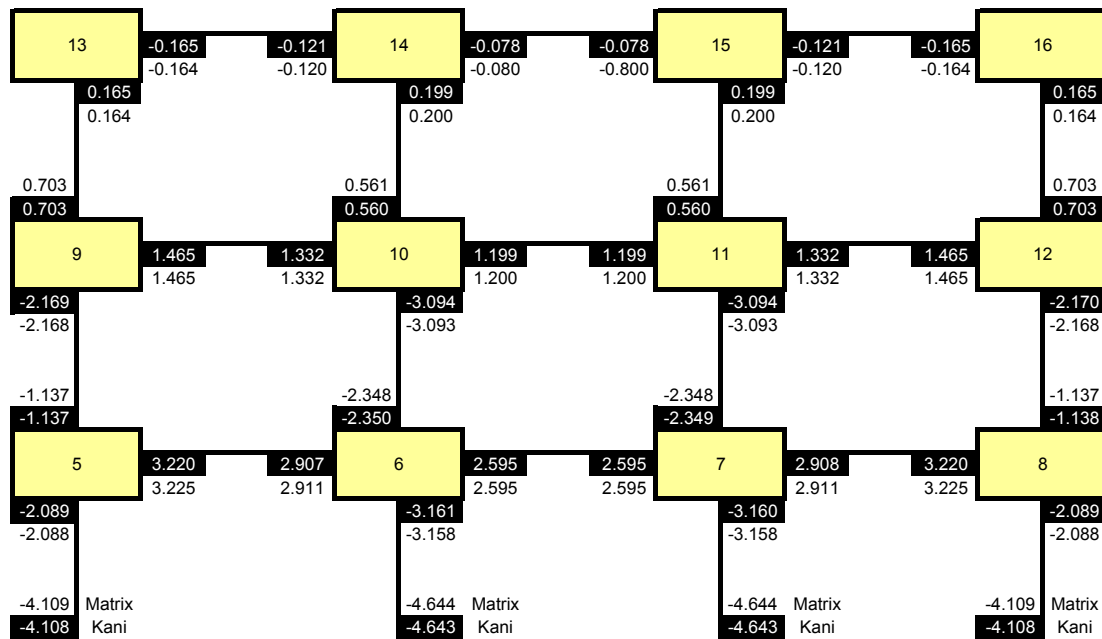
$$R_{6-5} = -0.0941 = R_{6-7} = R_{7-6} = R_{7-8}$$

$$R_{6-10} = -0.1505 = R_{7-11}$$



طبقه‌های اول، دوم و سوم پایان می‌پذیرد. از آنجا که شکل مربوط به عملیات محاسباتی کانی در این مثال بسیار بزرگ است و امکان استفاده از آن، همانند شکل (۸)، فراهم نیست، تنها به درج لنگرهای گرهی قاب پرداخته می‌شود. نانویس نماند، در مثال پایانی، با وجود بزرگتر بودن نمودار کانی، شکل کلی آن به نظر خوانندگان خواهد رسید.

خاطر نشان می‌سازد، برای بررسی درستی پاسخهای بدست‌آمده و صحت‌سنجی روش پیشنهادی، این مثال با استفاده از روش مطمئن تحلیل ماتریسی و بکار بستن نرم‌افزار تجاری SAP2000 حل می‌شود. در شکل (۸)، نتایج مربوط به روش پیشنهادی، با رنگ قلم سفید در زمینه سیاه و پاسخهای تحلیل ماتریسی، با رنگ قلم سیاه در زمینه سفید، در هر گره مشخص می‌باشد



شکل (۱۰): لنگرهای گرهی در قاب سه طبقه بر حسب Ft با استفاده از هر دو روش کانی و ماتریسی

همانطور که از نتایج درج‌شده در شکل (۱۰) مشخص است، نتایج حاصل از روش پیشنهادی، تطابق بسیار خوبی با پاسخهای حاصل از روش شناخته شده تحلیل ماتریسی دارد. باید افزود، از آنجا که روش کانی شیوه‌ای تکراری است، با افزایش شمار گامها و انجام محاسبات در چرخه‌هایی بیشتر، همین خطای اندک موجود در پاره‌ای گره‌ها را نیز می‌توان کاهش داد و به همگرایی کامل و دقیق دو شیوه مزبور دست یافت. البته در این میان، مدل‌سازی درست قاب در روش ماتریسی، به گونه‌ای که شرایط و فرضیات مربوط به روش کانی را برآورده سازد، بسیار مهم

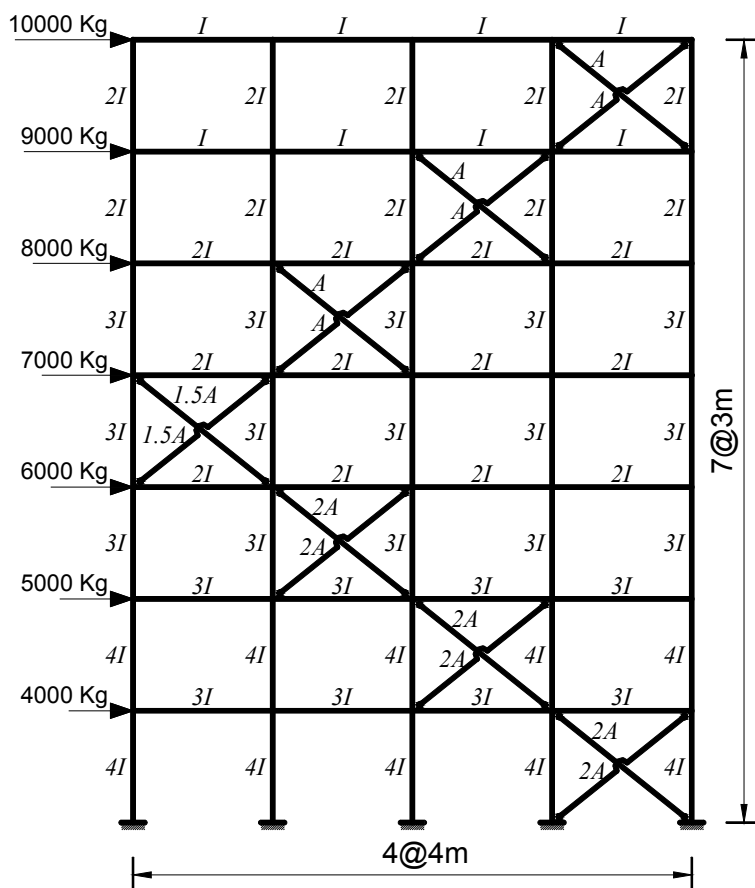
می‌باشد. یادآوری می‌کند، مهمترین شرط، چشم‌پوشی از تغییر مکانهای محوری و برشی در تیرها و ستونها و در نظر گرفتن «فقط اثر خمش» است [۱]. برای این منظور، باید سطح مقطع تمامی عضوهای خمشی و مدول برشی مصالح تشکیل‌دهنده آنها به سمت بینهایت میل کند. آشکار است این امر، با متناسب ساختن عددی بسیار بزرگ (هزاران بار بزرگتر از اعداد واقعی) به دو عامل مزبور، در نرم‌افزار SAP2000 ممکن خواهد بود.



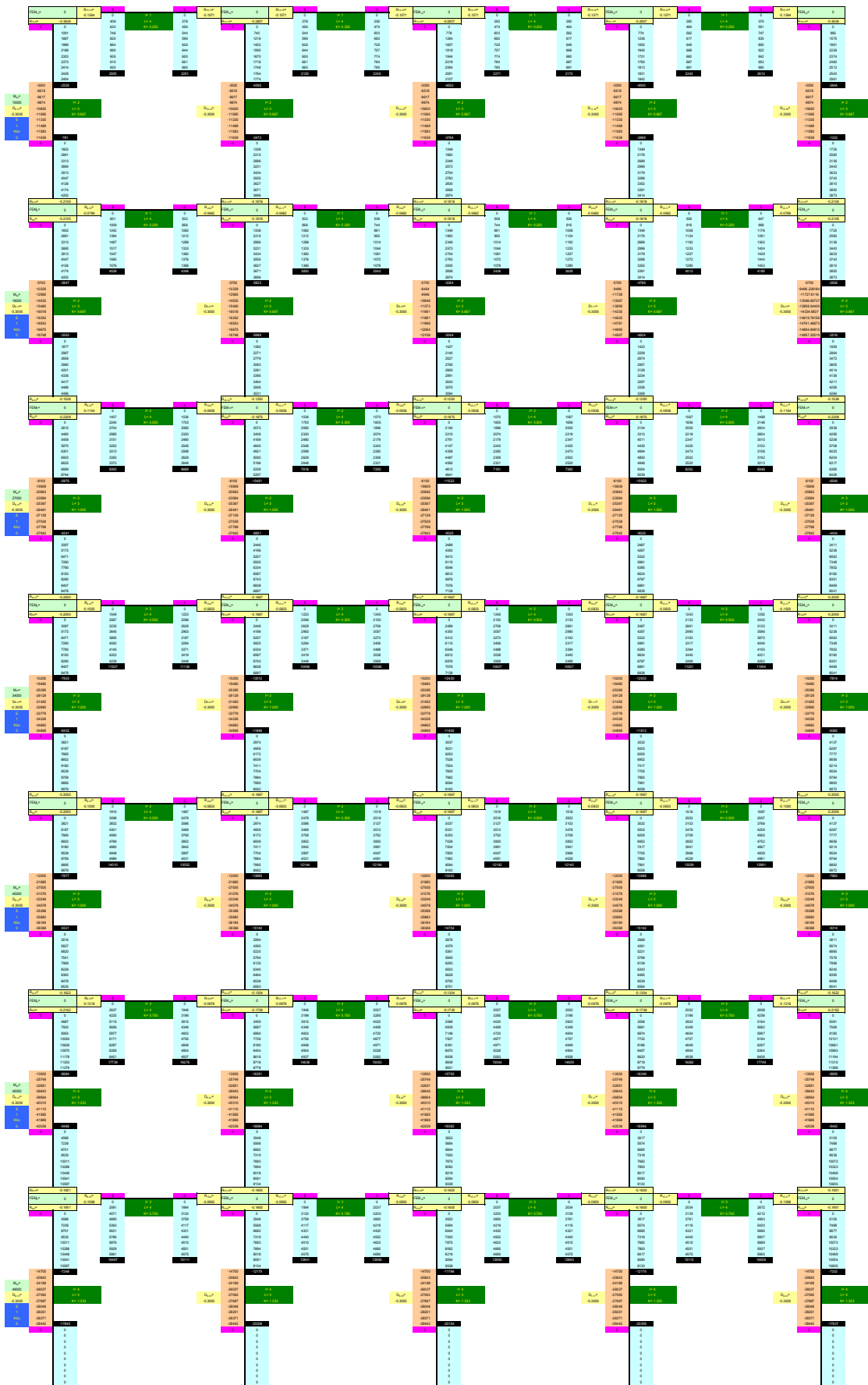
### ۶-۳- قاب چهار دهانه و هفت طبقه

شکل (۱۱)، قابی چهار دهانه و هفت طبقه را نشان می‌دهد که دارای سامانه مهاربندی دوگانه است. بدین معنا که افزون بر عملکرد خمشی و بکارگیری پیوندهای صلب میان تیرها و ستونها، از بادبندهای ضربدری نیز برای برداشتن نیروی افقی بهره‌جویی گشته است. ویژگیهای عضوهای این قاب و مشخصه‌های هندسی آنها بر روی شکل مزبور نمایان می‌باشد. باید افزود، ضریب کشسانی

