

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران
رشته مهندسی عمران گرایش سازه
پایان نامه کارشناسی ارشد

بررسی رفتار قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با مهاربند فولادی به روش تحلیل
دینامیکی افزایشی (IDA)

نگارنده: مراد پورعباسعلی عمران

استاد راهنما
دکتر وحیدرضا کلات‌جاری

شهریور ۱۳۹۵

شماره: ۵۰
۱۷۷
تاریخ: ۳۰/۸/۸۰
ویرایش:

بازنگری



مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره ۷: صورتجلسه دفاع از پایان نامه تحصیلی دوره کارشناسی ارشد

با تأییدات خداوند متعال و با استعانت از حضرت ولی عصر (عج) ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای مراد پورعباسعلی عمران به شماره دانشجویی ۸۹۰۰۹۱۴ رشته عمران گرایش سازه، تحت عنوان بررسی رفتار لرزه ای سازه‌های بتن مسلح به روش تحلیل دینامیکی غیر خطی فراینده IDA بر اساس سطح عملکرد و آنالیز قابلیت اطمینان که در تاریخ ۱۳۹۵/۶/۱۵ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می‌گردد:

<input type="checkbox"/> مردود	<input type="checkbox"/> دفاع مجدد	<input checked="" type="checkbox"/> قبول (با درجه: <u>بسیار امتیاز (۱۶)</u>)
--------------------------------	------------------------------------	---

۱- عالی (۲۰ - ۱۹)

۲- بسیار خوب (۱۸ - ۱۸/۹۹)

۳- خوب (۱۶ - ۱۷/۹۹)

۴- قابل قبول (۱۴ - ۱۵/۹۹)

۵- نمره کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول

امضاء	مرتبه علمی	نام و نام خانوادگی	عضو هیأت داوران
	دانشیار	وحیدرضا کلات جاری	۱- استاد راهنمای اول
			۲- استاد راهنمای دوم
			۳- استاد مشاور
	دانشیار	احمد احمدی	۴- نماینده شورای تحصیلات تکمیلی
	استادیار	فرنوش باسلیقه	۵- استاد ممتحن اول
	استادیار	محمد شامخی	۶- استاد ممتحن دوم

رئیس دانشکده:

تقدیم ہے:

خانوادہ ام

کہ با صبر و شکیبائی و حمایت ہی بی پایانشان،

انجام این پایان نامہ را ممکن نمودند.

تقدیر و شکر:

خداوند را سپاس می گویم که بارها همگانی ها و حمایت های اساتید ارجمندم
این تحقیق را به اتمام رساندم. سایه است از رحمت بی سائبه استاد
گرامی ام آقای دکتر کلات جاری، کمال قدردانی و سپاسگزاری را
بعمل آورم.

تعهد نامه

اینجانب **مراد پورعباسعلی عمران** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته **مهندسی عمران** دانشکده **عمران و معماری دانشگاه صنعتی شاهرود** نویسنده پایان نامه بررسی رفتار لرزه ای سازه های بتن مسلح به روش تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده **IDA** بر اساس سطح عملکرد و آنالیز قابلیت اطمینان تحت راهنمایی **دکتر وحیدرضا کلات جاری** متعهد می شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

یکی از روش‌های مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح در برابر نیروهای جانبی، استفاده از مهاربندهای فولادی است. در میان انواع سیستم‌های مهاربندی، مهاربندهای هم‌محور ضربدری به دلیل سختی بالا و ساده بودن طراحی، کاربرد وسیعی دارند. در این تحقیق رفتار قاب‌های بتن مسلح ۴، ۸ و ۱۲ طبقه که با مهاربند ضربدری مقاوم‌سازی شده‌اند، توسط تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی افزایشی (IDA) مورد بررسی قرار گرفته‌است. تحلیل استاتیکی غیرخطی بمنظور بررسی تاثیر مهاربند فولادی بر رفتار قاب‌های بتن مسلح کوتاه‌مرتبه، میان مرتبه و بلندمرتبه و تحلیل دینامیکی افزایشی بمنظور بررسی رفتار دینامیکی این سیستم سازه‌ای تحت رکوردهای لرزه‌ای صورت گرفته‌است. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان می‌دهد، مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با مهاربند فولادی علاوه بر افزایش قابل توجه در مقاومت و سختی سازه، سبب کاهش تغییرمکان‌های آن نیز می‌شود. البته درصد افزایش سختی در اثر افزودن مهاربند در قاب‌های بتن مسلح ۴ طبقه بیش از قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه می‌باشد. مقایسه منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل استاتیکی قاب‌ها نشان می‌دهد که در یک تغییرمکان جانبی ثابت، افزایش ارتفاع سبب کاهش ظرفیت سازه می‌شود. مشابه این نتیجه از منحنی‌های IDA نیز برای این سیستم سازه‌ای به دست آمده‌است. در نهایت مقایسه منحنی‌های شکنندگی حاصل از تحلیل IDA نشان می‌دهد که در هر دو سطح عملکردی کاربری بی‌وقفه و آستانه فروریزش و در یک شدت لرزه‌ای ثابت، سیستم باربر جانبی قاب بتن مسلح مهاربندی شده در سازه‌های بلندتر احتمال شکست بیش‌تری دارد.

واژگان کلیدی

قاب بتن مسلح، مهاربند فولادی، تحلیل غیرخطی، IDA، پوش‌آور، منحنی شکنندگی

فهرست مطالب

صفحه

عنوان

فصل ۱	۱
۱-۱- مقدمه	۲
۲-۱- تحلیل دینامیکی غیر خطی	۸
۳-۱- تحلیل دینامیکی غیر خطی ساده شده با مدل چند درجه آزادی معادل	۹
۴-۱- تحلیل دینامیکی غیر خطی ساده شده با مدل یک درجه آزادی معادل	۹
۵-۱- تحلیل بارافزون چند مدی	۱۰
۶-۱- تحلیل استاتیکی غیر خطی	۱۰
۱-۶-۱- روند انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی	۱۱
۲-۶-۱- توزیع بار جانبی	۱۲
۳-۶-۱- رفتار اعضای سازه‌ای با توجه به منحنی نیرو- تغییر شکل	۱۲
۴-۶-۱- سطوح عملکرد سازه	۱۴
۷-۱- تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)	۱۶
۱-۷-۱- معرفی تحلیل IDA	۱۶
۲-۷-۱- اصول تحلیل IDA تک رکوردی	۱۹
۳-۷-۱- ویژگی‌های کلی منحنی IDA	۲۱
۴-۷-۱- ظرفیت و حالات حدی در منحنی‌های IDA	۲۶
۵-۷-۱- تحلیل IDA چند رکوردی و نحوه خلاصه‌سازی آن	۲۹
۶-۷-۱- صحت‌سنجی انتخاب IM	۳۱
۷-۷-۱- IDA و تحلیل استاتیکی غیر خطی	۳۲
فصل ۲	۳۵
۱-۲- مقدمه	۳۶
۲-۲- سیستم‌های دوگانه قاب خمشی بتنی و مهاربند فولادی	۳۶
۳-۲- تاریخچه تحقیقات	۳۸
۴-۲- انواع سیستم‌های مهاربندی فولادی	۴۸
۱-۴-۲- مهاربند هم‌محور	۴۸

۵۰	۲-۴-۲ - قاب‌های مهاربندی خارج از مرکز.....
۵۱	۲-۴-۳ - سیستم پانل برشی (Shear Panel System).....
۵۲	۲-۵-۵ - پارامترهای لرزه‌ای مهاربند فولادی ضربدری X در قاب بتنی.....
۵۲	۲-۵-۱ - ظرفیت باربری.....
۵۳	۲-۵-۲ - سختی و طاقت.....
۵۴	۲-۵-۳ - شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار.....
۵۵	۲-۵-۴ - رفتار هیستریزیس.....
۵۶	۲-۵-۵ - جذب و استهلاک انرژی.....
۵۷	۲-۵-۶ - کاهش سختی جانبی و زوال مقاومت.....
۵۷	۲-۵-۷ - کرنش در خاموت‌های ستون.....
۵۸	۲-۵-۸ - کرنش در خاموت اتصال تیر و ستون.....
۵۹	۲-۵-۹ - کرنش در میلگردهای طولی تیر.....
۶۰	۲-۶-۶ - توزیع مهاربند فولادی در ارتفاع قاب بتنی.....
۶۰	۲-۶-۱ - سختی و مقاومت.....
۶۱	۲-۶-۲ - توزیع تغییرشکل غیرالاستیک در ارتفاع.....
۶۳	۲-۷-۷ - تاثیر تعداد دهانه‌های مهاربندی شده.....
۶۳	۲-۸-۸ - اتصالات مهاربند فولادی به قاب بتنی.....
۶۳	۲-۸-۱ - مقدمه.....
۶۴	۲-۸-۲ - انواع اتصالات.....
۶۷	۲-۸-۳ - اضافه مقاومت اتصالات.....
۶۹	فصل ۳.....
۷۰	۳-۱-۱ - مقدمه.....
۷۰	۳-۲-۲ - فرضیات مدل‌سازی.....
۷۰	۳-۲-۱ - مشخصات مصالح.....
۷۱	۳-۲-۲ - بارگذاری ثقلی.....
۷۱	۳-۲-۳ - بارگذاری جانبی.....
۷۱	۳-۳-۳ - ابعاد و مقاطع قاب‌های بتنی.....
۷۳	۳-۴-۴ - مقاطع مهاربند فولادی.....
۷۴	۳-۴-۱ - ضابطه لاغری در مهاربندهای هم‌محور.....

۷۴	۳-۴-۲- کمانش موضعی.....
۷۴	۳-۵- فرضیات تحلیل استاتیکی غیر خطی.....
۷۷	۳-۶- فرضیات تحلیل IDA.....
۷۷	۳-۶-۱- رکوردهای لرزه‌ای در نظر گرفته شده.....
۷۹	۳-۶-۲- روند انجام تحلیل IDA.....
۸۱	فصل ۴.....
۸۲	۴-۱- مقدمه.....
۸۲	۴-۲- نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی.....
۸۲	۴-۲-۱- منحنی ظرفیت قاب ۴ طبقه با مهاربندی و بدون آن.....
۸۳	۴-۲-۲- منحنی ظرفیت قاب ۸ طبقه با مهاربندی و بدون آن.....
۸۴	۴-۲-۳- منحنی ظرفیت قاب ۱۲ طبقه با مهاربندی و بدون آن.....
۸۵	۴-۲-۴- مقایسه منحنی ظرفیت قاب‌های مهاربندی شده.....
۸۶	۴-۲-۵- تاثیر سیستم مهاربندی در افزایش مقاومت قاب.....
۸۷	۴-۲-۶- تاثیر سیستم مهاربندی در افزایش سختی قاب.....
۸۹	۴-۲-۷- تاثیر سیستم مهاربندی در کاهش تغییر مکان قاب.....
۸۹	۴-۳- نتایج حاصل از تحلیل IDA.....
۹۰	۴-۳-۱- منحنی‌های IDA قاب‌های خمشی.....
۹۲	۴-۳-۲- منحنی‌های IDA قاب‌های مهاربندی شده.....
۹۵	۴-۳-۳- خلاصه منحنی‌های IDA.....
۱۰۲	۴-۳-۴- حالات حدی در تحلیل IDA.....
۱۰۴	۴-۳-۵- برآورد احتمالات متناظر با وقوع حالات حدی.....
۱۰۹	فصل ۵.....
۱۱۰	۵-۱- نتیجه‌گیری.....
۱۱۲	۵-۲- پیشنهادات برای تحقیقات آتی.....

فهرست شکل‌ها

عنوان	صفحه
شکل ۱-۱: مدل گسترش یافته‌ی سازه از روی مدل اجزا محدود اعضا [۱].....	۵
شکل ۲-۱: منحنی بار- تغییرمکان هیستریزیس به دست‌آمده از آزمایش [۱].....	۵
شکل ۳-۱: منحنی پوش backbone نمودار بار- تغییرمکان [۱].....	۵
شکل ۴-۱: منحنی ایده‌آل‌شده از روی منحنی پوش backbone [۱].....	۶
شکل ۵-۱: مدل استخوان ماهی [۱].....	۶
شکل ۶-۱: مدل عصا برای قاب با رفتار برشی (سازه سمت راست) و قاب با رفتار خمشی (سازه سمت چپ) [۱].....	۷
شکل ۷-۱: نمایش شماتیک تشکیل سیستم یک درجه آزادی از روی منحنی ظرفیت [۱].....	۷
شکل ۸-۱: نمایش حرکت زمین بصورت رکوردهای لرزه‌ای و طیف‌های الاستیک [۱].....	۸
شکل ۹-۱: روند تحلیل دینامیکی غیرخطی [۱].....	۹
شکل ۱۰-۱: روند تحلیل دینامیکی غیرخطی ساده‌شده با مدل یک درجه آزادی معادل [۱].....	۱۰
شکل ۱۱-۱: روند تحلیل استاتیکی غیرخطی [۱].....	۱۱
شکل ۱۲-۱: تفاوت بین سه الگوی بارگذاری جانبی [۴].....	۱۲
شکل ۱۳-۱: منحنی‌های رفتاری اعضای سازه‌ای [۳].....	۱۳
شکل ۱۴-۱: نمایش سطوح عملکرد سازه بر روی منحنی ظرفیت [۵].....	۱۵
شکل ۱۵-۱: روش‌های مختلف تحلیل غیرخطی به‌مراه میزان عدم قطعیت نسبی آن‌ها [۱].....	۱۵
شکل ۱۶-۱: مثالی از اطلاعات استخراج‌شده از تحلیل IDA تک رکوردی در $T_1=4 \text{ sec}$ ، قاب خمشی فولادی ۲۰ طبقه با اعضا و اتصالات شکل‌پذیر، شامل غیرخطی هندسی ($P-\Delta$) در معرض زلزله ۱۹۴۰ السنترو (مولفه موازی گسل) [۶].....	۱۸
شکل ۱۷-۱: منحنی‌های IDA در $T_1=1.8\text{s}$ برای قاب فولادی ۵ طبقه مهاربندی‌شده تحت ۴ شتاب‌نگاشت متفاوت [۶].....	۲۲
شکل ۱۸-۱: منحنی‌های IDA برای دریافت‌های میان طبقه‌ای حداکثر در هر طبقه و $T_1=1.8\text{s}$ برای قاب فولادی ۵ طبقه مهاربندی‌شده [۶].....	۲۴
شکل ۱۹-۱: پاسخ شکل‌پذیری در $T=1\text{s}$ برای سیستم الاستوپلاستیک در سطوح شدت مختلف. تسلیم اولیه در شدت‌های قوی‌تر منجر به پاسخ‌های حداکثر کمتر شده‌است [۶].....	۲۵

- شکل ۱-۲۰: احیا سازه‌ای در منحنی IDA در $T1=1.3s$ برای قاب خمشی فولادی ۳ طبقه با اتصالات برشی [۶]..... ۲۶
- شکل ۱-۲۱: دو روش مختلف برای تعیین نقاط ظرفیت در $T1=1.3s$ برای قاب خمشی فولادی ۳ طبقه با اتصالات برشی [۶]..... ۲۹
- شکل ۱-۲۲: تحلیل IDA با ۳۰ رکورد لرزه‌ای در $T1=1.8s$ برای قاب فولادی مهاربندی شده ۵ طبقه (a): ۳۰ منحنی IDA مجزا (b): خلاصه‌ی منحنی‌ها در مقیاس لگاریتمی [۶]..... ۳۱
- شکل ۱-۲۳: منحنی‌های IDA در $T1=2.2s$ برای قاب خمشی فولادی ۹ طبقه با اتصالات برشی بر حسب (a) PGA و (b) Sa [۶]..... ۳۲
- شکل ۱-۲۴: منحنی میانه IDA در مقابل منحنی پوش آور برای (a) قاب خمشی فولادی ۲۰ طبقه با اتصالات شکل‌پذیر و (b) قاب فولادی مهاربندی شده ۵ طبقه [۶]..... ۳۴
- شکل ۲-۱: اندرکنش بین قاب صلب خمشی و سیستم مهاربندی [۹]..... ۳۷
- شکل ۲-۲: عبور محورهای خنثی از یک نقطه..... ۴۸
- شکل ۲-۳: نحوه عملکرد بادبندهای شورون..... ۴۹
- شکل ۲-۴: استفاده از ستون دوخت..... ۴۹
- شکل ۲-۵: استفاده از پیکربندی مدول ۳..... ۴۹
- شکل ۲-۶: انواع رایج قاب‌های با مهاربندی واگرا..... ۵۰
- شکل ۲-۷: یک نمونه پانل برشی که با جاری شدن جان، انرژی اعمال شده را مستهلک نموده است. ۵۲
- شکل ۲-۸: مقایسه منحنی بار- تغییرمکان قاب مهاربندی نشده، سیستم مهاربندی X و قاب مهاربندی شده با مهاربند X [۱۲]..... ۵۳
- شکل ۲-۹: مقایسه منحنی بار- تغییرمکان قاب مهاربندی نشده (۱)، سیستم مهاربندی X (۲) و قاب مهاربندی شده با مهاربند X [۱۴]..... ۵۳
- شکل ۲-۱۰: منحنی هیستریزس قاب خمشی بتنی..... ۵۵
- شکل ۲-۱۱: منحنی هیستریزس قاب بتنی مهاربندی شده..... ۵۶
- شکل ۲-۱۲: تغییرات جذب انرژی قاب‌های با و بدون مهاربندی X..... ۵۷
- شکل ۲-۱۳: کاهش سختی جانبی..... ۵۷
- شکل ۲-۱۴: تغییرات کرنش در خاموت‌های ستون در قاب خمشی بتنی..... ۵۸
- شکل ۲-۱۵: تغییرات کرنش در خاموت‌های ستون در قاب بتنی مهاربندی شده با مهاربند X..... ۵۸
- شکل ۲-۱۶: تغییرات کرنش در خاموت‌های اتصال تیر و ستون در قاب خمشی بتنی..... ۵۹

- شکل ۲-۱۷: تغییرات کرنش در خاموت‌های اتصال تیر و ستون در قاب بتنی مهاربندی شده با مهاربند X..... ۵۹
- شکل ۲-۱۸: تغییرات کرنش در میلگردهای طولی تیر در قاب خمشی بتنی..... ۵۹
- شکل ۲-۱۹: تغییرات کرنش در میلگردهای طولی تیر در قاب بتنی مهاربندی شده با مهاربند X..... ۶۰
- شکل ۲-۲۰: قاب‌های مقاوم‌سازی شده، (a) قاب R₁ (b) قاب R₂ (c) قاب R₃ (d) قاب R₄..... ۶۲
- شکل ۲-۲۱: منحنی پوش‌آور قاب‌های تحت مطالعه..... ۶۲
- شکل ۲-۲۲: مهاربندی داخلی مستقیم قاب‌های بتنی..... ۶۴
- شکل ۲-۲۳: جزئیات نوع اتصال (a)..... ۶۵
- شکل ۲-۲۴: جزئیات نوع اتصال (b)..... ۶۶
- شکل ۲-۲۵: جزئیات نوع اتصال (c)..... ۶۶
- شکل ۲-۲۶: منحنی‌های پاسخ کلی ۳ اتصال (a)، (b) و (c)..... ۶۶
- شکل ۲-۲۷: جزئیات برخی اتصالات عملی قاب بتنی و مهاربند فولادی..... ۶۷
- شکل ۲-۲۸: بررسی اثر پارامترهای مختلف بر مقدار اضافه مقاومت (R)..... ۶۸
- شکل ۳-۱: ابعاد و مقاطع قاب‌های مورد بررسی..... ۷۲
- شکل ۳-۲: قاب خمشی و قاب مهاربندی شده ۱۲ طبقه در نرم‌افزار SeismoStruct..... ۷۵
- شکل ۳-۳: مدل رفتاری غیرخطی بتن..... ۷۶
- شکل ۳-۴: مدل رفتاری غیرخطی برای فولاد..... ۷۶
- شکل ۳-۵: گسسته‌سازی مقاطع برای المانهای فایبر: الف) نمونه مقطع ستون ب) مقطع تیر ج) مقطع مهاربند..... ۷۶
- شکل ۳-۶: شتابنگاشت‌های در نظر گرفته شده برای تحلیل دینامیکی افزاینده (محور افقی کلیه نمودارها زمان و بر حسب ثانیه و محور قایم شتاب و بر حسب g می باشند)..... ۷۷
- شکل ۳-۷: طیف شتاب زلزله‌های در نظر گرفته شده برای تحلیل IDA..... ۷۸
- شکل ۴-۱: منحنی ظرفیت قاب‌های ۴ طبقه همراه با مهاربندی ضربداری و بدون آن تحت بارگذاری یکنواخت و مثلثی..... ۸۳
- شکل ۴-۲: منحنی ظرفیت قاب‌های ۸ طبقه همراه با مهاربندی ضربداری و بدون آن تحت بارگذاری یکنواخت و مثلثی..... ۸۴
- شکل ۴-۳: منحنی ظرفیت قاب‌های ۱۲ طبقه همراه با مهاربندی ضربداری و بدون آن تحت بارگذاری یکنواخت و مثلثی..... ۸۵
- شکل ۴-۴: مقایسه منحنی ظرفیت قاب‌های مهاربندی شده تحت الگوی بارگذاری یکنواخت..... ۸۶

شکل ۴-۵: مقایسه منحنی ظرفیت قاب‌های مهاربندی شده تحت الگوی بارگذاری مثلثی..... ۸۶

شکل ۴-۶: تاثیر سیستم مهاربندی در افزایش مقاومت قاب..... ۸۷

شکل ۴-۷: تاثیر سیستم مهاربندی در افزایش سختی قاب..... ۸۸

شکل ۴-۸: تاثیر سیستم مهاربندی در کاهش تغییر مکان قاب..... ۸۹

شکل ۴-۹: منحنی‌های IDA برای قاب ۴ طبقه خمشی (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قایم PGA بر حسب g می باشد)..... ۹۳

شکل ۴-۱۰: منحنی‌های IDA برای قاب ۸ طبقه خمشی (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قایم PGA بر حسب g می باشد)..... ۹۳

شکل ۴-۱۱: منحنی‌های IDA برای قاب ۱۲ طبقه خمشی (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قایم PGA بر حسب g می باشد)..... ۹۳

شکل ۴-۱۲: منحنی‌های IDA برای قاب ۴ طبقه مهاربندی شده (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قایم PGA بر حسب g می باشد)..... ۹۳

شکل ۴-۱۳: منحنی‌های IDA برای قاب ۸ طبقه مهاربندی شده (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قایم PGA بر حسب g می باشد)..... ۹۴

شکل ۴-۱۴: منحنی‌های IDA برای قاب ۱۲ طبقه مهاربندی شده (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قایم PGA بر حسب g می باشد)..... ۹۵

شکل ۴-۱۵: نمودارهای IDA مربوط به صدک های ۱۶٪ و ۸۴٪ و میانه (صدک ۵۰٪) برای قاب ۴ طبقه خمشی (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قایم PGA بر حسب g می باشد)..... ۹۷

شکل ۴-۱۶: نمودارهای IDA مربوط به صدک های ۱۶٪ و ۸۴٪ و میانه (صدک ۵۰٪) برای قاب ۸ طبقه خمشی (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قایم PGA بر حسب g می باشد)..... ۹۷

شکل ۴-۱۷: نمودارهای IDA مربوط به صدک های ۱۶٪ و ۸۴٪ و میانه (صدک ۵۰٪) برای قاب ۱۲ طبقه خمشی (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قایم PGA بر حسب g می باشد)..... ۹۷

شکل ۴-۱۸: نمودارهای IDA مربوط به صدک های ۱۶٪ و ۸۴٪ و میانه (صدک ۵۰٪) برای قاب ۴ طبقه مهاربندی شده (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قایم PGA بر حسب g می باشد)..... ۹۷

شکل ۴-۱۹: نمودارهای IDA مربوط به صدک های ۱۶٪ و ۸۴٪ و میانه (صدک ۵۰٪) برای قاب ۸ طبقه مهاربندی شده (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قایم PGA بر حسب g می باشد)..... ۹۷

شکل ۴-۲۰: نمودارهای IDA مربوط به صدک های ۱۶٪ و ۸۴٪ و میانه (صدک ۵۰٪) برای قاب ۱۲ طبقه مهاربندی شده (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قایم PGA بر حسب g می باشد)..... ۹۷

شکل ۴-۲۱: مقایسه منحنی‌های میانه IDA قاب‌های خمشی و مهاربندی شده ۴ طبقه (محور افقی

نمودار دریافت حداکثر طبقه و محور قایم PGA بر حسب g می باشد).....۹۹
 شکل ۴-۲۲: مقایسه منحنی‌های میانه IDA قاب‌های خمشی و مهاربندی شده ۸ طبقه (محور افقی نمودار دریافت حداکثر طبقه و محور قایم PGA بر حسب g می باشد).....۹۹
 شکل ۴-۲۳: مقایسه منحنی‌های میانه IDA قاب‌های خمشی و مهاربندی شده ۱۲ طبقه (محور افقی نمودار دریافت حداکثر طبقه و محور قایم PGA بر حسب g می باشد).....۱۰۰
 شکل ۴-۲۴: مقایسه منحنی‌های IDA میانه (صدک ۵۰٪) برای قاب‌های خمشی با تعداد طبقات مختلف (محور افقی نمودار دریافت حداکثر طبقه و محور قایم PGA بر حسب g می باشد).....۱۰۰
 شکل ۴-۲۵: مقایسه منحنی‌های IDA میانه (صدک ۵۰٪) برای قاب‌های مهاربندی شده با تعداد طبقات مختلف (محور افقی نمودار دریافت حداکثر طبقه و محور قایم PGA بر حسب g می باشد).....۱۰۱
 شکل ۴-۲۶: مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۴ طبقه خمشی و مهاربندی شده در دو سطح عملکردی IO و CP.....۱۰۵
 شکل ۴-۲۷: مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۸ طبقه خمشی و مهاربندی شده در دو سطح عملکردی IO و CP.....۱۰۵
 شکل ۴-۲۸: مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۱۲ طبقه خمشی و مهاربندی شده در دو سطح عملکردی IO و CP.....۱۰۵
 شکل ۴-۲۹: تاثیر افزایش طبقات بر منحنی‌های شکنندگی قاب‌های خمشی در سطح عملکردی IO.....۱۰۶
 شکل ۴-۳۰: تاثیر افزایش طبقات بر منحنی‌های شکنندگی قاب‌های خمشی در سطح عملکردی CP.....۱۰۶
 شکل ۴-۳۱: تاثیر افزایش طبقات بر منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مهاربندی شده در سطح عملکردی IO.....۱۰۷
 شکل ۴-۳۲: تاثیر افزایش طبقات بر منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مهاربندی شده در سطح عملکردی CP.....۱۰۷

فهرست جداول

صفحه	عنوان
۷۱	جدول ۱-۳: کران پایین و مقاومت مورد انتظار مصالح مصرفی.....
۷۱	جدول ۲-۳: پارامترهای مورد نیاز در محاسبه ضریب برش پایه C.....
۷۲	جدول ۳-۳: مقاطع تیرهای بتنی.....
۷۳	جدول ۴-۳: مقاطع، میلگردها و ظرفیت ستون‌های بتنی.....
۷۳	جدول ۵-۳: مشخصات مقاطع مهاربندهای فولادی.....
۷۸	جدول ۶-۳: مشخصات زلزله‌های در نظر گرفته شده برای تحلیل IDA.....
۷۹	جدول ۷-۳: ضرایب λ در نظر گرفته به عنوان ضریب PGA برای انجام تحلیل IDA.....
۸۷	جدول ۱-۴: مقدار برش پایه یا مقاومت قاب (KN).....
۸۸	جدول ۲-۴: مقدار سختی قاب (KN/m).....
۸۹	جدول ۳-۴: مقدار تغییر مکان قاب (cm).....

فصل ۱

مقدمه

مهندسی طراحی بر اساس عملکرد، علاوه بر طراحی سازه‌های جدید در بهبود رفتار لرزه‌ای سازه‌های موجود نیز کاربرد دارد. مقاوم‌سازی سازه‌های موجود یا سازه‌هایی که بر اثر زلزله آسیب دیده‌اند معمولاً از نظر فنی بسیار پیچیده‌تر از طرح و اجرای سازه‌ی جدید است. نامشخص بودن اجزای سازه‌ای و نوع مقاومت مصالح مصرف شده از یک سو و عدم تطابق سازه‌های موجود با مدل‌های کلاسیک سازه‌ای نظیر قاب‌های گیردار، قاب‌های مهاربندی شده و غیره از سوی دیگر تخمین مقاومت لرزه‌ای سازه را بسیار دشوار می‌کند. برحسب

مقاومت مورد نیاز در برابر زلزله، میزان آسیب وارده، نوع اعضا، نحوه اتصال آن‌ها و همچنین امکان دسترسی به مصالح و اقتصاد طرح، راهکارهای مختلفی جهت مقاوم‌سازی بکار می‌رود. راهکارهای مقاوم‌سازی شامل افزایش سختی، مقاومت، شکل پذیری، قابلیت جذب انرژی، میرایی و کاهش تقاضای لرزه‌ای سازه می‌باشد. در برخی از موارد راهکارهای مدیریتی از قبیل تغییر کاربری و کاهش میزان استفاده از سازه نیز مد نظر قرار می‌گیرد. به طور مثال اگر راهکار اصلی، افزایش مقاومت و سختی سازه باشد می‌توان گزینه‌های مختلفی از جمله اضافه نمودن دیوار برشی جدید یا افزودن ضخامت دیوار برشی موجود و یا افزودن مهاربند را در نظر گرفت و اگر راهکار اصلی، افزایش شکل‌پذیری سازه باشد می‌توان تقویت موضعی ستون‌ها با ورق‌های FRP یا ژاکت‌های فولادی را مدنظر قرار داد.

نکته مهم در انتخاب و طراحی یک سیستم مقاوم‌سازی، سازگاری تغییرشکل آن با سازه‌ی موجود می‌باشد به طوری که سیستم مقاوم‌سازی بتواند قبل از تغییرشکل زیاد و توسعه خرابی قابل توجه در سازه اصلی، وارد کار شود. به منظور افزایش مقاومت لرزه‌ای سازه‌های قابی، اغلب مهاربندهای فولادی یا دیوارهای برشی مورد استفاده قرار می‌گیرد. استفاده از دیوارهای برشی در سازه‌های قابی بتن مسلح و مهاربندهای فولادی در سازه‌های قابی فولادی متداول است. اغلب آیین‌نامه‌های لرزه‌ای موجود فرض می‌کنند سیستم باربر جانبی برای سازه‌های بتن مسلح، قاب خمشی یا دیوارهای برشی است. مهاربندی فولادی قاب‌های بتن مسلح عموماً بعنوان یک سیستم باربر جانبی در این آیین‌نامه‌ها وجود ندارد. استفاده از مهاربند فولادی در قاب‌های بتن مسلح با توجه به سهولت اجرا و هزینه نسبتاً پایین، بیشتر به اهداف مقاوم‌سازی سازه‌ی موجود محدود شده‌است. اما امکان تعبیه بازشو و وزن کمتر مهاربند فولادی نسبت به دیوار برشی بتنی، سبب می‌شود سیستم مهاربند فولادی گزینه‌ی جایگزین یا مکمل دیوار برشی بتنی در سازه‌های بتن مسلح جدید نیز باشد. بنابراین در این پژوهش بمنظور مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح موجود از مهاربندهای فولادی استفاده

شده است و پاسخ غیرخطی سازه توسط تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی بررسی شده است. در فصل ۱ روش‌های تحلیل غیرخطی موجود و روش‌هایی که در این تحقیق از آن‌ها استفاده می‌شود؛ ارزیابی می‌گردد و به مشخصات، کارایی و کمبودهای هر یک اشاره می‌شود. هم‌چنین تحلیل دینامیکی افزایشی یا تحلیل IDA بطور کامل مورد ارزیابی قرار می‌گیرد و به ویژگی‌های آن اشاره می‌شود.

در فصل ۲ انواع روش‌های مقاوم‌سازی تشریح می‌شود و سپس به ویژگی‌های مهاربندهای فولادی پرداخته می‌شود. تاریخچه تحقیقات انجام‌شده در زمینه قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با مهاربند فولادی بطور کامل تبیین می‌شود. در نهایت پارامترهای اساسی در مورد سیستم باربر جانبی قاب بتنی مهاربندی شده با توجه به تحقیقات صورت گرفته در این زمینه بصورت دسته‌بندی شده ارائه می‌شود و به مبحث مهم اتصال مهاربند فولادی به قاب بتنی نیز اشاره می‌شود.

در فصل ۳ مشخصات مدل‌های مورد بررسی در پژوهش حاضر بیان می‌شود و به فرضیات مدل‌سازی، بارگذاری و تحلیل پرداخته می‌شود. رکوردهای لرزه‌ای مورد استفاده در تحلیل IDA به‌مراه مشخصات و نحوه‌ی مقیاس نمودن آن‌ها نیز در این فصل ارائه می‌شود.

در فصل ۴ نتایج تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی انجام‌شده در این پژوهش ارائه می‌شود. در زمینه تحلیل‌های استاتیکی به محاسبه و مقایسه مفاهیم ظرفیت، سختی الاستیک و تغییرمکان‌های سازه‌ای پرداخته می‌شود و این مفاهیم در مورد قاب‌های بتنی با مهاربندی و بدون آن با هم مقایسه می‌گردد و بدین طریق تاثیر سیستم مهاربند فولادی بر قاب‌های بتن مسلح نمایان می‌شود. در زمینه تحلیل‌های دینامیکی به ارائه منحنی‌های IDA قاب‌های بتن مسلح مهاربندی شده تحت ۱۸ شتاب‌نگاشت مختلف پرداخته می‌شود و به نحوه‌ی خلاصه‌سازی این منحنی‌ها اشاره می‌شود. در نهایت با رسم منحنی‌های شکنندگی به بررسی احتمال وقوع حالات حدی کاربری بی‌وقفه و آستانه فروریزش در سازه پرداخته می‌شود.

در فصل ۵ نتایج حاصل از تحقیق بصورت فهرست‌وار ارائه می‌گردد و با توجه به دید کاملی که از چالش‌های پیش‌رو در این پژوهش به دست آمده است پیشنهاداتی برای ادامه‌ی کار تحقیق ارائه می‌شود.

از روش‌های تحلیل غیرخطی برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های موجود و هم‌چنین طراحی سازه‌های جدید، استفاده می‌شود. هدف روش‌های تحلیل غیرخطی، پیش‌بینی رفتار مورد انتظار سازه در زلزله‌های آتی می‌باشد. این روش‌ها با ظهور مهندسی مبتنی بر عملکرد^۱ به عنوان ابزاری برای طراحی و ارزیابی لرزه‌ای، بیش از پیش مورد توجه قرار گرفتند. مهندسی مبتنی بر عملکرد، برای تصمیم‌گیری در مورد ایمنی^۲ یا خطر^۳ از پیش‌بینی عملکرد سازه استفاده می‌کند. عملکرد، بر اساس آسیب‌های سازه‌ای که بیانگر رفتار غیرخطی هستند ارزیابی می‌شود. بنابراین روش‌های تحلیل خطی مرسوم فقط به طور ضمنی می‌توانند عملکرد را پیش‌بینی کنند؛ در حالی که هدف روش‌های تحلیل غیرخطی، برآورد تغییرشکل‌های غیرخطی به طور مستقیم می‌باشد.

روند کلی روش‌های تحلیل غیرخطی از آن جهت مشابه روش‌های خطی مرسوم می‌باشد که در هر دو روش، یک مدل برای سازه انتخاب می‌شود و سپس در معرض باری که نماینده بارهای وارد بر سازه در هنگام زلزله است، قرار می‌گیرد. نتایج حاصل از تحلیل، پارامترهایی می‌باشد که متعاقباً برای تعیین عملکرد بر اساس معیارهای پذیرش استفاده می‌شود. این پارامترها معمولاً شامل جابجایی‌های کلی (مانند جابجایی بام یا هر نقطه مرجع دیگر)، جابجایی‌های نسبی طبقات، نیروهای طبقات، تغییرشکل‌ها و نیروهای اعضا می‌باشند [۱].

چندین روش اساسی برای انجام تحلیل غیرخطی وجود دارد که تفاوت اصلی آن‌ها در نوع مدل سازه‌ای و نوع بارهای وارد بر سازه در اثر حرکت زمین در هنگام زلزله، می‌باشد که در ادامه هر یک مورد بررسی قرار می‌گیرد.

مدل‌های دقیق سازه‌ای^۴ برای تحلیل غیرخطی مشابه مدل‌های اجزا محدود برای تحلیل خطی می‌باشد (شکل ۱-۱). تفاوت اصلی در این است که در مدل‌های غیرخطی ویژگی‌های تمام یا برخی از اعضای^۵ مدل، علاوه بر مشخصات الاستیک اولیه شامل مشخصات پس از تسلیم نیز می‌باشد. این مشخصات معمولاً بر اساس نتایج آزمایش‌ها یا تحلیل‌های تئوری به دست می‌آیند.

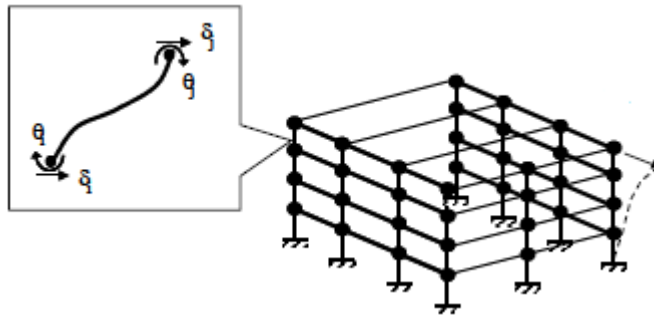
¹ Performance-Based Engineering (PBE)

² Safety

³ Risk

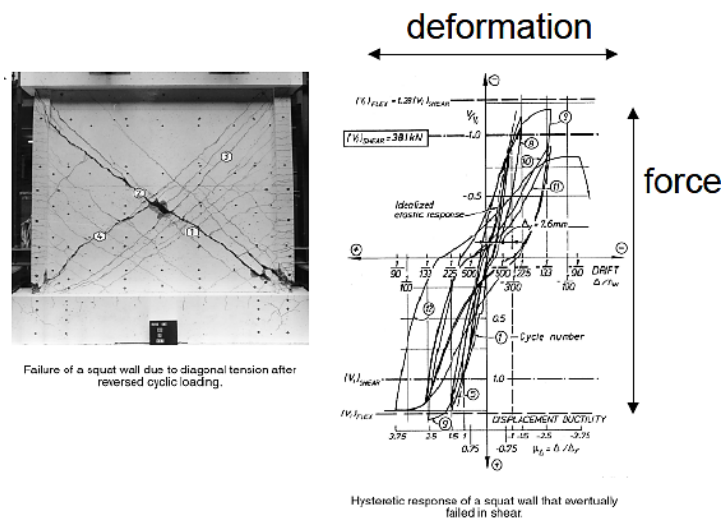
⁴ Detailed structural models

⁵ Component

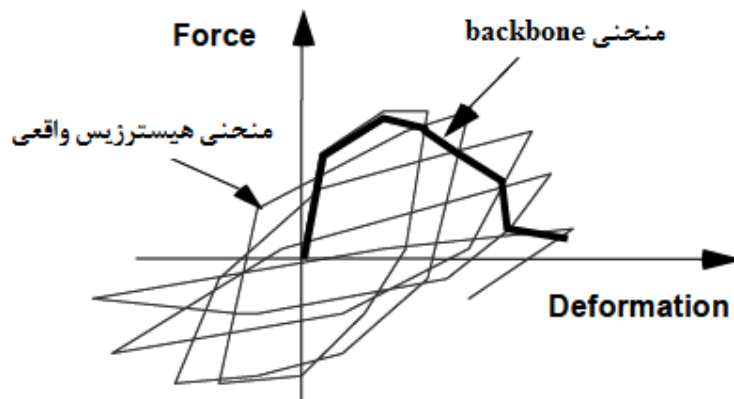


شکل ۱-۱: مدل گسترش یافته‌ی سازه از روی مدل اجزا محدود اعضا [۱]

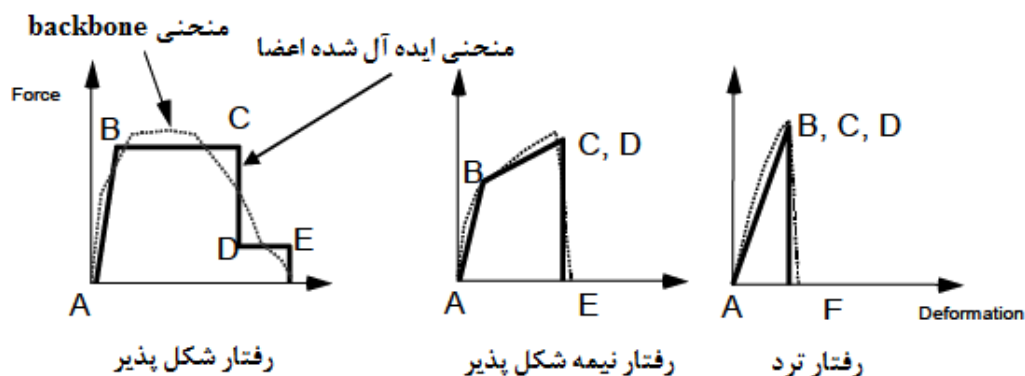
هر اندازه هم که این مدل‌ها دقیق باشند، ناچاراً تقریب و عدم قطعیت‌هایی را در روند تحلیل ایجاد می‌کنند. در اکثر موارد تحلیل غیرخطی، بهتر است مدل سازه‌ای بر پایه بهترین برآورد از مشخصات مورد انتظار باشد. در این حالت عدم قطعیت‌ها کاهش می‌یابد و تفسیر نتایج به شکل مطلوبتری انجام می‌پذیرد. شکل ۱-۲ تا شکل ۱-۴ نشان می‌دهد که چگونه مشخصات غیرخطی اعضا که از آزمایش به دست می‌آید برای ایجاد رابطه بار-تغییر مکان ایده‌آل شده به کار می‌رود [۱].



شکل ۱-۲: منحنی بار-تغییر مکان هیستریزس به دست آمده از آزمایش [۱]

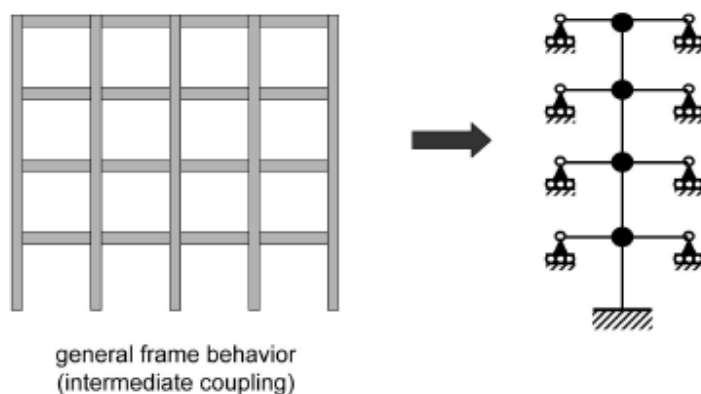


شکل ۱-۳: منحنی پوش backbone نمودار بار-تغییر مکان [۱]



شکل ۱-۴: منحنی ایده آل شده از روی منحنی پوش backbone [۱]

در برخی موارد می توان مدل دقیق یک سازه ی قابی با رفتار برشی را به صورت مدل چند درجه آزادی معادل^۱ تبدیل کرد. این تبدیل، مدل سازه ای را به شکلی که به آن مدل استخوان ماهی^۲ گفته می شود در می آورد (شکل ۱-۵).



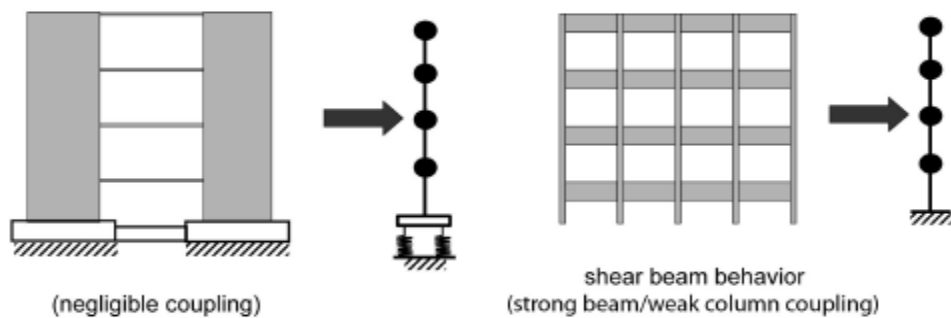
شکل ۱-۵: مدل استخوان ماهی [۱]

تحت شرایطی می توان این مدل سازه ای را ساده تر هم کرد. به عنوان مثال، هنگامی که کوپل دورانی بین اعضا خمشی قائم ناچیز باشد (مانند دیوار برشی طره یا قاب های مهاربندی شده) یا هنگامی که مکانیسم برش طبقه مقدم باشد (مانند تیر قوی / ستون ضعیف) مدل عصا^۳ می تواند استفاده شود (شکل ۱-۶). هدف از ساده سازی مدل ها کاهش حجم محاسبات و مدیریت بهتر داده ها می باشد. از همه مهمتر، این مدل ها می توانند یک وسیله تجسم مناسب را فراهم آورند. جنبه منفی این مدل های ساده شده این است که تقریب و عدم قطعیت های اضافی را در تحلیل ایجاد می کنند [۱].

¹ Multi Degree Of Freedom (MDOF)

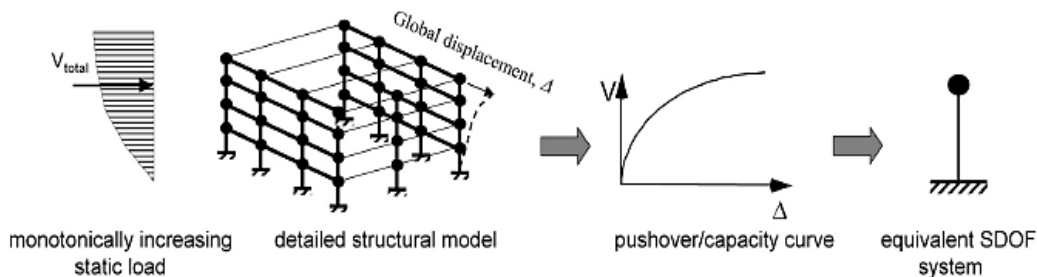
² Fish bone

³ Stick



شکل ۶-۱: مدل عصا برای قاب با رفتار برشی (سازه سمت راست) و قاب با رفتار خمشی (سازه سمت چپ) [۱]

یکی دیگر از ساده‌سازی‌های مهم، تحت عنوان منحنی ظرفیت^۱ یا منحنی بار افزون (پوش شناخته می‌شود. این منحنی‌ها بر اساس روش استاتیکی غیرخطی، با قرار دادن مدل سازه‌ای تحت یک یا چند الگوی بار جانبی (بردار بار) و سپس افزایش مقدار بار برای تولید رابطه بار-تغییر مکان غیرخطی برای سازه، به دست می‌آیند (شکل ۷-۱). بردار بار معمولاً نمایش تقریبی شتاب‌های نسبی مربوط به مد اول ارتعاش سازه می‌باشد. روش استاتیکی غیرخطی از این روابط بار-تغییر مکان برای نشان دادن رفتار یک سیستم یک درجه آزادی^۳ معادل استفاده می‌کند [۱].

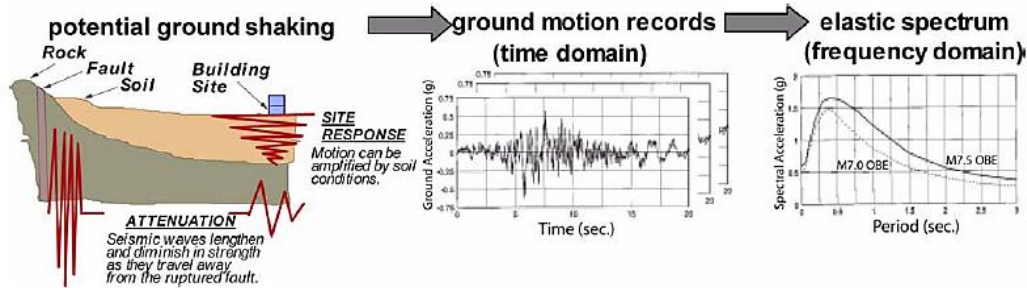


شکل ۷-۱: نمایش شماتیک تشکیل سیستم یک درجه آزادی از روی منحنی ظرفیت [۱]

هنگامی که زلزله رخ می‌دهد، دامنه، فاز و محتوی فرکانسی لرزش قویاً به خصوصیات منبع (مانند مقدار، مکانیسم شکست، جهت گسل نسبت به سایت) وابسته است. بعلاوه، خصوصیات لرزش توسط میرایی که در امواج لرزه‌ای منتشر شده از منبع به سایت رخ می‌دهد و هم‌چنین توسط اثرات محلی سایت، تحت تاثیر قرار می‌گیرد. اثرات محلی سایت شامل ساختار حوضه آبریز، ویژگی‌های دینامیکی رسوبات نسبتاً کم عمق و توپوگرافی سطح می‌باشد. منبع، میرایی و اثرات محلی سایت به صورت شماتیک در تصویر سمت چپ شکل ۸-۱ نشان داده شده‌است. رکوردهای زلزله برای کاربردهای لرزه‌ای به وسیله‌ی شتابنگاشت و به صورت رکوردهای شتاب (تصویر وسط در شکل ۸-۱)

¹ Capacity curve
² Pushover curve
³ Single Degree Of Freedom (SDOF)

ثبت شده و با انتگرال گیری از نمودارهای سرعت و جابجایی ترسیم می گردد. رکوردهای زلزله می تواند برای تعریف طیف های پاسخ الاستیک (تصویر راست در شکل ۸-۱) استفاده شود. این طیف ها شامل رابطه ماکزیمم قدمطلق پاسخ ها (شتاب، سرعت و جابجایی) در بین کل رکوردهای تاریخچه زمانی یک سیستم یک درجه آزادی بر حسب فرکانس یا معمولاً زمان تناوب، برای سطح مشخصی از میرایی می باشد. برای نمایش این طیف ها معمولاً از مختصات طیفی استفاده می شود [۱].



شکل ۸-۱: نمایش حرکت زمین بصورت رکوردهای لرزه ای و طیف های الاستیک [۱]

از ترکیب مدل های سازه ای فوق الذکر و خصوصیات حرکت زمین روش های مختلف تحلیل غیرخطی به وجود می آید. انتخاب هر یک از این گزینه ها، به هدف از انجام تحلیل، سطح قابل قبول عدم قطعیت، دسترسی به منابع و کفایت داده ها بستگی دارد. اما مسئله اصلی این است که چرا روش های غیرخطی در مقابل روش های الاستیک خطی مرسوم انتخاب می شود. در حالت کلی، زمانی که انتظار می رود سازه برای سطح خاصی از زلزله تقریباً الاستیک باقی بماند یا زمانی که طراحی توزیع نسبتاً یکنواختی از پاسخ غیرخطی در سرتاسر سازه ایجاد می کند، می توان از روش های خطی استفاده کرد. در این موارد سطح عدم قطعیت روش های خطی نسبتاً کم است. در سایر موارد برای کاهش عدم قطعیت و هم چنین دست یافتن به درک بهتری از عملکرد واقعی سازه، روش های غیرخطی راهگشا خواهد بود.

