



دانشکده : عمران و معماری

گروه : عمران

## تاثیر مهاربندهای جانبی غیر ممتد در مقادیر ضریب رفتار سازه های فولادی

دانشجو : جواد عزیزی

استاد راهنما

دکتر رضا نادری

## پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

بهمن 1387

### دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده : عمران و معماری

گروه : عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای جواد عزیزی

تحت عنوان : تاثیر مهاربندهای جانبی غیر ممتد در مقادیر ضریب رفتار سازه های فولادی

در تاریخ ..... توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک  
کارشناسی ارشد مورد ارزیابی و با درجه ..... مورد پذیرش  
قرار گرفت .

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
-------	--------------	-------	---------------

	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی :
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی :

امضاء	نماینده	امضاء	اساتید داور
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی :
			نام و نام خانوادگی :
			نام و نام خانوادگی :
			نام و نام خانوادگی :

تقدیم بہ

دروماہ

و

ہمسرم

## تشکر و قدردانی

در اینجا وظیفه خود می دانم که از جناب آقای دکتر رضا نادری ، استاد محترم راهنمای پایان نامه که در تمام مراحل راهنمای

اینجانب بوده اند ، تشکر و قدردانی نمایم .

همچنین از تمامی دوستان و عزیزانی که اینجانب را در مراحل مختلف انجام و تدوین پایان نامه یاری و مساعدت نمودند تشکر و

قدردانی می نمایم .

## تعهد نامه

اینجانب ..... دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته

..... دانشکده ..... دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه

..... تحت راهنمایی

..... 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 بدست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تاثیرگذار 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 :

### 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 ( متعلقه 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

سازه های فولادی با مهاربندی غیر ممتد در برخی آیین نامه ها صراحتاً جز ساختمانهای نا منظم در ارتفاع شناخته می شوند و در مورد آنها باید ملاحظات خاص دینامیکی صورت گیرد . و در آیین نامه های دیگر به آنها اشاره مستقیمی نگردیده است ولی در اکثر آیین نامه ها از جمله آیین نامه ایران اکیدا توصیه می گردد که نیروهای ناشی از زلزله برای رسیدن به پی مسیر مستقیمی را طی نمایند .

با توجه به مطالب فوق و رواج روز افزون اجرای سازه های فلزی با مهاربندی غیر ممتد ، در این پایان نامه تاثیر این مهاربندها را در رفتار سازه ها مورد بررسی قرار داده و ضریب رفتار این نوع سازه ها را محاسبه نموده ایم .

جهت رسیدن به این هدف ابتدا سازه های فلزی با مهاربندهای ممتد و غیر ممتد را با توجه به آیین نامه های ایران تحلیل استاتیکی خطی و طراحی کرده ایم سپس مدلها را تحت بار افزون ( Pushover ) تحلیل استاتیکی غیر خطی نموده و نمودار نیرو - تغییر مکان را برای هر یک از آنها ترسیم کرده و با استفاده از آن ضریب رفتار سازه ها را محاسبه نموده ایم .

بررسی ضرایب بدست آمده از مطالعات فوق نشان می دهد که متوسط ضریب رفتار سازه های با مهاربندی غیر ممتد 7%

کمتر از متوسط ضریب رفتار سازه های با مهاربندی ممتد است . با توجه به مطالعات انجام گرفته در این پایان نامه به نظر می

رسد عدد 5/5 ، پیشنهاد مناسبی جهت ضریب رفتار سازه های با مهاربندی غیر ممتد باشد .

**کلید واژه ها :** مهاربند غیر ممتد ، تحلیل استاتیکی افزایشی غیر خطی ، ضریب رفتار ، ضریب اضافه مقاومت ،

ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری

## فهرست مطالب

فصل اول :مقدمه و کلیات.....	1
۱-۱مقدمه.....	۲
۲-۱ بیان مساله و لزوم انجام تحقیق .....	4
۳-۱ هدف از انجام تحقیق .....	4
۴-۱ روش انجام تحقیق.....	5
فصل دوم :فرم های سازه ای مقاوم در برابر زلزله.....	6
۱-۲ مقدمه.....	7
۲-۲ انواع فرم های سازه ای مقاوم در برابر زلزله.....	7
۱-۲-۲ قاب خمشی .....	8
۲-۲-۲ قابهای مهاربندی شده .....	11
۲-۲-۳ دیوار برشی فولادی .....	13



15	۲-۳ انواع مهاربندی
16	۱-۳-۲ مهاربند های هم مرکز (CBF)
20	۲-۳-۲ مهاربندهای خارج از مرکز (EBF)
21	۱-۲-۳-۲ انواع مهاربندهای خارج از مرکز
21	۲-۲-۳-۲ رفتار مهاربندهای خارج از مرکز
23	۳-۳-۲ مهاربندهای دروازه ای ( مهاربندی با اعضا کششی خارج از محور ( OBF )
24	۴-۳-۲ مهاربندهای زانویی ( KBF )
26	<b>فصل سوم : روش های محاسبه ضریب رفتار</b>
27	۱-۳ مقدمه
28	۲-۳ تاریخچه و سیر تکاملی ضریب رفتار
32	۳-۳ مبانی و روش های محاسبه ضریب رفتار
33	۱-۳-۳ روش های کاربردی
33	۱-۱-۳-۳ روش ضریب شکل پذیری
36	۲-۱-۳-۳ روش طیف ظرفیت
39	۲-۳-۳ روشهای تحلیلی
40	۱-۲-۳-۳ روش تئوری ضریب شکل پذیری
41	۲-۲-۳-۳ روش پاسخ غیر خطی سیستم یک درجه آزادی
43	۳-۲-۳-۳ روش انرژی
44	۴-۳ ضریب کاهش اثر شکل پذیری $R_{\mu}$
46	۱-۴-۳ عوامل موثر بر $R_{\mu}$ در سیستم های یک درجه آزادی
46	۱-۱-۴-۳ نوع مصالح
46	۲-۱-۴-۳ زمان تناوب سیستم
۴۷	۳-۱-۴-۳ میرایی