تیرها، ستونها و بادبندها برابر  $E$  پنداشته شده است. همچنین، عاملهای  $I$  و  $A$ ، به ترتیب برابر  $40 \text{ cm}^4$  و  $15 \text{ cm}^2$  می‌باشند. در اینجا، از شرح فرایند محاسبه ضریبهای دوران و انتقال و سایر عاملهای وابسته که همانند روند انجام شده در دو نمونه پیشین است، خودداری می‌شود و تنها به درج نمودار محاسبه‌ای روش کانی بسنده می‌گردد. این نمودار در شکل (۱۲) به نمایش درآمده است.



شکل (۱۱): قاب چهار دهانه هفت طبقه



شکل (۱۲) : نمودار کانی مثال پایانی



## ۷- نتیجه گیری

در این مقاله، روش کانی که شیوه‌ای کارا و توانمند، در تحلیل قابهای خمشی است، برای قابهای دوگانه گسترش یافت. یادآوری می‌کند، در این گونه قابها، بارهای افقی افزون بر نیروهای برشی ستونها، به کمک نیروهای به وجود آمده در عضوهای مهاربندی (مانند بادبندهای ضربدری) برداشته می‌شوند. آشکار است، سهم نیروی جذب شده توسط هر یک از این دو عامل (ستونها و بادبندها) به سختی جانبی آنها وابسته می‌باشد. در شیوه پیشنهادی این مقاله، سختی جانبی عضوهای مهاربندی محاسبه شد و بطور دقیق، در رابطه‌سازی روش کانی وارد گردید. باید دانست، پیش از این امکان تحلیل قابهای

خمشی دوگانه به یاری شیوه کانی فراهم نبود و در واقع، سختی جانبی سایر اعضا صفر پنداشته می‌شد. خاطر نشان می‌نمایید، در صورت نبود عضوهای مهاربند، سختی جانبی آنها برابر صفر می‌باشد. در این حالت، با صفر نمودن عامل سختی جانبی در رابطه‌سازی پیشنهادی، می‌توان به همان رابطه‌سازی نخستین فن کانی دست یافت که این ویژگی، نمایانگر درستی شیوه پیشنهادی است. افزون بر این، تحلیل نمونه‌های عددی که پاره‌ای از آنها در این مقاله آمد و مقایسه پاسخها با روشهای دقیقی مانند شیوه تحلیل ماتریسی، از توانایی و دقت راهکار ارائه شده حکایت دارند.

## ۸- مراجع

۱. محمد رضایی پزند و محمد مؤیدیان، تحلیل سازه‌های دو، انتشارات دانشگاه امام رضا (ع)، ۱۳۸۳.
۲. جداول ثابتهای قابها، ترجمه دکتر کاوه، انتشارات انجمن سیمان پرتلند.



## بررسی تأثیر الگوهای بار جانبی و مد های بالاتر در تحلیل استاتیکی غیرخطی انواع قابهای ساده فولادی با مهاربند واگرا

محسنعلی شایانفر<sup>۱</sup>، سید مهدی صفایی<sup>۲</sup>  
(دریافت: ۸۸/۶/۲۵، پذیرش: ۸۹/۱۱/۲۲)

### چکیده

با توسعه مفاهیم طراحی لرزه‌ای و ابزارهای محاسباتی، روشهای تحلیل استاتیکی غیر خطی مانند روش تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی (Pushover) با توجه به سادگی، سرعت انجام و سهولت تفسیر نتایج در مقایسه با روشهای تحلیل دینامیکی غیرخطی به سرعت مورد اقبال مهندسان واقع شده‌اند. در این مقاله، روش تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی مدی (Modal Pushover Analysis) بر روی قابهای واگرا بررسی شده است. نتایج تغییر مکان نسبی و تغییر مکان حداکثر طبقات برای سازه فولادی مهاربندی شده واگرا کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلند مرتبه (بدلیل کاربرد وسیع آن در سطح کشور)، با سه روش FEMA273، روش MPA و روش تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی در زلزله‌های مختلف تعیین و با یکدیگر مقایسه شده‌اند. نتایج این تحقیق مبین آن است که خطای روش MPA که مقادیر آن در طبقات متفاوت است، کمتر از روش FEMA273 می‌باشد و نتایج دقیقتری در اختیار قرار می‌دهد.

### کلمات کلیدی

تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، روش تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی مدی، سازه فولادی مهاربندی شده واگرا

## Evaluation of Higher-order Modes and Load Patterns in nonlinear Static Analysis of EBF in Steel Structures

Mohsen Ali Shayanfar, Mehdi Safaei

### ABSTRACT

A lot of attempts and investigations have been done in recent years to improve the structural seismic design. The main approach governs on these attempts has been the control of structural performance during earthquake. During the large earthquakes, most of the structures reveal nonlinear behaviour. So to estimate the seismic performance of a structure, it is necessary to develop new methods which are based on nonlinear analysis. It seems that the nonlinear dynamic analysis is the most appropriate method, though it suffers from complexity. Therefore, the modern concept of "performance based seismic engineering" was developed, in which; we mostly use simple nonlinear static analysis to determine the nonlinear response of the structures. However, this method has also some weak points. One of these weaknesses is that only the first mode controls the whole response. And the other is that this mode remains unchanged after the structure under goes to inelastic range. Both of these assumptions are approximate, especially in tall buildings. It seems that the invariant lateral loads used in this method cannot consider these effects. In this paper, the accuracy of the invariant lateral load pattern in FEMA and modal pattern used in nonlinear static method and MPA method are considered in comparison with nonlinear response history analysis. This paper focused on drift and displacement as results of structure. These considerations were applied to three Steel moment EBF frames: 3, 9 and 15 stories and their detailed analysis were reported.

### Key Words

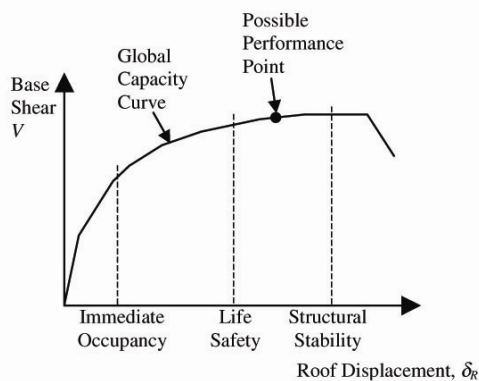
Modal Pushover Analysis, Nonlinear response History, Nonlinear static procedure, Load Patterns, EBF, Steel Structure, performance based seismic engineering

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

۲. کارشناسی ارشد مهندسی سازه از دانشگاه علم و صنعت ایران، mehdi.safaei@yahoo.com

شده برسد. این تغییر مکان هدف در یک نقطه کنترلی اندازه گیری می شود (مرکز جرم تراز بام). در طول فرایند افزایش صعودی بار جانبی، مقاومت و سختی اجزاء سازه در هر گام با توجه به منحنی رفتاری غیرخطی که از پیش برای آنها تعریف شده اصلاح می شود [۷].

اصلی ترین محصول این فرایند، منحنی تغییرات برش پایه در مقابل تغییر مکان بام می باشد که به آن منحنی ظرفیت سازه گفته می شود که هر نقطه روی این منحنی بیان کننده یک حالت خسارت خاص برای سازه است (شکل ۱).



شکل (۱): منحنی ظرفیت ساختمان [7]

## ۲-۱- روش استاتیکی غیرخطی در FEMA 273

این راهنما توسط آژانس فدرال مدیریت بحران آمریکا [۴] تهیه شده و هدف آن تأمین روش های مرسوم برای ارزیابی و بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود است و از روش های ارائه شده در FEMA می توان به طور معادل در طراحی سازه های جدید هم استفاده کرد. در روش استاتیکی غیر خطی (NSP) ارائه شده در این راهنما، خصوصیات غیر خطی بار-جابجایی از اجزاء به طور مستقیم مدل می شود. مدل ساختمان تحت یک بار جانبی اضافه شونده قرار می گیرد تا یک جا بجایی هدف بدست آید یا ساختمان فرو بریزد. این جا به جایی هدف، نمایانگر جا به جایی حداکثری است که سازه در طی زلزله طراحی تجربه می کند. اثرات غیر خطی به طور مستقیم در مدل

با افزایش ثبت نتایج رفتار سازه هادر برابرزلزله های مختلف و ارتقاء دانش بشر درباره این پدیده ها، تفسیر نحوه رفتار سازه ها در زمان زلزله و راهکارهای افزایش ایمنی در مقابل این پدیده اهمیت ویژه ای یافته است. در این راستا، تعریف مشخصی از ایمنی، عملکرد و خطر زلزله باعث ایجاد زبان مشترک بین محققان و مهندسان و امکان بکارگیری این تعاریف در محاسبات سازه های جدید و کنترل سازه های موجود می گردد. توسعه روشهای طراحی بر اساس عملکرد مبتنی بر این بینش جدید می باشد. با توسعه مفاهیم طراحی لرزه ای، ابزارهای محاسباتی نیز توسعه یافته است. در این میان، روشهای تحلیل استاتیکی غیرخطی با توجه به سادگی، سرعت انجام و سادگی تفسیر نتایج در مقایسه با روشهای تحلیل دینامیکی غیرخطی به سرعت مورد اقبال مهندسان واقع شده اند. به عنوان مثال، روش تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی به عنوان پایه ای برای روشهای تحلیل و کنترل سازه ها که می توان از آنها به عنوان نسل دوم روشهای تحلیل استاتیکی غیرخطی نام برد، کاربرد یافته است. یکی از این روشها، تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی مدی نامیده شده است. در این روش دو مفهوم نیاز لرزه ای و ظرفیت سازه، با ارائه مفهوم سازه یک درجه آزاد معادل با یکدیگر مقایسه شده و در نهایت حداکثر تغییر مکان انتهای سازه موجود بر اثر زلزله مفروض با استفاده از نگاشت آن زلزله تعیین می شود [۴].

## ۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی (Pushover)

در چند سال اخیر روش تحلیل استاتیکی غیرخطی که عمدتاً از آن با لفظ Pushover یاد می شود، در تعیین نیاز لرزه ای سازه و به طور خاص در مهندسی زلزله بر اساس عملکرد مورد توجه بسیاری از محققین قرار گرفته است. اساس کلی این روش بدین صورت است که یک مدل ریاضی غیرخطی از سازه تحت یک الگوی بار جانبی قرار گرفته و این بار جانبی با آهنگ ثابتی افزایش پیدا می کند تا زمانی که سازه به یک تغییر مکان هدف از پیش تعیین

## یادداشت فنی

۲- توزیع بار جانبی معادل ( Equivalent Lateral Force; ELF): که معمولاً وقتی استفاده می شود که بیشتر از ۷۵٪ مشارکت جرم کلی در مود پایه در جهت مورد بررسی باشد.

$$S_j^* = \frac{m_j h_j^k}{\sum_{i=1}^N m_i h_i^k} \quad (2)$$

شماره طبقه  $j=1, 2, \dots, N$

در رابطه (۲) برای  $k=1$  برای پریود پایه  $T_1 \leq 0.5$  و  $k=2$  برای  $T_1 \geq 2.5$  ثانیه و  $k$  به طور خطی بین این دو مقدار تغییر می کند.

۳- الگوی SRSS: بار جانبی در این روش وابسته به نیروهای اینرسی بدست آمده از تحلیل طیفی الاستیک است که باید مشارکت مودها به اندازه ای باشد که ۹۰٪ مشارکت جرم مودی در نظر گرفته شود، و این تحلیل با یک طیف زلزله مناسب انجام می شود.

$$\tilde{f}_j = \frac{f_j}{\sum_{i=1}^N f_i} \quad (3)$$

بر اساس دستورالعمل FEMA سایر الگوهای بار مناسب که قبلاً بررسی و کنترل شده باشند، می توانند جایگزین الگوهای سه گانه فوق گردند.

### ۳- تحلیل pushover مودال ( Modal Pushover Analysis)

این روش یکی از روشهای ارائه شده جهت منظور نمودن اثرات مودهای بالاتر می باشد که در سال ۲۰۰۲ توسط چوپرا و گوئل [۴]. ارائه شد. این روش به علت بیان یک درک هندسی ملموس از موضوع، مقبولیت بیشتری نسبت به سایر روشها ی Pushover پیش رفته پیدا کرده است.

در روش MPA فرض می شود که پاسخ مودها در حالت غیر الاستیک به صورت غیر همبسته می باشد. بنابراین پاسخ لرزه ای سازه در هر مود به طور مستقل از هل دادن سازه با الگوی توزیع بار ثابت ناشی از نیروهای اینرسی در

اعمال شده اند، و نیروهای اینرسی محاسبه شده تقریبی از نیروهایی هستند که توقع داریم در طی زلزله طراحی در سازه ایجاد شوند.

جابه جایی هدف می تواند به وسیله هر روشی که اثر پاسخ غیر خطی روی جا به جایی را در نظر می گیرد، محاسبه شود، مثل اثرات میرایی در نقطه عملکردی. چنین روشی که به روش ضرائب جابه جایی شناخته می شود در FEMA 273 شرح داده شده است. در این تحقیق جابه جایی هدف برای تحلیل استاتیکی غیر خطی به وسیله الگوهای بار FEMA همان جابه جایی بام در مود اول که در روش MPA محاسبه خواهد شد، در نظر گرفته می شود.

### ۲-۱-۱- الگوهای بار جانبی

بار جانبی در مقطع طولی به ساختمان اعمال می شود که به طور تقریبی بیان کننده توزیع نیروهای اینرسی زلزله می باشد. برای آنالیزهای سه بعدی، توزیع افقی باید ارائه کننده توزیع نیروهای اینرسی در صفحه دیافراگم هر طبقه باشد. برای هر دو آنالیز دو بعدی یا سه بعدی باید حداقل از دو توزیع بار جانبی متفاوت در NSP استفاده شود. زیرا استفاده از یک الگوی بار ممکن است نقص های مخفی ساختمان را تشخیص ندهد. الگوی اول معمولاً الگوی بار یکنواخت نامیده می شود، که باید بر اساس نیروهای جانبی که وابسته به جرم کلی در هر تراز طبقه هستند، باشد. الگوی دوم الگوی مودال نامیده می شود که باید از میان دو الگوی بار جانبی معادل و الگوی SRSS انتخاب شود.

سه الگوی بار اصلی FEMA به صورت زیر خلاصه می شوند.

۱- توزیع یکنواخت (Uniform): در این توزیع، نیروی وارد بر هر طبقه متناسب با جرم آن طبقه مطابق رابطه (۱) محاسبه میگردد.

$$S_j^* = \frac{m_j}{\sum_{i=1}^N m_i} \quad (1)$$



## یادداشت فنی

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}}} \quad (7)$$

۶- محاسبه جا به جایی بام در مود n ام

$$U_{rn} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \quad (8)$$

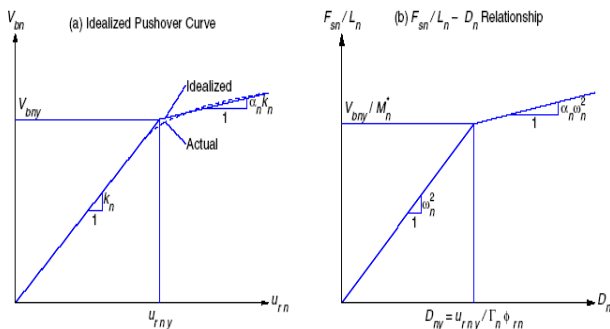
۷- مقادیر پاسخ های کمیت های دلخواه  $r_m$  (از قبیل جا به جایی طبقات، جا به جایی نسبی داخل طبقه، دوران مفاصل پلاستیک و...) از روی تحلیل Pushover وقتی که جا به جایی بام برابر با جا به جایی محاسبه شده در گام ۶ باشد تعیین می شوند.

۸- مقادیر کلی تقاضای کمیت های تعیین شده در گام ۷، برای هر مود از طریق قانون ترکیب جذر مجموع مربعات (SRSS) پاسخ های مودال تعیین می شود (رابطه ۹).

$$r_0 \approx \left( \sum_{n=1}^N r_{n0}^2 \right)^{1/2} \quad (9)$$

### ۴- مدلسازی و تحلیل

به منظور بررسی روش ها در سیستم مهاربندی واگرا از سه قاب ۳، ۹، و ۱۵ طبقه با دهانه های ۶ متری و ارتفاع طبقات ۳/۳ متری استفاده گردیده است [۲]. این قاب و مشخصات آن در شکل (۳) و جداول (۱)، (۲) و (۳) آمده است.



شکل (۲): خصوصیات سیستم SDOF مرتبط با مود n ام بدست آمده از منحنی pushover مرتبط با آن [۴]

دلیل استفاده از این قاب کاربرد فراوان در صنعت ساختمان ایران در گذشته و حال می باشد.

آن مود تا رسیدن به تغییر مکان هدف حاصل می گردد. سپس پاسخ کلی سازه از روی ترکیب پاسخ مودها با استفاده از روش جذر مجموع مربعات (SRSS) بدست می آید.

### ۳-۱- مراحل روش MPA

در ذیل مراحل روش MPA به صورت گام به گام ارائه می شود.

۱- انجام تحلیل مقادیر ویژه جهت تعیین پریودهای طبیعی

ارتعاش  $T_n$  و اشکال مودی  $\phi_n$

۲- انجام تحلیل Pushover برای هر مود با الگوی توزیع

بار  $S_n^* = m\phi_n$  و تعیین منحنی برش پایه- تغییر مکان بام

۳- ایده آل سازی منحنی Pushover به صورت منحنی دو خطی (مطابق شکل ۲)

۴- تبدیل منحنی دو خطی Pushover به فرمت  $\frac{F_{sn}}{L_n} - D_n$

به وسیله روابط زیر (که در شکل ۲ نشان داده شده است).

$$D_{ny} = \frac{U_{rny}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (4)$$

$$\frac{F_{sn}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*}$$

که در آن  $M_n^*$  جرم موثر مودال بوده و از روابط زیر بدست می آید.

$$M_n^* = L_n \Gamma_n \quad (5)$$

$$L_n = \sum_{k=1}^N m_k \phi_{kn} \quad (6)$$

$$\Gamma_n = \frac{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kn}}{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kn}^2}$$

۵- محاسبه ماکزیمم جا به جایی غیرالاستیک سیستم یک درجه آزادی غیرالاستیک مربوط به مود n ام از طریق تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی یا تحلیل طیفی. پریود ارتعاشی مود n ام از رابطه زیر محاسبه می شود.