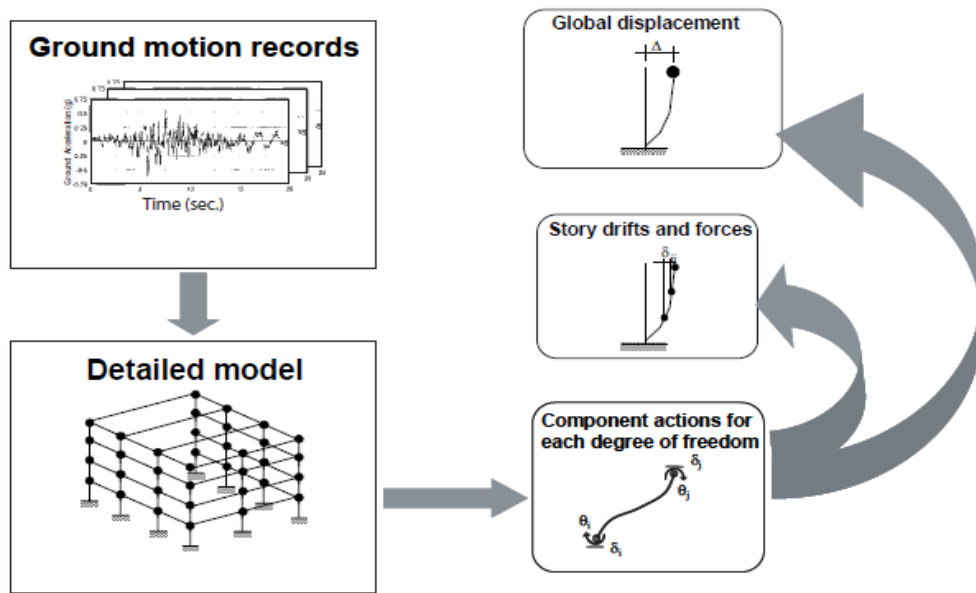
۲-۱- تحلیل دینامیکی غیرخطی

تحلیل دینامیکی غیرخطی که از ترکیب رکوردهای حرکت زمین و مدل سازه ای دقیق تشکیل شده است (شکل ۹-۱)؛ از نظر تئوری نتایجی با عدم قطعیت نسبتاً کم تولید می کند. در تحلیل دینامیکی غیرخطی، مدل سازه ای دقیق که در معرض رکوردهای حرکت زمین قرار گرفته است برآوردی از تغییر شکل های اعضا برای هر درجه آزادی مدل ایجاد می کند. سپس نیروها و جابجایی های نسبی طبقات^۱ و جابجایی کلی^۲ همانطور که در شکل ۹-۱ نشان داده شده است از روی پاسخ های

¹ Story drifts and forces

² Global displacement

اعضا^۱ به دست می‌آید [۱].



شکل ۹-۱: روند تحلیل دینامیکی غیرخطی [۱]

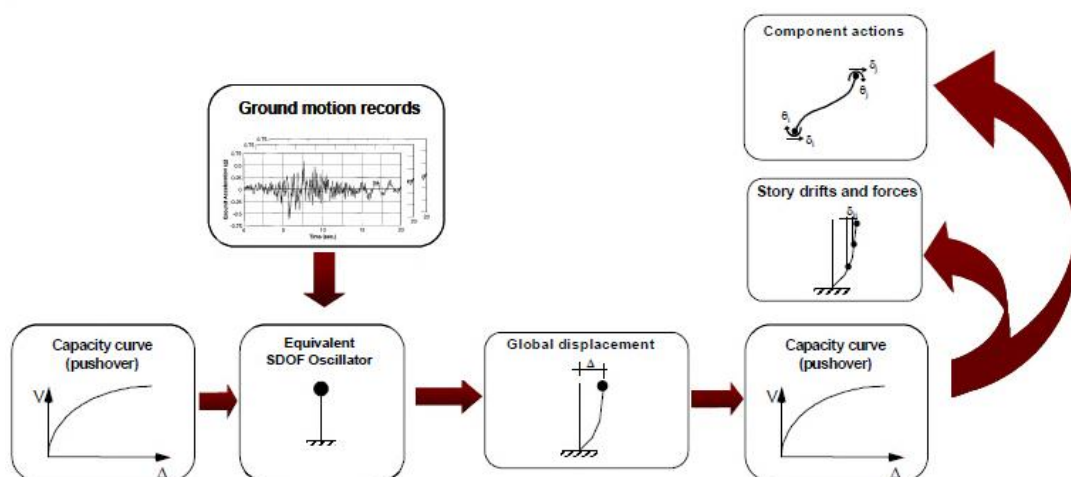
۳-۱- تحلیل دینامیکی غیرخطی ساده‌شده با مدل چند درجه آزادی معادل

تحلیل دینامیکی غیرخطی ساده‌شده با مدل چند درجه آزادی معادل هم، از رکوردهای حرکت زمین برای توصیف تقاضای لرزه‌ای استفاده می‌کند. اما این روش پاسخ‌های سازه را فقط از روی اعضای اصلی تولید می‌کند. پاسخ‌های اعضا^۳ با استفاده از فرضیاتی که اساس تشکیل مدل ساده‌شده می‌باشند برآورد می‌شود. بنابراین عدم قطعیت پاسخ‌های اعضا در مدل ساده‌شده بیشتر از مدل دقیق مربوطه می‌باشد [۱].

۴-۱- تحلیل دینامیکی غیرخطی ساده‌شده با مدل یک درجه آزادی معادل

تحلیل دینامیکی غیرخطی ساده‌شده با مدل یک درجه آزادی معادل، ساده‌سازی بیشتری دارد. همانطور که در شکل ۱۰-۱ دیده می‌شود این روش هم، از رکوردهای حرکت زمین برای توصیف تقاضای لرزه‌ای استفاده می‌کند. توجه به این مسئله مهم است که نیروها و جابجایی‌های نسبی طبقات و پاسخ‌های اعضا از جابجایی کلی و با استفاده از رابطه بار-تغییر مکان مدل، به دست می‌آید. برخلاف استفاده از مدل سازه‌ای دقیق (شکل ۹-۱)، نیروها و جابجایی‌های نسبی طبقات و پاسخ‌های اعضا مستقیماً به فرضیاتی که برای تبدیل مدل سازه‌ای دقیق به مدل یک درجه آزادی معادل استفاده شده‌است، مرتبط هستند. این مسئله عدم قطعیت بیشتری را در تحلیل دینامیکی غیرخطی ساده‌شده وارد می‌کند [۱].

^۱ Component actions



شکل ۱-۱: روند تحلیل دینامیکی غیرخطی ساده‌شده با مدل یک درجه آزادی معادل [۱]

۵-۱- تحلیل بارافزون چند مدی

در تحلیل بارافزون چندمدی^۱، از سیستم چند درجه آزادی معادل برای مدل کردن سازه و از طیف‌های پاسخ برای توصیف تقاضای لرزه‌ای استفاده می‌شود. در این روش سعی می‌شود تا اثر موده‌های بالاتر در تحلیل غیرخطی در نظر گرفته شود. بنابراین الگوی توزیع بار جانبی بر مبنای شکل چند مود اول ارتعاش ایجاد می‌شود و نتایج حاصل از تحلیل بارافزون سازه تحت این الگوی توزیع بار چندمدی با روش SRSS با یکدیگر ترکیب می‌شوند. بدین ترتیب پاسخ کلی سازه از ترکیب پاسخ چندین مود به دست می‌آید. در این روش فرض اساسی، در نظر گرفتن رفتار الاستیک خطی برای مشارکت موده‌های بالاتر در پاسخ لرزه‌ای سازه است. این فرض هرچند عدم قطعیت‌هایی را در تحلیل وارد می‌کند اما کاهش مناسبی در حجم محاسبات به وجود می‌آورد [۱].

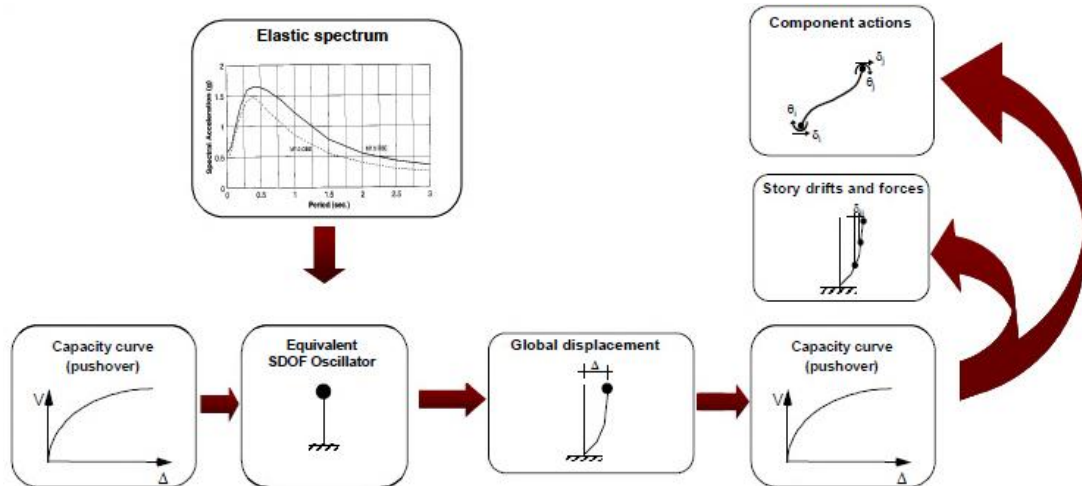
۶-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی

در تحلیل استاتیکی غیرخطی^۲، مدل چند درجه آزادی به مدل یک درجه آزادی معادل تبدیل می‌شود و به جای استفاده از رکوردهای حرکت زمین برای توصیف تقاضای لرزه‌ای، از طیف‌های پاسخ استفاده می‌شود (شکل ۱-۱۱). در این روش حداکثر جابجایی کلی برآورد شده و متعاقباً نیروها و جابجایی‌های نسبی طبقات و پاسخ‌های اعضا به جابجایی کلی و منحنی ظرفیت که برای ساخت مدل یک درجه آزادی از آن استفاده شده است، مرتبط می‌شوند. این روند مشابه روندی است که در تحلیل دینامیکی غیرخطی ساده‌شده با مدل یک درجه آزادی شرح داده شد و تفاوت در استفاده از طیف‌های پاسخ به جای رکوردهای حرکت زمین است. تحلیل استاتیکی غیرخطی به دلیل استفاده از روش

¹ Multi-mode Pushover Analysis (MPA)

² Nonlinear Static Procedures (NSPs)

تجربی برای برآورد حداکثر تغییرشکل‌ها، عدم قطعیت بیش‌تری دارد. این مسئله حتی اگر از طیف‌های چند رکورد حرکت زمین نیز استفاده شود، همچنان وجود دارد [۱].



شکل ۱-۱۱: روند تحلیل استاتیکی غیرخطی [۱]

۱-۶-۱- روند انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی

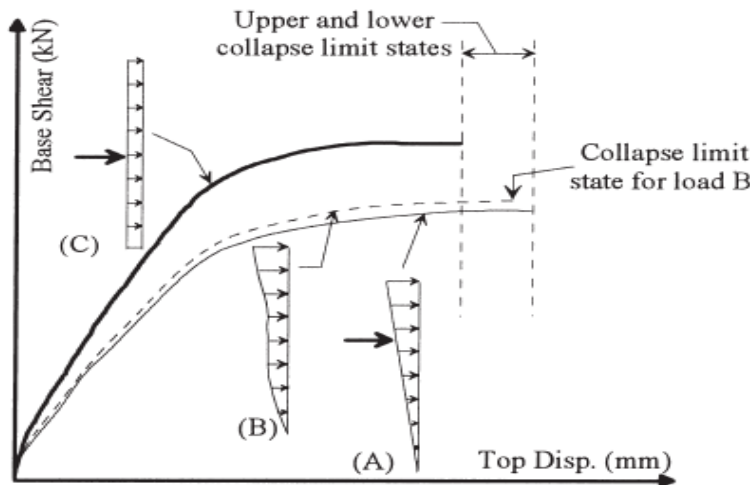
در روش استاتیکی غیرخطی، بار جانبی تحت اثر یک الگوی خاص مرحله به مرحله افزایش می‌یابد و تغییرمکان جانبی یک نقطه کنترلی در تراز بام با استفاده از نمودار برش پایه- تغییر مکان جانبی، ارزیابی می‌شود. در این روش نمو بار تا رسیدن تغییرمکان نقطه کنترل به تغییرمکان هدف و یا ناپایدار شدن سازه، ادامه می‌یابد. به طور کلی اساس تحلیل ماتریسی، رابطه $[F]=[K][\Delta]$ است. در این رابطه ماتریس F نمایانگر بارهای اعمالی به سازه، ماتریس K نمایانگر سختی سازه و ماتریس Δ نمایانگر تغییرمکان‌های سازه است.

در تحلیل استاتیکی خطی ابتدا ماتریس بار اعمالی با توجه به بارگذاری سازه و ماتریس سختی با توجه به هندسه سازه به دست آورده می‌شوند، سپس با استفاده از رابطه $F=K\Delta$ ، ماتریس تغییرمکان سازه محاسبه می‌شود و در نهایت با توجه به تغییرمکان‌های محاسبه شده، نیروهای اعضای سازه محاسبه می‌شوند. اما در تحلیل استاتیکی غیرخطی با توجه به اینکه بارگذاری اعمالی به سازه به صورت مرحله‌ای و نموی است، در هر مرحله بار اعمالی به سازه افزوده می‌شود، سختی جدید با توجه به مفاصل تشکیل شده در سازه اصلاح می‌گردد و تغییرمکان‌های سازه در هر مرحله محاسبه می‌شود. بنابراین تحلیل استاتیکی غیرخطی که به آن تحلیل بارافزون نیز اطلاق می‌گردد، تحلیلی غیرخطی بوده و از چندین تحلیل جدا تشکیل شده است که این امر منجر به افزایش زمان محاسبات کامپیوتری نسبت به تحلیل استاتیکی خطی می‌گردد [۲].

۱-۶-۲- توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی در روش استاتیکی غیرخطی باید تا حد امکان شبیه آن چه هنگام زلزله رخ می‌دهد باشد و حالت‌های بحرانی تغییرشکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد کند [۳]. بدین منظور در این تحقیق دو نوع توزیع بار جانبی بر مدل‌های سازه‌ای اعمال شده‌است. توزیع نوع اول متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی می‌باشد. به این توزیع بار جانبی، توزیع مثلثی^۱ نیز گفته می‌شود (توزیع A در شکل ۱-۱۲). توزیع نوع دوم توزیع یکنواختی^۲ است که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود (توزیع C در شکل ۱-۱۲).

در توزیع یکنواخت به دلیل پایین‌تر بودن نقطه اثر برآیند نیروهای جانبی نسبت به توزیع مثلثی، نسبت برش پایه به لنگر واژگونی بزرگ است و این توزیع اصولاً برش پایه‌ی بیشتر و تغییرمکان کمتری ایجاد می‌کند. توزیع بار به صورت مثلثی همانطور که در شکل ۱-۱۲ مشاهده می‌شود، برآورد بهتری از حداکثر تغییرمکان‌های نسبی در مقایسه با توزیع یکنواخت و چندمدی ایجاد می‌کند [۴].



شکل ۱-۱۲: تفاوت بین سه الگوی بارگذاری جانبی [۴]

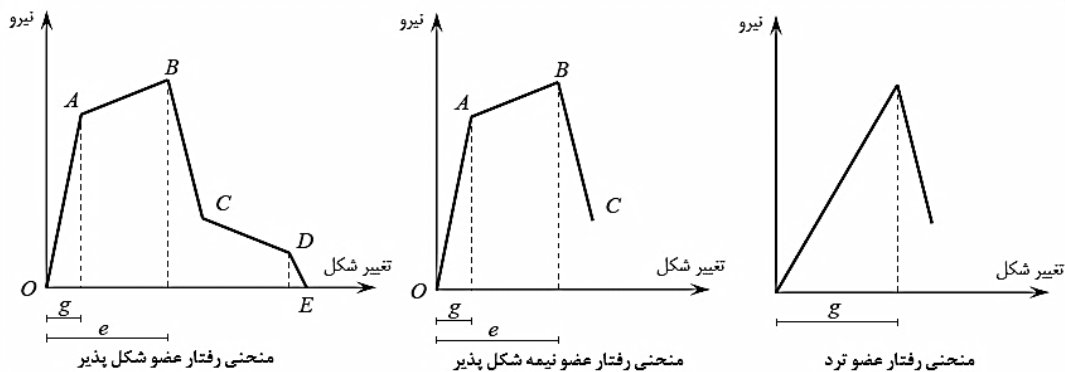
۱-۶-۳- رفتار اعضای سازه‌ای با توجه به منحنی نیرو- تغییرشکل

رفتار اعضای سازه با توجه به منحنی نیرو- تغییرشکل تحت اثر نیروهای اعمالی به صورت کنترل‌شونده توسط تغییرشکل^۳ یا کنترل‌شونده توسط نیرو^۴ طبقه‌بندی می‌شود. منحنی نیرو-

1 Triangle
2 Uniform
3 Deformation- controlled
4 Force- controlled

تغییر شکل بر اساس منحنی‌های شکل ۱-۱۳ می‌تواند نشان‌دهنده‌ی رفتار شکل‌پذیر، نیمه شکل‌پذیر یا ترد باشد.

در منحنی رفتاری عضو شکل‌پذیر، شاخه OA بیانگر رفتار ارتجاعی خطی است. شاخه AB بیانگر رفتار خمیری کامل یا خمیری با امکان سخت‌شدگی است. در شاخه BC مقاومت به شدت کاهش می‌یابد اما بطور کلی از بین نمی‌رود و در شاخه CD رفتار مجدداً خمیری اما نرم‌شونده است. در منحنی رفتاری عضو نیمه شکل‌پذیر، شاخه OA بیانگر رفتار ارتجاعی خطی است. شاخه AB بیانگر رفتار خمیری کامل یا خمیری با امکان سخت‌شدگی است. در شاخه BC مقاومت به شدت کاهش یافته و به صفر می‌رسد. منحنی رفتاری عضو ترد، دارای یک قسمت ارتجاعی خطی است که پس از آن مقاومت به شدت کاهش یافته و به صفر می‌رسد [۳].



شکل ۱-۱۳: منحنی‌های رفتاری اعضای سازه‌ای [۳]

۱-۳-۶-۱ رفتار کنترل‌شونده توسط تغییر شکل

مهم‌ترین پارامتر در طراحی عضوی که رفتار کنترل‌شونده توسط تغییر شکل در برابر بارهای اعمالی دارد، محدود کردن تغییر شکل‌های وارده به عضو است. یک عضو اصلی که منحنی رفتاری شکل‌پذیر یا نیمه شکل‌پذیر (شکل ۱-۱۳) دارد در صورتی کنترل‌شونده توسط تغییر شکل است که نسبت e/g یعنی نسبت تغییر شکل متناظر با آستانه‌ی کاهش مقاومت به تغییر شکل حد خطی در آن از دو بزرگ‌تر باشد [۳].

۱-۳-۶-۲ رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو

مهم‌ترین پارامتر در طراحی عضوی که رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو در برابر بارهای اعمالی دارد، این است که عضو تحمل نیروهای وارده را داشته باشد. یک عضو اصلی که منحنی رفتاری شکل‌پذیر یا نیمه شکل‌پذیر (شکل ۱-۱۳) با نسبت e/g کوچک‌تر از دو دارد، کنترل‌شونده توسط نیرو می‌باشد. هم‌چنین عضوی که منحنی رفتاری ترد (شکل ۱-۱۳) داشته باشد قطعاً کنترل‌شونده توسط

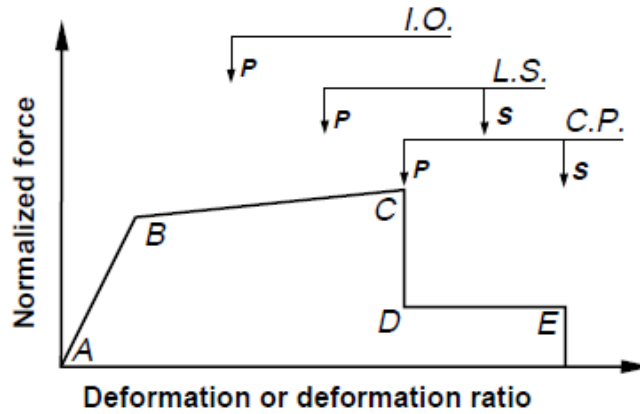
نیرو است [۳].

باید توجه داشت که، بعضی از اعضا در مقابل بعضی از نیروها کنترل شونده توسط نیرو و برای بعضی دیگر از نیروها کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند. به عنوان مثال در قاب‌های خمشی، تیرها برای لنگرهای خمشی کنترل شونده توسط تغییرشکل و برای نیروهای برشی کنترل شونده توسط نیرو هستند [۲].

۱-۶-۴- سطوح عملکرد سازه

در روش طراحی بر مبنای عملکرد کل سازه به دو گروه اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای تقسیم‌بندی می‌شود و برای هر کدام از اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای یک سری معیارها از سطح کارکرد کامل تا خرابی‌های زیاد برای یک زلزله با دوره بازگشت معین در نظر گرفته می‌شود. بعنوان مثال برای ساختمان‌هایی که بعد از زلزله باید سرویس‌دهی خود را کاملاً حفظ کنند بالاترین سطح بهسازی و برای ساختمان‌هایی که بعد از زلزله تنها سازه ساختمان نباید دچار فروریزش شود پایین‌ترین سطح بهسازی را تعریف کرده‌اند. در بالاترین سطح بهسازی اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای نباید دچار خسارت و خرابی شوند یا اگر احتمالاً خرابی در این اجزا به وجود آمد بتوان آن‌ها را سریعاً به قابلیت سرویس‌دهی کامل رساند. در پایین‌ترین سطح بهسازی اجزای سازه‌ای می‌توانند به حد گسیختگی برسند و تغییرشکل‌های ماندگار در سازه به وجود آید و اجزای غیرسازه‌ای نیز دیگر کارایی نداشته باشند ولی اسکلت ساختمان باید حفظ شود بگونه‌ای که افراد بتوانند از ساختمان خارج شوند و خسارات جانی به بار نیاید. بقیه سطوح معرفی شده در آیین‌نامه‌ها بین این دو سطح قرار دارند [۲].

در شکل ۱-۱۴ سطوح عملکرد سازه بر روی منحنی ظرفیت نشان داده شده‌است. در سطح عملکردی Immediate Occupancy یا IO خرابی‌های ایجادشده در سازه محدود است و سختی سازه زیاد تغییر نمی‌کند. در سطح عملکردی Life Safety یا LS ساختمان دچار خرابی‌های قابل توجهی می‌شود و سختی سازه به مقدار چشم‌گیری کاهش می‌یابد ولی به هر حال در این حالت حاشیه ایمنی قابل توجهی برای جلوگیری از فروریزش سازه وجود دارد. در سطح عملکردی Collapse Prevention یا CP ساختمان دچار خرابی‌های گسترده و فراوانی می‌شود. اگر سازه دچار تغییرمکان‌هایی بیش از این حد شود ناپایدار می‌گردد و فرومی‌ریزد [۵].



شکل ۱-۱۴: نمایش سطوح عملکرد سازه بر روی منحنی ظرفیت [۵]

شکل ۱-۱۵ خلاصه‌ای از روش‌های مختلف تحلیل غیرخطی را که از ترکیب مدل‌های سازه‌ای و خصوصیات حرکات زمین به دست آمده‌است، نشان می‌دهد. هم‌چنین عدم قطعیت‌های نسبی مربوط به هر یک از روش‌ها در این شکل دیده می‌شود.

<p>سیستم سازه‌ای دقیق</p>		تحلیل دینامیکی
<p>سیستم چند درجه آزادی معادل</p>	تحلیل بارافزون چند مدی (MPA)	تحلیل دینامیکی ساده شده
<p>سیستم یک درجه آزادی معادل</p>	تحلیل استاتیکی غیرخطی	تحلیل دینامیکی ساده شده

high RELATIVE UNCERTAINTY low

شکل ۱-۱۵: روش‌های مختلف تحلیل غیرخطی به‌مراه میزان عدم قطعیت نسبی آن‌ها [۱]

۱-۷-۲- تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)

۱-۷-۱- معرفی تحلیل IDA

تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) روشی است که اخیراً به اشکال مختلف بمنظور تخمین عملکرد سازه تحت بارهای لرزه‌ای پدید آمده‌است. در این روش رکوردهای لرزه‌ای که هرکدام دارای شدت خاصی می‌باشند بر مدل سازه‌ای اعمال می‌شود و منحنی‌هایی را بر حسب سطح شدت مربوطه نتیجه می‌دهد. در این بخش مرور کاملی بر ویژگی‌ها و مشخصات تحلیل دینامیکی افزایشی بعنوان یک ابزار قدرتمند برای تحلیل سازه‌ها انجام می‌شود. الگوریتم مناسب برای انجام این تحلیل، ویژگی‌های منحنی IDA هم برای سازه‌های یک درجه آزادی^۱ و هم برای سازه‌های چند درجه آزادی^۲، روش‌های خلاصه سازی منحنی‌های IDA، ارتباط بین تحلیل IDA و تحلیل استاتیکی غیرخطی^۳، ارتباط بین تحلیل IDA و ضریب رفتار سازه، چهارچوب مهندسی زلزله بر مبنای عملکرد^۴ بمنظور دستیابی به ظرفیت و تقاضای لرزه‌ای در تحلیل IDA مهمترین قسمت‌های این بخش را شامل می‌شوند [۶].

با افزایش قدرت پردازش کامپیوترها، امکان تحلیل دقیق‌تر و پیچیده‌تر سازه‌ها فراهم شده‌است. در این راستا استفاده از تحلیل‌های دینامیکی به جای استاتیکی و تحلیل‌های غیرخطی به جای خطی امکان‌پذیر گردیده است. در تحلیل دینامیکی غیرخطی از یک یا چند شتاب‌نگاشت استفاده می‌شود که هر کدام بیانگر یک پاسخ خاص از سازه است. معمولاً به دلیل پرهزینه بودن این تحلیل و هم‌چنین زمان نسبتاً زیادی که جهت انجام آن نیاز می‌باشد، از این روش بیشتر برای کنترل سازه‌های طراحی شده استفاده می‌شود. سایر روش‌های تحلیل مانند تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌آور (SPO) (ATC, 1996) یا روش طیف ظرفیت (ATC, 1996) با مقیاس کردن نیروها در قالب الگوهای مختلف بارگذاری استاتیکی قابلیت بررسی رفتار سازه از حالت الاستیک به جاری شدن و در نهایت شکست را داشته و درک نسبتاً مناسبی از آن در اختیار قرار می‌دهد [۶].

با توجه به پیشرفت روش‌های تحلیلی از استاتیکی خطی به استاتیکی غیرخطی بارافزون، از تحلیل دینامیکی خطی به دینامیکی غیرخطی افزایشی خواهیم رسید. این روش در سال ۱۹۷۷ برای اولین بار توسط برترو پیشنهاد گردید و سپس به شیوه‌های مختلف توسط سایر محققان مورد استفاده قرار گرفت که شامل تحقیقات کرنل در سال ۱۹۹۸ و ۲۰۰۰، کرنل و بازورا در سال ۱۹۹۴، یو و

¹ Single-degree-of-freedom (SDOF)

² Multi-degree-of-freedom (MDOF)

³ Static Pushover Analysis

⁴ Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE)

همکاران در سال ۲۰۰۲، مهنی و دیرلیان در سال ۲۰۰۰، دوبینا و همکاران در سال ۲۰۰۰، ماتیس و همکاران در سال ۲۰۰۰، کلاوینکلر و ناسار در سال ۱۹۹۱ و فیچاریس و همکاران در سال ۲۰۰۰ می‌باشد. اخیراً این روش توسط آژانس مدیریت بحران آمریکا^۱ پذیرفته شده و در راهنماهای FEMA350 و FEMA351 برای تعیین ظرفیت فروریزش کلی سازه مورد توجه قرار گرفته‌است [۶]. اکنون تحلیل IDA یک روش پرکاربرد و چند منظوره می‌باشد و تنها بعضی از اهداف آن، همانطور که در شکل ۱-۱۶ واضح است در زیر ذکر می‌شود:

(۱) درک کامل از محدوده پاسخ یا تقاضای لرزه‌ای در مقابل سطح پتانسیل رکوردهای حرکات زمین

(۲) درک بهتر از مفاهیم سازه‌ای در سطح حرکات بسیار شدید و نادر زمین

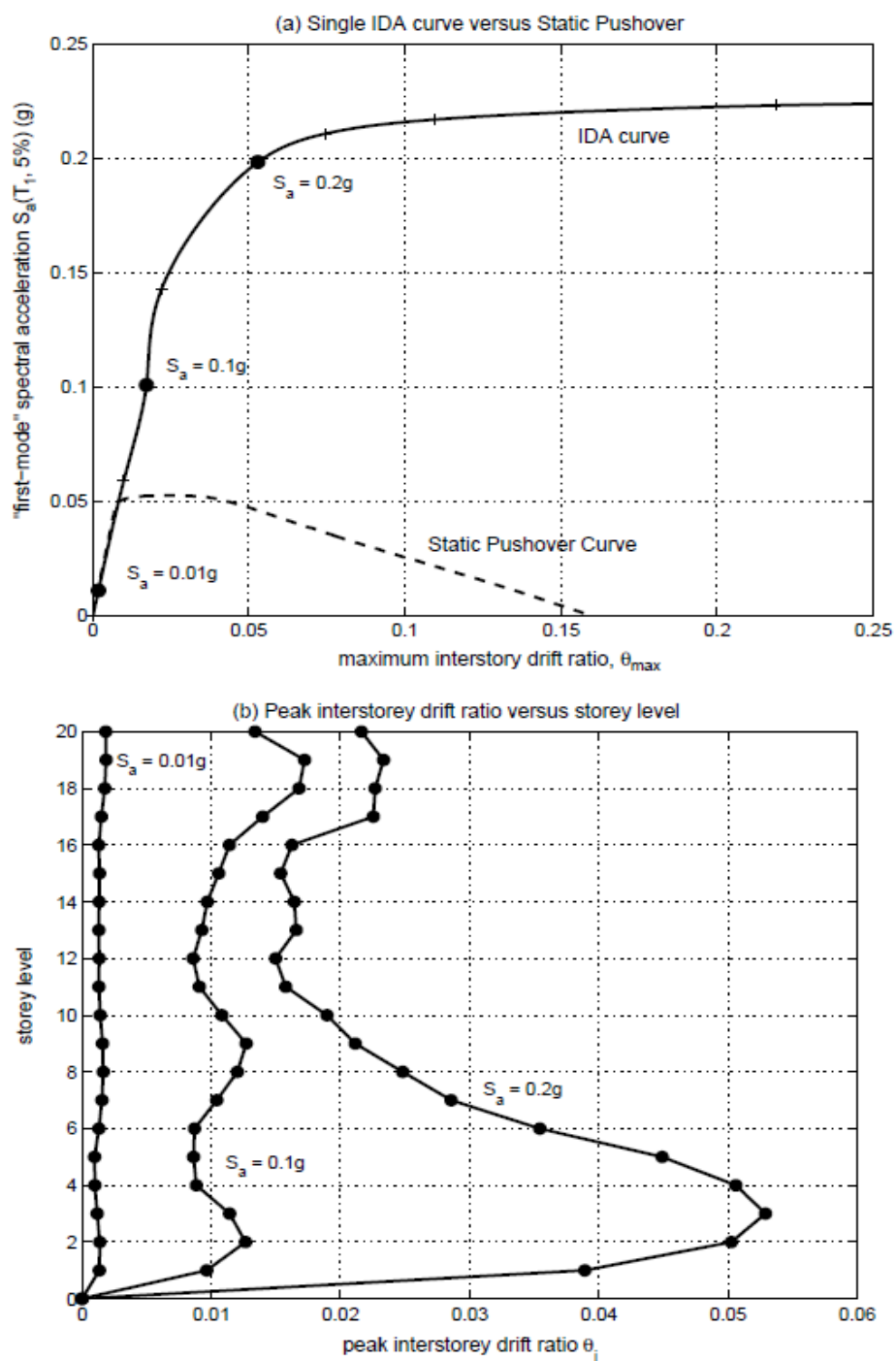
(۳) درک بهتر از تغییرات ایجاد شده در ماهیت پاسخ‌های سازه‌ای با افزایش حرکات زمین (بعنوان مثال تغییر در الگوی تغییرشکل‌های حداکثر در ارتفاع، شروع کاهش در سختی و مقاومت و مقادیر و الگوهای آن‌ها)

(۴) ایجاد برآوردهایی از ظرفیت دینامیکی سیستم‌های سازه‌ای کلی

(۵) نهایتاً ارائه یک تحلیل IDA چند رکوردی بمنظور استخراج ثابت‌ها و متغیرهای فوق از چندین رکورد لرزه‌ای

هدف ما در این بخش فراهم ساختن اصول و اصطلاحات این روش بمنظور متحد ساختن اشکال مختلف تحلیل IDA و ارائه تاریخچه‌ای اصولی برای دستیابی به اهداف فوق‌الذکر می‌باشد.

^۱ Federal Emergency Management Agency (FEMA)



شکل ۱۶-۱: مثالی از اطلاعات استخراج شده از تحلیل IDA تک رکوردی در $T_1=4$ sec، قاب خمشی فولادی ۲۰ طبقه با اعضا و اتصالات شکل پذیر، شامل غیرخطی هندسی (P- Δ) در معرض زلزله ۱۹۴۰ السنترو (مولفه موازی گسل) [۶]

۱-۲-۲-۱- اصول تحلیل IDA تک رکوردی

بعنوان اولین قدم در این قسمت مبانی و مفاهیم مورد نیاز در این تحلیل تبیین می‌شود. فرض می‌شود یک تاریخچه زمانی شتاب منفرد از پایگاه داده‌ی حرکات زمین انتخاب شود، شتاب‌نگاشت مقیاس‌نشده‌ی a_1 برداری با المان‌های $a_1(t_i)$, $t_i=0, t_1, \dots, t_{n-1}$ می‌باشد. برای تعیین حرکت زمین در سطوح مختلف شدت از ملایم تا خیلی قوی، باید شتاب‌نگاشت انتخاب‌شده را مقیاس کرد. بدین منظور از یک تبدیل ساده و یکنواخت با استفاده از ضریب مقیاس اسکالر $\lambda \in [0, \infty)$ بصورت $a_\lambda = \lambda \cdot a_1$ استفاده می‌شود [۶].

۱-۲-۲-۱- ضریب مقیاس شتاب‌نگاشت

ضریب مقیاس^۱ در یک شتاب‌نگاشت مقیاس‌شده a_λ ، یک مقدار عددی (اسکالر) غیرمنفی $\lambda \in [0, \infty)$ است که وقتی در تاریخچه زمانی شتاب مقیاس‌نشده (طبیعی) a_1 ضرب می‌شود؛ شتاب a_λ را تولید می‌کند. این مقدار عددی در تمامی مقادیر ثبت‌شده از شتاب‌نگاشت موردنظر ضرب شده و با توجه به کوچک یا بزرگ بودن آن، سطح شدت کاهش یا افزایش می‌یابد. مقادیر $\lambda=1$ به شتاب‌نگاشت طبیعی، $\lambda < 1$ به شتاب‌نگاشت با مقیاس پایین و $\lambda > 1$ به شتاب‌نگاشت با مقیاس بالا دلالت دارند. اگرچه ضریب مقیاس ساده‌ترین روش برای توصیف تصاویر مقیاس‌بندی‌شده از شتاب‌نگاشت می‌باشد اما ابزار مناسبی برای اهداف مهندسی نیست زیرا هیچ اطلاعاتی را در مورد قدرت واقعی رکورد مقیاس‌شده و تاثیر آن بر ساختمان مورد مطالعه ارائه نمی‌کند [۶].

۱-۲-۲-۱- شاخص شدت IM

شاخص مقیاس‌پذیر و یکنواخت شدت حرکت زمین یا بعبارت ساده‌تر شاخص شدت^۲ در یک شتاب‌نگاشت مقیاس‌شده a_λ ، یک مقدار عددی (اسکالر) غیرمنفی $IM \in [0, \infty)$ است شامل تابع $IM = f_{a_1}(\lambda)$ بوده و به شتاب‌نگاشت مقیاس‌نشده a_1 وابسته است و توسط ضریب مقیاس λ بطور یکنواخت افزایش می‌یابد. این کمیت در واقع تابعی از شتاب‌نگاشت اصلی است که به صورت هماهنگ با افزایش یا کاهش شتاب‌نگاشت تغییر می‌کند.

با وجود اینکه کمیت‌های زیادی مانند بزرگای لنگر، مدت زمان اثر شتاب‌نگاشت و شدت اصلاح‌شده مرکالی بمنظور توصیف شاخص شدت حرکت زمین پیشنهاد شده‌است، اما به دلیل اینکه این کمیت‌ها مقیاس‌پذیر نیستند برای شاخص شدت مناسب نمی‌باشند. مثال‌هایی از این کمیت که قابلیت مقیاس شدن دارند شامل ماکزیمم شتاب زمین (PGA)، ماکزیمم سرعت زمین (PGV) و

¹ Scale Factor (SF)

² Intensity Measure

شتاب طیفی در مود غالب ارتعاشی با در نظر گرفتن نسبت میرایی پنج درصد ($S_a(T, \zeta=5\%)$) می‌باشند. برخی شاخص‌های آسیب غیریکنواخت مانند تغییر شکل غیرالاستیک سیستم غیرخطی توسط لوکو و کرنل در سال ۲۰۰۴ پیشنهاد شده است اما به دلیل کمبود مطالعات انجام شده، شاخص شدت هم‌چنان یک کمیت مقیاس‌پذیر و یکنواخت در نظر گرفته می‌شود.

حال که داده‌های مناسب بمنظور اعمال حرکت زمین به سازه مشخص شد، نیاز به روشی برای تعیین پاسخ سازه به این بارهای لرزه‌ای می‌باشد. این مطلب در پخش بعدی تحت عنوان شاخص آسیب ارائه می‌شود [۶].

۱-۲-۳- شاخص آسیب DM

شاخص آسیب^۱ یا متغیر نشان‌دهنده‌ی وضعیت سازه، یک مقدار عددی (اسکالر) غیرمنفی $DMC[0, \infty)$ است که پاسخ مدل سازه‌ای را در برابر بارهای لرزه‌ای موردنظر بیان می‌کند و یا عبارت دیگر واکنش مازاد مدل سازه‌ای را به خاطر بارگذاری لرزه‌ای تعیین می‌کند.

بعبارت دیگر DM کمیتی است که می‌تواند از نتایج خروجی تحلیل دینامیکی غیرخطی برداشت شود. گزینه‌ی ممکن می‌تواند ماکزیمم برش پایه، چرخش‌های گره‌ای، حداکثر شکل‌پذیری طبقه، شاخص‌های آسیب متفاوت مطرح شده مثل انرژی حداکثر هیستریزس، شاخص پارک-انگ یا شاخص پایداری مطرح شده توسط مهانی، حداکثر تغییر مکان بام، حداکثر زاویه تغییر شکل نسبی بین طبقه‌ای یک سازه n طبقه $\theta_1, \dots, \theta_n$ یا ماکزیمم آن‌ها و یا ماکزیمم زاویه تغییر مکان نسبی کل طبقات در یک سازه n طبقه $\theta_{max} = \max(\theta_1, \dots, \theta_n)$ باشد.

گزینه مناسب برای انتخاب یک شاخص آسیب می‌تواند به نوع سازه و خرابی موردنظر بستگی داشته باشد. در ارزیابی بر اساس عملکرد گاهی لازم است که از دو یا چند فاکتور شاخص آسیب که همگی از آنالیزهای غیرخطی یکسان حاصل شده‌اند، برای ارزیابی پاسخ سازه، سطح عملکرد و یا مودهای خرابی استفاده شود. اگر نیاز به ارزیابی آسیب‌های وارده به مولفه‌های غیرسازه‌ای باشد، حداکثر شتاب‌های طبقات گزینه بارزی است. بعبارت دیگر برای آسیب‌های سازه‌ای در قاب‌های ساختمانی، شاخص θ_{max} بخوبی به دوران‌های گره‌ای و فروریزش‌های کلی و موضعی مرتبط است و می‌تواند یک شاخص آسیب قوی باشد.

پاسخ‌های سازه‌ای که بعنوان شاخص آسیب در نظر گرفته می‌شوند معمولاً بصورت عددی هستند و یا مقدار قدرمطلق آن‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد یا بخش‌های مثبت و منفی جداگانه لحاظ می‌شوند. پس از تعیین شاخص‌های شدت و آسیب امکان معرفی تحلیل IDA وجود دارد. به

¹ Damage Measure

این مطلب در بخش بعدی پرداخته می‌شود [۶].

۱-۲-۴- تحلیل تک رکوردی

تحلیل IDA تک رکوردی یک تحلیل دینامیکی است که بر روی مدل سازه‌ای تحت یک تاریخچه زمانی شتاب مقیاس شده با ضرایب مقیاس مختلف انجام می‌شود. این تحلیل تحت عناوین تحلیل IDA یا تحلیل پوش دینامیکی (DPO) شناخته می‌شود و شامل یک سری تحلیل‌های دینامیکی می‌باشد که تحت مقیاس‌هایی از شتاب‌نگاشت انتخابی انجام می‌شود. بطور ایده‌آل در این تحلیل، شاخص شدت IM بگونه‌ای انتخاب می‌شود که پاسخ‌های سازه محدودی از الاستیک تا پلاستیک و نهایتاً فروریزش را در برگیرند. هدف از انجام این تحلیل، ثبت کردن شاخص‌های آسیب DM مدل سازه‌ای در هر سطح از شدت حرکت زمین IM می‌باشد و در نهایت پاسخ‌های سازه‌ای در مقابل شدت‌های لرزه‌ای در یک دستگاه مختصات توسط یک منحنی پیوسته رسم می‌شود [۶].

۱-۲-۵- منحنی IDA

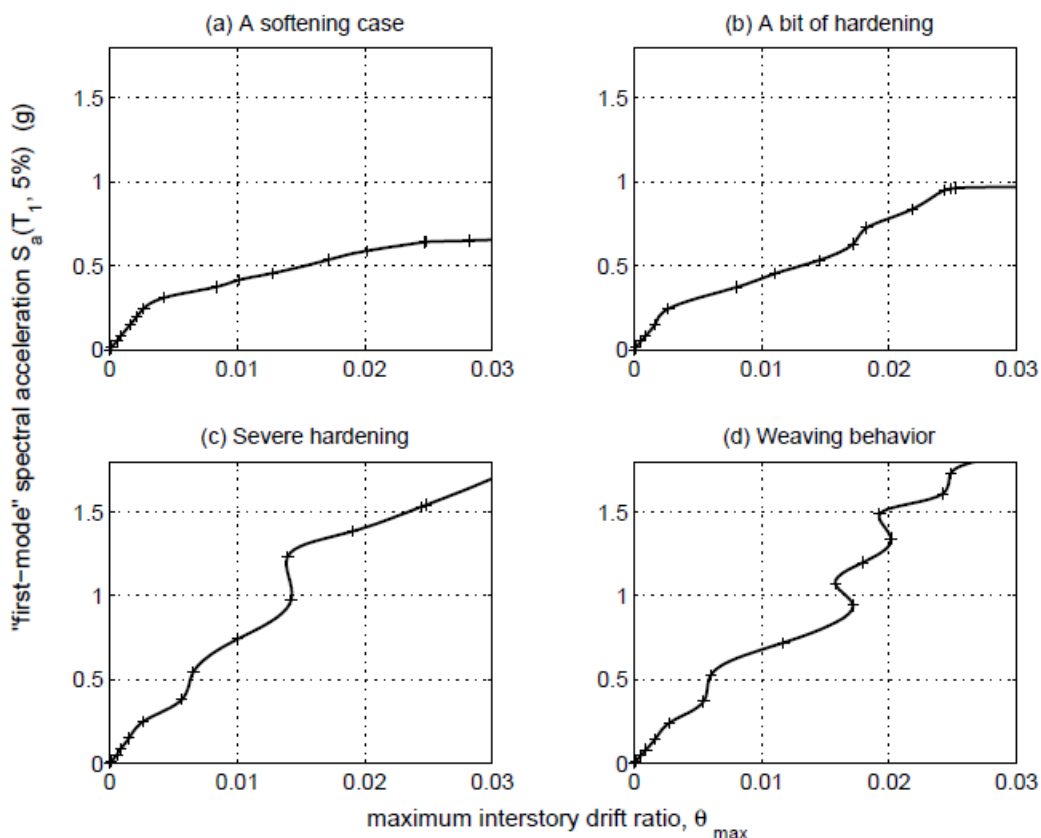
منحنی IDA نمودار متغیر DM که از تحلیل IDA بعنوان پاسخ سازه‌ای به دست می‌آید در مقابل یک یا چند شاخص IM که مربوط به ویژگی شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده می‌باشد، است. منحنی IDA با توجه به تعداد شاخص‌های شدت می‌تواند بصورت دو و یا چند بعدی ترسیم شود. اما منحنی IDA دوبعدی مرسوم‌ترین نوع آن است. بمنظور مقایسه با سایر منحنی‌های مرسوم مهندسی نظیر منحنی تنش-کرنش، منحنی بار-تغییرمکان و منحنی ظرفیت در تحلیل پوش‌آور؛ متغیر IM که قابل مقایسه با پارامترهای نیرویی می‌باشد بر روی محور قائم رسم می‌شود. همانطور که واضح است نتایج یک تحلیل IDA می‌تواند در قالب گروه منحنی‌های IDA که هر یک وابسته به شاخص‌های شدت و آسیب انتخاب شده می‌باشد، رسم شود [۶].

۱-۲-۳- ویژگی‌های کلی منحنی IDA

ویژگی مهم تحلیل IDA شتاب‌نگاشت‌ها و مدل سازه‌ای است بگونه‌ای که وقتی مدل تحت شتاب‌نگاشت‌های متفاوتی قرار می‌گیرد اغلب پاسخ‌های کاملاً متفاوتی بروز می‌دهد که پیش‌بینی آن پیش از انجام تحلیل مشکل است. بعنوان مثال در شکل ۱-۱۷ قاب ۵ طبقه مهاربندی شده تحت چهار شتاب‌نگاشت مختلف پاسخ‌های متفاوتی در محدوده‌ی کاهش تدریجی به سمت فروریزش تا رفتار غیر یکنواخت و پیچ و تاب از خود نشان می‌دهد. هر نمودار نیازهای تحمیل شده بر سازه را در هر حرکت زمین در شدت‌های مختلف تشریح می‌کند که از نظر شباهت و تضاد کاملاً غیرقابل پیش‌بینی

می‌باشند.

تمام منحنی‌ها یک ناحیه خطی الاستیک مجزا دارند که در $S_a^{yield}(T_1, 5\%) = 0.2g$ و $\theta_{max}^{yield} = 0.2\%$ زمانی که اولین کمانش مهاربند اتفاق می‌افتد؛ پایان می‌یابند. در حقیقت هر مدل سازه‌ای با المان‌های الاستیک خطی در ابتدا، چنین رفتاری را نشان خواهد داد و این رفتار زمانی پایان می‌یابد که اولین غیرخطی شدن (یعنی زمانی که یک المان به انتهای محدوده‌ی الاستیک خود برسد) رخ دهد. شیب IM/DM این قسمت در هر منحنی IDA، سختی الاستیک برای هر IM یا DM نامیده می‌شود. این عامل بصورت متداول تا حدودی از یک رکورد تا رکورد دیگر متفاوت است اما اگر شاخص شدت IM اثرات موده‌های بالاتر در نظر گرفته شود، برای سیستم‌های یک درجه آزادی و حتی سیستم‌های چند درجه آزادی یکسان خواهد بود [۶].



شکل ۱۷-۱: منحنی‌های IDA در $T_1 = 1.8s$ برای قاب فولادی ۵ طبقه مهاربندی شده تحت ۴ شتاب‌نگاشت متفاوت [۶]

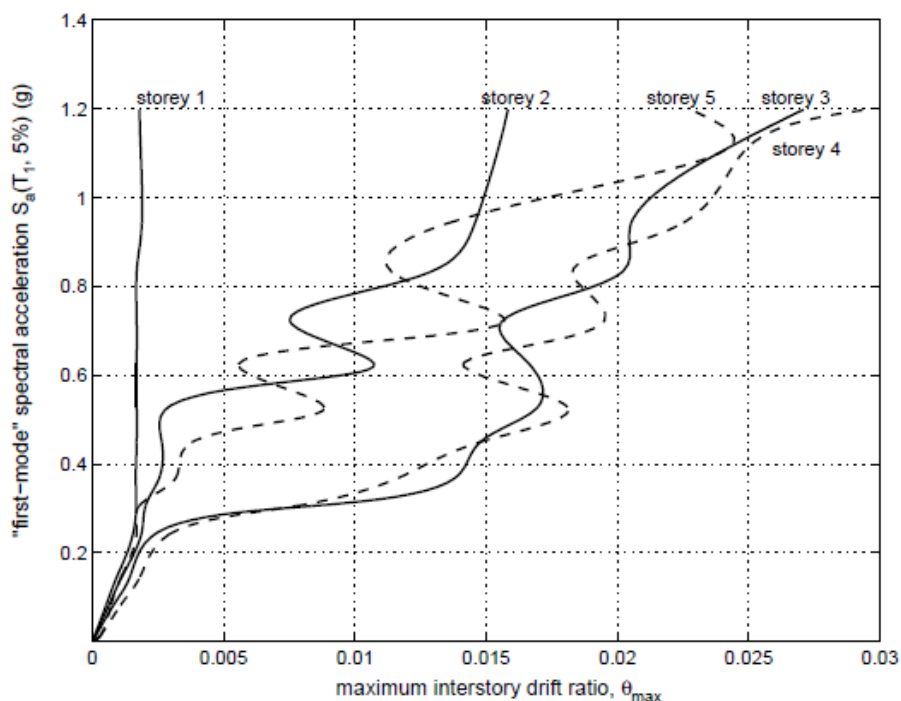
به چگونگی پایان یافتن منحنی‌های شکل ۱۷-۱ در سطوح مختلف IM توجه داشته باشید. منحنی (a) بعد از اولین کمانش به سرعت خوابیده شده و به سمت دریفتهای بزرگ و سپس فروریزش احتمالی پیش می‌رود. منحنی‌های c و d حول شیب الاستیک منحنی به صورت موجی حرکت می‌کنند و بنظر می‌رسد که این دو منحنی از قانون تغییرشکل‌های یکسان تبعیت می‌کنند. با

توجه به این قانون، تغییرشکل غیرالاستیک سازه‌های دارای پریودهای متوسط در حالت کلی تقریباً برابر با تغییرشکل‌های متناظر آن‌ها در مدل‌های الاستیک می‌باشد. الگوهای پیچ و تاب که منحنی‌های c و d نشان می‌دهند، بخش‌های متوالی از سخت‌شدگی و نرم‌شدگی هستند که در این نواحی شیب موضعی یا سختی در مقادیر بالاتر IM کاهش می‌یابد و در دیگر مناطق افزایش می‌یابد. عبارت مهندسی‌تر در یک محدوده‌ی مشخص از شاخص آسیب DM ، سازه کاهش و افزایش شتابی را تجربه می‌کند که به اندازه‌ای قدرتمند است که می‌تواند بطور ناگهانی منحنی IDA را به سمت مقادیر کمتر شاخص آسیب هدایت کند و همانند منحنی d در شکل ۱-۱۷ منحنی غیریکنواختی بوجود آورد. نهایتاً با فرض اینکه سازه مجاز به مکانیسم شدن (فروریزش کلی) باشد و برای این مکانیسم شدن از شاخص آسیب استفاده شده باشد در آخرین مرحله‌ی نرم‌شدگی، شاخص آسیب بطور فزاینده افزایش می‌یابد که بیانگر شروع ناپایداری دینامیکی است. این مطلب قابل مقایسه با بحث ناپایداری استاتیکی نیز می‌باشد که در آن با افزایش ناچیزی در شاخص شدت افزایش قابل توجهی در شاخص‌های آسیب و تغییرشکل‌های سازه‌ای رخ می‌دهد. منحنی در این حالت به ازای مقادیر حداکثر شاخص شدت IM بصورت خط صافی که به سمت بینهایت میل می‌کند، در می‌آید (منحنی‌های a و b). هرچند مطالب ارائه شده مربوط به منحنی‌هایی بودند که در آن‌ها شاخص آسیب θ_{max} و شاخص شدت $S_a(T1,5\%)$ بود اما برای سایر پارامترهای انتخاب‌شده برای این دو شاخص نیز معتبر است [۶]. مسئله سخت‌شدگی در منحنی‌های IDA مبحث جدیدی نیست و این مسئله پیشتر برای سیستم‌های دوخطی الاستوپلاستیک ساده نیز گزارش شده‌است (چوپرا ۱۹۹۵). این مسئله که ممکن است یک سیستم در یک سطح مشخص از شاخص شدت، پاسخ‌های بالایی داشته باشد و در سطوح بالاتر شدت لرزه‌ای به سبب سخت‌شدگی بیش از اندازه پاسخ‌های یکسان و یا حتی کمتری بروز دهد؛ هنوز مجهول است. اما می‌توان گفت این مسئله علاوه بر شدت تحریک لرزه‌ای به الگو و مدت زمان آن نیز وابسته است. وقتی یک شتاب‌نگاشت مقیاس می‌شود، سیکل‌های پاسخ ضعیف در بخش‌های اولیه‌ی شتاب‌نگاشت به اندازه‌ای قوی می‌شوند که می‌توانند سبب تسلیم بخشی از سازه شوند و ویژگی‌های سازه را در سیکل‌های بعدی تغییر دهند. در سازه‌های چند طبقه، یک شتاب‌نگاشت قوی‌تر ممکن است منجر به تسلیم یک طبقه شود که آن طبقه برای سایر طبقات (معمولاً طبقات بالاتر) بصورت فیوز عمل کرده و از تسلیم آن‌ها جلوگیری می‌کند (شکل ۱-۱۸). حتی سیستم‌های ساده نیز وقتی در سیکل‌های ابتدایی تسلیم می‌شوند ممکن است به سبب افزایش پریود در سیکل‌های بعدی پاسخ‌های (شاخص آسیب) کمتری بروز دهند (شکل ۱-۱۹). این پدیده می‌تواند یک احیای سازه‌ای^۱

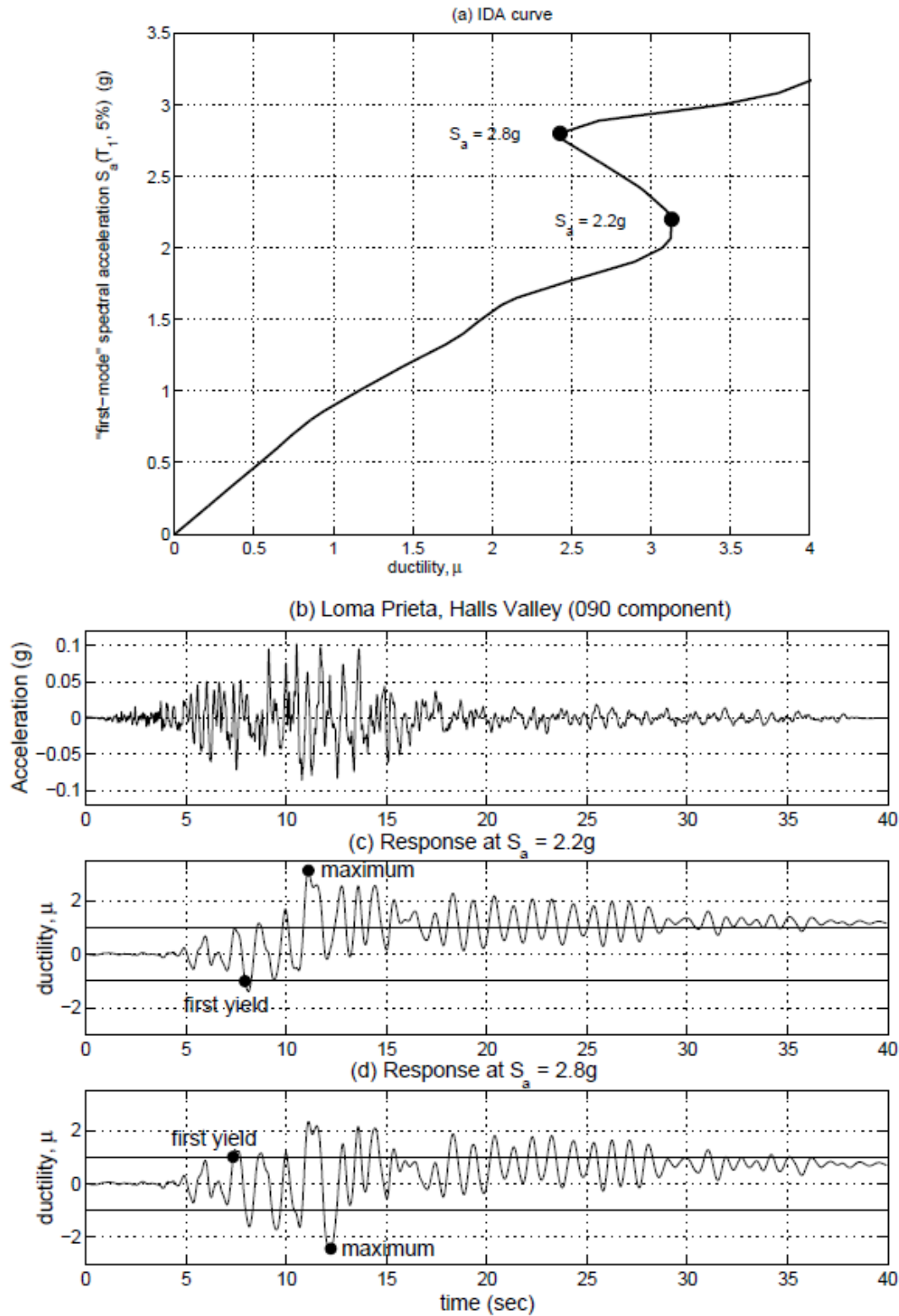
¹ Structural Resurrection

محسوب شود که در آن به سبب سخت‌شدگی خیلی زیاد، سیستمی که در برخی از شاخص‌های شدت به سمت فروریزش کامل (یعنی تحلیل نتواند همگرا شود و از لحاظ عددی شاخص آسیب به سمت بینهایت میل کند) پیش رفته‌است می‌تواند دوباره پابرجا بماند هرچند پاسخ‌های زیادی داشته باشد (شکل ۱-۲۰) [۶].

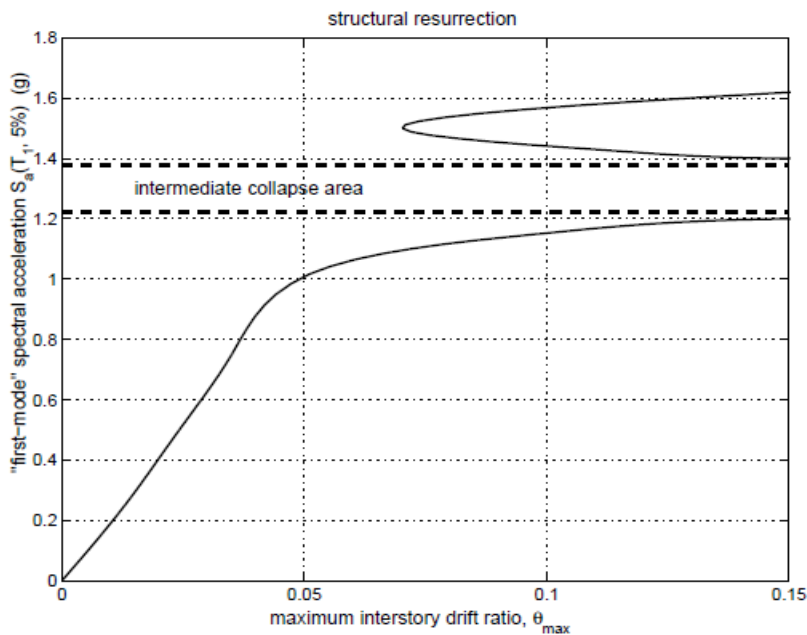
همانطور که مشاهده شد منحنی‌های IDA حتی در حالت دوبعدی هم دارای پیچیدگی‌های فراوانی می‌باشند. با فرض یک شاخص شدت IM یکنواخت، منحنی IDA یک تابع از $[0, \infty)$ به $[0, \infty)$ است یعنی هر مقدار IM یک مقدار منحصر بفرد DM تولید می‌کند در حالیکه برای هر مقدار DM حداقل یک یا چند (در منحنی‌های IDA غیریکنواخت) مقدار IM وجود دارد زیرا تابع فوق لزوماً یک به یک نمی‌باشد. هم‌چنین منحنی IDA لزوماً یک منحنی هموار نیست زیرا شاخص DM اغلب شامل حداکثر یا قدرمطلق پاسخ‌ها می‌باشد. بعلاوه ممکن است شامل تعدادی متغیر غیرپیوسته که مربوط به فروریزش و احیای سازه‌ای می‌شود، باشد [۶].



شکل ۱۸-۱: منحنی‌های IDA برای دررفت‌های میان طبقه‌ای حداکثر در هر طبقه و $T_1=1.8s$ برای قاب فولادی ۵ طبقه مهاربندی‌شده [۶]



شکل ۱۹-۱: پاسخ شکل‌پذیری در $T=1s$ برای سیستم الاستوپلاستیک در سطوح شدت مختلف. تسلیم اولیه در شدت‌های قوی‌تر منجر به پاسخ‌های حداکثر کمتر شده‌است [۶]



شکل ۱-۲۰: احیا سازه‌ای در منحنی IDA در $T_1=1.3s$ برای قاب خمشی فولادی ۳ طبقه با اتصالات برشی [۶]

۱-۷-۴- ظرفیت و حالات حدی در منحنی‌های IDA

سطوح عملکرد یا حالات حدی اجزا مهم طراحی بر پایه عملکرد هستند و منحنی IDA اطلاعات لازم را برای دستیابی به آن‌ها در اختیار قرار می‌دهد. بدین منظور نیاز است تا حالات یا قوانینی تعریف شود که برآورده شدن هر یک از آن‌ها به معنی دستیابی به یکی از سطوح عملکرد باشد. بعنوان مثال، قابلیت استفاده بی‌وقفه^۱ یکی از سطوح عملکرد سازه‌ای است که به یک مقدار مشخص از شاخص آسیب (معمولاً برحسب θ_{max}) مربوط می‌شود در حالیکه در آیین‌نامه FEMA350 فروریزش کلی سازه به مقداری از شاخص IM یا DM مربوط می‌شود که در آن مقادیر ناپایداری دینامیکی مشاهده شود. حال مسئله مهم آن است که کدام نقاط منحنی هستند که این قوانین را برآورده نمایند؟ و از بین آن‌ها کدام باید انتخاب شود؟ (شکل ۱-۲۱)

در حالت کلی دلیل اینکه چند نقطه هستند که می‌توانند حالات حدی را بر روی منحنی ارضا نمایند، مسئله سخت‌شدگی و احیای سازه‌ای می‌باشد. در تعیین سطوح عملکرد بر مبنای شاخص DM، بطور محافظه‌کارانه نقطه پایین‌تر بعنوان نقطه ظرفیت سازه در نظر گرفته می‌شود. تعمیم این قانون به سایر منحنی‌های IDA به این معناست که در تعیین سطوح عملکرد بر مبنای شاخص IM، باید از بخش بالای اولین خط رسم‌شده صرف‌نظر کرد و نقاط بالای این خط را فقط بعنوان نشانه‌هایی از ناپایداری دینامیکی تلقی نمود.

هم‌چنین توجه شود که در اکثر مباحث، ناپایداری دینامیکی با ناپایداری عددی در پیش‌بینی

¹ Immediate Occupancy (IO)

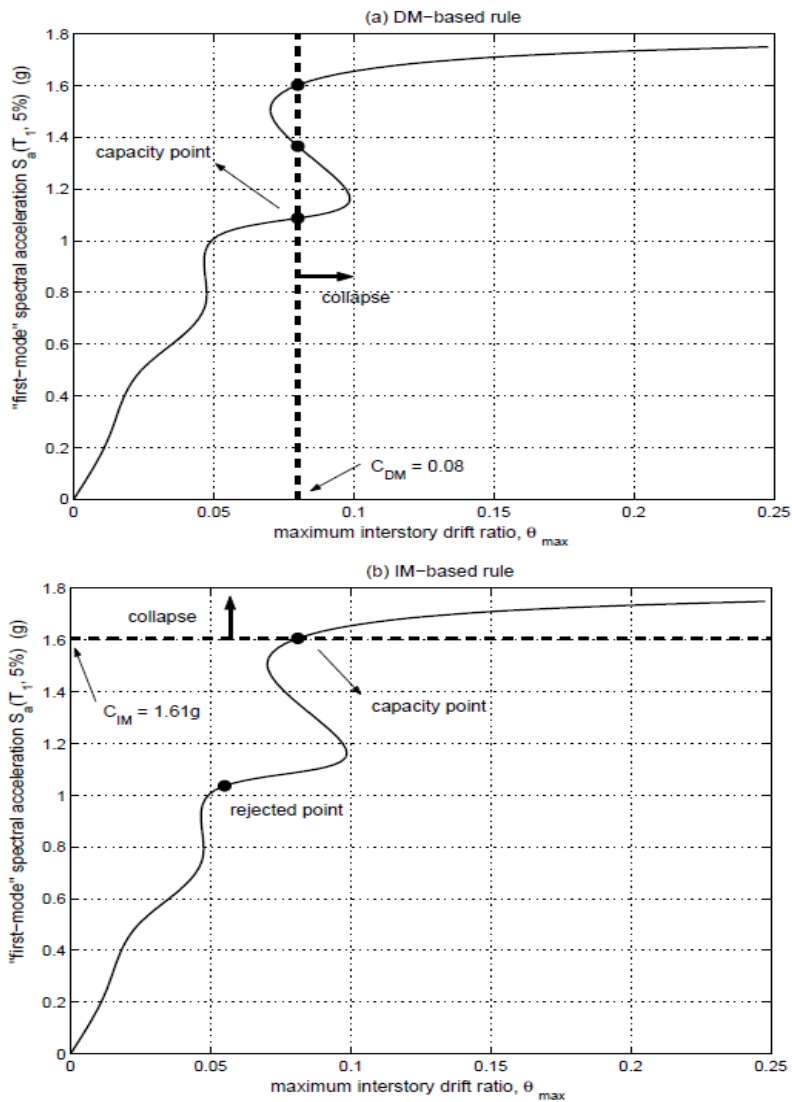
فروریزش معادل گرفته می‌شود. شاید عدم همگرایی در روند انتگرال‌گیری فقط یک معادل‌سازی عددی از پدیده واقعی فروریزش سازه باشد. بنابراین در مورد چنین مسائلی مراقبت بیشتر و پیش‌بینی‌های دقیق‌تری نیاز است. پس می‌توان گفت ما اجازه داریم قوانین اساسی‌تری برای تعریف سطوح عملکردی سازه تعیین کنیم [۶].

در ابتدا تعیین سطوح عملکرد بر مبنای شاخص DM شرح داده می‌شود. بر مبنای این قانون اگر $DM \geq C_{DM}$ شود سازه از حالات حدی تجاوز کرده‌است (شکل ۱-۲۱a). با توجه به اینکه شاخص DM معمولاً بعنوان شاخص آسیب سازه‌ای در نظر گرفته می‌شود، بنابراین افزایش آن از یک حد مشخص سبب ایجاد حالات حدی در سازه می‌شود. مقدار پارامتر C_{DM} را می‌توان از آزمایش‌ها، نظریات و تجارب مهندسی بدست آورد و هرچند مقدار این پارامتر قطعی نیست اما دارای یک توزیع احتمالاتی می‌باشد. بعنوان مثال در آیین‌نامه FEMA351 برای قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات نوع اول مقدار $\theta_{max}=2\%$ بعنوان سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه در نظر گرفته شده‌است. هم‌چنین مهانی و دیرلین در سال ۲۰۰۰ یک شاخص آسیب سازه‌ای پیشنهاد داده‌اند که بر مبنای این شاخص، فروریزش سازه زمانی رخ می‌دهد که معکوس مقدار این شاخص از واحد بیشتر شود. چنین محدوده‌هایی ممکن است اتفاقی با یکدیگر ترکیب شده باشند بعنوان مثال، آیین‌نامه FEMA350 یک حالت حدی برای فروریزش موضعی اتصالات تعریف کرده‌است که در آن دوران اتصال به اندازه‌ای در نظر گرفته می‌شود که تحت بار ثقلی فروریزد. این مقدار یک متغیر تصادفی بر مبنای آزمایش، تحلیل و قضاوت مهندسی برای هر نوع اتصال می‌باشد. حتی یک مقدار واحد برای پارامتر C_{DM} ممکن است چند نقطه برای حالات حدی بر روی منحنی IDA مشخص کند (شکل ۱-۲۱a). این ابهام را می‌توان با روشی خاص (مثلاً تعریف محافظه‌کارانه حالات حدی به ازای مقادیر کمتر IM) یا مشخص کردن مناطق منطبق و غیرمنطبق بر سطوح عملکرد رفع نمود. مزیت قوانینی که بر مبنای شاخص DM هستند سادگی بکارگیری و استفاده -بویژه برای سطوح عملکرد نسبت به حالت حدی فروریزش- می‌باشد. برای حالت حدی فروریزش، ممکن است خرابی کامل مدل را نشان دهد. اگر مدل سازه‌ای به اندازه‌ی کافی واقع‌بینانه باشد باید بطور صریح شامل این اطلاعات باشد یعنی فروریزش را به جای شاخص آسیب بینهایت با عدم همگرایی نشان دهد. بنابراین قوانین تعیین حالات حدی بر مبنای شاخص DM می‌توانند کاملاً مفید باشند. هم‌چنین آن‌ها از نظر سازگاری با سایر حالات حدی که بطور طبیعی بر حسب شاخص آسیب تعریف می‌شوند (بعنوان مثال θ_{max}) دارای مزیت می‌باشند [۶].

عمدتاً تعیین سطح عملکرد بر مبنای شاخص IM، به سبب دستیابی بهتر به ظرفیت فروریزش با داشتن یک نقطه بر روی منحنی IDA که آن را بطور واضح به دو منطقه تقسیم می‌کند به وجود

آمده است. از این دو منطقه یکی نشان‌دهنده‌ی عدم فروریزش (IM های کمتر) و دیگری نشان‌دهنده‌ی فروریزش (IM های بیشتر) می‌باشند. برای IM های یکنواخت می‌توان گفت اگر $IM \geq C_{IM}$ شود سازه از حالات حدی تجاوز کرده است (شکل ۱-۲۱ b). تفاوت عمده‌ی این روش با روش قبلی، تعریف یک پارامتر C_{IM} قابل استفاده برای تمامی منحنی‌های IDA می‌باشد. مزیت این روش تعریف یک ناحیه فروریزش واضح و عیب آن عدم تعریف چنین نقاطی بر روی هر منحنی با یک روش واحد می‌باشد. در حالت کلی چنین قانونی هم شاخص IM و هم شاخص DM را برای توصیف ظرفیت ارائه می‌دهد. یک حالت خاص انتخاب آخرین نقطه منحنی بعنوان نقطه ظرفیت است یعنی با استفاده از پایین‌ترین خط، ظرفیت سازه تعیین شود و تمام منحنی IDA تا ظهور اولین نشانه از ناپایداری دینامیکی در محدوده‌ی عدم فروریزش فرض شوند.

روش تانژانت ۲۰٪ در آیین‌نامه FEMA350 در حقیقت همان تعیین سطوح عملکرد بر مبنای شاخص IM می‌باشد: آخرین نقطه بر روی منحنی با شیبی مساوی ۲۰٪ شیب الاستیک بعنوان نقطه ظرفیت تعریف می‌شود. ایده‌ی این روش این است که صاف شدن منحنی IDA و میل کردن مقادیر DM به سمت بینهایت نشانه‌ای از ناپایداری دینامیکی می‌باشد [۶].



شکل ۱-۲۱: دو روش مختلف برای تعیین نقاط ظرفیت در $T_1=1.3s$ برای قاب خمشی فولادی ۳ طبقه با اتصالات برشی [۶]

۱-۲-۵- تحلیل IDA چند رکوردی و نحوه خلاصه‌سازی آن

اکنون کاملاً واضح است که تحلیل IDA تک رکوردی نمی‌تواند بطور کامل رفتار سازه را در زلزله‌های آتی نشان دهد. تحلیل IDA به میزان زیادی به رکوردهای انتخاب شده وابسته است و بنابراین تعداد مناسبی رکورد لرزه‌ای برای پوشش پاسخ کامل سازه مورد نیاز است.

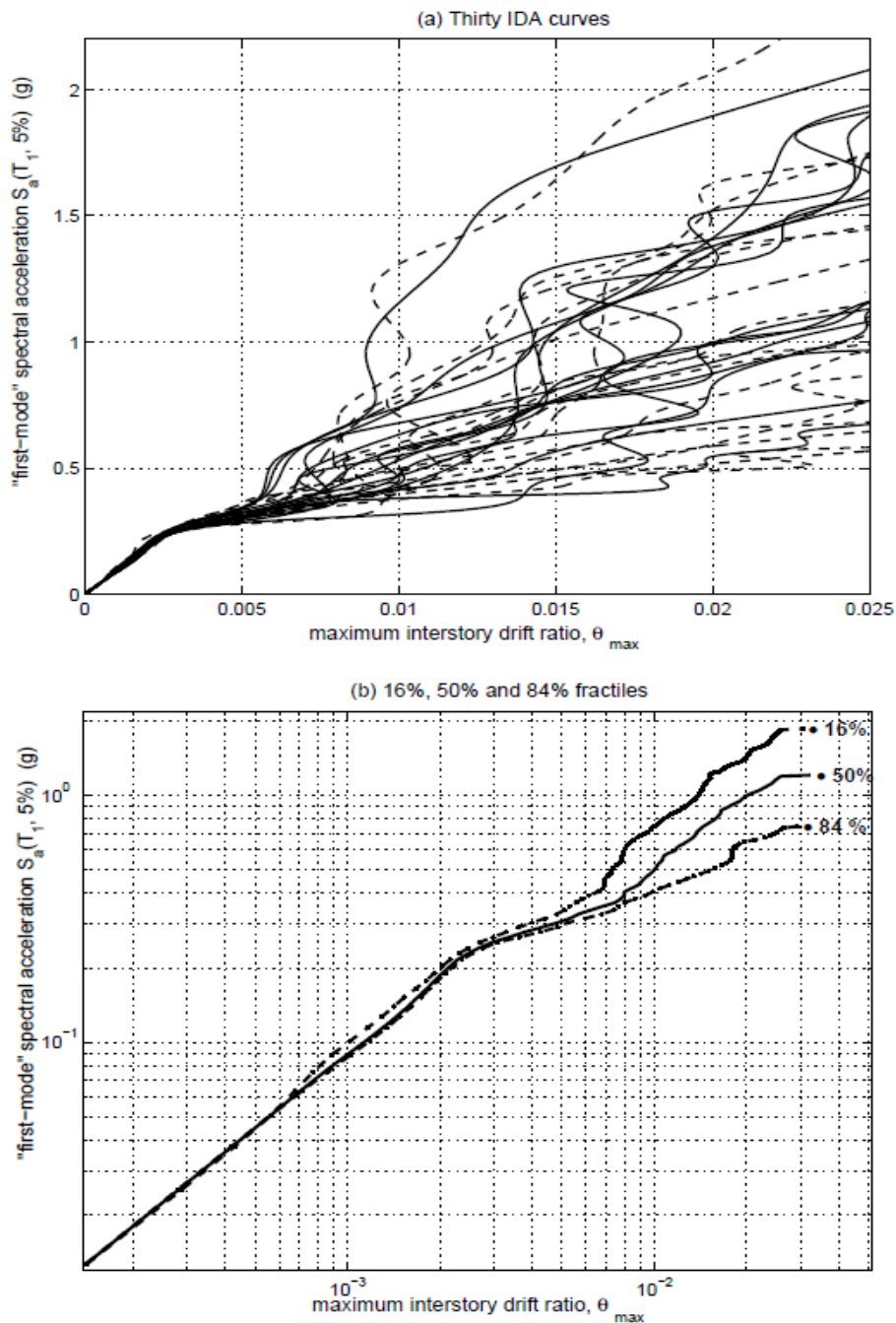
۱-۵-۲-۱- تحلیل IDA چند رکوردی

تحلیل IDA چند رکوردی مجموعه‌ای از چند تحلیل IDA تک رکوردی روی یک مدل سازه‌ای و تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف می‌باشد. چنین تحلیلی مطابق شکل ۱-۲۲ (a) چندین منحنی IDA متناظر با رکوردهای لرزه‌ای که بر مدل سازه‌ای وارد شده‌اند، تولید می‌کند [۶].

دسته منحنی‌های IDA مجموعه‌ای از منحنی‌های IDA روی یک مدل سازه‌ای و تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف می‌باشد که همگی برحسب همان شاخص‌های IM و DM رسم شده‌اند. هرچند منحنی‌های IDA دارای ماهیت قطعی و غیر احتمالی می‌باشند اما برای این که متوجه شویم سازه کدام رکورد لرزه‌ای را تجربه خواهد کرد، باید یک تحلیل آماری انجام دهیم. منحنی IDA که برای یک مدل سازه‌ای و یک جمعیت آماری از رکوردهای لرزه‌ای رسم می‌شود کاملاً قطعی نبوده و یک تابع تصادفی $DM=f(IM)$ می‌باشد (برای شاخص IM یکنواخت و منفرد). بنابراین ما می‌توانیم این دسته منحنی‌ها را به صورت میانه، میانگین و یا طیف‌های پاسخ ۱۶٪ و ۸۴٪ خلاصه کنیم (شکل ۱-۲۲b). پس ما نیاز به روش‌هایی برای تخمین احتمالات متغیرها داریم که این روش‌ها بسادگی به دو دسته‌بندی تقسیم می‌شوند.

اولین روش یک روش پارامتری است. در این روش یک معادله از شاخص DM بر حسب شاخص IM در نظر گرفته می‌شود و سپس بین مقادیر به دست آمده از این معادله میانگین‌گیری می‌شود. ویژگی کلی این معادله پارامتری آن است که در عین حال که دقت کمی برای هر منحنی دارد ولی توصیف ساده‌ای برای آن‌ها ارائه می‌کند [۶].

روش بعدی روشی غیرپارامتری است که عمده‌تاً شامل استفاده از میانه و میانگین می‌باشد. شاید ساده‌ترین روش استفاده از میانه باشد که شامل محاسبه مقادیر DM در هر سطح از IM و سپس پیدا کردن متوسط یا انحراف معیار استاندارد آن در سطوح مختلف IM است. این روش تا زمانی که اولین منحنی IDA به ظرفیت خود برسد (شاخص DM در منحنی به سمت بینهایت میل کند) بخوبی کار می‌کند. اما در حالت کلی میانگین مقطع عرضی یا کسر مقطع عرضی قدرتمندتر هستند. بجای محاسبه میانه در هر سطح از IM می‌توانیم میانگین و صدک‌های ۱۶٪ و ۸۴٪ را محاسبه کنیم که فقط زمانی به سمت بینهایت میل می‌کنند که فروریزش به ترتیب در ۵۰٪، ۸۴٪ و ۱۶٪ رکوردها رخ دهد. مزیت دیگر این روش آن است که تحت فرضیات مناسب (مثلاً پیوستگی و یکنواختی منحنی‌ها) صدک x% شاخص DM در هر IM، همان صدک (100-x)% شاخص IM در هر DM است [۶].

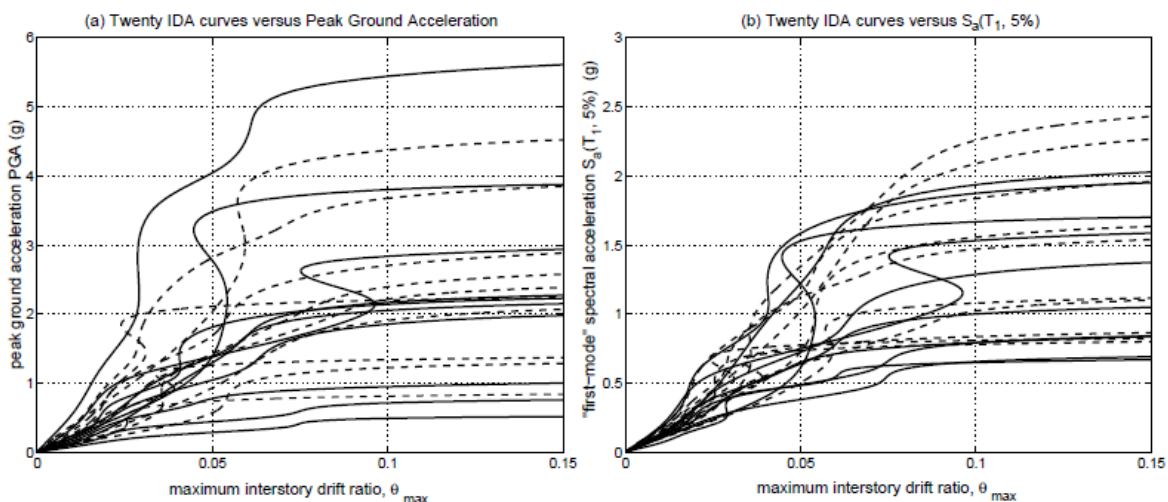


شکل ۲۲-۱: تحلیل IDA با ۳۰ رکورد لرزه‌ای در $T_1=1.8s$ برای قاب فولادی مهاربندی شده ۵ طبقه (a): ۳۰ منحنی IDA مجزا (b): خلاصه‌ی منحنی‌ها در مقیاس لگاریتمی [۶]

۱-۷-۶-صحت‌سنجی انتخاب IM

مهم‌ترین مسئله‌ای که در ارزیابی صحت این روش بیان می‌گردد این است که آیا مقدار میانگین پاسخ‌ها (یا هر مقدار آماری دیگر) که با استفاده از رکوردهای مقیاس‌شده زمین‌لرزه بدست آمده‌اند می‌تواند با مقادیر واقعی آن‌ها که از زمین‌لرزه‌های واقعی بدست می‌آید یکسان باشد؟ با اینکه حجم زیادی از پژوهش‌ها به این امر اختصاص یافته، به علت محدودیت رکوردهای

زمین لرزه که دارای IM مساوی باشند، پاسخ به این قبیل سوالات مشکل است. در حالت کلی پاسخ به این سوالات بستگی زیادی به سازه، مقادیر شاخص‌های IM و DM و جمعیت رکوردهایی که در تحلیل استفاده می‌شود، دارد. با این حال پاسخ‌هایی که از این روش به دست می‌آید می‌تواند شاهد مناسبی برای صحت فرضیات باشد. بطور مثال در شکل ۱-۲۳ مقدار شاخص DM، θ_{max} و مقدار شاخص IM، دو مقدار PGA و Sa در نظر گرفته شده‌است. به راحتی مشاهده می‌شود که Sa پراکندگی کمتری در محدوده مقادیر DM نشان می‌دهد. می‌توان گفت پراکندگی کمتر در منحنی‌های IDA رکوردهای لرزه‌ای و تحلیل‌های دینامیکی کمتری برای تخمین پاسخ سازه می‌طلبد. بنابراین ویژگی مطلوب یک شاخص IM مناسب پراکندگی کم آن است [۶].



شکل ۱-۲۳: منحنی‌های IDA در $T_1=2.2s$ برای قاب خمشی فولادی ۹ طبقه با اتصالات برشی بر حسب (a) PGA و (b) Sa [۶]

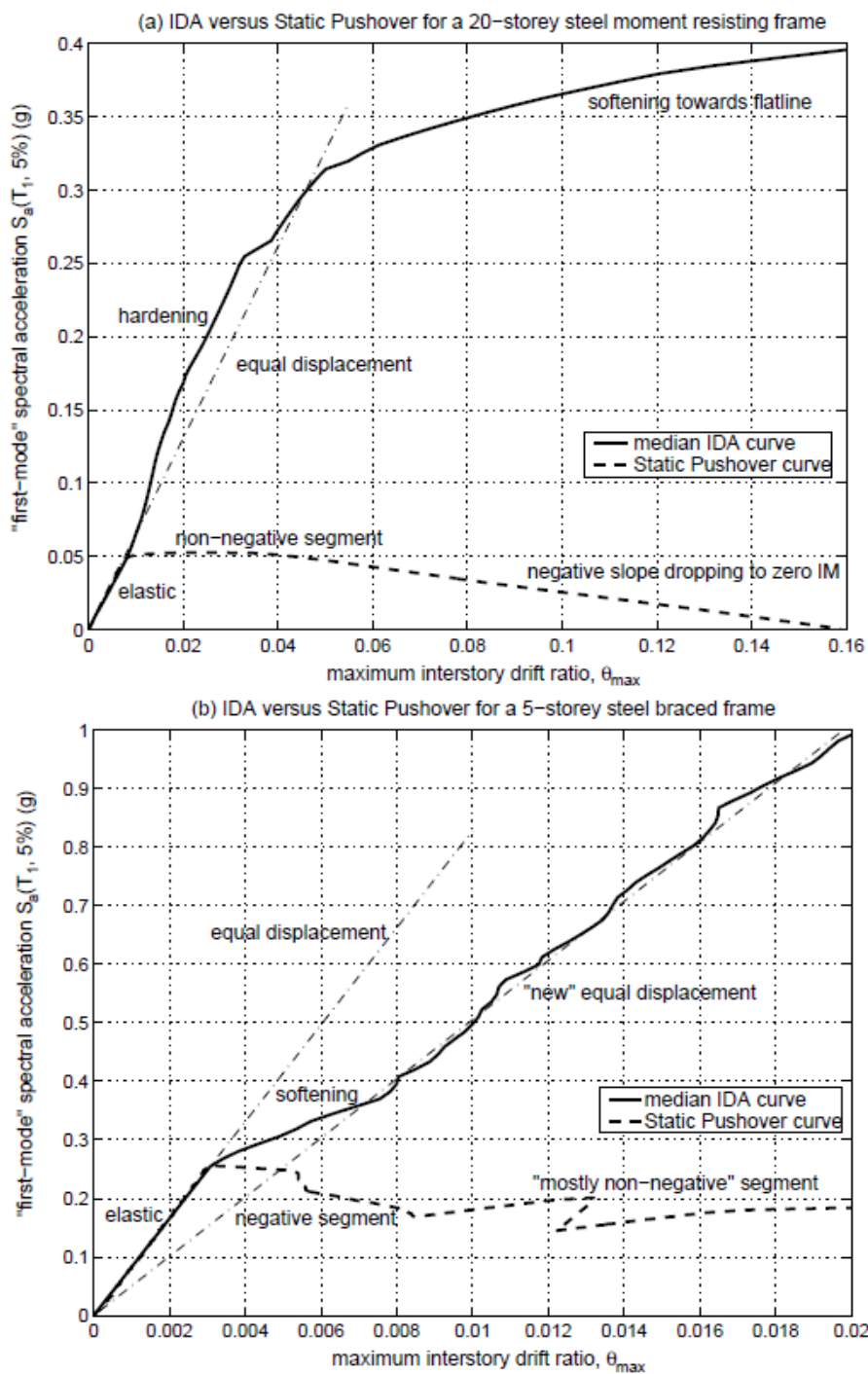
۱-۷-۷-۱ IDA و تحلیل استاتیکی غیرخطی

ماهیت بارگذاری افزایشی در تحلیل IDA و تحلیل استاتیکی غیرخطی سبب ایجاد ارتباط بین این دو تحلیل می‌شود. از آن جا که هر دو تحلیل بر یک مدل سازه‌ای اعمال می‌شوند انتظار می‌رود رابطه‌ای بین منحنی IDA و منحنی پوش‌آور وجود داشته باشد (شکل ۱-۱۶). البته ارتباط بین منحنی پوش‌آور و منحنی میانه IDA به سبب وابستگی کمتر این منحنی به رکوردهای لرزه‌ای بیشتر است. بمنظور ترسیم هر دو منحنی در یک دستگاه مختصات لازم است تا منحنی پوش‌آور به مختصات IM و DM که برای تحلیل IDA انتخاب شده‌است تبدیل شود. در حالیکه برخی از شاخص‌های آسیب DM مانند θ_{max} براحتی از هر دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی قابل استخراج هستند اما بعنوان مثال تبدیل شاخص‌های شدت برش پایه و $S_a(T,5\%)$ بهم مرسوم نیستند. روش پیشنهادی انطباق سختی الاستیک دو منحنی بر هم است یعنی انطباق این دو منحنی از طریق

انطباق بخش‌های الاستیک آن‌ها صورت گیرد [۶].

نتایج چنین روشی در شکل ۱-۲۴ نشان داده شده است. در این شکل منحنی پوش‌آور که با استفاده از الگوی بارگذاری منطبق بر مود اول ارتعاش به دست آمده است در مقابل منحنی میانه IDA برای قاب خمشی فولادی ۲۰ طبقه با اتصالات شکل‌پذیر و قاب فولادی مهاربندی‌شده ۵ طبقه در مختصات S_a و θ_{max} رسم شده است. بطور واضح هر دو منحنی IDA و پوش‌آور محدوده‌ی مشابهی از مقادیر DM را نشان می‌دهند. اما همیشه منحنی IDA نسبت به منحنی پوش‌آور مقادیر IM بیشتری دارد. با توجه به اینکه برقراری یک رابطه کمی بین این دو منحنی مشکل است؛ این مسئله نیاز به مطالعات جامع‌تری دارد. اما از لحاظ کیفی می‌توان مشاهدات کاملاً کلی از شکل تقریبی منحنی‌های میانه IDA و منحنی پوش‌آور داشت.

- ۱) با منطبق کردن محدوده‌ی الاستیک منحنی‌های پوش‌آور و IDA، اولین نشانه‌های غیرخطی شدن در هر دو منحنی در مقادیر یکسانی از IM و DM ظاهر می‌شود.
- ۲) محدوده‌ی بعدی از منحنی پوش‌آور که شامل بخشی با شیب غیرمنفی می‌باشد توسط قانون تغییرشکل‌های مساوی، با منحنی IDA ارتباط دارد در حقیقت این بخش تقریباً الاستیک منحنی IDA از بخش مربوط به سخت‌شدگی پیشی گرفته است (شکل ۱-۲۴a). سازه‌های دارای پریرود کمتر در این قسمت رفتار نرم‌شوندگی دارند.
- ۳) شیب منفی منحنی پوش‌آور متناظر با محدوده‌ی نرم‌شوندگی منحنی IDA است که منجر به فروریزش سازه و تبدیل شدن منحنی IDA به خط راست می‌شود (شکل ۱-۲۴a) مگر اینکه توسط قسمت غیرمنفی منحنی پوش‌آور قبل از اینکه به مقدار IM صفر برسد، از این مسئله جلوگیری شود (شکل ۱-۲۴b).
- ۴) قسمت غیرمنفی منحنی پوش‌آور که بعد از قسمت دارای شیب منفی قرار گرفته است سبب کاهش مقدار IM می‌شود و در منحنی IDA به صورت تغییرشکل‌های یکسان جدید یا اصلاح‌شده بروز می‌نماید و سختی کمتری نسبت به محدوده الاستیک دارد (شکل ۱-۲۴b).



شکل ۱-۲۴: منحنی میانه IDA در مقابل منحنی پوش‌آور برای (a) قاب خمشی فولادی ۲۰ طبقه با اتصالات شکل‌پذیر و (b) قاب فولادی مهاربندی‌شده ۵ طبقه [۶]

فصل ۲

قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با
مه‌اربند فولادی

به منظور افزایش مقاومت لرزه‌ای سازه‌های قابی، اغلب مهاربندی فولادی یا دیوارهای برشی مورد استفاده قرار می‌گیرد. استفاده از دیوارهای برشی در سازه‌های قابی بتن مسلح و مهاربند فولادی در سازه‌های قابی فولادی متداول است [۷]. آیین‌نامه‌های لرزه‌ای موجود فرض می‌کنند سیستم باربر جانبی برای سازه‌های بتن مسلح در حال ساخت، قاب خمشی، دیوارهای کوپله یا دیوارهای برشی است. مهاربندی فولادی قاب‌های بتن مسلح عموماً بعنوان یک سیستم باربر جانبی در این آیین‌نامه‌ها وجود ندارد [۸]. با عنایت به سهولت اجرا و هزینه نسبتاً پایین، اصولاً برای مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح موجود در برابر نیروهای جانبی به ویژه زلزله، از مهاربندهای فولادی استفاده می‌شود. بعلاوه امکان تعبیه بازشو و وزن کمتر مهاربند فولادی نسبت به دیوار برشی بتنی از برتری‌های مهاربند فولادی به شمار می‌آید. پژوهش‌های انجام شده برای مقاوم‌سازی این قبیل سازه‌ها از اوایل دهه ۸۰ میلادی شروع شده و در اکثر موارد از بادبندی به صورت غیرمستقیم و با واسطه یک قاب فولادی محصور در قاب بتنی استفاده شده است. قاب فولادی اضافی به همراه قاب بتنی ممکن است در حالت‌هایی همانند ستون‌ها یا تیرهای بتنی یک قاب موجود لازم باشد. هرچند در مرحله طراحی قاب، بار اضافی انتقال یافته بوسیله مهاربندی می‌تواند در بار طراحی گنجانده شود و نیاز به یک قاب فولادی برطرف گردد. قاب فولادی علاوه بر تحمیل هزینه زیاد، ممکن است باعث اندرکنش دینامیکی بین قاب‌های فولادی و بتنی با رفتارهای دینامیکی متفاوت شده و بر اثر آن مقاومت یک و یا هر دو سیستم کاهش یابد. از این رو تعبیه سیستم مهاربندی فولادی به گونه‌ای که مشکلات فنی و اقتصادی کمتری داشته باشد، گزینه شایسته‌ای بنظر می‌رسد [۹].

۲-۲- سیستم‌های دوگانه قاب خمشی بتنی و مهاربند فولادی

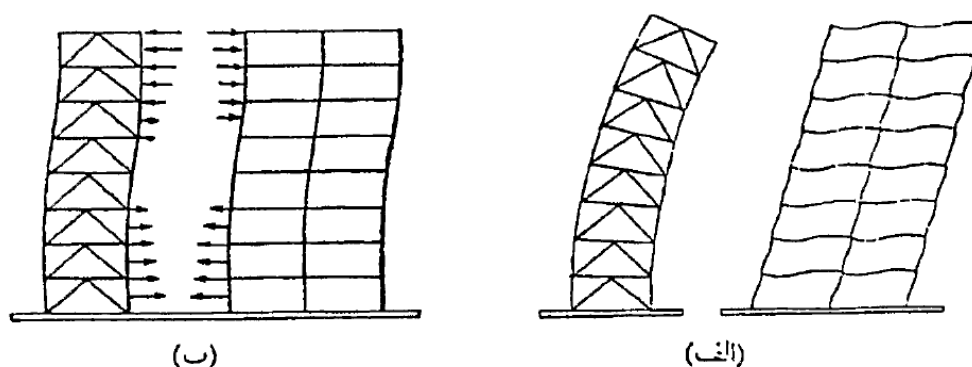
سیستم مهاربندی فولادی در ترکیب با قاب خمشی، باعث افزایش سختی و مقاومت جانبی سازه خواهد شد. در حالت کلی قاب خمشی و سیستم مهاربند فولادی دارای دو نوع عملکرد متفاوت‌اند که تفاوت اصلی آن‌ها در نحوه‌ی تغییرشکل در برابر بارهای جانبی است.

تغییرشکل غالب سیستم مهاربندی در مود خمشی صورت گرفته و مشابه تغییرشکل تیر طره قائم است. در نزدیکی پایه سختی جانبی بسیار زیاد و تغییرمکان نسبی بین دو تراز متوالی کوچک است. به تدریج در طبقات بالاتر به دلیل افزایش شیب منحنی تغییرشکل و دوران در محور سازه، سختی جانبی کاهش و تغییرمکان نسبی افزایش می‌یابد و گاهی به بیش از دو برابر مقدار مشابه در طبقات پایین می‌رسد.

قاب‌های خمشی به طور غالب در مود برشی تغییرشکل می‌دهند و تغییرشکل نسبی آن‌ها در

هر طبقه تابع مقدار تلاش برشی و سختی جانبی طبقه است. تلاش برشی و سختی جانبی از تراز پایین تا تراز بالای ساختمان به تدریج کاهش می‌یابد و تغییرمکان‌های نسبی افقی در طبقات گوناگون دارای یکنواختی بیش‌تری نسبت به تغییرمکان‌های نسبی در سیستم مهاربندی است. به این دلیل معمولاً تغییرمکان‌های نسبی در قاب صلب، در طبقات پایین بیشتر و در طبقات بالا کمتر از تغییرمکان‌های نسبی متناظر در سیستم مهاربندی است.

در ساختمان‌های بلند مرکب از دو سیستم قاب خمشی و مهاربندی، هر سیستم باعث اصلاح نقاط ضعف دیگری شده و سختی و مقاومت جانبی سازه را افزایش می‌دهند. اختلاف عملکرد دو سیستم یادشده منجر به توزیع غیریکنواخت نیروی برشی بین آن‌ها می‌شود. در شکل ۱-۲-الف، وضعیت عمومی تغییرشکل برای قاب صلب خمشی و سیستم مهاربندی به‌طور جداگانه و در شکل ۱-۲-ب، تغییرات نیروی جانبی ناشی از اندرکنش بین دو سیستم مقاوم ترکیب و به‌هنگام تغییرشکل سازه مرکب، مشاهده می‌شود. مشخصات تغییرشکل متفاوت در دو نوع سیستم قاب صلب خمشی و سیستم مهاربندی، باعث می‌شود که به‌هنگام تغییرشکل جانبی سازه مطابق شکل ۱-۲-ب، قاب خمشی در طبقات پایین به سیستم مهاربندی تکیه کرده و در طبقات بالا، خود به صورت تکیه‌گاهی از تغییرشکل سیستم مهاربندی جلوگیری کند.



الف - تغییر شکل مستقل قاب خمشی و سیستم بادبندی به ترتیب در مود برشی و خمشی
 ب - تغییر شکل و تغییرات نیروی افقی حاصل از اندرکنش بین دو سیستم ترکیب شده
 شکل ۱-۲: اندرکنش بین قاب صلب خمشی و سیستم مهاربندی [۹]

این نکته قابل توجه است که به دلیل تاثیر منفی عملکرد سیستم مهاربندی در طبقات فوقانی، مقدار برشی که توسط قاب صلب در طبقات بالا تحمل می‌شود، ممکن است از مقدار کل برش اعمال شده به سازه در این طبقات بیش‌تر باشد. بدیهی است که در این حالت، توزیع نیروی برشی بین عناصر مقاوم سازه مطابق روش‌های ساده متداول به نسبت سختی جانبی آن‌ها، منجر به نتایج دور از واقعیت می‌گردد.

در ساختمان‌های کوتاه با سیستم مهاربندی، غالباً و بطور محافظه‌کارانه از سختی جانبی قاب خمشی صرف‌نظر می‌گردد و فرض می‌شود که نیروهای جانبی تماماً توسط سیستم مهاربندی تحمل شوند، اما در ساختمان‌های بلند به دلیل کاهش سختی افقی مهاربندها در طبقات فوقانی، این فرض در خلاف جهت اطمینان خواهد بود. در طراحی سیستم‌های دوگانه، سهم سیستم مهاربندی از بار پارامتری است که در مرحله طراحی در مورد آن تصمیم‌گیری می‌شود. بنابراین سیستم‌های مهاربندی فولادی برای سهم بارهای تعیین‌شده و قاب‌های بتنی برای برش پایه باقیمانده بر طبق ضوابط آیین‌نامه طراحی می‌شوند [۹].

۲-۳- تاریخچه تحقیقات

بررسی و مطالعه قاب‌های بادبندی شده از دیرباز مورد توجه پژوهشگران بوده است ولی مطالعه قاب‌های بتن مسلح بادبندی شده تقریباً جدید است و پیشینه تحقیقاتی چندانی ندارد. در سال ۱۹۸۰، سوگانو و فوجی مورا^۱ روی تعدادی قاب بتن مسلح بادبندی شده با بادبندی‌های x و k هم‌چنین قاب‌های مشابه مقاوم شده با میان‌قاب‌های بنایی و بتنی آزمایش‌هایی را هدایت کردند. هدف از این بررسی‌ها تعیین میزان تاثیر هر یک از سیستم‌ها در افزایش مقاومت درون صفحه‌ای و شکل‌پذیری قاب‌ها بود. در سال ۱۹۸۱، هیگاشی و اندو^۲ و نیز کاواماتا و اهنوما^۳ بر روی استفاده از بادبندهای هم‌مرکز و خارج از مرکز در قاب‌های بتنی مطالعاتی انجام دادند. نتایج، امکان استفاده موثر از این روش‌های مقاوم‌سازی را نشان داد.

در سال ۱۹۸۴، هیگاشی، اندو و شیمیزو^۴ انواع روش‌های مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح موجود را با انتخاب مدل‌هایی از قاب یک دهانه و سه طبقه مقاوم‌شده با روش‌های مختلف، مورد آزمایش قرار دادند. رفتار تمام نمونه‌ها به صورت مدل‌های قاب غیرالاستیک تحلیل شده و رابطه بار-تغییر مکان به دست آمده از تحلیل با نتایج آزمایش همخوانی خوبی نشان داد. روش‌های مقاوم‌سازی به کار رفته در این پژوهش عبارت بودند از پانل‌های پیش ساخته بتنی، بادبندهای فولادی، قاب فولادی و دیوارهای میان‌قاب.

در سال ۱۹۸۷ و ۱۹۹۱، بوش و همکاران^۵ سیستم قاب فولادی بادبندی شده پیچیده‌ای را در یک قاب بتنی مورد استفاده قرار داده و به افزایش قابل توجهی در مقاومت برشی درون صفحه‌ای قاب دست یافتند.

^۱. Sugano and Fujimura

^۲. Higashi and Endo

^۳. Kavamata and Ohnuma

^۴. Higashi, Endo and Shimizu

^۵. Bush et al.

در سال ۱۹۸۸، اوهیشی و همکاران^۱ و سگی گوچی و همکاران^۲ بررسی‌های مشابهی در مورد استفاده از بادبندهای ۷ شکل انجام دادند.