# یادداشت فنی

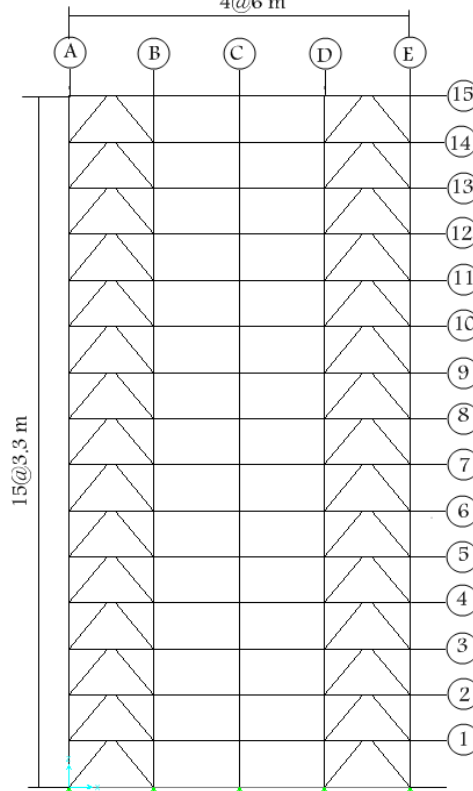
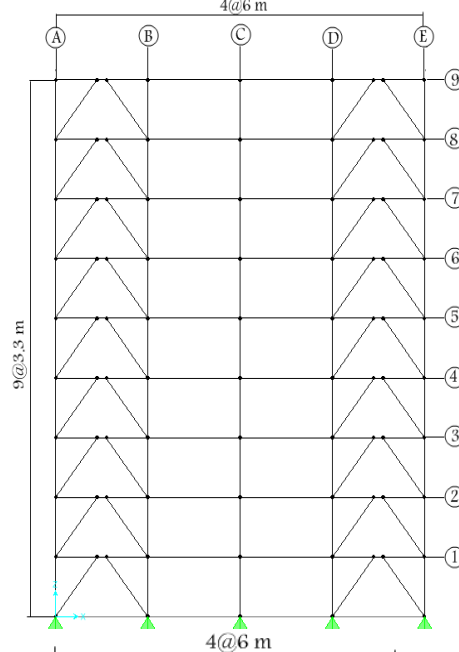
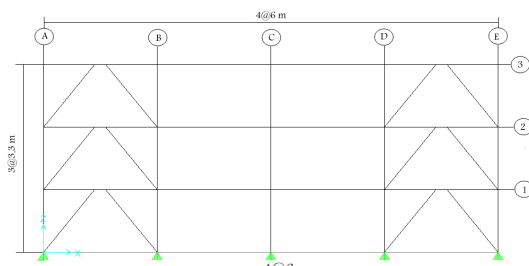
برای انجام تحلیلهای استاتیکی فزاینده غیرخطی مدی و تاریخچه زمانی، از هفت شتابنگاشت مختلف استفاده گردیده است، که برای ایجاد همگونی و امکان مقایسه بهتر بین نتایج و استفاده از نتایج میانگین، تمام شتابنگاشتها با طیف طرح آئین نامه ایران برای خاک نوع II همپایه شده اند. که مقادیر PGA این شتابنگاشتها قبل و بعد از همپایه کردن در جدول ۴ آورده شده است.

جدول (۱): مشخصات مقاطع قاب ۳ طبقه [۲]

Floor	Beam		Column			Brace
	AB DE	BC CD	A E	B D	C	A-B D-E
3	IPE2 40	IPE2 40	2IPE1 40	2IPE1 40	2IPE1 40	2UNP120 D10
2	IPE2 70	IPE2 70	2IPE1 60	2IPE1 80	2IPE2 00	2UNP140 D10
1	IPE3 00	IPE3 00	2IPE1 80	2IPE2 20	2IPE2 40	2UNP140 D10

جدول (۲): مشخصات مقاطع قاب ۹ طبقه [۲]

Floor	Beam		Column			Brace
	A B D E	B C C D	A E	B D	C	A-B D-E
9	IP E2 70	IP E4 50	B120X1 20X12	B120X1 20X12	B120X1 20X12	2UNP1 40D10
8	IP E3 00	IP E4 50	B120X1 20X12	B120X1 20X12	B180X1 80X16	2UNP1 40D10
7	IP E3 30	IP E4 50	B180X1 80X16	B180X1 80X16	B180X1 80X16	2UNP1 60D10
6	IP E3 30	IP E4 50	B180X1 80X16	B200X2 00X20	B180X1 80X16	2UNP1 60D10
5	IP E3 30	IP E4 50	B200X2 00X20	B200X2 00X20	B200X2 00X20	2UNP1 60D10
4	IP E3 60	IP E4 50	B240X2 40X20	B260X2 60X25	B200X2 00X20	2UNP1 80D10
3	IP E3 60	IP E4 50	B260X2 60X25	B260X2 60X25	B240X2 40X20	2UNP1 80D10
2	IP E3 60	IP E4 50	B320X3 20X30	B320X3 20X30	B260X2 60X25	2UNP1 80D10
1	IP E3 60	IP E4 50	B320X3 20X30	B320X3 20X30	B260X2 60X25	2UNP1 80D10



شکل (۳): شکل هندسی قابهای ۱۵ و ۹ و ۳ طبقه [۲]

## یادداشت فنی

جدول (۳): مشخصات مقاطع قاب ۱۵ طبقه [۲]

ها در برآورد پاسخ های سازه، نسبت به نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی به عنوان روش دقیق (شاهد)، پرداخته می شود. پارامترهای پاسخ که از نتایج تحلیل ها استخراج شده و مورد مقایسه قرار گرفته اند عبارتند از: ۱- حداکثر تغییر مکان طبقات، به صورت درصدی از ارتفاع قاب ۲ - درصد تغییر مکان نسبی طبقات. پارامتر دوم همواره اهمیت زیاد تری در برآورد خسارت دارد.

برای انجام آنالیزها از نرم افزار SAP2000 استفاده شده است. این نرم افزار دارای امکانات مناسب برای انجام آنالیزهای استاتیکی غیرخطی و همچنین تحلیل های دینامیکی غیرخطی می باشد. در نمودارهای (۴-الف)، (۵-الف)، (۸-الف)، (۹-الف)، (۱۲-الف) و (۱۳-الف) پاسخ های محاسبه شده از روش MPA با یک، دو و سه مود مختلف و همچنین نتایج حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی (NL-RHA) به عنوان روش دقیق و در نمودارهای (۶-الف)، (۷-الف)، (۱۰-الف)، (۱۱-الف)، (۱۴-الف) و (۱۵-الف) پاسخ های محاسبه شده از روش های مختلف (FEMA) بالگوهای بار متفاوت و روش MPA با سه مود (و همچنین نتایج حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی (NL-RHA) به عنوان روش دقیق و مبنای مقایسه نشان داده شده است. نتایج حاصل از ۷ زلزله بکار برده شده در تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی به توصیه FEMA میانگین گیری شده است. محور قائم نشان دهنده شماره طبقه و محور افقی مقدار پاسخ را نشان می دهد. در نمودارهای (۴-ب) تا (۱۵-ب) مقدار خطای این روش ها بر روی محور افقی به صورت درصد نشان داده شده است.

Floor	Beam		Column			Brace
	A B D E	B C C D	A E	B D	C	A-B D-E
15	IPE 300	IPE 450	B120X1 20X12	B120X1 20X12	B120X1 20X12	2UNP1 40D10
14	IPE 300	IPE 450	B180X1 80X16	B180X1 80X16	B180X1 80X16	2UNP1 40D10
13	IPE 330	IPE 450	B180X1 80X16	B180X1 80X16	B180X1 80X16	2UNP1 60D10
12	IPE 330	IPE 450	B180X1 80X16	B180X1 80X16	B180X1 80X16	2UNP1 60D10
11	IPE 330	IPE 450	B200X2 00X20	B200X2 00X20	B200X2 00X20	2UNP1 80D10
10	IPE 360	IPE 450	B240X2 40X20	B240X2 40X20	B240X2 40X20	2UNP1 80D10
9	IPE 360	IPE 450	B260X2 60X25	B260X2 60X25	B240X2 40X20	2UNP1 80D10
8	IPE 400	IPE 450	B300X3 00X25	B300X3 00X25	B260X2 60X25	2UNP2 00D10
7	IPE 400	IPE 450	B320X3 20X30	B320X3 20X30	B260X2 60X25	2UNP2 00D10
6	IPE 400	IPE 450	B320X3 20X30	B340X3 40X30	B300X3 00X25	2UNP2 00D10
5	IPE 400	IPE 450	B400X4 00X30	B400X4 00X30	B300X3 00X25	2UNP2 00D10
4	IPE 400	IPE 450	B400X4 00X35	B400X4 00X35	B300X3 00X25	2UNP2 00D10
3	IPE 400	IPE 450	B400X4 00X40	B400X4 00X40	B320X3 20X30	2UNP2 00D10
2	IPE 400	IPE 450	B440X4 40X40	B440X4 40X40	B320X3 20X30	2UNP2 00D10
1	IPE 400	IPE 450	B500X5 00X40	B500X5 00X40	B320X3 20X30	2UNP2 00D10

جدول (۴): شتاب نگاشت های همپایه شده با طیف طرح

آیین نامه ایران برای خاک نوع II [۲]

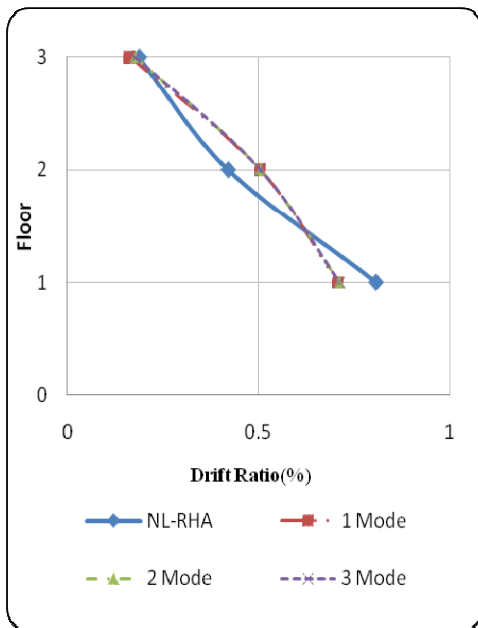
Name	PGA مقیاس شده بر حسب g	PGA واقعی بر حسب g
Chichi	0.450	0.808
Elcentro	0.464	0.319
Kobe	0.443	0.821
Naghan	0.678	0.706
Mexico	0.841	0.587
Northridge	0.451	0.514
Sanfernando	1.218	0.366