در سال ۱۹۹۰، بادوکس و جیرسا^۳ استفاده از بادبندهای فولادی برای افزایش مقاومت لرزهای قاب‌های بتن مسلح را مورد آزمایش قرار دادند. این پژوهش یک مطالعه تحلیلی است که برای درک رفتار قاب‌های بادبندی شده تحت بارگذاری سیکلی جانبی به ویژه برای قاب‌های با ستون‌های کوتاه و ضعیف انجام شده است. کمانش غیرالاستیک بادبندها بررسی شده و روش اصلاح تیرهای یک قاب بادبندی شده با ستون‌های کوتاه ضعیف تشریح شده است. پژوهشگران به این نتیجه رسیده‌اند که بادبندی فولادی مزایای غیر سازه‌ای فراوانی بر دیگر طرح‌ها داشته و می‌تواند با کمترین اخلال در کاربری نصب شود. افزون بر این، فضای زیادی را هم اشغال نمی‌کند. از جنبه سازه‌ای هم بادبندی فولادی برای مقاوم‌سازی جانبی یا سخت کردن ساختمان‌های بتن مسلح چند طبقه خیلی مناسب است. سیستم بادبندی بایستی به منظور پاسخ ارتجاعی طرح و شکل پذیری رفتار آن دارای جزئیات مناسبی باشد. برای محدود کردن کمانش غیر ارتجاعی باید نسبت لاغری بادبندها پایین نگه داشته شود. استفاده از بادبندهایی که یا کمانه نمی‌کنند (لاغری خیلی کم) و یا به صورت الاستیک کمانه می‌کنند (لاغری خیلی زیاد) باید مورد توجه قرار گیرد. در قاب‌های با ستون‌های ضعیف و تیرهای قوی، ترکیب بادبندی فولادی با اصلاح تیر می‌تواند رفتار قاب را به طرز قابل توجهی بهبود بخشد.

در سال ۱۹۹۰، گول و لی^۴ مقاوم‌سازی لرزهای سازه‌های بتن مسلح به کمک سیستم بادبندی فولادی شکل پذیر را مورد مطالعه آزمایشگاهی قرار دادند. در این پژوهش روی مدلی به مقیاس ۲:۳ از یک قاب بتن مسلح مقاوم شده، با سیستم بادبندی فولادی شکل پذیر بار سیکلی اعمال شد. نتایج آزمایش نشان داد که قاب مقاوم شده از خود پایداری و نیز حلقه‌های هیستریزیس کاملی بروز می‌دهد. همچنین شکل پذیری و اتلاف انرژی خوبی تحت تغییر مکان‌های سیکلی به دست آمد.

در سال ۱۹۹۱، وایلی، دال پینو و کوهن^۵ گزارشی در مورد مقاوم‌سازی ساختمان بتنی سالن دانشگاه برکلی کالیفرنیا، با بادبندی فولادی ارائه کردند. روش مورد استفاده در این پروژه، بکارگیری قاب‌های فولادی بادبندی شده در داخل قاب‌های بتن مسلح است. در این گزارش تصریح شده است که روش بادبندی فولادی به کار رفته، اقتصادی‌ترین روش برای مقاوم‌سازی بوده است.

در سال ۱۹۹۱، رودری گیوز و پارک^۶ در مقاله‌ای تحت عنوان تعمیر و مقاوم‌سازی

1. Ohishi et al.

2. Segiguchi et al.

3. Badoux and Jirsa

4. Goel and Lee

5. Wyllie, Dal Pino and Cohen

6. Rodriguze and Park

ساختمان‌های بتن مسلح برای مقاومت لرزه‌ای، روش‌های تعمیر و مقاوم‌سازی را بخصوص برای ستون‌های بتن مسلح مرور کرده‌اند. در این مقاله مقایسه‌ای بین روش‌های مختلف مقاوم‌سازی صورت گرفته است. این مقایسه نشان می‌دهد که روش بادبندی فولادی یکی از روش‌های کارآمد برای مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح است. همچنین آماری که از ۱۵۷ ساختمان مقاوم‌شده در ژاپن گرفته شده نشان می‌دهد که سه ساختمان به این روش مقاوم شده‌اند.

در سال ۱۳۷۱ (۱۹۹۲) ناطقی الهی و شهبازیان، در مقاله‌ای با عنوان بررسی روش‌های تقویت سازه‌های موجود در برابر زلزله، تصریح کرده‌اند که سازه‌های بتنی را می‌توان با بادبند تقویت نمود. این سیستم حتی از لحاظ اقتصادی می‌تواند ارزان‌تر از سازه بتنی تمام شود. تنها مشکل این سیستم تعبیه قاب فلزی مهاربندی‌شده در داخل قاب بتنی می‌باشد که استفاده از آرماتورهای ریشه در داخل قاب بتنی توسط دریل و استفاده از اپوکسی جهت اتصال قاب فلزی به قاب بتنی کاملاً موثر می‌باشد.

در سال ۱۹۹۲، سیامپی، پاولون و آنجلیس^۱ روی طراحی لرزه‌ای بادبندهای استهلاکی کار کردند. در مقاله ارائه شده توسط این محققان سیستم بادبندی استهلاکی چه برای سازه‌های جدید و چه برای سازه‌های موجود به منظور مقاوم‌سازی آن‌ها پیشنهاد شده است، اما تأکید مقاله بر ارتقای ظرفیت لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح است. قاب مدلی با یک درجه آزادی با بادبند استهلاکی بادبندی شده و طیف پاسخ غیرالاستیک آن برای طراحی بادبندی‌ها ترسیم شده است. در نهایت روش‌شناسی طراحی به سازه‌های چند درجه آزادی تعمیم داده شده است.

در سال ۱۹۹۲، کانالز و وگا^۲ در مقاله‌ای با عنوان تکنیک‌های مقاوم‌سازی استفاده شده در ساختمان‌های مخابرات مکزیکو، به روش بادبندی فولادی قاب‌های بتن مسلح اشاره کرده‌اند. این روش با استفاده از قاب‌های فلزی بادبندی شده در قاب‌های بتن مسلح انجام شده و قاب‌های فلزی با برش‌گیرهایی به قاب‌های بتنی متصل شده‌اند.

در سال ۱۹۹۲، فیلیپو و ذولفقار^۳ مطالعاتی را جهت چگونگی مدل‌سازی نواحی بحرانی در اتصال تیر به ستون و تیرهای عمیق به انجام رسانده‌اند. در این مطالعه که تحت عنوان مدل‌سازی نواحی خطرناک و اثر آن در واکنش لرزه‌ای قاب بتن مسلح به چاپ رسیده است محققان نمونه‌هایی از اتصال میانی و کناری یک قاب بتن مسلح را مورد ارزشیابی قرار داده‌اند. پژوهشگران نتایج حاصل از تحقیق را به ازای هر بارگذاری به طور جداگانه به دست آورده و در محدوده الاستیک آن‌ها را با هم ترکیب کرده‌اند.

1. Ciampi, Paolone and Angelis

2. Canales and Vega

3. Filippou and Zulficar

در سال ۱۹۹۲، هنسن، اکسیا و سو^۱ در مقاله‌ای با عنوان طراحی ابزارهای میراکننده فولادی برای ساختمان‌ها، به استفاده از بادبندی فولادی به همراه ابزارهای میراگر در ساختمان‌های بتن مسلح اشاره کرده‌اند.

در سال ۱۹۹۲، تاگاوا، آئوکی، هوانگ و ماسودا^۲ در مقاله‌ای تحت عنوان مطالعه آزمایشگاهی روش‌های جدید مقاوم‌سازی لرزه‌ای برای ساختمان‌های بتن مسلح موجود، استفاده از قاب‌های فولادی بادبندی شده با بادبندی k شکل، در داخل قاب‌های بتن مسلح را تشریح کرده‌اند. آزمایش بر روی قاب‌های بتن مسلح یک طبقه و یک دهانه با مقیاس ۱:۲ انجام شده و در نهایت این نتیجه حاصل شده است که مقاومت نهایی برشی قاب بتن مسلح مقاوم‌شده را می‌توان به سادگی با جمع کردن مقاومت برشی المان‌های فولادی و قاب بتن مسلح موجود بر پایه روش‌های محاسباتی متداول به دست آورد.

در سال ۱۹۹۲، پینچرا و جیرسا^۳ در مقاله‌ای با عنوان بادبندهای پس کشیده برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح، استفاده از بادبندهای پس کشیده را به عنوان روشی برای مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح غیرشکل‌پذیر با بررسی پاسخ دینامیکی غیرالاستیک دو ساختمان مورد ارزیابی قرار داده‌اند. ساختمان‌های انتخاب شده در ردیف ساختمان‌های کوتاه و متوسطی قرار می‌گیرند که در دهه ۶۰ در آمریکا ساخته شده‌اند. این ساختمان‌ها برای رکوردهای سه زلزله بزرگ بر روی زمین‌های سخت و نرم تحلیل شده‌اند. نتایج نشان می‌دهند که سیستم بادبندی پس کشیده می‌تواند برای ساختمان‌های کوتاه بر روی زمین‌های سخت و نرم مورد استفاده قرار گیرد. این روش مقاوم‌سازی برای ساختمان‌های متوسط واقع شده بر روی زمین‌های سخت نسبت به ساختمان‌های واقع شده بر روی زمین‌های نرم خیلی مناسب‌تر است.

در سال ۱۹۹۲، یاماموتو و یومه مورا در مقاله‌ای تحت عنوان تحلیل قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌شده با بادبندهای فولادی، نتایج تحلیل غیرخطی استاتیکی قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌شده با بادبندهای فولادی را مورد بررسی قرار دادند. روش بادبندی این مقاله، استفاده از قاب‌های فولادی بادبندی شده در داخل قاب بتن مسلح است. در این تحقیق بر تأثیر ملات اتصال دهنده بین قاب فولادی و بتنی تأکید شده است. روش مورد بحث در ژاپن به کار رفته است. آزمایش بر روی قاب‌های یک دهانه یک طبقه با مقیاس ۱:۳ انجام شده و در نهایت نتایج آزمایش با نتایج تحلیلی مقایسه شده است.

1. Hanson, Xia and Su

2. Tagawa, Aoki, Huang and Masuda

3. Pincheira and Jirsa

در سال ۱۹۹۲، سوگانو^۱ در مقاله‌ای با عنوان تحقیق و طراحی برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود در ژاپن، روش‌های به کار رفته برای مقاوم‌سازی ساختمان‌های با بتن مسلح را که آسیب‌های شدیدی از زلزله‌های مخرب اخیر تجربه کرده‌اند، تشریح کرده‌است. در این مقاله با مروری بر اطلاعات حاصل از تحقیقات موجود، تکنیک‌ها و روش‌های مقاوم‌سازی و رفتار سازه‌های مقاوم‌شده مورد بررسی قرار گرفته‌است. همچنین طراحی عملی تشریح شده و بعضی از مثال‌های طراحی برای مقاوم‌سازی ساختمان‌ها، قبل از وقوع زلزله ارائه شده‌است. در این مقاله مقایسه‌ای بین روش‌های مختلف مقاوم‌سازی صورت گرفته که نشان‌دهنده رفتار مناسب قاب‌های بتن مسلح بادبندی شده‌است. همچنین طرح‌های مختلف بادبندی قاب‌های بتن مسلح با هم مقایسه شده‌اند. از این مقایسه چنین برمی‌آید که بادبندی x بیش‌تر از سایر طرح‌ها مقاومت سازه را افزایش می‌دهد. شایان ذکر است که روش بادبندی در این تحقیق، استفاده از قاب‌های فولادی بادبندی شده در قاب‌های بتنی است.

در سال ۱۹۹۲، پینچرا در مقاله‌ای تحت عنوان نکات مهم طراحی برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح، برخی نتایج یک سری از مطالعات تحلیلی بر روی قاب‌های بتن مسلح نمونه مقاوم‌شده با بعضی از تکنیک‌های عمومی را خلاصه کرده‌است. در این میان بادبندی پس‌کشیده و نیز بادبندی x شکل برای مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح مورد بحث قرار گرفته و برای سه زلزله، تغییر مکان‌های قاب سه طبقه‌ای با دو سیستم یادشده و نیز قاب با دیوارهای سازه‌ای مورد مقایسه قرار گرفته‌است. این مقایسه رفتار مناسب سیستم‌های بادبندی شده را نشان می‌دهد.

در سال ۱۹۹۳، لوبو و همکاران^۲ در مقاله‌ای با عنوان پاسخ غیرالاستیک سازه‌های بتن مسلح با بادبندهای ویسکوالاستیک، اضافه کردن بادبندی ویسکوالاستیک را برای کاهش ارتعاشات در سازه‌ها پیشنهاد کرده‌اند. بادبندهای ویسکوالاستیک می‌توانند به صورت مستهلک کننده انرژی بکار روند و سازه را در حد الاستیک نگه دارند.

در مطالعه‌ای که توسط والوان، کریجر و جیرسا^۳ در سال ۱۹۹۳ تحت عنوان تقویت اتصالات (وصله‌های) ستون به منظور اصلاح طراحی قاب‌های بتن مسلح غیرشکل پذیر صورت گرفته، محققان به بررسی اتصال تیر به ستون از قابی که ممکن است به روش‌های مختلف تقویت شده باشد پرداخته‌اند. این اتصالات ممکن است از نظر مقاومت کششی ضعیف باشند و آثار تقویتی قاب را خنثی نمایند. در این تحقیق دوازده نمونه دارای مقیاس دو سوم همراه با جزئیات اتصال ستون (مربوط به

1. Sugano

2. Lobo et al.

3. Valluan, Kreger and Jirsa

قاب‌های خمشی متداول که به روش‌های مختلف تقویت شده‌اند) تشریح شده‌اند. به منظور بالا بردن مقاومت کششی اتصالات از روش‌های متفاوتی بهره‌گیری شده‌است که از جمله آن‌ها افزایش خاموت‌ها در ناحیه اتصال، مسلح کردن خارجی توسط اعضای فولادی یا خاموت‌ها همراه با دوغاب سیمان می‌باشد. هنگام افزایش خاموت‌های درونی باید به این نکته توجه داشت که برداشتن پوشش بتنی، مقاومت وصله‌ها را بیش از آنچه ممکن است تنگ‌ها افزایش دهند، کاهش خواهد داد.

در سال ۱۹۹۵، مقاله‌ای با عنوان پاسخ اتصالات تقویت شده و اصلی بتن مسلح تحت تغییر شکل‌های اعمالی توسط کرنو و تاسایوز^۱ منتشر شده‌است. در این تحقیق آزمایشگاهی دو اتصال بتن مسلح با مقیاس نسبتاً کامل تحت تغییر شکل‌های متناوب اعمالی مورد آزمایش واقع شده‌اند. یکی از گره‌ها بر اساس آیین‌نامه قدیمی (با خاموت گذاری کم) و گره دیگر بر اساس روش جدید آیین‌نامه (با خاموت‌گذاری زیاد) ساخته شده‌اند. تعمیر نمونه اول پس از انجام آزمایش و شکست گره اصلی و از طریق برداشتن بتن خرد شده و پر کردن ترک‌ها به وسیله چسب اپوکسی صورت پذیرفته‌است. گره ترمیم شده زیر همان تاریخچه بارگذاری مجدداً آزمایش شده‌است. در این مقاله نتایج نمونه‌هایی که بر اساس آیین‌نامه قدیمی ساخته شده‌اند با نتایج نمونه‌هایی که بر اساس آیین‌نامه جدید ساخته شده، مقایسه شده‌است.

در سال ۱۹۹۵، ماهری و صاحبی^۲ در مقاله‌ای با عنوان بررسی آزمایشگاهی قاب‌های بتن مسلح بادبندی شده با بادبندهای فولادی، گزارشی از یک مطالعه آزمایشگاهی را ارائه کرده‌اند. به منظور بررسی اثر بادبندهای فولادی بر قاب‌های بتن مسلح، یک رشته مطالعات آزمایشگاهی روی قاب‌های مدل با مقیاس ۱:۴ انجام شده‌است. چهار نمونه متفاوت از قاب‌های مدل تحت بارگذاری برشی سیکلی درون صفحه‌ای مورد آزمایش قرار گرفته‌است. قاب‌ها هم به صورت بادبندی شده و هم به صورت بدون بادبندی بوده و حالت‌های بادبندی آزمایش شده از این قرار بوده‌اند: ۱- بادبندی ضربدری قطری، کششی و فشاری ۲- فقط بادبندی قطری کششی ۳- فقط بادبندی قطری فشاری. در مطالعه رفتار بادبندها تحت بارگذاری مشاهده شده که بادبند کششی بر رفتار قاب حاکم است و سهم عمده‌ای از بار را می‌برد. در تمام حالت‌ها، خرابی نهایی با خرابی بادبند کششی به دنبال خرابی بادبند فشاری همراه بوده‌است. از این مطالعه چنین برمی‌آید که استفاده از بادبندی ضربدری باعث افزایش قابل توجهی، معادل سه برابر در مقاومت برشی قاب شده‌است. استفاده از تنها یک بادبند (کششی یا فشاری) نیز ظرفیت قاب را بیش از ۱۰۰ درصد افزایش داده‌است.

1. Chmo and Tassaios

2. Maheri and Sahebi

در سال ۱۹۹۵، ناطقی الهی در مقاله‌ای با عنوان مقاومت‌سازی لرزه‌ای ساختمان بتن مسلح هشت طبقه، گزارشی از مقاومت‌سازی واقعی را ارائه کرده‌است. در این مقاله تصریح شده‌است که بعد از بررسی چند روش مقاوم‌سازی، روش بادبندی فولادی قاب بتنی به عنوان مناسب‌ترین روش تشخیص داده شده و مورد استفاده قرار گرفته‌است. تحلیل ساختمان بادبندی شده نتایج خوبی را از کاهش تغییرمکان افقی نشان می‌دهد. جزئیات اتصال بادبندی به قاب استفاده شده در این مقاله، مختص ایران بوده و در مقالات دیگر مشاهده نشده‌است.

در سال ۱۹۹۵، ناطقی الهی^۱ در مقاله‌ای تحت عنوان مقاومت‌سازی لرزه‌ای آپارتمان هشت طبقه بتن مسلح با استفاده از بادبندهای فولادی، مقاومت‌سازی ساختمان واقعی یاد شده در مورد قبل را مجدداً گزارش کرده‌است.

در سال ۱۹۹۵، پینچرا و جیرسا در مقاله‌ای با عنوان پاسخ لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌شده با بادبندهای فولادی یا دیوارها، عملکرد لرزه‌ای طرح‌های مختلف مقاوم‌سازی برای قاب‌های بتن مسلح غیرشکل‌پذیر با استفاده از تحلیل پاسخ استاتیکی غیرالاستیک و دینامیکی، سه ساختمان نمونه را مورد استفاده قرار دادند. ساختمان‌های نمونه انتخاب شده دارای جزئیات فولادگذاری معمول در قاب‌های قدیمی بوده و در رده ساختمان‌های کوتاه و متوسط در مناطق با لرزه‌خیزی شدید ایالات متحده قرار می‌گیرد. طرح‌های مقاوم‌سازی شامل نصب بادبندهای پس‌کشیده، بادبندهای فولادی و یا دیوارهای پرکننده (میانقاب) بتن مسلح بوده‌اند. در این تحقیق از پنج زمین‌لرزه با ویژگی‌های زمین‌لرزه‌های بزرگ بر روی زمین‌های سخت و نرم برای تحلیل دینامیکی استفاده شده‌است. پاسخ‌های ساختمان‌های اصلی و مقاوم‌شده به صورت عباراتی از حداکثر تغییرمکان‌ها، جابجایی‌های بین طبقه‌ای و رفتار پیش‌بینی شده اعضا مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان می‌دهد که تنها یک راه‌حل وجود نداشته و طرح‌های مختلف مقاوم‌سازی می‌تواند برای رسیدن به عملکرد مناسب مورد استفاده قرار گیرند. به هر حال، عملکرد رضایت‌بخش تنها برای طرح‌هایی حاصل شد که جابجایی‌های جانبی را در ترازهایی که در اعضای آن تراز، تحت بارهای ثقلی موجود، خرابی قابل توجهی به وجود نیامده‌است، کنترل کند.

در سال ۱۹۹۶، گوبارا و بایدا^۲ تحقیقاتی را به منظور تقویت اتصالات بتنی انجام داده‌اند. در این تحقیقات که با عنوان ترمیم لرزه‌ای اتصالات تیر-ستون بتن مسلح چاپ شده، روش جدیدی ارائه گردیده‌است که در این روش جهت ترمیم اتصالات تیر-ستون، ورق‌های موج‌دار فلزی (که اطراف آن را می‌پوشاند) به کار رفته و مورد ارزیابی آزمایشگاهی قرار گرفته‌است. در این بررسی یک نمونه از چهار

¹. Nateghi-A

². Ghobarah anh Biddah

نمونه مورد آزمایش از اتصال ساختمان‌های موجود آماده، و نمونه دیگر بر اساس آیین‌نامه موجود طراحی شده است و دو نمونه تقویت شده‌اند. نتایج آزمایش نشان داده است که استفاده از ورق‌های موج‌دار جهت تقویت اتصالات به ازای بارهای زیاد رضایت‌بخش بوده و شکل‌پذیری و مقاومت برشی اتصالات به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد.

در سال ۱۹۹۶، آتیلا و دیگر همکاران^۱ تحقیقات آزمایشگاهی را تحت عنوان بررسی آزمایشگاهی در خصوص رفتار لرزه‌ای اتصالات تیر-ستون که تنها برای بارهای ثقلی طراحی شده‌اند، به انجام رساندند. در این تحقیق که در دانشگاه کرنل^۲ صورت گرفته، رفتار اجزای قاب ساختمانی بتن مسلح که تنها برای بارهای قائم طراحی شده و تحت بار رفت و برگشتی (که به بارهای زلزله شبیه‌سازی شده است) قرار گرفته‌اند، ارزیابی شده است. سیستم قاب‌های بتن مسلح مورد نظر، تنها برای بارهای قائم و با کم‌توجهی یا بی‌توجهی نسبت به آثار بار جانبی طراحی شده‌اند. اتصالات خارجی و داخلی تیر به ستون که با مقیاس سه چهارم ساخته شده‌اند تحت بارهای رفت و برگشتی مورد آزمایش قرار گرفته‌اند تا سازوکار (مکانیزم) مختلف خرابی شناخته شده و نقش جزئیات بحرانی در مقاومت و تغییرشکل مورد مطالعه قرار گیرد. بحث و بررسی نتایج به منظور تعریف ضریب مقاومت برشی اتصال قاب و تکمیل قسمت‌هایی که به وسیله ACI آماده شده، متمرکز شده است.

در تحقیق آزمایشگاهی که توسط الکوسر^۳ تحت عنوان طراحی لرزه‌ای اتصالات تیر-ستون بتن مسلح که با پوشش تقویت شده، صورت گرفته است مقبولیت طرح پوشش اتصالات تیر-ستون قاب‌های غیرشکل‌پذیر بتنی، به عنوان یک روش تقویتی ارزیابی شده است. در این آزمایش، چهار نمونه تقریباً کامل از اتصالات تیر-ستون تقویت شده ساخته و تحت بارهای دوره‌ای رفت و برگشتی قرار گرفته‌اند. در بعضی از این نمونه‌ها ستون به تنهایی و در بعضی دیگر تیر و ستون با هم پوشش داده شده‌اند. نتایج حاصل از آزمایش نشان داده است که طرح پوشش ساختمان موجود، موجب شده است تا جذب انرژی، مقاومت و سختی افزایش یابد. علاوه بر آن اطلاعات اخذ شده دال بر این است که مقاومت برشی گره‌های پوشش داده شده می‌تواند به عنوان توصیه‌های کاربردی جهت طراحی اتصالات تیر-ستون در ساختمان جدید تلقی گردد. همچنین نتایج ثابت کرده است که جهت تکمیل توصیه‌های اخیر باید پوشش‌ها بوسیله میلگردهای طولی تقویت شوند.

در سال ۱۹۹۶، مسری و گول^۴ مقاله‌ای تحت عنوان طرح و آزمایش لرزه‌ای قاب بتن مسلح با دال قارچی که با بادبندهای فولادی مقاوم شده است، ارائه کردند. این مقاله در مورد توسعه یک روش

1. Attila et al.

2. Cornell

3. Alcocer

4. Masri and Goel

منطقی طراحی برای استفاده از بادبندی فولادی شکل‌پذیر به منظور مقاوم‌سازی سازه‌های ساختمانی بتن مسلح موجود با دال قارچی، که از نظر مقاومت لرزه‌ای ضعیف است، بحث می‌کند. که نمونه از قاب بتن مسلح دو دهانه، دو طبقه با مقیاس ۱:۳ انتخاب شده تا ضعف‌های لرزه‌ای سازه‌های موجود از این نوع را نشان دهد. روش طراحی، اجرا و نتایج آزمایش سیستم بادبندی فولادی برای مقاوم‌سازی قاب بتن مسلح در این آزمایش ارائه شده است. قاب مقاوم‌شده تحت ترکیبی از بارهای ثقلی و سیکلی جانبی قرار گرفته و تا دو درصد ارتفاع قاب، تغییرمکان جانبی داده است. رفتار قاب مقاوم‌سازی شده به طرز چشمگیری بهتر از قاب بتن مسلح اولیه است. تغییرمکان نسبی حداکثر طبقه اول ۲/۷۵ درصد به دست آمده که به هنگام حرکت‌های شدید زمین‌لرزه، محتمل است.

در سال ۱۹۹۷، ماهری و صاحبی در یک پژوهش آزمایشگاهی به بررسی استفاده از مهاربند فولادی در سازه‌های بتنی پرداختند. هدف از این آزمایش‌ها، تعیین درجه کارایی ترکیبات مختلف مهاربند قطری در افزایش مقاومت برشی درون صفحه‌ای قاب بتنی و مشاهده رفتار نسبی مهاربندهای کششی و فشاری بوده است. موضوع مهم اتصال مناسب بین قاب بتنی و مهاربند فولادی نیز در این پژوهش مدنظر بوده است. نتایج آزمایش‌ها نشان‌دهنده‌ی افزایش قابل توجه مقاومت درون صفحه‌ای قاب به علت مهاربند فولادی می‌باشد. نتیجه کلی که از این مطالعه گرفته شده است، این است که با اتصال مناسب بین مهاربند و قاب، مهاربندی فولادی می‌تواند گزینه‌ی جایگزین یا مکمل دیوار برشی بتنی در سازه‌های بتنی در مناطق لرزه‌خیز باشد [۷].

قوباراه و همکاران در سال ۲۰۰۰، به بررسی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح غیرشکل‌پذیر کوتاه که با مهاربند فولادی هم‌محور مقاوم شده‌اند، پرداخته‌اند. در این پژوهش ساختمان سه طبقه بتن مسلح با استفاده از رکوردهای مختلف حرکت زمین آنالیز شده است. اثر توزیع مهاربند فولادی در ارتفاع قاب بتنی، روی عملکرد لرزه‌ای بررسی شده و در نهایت یک رویکرد ساده برای انتخاب توزیع مناسب مهاربندها پیشنهاد شده است. در این پژوهش عملکرد ساختمان بر حسب جابجایی‌های کلی و طبقه‌ای و شاخص‌های آسیب ارزیابی شده است [۱۰].

در سال ۲۰۰۳، ماهری، کوثری و رزازان^۱ بر روی قاب‌های بتنی شکل‌پذیر با مقیاس ۱:۳ که به طور مستقیم (بدون استفاده از قاب فولادی) توسط مهاربندهای X شکل و زانویی، مقاوم‌سازی شده‌اند، آنالیز پوش‌آور انجام دادند. نتایج حاکی از آن است که ظرفیت تسلیم و مقاومت قاب بتنی شکل‌پذیر، افزایش یافته است و تغییرمکان کلی قاب در اثر اضافه کردن هر دو مهاربند ذکر شده کاهش یافته است. بر اساس این مقاله، هر دو سیستم مهاربندی X شکل و زانویی برای طراحی یا

¹ . Maheri, Kousari and Razazan

مقاوم‌سازی در زلزله سطح خطر ایمنی جانی، قابل استفاده هستند. اما وقتی طراحی یا مقاوم‌سازی برای زلزله سطح خطر آستانه فروریزش مد نظر باشد، مهاربند زانویی مؤثرتر خواهد بود [۱۱].

در سال ۲۰۰۳، ماهری و حاجی‌پور آزمایش‌هایی را بر روی سه نوع اتصال مهاربند فولادی به قاب بتنی با مقیاس کامل انجام دادند. آزمایش کششی مستقیم بر روی نمونه‌های اتصال تا شکست مهاربند، انجام شده است. نتایج آزمایش حاکی از آن است که اتصال مهاربند فولادی به قاب بتنی می‌تواند با ترکیب مناسب مقررات آیین‌نامه‌های موجود برای سازه‌های فولادی و بتنی، طراحی شود [۱۲].

در سال ۲۰۰۳، ماهری و اکبری به بررسی ضریب رفتار ساختمان‌های بتن مسلح مهاربندی شده با مهاربند فولادی X و زانویی پرداختند. در این مقاله، اثر برخی از پارامترهای مؤثر در ضریب رفتار شامل ارتفاع قاب، سهم سیستم مهاربندی از بار اعمالی و نوع سیستم مهاربندی ارزیابی شده و این نتیجه به دست آمده که تاثیر دو پارامتر آخر بر روی ضریب رفتار سازه بیشتر یک تاثیر موضعی بوده و اثر آن‌ها قابل تعمیم نیست. اما ارتفاع این نوع سیستم مقاوم برابر جانبی تاثیر عمیقی روی ضریب رفتار دارد. در نهایت مقدار ضریب رفتار تجربی برای سیستم دوگانه قاب خمشی بتنی و مهاربند فولادی برای تقاضاهای شکل‌پذیری متفاوت پیشنهاد شده است [۱۳].

در سال ۲۰۰۷، ام. یوسف و همکاران به بررسی کارایی استفاده از قاب‌های بتنی مهاربندی شده به صورت آزمایشگاهی پرداختند. به این منظور دو تست بارگذاری سیکلی روی قاب خمشی و قاب مهاربندی شده انجام دادند. همچنین یک روش طراحی منطقی برای طراحی قاب مهاربندی شده با در نظر گرفتن اتصالات بین اعضای مهاربندی و قاب بتنی اتخاذ کردند. نتایج آزمایش نشان می‌دهند که قاب مهاربندی شده، باربری جانبی بیشتری نسبت به قاب خمشی دارد و شکل‌پذیری مناسبی را فراهم می‌کند. همچنین روش اتخاذ شده برای طراحی قاب مهاربندی عملکرد لرزه‌ای قابل قبولی را نتیجه داده است.

در سال ۲۰۰۸، ماهری و غفارزاده در مقاله‌ای به ارزیابی سطح اندرکنش ظرفیت‌های مقاومت بین قاب بتنی و سیستم مهاربندی پرداختند. برای این بررسی، تست بارگذاری سیکلی روی قاب‌های خمشی مقیاس شده با و بدون مهاربندی انجام شده و مشخص شده است که اندرکنش ظرفیت عمدتاً به علت اضافه مقاومت اتصالات است. همچنین بررسی عددی پارامتری روی اثرات متغیرهای مهم، انجام شده و اثر هر پارامتر روی سطح اضافه مقاومت تعیین شده است. بر اساس یافته‌های این پژوهش، دستورالعمل‌هایی برای طراحی لرزه‌ای قاب‌های بتنی با مهاربندی داخلی و اتصالات مستقیم تهیه شده است [۱۴].

۲-۴- انواع سیستم‌های مهاربندی فولادی

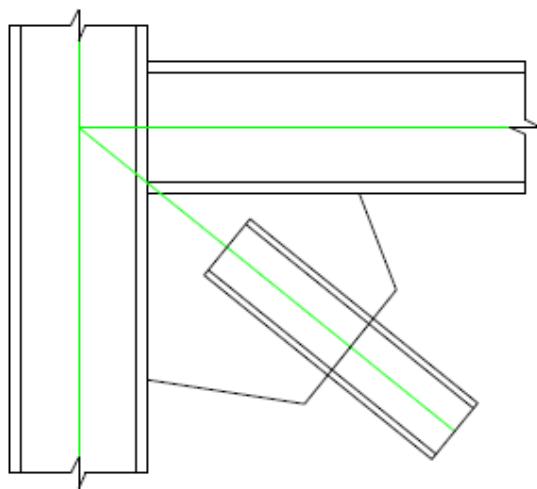
در ادامه انواع شیوه‌های متداول مهاربندی فولادی، معرفی می‌شود.

۲-۴-۱- مهاربند هم‌محور

در مهاربندهای هم‌محور فرض می‌شود که محورهای خنثی در اعضای مختلف نظیر ستون‌ها، تیرها و اعضای مهاربندی در یک نقطه مشترک در هر اتصال با هم تلاقی می‌کنند. (شکل ۲-۲)

در قاب‌های با مهاربندی هم‌محور مقاومت جانبی سازه توسط اعضای قطری که با تیرهای قاب تشکیل یک ستون خرابایی را می‌دهند، تأمین می‌شود. انواع مهاربندهای هم‌محور عبارتند از: ضربدری، قطری، شورن V، V معکوس.

این مهاربندها دارای سختی جانبی بالا و شکل‌پذیری کم می‌باشند. کاربرد عمده این سیستم‌ها در مقابل بارهای استاتیکی مانند باد می‌باشد و برای مقابله با بارهای دینامیکی مانند زلزله به علت شکل‌پذیری کمی که دارند مناسب نمی‌باشند و دچار شکست‌های ترد در عناصر مهاری یا اتصالاتشان می‌شوند. سختی این نوع مهاربندها در شرایطی که ابعاد تیرها و ستون‌ها با یک سیستم قاب خمشی (MRF) یکسان باشد می‌تواند به مراتب بیشتر باشد. از دیگر مزایای قاب‌های با بادبندی هم‌محور می‌توان به سهولت طراحی و اجرای ساده و صرفه اقتصادی آن‌ها اشاره کرد [۱۵].



شکل ۲-۲: عبور محورهای خنثی از یک نقطه

۲-۴-۱-۱- مهاربندی ضربدری

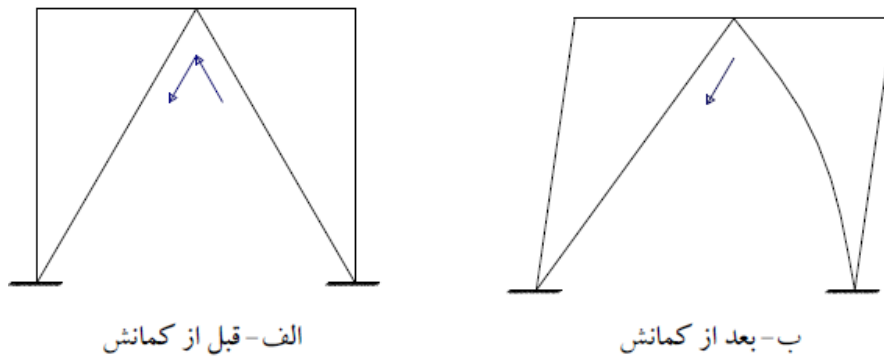
در هنگام زلزله در هر سیکل یکی از مهاری‌ها به فشار و دیگری به کشش کار می‌کند، مهاربندی که نیروی فشار را تحمل می‌نماید کمانش کرده (منظور کمانش موضعی درون صفحه‌ای می‌باشد) و از باربری جانبی سیستم خارج می‌گردد. در سیکل بعدی زلزله این اتفاق برای مهاربند دیگر می‌افتد و پس از چند سیکل هر دو مهاربند از باربری جانبی سیستم خارج می‌گردد [۱۵].

۲-۱-۴-۲- مهاربندی قطری

این مهاربندها باید حداقل در دهانه یک قاب ساختمانی به کار گرفته شوند و در حالت کلی مشکلات مهاربند ضربدری را دارا می‌باشند [۱۵].

۲-۱-۴-۳- مهاربند شورن V، V معکوس

در این مهاربندها نیز یکی از مهارها به فشار و دیگری به کشش کار می‌کند و احتمال کمانش عضو فشاری وجود دارد. تا قبل از کمانش عضو مهاری یک نیروی متعادل به تیر طبقه وارد می‌شود که به محض کمانش موضعی یکی از مهارها، نیروی متعادل مذکور به یک نیروی نامتعادل تبدیل می‌شود، که باعث می‌شود تیر طبقه تغییر شکل زیادی بدهد. (شکل ۳-۲)

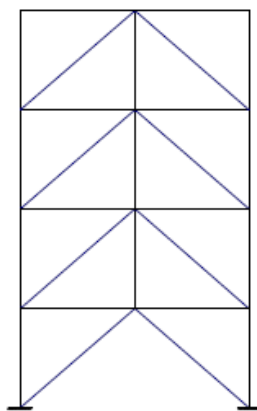


شکل ۳-۲: نحوه عملکرد بادبندهای شورن

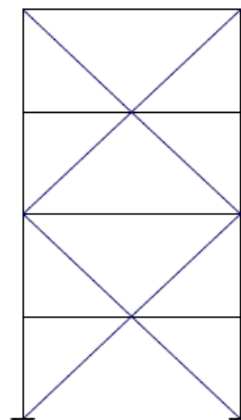
آیین‌نامه AISC برای جلوگیری از مشکلات فوق دو روش زیر را پیشنهاد می‌کند:

۱- استفاده از ستون‌های دوخت (شکل ۴-۲)

۲- استفاده از بادبندهای شورن بصورت مدول ۳ برای طبقات (شکل ۵-۲)



شکل ۴-۲: استفاده از ستون دوخت

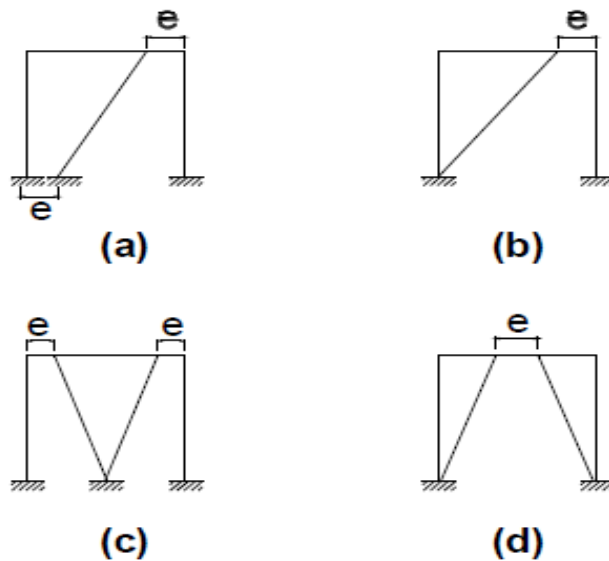


شکل ۵-۲: استفاده از پیکربندی مدول ۳

استفاده از این مه‌اربن‌د فقط در ساختم‌ان‌های تا دو طبقه اجازه داده شده‌است و مشکل اساسی این مه‌اربن‌د وارد کردن نیروی نامتعادل شرح داده شده در مه‌اربن‌دی شورون به ستون است که باعث فروریزی کل ساختم‌ان می‌گردد [۱۵].

۲-۴-۲- قاب‌های مه‌اربن‌دی خارج از مرکز

رودر و پوپوف (۱۹۷۸) سیستم قاب با مه‌اربن‌دی واگرا را پیشنهاد کرده‌اند که از یک طرف همانند قاب‌های خمشی دارای شکل‌پذیری مناسب می‌باشد و از طرف دیگر همچون سیستم مه‌اربن‌دی هم‌مرکز سختی قابل قبولی از خود نشان می‌دهد. راستای یک مه‌اربن‌د در این سیستم تماماً دارای خروج از مرکزیت نسبت به محل تقاطع تیر و ستون یا محل تقاطع تیر و مه‌اربن‌د دیگر می‌باشد. (شکل ۲-۴) با انتخاب مناسب مقدار خروج از مرکزیت، قاب تا حد قابل توجهی سختی خود را حفظ خواهد کرد، ضمن این‌که به واسطه تسلیم برشی در قسمت کوتاهی از تیر (موسوم به تیر رابط یا تیر پیوند) شکل‌پذیری و ظرفیت استهلاک انرژی لازم احراز خواهد شد [۱۵].



شکل ۲-۴: انواع رایج قاب‌های با مه‌اربن‌دی واگرا

تیر پیوند نیروهای مه‌اربن‌د را به ستون یا مه‌اربن‌د دیگر انتقال می‌دهد و نیروی متعادلی را به مه‌اربن‌د وارد می‌سازد. در این سیستم، مه‌اربن‌دها حتی در مقابل بارهای جانبی شدید هم نباید کمانه کنند. به همین دلیل اهمیت تیر پیوند به عنوان عاملی که مانع از کمانش مه‌اربن‌د می‌شود، بیش از پیش مشخص می‌گردد. این سیستم شکل‌پذیری و قدرت استهلاک انرژی بالایی دارد. تیر پیوند در قدرت جذب انرژی سیستم EBF هم نقش مؤثری دارد. تیر پیوند به عنوان فیوز عمل می‌کند و با جذب انرژی زلزله، مانع از وارد شدن آسیب به سایر قسمت‌های سازه می‌گردد. شکل‌پذیری بالای

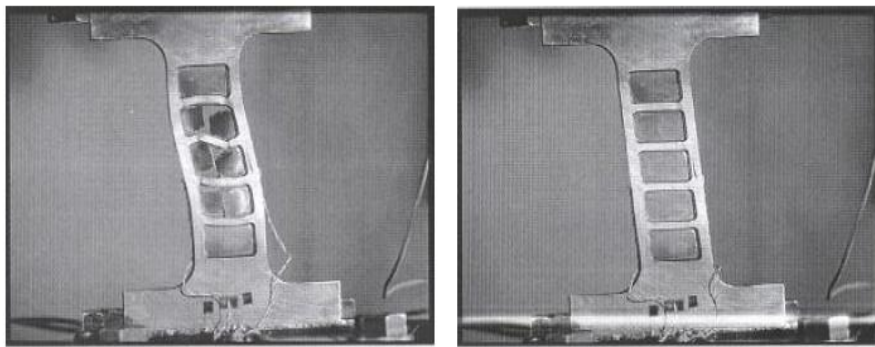
قاب‌های EBF نیز، وابسته به طراحی تیر پیوند می‌باشد. تیر پیوند باید طوری طراحی شود که بتواند تغییرشکل‌های بزرگ ارتجاعی را بدون از دست دادن مقاومت تحمل کند.

تفکر اصلی در ابداع مهاربندی‌های واگرا، ایجاد تیر رابط کوتاه جهت وقوع تسلیم برشی بوده‌است. لیکن گاهی اوقات برای ایجاد فضاهای معماری باز، چاره‌ای جز استفاده از تیرهای رابط بلند وجود ندارد. در این حالات، انرژی به واسطه تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیر رابط مستهلک خواهد شد. عملکرد ضعیف‌تر تیرهای رابط بلند نسبت به رابط‌های کوتاه با آزمایشات متعدد به اثبات رسیده‌است، به خصوص در مواردی که تیر رابط در مجاورت اتصال تیر به ستون قرار دارد.

۲-۴-۳- سیستم پانل برشی (Shear Panel System)

یکی از مؤثرترین سیستم‌های اتلاف غیرفعال انرژی است که در سازه‌ها بررسی شده و استفاده از آن بر اساس تحقیقات عددی و آزمایشگاهی رضایت‌بخش بوده‌است. تیر پیوند عمودی در واقع یکی از انواع SPS یا مفاصل برشی قائم به یک زوج مهاربند شورون الحاق می‌شوند. این قطعات بین گره دو مهاربند شورون و بال پایینی تیر کفی بالا نصب می‌شوند. طراحی به گونه‌ای صورت می‌گیرد که ابتدا قطعات SPS یا VSL جاری شوند و بدین ترتیب، انرژی زلزله را مستهلک می‌نمایند. (شکل ۲-۵) با استهلاک انرژی توسط این قطعات سایر عناصر اصلی مثل تیر، ستون و مهاربند الاستیک باقی می‌مانند. به همین دلیل این قطعات از فولاد نرم ساخته می‌شوند.

تیر پیوند عمودی، برخلاف تیر پیوند افقی قاب‌های مهاربندی واگرا EBF، داخل سازه قرار ندارد و به راحتی قابل تعویض است. بنابراین با توجه به این که پس از زلزله سایر عناصر سازه، الاستیک باقی مانده‌اند، تنها با تعویض تیر پیوند عمودی می‌توان کماکان از سازه بهره‌برداری کرد. پانل‌های برشی به سهولت قابل نصب می‌باشند. این قطعات بر خلاف مهاربندهای زانویی که در طراحی باید از دقت بالایی برخوردار باشند و اندکی تغییر در مشخصات آن، در هنگام اجرا ممکن است بدون افزایش شکل‌پذیری با کاهش سختی همراه باشد، به سهولت قابل نصب و اجرا می‌باشند. همچنین پانل‌های برشی اصولاً از سختی و شکل‌پذیری بالایی برخوردار می‌باشند. در مجموع استفاده از پانل‌های برشی به عنوان روش کارآمد، با هزینه طراحی، اجرا و تعویض کم و منطبق با شرایط اجرایی کشور توصیه می‌گردد [۱۵].



ب- پس از بریدگی جان و گسیختگی نمونه

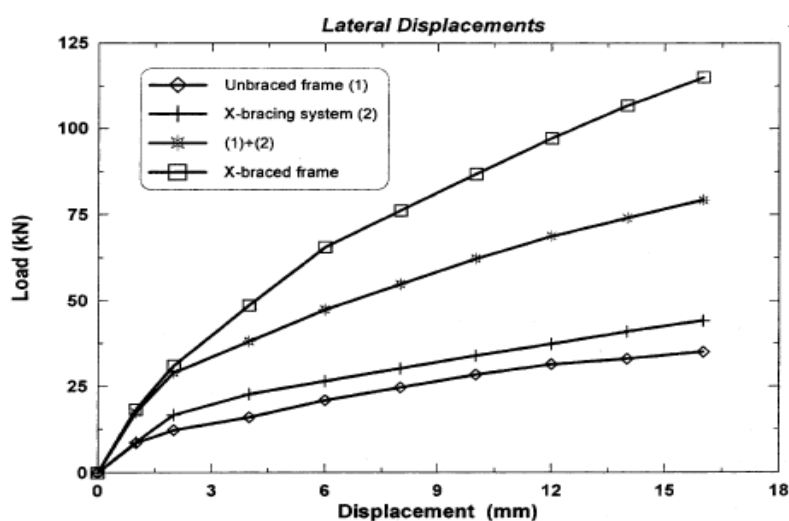
الف- در حین آزمایش و تغییر شکل برشی جان

شکل ۵-۲: یک نمونه پانل برشی که با جاری شدن جان، انرژی اعمال شده را مستهلک نموده است.

۵-۲- پارامترهای لرزه‌ای مهاربند فولادی ضربدری X در قاب بتنی

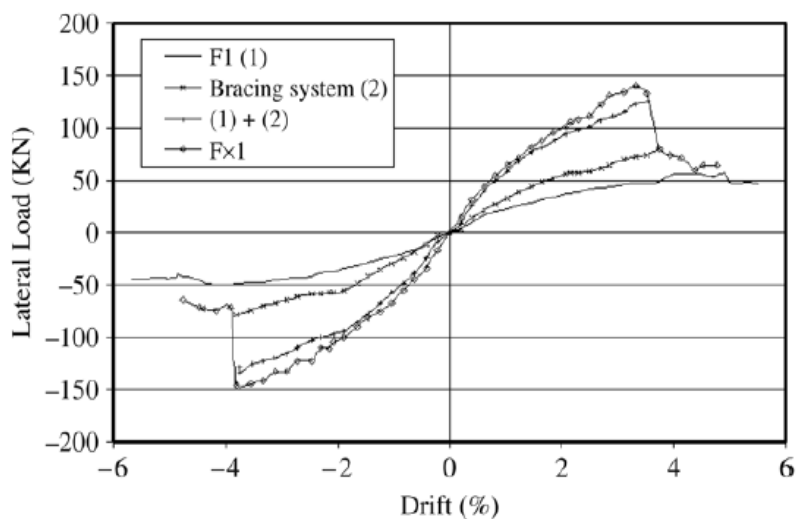
۵-۲-۱- ظرفیت باربری

ظرفیت باربری قاب بتنی شکل‌پذیر موجود، با اضافه کردن مهاربند فولادی X به صورت مستقیم و بدون نیاز به مقاوم‌سازی قبلی، افزایش پیدا می‌کند. این مسئله بیشتر در ارتباط با بار متناظر با ظهور اولین مفصل پلاستیک نمایان می‌شود. بیش از سه و نیم برابر افزایش در ظرفیت باربری قاب بتنی شکل‌پذیر با اضافه کردن مهاربند X به دست می‌آید. مسئله مهم در طراحی قاب‌های بتنی مهاربندی شده، سطح اندرکنش ممکن بین ظرفیت‌های مقاومت قاب بتنی و سیستم مهاربندی است. ماهر و همکاران در یک مطالعه آزمایشگاهی نشان دادند ظرفیت باربری قاب‌های مهاربندی شده، از مجموع ظرفیت‌های قاب مهاربندی نشده و سیستم مهاربندی بیشتر است. (شکل ۲-۶) در صورت استفاده از مهاربند X این اختلاف در حدود ۲۷ درصد است. این بدان معناست که وجود سیستم مهاربندی ظرفیت باربری قاب بتنی را افزایش می‌دهد. دو عامل می‌تواند به افزایش مقاومت قاب بتنی نسبت داده شود. اولاً در قاب مهاربندی شده به علت وجود سیستم مهاربندی، تشکیل اولین مفصل پلاستیک در تیرهای بتن مسلح در بارهای بیشتری رخ می‌دهد. بعبارت دیگر، سیستم مهاربندی ظرفیت تسلیم اعضای قاب بتنی را افزایش می‌دهد. دوماً در قاب مهاربندی شده با مهاربند X، اتصالات صلب بین مهاربند و قاب با کاهش طول موثر تیرها و ستون‌ها، مقاومت را افزایش می‌دهند. محققین این پژوهش با انجام یک سری مطالعات عددی بر روی قاب‌های مدل، اذعان داشته‌اند که برای دستیابی به سطح اندرکنش صحیح بین ظرفیت‌های باربری قاب بتنی و سیستم مهاربندی، نیاز به کارهای تحقیقاتی بیشتری هست [۱۱].



شکل ۶-۲: مقایسه منحنی بار- تغییر مکان قاب مهاربندی نشده، سیستم مهاربندی X و قاب مهاربندی شده با مهاربند X [۱۲]

ماهری و همکاران همچنین در مطالعه‌ی آزمایشگاهی دیگری، با انجام بارگذاری سیکلی بر روی قاب‌های خمشی با و بدون مهاربندی نشان دادند که ظرفیت مقاومت قاب مهاربندی شده از مجموع ظرفیت‌های قاب بتنی و سیستم مهاربندی بیشتر است (شکل ۲-۷). با توجه به نتایج این آزمایش، کاملاً مشخص است که اندرکنش ظرفیت، اضافه مقاومتی است که می‌تواند عمدتاً به اثرات اتصال مهاربند و قاب در کاهش طول موثر تیر و ستون‌های بتنی و در نتیجه افزایش سختی و مقاومت قاب مرتبط باشد [۱۴].



شکل ۷-۲: مقایسه منحنی بار- تغییر مکان قاب مهاربندی نشده (۱)، سیستم مهاربندی X (۲) و قاب مهاربندی شده با مهاربند X [۱۴]

۲-۵-۲- سختی و طاقت

در مراجع مختلف در مورد رفتار غیرخطی از تعریف‌های مختلفی برای سختی استفاده شده‌است. در مقاله‌ای که توسط ماهری و همکاران ارائه شده‌است، سختی سکانت متوسط به عنوان

شیب خط واصل بین نقطه ظرفیت نهایی و مبدا در منحنی بار- تغییرمکان افقی معرفی شده است. بررسی نتایج این مقاله حاکی از آن است که مهاربندی قاب‌های بتنی شکل‌پذیر باعث افزایش قابل توجهی در سختی اولیه و کلی این قاب‌ها می‌شود. در نتیجه تغییرمکان کلی قاب با اضافه کردن مهاربند X کاهش می‌یابد [۱۳].