### ۵- اعمال روشها و بررسی نتایج

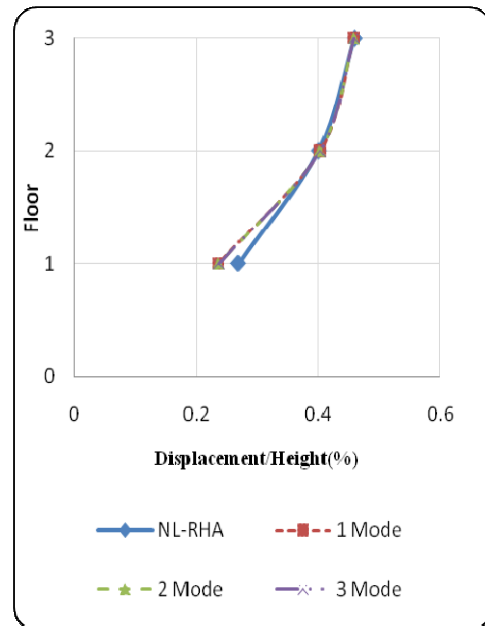
در این بخش با اعمال الگوهای بار موجود در FEMA و الگوهای بار مودی مورد استفاده در روش MPA بر روی مدل های انتخاب شده، به مقایسه دقت و توانایی این روش



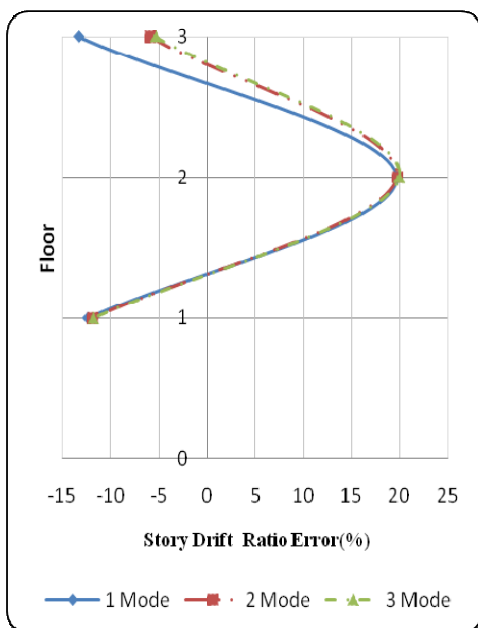
# یادداشت فنی



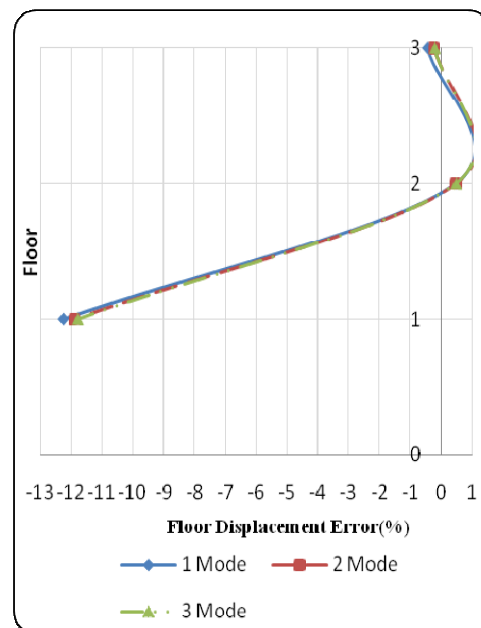
(الف)



(الف)



(ب)

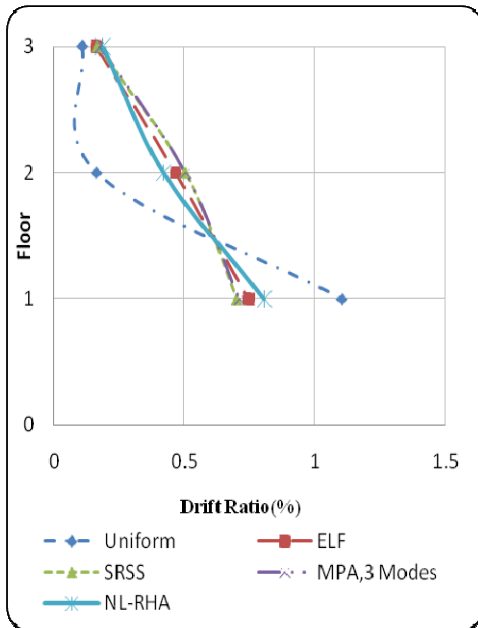


(ب)

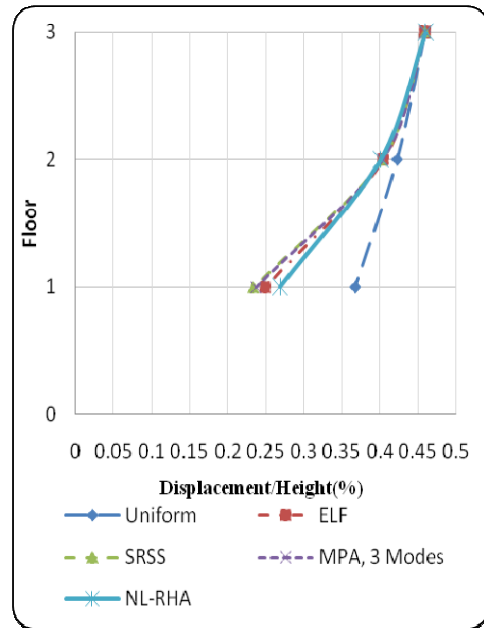
شکل (۵): (الف) تعیین جابجایی نسبی طبقات با استفاده از برآوردهای MPA با ۱، ۲ و ۳ مود در قاب ۳ طبقه (ب) خطاها در برآورد پاسخها [۲]

شکل (۴): (الف) تعیین جابجایی حداکثر طبقات با استفاده از برآوردهای MPA با ۱، ۲ و ۳ مود در قاب ۳ طبقه (ب) خطاها در برآورد پاسخها [۲]

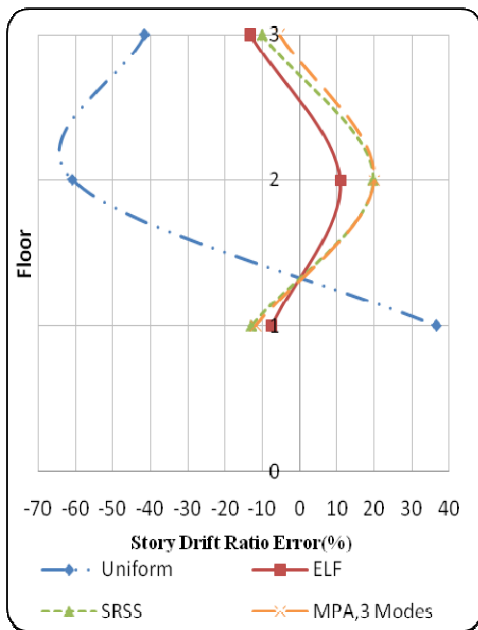
# یادداشت فنی



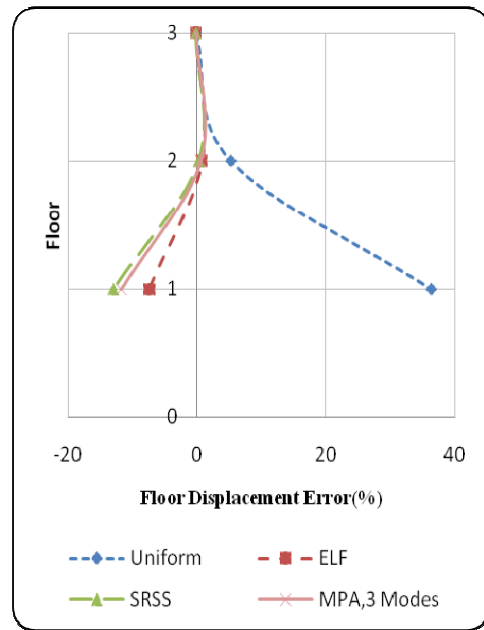
(الف)



(الف)



(ب)



(ب)

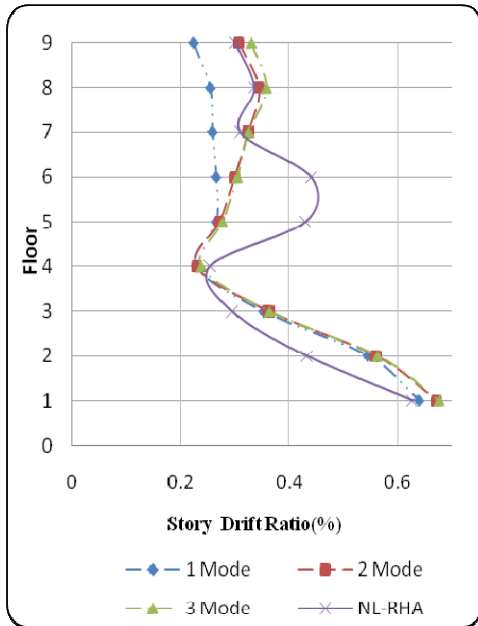
شکل (۷): (الف) تعیین جابجایی نسبی طبقات با استفاده از برآوردهای MPA و FEMA در قاب ۳ طبقه (ب) خطاها در

برآورد [۲]

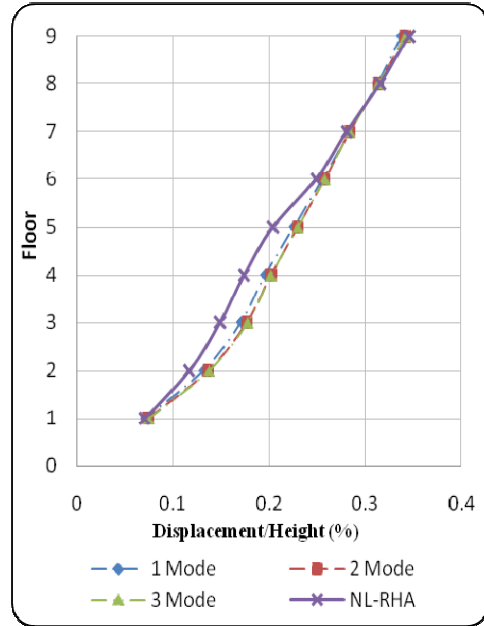
شکل (۶): (الف) تعیین جابجایی حداکثر طبقات با استفاده از برآوردهای MPA و FEMA در قاب ۳ طبقه (ب) خطاها در

برآورد [۲]

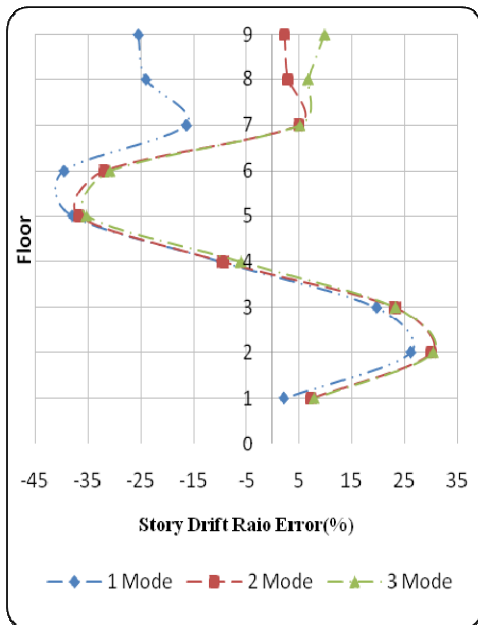
# یادداشت فنی



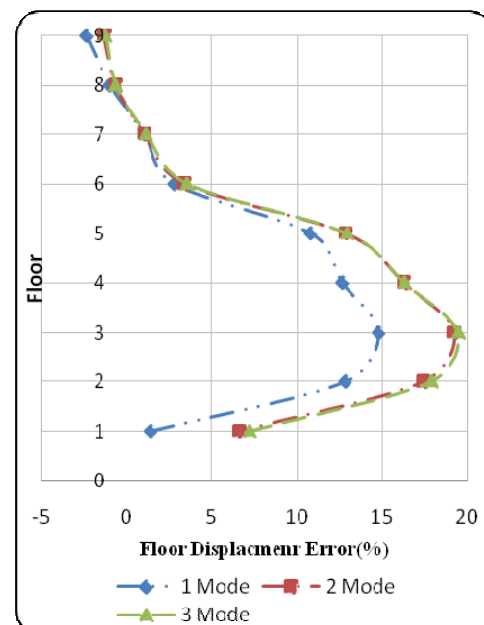
(الف)



(الف)



(ب)

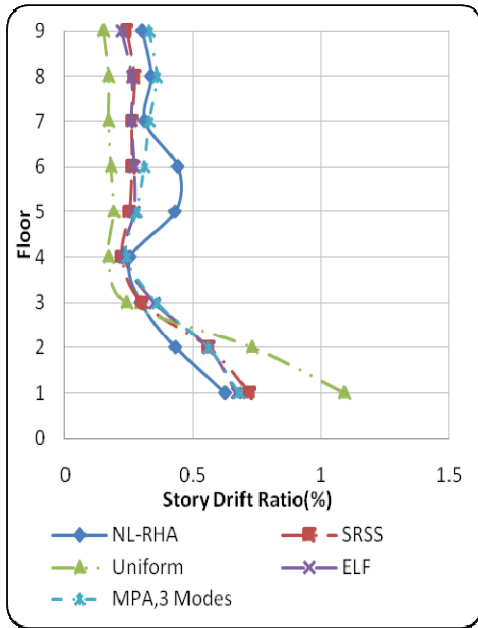


(ب)

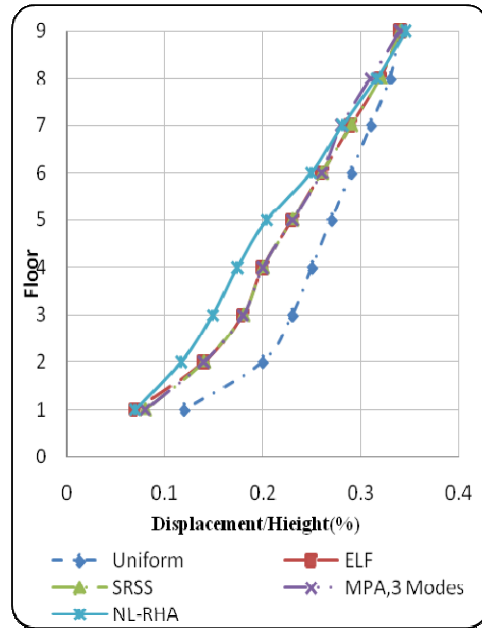
شکل (۹): (الف) تعیین جابجایی نسبی طبقات با استفاده از برآوردهای MPA با ۱، ۲ و ۳ مود در قاب ۹ طبقه (ب) خطاها در برآورد پاسخها [۲]

شکل (۸): (الف) تعیین جابجایی حداکثر طبقات با استفاده از برآوردهای MPA با ۱، ۲، ۳ و ۹ مود در قاب ۹ طبقه (ب) خطاها در برآورد پاسخها [۲]

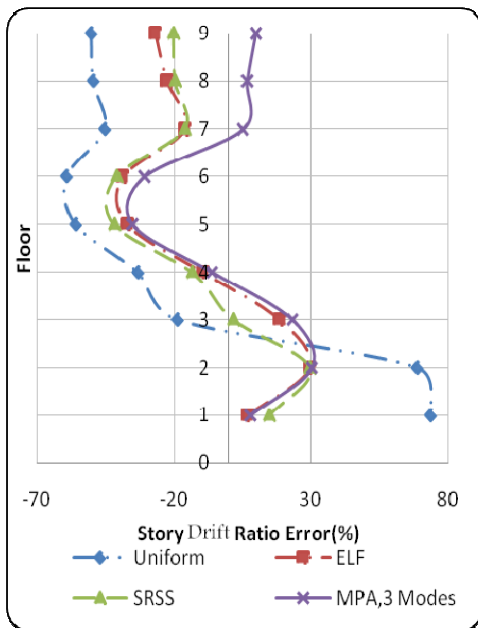
# یادداشت فنی



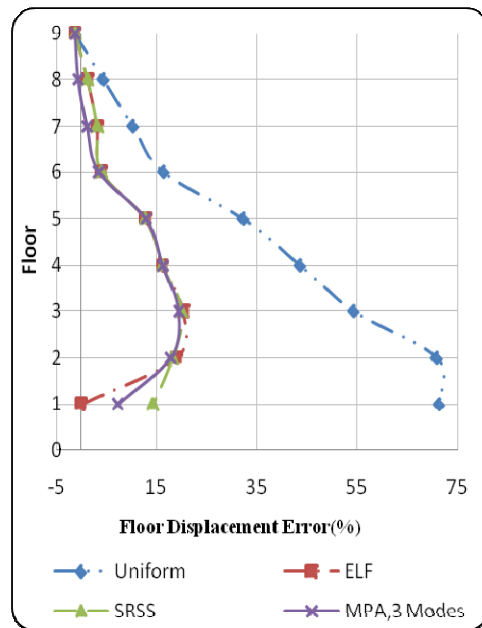
(الف)



(الف)



(ب)

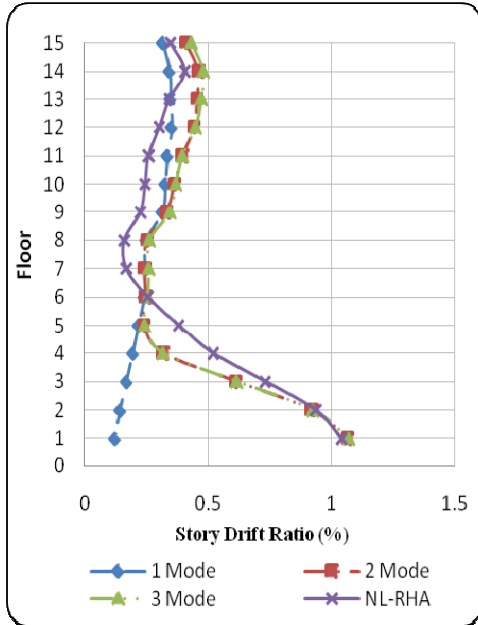


(ب)

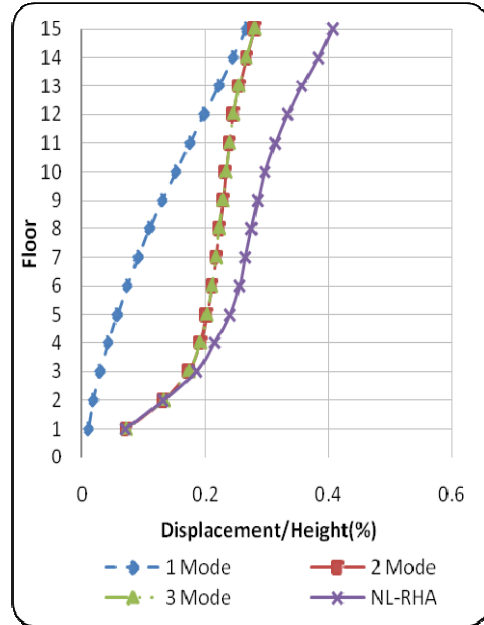
شکل (۱۱): (الف) تعیین جابجایی نسبی طبقات با استفاده از برآوردهای MPA و FEMA در قاب ۹ طبقه (ب) خطاها در برآورد [۲]

شکل (۱۰): (الف) تعیین جابجایی حداکثر طبقات با استفاده از برآوردهای MPA و FEMA در قاب ۹ طبقه (ب) خطاها در برآورد [۲]