محمد عینی کنگاور در مقاله‌ای به محاسبه سختی قاب‌های مهاربندی‌شده ۱ طبقه و ۱۰ طبقه یک دهانه با مهاربند X با انجام یک آنالیز خطی توسط نرم‌افزار ETABS پرداخته است. در این مقاله برای محاسبه سختی از رابطه $K = \frac{V}{\Delta_{max}}$ استفاده شده است. در این رابطه K سختی قاب، V برش پایه و Δ_{max} تغییرمکان ماکزیمم قاب است. بر اساس نتایج این پژوهش، مهاربندی قاب‌های بتنی با مهاربند X باعث افزایش سختی و کاهش تغییرمکان قاب می‌گردد و همچنین سختی قاب‌ها با افزایش تعداد طبقات کاهش می‌یابد.

طاقة به عنوان سطح زیر منحنی نیرو- تغییر مکان معرفی می‌شود. افزایش پنج برابری طاقته قاب مهاربندی‌شده با مهاربند X، نسبت به قاب مهاربندی‌نشده، نشان‌دهنده قابلیت قاب‌های مهاربندی‌شده در جذب انرژی بیشتری می‌باشد [۱۳].

۲-۵-۳- شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار

شکل‌پذیری عامل مهمی در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد. در آزمایش پوش آور، شکل‌پذیری (μ) به صورت نسبت ظرفیت تغییرمکان پوش آور (Δ_{max}) به تغییرمکان متناظر با نقطه تسلیم در منحنی پاسخ الاستوپلاستیک ایده‌آل شده (Δ_y) اندازه‌گیری می‌شود. ضریب کاهش شکل‌پذیری، R_{μ} ، به صورت نسبت نیروی طراحی الاستیک (V_e) به سطح مقاومت تسلیم (V_y) بیان می‌شود و ظرفیت استهلاک انرژی سیستم را نشان می‌دهد. ضریب اضافه مقاومت، R_s ، در واقع مقاومت ذخیره‌شده که بین سطح تسلیم ایده‌آل شده (V_y) و اولین سطح تسلیم واقعی قابل توجه (V_s) وجود دارد را نشان می‌دهد. وقتی روش طراحی مقاومت نهایی استفاده شود، ضریب کاهش نیروی کل که به عنوان ضریب رفتار، R، هم شناخته می‌شود به صورت رابطه $R = R_{\mu} \cdot R_s$ ارزیابی می‌گردد [۱۳].

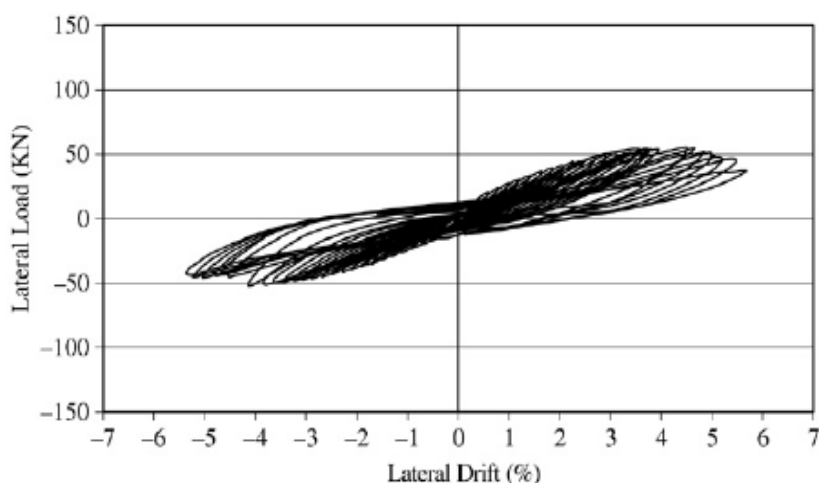
ماهری و همکاران در یک مطالعه آزمایشگاهی به منظور انجام تست پوش آور، دو ظرفیت تغییرمکان (Δ_{max}) در نظر گرفتند: ۱- تغییرمکان متناظر با بار نهایی ۲- تغییرمکان متناظر با یک درصد ارتفاع قاب‌های مورد آزمایش. مقایسه نتایج به دست آمده در مورد شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار در این آزمایش نشان می‌دهد که وقتی یک قاب بتنی شکل‌پذیر مهاربندی می‌شود، برخلاف افزایش مقاومت و سختی، شکل‌پذیری، ضریب رفتار و ضریب اضافه مقاومت کاهش پیدا می‌کند. نتایج این آزمایش حاکی از آن است که مهاربندی X برای طراحی بر اساس مقاومت

مناسب است. اما، ظرفیت پس از تسلیم نسبتاً کم و تا حدودی مد شکست ترد قاب مهاربندی شده با مهاربند X، این سیستم را برای طراحی شکل‌پذیر نامطلوب ساخته است [۱۳].

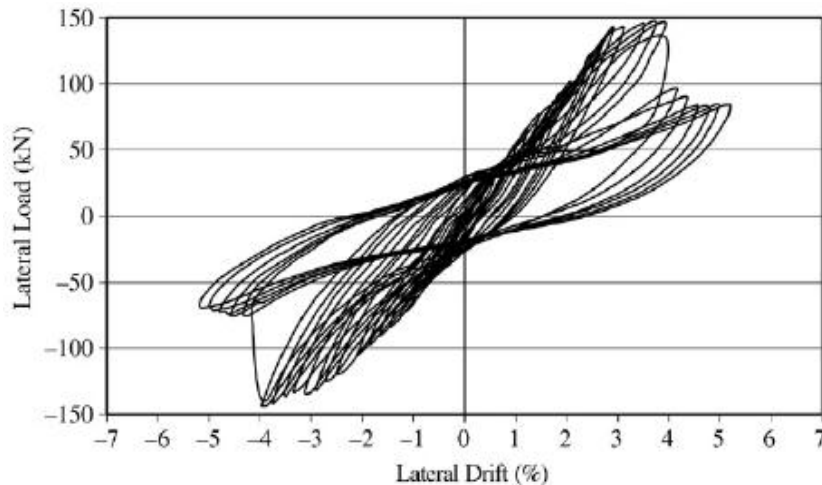
محمد عینی کنگاور در مقاله‌ای به محاسبه شکل‌پذیری قاب‌های مهاربندی شده یک طبقه و ده طبقه یک دهانه با مهاربند X با انجام یک آنالیز پوش‌آور توسط نرم‌افزار Opensees پرداخته است. بر اساس نتایج این مقاله، مهاربندی قاب بتنی باعث کاهش شکل‌پذیری آن می‌شود. در این آنالیز، توانایی قاب‌های مهاربندی شده هم‌محور در کاهش جابجایی کلی قاب‌های بتنی به خوبی به اثبات رسیده است، اما شکست ترد در تغییر مکان ماکزیمم این قاب‌ها رخ می‌دهد. قاب بتنی مهاربندی نشده، قابلیت تغییر شکل دادن تحت بارهای وارده را به علت شکل‌پذیری بالایش دارد، در حالی که قاب مهاربندی شده با مهاربند X توانایی مقاومت در برابر بارهای وارده را به علت شکل‌پذیری پایینش دارد.

۲-۵-۴- رفتار هیستریزیس

ام. یوسف و همکاران با انجام دو تست بارگذاری سیکلی بر روی یک قاب خمشی بتنی و یک قاب بتنی مهاربندی شده با مهاربند X با مقیاس $\frac{2}{5}$ ، رفتار هیستریزیس قاب‌ها را تحت بارهای دوره‌ای مورد مطالعه قرار دادند. همانطور که در شکل ۸-۲ و شکل ۹-۲ مشاهده می‌شود قاب بتنی مهاربندی شده چرخه‌های هیستریزیس کامل‌تری در مقایسه با قاب خمشی بدون مهاربندی دارد که نشان‌دهنده عملکرد لرزه‌ای بهتر این قاب می‌باشد. شکست نمونه قاب خمشی، با تشکیل مفصل پلاستیک در انتهای تیرها و در بار (KN) 55 رخ می‌دهد. در حالیکه شکست نمونه مهاربندی شده، با کمانش مهاربند فشاری که به دنبال تشکیل مفصل پلاستیک در انتهای تیرها است در بار (KN) 140 رخ می‌دهد. (شکل ۸-۲ و شکل ۹-۲)



شکل ۸-۲: منحنی هیستریزیس قاب خمشی بتنی

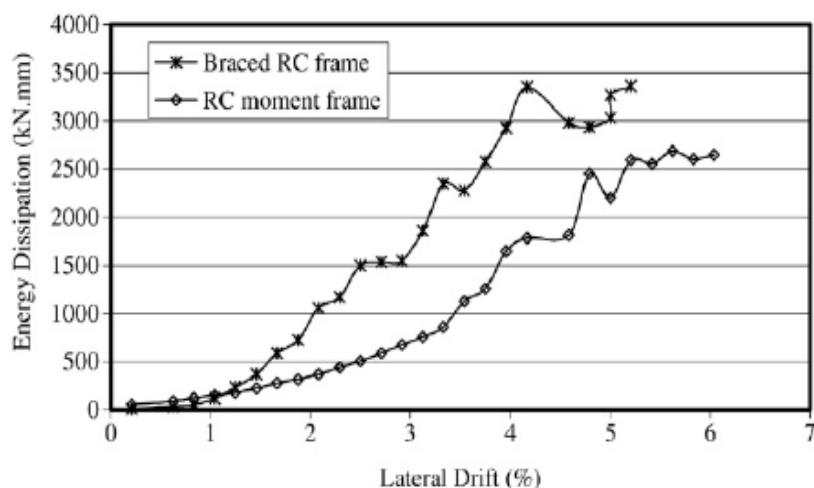


شکل ۲-۹: منحنی هیستریزیس قاب بتنی مهاربندی شده

۲-۵-۵- جذب و استهلاک انرژی

قابلیت جذب انرژی قاب خروجی مهمی در آنالیز آن تحت بارهای دوره‌ای می‌باشد. بر طبق این خاصیت، قاب برای نمایش دادن عملکرد لرزه‌ای خود، تحت بارهای دوره‌ای قرار می‌گیرد. بنابراین، حلقه‌های هیستریزیس که از آنالیز تحت بارهای دوره‌ای استخراج می‌شود، میزان جذب انرژی به علت تغییر شکل‌های پلاستیک را نشان می‌دهد. سطح محصور توسط هر حلقه‌ی هیستریزیس، نشان دهنده‌ی انرژی مستهلک شده توسط قاب در طی آزمایش بارگذاری سیکلی معکوس است [۸]. محمد عینی کنگاور در مقاله‌ای به محاسبه جذب انرژی قاب‌های مهاربندی شده ۱ طبقه و ۱۰ طبقه یک دهانه با مهاربند X با انجام یک آنالیز تحت بارهای دوره‌ای توسط نرم‌افزار OPENSEES پرداخته‌است. در این مقاله برای محاسبه جذب انرژی قاب از رابطه $E = V_{max} \cdot \Delta_{max}$ استفاده شده‌است. در این رابطه E جذب انرژی قاب، V_{max} ماکزیمم برش پایه و Δ_{max} ماکزیمم تغییر مکان است. با بررسی حلقه‌های هیستریزیس به دست آمده در این پژوهش برای قاب‌های مهاربندی نشده، میزان جذب انرژی بسیار کم این قاب‌ها کاملاً مشخص است. مهاربندی قاب‌های بتنی با مهاربند X تا حدودی جذب انرژی قاب را افزایش می‌دهد.

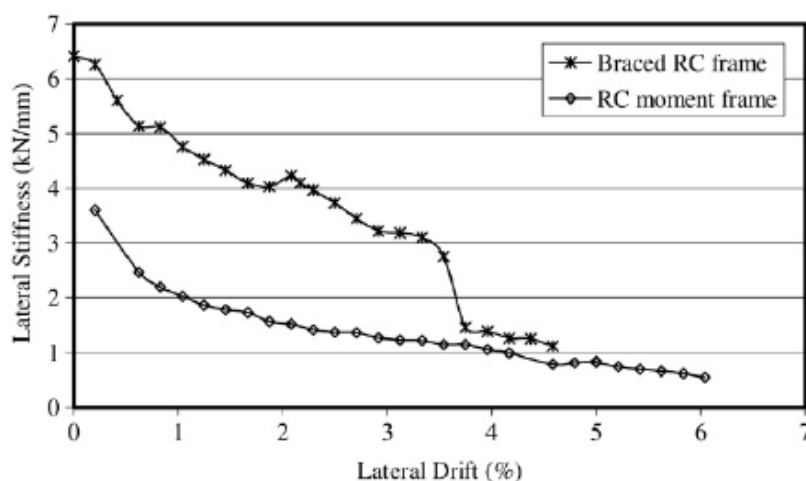
شکل ۲-۱۰ تغییرات جذب انرژی دو قاب بتنی خمشی و قاب بتنی مهاربندی شده با مهاربند X را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود در سطح دریافت‌های کم، انرژی مستهلک شده توسط قاب مهاربندی شده از قاب خمشی کمتر است. این مسئله عمدتاً به علت سختی اولیه‌ی بالای قاب دارای مهاربندی است. اما در سطح دریافت‌های بالاتر، انرژی مستهلک شده توسط قاب مهاربندی شده از انرژی قاب خمشی خیلی بیش‌تر است و نشان می‌دهد که عملکرد لرزه‌ای بهتری از قاب مهاربندی شده انتظار می‌رود [۸].



شکل ۲-۱۰: تغییرات جذب انرژی قاب‌های با و بدون مهاربندی X

۲-۵-۶- کاهش سختی جانبی و زوال مقاومت

در یک تعریف می‌توان سختی جانبی را شیب خط واصل بین حداکثر بار مثبت و منفی در هر سیکل، در بارگذاری دوره‌ای دانست. سختی جانبی شاخصی برای پاسخ قاب از یک سیکل به سیکل بعدی است. شکل ۲-۱۱ کاهش سختی جانبی یک قاب خمشی بتنی را در مقایسه با یک قاب بتنی مهاربندی شده با مهاربند X نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود تا قبل از کماتش مهاربند فشاری، سختی جانبی قاب مهاربندی شده بیشتر از دو برابر سختی جانبی قاب خمشی است و نرخ زوال سختی برای هر دو قاب تقریباً یکسان است. اما پس از کماتش مهاربند فشاری، سختی جانبی قاب مهاربندی شده کاهش یافته و با سختی جانبی قاب خمشی برابری می‌کند [۸].

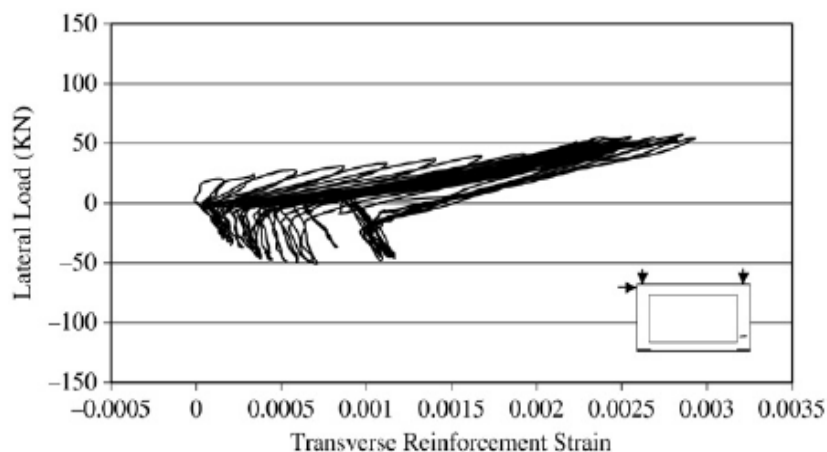


شکل ۲-۱۱: کاهش سختی جانبی

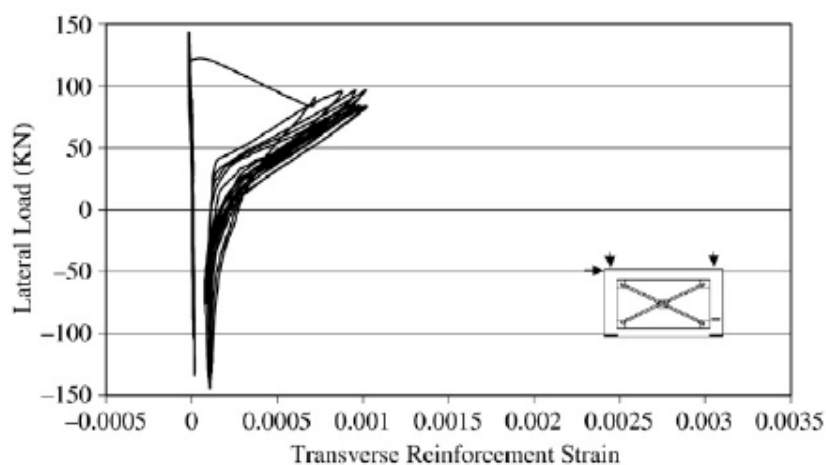
۲-۵-۷- کرنش در خاموت‌های ستون

شکل ۲-۱۲ و شکل ۲-۱۳ به ترتیب تغییرات کرنش در خاموت‌های ستون در قاب خمشی بتنی و قاب بتنی مهاربندی شده با مهاربند X را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، برخلاف قاب

خمشی، خاموت‌های ستون در قاب مهاربندی‌شده به کرنش تسلیم نرسیده‌اند. بعلاوه در لحظه‌ی شکست، کرنش در خاموت‌های ستون قاب مهاربندی‌شده، فقط ۳۵٪ قاب خمشی بوده‌است. این مسئله نشان می‌دهد نیروهایی که عمدتاً از اعضای مهاربندی به تیرها و ستون‌ها منتقل می‌شوند، نیروهای محوری‌اند و بنابراین شکست برشی ستون دور از انتظار است [۸].



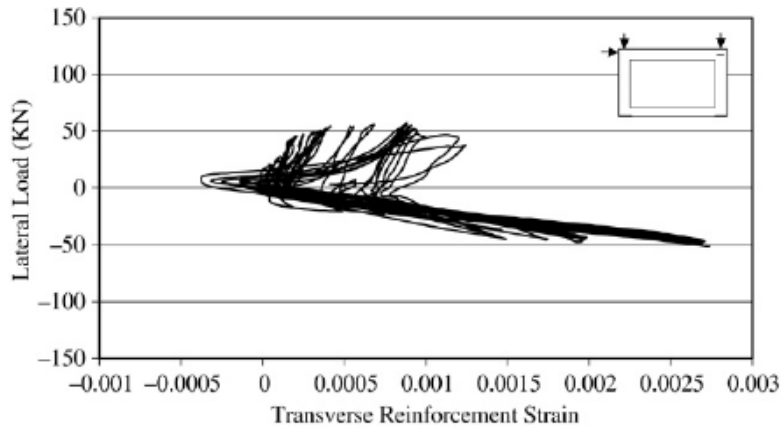
شکل ۲-۱۲: تغییرات کرنش در خاموت‌های ستون در قاب خمشی بتنی



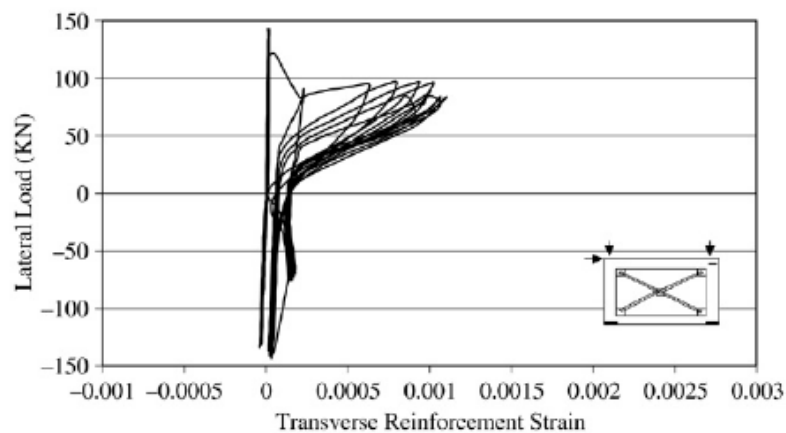
شکل ۲-۱۳: تغییرات کرنش در خاموت‌های ستون در قاب بتنی مهاربندی‌شده با مهاربند X

۲-۵-۸- کرنش در خاموت اتصال تیر و ستون

شکل ۲-۱۴ و شکل ۲-۱۵ به ترتیب تغییرات کرنش در خاموت‌های اتصال تیر و ستون را در قاب خمشی بتنی و قاب بتنی مهاربندی‌شده با مهاربند X نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود کرنش در خاموت اتصال تیر و ستون در قاب مهاربندی‌شده حدود ۴۰٪ کرنش در خاموت‌های اتصال تیر و ستون در قاب خمشی است. پس انتظار می‌رود استفاده از سیستم مهاربندی در قاب‌های بتنی بدون نیاز به جزئیات اتصال ویژه، شکست برشی نامطلوب اتصال تیر و ستون را حذف کند. البته این مسئله برای رسیدن به توصیه نهایی نیاز به آزمایش‌های بیشتری دارد [۸].



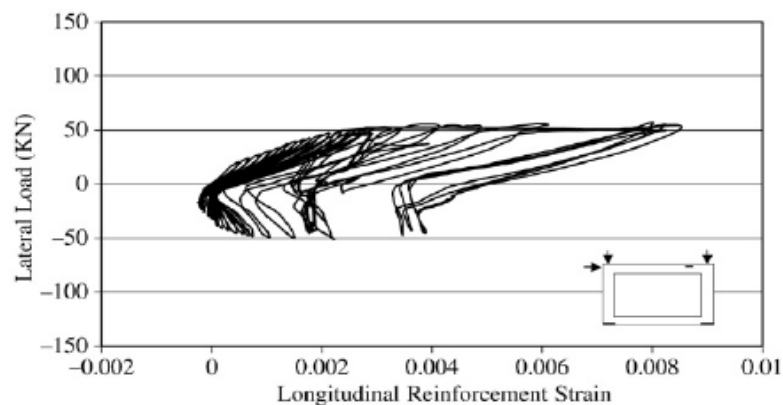
شکل ۱۴-۲: تغییرات کرنش در خاموت‌های اتصال تیر و ستون در قاب خمشی بتنی



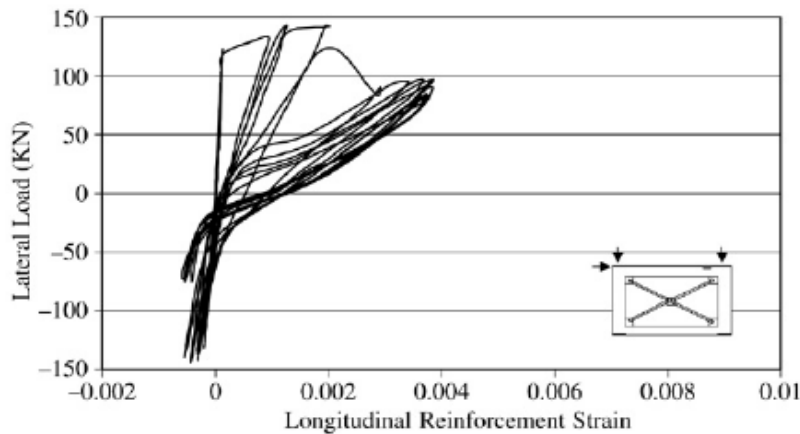
شکل ۱۵-۲: تغییرات کرنش در خاموت‌های اتصال تیر و ستون در قاب بتنی مهاربندی شده با مهاربند X

۲-۵-۹- کرنش در میلگردهای طولی تیر

شکل ۱۶-۲ و شکل ۱۷-۲ به ترتیب تغییرات کرنش در میلگردهای طولی تیر را در قاب خمشی بتنی و قاب بتنی مهاربندی شده با مهاربند X نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود، حداکثر کرنش‌های کششی در میلگردهای طولی در قاب‌های مهاربندی شده در حدود ۵۰٪ کرنش‌ها در قاب خمشی است. این مسئله عمدتاً به علت تغییر در توزیع تنش‌های داخلی در اعضای قاب از تنش‌های برشی و خمشی به تنش‌های محوری است [۸].



شکل ۱۶-۲: تغییرات کرنش در میلگردهای طولی تیر در قاب خمشی بتنی



شکل ۱۷-۲: تغییرات کرنش در میلگردهای طولی تیر در قاب بتنی مهاربندی شده با مهاربند X

۶-۲- توزیع مهاربند فولادی در ارتفاع قاب بتنی

۶-۲-۱- سختی و مقاومت

غباراه و همکاران در مقاله‌ای به بررسی اثر توزیع مهاربند فولادی ضربدری (شکل X) در ارتفاع قاب بتنی پرداختند. بدین منظور دو پارامتر تعریف شده است. پارامتر نخست، λ ، به منظور بیان افزایش ظرفیت حمل بار جانبی قاب به علت اضافه کردن مهاربند فولادی تعریف شده است. این پارامتر به صورت نسبت ظرفیت حمل بار جانبی در قاب مقاوم شده به ظرفیت حمل بار جانبی در قاب موجود تعریف شده است. پارامتر دوم، Γ_i ، به منظور بیان توزیع مهاربند فولادی در ارتفاع قاب می‌باشد. این پارامتر برای هر طبقه به صورت نسبت جمع جبری ظرفیت‌های حمل بار جانبی مهاربند فولادی در طبقه به جمع جبری ظرفیت‌های حمل بار جانبی مهاربند فولادی در تمام طبقات تعریف شده است.

اثر توزیع مهاربند در ارتفاع، با بررسی ۴ قاب R_1, R_2, R_3 و R_4 (شکل ۱۸-۲) صورت گرفته است. در قاب R_1 اعضای مهاربندی بطور یکنواخت در ارتفاع قاب توزیع شده‌اند. این قاب روش معمول در طراحی مهاربند را نشان می‌دهد و بعنوان قاب مرجع استفاده خواهد شد. برای سه قاب دیگر، ویژگی‌های مهاربند، شعاع ژیراسیون و مساحت کل مهاربندها ثابت نگه داشته می‌شود و تنها پارامتر Γ_i متغیر است.

در قاب R_2 مساحت مهاربند در ارتفاع کاهش می‌یابد. مساحت مهاربند در طبقه اول در قاب R_2 نصف مساحت کل مهاربندهای استفاده شده در قاب R_1 می‌باشد. مساحت مهاربندهای استفاده شده در طبقه دوم و سوم از قاب R_2 به ترتیب $1/3$ و $1/6$ مساحت کل مهاربندهای استفاده شده در قاب R_1 است.

در قاب R_3 مساحت کل مهاربندها در دو طبقه اول توزیع شده است، در حالیکه در قاب R_4

مساحت کل مهاربندها فقط در طبقه اول توزیع شده‌است.

نتایج آنالیز پوش‌آور چهار قاب فوق با توزیع بار جانبی به صورت مثلثی وارونه در شکل ۲-۱۹ نشان داده شده‌است. نسبت سختی اولیه قاب‌های مقاوم‌شده‌ی R_1, R_2, R_3 و R_4 به قاب موجود، به ترتیب ۳.۷، ۳.۷، ۳ و ۱.۸ می‌باشد. در نتیجه می‌توان گفت مهاربندی یک یا دو طبقه از قاب سختی را به میزان کمتری در مقایسه با مواردی که کل طبقات مهاربندی می‌شود، افزایش می‌دهد. پارامتر ψ برای قاب‌های R_1, R_2, R_3 و R_4 به ترتیب ۲، ۲.۵، ۲.۳ و ۱.۳ محاسبه شده‌است. در نتیجه قاب R_2 بیشترین افزایش را در ظرفیت حمل بار جانبی نسبت به سایر قاب‌ها داشته‌است. بنابراین شاید بتوان گفت توزیع یکنواخت مهاربندها در ارتفاع قاب همیشه راه حل بهینه نیست [۱۰].

۲-۶-۲- توزیع تغییرشکل غیرالاستیک در ارتفاع

قوباره و همکاران برای بررسی تغییرات تغییرشکل غیرالاستیک در ارتفاع قاب تحت اثر بارگذاری جانبی، از پارامتر v که برای اندازه‌گیری اختلاف دررفت طبقات از دررفت میانگین پیشنهاد شده‌است، استفاده کرده‌اند. رابطه تجربی زیر برای محاسبه پارامتر v پیشنهاد شده‌است.

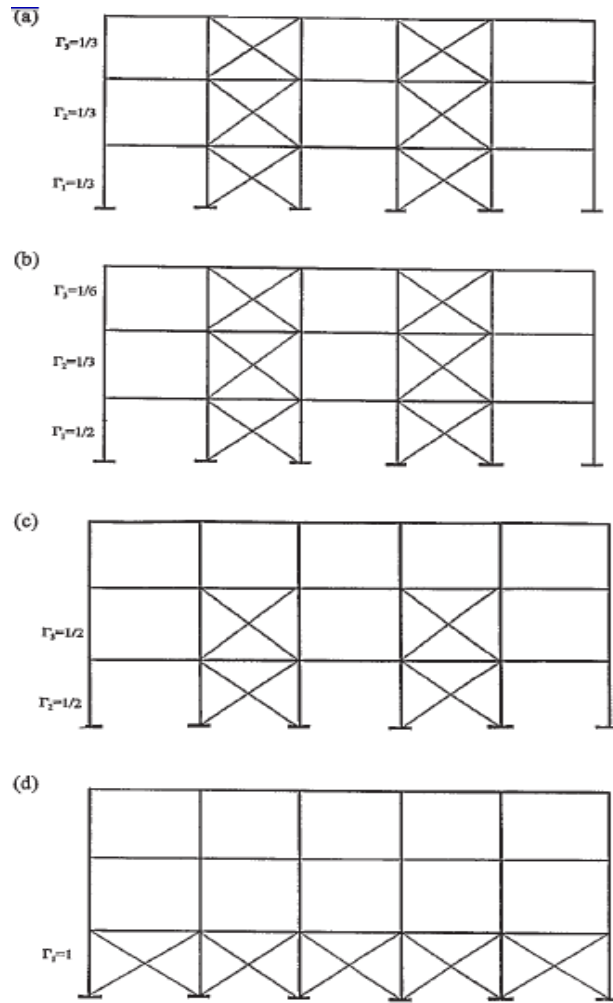
$$v = \left(\sum_{i=1}^n \left| \frac{S_i}{S_{avg}} - 1.0 \right| \right) / 2(n-1)$$

در این رابطه، S_i نسبت دررفت طبقه در طبقه i ، S_{avg} متوسط نسبت دررفت طبقه و n مجموع تعداد طبقات است. نسبت دررفت طبقه از تقسیم جابجایی نسبی طبقه به ارتفاع طبقه به‌دست می‌آید. اگر طبقات سازه دارای ارتفاع یکسان باشند، متوسط نسبت دررفت طبقه برای تمام طبقات سازه مساوی نسبت دررفت بام خواهد بود.

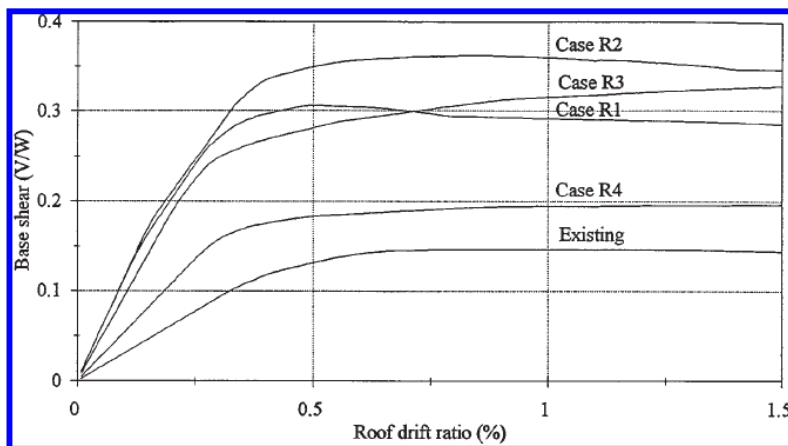
صورت کسر در رابطه فوق، مجموع قدرمطلق اختلاف بین نسبت دررفت طبقات از نسبت دررفت متوسط و دررفت یک درصد را نشان می‌دهد و مقداری بین صفر و $2(n-1)$ دارد. مخرج کسر در این رابطه به گونه‌ای انتخاب شده‌است که پارامتر v بین صفر و یک باشد. $v=0$ نشان‌دهنده‌ی نسبت دررفت مساوی برای تمام طبقات سازه است. $v=1$ نشان می‌دهد که فقط یک طبقه عامل تغییرشکل کلی سازه است. (طبقه نرم)

در حالت کلی، مقدار کمتر پارامتر v توزیع بهتری از دررفت طبقات را تحت اثر بارگذاری جانبی به همراه دارد. مقدار این پارامتر برای قاب R_2 (شکل ۲-۱۸) از سایر قاب‌ها کمتر است و این نشان می‌دهد که توزیع دررفت طبقه در ارتفاع قاب R_2 به توزیع یکنواخت نزدیک‌تر است. خسارتی که قاب R_2 در حین بارگذاری جانبی استاتیکی متحمل می‌شود در مقایسه با سایر قاب‌ها کمتر است زیرا

تغییر شکل‌های غیرالاستیک آن در تمام طبقات قاب توزیع یکنواخت‌تری دارد.



شکل ۱۸-۲: قاب‌های مقاوم‌سازی شده، (a) قاب R_1 (b) قاب R_2 (c) قاب R_3 (d) قاب R_4



شکل ۱۹-۲: منحنی پوش‌آور قاب‌های تحت مطالعه

۲-۲- تاثیر تعداد دهانه‌های مهاربندی شده

قوباره و همکاران در مقاله‌ای به بررسی اثر تعداد دهانه‌های مهاربندی شده روی رفتار لرزه‌ای سازه پرداختند. بدین منظور یک قاب پنج دهانه‌ی سه طبقه را در سه حالت یک دهانه مهاربندی، دو دهانه مهاربندی و سه دهانه مهاربندی تحت آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی قرار دادند و به این نتیجه رسیدند که افزایش دهانه‌های مهاربندی شده باعث کاهش پیوند اصلی ارتعاش قاب می‌شود اما این مسئله تقاضای لرزه‌ای قاب را افزایش خواهد داد.

در این پژوهش که مقاوم‌سازی ساختمان‌های غیرشکل‌پذیر بتن مسلح کوتاه با مهاربند فولادی هم‌محور ضربدری بررسی شده، این نتیجه به دست آمده‌است که دو برابر کردن مهاربند فولادی با مهاربندی دو دهانه به جای یکی ۳۵ درصد ظرفیت باربری قاب را افزایش می‌دهد. هم‌چنین سه برابر کردن مهاربند فولادی (۳ دهانه مهاربندی) ۷۰ درصد مقاومت جانبی را افزایش می‌دهد. اثر افزایش تعداد دهانه‌های مهاربندی شده کاهش بارهای وارد بر ستون‌های بتن مسلح است، اما در نهایت شکست ستون با تسلیم میلگردها و شکست اتصالات رخ می‌دهد [۱۰].

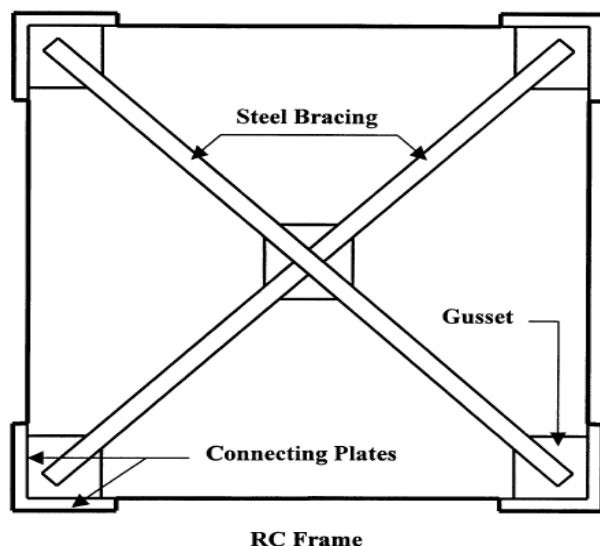
۲-۸- اتصالات مهاربند فولادی به قاب بتنی

۲-۸-۱- مقدمه

مهاربندی قاب‌های بتن مسلح در حالت کلی به دو دسته ۱- مهاربندی خارجی و ۲- مهاربندی داخلی تقسیم می‌شود. در سیستم مهاربندی خارجی، ساختمان موجود با اضافه کردن یک سیستم مهاربندی کلی یا موضعی در قاب‌های خارجی تقویت می‌شود. نگرانی‌های معماری و سختی‌هایی در اتصال مناسب بین مهاربند فولادی و قاب بتنی دو مورد مهم از نواقص این روش به شمار می‌آیند. در روش مهاربندی داخلی، از یک سیستم مهاربندی که داخل دهانه‌های منحصر بفرد قاب بتنی قرار می‌گیرد، استفاده می‌شود. مهاربندی به این شیوه می‌تواند به صورت مستقیم یا غیرمستقیم باشد. در مهاربند داخلی غیرمستقیم، یک قاب فولادی مهاربندی شده در داخل قاب بتنی قرار داده می‌شود. در نتیجه، انتقال بار بین مهاربند فولادی و قاب بتنی به طور غیرمستقیم از طریق این قاب فولادی، صورت می‌گیرد. در پاره‌ای از موارد، تعبیه قاب فولادی ممکن است به منظور کاهش نیاز مقاومتی ساختمان‌های آسیب دیده و ضعیف لازم باشد؛ هر چند در موارد دیگر قاب فولادی فقط یک سیستم اتصال پرهزینه به حساب می‌آید. بعلاوه در این شیوه قاب تقویت شده، مستعد پذیرش اثرات مختلفی از اندرکنش‌های دینامیکی بین قاب فولادی و قاب بتنی در طی بارهای لرزه‌ای خواهد بود [۱۱].

برای غلبه بر مشکلات ذکر شده در مورد سیستم مهاربند داخلی غیرمستقیم، ماهری و صاحبی اتصال مستقیم بین مهاربند فولادی و قاب بتنی را بدون نیاز به قاب فولادی واسطه، پیشنهاد داده‌اند.

روش مهاربندی داخلی مستقیم (شکل ۲-۲۰) نه تنها به منظور مقاوم سازی بلکه به عنوان یک المان مقاوم برشی در طراحی لرزه ای ساختمان های جدید کاربرد دارد. همانند سایر سیستم های مرکب، انتقال موفق بارها بین قاب بتنی و سیستم مهاربندی می تواند از طریق اتصالات قوی صورت گیرد. تکنیک های اتصال متفاوتی توسط پژوهشگران مختلف پیشنهاد شده است که تفاوت اصلی آنها در نحوه ی اتصال گاست پلیت به اعضای بتنی است [۱۲].



شکل ۲-۲۰: مهاربندی داخلی مستقیم قاب های بتنی

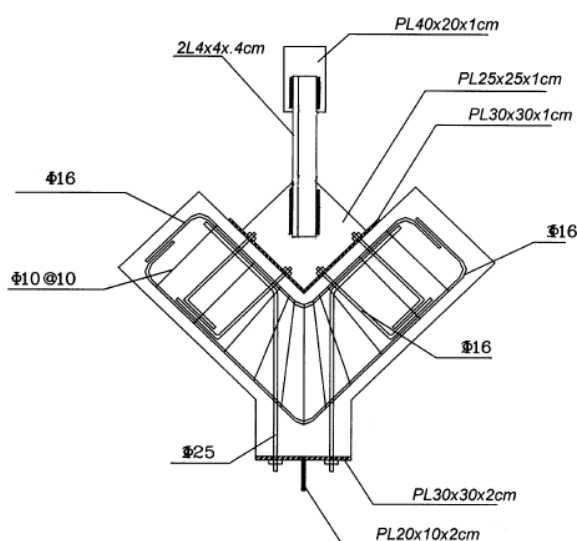
دو تکنیک عمده توسط تسنیمی و معصومی با استفاده از قاب های مقیاس شده، ارزیابی شده است. این دو تکنیک عبارتند از: ۱- پوشاندن اعضای بتنی با ورق های فولادی و جوش دادن گاست پلیت به این ورق های فولادی ۲- پیچ کردن ورق فولادی به اعضای بتنی در صفحه اتصال و جوش دادن گاست پلیت به این ورق های فولادی. آنها به این نتیجه رسیدند که روش نخست مقاومت روش دوم را ندارد [۱۲].

۲-۸-۲- انواع اتصالات

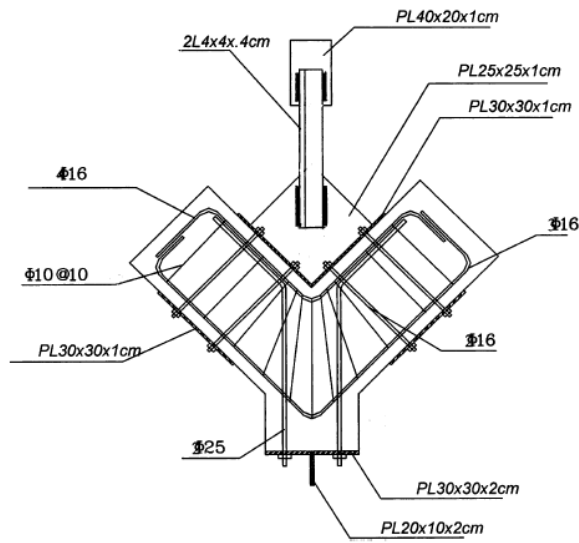
ماهری و حاجی پور سه نوع اتصال مطابق اشکال شکل ۲-۲۱، شکل ۲-۲۲ و شکل ۲-۲۳ را تحت آزمایش بارگذاری استاتیکی قرار دادند. اتصال (a) یک اتصال گوشه برای وصل کردن سیستم مهاربندی X به محل تقاطع تیر و ستون در قاب بتنی می باشد. برای سادگی در طراحی، اجرا و آزمایش، ابعاد تیر و ستون بتنی یکسان فرض شده است که برای سیستم اتصال و قاب، محور تقارنی بر روی محور مهاربند بوجود می آورد. مهاربند به گاست پلیت و گاست پلیت هم به ورق های اتصال جوش داده می شود. ورق های اتصال توسط انکربولت های قلاب دار که در بتن جاسازی شده اند، به اعضای قاب متصل می شوند.

اتصال (b) مشابه اتصال (a) است فقط روش تثبیت ورق‌های اتصال به اعضای بتنی متفاوت است. ورق‌های اتصال توسط بولت‌های مستقیم و در پشت صفحه اتصال با مهره بسته می‌شود. اتصال (c) به مقررات ویژه‌ای در محل تقاطع تیر و ستون نیاز دارد. گوشه قاب با بتن پر شده است و بنابراین فقط یک ورق اتصال در گره‌ی اتصال تیر و ستون استفاده شده است. این اتصال فضای کافی برای انکر بولت‌ها را فراهم می‌آورد و برای قاب‌های تحت ساخت مناسب است زیرا مقررات ویژه برای ساخت گوشه قاب می‌تواند در مرحله‌ی طراحی لحاظ شود.

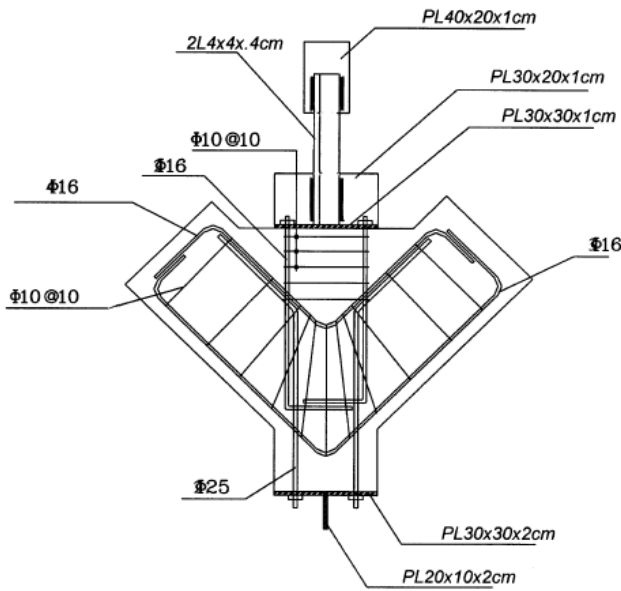
به منظور انجام تست کششی مستقیم بر روی اتصالات (a)، (b) و (c) با مقیاس کامل، ۳ کرنش‌سنج برای اندازه‌گیری تغییر طول مهاربند، گاست پلیت و ورق‌های اتصال بر روی نمونه‌ها تعبیه شده است. نتایج آزمایش حاکی از آن است که در اتصال (a) گاست پلیت و ورق‌های اتصال تا تسلیم مهاربند و حتی بعد از آن هم الاستیک باقی می‌مانند و تغییر طول اندازه‌گیری شده برای ورق‌های اتصال در این نمونه کمتر بوده و تا شکست کامل مهاربند، الاستیک باقی می‌ماند. اتصال (b) رفتاری مشابه اتصال (a) دارد، فقط در بار 170(KN) برخی تسلیم‌های موضعی در گاست پلیت، رخ می‌دهد اما هیچگونه گسیختگی در اجزای اتصال تا شکست مهاربند مشاهده نشده است. در اتصال (c) بر خلاف دو اتصال دیگر که در آن‌ها ورق‌های اتصال تا شکست مهاربند الاستیک باقی می‌مانند، ورق‌های اتصال رفتار غیرخطی از خود بروز می‌دهند و این رفتار غیرخطی ورق‌های اتصال و مهاربند تا شکست مهاربند ادامه می‌یابد. نکته جالب در اتصال (c) این است که تسلیم ورق‌های اتصال قبل از شکست مهاربند کاهش مقاومتی برای اتصال به‌همراه ندارد و همانطور که در شکل ۲-۲۴ مشاهده می‌شود شکل‌پذیری اتصال را هم افزایش داده است. بنابراین، رفتار ورق‌های اتصال در اتصال (c) بی‌شباهت به رفتار المان زانویی در سیستم مهاربندی زانویی نیست [۱۲].



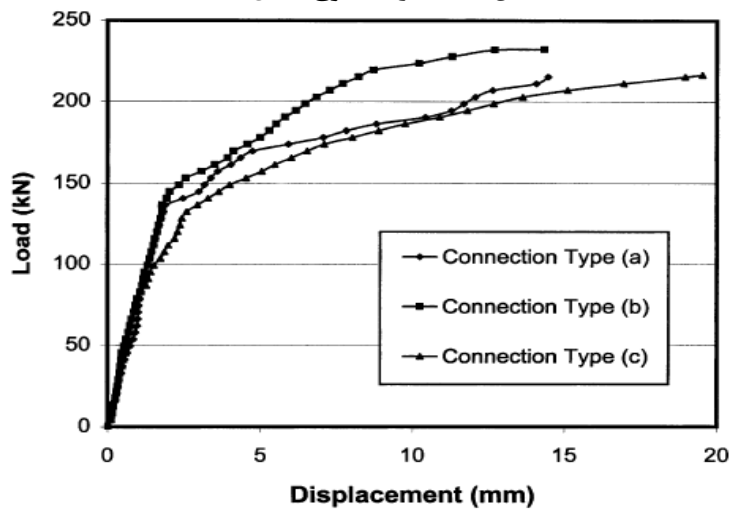
شکل ۲-۲۱: جزئیات نوع اتصال (a)



شکل ۲۲-۲: جزئیات نوع اتصال (b)

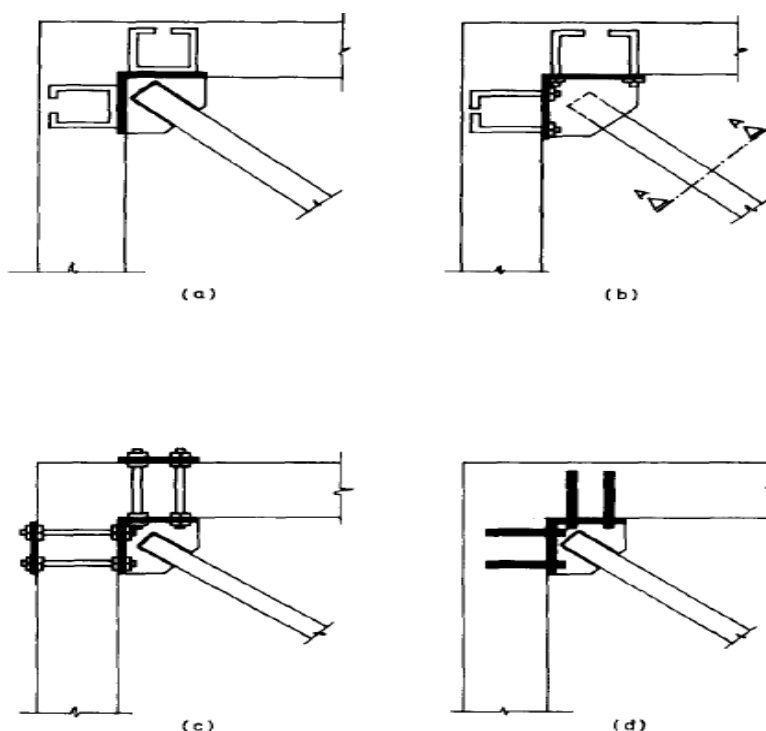


شکل ۲۳-۲: جزئیات نوع اتصال (c)



شکل ۲۴-۲: منحنی‌های پاسخ کلی ۳ اتصال (a)، (b) و (c)

ماهری و صاحبی چهار نوع اتصال مهاربند فولادی به قاب بتنی ارائه داده‌اند (شکل ۲-۲۵). مزیت اتصال مستقیم مهاربند فولادی به قاب بتنی، سادگی ساخت اتصال و هزینه کمتر آن است. اما، اتصال باید به قدر کافی مقاوم باشد تا انتقال مطمئن بار بین مهاربند و قاب صورت گیرد. این مطلب هم برای سازه‌های در حال ساخت و هم برای سازه‌های موجود، صادق است. ماهری و صاحبی دو اتصال (a) و (d) را مورد آزمایش قرار دادند. نوع (a) برای اتصال سیستم مهاربندی و قاب، قبل از بتن‌ریزی استفاده می‌شود. این اتصال بنظر می‌رسد توانایی حمل بارهای زیادی را داشته‌باشد. ورق اتصال به ضخامت 1 (cm) تحت بار کمانش می‌کند، اما سیستم مهاربند دست‌نخورده باقی می‌ماند. نوع (d) برای اتصال مهاربند فولادی به قاب موجود استفاده می‌شود و در آزمایش‌های مشابه، بارهای محدودتری را تحمل می‌کند. انکربولت‌ها تمایل دارند به تنهایی از قاب بتنی بیرون آیند و یا قسمتی از بتن را هم با خودشان بیرون آورند [۷].

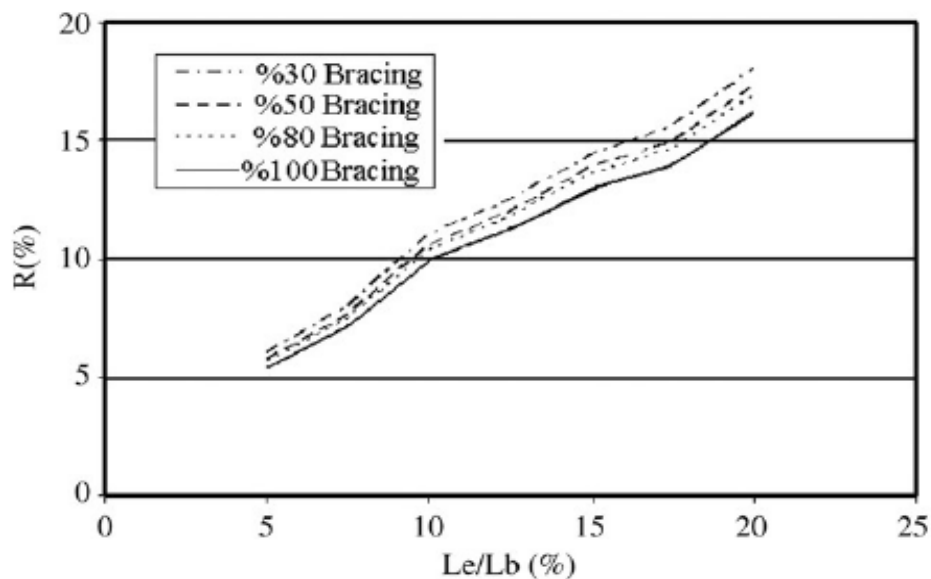


شکل ۲-۲۵: جزئیات برخی اتصالات عملی قاب بتنی و مهاربند فولادی

۲-۸-۳- اضافه مقاومت اتصالات

همانطور که پیش‌تر اشاره شد، ظرفیت باربری قاب بتنی مهاربندی شده از ظرفیت‌های قاب بتنی به تنهایی به اضافه‌ی ظرفیت سیستم مهاربندی، بیشتر است. یکی از دلایل این مسئله اثر اتصالات قاب به مهاربند و کاهش طول موثر تیر و ستون‌های بتنی می‌باشد. ماهری و غفارزاده در یک مطالعه عددی قاب‌های بتنی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه دارای ۳، ۶ و ۹ دهانه با تعداد دهانه‌های مهاربندی شده

با مهاربند X به ترتیب ۱، ۲ و ۳ دهانه را مورد بررسی قرار دادند. این ارزیابی برای چهار سهم متفاوت مهاربند از برش پایه انجام شده است. هم‌چنین برای بررسی اثر اتصال قاب و مهاربند بر روی اضافه مقاومت اتصال (R) پارامتر $(L_e) / (L_b)$ تعریف شده است. که L_e طول ورق‌های اتصال و L_b طول تیر مربوطه می‌باشد. همانطور که در شکل ۲-۲۶ مشاهده می‌شود مقدار اضافه مقاومت قابل توجه بوده و نمی‌تواند در یک طرح اقتصادی نادیده گرفته شود. هم‌چنین این شکل نشان می‌دهد که تاثیر سهم مهاربند از بار بر روی اضافه مقاومت در مقایسه با تاثیر پارامتر $(L_e) / (L_b)$ ناچیز است [۲۶].



شکل ۲-۲۶: بررسی اثر پارامترهای مختلف بر مقدار اضافه مقاومت (R)

فصل ۳

مشخصات مدل‌های مورد مطالعه

وقوع زلزله‌های مخرب در کشورمان ایران، هم‌چون زلزله‌های منجیل، رودبار و طبرس مهندسین را بفرکر ایجاد ضوابطی در خصوص طراحی لرزه‌ای سازه‌ها انداخت. بطوری‌که در سال ۱۳۶۷ اولین آیین‌نامه خاص جهت طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله تحت عنوان استاندارد ۲۸۰۰ منتشر گردید. با پیشرفت علوم و تکنولوژی این امکان فراهم آمده که روزبروز درک ما از رفتار دقیق سازه‌ها و هم‌چنین ماهیت زلزله بیشتر شود. از این‌رو در سال‌های اخیر بحث رفتار غیرخطی و تحلیل‌ها به روش عملکردی در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها مطرح شده‌است. از بهترین و جدیدترین روش‌های ارزیابی ساختمان‌ها، استفاده از تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی افزایشی می‌باشد. این نوع تحلیل رفتار جامعی را از سازه در محدوده خطی تا غیرخطی نمایش می‌دهد. در انجام این تحلیل‌ها همواره چالش‌هایی از جمله مدل‌سازی مناسب، انتخاب رکوردهای مناسب جهت انجام تحلیل، انتخاب شاخص شدت و آسیب سازه‌ای و خلاصه‌سازی‌ها جهت قضاوتی درست مطرح می‌باشد. بدین منظور در این فصل فرضیات مربوط به مدل‌سازی شامل مشخصات خطی و غیرخطی مصالح، ابعاد مقاطع و قاب‌ها و نحوه بارگذاری ارائه شده‌است. علاوه بر این مشخصات رکوردهای لرزه‌ای در تحلیل دینامیکی و نحوه مقیاس کردن آن‌ها نیز در این فصل بیان شده‌است.

۳-۲- فرضیات مدل‌سازی

طراحی قاب بتنی در نرم‌افزار SAP2000 V14، با فرض قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط^۱ و مطابق آیین‌نامه ACI318-05 و طراحی مهاربند فولادی مطابق آیین‌نامه UBC97-ASD انجام شده‌است. وزن قاب بر مبنای تمام بار مرده و ۲۰ درصد بار زنده موثر، محاسبه شده‌است. اثرات ترک خوردگی در اعضای بتنی با اعمال ضرایب کاهش در ممان اینرسی آن‌ها لحاظ شده‌است. اثرات P-Δ در تحلیل قاب در نظر گرفته شده‌است.

۳-۲-۱- مشخصات مصالح

کران پایین و مقاومت مورد انتظار مصالح بتنی و فولادی در جدول ۳-۱ ذکر شده‌است. در این جدول f_c مقاومت مشخصه بتن، E_c و E_s به ترتیب ضریب ارتجاعی بتن و فولاد، f_y و f_{ys} به ترتیب تنش تسلیم میلگردهای طولی و عرضی (خاموت) و F_y و F_u به ترتیب تنش تسلیم و نهایی فولاد مصرفی می‌باشد.

¹ Intermediate

جدول ۱-۳: کران پایین و مقاومت مورد انتظار مصالح مصرفی

مصالح بتنی	$f_c(\text{MPa})$	25	مقاومت مورد انتظار	$(f_c)_{CE}=1.25 f_c$
	$E_c(\text{MPa})$	2.1×10^4		
میلگردهای فولادی	$f_y(\text{MPa})$	400	مقاومت مورد انتظار	$f_{ye}=1.15 f_y$
	$f_{ys}(\text{MPa})$	300		
مصالح فولادی مهاربندها	$F_y(\text{MPa})$	240	مقاومت مورد انتظار	$F_{ye}=1.1 F_y$
	$F_u(\text{MPa})$	370		
	$E_s(\text{MPa})$	2.1×10^5		

۳-۲-۳- بارگذاری ثقلی

بار مرده (650 kgf/m^2) و بار زنده (200 kgf/m^2) در نظر گرفته شده‌است، که با فرض عرض باربر ۳ متر برای یک قاب دو بعدی، مقدار بار مرده و زنده اعمالی به تیرهای قاب، به ترتیب 1950 (kgf/m) و 600 (kgf/m) می‌باشد.

۳-۲-۳- بارگذاری جانبی

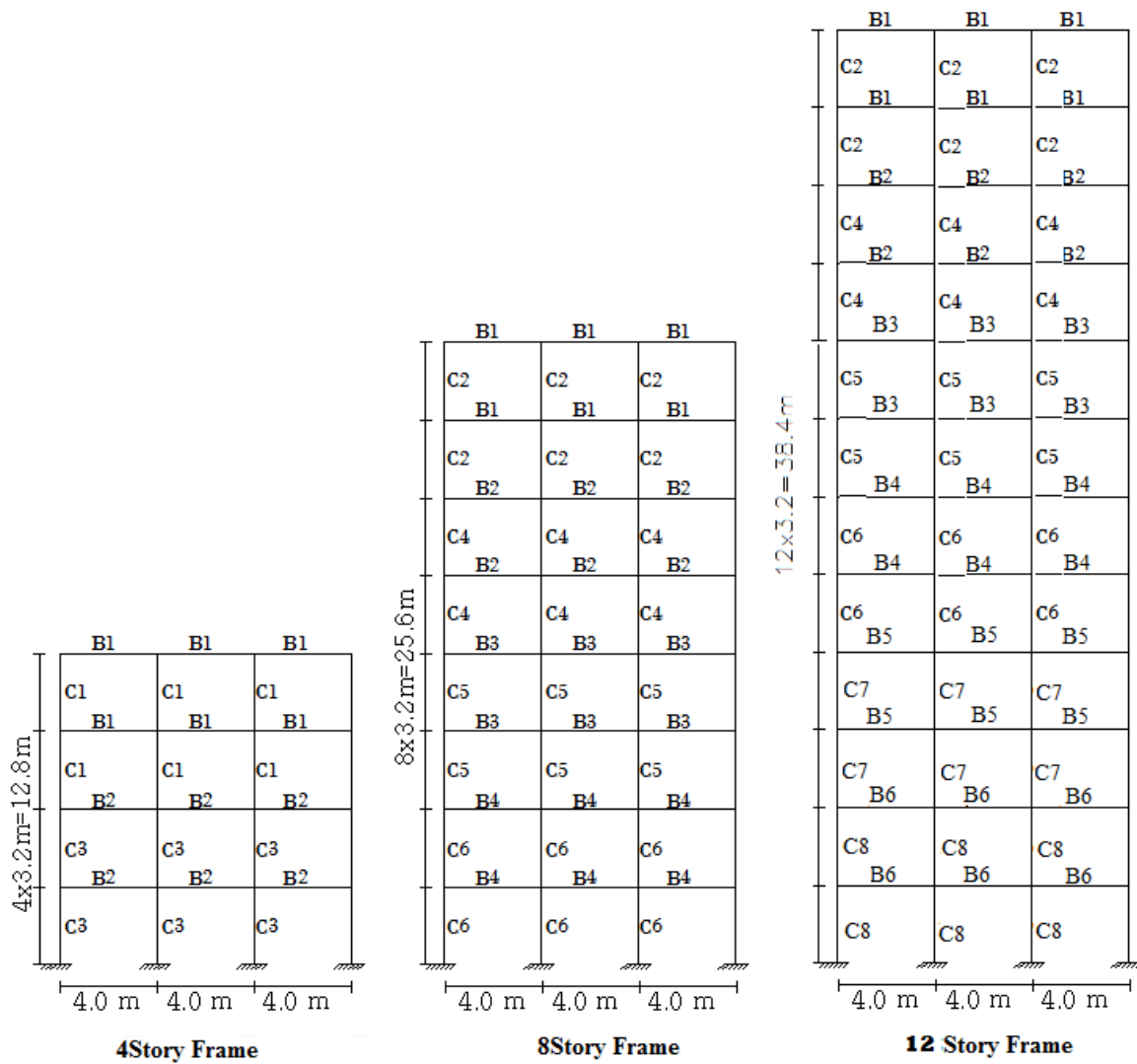
با فرض قرارگیری قابها بر روی خاک نوع دو و منطقه با خطر نسبی زیاد و اهمیت متوسط برای سازه، پارامترهای موردنیاز در محاسبه ضریب برش پایه C از آیین‌نامه ۲۸۰۰، استخراج شده و در جدول ۲-۳ آمده‌است.

جدول ۲-۳: پارامترهای مورد نیاز در محاسبه ضریب برش پایه C

	A	$T(s)=0.05H^{3/4}$	T_0	T_s	S	B	I	R	$C=ABI/R$
قاب ۴ طبقه	0.3	0.338	0.1	0.5	1.5	2.5	1	7	0.107
قاب ۸ طبقه	0.3	0.569	0.1	0.5	1.5	2.3	1	7	0.098
قاب ۱۲ طبقه	0.3	0.771	0.1	0.5	1.5	1.87	1	7	0.080

۳-۳- ابعاد و مقاطع قاب‌های بتنی

در شکل ۱-۳ ابعاد و نام مقاطع بکار رفته در قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه نشان داده شده‌است. قاب ۴ طبقه به ارتفاع 12.8 (m) ، قاب ۸ طبقه به ارتفاع 25.6 (m) و قاب ۱۲ طبقه به ارتفاع 38.4 (m) می‌باشد. همانطور که مشاهده می‌شود هر سه قاب دارای سه دهانه می‌باشند که به منظور مقاوم‌سازی آنها با مهاربندهای فولادی، مهاربند در دهانه‌ی وسط و در کل ارتفاع قاب قرار می‌گیرد. در جدول ۳-۳ و جدول ۴-۳ به ترتیب ابعاد و میلگردگذاری مقاطع تیرها و ستون‌های بتنی ارائه شده‌است.



شکل ۱-۳: ابعاد و مقاطع قاب‌های مورد بررسی

جدول ۳-۳: مقاطع تیرهای بتنی

نام مقطع	b(mm)	h(mm)	میلگرد بالای مقطع	میلگرد پایین مقطع
B1	300	350	2Φ14	2Φ14
B2	300	400	2Φ14	2Φ14
B3	350	400	3Φ14	3Φ14
B4	400	400	3Φ14	3Φ14
B5	400	450	3Φ16	3Φ16
B6	450	450	3Φ16	3Φ16

جدول ۳-۴: مقاطع، میگردها و ظرفیت ستون‌های بتنی

نام مقطع	b(mm)	h(mm)	میگردهای طولی	میگردهای عرضی
C1	350	350	12Φ12	Φ10@150mm
C2	350	350	12Φ16	Φ10@150mm
C3	400	400	12Φ14	Φ10@150mm
C4	400	400	16Φ16	Φ10@150mm
C5	450	450	16Φ18	Φ10@150mm
C6	500	500	16Φ20	Φ10@150mm
C7	550	550	16Φ22	Φ10@150mm
C8	600	600	16Φ24	Φ10@150mm

۳-۴- مقاطع مهاربند فولادی

در جدول ۳-۵ مقطع مهاربندهای فولادی به همراه ویژگی هندسی آن‌ها آمده است. تمام مقاطع مورد استفاده برای مهاربندهای ضربدری مقطع قوطی شکل می‌باشد. در این جدول b و t به ترتیب عرض و ضخامت مقطع و نسبت b/t نسبت عرض به ضخامت مقطع می‌باشد. r شعاع ژیراسیون مقطع، A سطح مقطع، KL/r نسبت لاغری مقطع و F_{as} تنش مجاز فشاری مقطع مهاربند می‌باشد.

جدول ۳-۵: مشخصات مقاطع مهاربندهای فولادی

نام مقطع	b(mm)	t(mm)	b/t	r(mm)	A(mm ²)	kL/r	F_{as} (MPa)	مهاربند در قاب
Box90×10	90	10	9	32.9	3200	104	61	12story
Box 80×8	80	8	10	29.6	2304	116	52	8story
Box 80×5	80	5	16	30.7	1500	112	55	4story

تنش مجاز فشاری مهاربند F_{as} از رابطه ۳-۱ محاسبه می‌شود، که در آن F_a تنش فشاری مجاز به دست آمده از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان است.

$$F_{as} = B F_a \quad (1-3)$$

B ضریب کاهش تنش مجاز فشاری است و از رابطه ۳-۲ محاسبه می‌شود، که در آن L طول موثر مهاربند، r شعاع ژیراسیون مقطع مهاربند و k ضریب طول موثر مهاربند است. در مهاربندهای ضربدری، طول موثر مهاربند در کمانش درون صفحه باید ۰/۵ برابر طول کل مهاربند شامل ورق‌های اتصال انتهایی و طول موثر مهاربند در کمانش خارج از صفحه باید ۰/۶۷ برابر طول کل مهاربند در نظر گرفته شود [مبحث دهم].

$$B = \frac{1}{1 + \frac{KL/r}{2C_c}}, C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} \quad (2-3)$$

با توجه به اینکه طول مهاربند ضربدري در تمام مدل‌ها 5122.5(mm) می‌باشد، بعنوان مثال برای مقطع Box90×10 که لاغری آن ۱۰۴ است تنش مجاز فشاری طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان 86.7(MPa) می‌باشد. ضریب کاهش تنش مجاز فشاری B برای این مقطع طبق رابطه ۲-۳ تقریباً ۰/۷ بدست می‌آید و تنش مجاز فشاری مهاربند طبق رابطه ۱-۳ حدوداً 61(MPa) محاسبه می‌شود. لازم بذکر است تمامی مقاطع بعد از طراحی نرم‌افزاری بصورت دستی با مبحث دهم کنترل شده‌اند.

۳-۴-۱- ضابطه لاغری در مهاربندهای هم‌محور

مهاربندهای هم‌محور بهترین عملکرد لرزه‌ای را هنگامی به نمایش می‌گذارند که جاری شدن در کشش و کماتش بر اثر بارهای رفت و برگشتی زلزله همزمان واقع شوند. در حقیقت در این حالت بیشترین استهلاک انرژی را خواهیم داشت. مقدار توانایی جذب انرژی مهاربندها در هنگام وقوع تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی رفت و برگشتی در فشار، به مقدار لاغری مهاربند وابسته است. به همین دلیل آیین‌نامه ۲۸۰۰ در پیوست ۲ مقرر کرده است که لاغری مهاربندهای هم‌محور به $6025/\sqrt{F_y}$ محدود گردد که برای فولاد ST37 با تنش تسلیم $F_y = 2400(\text{kg/cm}^2)$ برابر با ۱۲۳ است. همانطور که در جدول ۳-۵ دیده می‌شود، لاغری مقاطع مورد استفاده برای تمام مهاربندهای ضربدري کمتر از عدد اشاره شده می‌باشد.

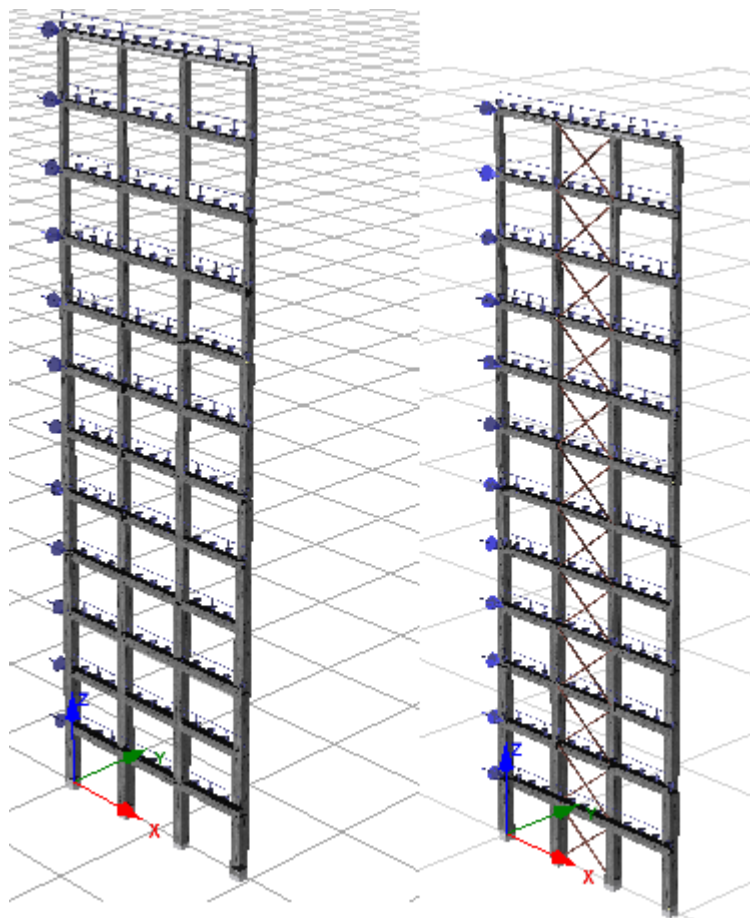
۳-۴-۲- کماتش موضعی

مطابق ضوابط طرح لرزه‌ای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، لازم است مقطع مهاربند برای جلوگیری از کماتش‌های موضعی فشرده باشد. بدین منظور نسبت عرض b به ضخامت t مقطع به $0.65\sqrt{E/F_y}$ که برای فولاد ST37 با تنش تسلیم $F_y = 2400(\text{kg/cm}^2)$ و ضریب ارتجاعی فولاد E برابر با $2.1 \times 10^6 (\text{kg/cm}^2)$ تقریباً برابر با ۱۹ است. همانطور که در جدول ۳-۵ دیده می‌شود، تمام مقاطع مورد استفاده برای مهاربندهای ضربدري شرایط فشرده‌گی مقطع را ارضا می‌نمایند.

۳-۵- فرضیات تحلیل استاتیکی غیرخطی

ابتدا برای مقایسه رفتار قاب خمشی بتنی با قاب خمشی همراه با مهاربندی ضربدري فولادی، هر دو نوع قاب در نرم افزار ساینمو استراکت مدل شدند و مطابق با بارگذاری معرفی شده در نشریه ۳۶۰ تحت اثر دو نوع بارگذاری جانبی یکنواخت و مثلثی قرار گرفت. نمونه‌ای از مدل‌های سازه‌ای در محیط این نرم‌افزار در شکل ۲-۳ نشان داده شده است. برای در نظر گرفتن رفتار غیر خطی بتن از مدل رفتاری غیرخطی پیش فرض این نرم افزار (ماده از نوع con_ma) و برای مدل رفتاری فولاد در نظر

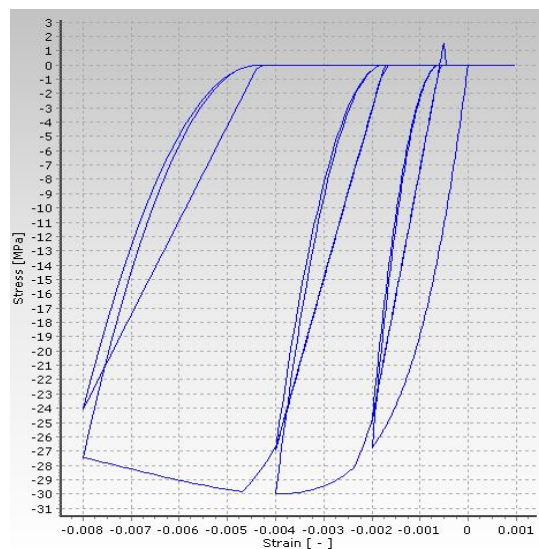
گرفته برای میلگردها و همچنین مهاربندها از مدل رفتاری Menegotto-Pinto استفاده شده است. در شکل ۳-۳ مدل رفتاری غیرخطی بتن آورده شده است همانطور که ملاحظه می‌گردد در این مدل رفتار قسمت کششی بتن نیز در نظر گرفته شده است. در شکل ۳-۴ نیز نمودار چرخه ای از مدل رفتاری ذکر شده برای مصالح فولادی آورده شده است؛ همانطور که از این شکل نیز قابل مشاهده است اثرات باشینگر در این مدل رفتاری لحاظ شده است.



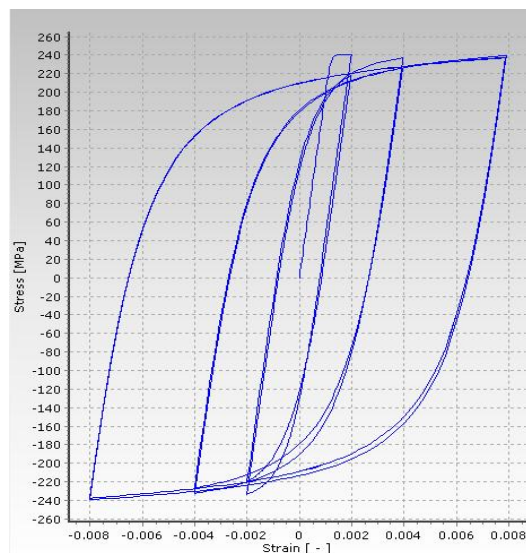
شکل ۳-۲: قاب خمشی و قاب مهاربندی شده ۱۲ طبقه در نرم‌افزار SeismoStruct

در نرم‌افزار سائزمواستراکت از المان‌های مبتنی بر فایبر استفاده می‌گردد از این رو مقطع کلیه تیرها، ستون‌ها و مهاربندها بایستی برای مقطع فایبرها گسسته سازی^۱ شوند از این رو کلیه مقاطع تیرها و ستونها و نیز مهاربندهای بکار رفته در مدل‌ها به تعداد ۱۰۰ فایبر در مقطع تقسیم بندی شد که در شکل ۳-۵ نمونه‌هایی از این گسسته سازی آورده شده است.

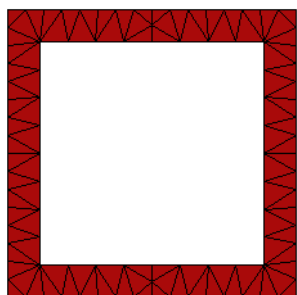
¹ discretization



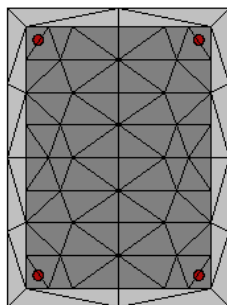
شکل ۳-۳ مدل رفتاری غیرخطی بتن



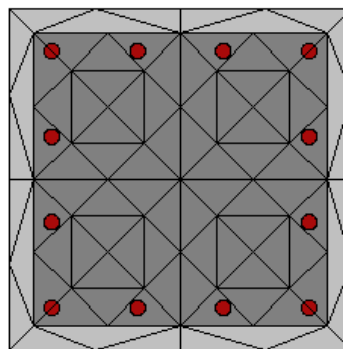
شکل ۳-۴ مدل رفتاری غیرخطی برای فولاد.



(ج)



(ب)



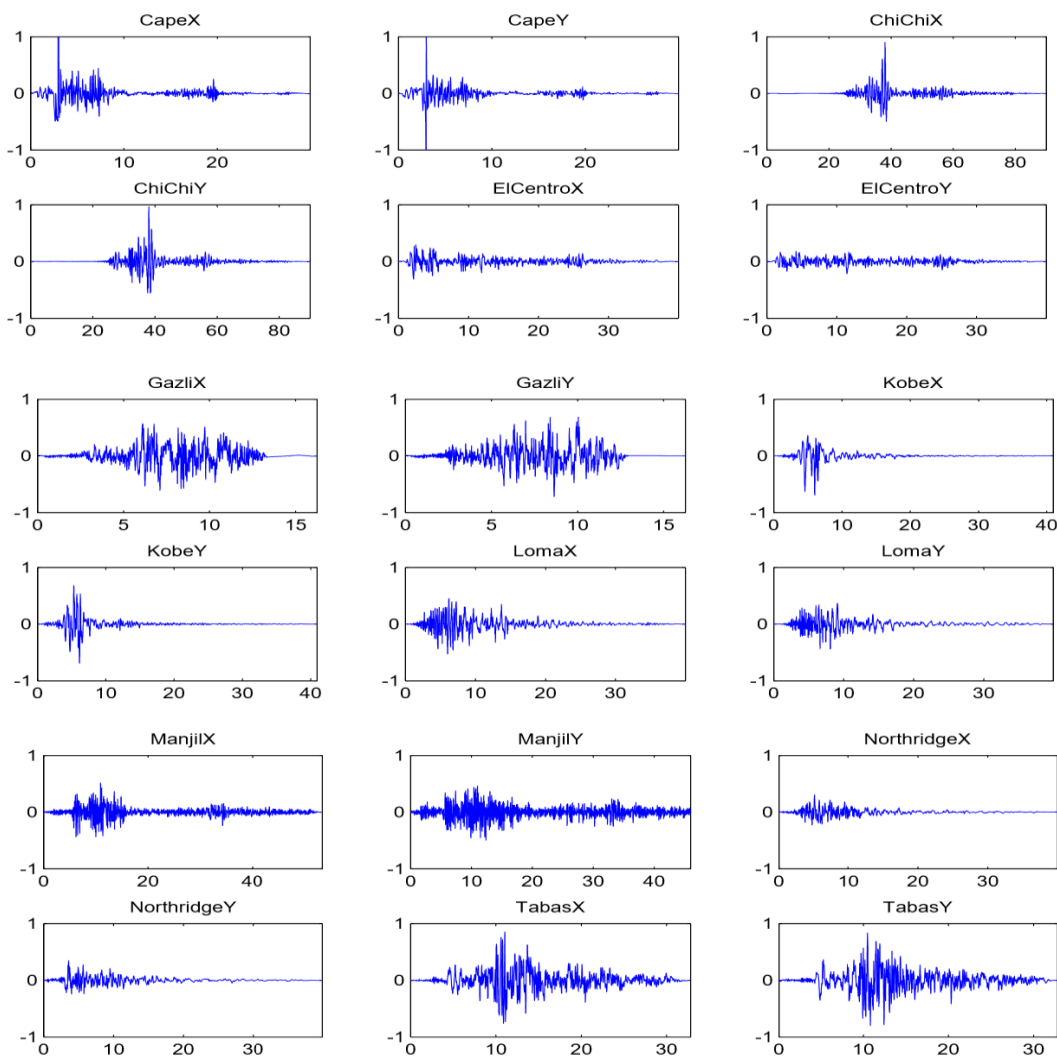
(الف)

شکل ۳-۵ گسسته سازی مقاطع برای المانهای فایبر: (الف) نمونه مقطع ستون (ب) مقطع تیر (ج) مقطع مهاربند

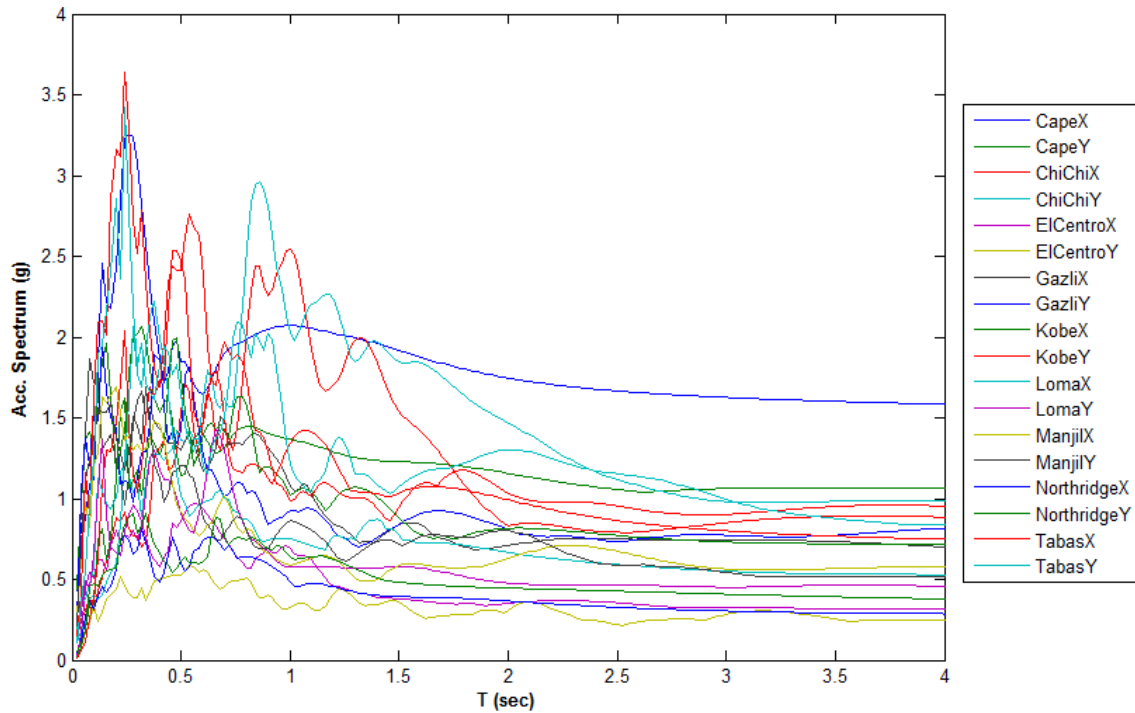
۶-۳- فریضات تحلیل IDA

۶-۳-۱- رکوردهای لرزه‌ای در نظر گرفته شده

برای انجام تحلیل IDA در این پایان نامه، تعداد ۱۸ رکورد زلزله با فواصل متوسط (R) و بزرگای (M) بین ۶.۰ تا ۷.۵ ریشتر بروی خاک‌های نوع C و D منطبق بر شرایط خاک نوع III و IV آیین نامه ۲۸۰۰ برای قاب‌ها در نظر گرفته شده است. در شکل ۶-۳ نمودار شتاب-زمان کلیه این شتاب‌نگاشت‌ها ارائه شده است. همچنین در شکل ۷-۳ نمودار طیف پاسخ شتاب الاستیک همه این زلزله‌ها با میرایی ۵٪ ترسیم شده است. در جدول ۶-۳ نیز مشخصات زلزله‌ها شامل نام زلزله، سال وقوع زلزله، نام ایستگاه ثبت‌کننده زلزله، مقدار بیشینه شتاب زلزله (PGA)، مدت زمان رکورد زلزله، فاصله از گسل، نوع خاک و بزرگای آورده شده است.



شکل ۶-۳ شتابنگاشت‌های در نظر گرفته شده برای تحلیل دینامیکی افزاینده (محور افقی کلیه نمودارها زمان و بر حسب ثانیه و محور قائم شتاب و بر حسب g می‌باشند).



شکل ۳-۷ طیف شتاب زلزله های در نظر گرفته شده برای تحلیل IDA

جدول ۳-۶ مشخصات زلزله های در نظر گرفته شده برای تحلیل IDA.

نام زلزله، تاریخ وقوع و رکورد ثبت شده	PGA (g)	T(s)	Soil	M	R(km)
CAPE MENDOCINO E-W 04/25/92 1806	1.497	29.96	C,D	6.5	31.2
CAPE MENDOCINO S-N 04/25/92 1806	1.039	29.96	C,D	6.7	32.6
CHI-CHI 09/20/99, CHY080, N (CWB)	0.901	89.99	C,C	6.0	31.7
CHI-CHI 09/20/99, CHY080, W (CWB)	0.967	89.99	C,-	6.9	25.8
IMPERIAL VALLEY 5/19/40 0439, EL CENTRO ARRAY #9, 180	0.312	39.98	C,D	7.1	21.2
IMPERIAL VALLEY 5/19/40 0439, EL CENTRO ARRAY #9, 270	0.214	39.98	C,D	6.2	22.4
GAZLI 5/17/76, KARAKYR, 000	0.608	16.255	C,D	7.0	28.7
GAZLI 5/17/76, KARAKYR, 090	0.717	16.255	C,D	7.5	24.4
KOBE 01/16/95 2046, TAKARAZU, 000 (CUE)	0.693	40.94	C,C	6.6	21.9
KOBE 01/16/95 2046, TAKARAZU, 090 (CUE)	0.693	40.94	C,D	6.7	31.6
LOMA PRIETA 10/18/89 00:05, CAPITOLA, 000 (CDMG STATION 47125)	0.528	39.945	C,D	7.5	24.4
LOMA PRIETA 10/18/89 00:05, CAPITOLA, 090 (CDMG STATION 47125)	0.443	39.945	C,D	7.0	32.6
MANJIL, IRAN 06/20/90 2100, LONGITUDINAL COMP	0.514	53.48	C,D	6.6	31.7
MANJIL, IRAN TRANSVERSE 06/20/90 2100, COMP	0.496	45.96	C,-	6.2	21.2
NORTHRIDGE 01/17/94 1231, ARLETA, 090 (CDMG STATION 24087)	0.308	39.96	C,D	6.8	25.5
NORTHRIDGE 01/17/94 1231, ARLETA, 360 (CDMG STATION 24087)	0.344	39.96	C,D	7.0	28.8
TABAS, IRAN 09/16/78 : , TABAS, LN	0.851	32.8	C,D	7.4	32.9
TABAS, IRAN 09/16/78 : , TABAS, TR	0.835	32.8	C,D	7.1	31.6

۳-۶-۲- روند انجام تحلیل IDA

برای انجام تحلیل IDA ابتدا کلیه رکوردها به مقدار PGA خود مقیاس شدند و سپس ضرایب λ به صورت رابطه زیر در نظر گرفته شده [۱۶]:

$$\lambda_i = \lambda_{i-1} + \alpha \times (i - 1)$$

که در آن α یک ضریب ثابت و برابر با 0.1 و i هم شماره λ است. از این رو با در نظر گرفتن λ اولیه برابر با 0.005 مقادیر بعدی به صورت جدول ۳-۷ در نظر گرفته شدند. لازم به ذکر است که این تحلیل‌ها در یک سیستم رایانه ای با CPU Intel® Core i7 2.2 GHz up to 3.2 GHz و با RAM 8GB انجام شد و هر نقطه نشان داده شده در شکل‌های حاصل از تحلیل IDA مربوط به یک تحلیل دینامیکی غیرخطی بوده و بسته به مدل و رکورد بین ۱ تا ۳ ساعت زمان اجرا نیاز داشتند و در مجموع بالغ بر ۱۰۰۰ تحلیل دینامیکی انجام شده‌است.

جدول ۳-۷ ضرایب λ در نظر گرفته به عنوان ضریب PGA برای انجام تحلیل IDA

i	λ
1	0.005
2	0.1
3	0.3
4	0.6
5	1
6	1.5
7	2.1
8	2.8
9	3.6
10	4.5
11	5.5
12	6.6
13	7.8
14	9.1
15	10.5
16	12
17	13.6
18	15.3
19	17.1
20	19

فصل ۴

تحليل مدل‌ها و نتایج حاصله

در فصل گذشته، مشخصات مدل‌های سازه‌ای و فرضیات و نحوه‌ی انجام تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بیان شد. در این فصل در دو بخش کلی به ارائه و تفسیر نتایج حاصل از تحلیل‌های فوق پرداخته می‌شود. در بخش اول نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی برای قاب‌های خمشی بتنی و هم‌چنین قاب‌های بتنی مهاربندی شده ارائه می‌شود. این نتایج شامل منحنی‌های ظرفیت سازه تحت بارگذاری‌های یکنواخت و مثلثی، مقادیر بیشینه ظرفیت باربری، سختی الاستیک و تغییرمکان سازه می‌باشد. در بخش بعدی نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی IDA برای قاب‌های خمشی و مهاربندی شده ارائه می‌گردد. این نتایج شامل منحنی‌های IDA تحت ۱۸ شتاب‌نگاشت مختلف، منحنی‌های خلاصه شده IDA و منحنی‌های شکنندگی بمنظور تعیین احتمال وقوع حالات حدی در سازه می‌باشد.

۴-۲ - نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی

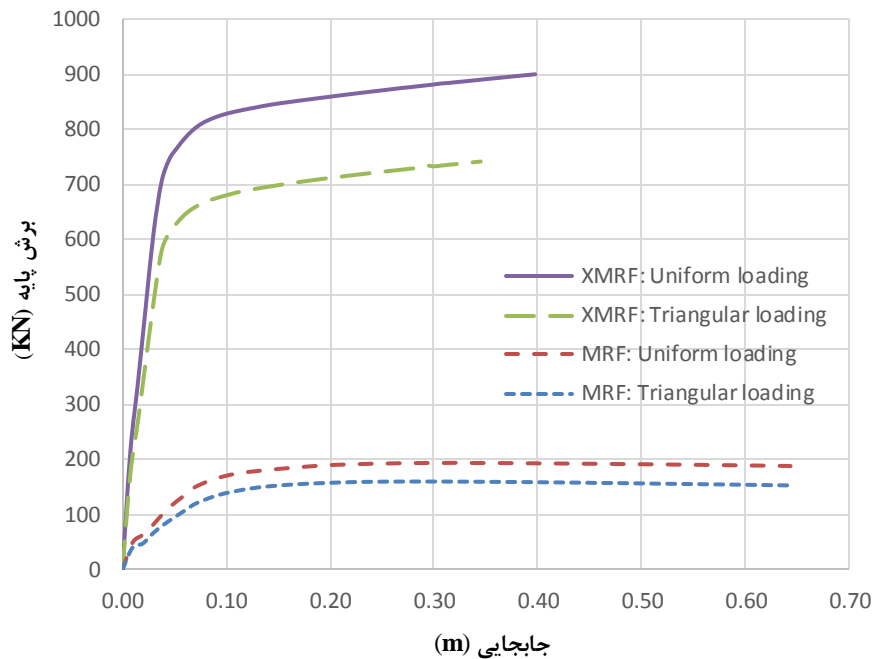
در این بخش نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی برای قاب‌های خمشی بتنی و هم‌چنین قاب‌های بتنی مهاربندی شده ارائه می‌شود. این نتایج شامل منحنی‌های ظرفیت سازه تحت بارگذاری‌های یکنواخت و مثلثی، مقادیر بیشینه ظرفیت باربری، سختی الاستیک و تغییرمکان سازه می‌باشد.

۴-۲-۱ - منحنی ظرفیت قاب ۴ طبقه با مهاربندی و بدون آن

منحنی ظرفیت قاب خمشی و قاب مهاربندی شده چهار طبقه تحت دو نوع بارگذاری مثلثی و یکنواخت در شکل ۴-۱ آمده است. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود و قبلاً هم بدان اشاره شده بود هم در قاب خمشی و هم در قاب مهاربندی شده، برش پایه حاصل از بارگذاری یکنواخت مقدار بیشتری نسبت به برش پایه حاصل از بارگذاری مثلثی دارد. دلیل این امر نیز پایین‌تر بودن محل اثر برآیند نیروها در بارگذاری یکنواخت نسبت به بارگذاری مثلثی می‌باشد.

نکته مهم دیگری که در شکل ۴-۱ دیده می‌شود آن است که افزودن سیستم مهاربندی به قاب خمشی سبب افزایش قابل توجهی در مقدار برش پایه یا عبارتی ظرفیت قاب و از طرف دیگر کاهش تغییرمکان‌های آن شده است. این مسئله در هر دو نوع بارگذاری یکنواخت و مثلثی دیده می‌شود. هم‌چنین همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود، شیب اولیه منحنی پوش‌آور که بیانگر میزان سختی قاب است در اثر افزودن سیستم مهاربندی افزایش می‌یابد. بنابراین می‌توان گفت افزودن سیستم مهاربند فولادی به قاب خمشی بتنی چهار طبقه سبب افزایش مقاومت و سختی و کاهش

تغییر مکان آن می‌شود.

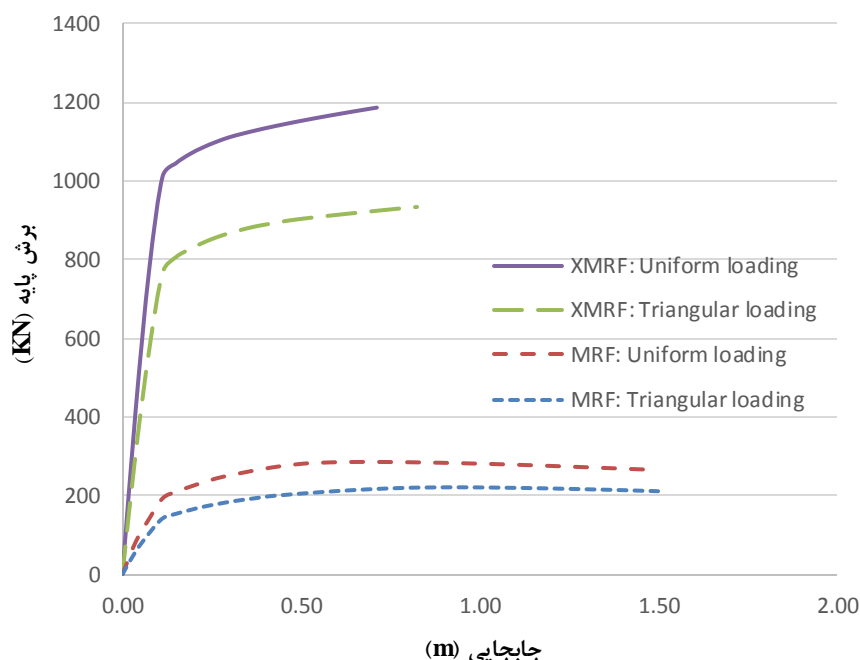


شکل ۴-۱ منحنی ظرفیت قاب های ۴ طبقه همراه با مهاربندی ضربدری و بدون آن تحت بارگذاری یکنواخت و مثلثی

۴-۲-۲- منحنی ظرفیت قاب ۸ طبقه با مهاربندی و بدون آن

منحنی ظرفیت قاب خمشی و قاب مهاربندی شده هشت طبقه تحت دو نوع بارگذاری مثلثی و یکنواخت در شکل ۴-۲ آمده است. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود هم در قاب خمشی و هم در قاب مهاربندی شده، برش پایه حاصل از بارگذاری یکنواخت مقدار بیشتری نسبت به برش پایه حاصل از بارگذاری مثلثی دارد.

نکته مهم دیگری که در شکل ۴-۲ دیده می‌شود آن است که افزودن سیستم مهاربندی به قاب خمشی سبب افزایش قابل توجهی در مقدار برش پایه یا عبارتی ظرفیت قاب و از طرف دیگر کاهش تغییر مکان‌های آن شده است. این مسئله در هر دو نوع بارگذاری یکنواخت و مثلثی دیده می‌شود. هم چنین همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود، شیب اولیه منحنی پوش‌آور که بیانگر میزان سختی قاب است در اثر افزودن سیستم مهاربندی افزایش می‌یابد. بنابراین می‌توان گفت افزودن سیستم مهاربند فولادی به قاب خمشی بتنی هشت طبقه نیز سبب افزایش مقاومت و سختی و کاهش تغییر مکان آن می‌شود.

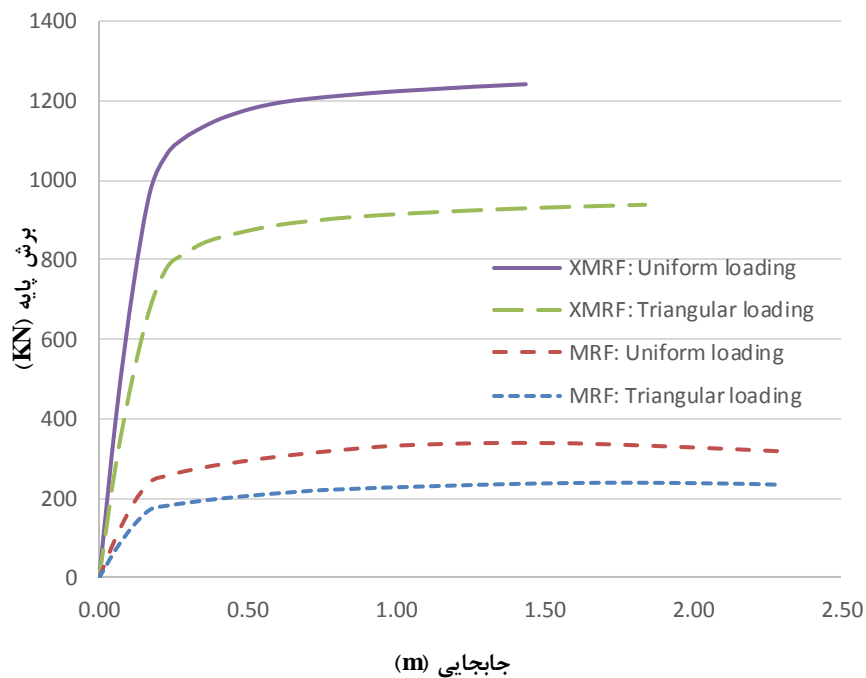


شکل ۲-۴ منحنی ظرفیت قاب های ۸ طبقه همراه با مهاربندی ضربدری و بدون آن تحت بارگذاری یکنواخت و مثلثی

۲-۳-۴- منحنی ظرفیت قاب ۱۲ طبقه با مهاربندی و بدون آن

منحنی ظرفیت قاب خمشی و قاب مهاربندی شده ۱۲ طبقه تحت دو نوع بارگذاری مثلثی و یکنواخت در شکل ۳-۴ آمده است. همانطور که در این شکل مشاهده می شود هم در قاب خمشی و هم در قاب مهاربندی شده، برش پایه حاصل از بارگذاری یکنواخت مقدار بیشتری نسبت به برش پایه حاصل از بارگذاری مثلثی دارد.

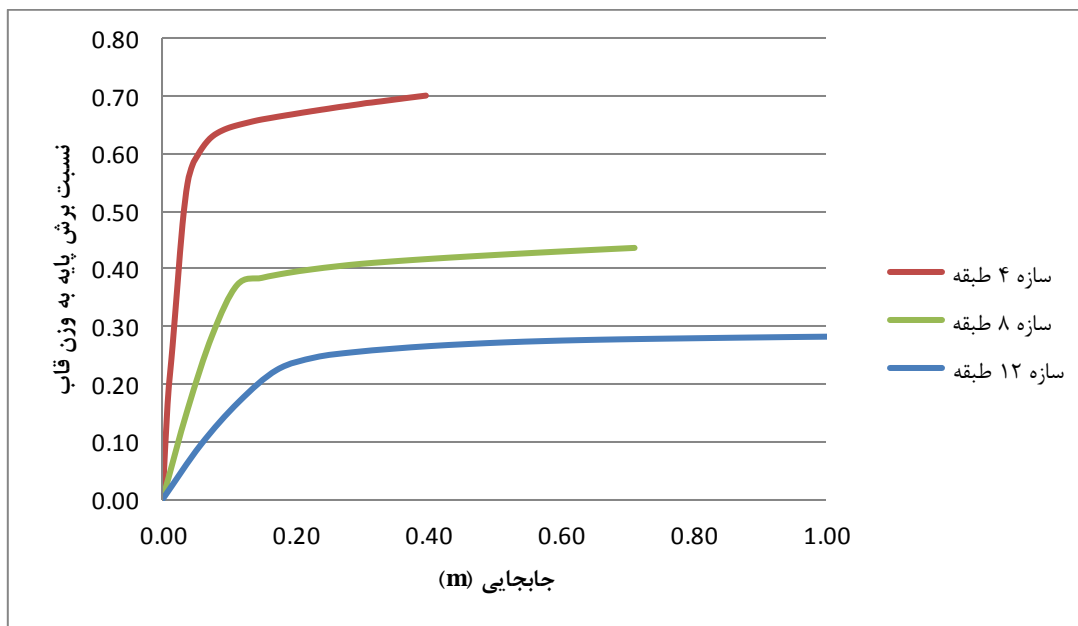
نکته مهم دیگری که در شکل ۳-۴ دیده می شود آن است که افزودن سیستم مهاربندی به قاب خمشی سبب افزایش قابل توجهی در مقدار برش پایه یا عبارتی ظرفیت قاب و از طرف دیگر کاهش تغییرمکان های آن شده است. این مسئله در هر دو نوع بارگذاری یکنواخت و مثلثی دیده می شود. هم چنین همانطور که در این شکل مشاهده می شود، شیب اولیه منحنی پوش آور که بیانگر میزان سختی قاب است در اثر افزودن سیستم مهاربندی افزایش می یابد. بنابراین می توان گفت افزودن سیستم مهاربند فولادی به قاب خمشی بتنی ۱۲ طبقه نیز سبب افزایش مقاومت و سختی و کاهش تغییرمکان آن می شود.