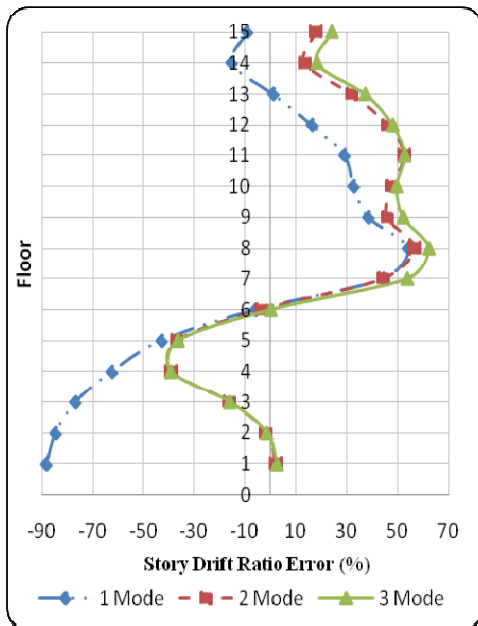
# یادداشت فنی



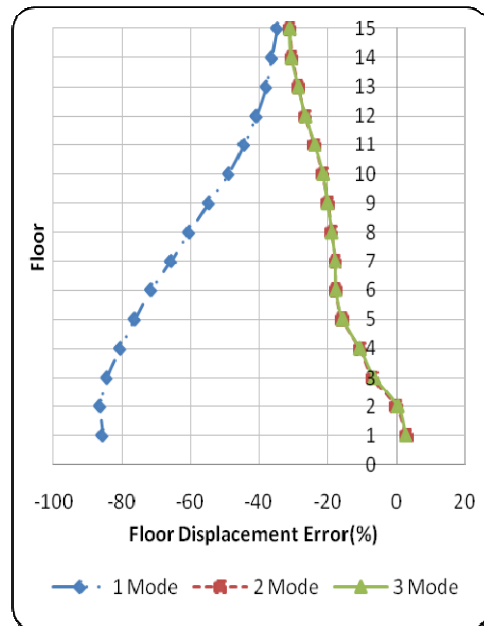
(الف)



(الف)



(ب)

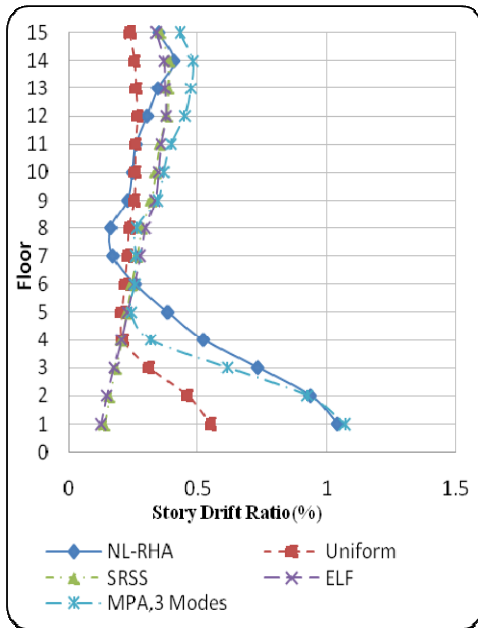


(ب)

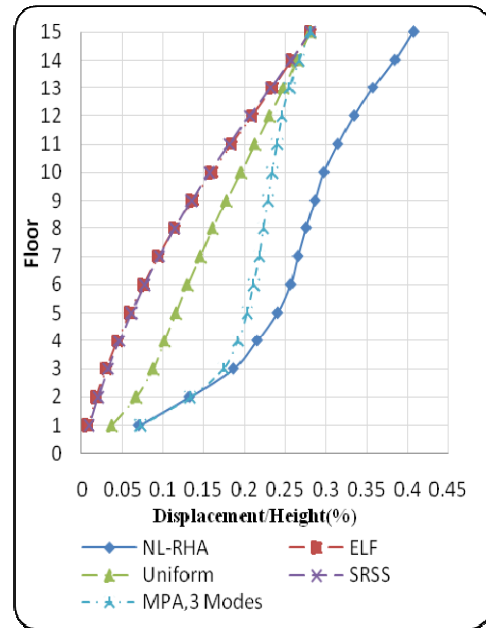
شکل (۱۳): (الف) تعیین جابجایی نسبی طبقات با استفاده از برآوردهای MPA با ۱، ۲ و ۳ مود در قاب ۱۵ طبقه (ب) خطاها در برآورد پاسخها [۲]

شکل (۱۲): (الف) تعیین حداکثر طبقات با استفاده از برآوردهای MPA با ۱، ۲ و ۳ مود در قاب ۱۵ طبقه (ب) خطاها در برآورد پاسخها [۲]

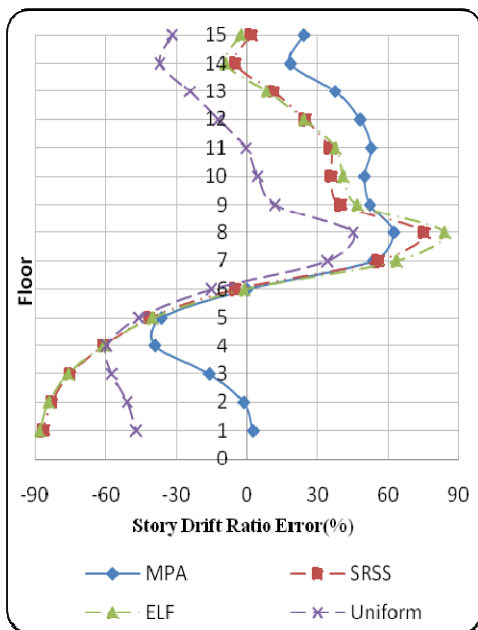
# یادداشت فنی



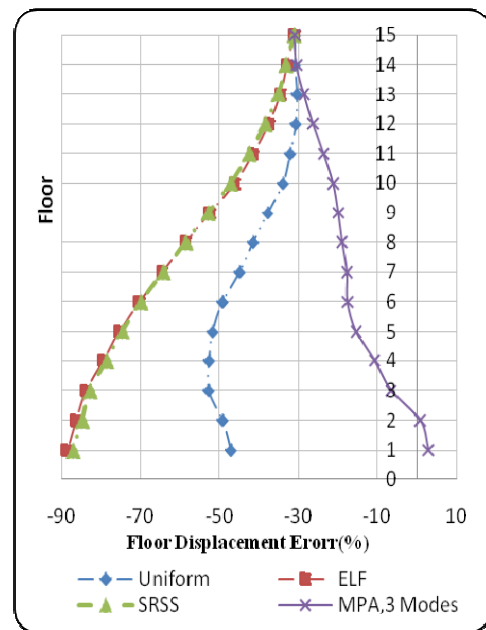
(الف)



(الف)



(ب)



(ب)

شکل (۱۵): (الف) تعیین جابجایی نسبی طبقات با استفاده از برآوردهای MPA و FEMA در قاب ۱۵ طبقه (ب) خطاها در برآورد [۲]

شکل (۱۴): (الف) تعیین حداکثر طبقات با استفاده از برآوردهای MPA و FEMA در قاب ۱۵ طبقه (ب) خطاها در برآورد [۲]

## یادداشت فنی

### ۶- نتایج تحلیل ها

در این مقاله قاب ۳ طبقه به عنوان قاب کوتاه مرتبه، قاب ۹ طبقه به عنوان قاب میان مرتبه و قاب ۱۵ طبقه به عنوان قاب بلند مرتبه در نظر گرفته شده است. با توجه به فرضیات در نظر گرفته شده در این مقاله (از جمله دو بعدی بودن ساختمان، استفاده از تعدادی قابهای محدود، استفاده از شتابنگاشت‌های هفت گانه ذکر شده و ...) می‌توان به نتایج زیر دست یافت:

#### ۶-۱- نتایج تحلیل قابهای کوتاه مرتبه

با توجه به نمودارهای (۴)، (۵)، (۶) و (۷) برای جابجایی حداکثر و نسبی طبقات قابهای کوتاه مرتبه می‌توان نتیجه گرفت: توزیع بار یکنواخت در برآورد حداکثر جابجایی و جابجایی نسبی طبقات قابهای کوتاه مرتبه عملکرد ضعیفی دارد و پاسخ‌ها را با خطای زیادی برآورد می‌نماید.

روش MPA، در برآورد حداکثر جابجایی و جابجایی نسبی طبقات عملکرد بسیار مناسبتری نسبت به الگوی توزیع بار یکنواخت دارد. ولی در مقایسه با توزیع بارهای SRSS و ELF دارای عملکرد تقریباً مشابه می‌باشد و دقت توزیع بار ELF در برآورد جابجایی نسبی و حداکثر طبقات همانند روش MPA و حتی گاهی بهتر از آن می‌باشد.

#### ۶-۲- نتایج تحلیل قابهای میان مرتبه

با توجه به نمودارهای (۸)، (۹)، (۱۰) و (۱۱) برای جابجایی حداکثر و نسبی طبقات قابهای میان مرتبه می‌توان نتیجه گرفت:

در مورد الگوهای توزیع بار FEMA، توزیع بار یکنواخت در برآورد جابجایی نسبی طبقات عملکرد غیر قابل قبولی دارد. به طور نسبی الگوی توزیع بار SRSS در برآورد جابجایی نسبی طبقات عملکرد بهتری از الگوهای توزیع بار ELF دارد. توزیع بار یکنواخت (Uniform) در برآورد حداکثر جابجایی طبقات مخصوصاً در طبقات پایینتر، عملکرد نامناسبی دارد. الگوی توزیع بار ELF نسبت به سایر الگوهای توزیع بار در برآورد این پاسخ دقیقتر

عمل می‌نماید. روش MPA در برآورد جابجایی نسبی و جابجایی حداکثر طبقات، در نیمه بالایی سازه عملکرد بسیار خوبی داشته و از الگوهای توزیع بار FEMA دقیقتر می‌باشد. ولی در نیمه پایینی مزیت خاصی نسبت به الگوهای ELF و SRSS ندارد. توزیع بار ELF جابجایی نسبی و حداکثر طبقات یک سوم پایینی قابها را با دقتی همانند روش MPA و حتی گاهی بهتر برآورد می‌نماید.

به طور کلی روش MPA پاسخ‌ها را (مخصوصاً جابجایی نسبی طبقات را که پارامتر بسیار مهمی در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد) نسبت به الگوهای توزیع بار FEMA دقیقتر و با خطای کمتری برآورد می‌نماید.