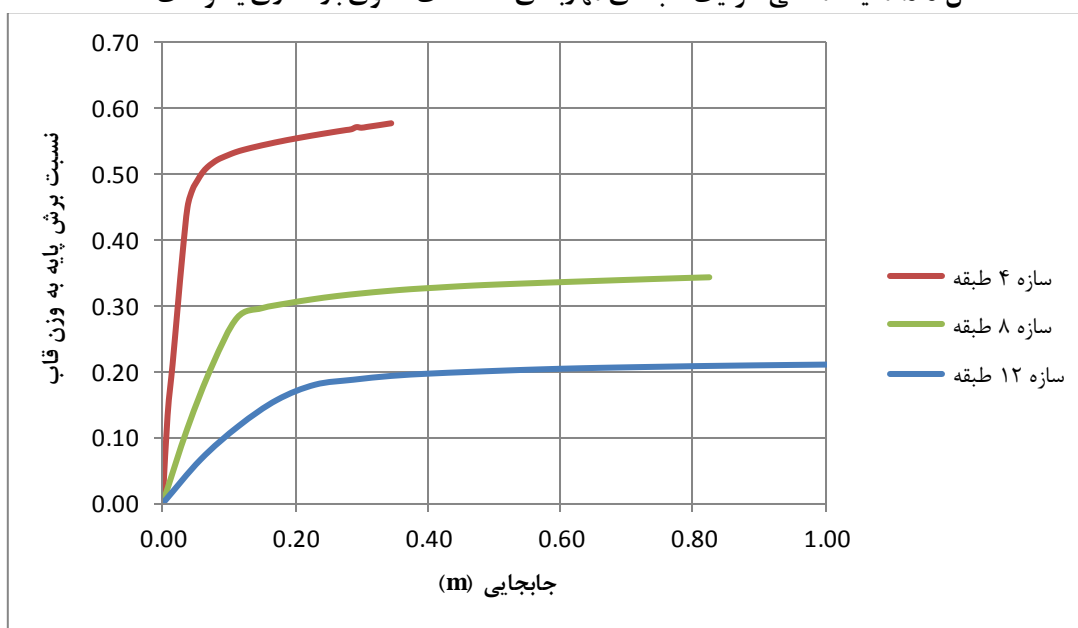
شکل ۴-۳ منحنی ظرفیت قاب های ۱۲ طبقه همراه با مهاربندی ضربدری و بدون آن تحت بارگذاری یکنواخت و مثلثی

۴-۲-۴- مقایسه منحنی ظرفیت قاب‌های مهاربندی شده

منحنی ظرفیت قاب‌های مهاربندی شده در تحلیل استاتیکی غیرخطی تحت الگوهای بارگذاری یکنواخت و مثلثی به ترتیب در شکل ۴-۴ و شکل ۴-۵ مورد مقایسه قرار گرفته است. به منظور مقایسه ظرفیت قاب‌های مهاربندی شده با تعداد طبقات مختلف، لازم است برش پایه‌ی حاصل تحلیل به نسبت وزن قاب‌ها نرمالیزه شود. همانطور که در این دو شکل دیده می‌شود ظرفیت سازه به ازای یک تغییر مکان جانبی ثابت، با افزایش ارتفاع کاهش می‌یابد. این مسئله تحت هر دو الگوی بارگذاری جانبی صادق است. در ادامه و در بخش مربوط به نتایج حاصل از تحلیل IDA دیده می‌شود که ظرفیت سازه در تحلیل دینامیکی افزایشی نیز با افزایش ارتفاع کاهش می‌یابد.



شکل ۴-۴: مقایسه منحنی ظرفیت قاب‌های مهاربندی شده تحت الگوی بارگذاری یکنواخت



شکل ۴-۵: مقایسه منحنی ظرفیت قاب‌های مهاربندی شده تحت الگوی بارگذاری مثلثی

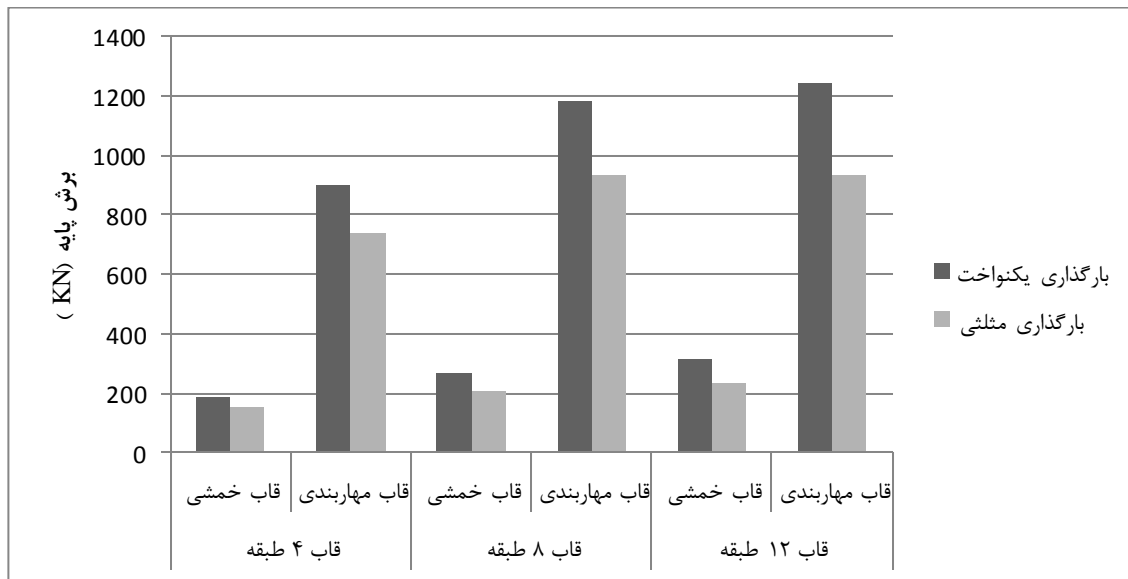
۴-۲-۵- تأثیر سیستم مهاربندی در افزایش مقاومت قاب

در جدول ۴-۱ حداکثر مقدار مقاومت به دست آمده در تحلیل پوش آور برای قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت هر دو نوع بارگذاری یکنواخت و مثلثی ارائه شده است. این مقاومت بیانگر بیشترین میزان ظرفیت باربری سازه قبل از گسیختگی می‌باشد. به منظور مقایسه بهتر، نتایج موجود در این جدول در شکل ۴-۶ ارائه شده است.

جدول ۴-۱: مقدار برش پایه یا مقاومت قاب (KN)

قاب ۱۲ طبقه		قاب ۸ طبقه		قاب ۴ طبقه		
قاب مهاربندی	قاب خمشی	قاب مهاربندی	قاب خمشی	قاب مهاربندی	قاب خمشی	
۱۲۴۱	۳۱۸	۱۱۸۶	۲۶۶	۸۹۸	۱۸۸	بارگذاری یکنواخت
۹۳۷	۲۳۵	۹۳۳	۲۱۱	۷۳۷	۱۵۲	بارگذاری مثلثی

همانطور که در شکل ۴-۶ مشاهده می‌شود، افزودن مهاربند به سیستم قاب خمشی بتنی در تمامی نمونه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه سبب افزایش قابل ملاحظه‌ای در میزان ظرفیت باربری سازه می‌شود. با توجه به این نتایج می‌توان گفت که در طراحی قاب‌های خمشی بتنی برای کسب میزان مشخصی از مقاومت، به جای افزایش بعد ستون‌ها و کاهش فضای مفید سازه می‌توان از سیستم مهاربندی استفاده نمود.



شکل ۴-۶: تاثیر سیستم مهاربندی در افزایش مقاومت قاب

۴-۲-۶- تاثیر سیستم مهاربندی در افزایش سختی قاب

سختی یا عبارت دقیق‌تر سختی الاستیک، شیب منحنی ظرفیت سازه در بخش الاستیک خطی اولیه می‌باشد. این مقدار از تقسیم برش پایه متناظر با حالت خطی بر تغییر مکان مربوطه به دست می‌آید. مقادیر سختی الاستیک قاب‌های خمشی و مهاربندی شده ۴، ۸ و ۱۲ طبقه در جدول ۴-۲ ارائه شده است. به منظور مقایسه بهتر نتایج، مقادیر این جدول در شکل ۴-۷

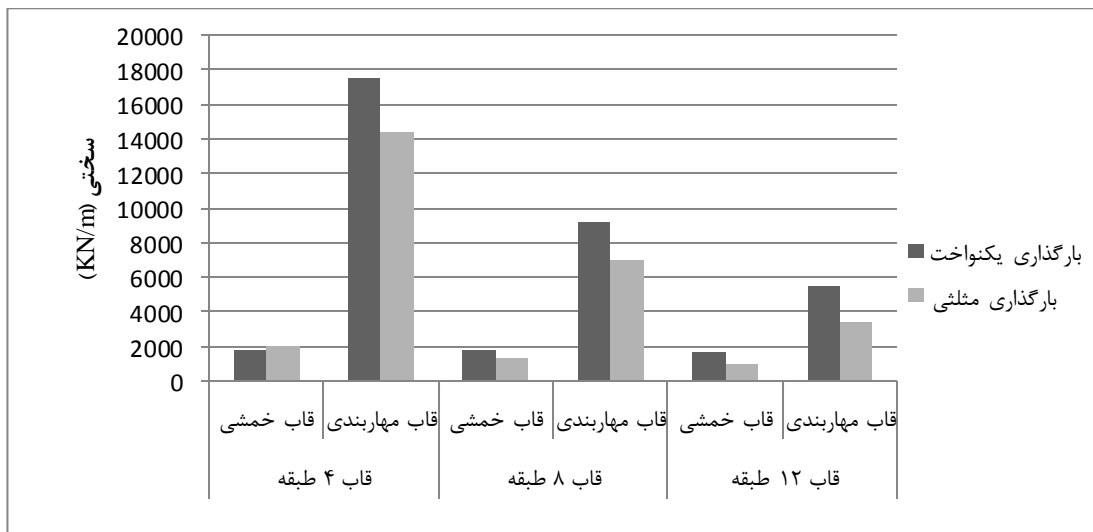
به صورت نمودار آمده است.

جدول ۴-۲: مقدار سختی قاب (KN/m)

قاب ۱۲ طبقه		قاب ۸ طبقه		قاب ۴ طبقه		
قاب مهاربندی	قاب خمشی	قاب مهاربندی	قاب خمشی	قاب مهاربندی	قاب خمشی	
۵۵۱۱	۱۶۹۰	۹۱۹۰	۱۷۵۴	۱۷۵۷۵	۱۷۵۰	بارگذاری یکنواخت
۳۴۰۰	۱۰۱۱	۶۹۶۳	۱۲۹۰	۱۴۴۲۵	۲۰۰۰	بارگذاری مثلثی

همانطور که در شکل ۷-۴ مشاهده می شود افزودن سیستم مهاربندی به قاب های خمشی بتنی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه سبب افزایش چشمگیری در میزان سختی آنها می شود. این افزایش سختی تحت هر دو نوع بارگذاری یکنواخت و مثلثی وجود دارد. مشکل اصلی سازه هایی که دارای سیستم قاب خمشی می باشد کمبود سختی است و از طرفی در سازه های دارای قاب خمشی بتنی اصولاً بمنظور رفع این کمبود از دیوارهای برشی بتنی استفاده می شود که دارای مشکلات خاص خود می باشد. بنابراین با توجه به نتایج این بخش می توان گفت که سیستم مهاربند فولادی در قاب های خمشی بتنی می تواند جایگزین مناسبی برای دیوارهای برشی بتنی باشد.

نکته دیگری که در شکل ۷-۴ مشاهده می شود این است که تاثیر افزایش سختی الاستیک در اثر افزودن سیستم مهاربندی در قاب های ۴ طبقه بیش از قاب های ۸ و ۱۲ طبقه می باشد. دلیل این امر نیز آن است که در سازه های بلندمرتبه تر به دلیل اثرات مودهای بالا تاثیر سختی پلاستیک بیش از سختی الاستیک خطی می باشد. بنابراین می توان گفت سیستم مهاربندی در افزایش سختی الاستیک سازه های کوتاه تر تاثیر بیشتری دارد.



شکل ۷-۴: تاثیر سیستم مهاربندی در افزایش سختی قاب

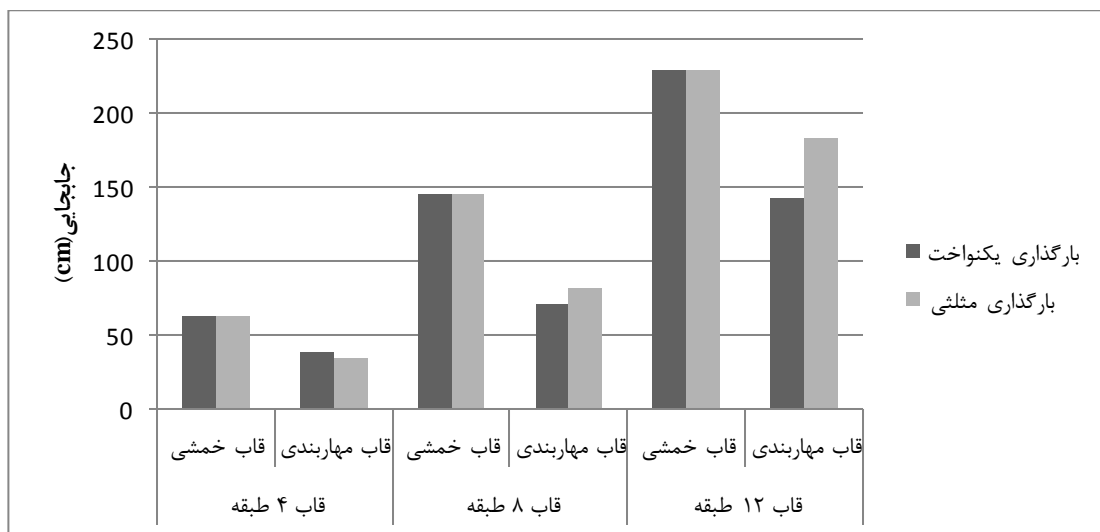
۴-۲-۷- تاثیر سیستم مهاربندی در کاهش تغییرمکان قاب

در جدول ۳-۴ مقدار تغییرمکان حداکثر قابهای ۴، ۸ و ۱۲ طبقه قبل از گسیختگی تحت بارگذاری یکنواخت و مثلثی ارائه شده است. نتایج این جدول در شکل ۴-۸ بصورت نمودار نیز آمده است.

جدول ۳-۴: مقدار تغییرمکان قاب (cm)

قاب ۱۲ طبقه		قاب ۸ طبقه		قاب ۴ طبقه		
قاب مهاربندی	قاب خمشی	قاب مهاربندی	قاب خمشی	قاب مهاربندی	قاب خمشی	
۱۴۳	۲۳۰	۷۱	۱۴۶	۳۹	۶۳	بارگذاری یکنواخت
۱۸۴	۲۳۰	۸۲	۱۴۶	۳۴	۶۳	بارگذاری مثلثی

همانطور که در شکل ۴-۸ مشاهده می‌شود افزودن مهاربند به قاب‌های خمشی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه سبب کاهش تغییرمکان آن‌ها می‌شود. این مسئله بسیار حائز اهمیت می‌باشد زیرا دریافت زیاد در قاب‌های خمشی همواره یک مشکل در طراحی این قاب‌ها بوده است. با توجه به نتایج این بخش دیده می‌شود که افزودن سیستم مهاربند فولادی به قاب خمشی بتنی نیز می‌تواند یک راهکار در زمینه کنترل دریافت سازه باشد.



شکل ۴-۸: تاثیر سیستم مهاربندی در کاهش تغییرمکان قاب

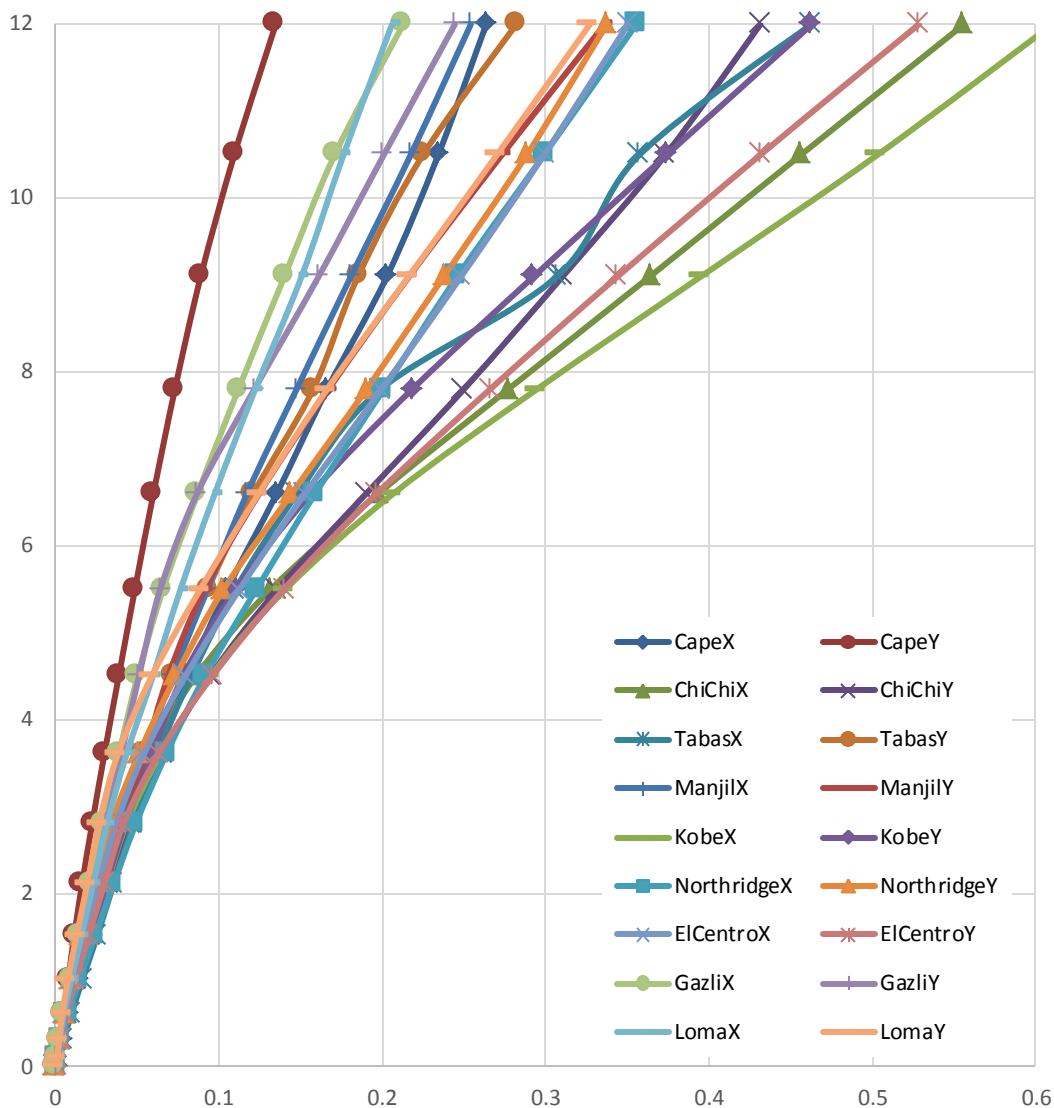
۴-۳- نتایج حاصل از تحلیل IDA

ویژگی مهم تحلیل IDA شتاب‌نگاشت‌ها و مدل سازه‌ای است بگونه‌ای که وقتی مدل تحت شتاب‌نگاشت‌های متفاوتی قرار می‌گیرد اغلب پاسخ‌های متفاوتی بروز می‌دهد که پیش‌بینی آن پیش از انجام تحلیل مشکل است. در این بخش منحنی‌های IDA تحت ۱۸ شتاب‌نگاشت مختلف،

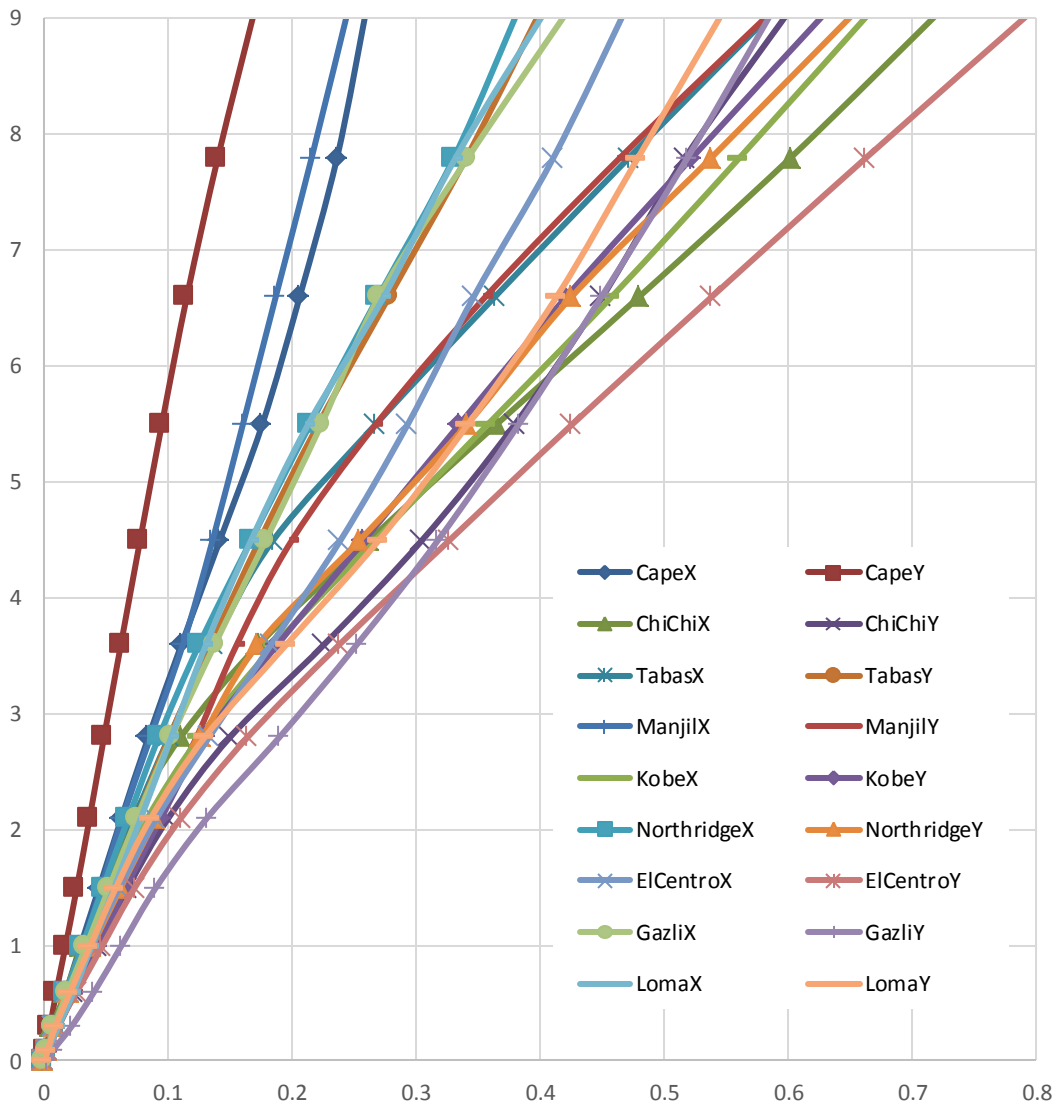
منحنی‌های خلاصه‌شده IDA و منحنی‌های شکنندگی مدل‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه‌ی خمشی و مهاربندی‌شده ارائه می‌شود.

۴-۳-۱- منحنی‌های IDA قاب‌های خمشی

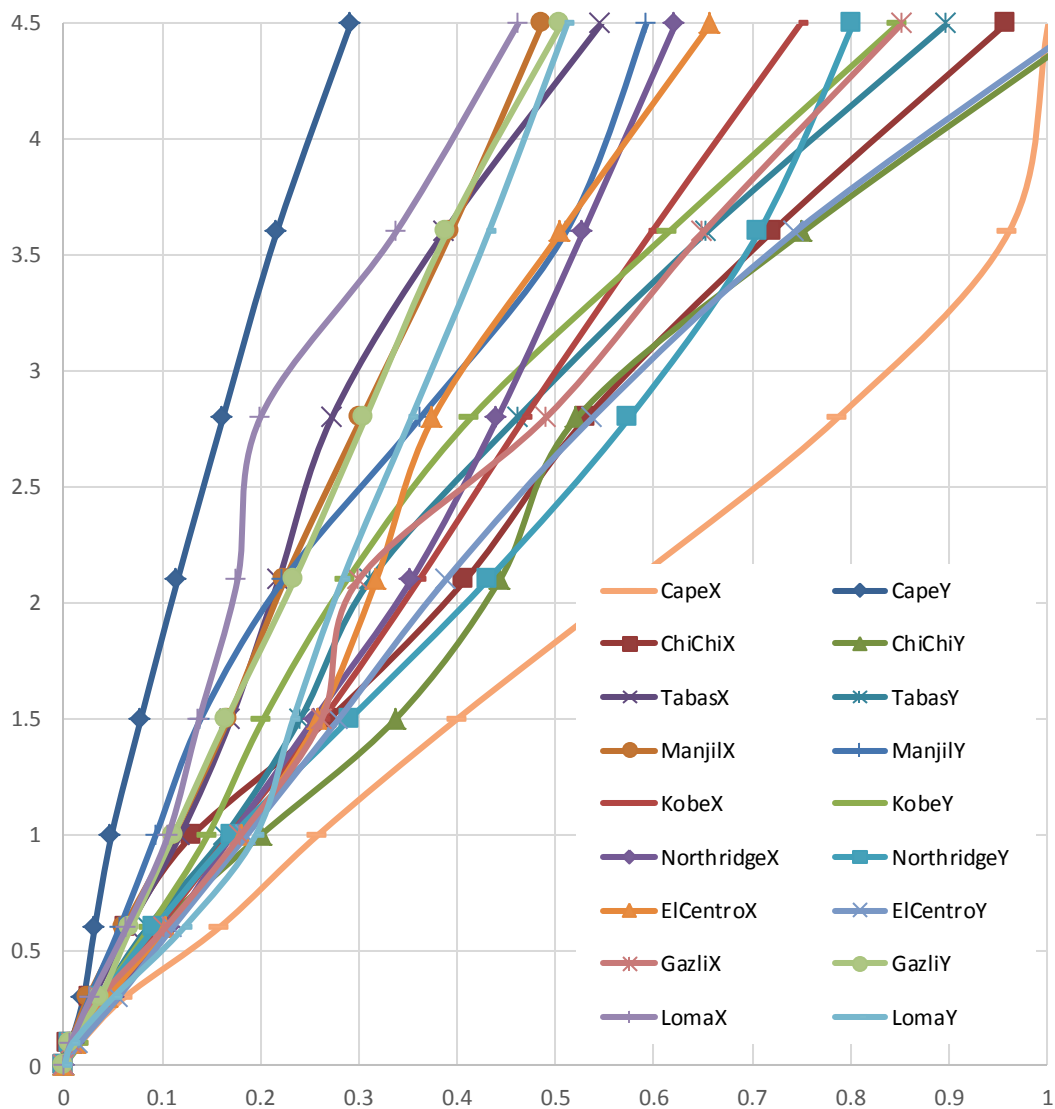
منحنی‌های IDA مربوط به قاب‌های خمشی تحت ۱۸ شتاب‌نگاشت مختلف برای سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب در شکل ۴-۹، شکل ۴-۱۰ و شکل ۴-۱۱ ارائه شده‌است. بمنظور مقایسه رفتار دینامیکی قاب‌های بتنی خمشی و مهاربندی‌شده در بخش‌های بعد، به خلاصه‌سازی و مقایسه منحنی‌های IDA پرداخته می‌شود.



شکل ۴-۹: منحنی‌های IDA برای قاب ۴ طبقه خمشی (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قائم PGA بر حسب g می‌باشد)



شکل ۴-۱: منحنی‌های IDA برای قاب ۸ طبقه خمشی (محور افقی نمودار درشت حداکثر طبقه و محور قائم PGA بر حسب g می باشد)

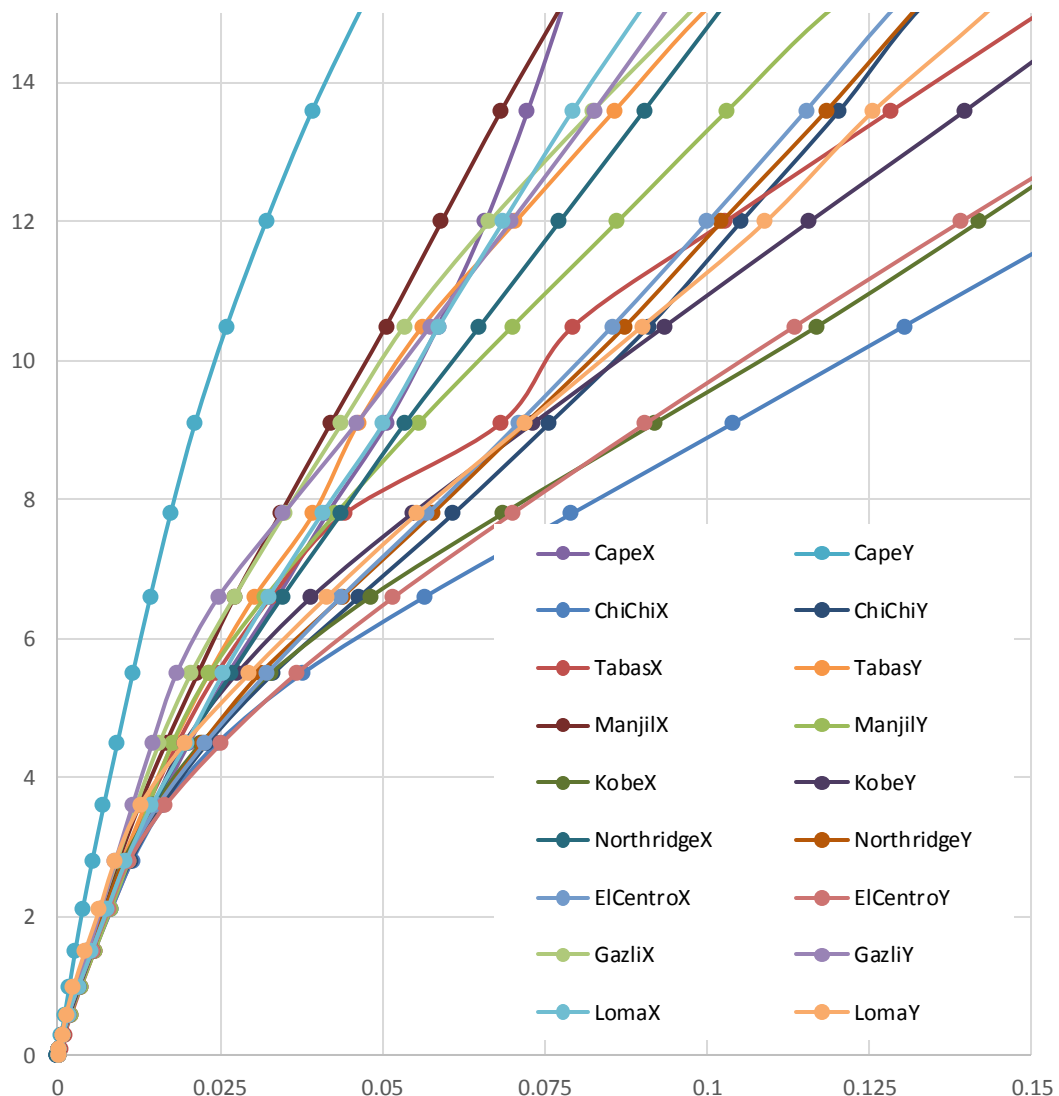


شکل ۴-۱۱: منحنی‌های IDA برای قاب ۱۲ طبقه خمشی (محور افقی نمودار در پشت حداکثر طبقه و محور قائم PGA بر حسب g می باشد)

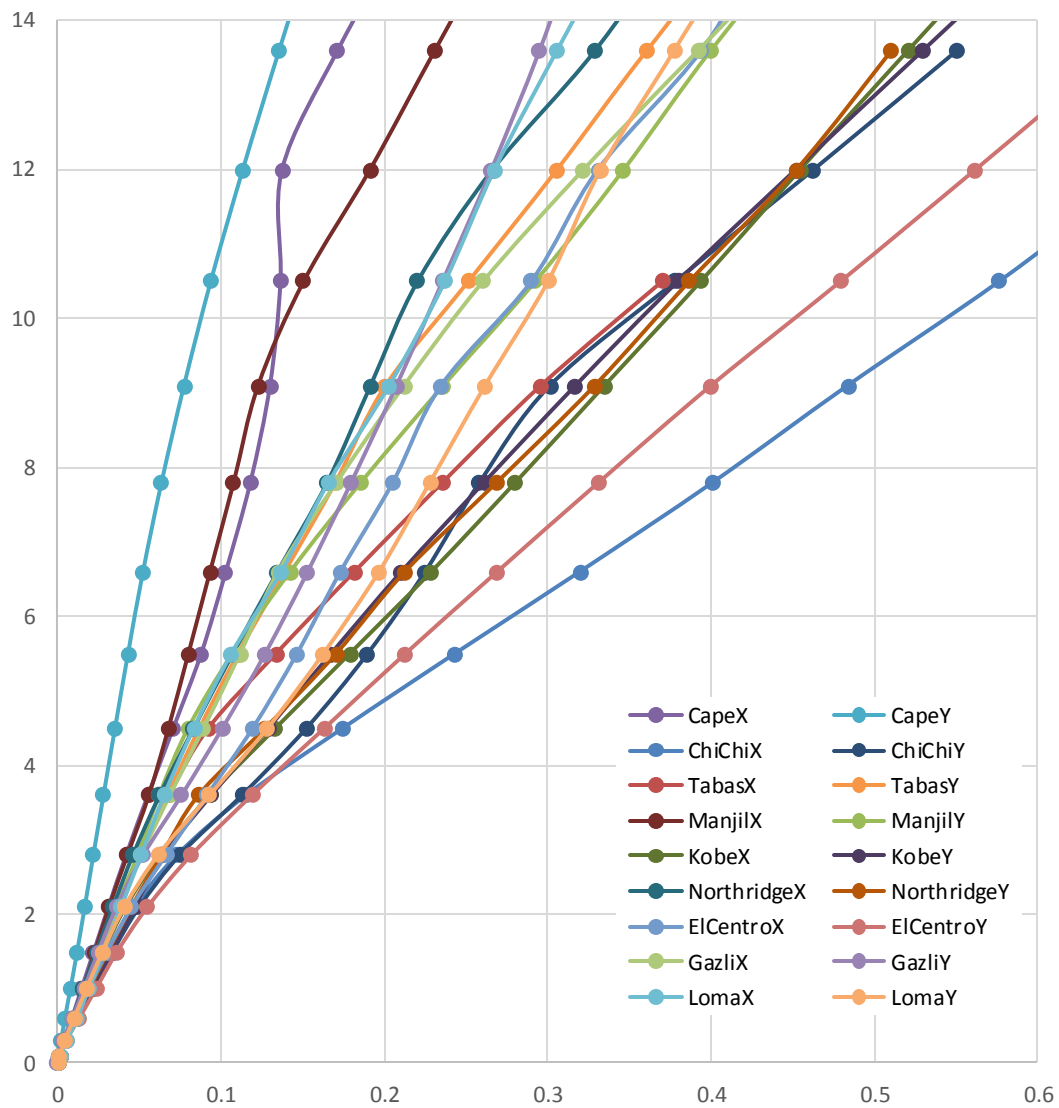
۴-۳-۲- منحنی‌های IDA قاب‌های مهاربندی شده

منحنی‌های IDA قاب‌های بتنی مهاربندی شده تحت ۱۸ شتاب‌نگاشت مختلف در مدل‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب در شکل ۴-۱۲، شکل ۴-۱۳ و شکل ۴-۱۴ ارائه شده است. همانطور که در این اشکال مشاهده می‌شود، مدل‌های مورد بررسی تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف پاسخ‌های متفاوتی در محدوده‌ی کاهش تدریجی به سمت فروریزش تا رفتار غیر یکنواخت و پیچ و تاب از خود نشان می‌دهد. هر نمودار نیازهای تحمیل شده بر سازه را در هر حرکت زمین در شدت‌های مختلف تشریح می‌کند که از نظر شباهت و تضاد کاملاً غیرقابل پیش‌بینی می‌باشند. تمام منحنی‌ها یک ناحیه خطی

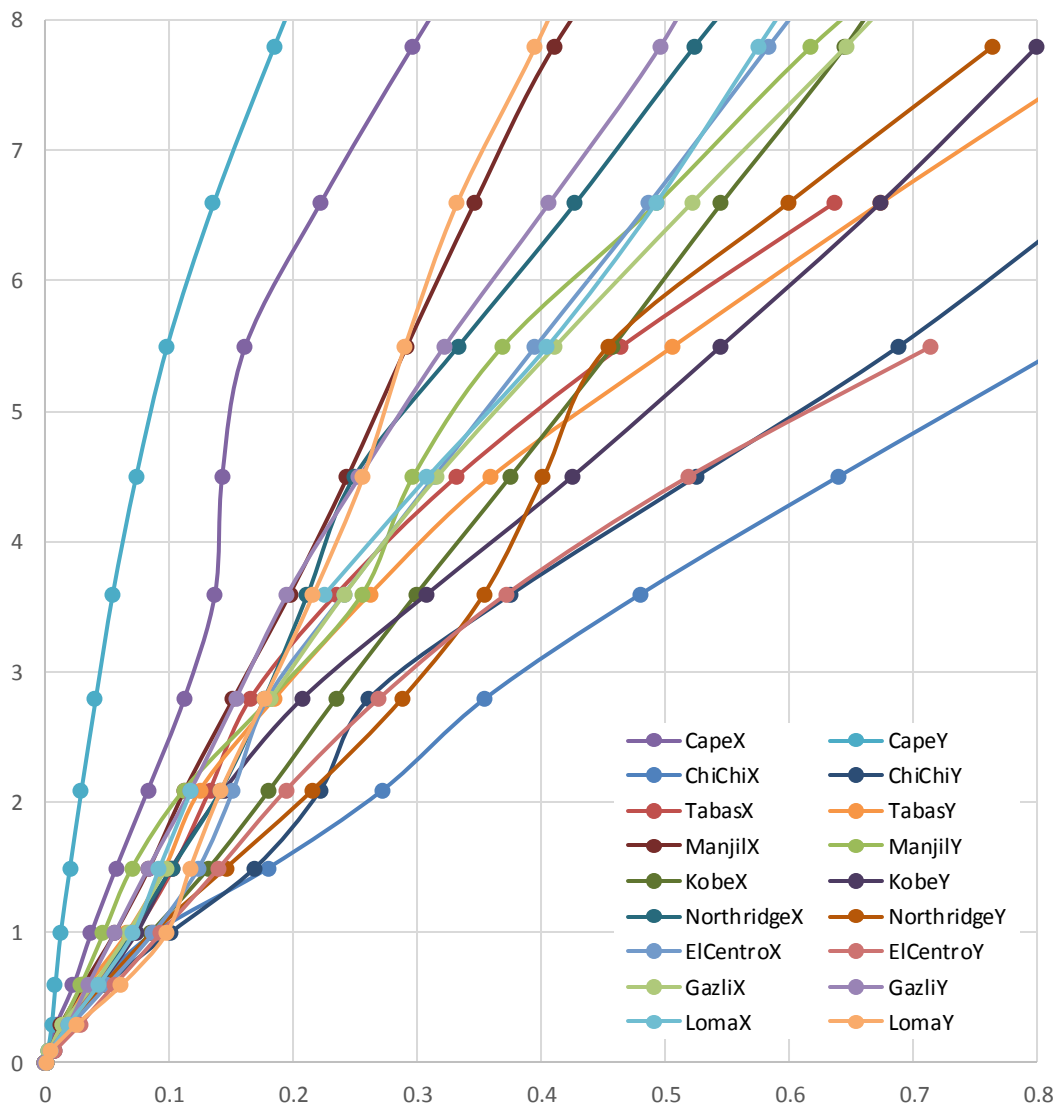
الاستیک مجزا دارند و زمانی که اولین کمانش مهاربند اتفاق می‌افتد؛ این نواحی پایان می‌یابند. در حقیقت هر مدل سازه‌ای با المان‌های الاستیک خطی در ابتدا، چنین رفتاری را نشان خواهد داد و این رفتار زمانی پایان می‌یابد که اولین غیرخطی شدن (یعنی زمانی که یک المان به انتهای محدوده‌ی الاستیک خود برسد) رخ دهد. شیب IM/DM این قسمت در هر منحنی IDA، سختی الاستیک برای هر IM یا DM نامیده می‌شود. این عامل بصورت متداول تا حدودی از یک رکورد تا رکورد دیگر متفاوت است اما اگر شاخص شدت IM اثرات موده‌های بالاتر در نظر گرفته شود، برای سیستم‌های یک درجه آزادی و حتی سیستم‌های چند درجه آزادی یکسان خواهد بود [۶].



شکل ۴-۱۲ منحنی‌های IDA برای قاب ۴ طبقه مهاربندی شده (محور افقی نمودار در بشت حداکثر طبقه و محور قائم PGA بر حسب g می‌باشد)



شکل ۴-۱۳ منحنی‌های IDA برای قاب ۸ طبقه مهاربندی‌شده (محور افقی نمودار در پشت حداکثر طبقه و محور قائم PGA بر حسب g می باشد)



شکل ۴-۱۴ منحنی‌های IDA برای قاب ۱۲ طبقه مهاربندی‌شده (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قائم PGA بر حسب g می باشد)

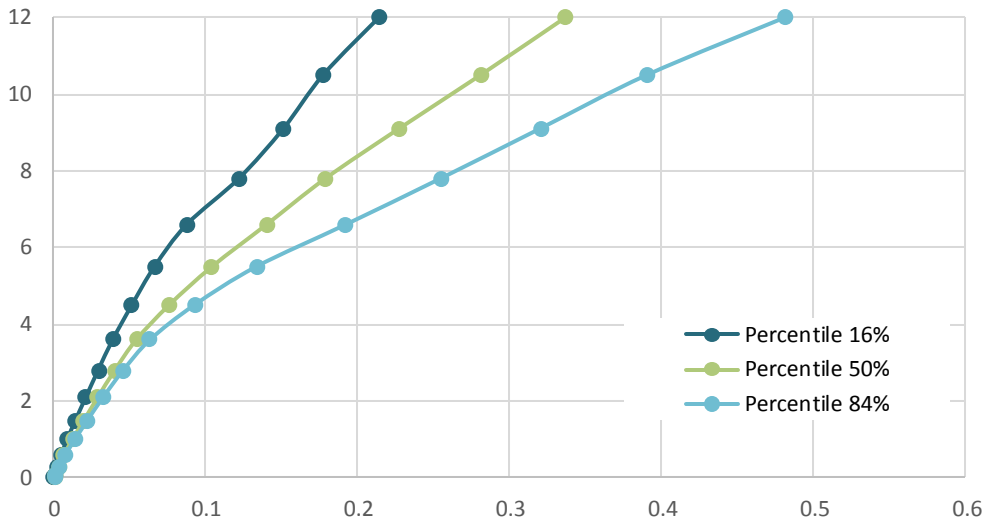
۴-۳-۳- خلاصه منحنی‌های IDA

با محاسبه و ترسیم منحنی IDA برای هر داده ثبت‌شده، تعداد زیادی داده روی هم جمع می‌شود. منحنی‌های IDA محدوده وسیعی از رفتار سازه را نشان می‌دهند و تغییرپذیری زیادی از یک داده‌ی ثبت‌شده به داده‌ی دیگر از خود نشان می‌دهند. بنابراین لازم است چنین داده‌هایی را خلاصه‌سازی نمود و مقدار تصادفی بودن داده‌ها را تعیین نمود. برای این کار به روش‌های خلاصه‌سازی مناسب نیاز است به طوری که این داده‌ها را به توزیع مناسب DM برای IM داده‌شده تبدیل نماید و به احتمال تجاوز از وضعیت حدی برای سطح IM داده‌شده دست یابد. چندین روش برای خلاصه‌سازی منحنی‌های IDA وجود دارد، اما استفاده از مقطع عرضی تقریباً انعطاف‌پذیرترین و قوی‌ترین روش می‌باشد [۶]. با یک سری محاسبات آماری که بر روی داده‌ها در هر مقدار جابجایی

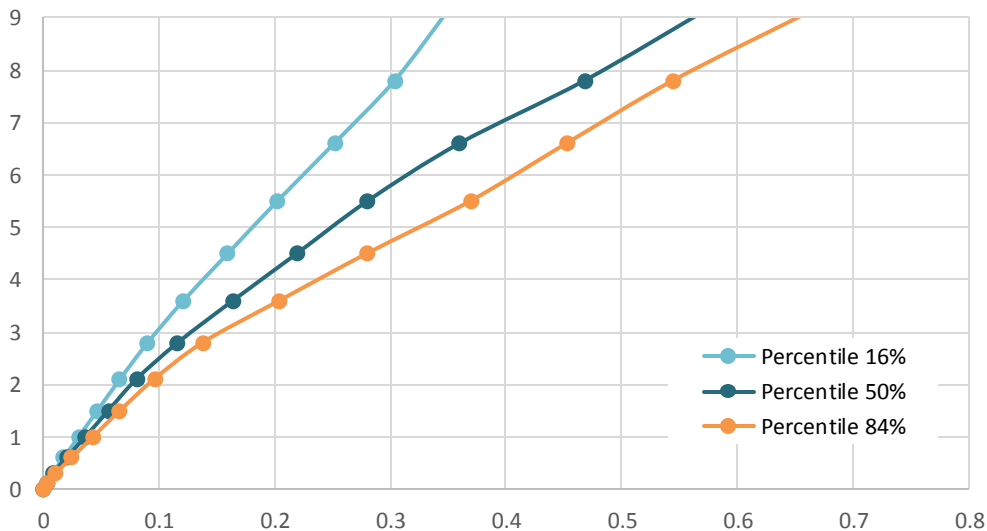
خاص انجام می شود منحنی های خلاصه سازی شده برای مقادیر صدک های ۰.۸۴، ۰.۵۰ و ۰.۱۶ محاسبه می گردد.

۱-۳-۳-۴ خلاصه منحنی های IDA قاب های خمشی

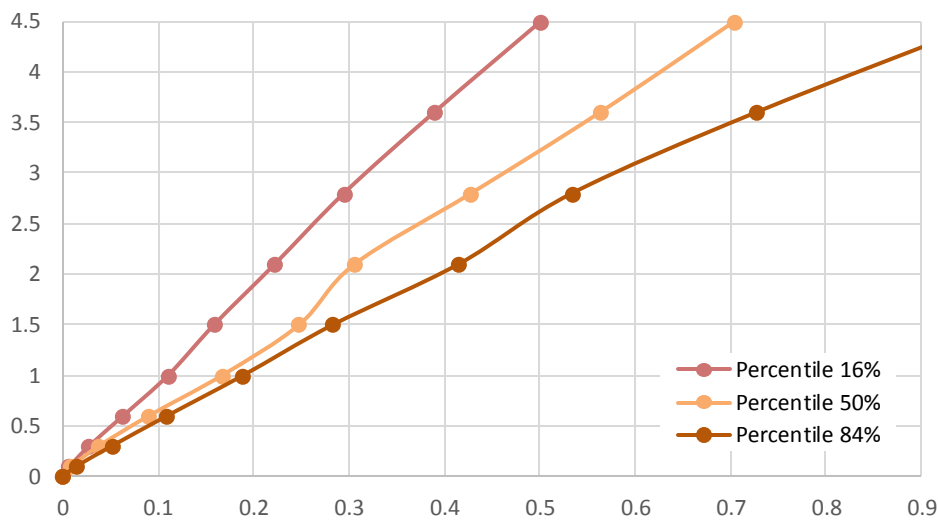
نمودارهای IDA مربوط به صدک های ۰.۸۴، ۰.۵۰ و ۰.۱۶ در قاب های خمشی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب در شکل ۴-۱۵، شکل ۴-۱۶ و شکل ۴-۱۷ ارائه شده است.



شکل ۴-۱۵: نمودارهای IDA مربوط به صدک های ۰.۱۶ و ۰.۸۴ و میانه (صدک ۰.۵۰) برای قاب ۴ طبقه خمشی (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قائم PGA بر حسب g می باشد)



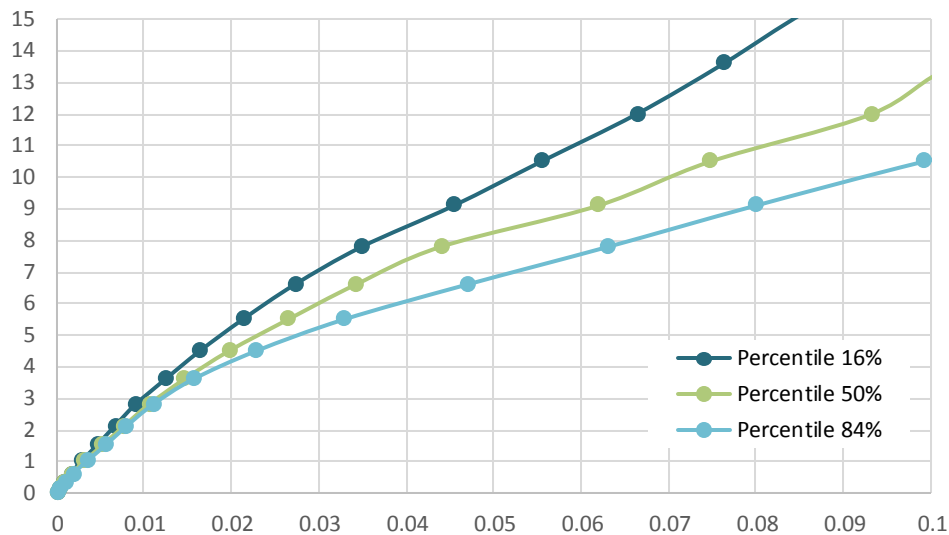
شکل ۴-۱۶: نمودارهای IDA مربوط به صدک های ۰.۱۶ و ۰.۸۴ و میانه (صدک ۰.۵۰) برای قاب ۸ طبقه خمشی (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قائم PGA بر حسب g می باشد)



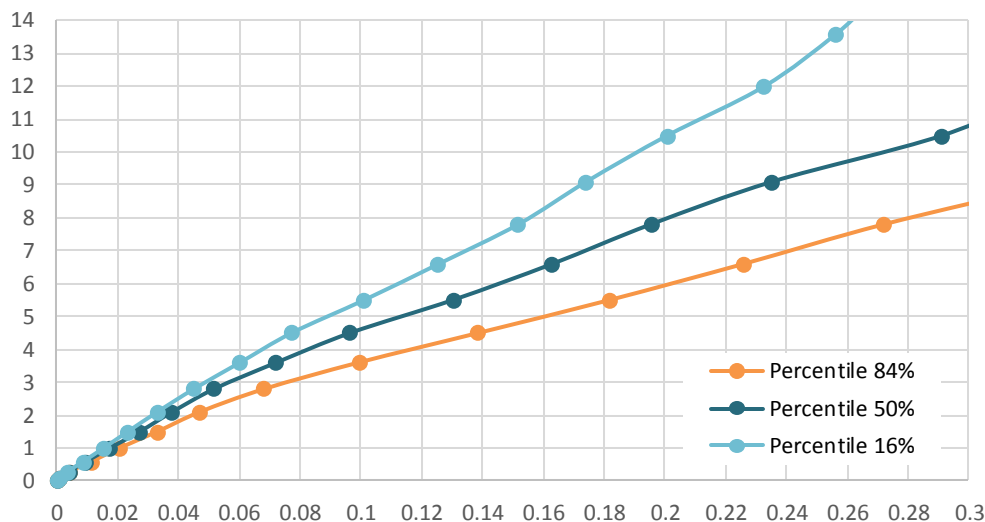
شکل ۴-۱۷: نمودارهای IDA مربوط به صدک‌های ۱۶٪ و ۸۴٪ و میانه (صدک ۵۰٪) برای قاب ۱۲ طبقه خمشی (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قائم PGA بر حسب g می باشد)

۴-۳-۳-۲- خلاصه منحنی‌های IDA قاب‌های مهاربندی شده

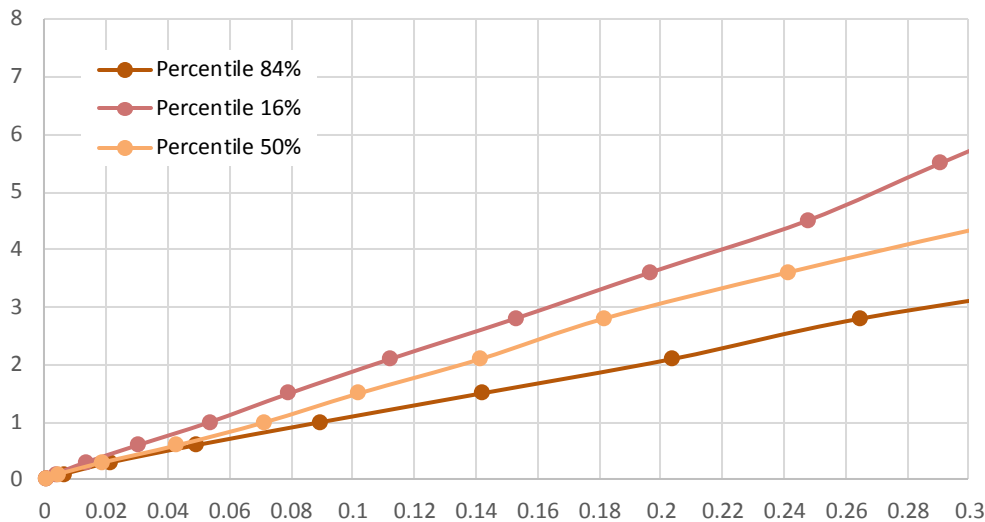
نمودارهای IDA مربوط به صدک‌های ۸۴٪، ۵۰٪ و ۱۶٪ در قاب‌های مهاربندی شده ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب در شکل ۴-۱۸، شکل ۴-۱۹ و شکل ۴-۲۰ ارائه شده است.



شکل ۴-۱۸: نمودارهای IDA مربوط به صدک‌های ۱۶٪ و ۸۴٪ و میانه (صدک ۵۰٪) برای قاب ۴ طبقه مهاربندی شده (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قائم PGA بر حسب g می باشد)



شکل ۴-۱۹ نمودارهای IDA مربوط به صدک های ۱۶٪ و ۸۴٪ و میانه (صدک ۵۰٪) برای قاب ۸ طبقه مهاربندی شده (محور افقی نمودار دریخت حداکثر طبقه و محور قائم PGA بر حسب g می باشد)



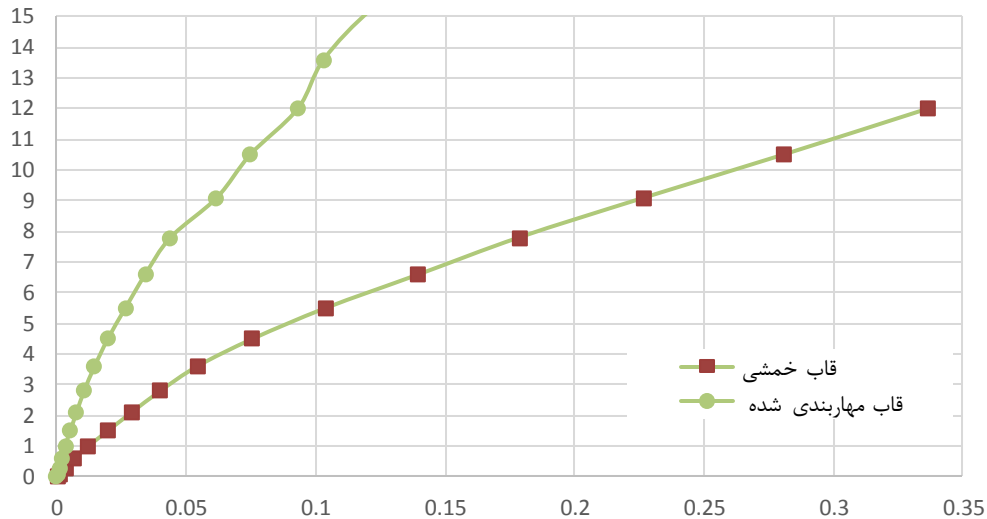
شکل ۴-۲۰ نمودارهای IDA مربوط به صدک های ۱۶٪ و ۸۴٪ و میانه (صدک ۵۰٪) برای قاب ۱۲ طبقه مهاربندی شده (محور افقی نمودار دریخت حداکثر طبقه و محور قائم PGA بر حسب g می باشد)

۴-۳-۳-۴- مقایسه منحنی‌های IDA قاب‌های خمشی و مهاربندی شده

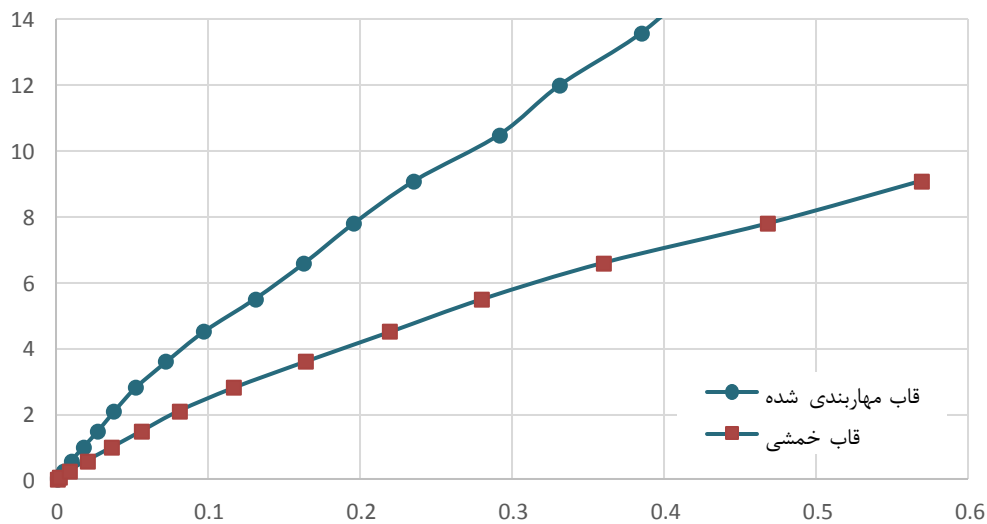
در ادبیات مهندسی زلزله، مقدار شاخص شدت متناظر با وقوع فروریزش (حداکثر مقدار در منحنی‌های IDA) در بین همه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها در منحنی میانه (صدک ۵۰٪)، بعنوان ظرفیت سازه در تحلیل IDA در نظر گرفته می‌شود. بنابراین به منظور مقایسه رفتار دینامیکی قاب‌های بتنی خمشی و مهاربندی شده می‌توان منحنی‌های IDA میانه‌ی آن‌ها را با یکدیگر مقایسه نمود. این مقایسه برای قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب در شکل ۴-۲۱، شکل ۴-۲۲ و

شکل ۴-۲۳ ارائه شده‌است. همانطور که در این اشکال مشاهده می‌شود قاب‌های خمشی نسبت به قاب‌های مهاربندی شده، تغییر مکان‌های بیشتر و سختی کمتری دارند. مشاهده می‌شود که افزودن

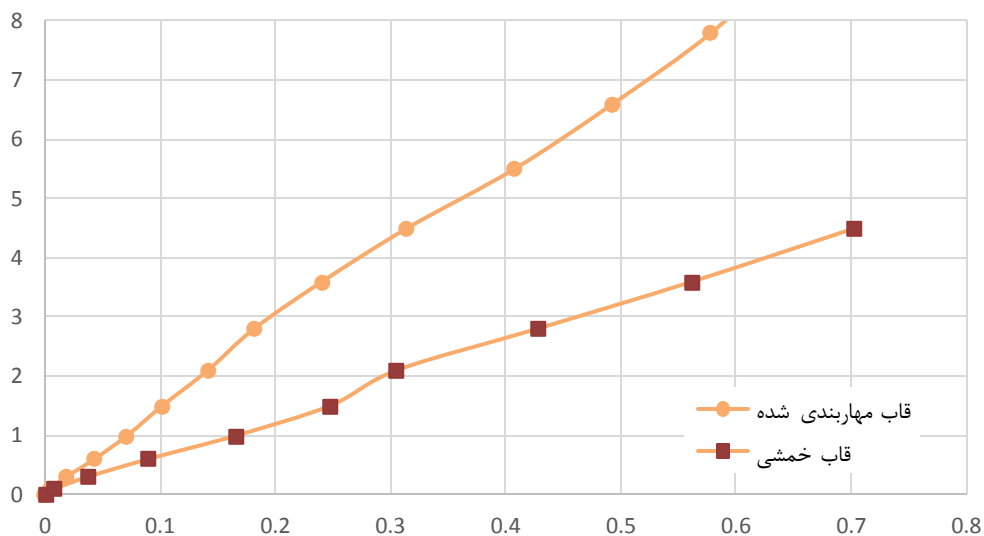
سیستم مهاربندی به قاب‌های خمشی بتنی سبب می‌شود که این قاب‌ها تحت رکوردهای لرزه‌ای با PGA بیشتر همچنان سختی خود را حفظ کنند که این مسئله بیانگر تاثیر مطلوب استفاده از سیستم مهاربندی در قاب‌های بتنی می‌باشد.



شکل ۴-۲۱: مقایسه منحنی‌های میانه IDA قاب‌های خمشی و مهاربندی شده ۴ طبقه (محور افقی نمودار دریافت حداکثر طبقه و محور قائم PGA بر حسب g می باشد)



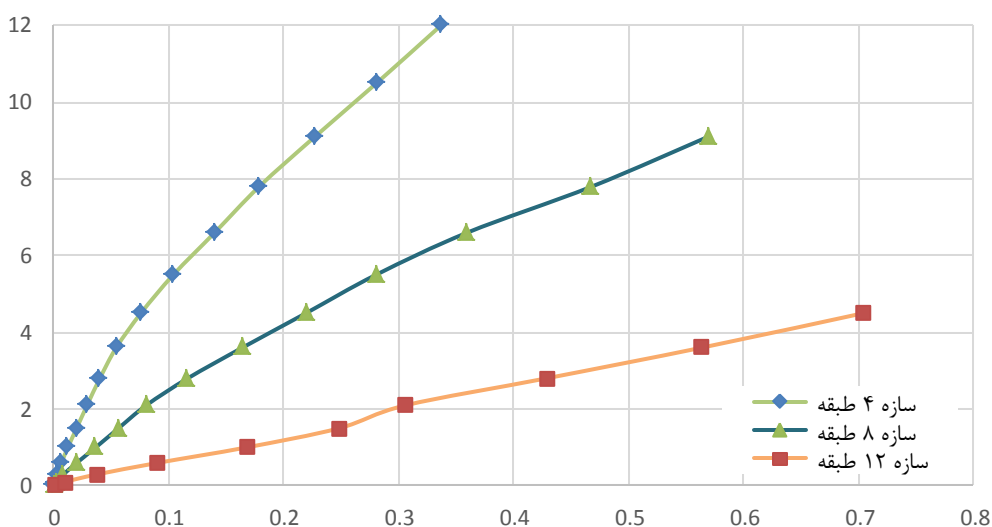
شکل ۴-۲۲: مقایسه منحنی‌های میانه IDA قاب‌های خمشی و مهاربندی شده ۸ طبقه (محور افقی نمودار دریافت حداکثر طبقه و محور قائم PGA بر حسب g می باشد)



شکل ۲۳-۴: مقایسه منحنی‌های میانه IDA قاب‌های خمشی و مهاربندی‌شده ۱۲ طبقه (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قائم PGA بر حسب g می باشد)

۴-۳-۳-۴- تاثیر افزایش طبقات بر منحنی‌های IDA قاب‌های خمشی

تاثیر افزایش طبقات بر منحنی‌های میانه IDA برای قاب‌های خمشی در شکل ۲۴-۴ ارائه شده است. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود با افزایش ارتفاع سازه، به ازای یک مقدار ثابت از شاخص آسیب (در این پایان‌نامه حداکثر دررفت طبقه)، مقادیر شاخص شدت (در این پایان‌نامه PGA) در نمودارها کاهش می‌یابد. بنابراین با توجه به نمودارهای میانه IDA ارائه‌شده در این شکل می‌توان گفت ظرفیت دینامیکی سازه‌ها با افزایش ارتفاع آن‌ها کاهش می‌یابد.

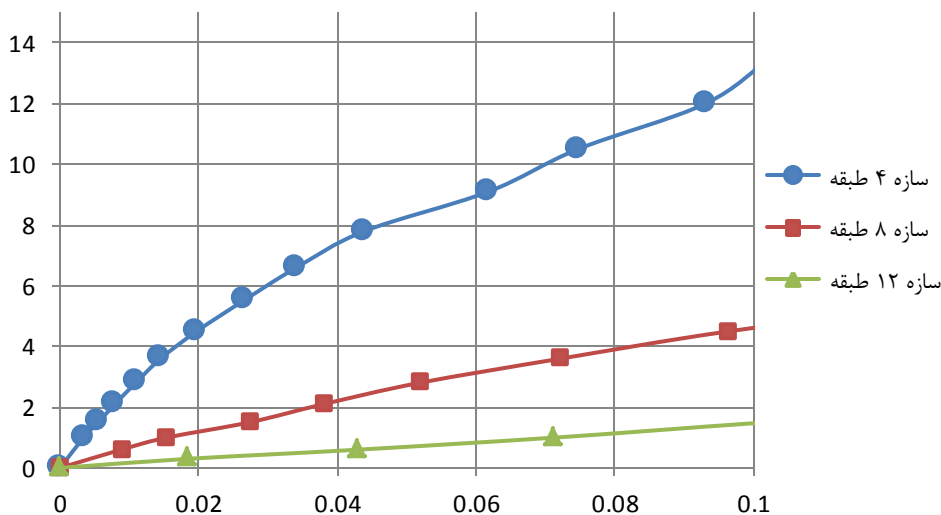


شکل ۲۴-۴: مقایسه منحنی‌های IDA میانه (صدک ۵۰٪) برای قاب‌های خمشی با تعداد طبقات مختلف (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قائم PGA بر حسب g می باشد)

۴-۳-۳-۵- تاثیر افزایش طبقات بر منحنی‌های IDA قاب‌های مهاربندی‌شده

تاثیر افزایش طبقات بر منحنی‌های میانه IDA برای قاب‌های مهاربندی‌شده در شکل ۴-۲۵ ارائه شده است. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود با افزایش ارتفاع سازه، به ازای یک مقدار ثابت از شاخص آسیب مقادیر شاخص شدت در نمودارها کاهش می‌یابد. بنابراین با توجه به نمودارهای میانه IDA ارائه‌شده در این شکل می‌توان گفت ظرفیت سازه‌ها با افزایش ارتفاع آن‌ها کاهش می‌یابد. مهدی بنزاده و همکاران در مقاله‌ای به بررسی رفتار قاب‌های خمشی فولادی توسط تحلیل IDA پرداختند و به نتیجه‌ای مشابه آنچه در این بخش ارائه شد دست یافته‌اند.

نکته دیگری که در شکل ۴-۲۵ وجود دارد، وجود یک تشابه میان نمودارهای مربوط به سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه می‌باشد در حالیکه نمودار سازه ۴ طبقه دارای شکل کاملاً متفاوتی است. این تفاوت در وجود یا عدم وجود ناحیه مسطح در قسمت‌های پایانی نمودارها بروز می‌نماید. همانطور که در این شکل دیده می‌شود فروریزش سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه با نرم‌شدگی در رفتار سازه‌ها همراه است در حالیکه این نرم‌شدگی در رفتار سازه ۴ طبقه دیده نمی‌شود. در بخش مربوط به نتایج تحلیل استاتیکی اشاره شد که قاب‌های بتن مسلح ۴ طبقه با مهاربند ضربداری از سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه سختی بیشتری دارند. بنابراین نتایج به دست آمده در شکل ۴-۲۵ مربوط به تحلیل IDA، نتایج تحلیل استاتیکی را تأیید می‌کند.



شکل ۴-۲۵: مقایسه منحنی‌های IDA میانه (صدک ۵۰٪) برای قاب‌های مهاربندی‌شده با تعداد طبقات مختلف (محور افقی نمودار دررفت حداکثر طبقه و محور قائم PGA بر حسب g می باشد)

۴-۳-۴- حالات حدی در تحلیل IDA

در تحلیل‌های سازه‌ای برای تعیین ظرفیت سازه، لازم است حالت حدی فروریزش به نحو مناسبی تعریف شود تا در ضمن برابری با شواهد تجربی و مبانی تئوریک، قابلیت کاربرد در الگوریتم‌های عددی را نیز داشته‌باشد. شرایط فروریزش سازه‌ای به شرایطی گفته می‌شود که در آن در نتیجه وقوع تغییر مکان جانبی افزایش یافته در سازه، اثرات مرتبه دوم به قدری تشدید شود که سامانه سازه‌ای دیگر قادر به تحمل بارهای ثقلی نباشد. در تحلیل‌های عددی، پیگیری وقوع این حالت همراه با پیچیدگی‌هایی است که در ادامه در مورد آن‌ها بحث می‌شود. برای آن که بتوان عملکرد سازه‌ها را در حالت حدی فروریزش بررسی نمود نیازمند یک معیار عددی هستیم. برای برآورد ظرفیت سازه‌ها، آیین‌نامه FEMA350 استفاده از روش IDA را توصیه نموده‌است. بر اساس توصیه این آیین‌نامه، نقطه وقوع فروریزش متناظر با وقوع یکی از سه حالت زیر در نظر گرفته می‌شود:

۴-۳-۴-۱- واگرایی عددی الگوریتم تحلیل سازه‌ای

واگرایی زمانی در سازه رخ می‌دهد که مدل ریاضی سازه از یافتن پاسخ سازه‌ای متناظر با یک گام بارگذاری (تحریک لرزه‌ای) باز بماند. دو علت اساسی برای وقوع چنین حالتی می‌توان گفت. اول آن که به دلیل ایجاد تغییر ناگهانی در سختی برخی از اعضا در طول یکی از گام‌های بارگذاری، ماتریس سختی با وجود انجام تکرارهای زیاد به سمت یک مقدار واحد همگرا نمی‌شود. این حالت در شرایطی که قانون رفتاری (نمودار نیرو-تغییر مکان) برخی از اعضا شامل نقاط تیز باشد بسیار محتمل است. ویژگی این حالت واگرایی آن است که بطور معمول در تغییر مکان‌های سازه‌ای نسبتاً کوچک رخ می‌دهد و با کوچک نمودن کافی گام‌های بارگذاری می‌توان آن را حل نمود.

مورد دیگری که منجر به واگرایی عددی می‌شود، شرایطی است که سازه از تمام ظرفیت‌های خود (درجات نامعینی موجود در سازه) برای مقاومت در برابر بارگذاری خارجی استفاده نموده‌است. در این حالت با یک افزایش اندک در بار وارده به سازه، به دلیل ایجاد مفاصل پلاستیک متعدد و از دست رفتن سختی موجود در اعضای مقاوم سازه‌ای، یا یافتن پاسخ تغییر مکانی غیرممکن است (در حالتی که رفتار اعضای مقاوم به صورت الاستوپلاستیک کامل تعریف شده‌باشد که در این صورت سازه بطور کامل ناپایدار می‌شود) و یا در صورت امکان (در حالت وجود سختی پس از تسلیم در اعضا) و با بسیار کوچک نمودن گام بارگذاری، تغییر مکان‌های سازه‌ای به دست آمده بسیار بزرگ است.

واضح است که دلیل اول وقوع واگرایی سازه‌ای، بیشتر از آن که ناشی از فیزیک موجود در رفتار سازه باشد، ناشی از ضعف موجود در بیان قانون رفتاری اعضا و نیز ناکار آمد بودن الگوریتم به کار رفته برای حل مسئله است. از این رو این حالت را نمی‌توان به‌عنوان معیاری برای فروریزش سازه‌ای تلقی

نمود. در مقابل در حالت دوم که واگرایی عددی ناشی از اتمام ذخیره‌سازی برای مقابله در برابر بارگذاری اعمال شده است می‌توان با اطمینان کافی حکم به ناپایداری کلی سازه و فروریزش آن داد. با توجه به بحث بالا می‌توان نتیجه گرفت که در نظر گرفتن واگرایی عددی الگوریتم حل مسئله بعنوان معیاری از فروریزش سازه‌ای مستلزم وجود یک الگوریتم تحلیل کارا و قدرتمند و نیز تعریف قوانین رفتاری اعضا توسط روابط هموار است. به دلیل عدم وجود دو عامل مذکور در اکثر برنامه‌های اجزا محدود به خصوص در مورد مدل‌های سازه‌ای دارای اعضای ابداعی و پیچیده، استفاده از این معیار باید با دقت و احتیاط کافی باشد.

۴-۳-۴-۲- وقوع شیبی برابر ۲۰٪ شیب الاستیک اولیه در نمودار IDA

نمودار IDA هم از نظر مفهومی و هم بطور کمی قابل مقایسه با نمودار برش پایه در مقابل تغییر مکان بام به دست آمده از تحلیل پوش آور است. بارگذاری افزایشی که در تحلیل پوش آور برش پایه ساختمان است، در تحلیل IDA جای خود را به شدت لرزه‌ای (شاخص شدت) افزایشی داده است. در هر دوی این نمودارها، کاهش سختی سازه و در نتیجه افقی شدن نمودار برش پایه-تغییر مکان یا شاخص شدت-شاخص آسیب، نشانه‌ای از مصرف شدن ظرفیت باربری جانبی سازه و نزدیک شدن آن به مرحله فروریزش است. در نتیجه با تعریف یک حد معین برای کاهش شیب نمودار (تعیین یک حداقل برای مقدار شیب) می‌توان معیاری برای فروریزش سازه‌ای به دست آورد. در آیین‌نامه FEMA350 این حد برای نمودار IDA برابر ۲۰٪ شیب الاستیک اولیه تعیین شده است.

۴-۳-۴-۳- فرارفتن حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای از مقدار 0.1

در عمل دیده می‌شود که در موارد زیادی تعیین فروریزش سازه‌ای بر اساس معیار حداقل شیب و یا واگرایی عددی، با مشاهدات واقعی و تجربه مهندسی از نظر حداکثر مقدار دررفت میان طبقه‌ای ایجاد شده در سازه مغایرت دارد. به بیان دیگر، فروریزش سازه‌ای تا مقادیر بزرگتر از انتظاری از حداکثر دررفت میان طبقه‌ای به تاخیر می‌افتد که این مسئله ناشی از در نظر نگرفتن مکانیسم‌های تغییر شکل موثری است که در عمل تاثیر مهمی در کنترل رفتار سازه‌ای دارند. برای مواجهه با این مسئله آیین‌نامه FEMA350 تعیین می‌نماید که فروریزش سازه‌ای توسط دو معیار حداقل شیب و نیز معیار $\theta_{max} \leq 0.1$ بطور هم‌زمان کنترل گردد. در این پایان‌نامه نیز برای تعیین فروریزش سازه‌ای از این توصیه پیروی می‌شود.

۴-۳-۵- برآورد احتمالات متناظر با وقوع حالات حدی

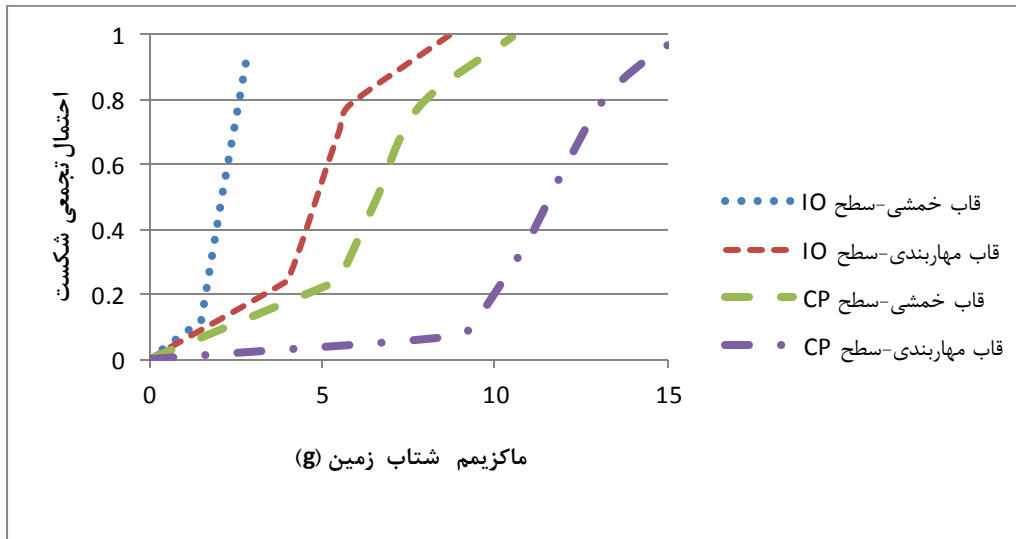
برای استخراج احتمال بروز حالات حدی از خروجی‌های تحلیل IDA، از نمودارهایی موسوم به منحنی شکنندگی^۱ استفاده می‌شود. برای رسم این نمودارها، شدت لرزه‌ای (شاخص شدت) متناظر با وقوع حالت حدی مورد نظر، به ازای همه رکوردها به ترتیب نزولی مرتب می‌شود. با استفاده از مقادیر مرتب شده، احتمال وقوع حالت حدی در سازه به ازای مقادیر کوچکتر یا مساوی یک مقدار شاخص شدت مورد نظر، که یک تابع احتمال تجمعی^۲ است، محاسبه می‌شود و نمودار آن در مقابل مقدار شاخص شدت رسم می‌شود. با استفاده از این نمودار می‌توان گفت که به ازای هر سطح شاخص شدت، احتمال وقوع حالت حدی به چه میزان است.

۴-۳-۵-۱- مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب‌های خمشی و مهاربندی شده

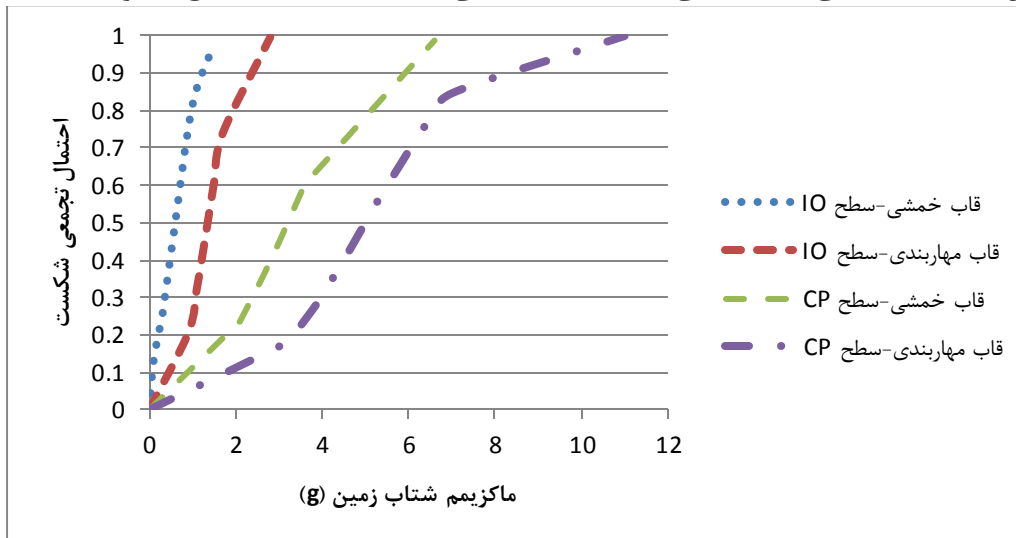
با در نظر گرفتن دو حالت حدی آستانه فروریزش یا CP و کاربری بی‌وقفه یا IO منحنی‌های شکنندگی مربوط به قاب‌های خمشی و مهاربندی شده ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب در شکل ۴-۲۶، شکل ۴-۲۷ و شکل ۴-۲۸ رسم شده‌است. برای تشخیص حالت حدی فروریزش از روشی که در بخش ۴-۳-۴ توضیح داده شد استفاده شده‌است. حالت حدی کاربری بی‌وقفه، بر اساس توصیه‌ی آیین‌نامه FEMA350 متناظر با وقوع حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای برابر با 0.02 رادیان در سازه در نظر گرفته شده‌است. همانطور که در این اشکال مشاهده می‌شود در یک شاخص شدت ثابت، احتمال شکست یا برآورده نمودن هر یک از سطوح عملکردی در قاب‌های بتنی خمشی بیشتر از قاب‌های مهاربندی شده می‌باشد. این مسئله تاثیر مطلوب استفاده از سیستم مهاربندی را در قاب‌های بتنی نشان می‌دهد. نکته دیگری که در این اشکال وجود دارد این است که اختلاف بین نمودارهای مربوط به قاب‌های خمشی و مهاربندی در هریک از سطوح عملکردی در سازه ۴ طبقه بیش از سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه می‌باشد. بنابراین می‌توان گفت تاثیر افزودن سیستم مهاربند به قاب‌های بتنی در سازه‌های کوتاه مرتبه بیش از سازه‌های بلند مرتبه می‌باشد.

¹ Fragility Curve

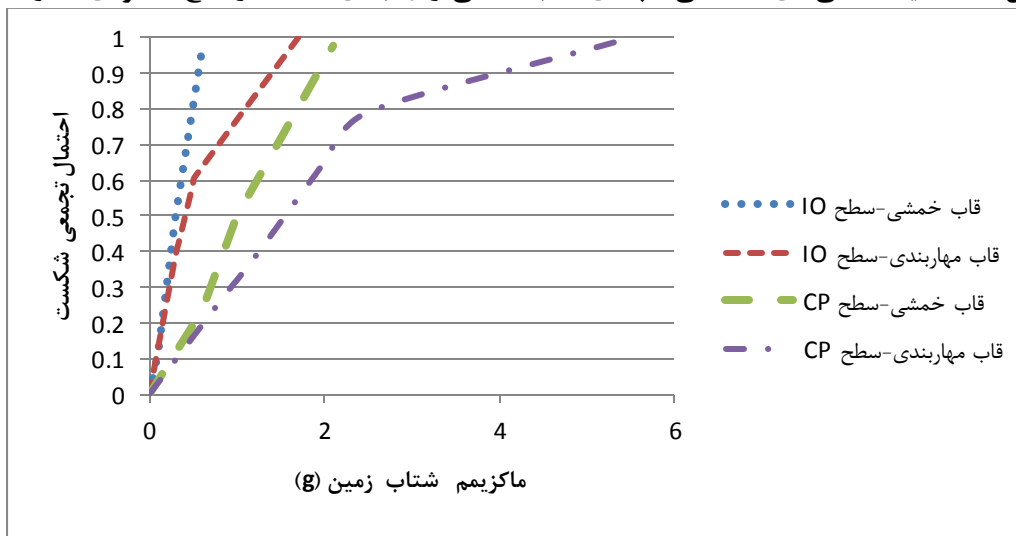
² Cumulative Distribution Function CDF



شکل ۴-۲۶: مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۴ طبقه خمشی و مهاربندی‌شده در دو سطح عملکردی IO و CP



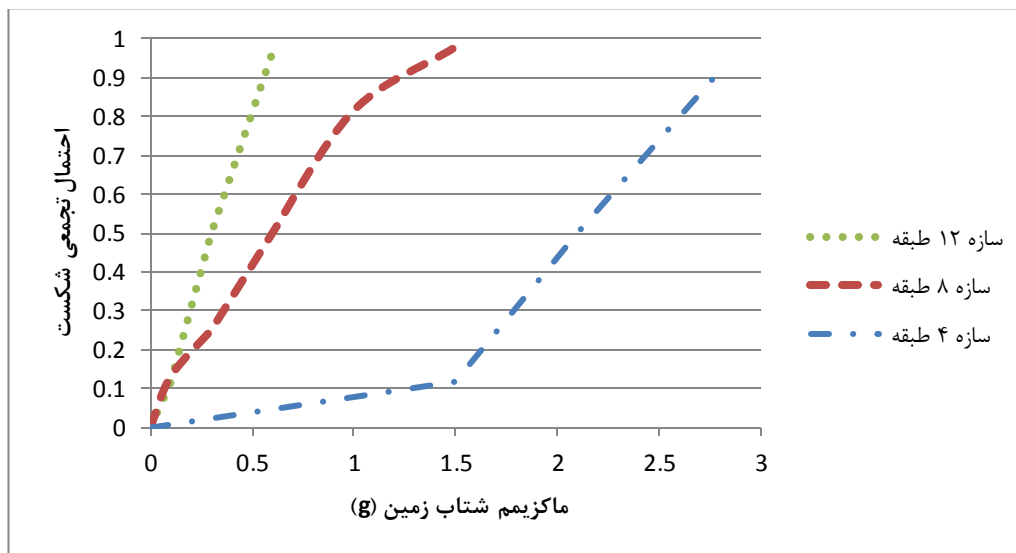
شکل ۴-۲۷: مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۸ طبقه خمشی و مهاربندی‌شده در دو سطح عملکردی IO و CP



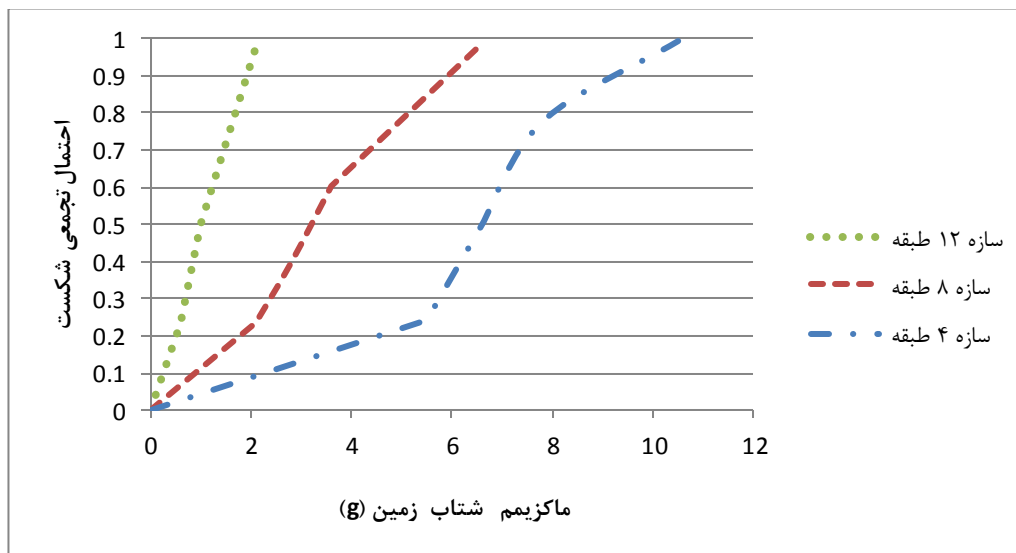
شکل ۴-۲۸: مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۱۲ طبقه خمشی و مهاربندی‌شده در دو سطح عملکردی IO و C

۴-۳-۵-۲- تاثیر افزایش طبقات بر منحنی‌های شکنندگی قاب‌های خمشی

منحنی‌های شکنندگی قاب‌های خمشی در دو سطح IO و CP برای سازه‌های با تعداد طبقات مختلف به ترتیب در شکل ۴-۲۹ و شکل ۴-۳۰ ارائه شده‌است. همانطور که در این اشکال مشاهده می‌شود با افزایش ارتفاع سازه، احتمال برآورده نمودن هر یک از سطوح عملکردی در یک مقدار ثابت از شاخص شدت افزایش پیدا می‌کند.



شکل ۴-۲۹: تاثیر افزایش طبقات بر منحنی‌های شکنندگی قاب‌های خمشی در سطح عملکردی IO

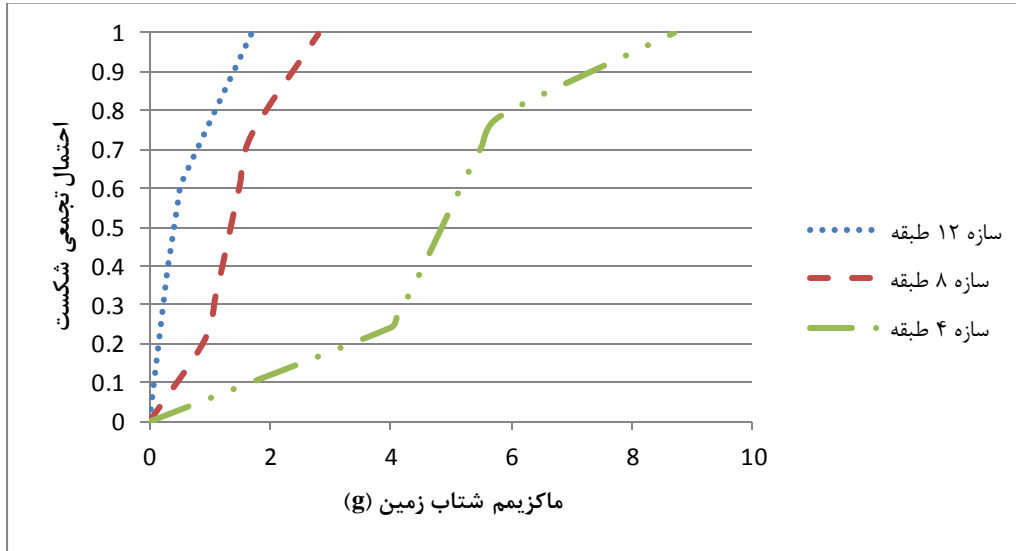


شکل ۴-۳۰: تاثیر افزایش طبقات بر منحنی‌های شکنندگی قاب‌های خمشی در سطح عملکردی CP

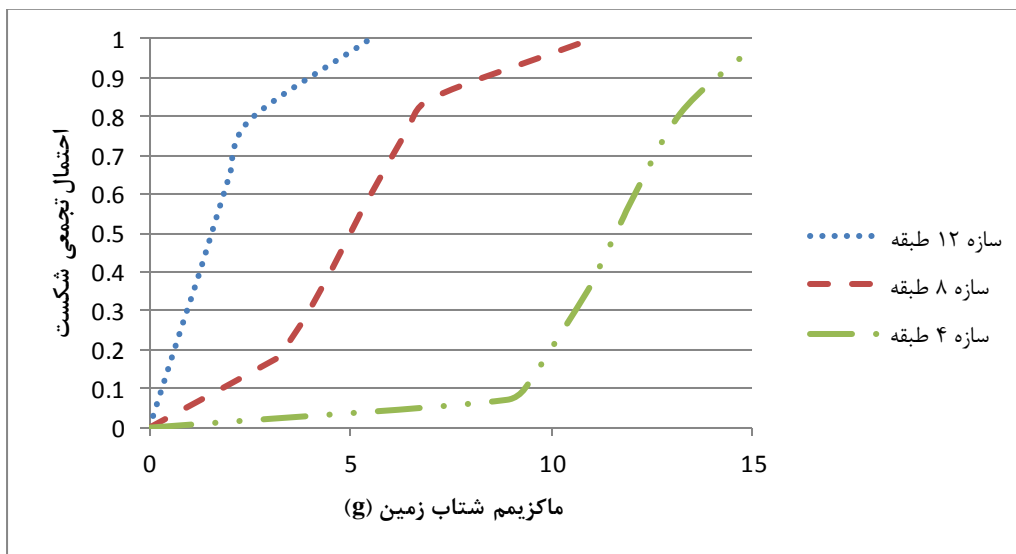
۴-۳-۵-۳- تاثیر افزایش طبقات بر منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مهاربندی شده

منحنی‌های شکنندگی مربوط به حالات حدی کاربری بی‌وقفه و آستانه فروریزش به ترتیب در شکل ۴-۳۱ و شکل ۴-۳۲ برای قاب‌های مهاربندی شده مورد مقایسه قرار گرفته‌است. با توجه به این

دو شکل دیده می‌شود که با افزایش تعداد طبقات سازه، احتمال فروریزش و یا برآورده نمودن سطح عملکردی IO در سازه، در یک سطح ثابت از شدت لرزه‌ای، افزایش پیدا می‌کند.



شکل ۴-۳۱: تاثیر افزایش طبقات بر منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مهاربندی‌شده در سطح عملکردی IO



شکل ۴-۳۲: تاثیر افزایش طبقات بر منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مهاربندی‌شده در سطح عملکردی CP

فصل ۵

نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۵-۱- نتیجه گیری

در این پژوهش قاب‌های بتن مسلح ۴، ۸ و ۱۲ طبقه در نرم‌افزار SAP2000 طراحی شدند و سپس در نرم‌افزار اجزا محدود SeismoStruct مورد تحلیل قرار گرفتند. تحلیل‌های صورت گرفته در پژوهش حاضر شامل تحلیل استاتیکی غیرخطی موسوم به پوش‌آور استاتیکی و تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده موسوم به تحلیل IDA یا پوش‌آور دینامیکی می‌باشد. به منظور مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح خمشی از مهاربندهای فولادی ضربدری در دهانه‌های میانی قاب‌ها استفاده شد. تاثیر مهاربندی فولادی بر رفتار قاب‌های بتن مسلح توسط تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور منحنی‌های ظرفیت قاب‌های خمشی با مهاربند فولادی و بدون آن تحت الگوهای بارگذاری مطابق با آیین‌نامه FEMA356 ترسیم و با یکدیگر مقایسه شد. هم‌چنین پارامترهای اساسی در تحلیل پوش‌آور مانند ظرفیت، سختی الاستیک و تغییرمکان برای قاب‌های با مهاربند و بدون آن محاسبه و مقایسه گردید. در ادامه بمنظور بررسی رفتار دینامیکی قاب‌های بتن مسلح مهاربندی شده از تحلیل دینامیکی IDA استفاده شد. بمنظور انجام این تحلیل، ۱۸ شتاب‌نگاشت لرزه‌ای با ۲۰ شدت مقیاس متفاوت بر قاب‌های مهاربندی شده اعمال شد و نتایج حاصله بصورت منحنی‌های IDA ارائه گردید. در پایان بمنظور بررسی احتمال وقوع حالات حدی در تحلیل IDA از منحنی‌های شکنندگی در سطوح عملکردی کاربری بی‌وقفه و آستانه فروریزش استفاده شد. نتایج حاصل از این پژوهش بدین شرح است:

۱- مقایسه منحنی ظرفیت قاب‌های بتن مسلح ۴، ۸ و ۱۲ طبقه خمشی و مهاربندی شده نشان می‌دهد که افزودن سیستم مهاربند فولادی به قاب بتنی سبب افزایش ظرفیت باربری و سختی و کاهش تغییرمکان‌های آن می‌شود. این نتیجه تاثیر مطلوب استفاده از سیستم مهاربندی را در قاب‌های بتنی کوتاه‌مرتبه نشان می‌دهد.

۲- مقایسه منحنی ظرفیت قاب‌های بتنی مهاربندی شده ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت هر دو الگوی بارگذاری یکنواخت و مثلثی نشان می‌دهد که در یک مقدار تغییرمکان جانبی ثابت، افزایش ارتفاع سبب کاهش ظرفیت سازه می‌شود. مشابه این نتیجه در تحلیل IDA نیز به دست آمده است.

۳- مقایسه مقادیر سختی الاستیک در قاب‌های بتنی مهاربندی شده ۴، ۸ و ۱۲ طبقه تحت هر دو الگوی بارگذاری یکنواخت و مثلثی نشان می‌دهد که افزایش سختی الاستیک در اثر افزودن مهاربند در قاب‌های کوتاه‌مرتبه بیش از قاب‌های میان‌مرتبه و

بلندمرتبه است. این مسئله اهمیت سختی پس از تسلیم را در قاب‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه بیش از پیش آشکار می‌سازد.

۴- منحنی‌های IDA مربوط به قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه بتن مسلح مهاربندی‌شده نشان می‌دهد که رفتار این نوع سیستم سازه‌ای نیز مشابه سایر سیستم‌های باربر جانبی تحت رکوردهای لرزه‌ای مختلف بسیار متفاوت و غیرقابل پیش‌بینی است. این رفتار، کاهش سختی سازه‌ای تا فروریزش، پاسخ خطی و پاسخ پیچ و تاب به همراه افزایش و کاهش سختی را شامل می‌شود.

۵- مقایسه منحنی‌های خلاصه IDA مربوط به صدک ۵۰٪ که نشان‌دهنده‌ی ظرفیت سازه در تحلیل IDA می‌باشد نشان می‌دهد که در یک مقدار ثابت از شاخص آسیب، افزایش ارتفاع، شاخص شدت لرزه‌ای کمتر یا عبارتی ظرفیت سازه‌ای کمتری را نتیجه می‌دهد.

۶- مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب‌های بتن مسلح ۴، ۸ و ۱۲ طبقه مهاربندی‌شده نشان می‌دهد که در هر دو سطح عملکردی IO و CP افزایش ارتفاع سازه، سبب افزایش احتمال وقوع حالات حدی در سازه تحت یک مقدار ثابت از شدت لرزه‌ای می‌شود.

۲-۵- پیشنهادات برای تحقیقات آتی

- ۱- رفتار قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با مهاربندهای ضربداری با تعداد طبقات بیشتر، مورد ارزیابی قرار گیرد.
- ۲- رفتار قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با مهاربندهای ضربداری در سازه‌های سه بعدی، مورد بررسی قرار گیرد. این مسئله امکان در نظر گرفتن اثرات نامنظمی در پلان و هم‌چنین اثر مولفه‌ی عرضی رکوردهای لرزه‌ای را فراهم می‌آورد.
- ۳- نتایج تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی تحقیق حاضر بطور دقیق با یکدیگر مقایسه شود. بدین منظور لازم است دستگاه مختصات واحدی برای ارائه و صحت‌سنجی نتایج انتخاب شود.
- ۴- رفتار قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با مهاربندهای ضربداری با سایر روش‌های مقاوم‌سازی مانند دیوار برشی بتنی یا دیوار برشی فولادی مقایسه شود.
- ۵- جنبه‌های اقتصادی این روش مقاوم‌سازی به‌منظور تصمیم‌گیری در مورد استفاده عملی از آن ارزیابی شود.

مراجع

- [۱] FEMA440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures, 2005, Federal Emergency Management Agency and Applied Technology Council (ATC55 project).
- [۲] تقی‌نژاد، رامین، ۱۳۸۹، طراحی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس سطح عملکرد با استفاده از تحلیل پوش‌آور SAP2000-ETABS، چاپ دوم، نشر کتاب دانشگاهی.
- [۳] دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰)، ۱۳۸۵، معاونت امور فنی دفتر امور فنی تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله.
- [۴] Elnashai, A.S., Mwafy, A.M., 2001, Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings, Engineering structures, Vol.23, PP.407- 424.
- [۵] FEMA356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, 2000, Federal Emergency Management Agency.
- [۶] Vamvatsikos, D., Cornell, C., 2005, Seismic Performance, Capacity and Reliability of Structures as seen through Incremental Dynamic Analysis, report no.151.
- [۷] Maheri, M.R., Sahebi, A., 1997, Use of steel bracing in reinforced concrete frames, Engineering structures, Vol.19, No.12, PP.1018- 1024.
- [۸] Youssef, M.A., Ghaffarzadeh, H., Nehdi, M., 2007, Seismic performance of RC frames with concentric internal steel bracing, Engineering structures, Vol.29, PP.1561- 1568.
- [۹] تسنیمی، عباسعلی، ۱۳۷۹، مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح به کمک بادبندهای فولادی، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- [۱۰] Abou-Elfath, H., Ghobarah, A., 2000, Behavior of reinforced concrete frames rehabilitated with concentric steel bracing, Civil engineering, Vol.27, PP.433- 444.
- [۱۱] Maheri, M.R., Kousari, R., Razazan, M., 2003, Pushover tests on steel X-braced and knee-braced RC frames, Engineering structures, Vol.25, PP.1697- 1705.
- [۱۲] Maheri, M.R., Hadjipour, A., 2003, Experimental investigation and design of steel brace connection to RC frame, Engineering structures, Vol.25, PP.1707- 1714.
- [۱۳] Maheri, M.R., Akbari, R., 2003, Seismic behavior factor R for steel X-braced and knee-braced RC buildings, Engineering structures, Vol.25, PP.1505- 1513.
- [۱۴] Maheri, M.R., Ghaffarzadeh, H., 2008, Connection overstrength in steel braced RC frames, Engineering structures, Vol.30, PP.1938- 1948.
- [۱۵] جلالی، میثم، ۱۳۸۵، بررسی بهبود رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده به کمک عضو شکل‌پذیر زانویی، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران.

- [۱۶] N. Fanaie , S. Ezzatshoar; "Studying the seismic behavior of gate braced frames by incremental dynamic analysis (IDA)"; Journal of Constructional Steel Research 99 (2014) pp 111–120.
- [۱۷] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، ۱۳۸۴، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- [۱۸] آیین‌نامه بتن ایران - آبا (نشریه شماره ۱۲۰)، ۱۳۹۰، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس‌جمهور.
- [۱۹] باجی، حسن، ۱۳۸۹، محاسبات پروژه‌های ساختمانی با استفاده از ETABS و SAFE، چاپ ششم، ویرایش سوم، نشر علم عمران.
- [۲۰] پاک‌نیت، شایان، پاک‌نیت، احسان، ۱۳۹۰، تحلیل‌های موردنیاز در بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها، چاپ دوم، انتشارات متفکران.
- [۲۱] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان - طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، ۱۳۸۸، وزارت مسکن و شهرسازی معاونت امور مسکن و ساختمان.
- [۲۲] مستوفی‌نژاد، داود، ۱۳۹۰، سازه‌های بتن‌آرمه بر اساس ACI318-05 و آیین‌نامه آبا، جلد اول، چاپ بیستم، انتشارات ارکان دانش.

Abstract

One way to strengthening reinforced concrete frames against lateral forces, is the use of steel bracing. Among the types of bracing systems, concentric X bracing due to high stiffness and simple design, have been used extensively. The behavior of 4, 8 and 12 story reinforced concrete frame that are strengthening by concentric X bracing by nonlinear static analysis and nonlinear incremental dynamic analysis (IDA) were evaluated. Evaluation of the impact of concentric X bracing on the behavior of reinforced concrete frames have been made by nonlinear static analysis and incremental dynamic analysis to study the dynamic behavior of the structural system under seismic records. The results of the nonlinear static analysis show that, strengthening of 4, 8 and 12 story reinforced concrete frames with steel bracing in addition to a significant increase in strength and stiffness of the structure, it will also reduce displacement. The increasing stiffness due to adding bracing frames in 4 story frames over 8 and 12 stories. Compare the capacity curve of the frame on static analysis shows that at a constant lateral displacement, the increasing in height is reduced structural capacity. The result of this structural system similar curves for the IDA also provided. Finally, a comparison of fragility curves IDA analysis shows that in both IO and CP limit states, a taller structures are more likely to fail.

Key Words

Reinforced Concrete Frames, Steel Bracing, Nonlinear Analysis, IDA, Pushover, Fragility Curve



Shahroud University of technology

Faculty of Civil Engineering

M.Sc Thesis in Civil Engineering Structure

**Assessment of the Behavior of RC Frames with Steel X-braced by
IDA Analysis**

By: Morad Pourabbasali Omran

**Supervisor:
Dr.VahidReza kalat jari**

September 2016