هر چه تعداد طبقات سازه بیشتر می‌شود، با بالا رفتن ضریب مشارکت مودهای دیگر غیر از مود اول، تأثیر در نظر گرفتن مودهای بالاتر به خصوص در نتایج طبقات فوقانی زیادتر می‌شود. این تأثیر در برآورد جابه جایی نسبی طبقات بیشتر دیده می‌شود. معمولاً سه مود اول دقت خوبی دارد.

#### ۶-۳- نتایج تحلیل قابهای بلند مرتبه

با توجه به نمودارهای (۱۲)، (۱۳)، (۱۴) و (۱۵) برای جابجایی حداکثر و نسبی طبقات قابهای بلند مرتبه می‌توان نتیجه گرفت:

توزیع بار یکنواخت (Uniform) در برآورد حداکثر جابجایی طبقات، عملکرد بسیار مناسبتری نسبت به سایر توزیع‌های FEMA دارد. با این وجود در کل از دقت مناسبی برخوردار نیست عملکرد الگوهای توزیع بار FEMA در برآورد حداکثر جابجایی طبقات غیر قابل قبول می‌باشد. روش MPA نسبت به دو الگوی توزیع بار ELF و SRSS در برآورد حداکثر جابجایی طبقات همواره عملکرد بسیار بهتری دارد. تأثیر روش MPA در بهبود دقت برآوردهای جابجایی حداکثر طبقات پایینی بسیار نمایانتر می‌باشد. توزیع بار یکنواخت (Uniform) در برآورد جابجایی نسبی طبقات، بجز در یک سوم بالایی طبقات، عملکرد بسیار مناسبتری نسبت به سایر توزیع‌های FEMA دارد. دقت این توزیع در یک سوم میانی طبقات

## یادداشت فنی

۳. شایانفر محسنعلی، صفایی سید مهدی، " بررسی تأثیر الگوهای بار جانبی در تحلیل استاتیکی غیرخطی در قابهای ساده بلندمرتبه واگرا"، چهارمین همایش ملی نگرشی برآیین نامه ۲۸۰۰، ۱۳۸۸.

4. Chopra, A.K and Goel, R.K " A modal Pushover Procedure to estimate seismic demands for buildings :Summery and evaluation " fifth National conference on Earthquake, Istanbul, Turkey, Keynot Lecture, 2003

5. FEMA "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", FEMA 273, and "NEHRP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", FEMA 274. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C, 1997.

6. FEMA "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", FEMA 440, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C, 2005 .

7. Naeim, F. " The seismic design hand book, chapter 15, Performance Based Seismic Engineering ", Van Nostrand, 2000.

8. Shakeri, M.A. Shayanfar and Kabeyasawa "A story shear-based adaptive pushover procedure for estimating seismic demands of buildings" Journal of Engineering structures, Vol 32, issue 1, p174-183, January 2010

9. Shakeri, M.A. Shayanfar and M. Mohebbi Asbmarz "A Spectra-Based Multi Modal Adaptive Pushover Procedure for Seismic Assessment of Buildings." Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.

10. Kamil Khandelwal, Sherif El-Tawil, Fahim Sadek. " Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames" Journal of Constructional Steel Research, 2008.

11. AISC 2005. American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.

12. Shakeri, M.A. Shayanfar and A.S. Moghaddam. "An Efficient Method for Optimum Combination of Modes Required for Pushover Analysis" Proceeding of the 9<sup>th</sup> Canadian Conference on Earthquake Engineering, Canada, 2007.

13. Kalkan, Kunnath. "Method of Modal

حتی از روش MPA نیز بالاتر می باشد و تأثیر روش MPA در بهبود دقت برآوردهای جابجایی نسبی نیمه پایینی طبقات بسیار محسوس و چشمگیر می باشد.

### ۷- نتیجه گیری

با انجام مدلسازی ها و مطالعه بر روی نتایج تحلیل ها و تفسیر آنها می توان نتایج کلی مقاله را بصورت زیر بیان نمود:

در روش MPA مخصوصا در قابهای کوتاه مرتبه و میان مرتبه در نظر گیری مود سوم تأثیر چندانی در بهبود پاسخ-ها نخواهد داشت و می توان از آن صرفنظر نمود و با این نظر گیری دو مود اول سازه به دقت مطلوبی رسید. با این وجود، با بالا رفتن ضریب مشارکت مودهای دیگر غیر از مود اول، تأثیر در نظر گرفتن مودهای بالاتر به خصوص در نتایج طبقات فوقانی زیادتر می شود.

هم چنین به طور کلی روش MPA پاسخ ها را نسبت به الگوهای توزیع بار FEMA دقیقتر و با خطای کمتری برآورد می نماید. بعلاوه در میان الگوهای توزیع بار FEMA، بطور نسبی الگوهای ELF و SRSS برآورد بهتری از پاسخ ها را نسبت به الگوی توزیع بار یکنواخت ارائه می دهند. هم چنین دقت روش MPA با بالا رفتن ارتفاع طبقات در مدل های مختلف کمتر می شود که این بدلیل ورود سازه به مرحله غیرالاستیک بوده که دقت فرضیات روش را کاهش می دهد.

### ۷- مراجع

۱. صفایی، سید مهدی، " بررسی و ارزیابی روش های پوش آور پیشرفته " سمینار کارشناسی ارشد مهندسی عمران، گرایش سازه، دانشکده عمران دانشگاه علم و صنعت ایران، ۱۳۸۸

۲. شایانفر محسنعلی، صفایی سید مهدی، " بررسی اثرات الگوهای مختلف توزیع بار جانبی و مودهای بالاتر در آنالیز استاتیکی غیر خطی (Pushover) قابهای مهاربندی شده واگرا"، پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران، گرایش سازه، دانشکده عمران دانشگاه علم و صنعت ایران، ۱۳۸۸.



## یادداشت فنی

Combinations for Pushover Analysis of Buildings"  
13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering,  
Canada, 2007.

14. Yi Jiang, Gang Li and Dixiong Yang. "A modified approach of energy balance concept based multimode pushover analysis to estimate seismic demands for buildings". Journal of Engineering structures, Vol 32, issue5, p1272-1283, May 2010

15. Kalkan , Kunnath . "Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of buildings" Journal of Engineering structures, Vol 29, issue 3, p305-316, March 2007

16. Moghaddam, Hajirasouliha. "An investigation on the accuracy of pushover analysis for estimating the seismic deformation of braced steel frames". Journal of Constructional Steel Research, Vol 62, issue 43, p343-351, April 2006

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

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

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



# انجمن سازه های فولادی ایران

فرم درخواست عضویت حقیقی، حقوقی و دانشجویی

محل الصادق  
عکس

## ۱. مشخصات

نام ..... نام خانوادگی .....  
 First Name: ..... Last Name: .....  
 نام پدر: ..... شماره شناسنامه: ..... سال تولد: ..... محل تولد: ..... کد ملی: .....  
 - اشخاص حقوقی (مشخصات نماینده شرکت در قسمت اشخاص حقیقی درج شود):  
 نام شرکت: ..... شماره ثبت: ..... تاریخ و محل ثبت: ..... فعالیت اصلی: .....

## ۲. سوابق تحصیلی دانشگاهی

کشور - شهر	دانشگاه	تاریخ اخذ مدرک	گرایش	رشته	مقطع

## ۳. سوابق حرفه ای

محل خدمت	سمت	از تاریخ	تا تاریخ

### فعالیت سازمان مربوط

- خدمات طرح و ساخت  
 خدمات مشاوره  
 خدمات پیمانکاری  
 خدمات پژوهشی  
 خدمات آموزشی  
 تولید کننده محصولات فولادی  
 تولید کننده ماشین آلات و تجهیزات  
 دستگاه های اجرایی  
 سایر .....

### فعالیت اصلی

- مدیر ارشد  
 مدیر اجرایی  
 مدیر تولید  
 مدیر طراحی  
 عضو هیأت علمی (مرتبه علمی)  
 کارشناس طراح  
 کارشناس مصالح  
 کارشناس ماشین آلات  
 کارشناس کنترل کیفیت

## ۴. نشانی

منزل ..... کدپستی .....  
 تلفن ..... کد ..... فاکس ..... تلفن همراه .....  
 محل کار ..... کد ..... فاکس ..... تلفن همراه .....  
 مکاتبات انجمن با کدام نشانی انجام گیرد:  منزل  محل کار  
 Email: .....

تبصره: این فرم توسط نماینده شرکت های حقوقی تکمیل گردد.

اینجانب ..... صحت مندرجات این برگه را تایید نموده و با آگاهی نسبت به اساسنامه انجمن سازه های فولادی ایران درخواست عضویت حقوقی  حقیقی  دانشجویی  در این انجمن را دارم.

تاریخ امضاء

۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ

سایر موارد ضمیمه گردد .

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع فعالیت	نوع عضویت	تاریخ عضویت

سایر موارد ضمیمه گردد .

مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۳\*۴ - تصویر شناسنامه - تصویر آخرین مدرک تحصیلی (کپی کارت دانشجویی برای عضویت دانشجویی) - رسید پرداخت حق عضویت

حق عضویت :

- اعضای حقیقی یکمصد و هشتاد هزار ریال
- اعضای دانشجویی پنجاه هزار ریال
- اعضای حقوقی
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی

دو میلیون ریال  
یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۳۳۰۴۵۰۷۰۴۵ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰۷۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

درخواست عضویت ..... در جلسه مورخ ..... کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت بعمل آمد .

کمیته پذیرش

در جلسه هیأت مدیره مورخ ..... مورد تایید قرار گرفت.

هیأت مدیره

در این بخش چیزی ننویسید

لطفاً پس از تکمیل این برگه را به همراه مدارک به نشانی زیر، دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران، ارسال فرمایید :  
تهران - بزرگراه رسالت - انتهای پل سیدخندان - خ شهید کابلی (خ دبستان سابق) - پلاک ۱۰ - واحد ۱۰

تلفن: ۸۸۴۶۹۰۰۴ تلفکس: ۸۸۴۲۹۴۳۸

جهت اطلاعات بیشتر به نشانی [www.ISSS.IR](http://www.ISSS.IR) مراجعه نمایید .