- ۴۷..... ۴-۱-۴-۳ بارگذاری
- ۴۸..... ۵-۱-۴-۳ اثر  $P-\Delta$
- ۴۸..... ۶-۱-۴-۳ مدل نیرو-تغییر شکل
- ۴۹..... ۷-۱-۴-۳ خاک منطقه
- ۴۹..... ۲-۴-۳ عوامل موثر بر  $R_{\mu}$  در سیستم های چند درجه آزادی
- ۴۹..... ۱-۲-۴-۳ نوع سازه مقاوم
- ۵۰..... ۲-۲-۴-۳ هندسه سازه
- ۵۰..... ۳-۲-۴-۳ مشارکت مد های بالاتر
- ۵۱..... ۳-۴-۳ ارزیابی روابط ارائه شده برای  $R_{\mu}$
- ۵۱..... ۱-۳-۴-۳ روابط برای سیستم های یک درجه آزادی
- ۵۱..... ۱-۱-۳-۴-۳ نیومارک و هال
- ۵۲..... ۲-۱-۳-۴-۳ لای و بیگز
- ۵۴..... ۳-۱-۳-۴-۳ ریدل و نیومارک
- ۵۶..... ۴-۱-۳-۴-۳ ریدل و هیدالگو و کروز
- ۵۷..... ۵-۱-۳-۴-۳ اریاس و هیدالگو
- ۵۸..... ۶-۱-۳-۴-۳ ناسار و کراوینکلر
- ۵۹..... ۷-۱-۳-۴-۳ رابطه تسو
- ۵۹..... ۸-۱-۳-۴-۳ رابطه میرندا
- ۶۱..... ۹-۱-۳-۴-۳ رابطه فایفر ، ویدیک و فشینگر
- ۶۲..... ۲-۳-۴-۳ روابط  $R_{\mu}$  برای سیستم های چند درجه آزادی
- ۶۲..... ۱-۲-۳-۴-۳ رابطه تاکاوا ، هوانگ و شینوزو کا
- ۶۲..... ۲-۲-۳-۴-۳ رابطه هوانگ و جاو

۶۳	۵-۳ ضریب اضافه مقاومت
۶۴	۱-۵-۳ عوامل موثر بر مقاومت افزون
۶۴	۱-۵-۳-۱ مقاومت واقعی مصالح در برابر مقاومت اسمی
۶۴	۱-۵-۳-۲ بیشتر بودن ابعاد اعضا از مقادیر مورد نیاز طراحی
۶۵	۱-۵-۳-۳ در نظر نگرفتن اثر مقاومت اجزای سازه ای
۶۵	۱-۵-۳-۴ استفاده از مدل‌های ساده شده و محافظه کارانه در تحلیل ها
۶۵	۱-۵-۳-۵ باز توزیع نیروهای جانبی
۶۵	۱-۵-۳-۶ توزیع بار واقعی در مقابل توزیع بار آیین نامه
۶۶	۲-۵-۳ روش محاسبه ضریب اضافه مقاومت با استفاده از آنالیز استاتیکی غیر خطی
۶۶	۱-۵-۳-۲ نحوه ترسیم منحنی SPO
۶۷	۱-۵-۳-۲ تعریف نقاط حدی
۶۸	۱-۵-۳-۳ روش محاسبه ضریب اضافه مقاومت با استفاده از آنالیز دینامیکی افزایشی غیر خطی
۷۰	<b>فصل چهارم: تحلیل استاتیکی غیر خطی</b>
۷۱	۱-۴ مقدمه
۷۳	۲-۴ آنالیز استاتیکی غیر خطی
۷۵	۳-۴ مدل سازی غیر خطی
۷۶	۴-۴ ترازهای عملکرد
۷۷	۱-۴-۴ تراز عملکرد اسکان فوری (IO)
۷۷	۲-۴-۴ تراز عملکرد ایمنی جانی (LS)
۷۸	۳-۴-۴ تراز عملکرد پایداری سازه ای (SS) یا جلوگیری از فروریزی (CP)
۷۸	۵-۴ مفاصل پلاستیک
۷۸	۱-۵-۴ مفصل پلاستیک محوری (P)
۸۰	۲-۵-۴ مفصل پلاستیک خمشی (M) یا خمشی محوری (PMM)

۸۴.....	۶-۴ منحنی ظرفیت
۸۶.....	۷-۴ تعیین نقطه عملکرد (PP) به روش طیف ظرفیت
۸۶.....	۱-۷-۴ تبدیل منحنی ظرفیت به حالت ADRS
۸۸.....	۲-۷-۴ تبدیل طیف نیاز به فرمت ADRS
۹۰.....	۳-۷-۴ تخمین میرایی ویسکوز معادل در هر نقطه از طیف ظرفیت
۹۳.....	۴-۷-۴ میرایی ویسکوز موثر و انواع رفتار سازه‌ای
۹۵.....	۵-۷-۴ کاهش طیف نیاز ۰.۵٪ میرایی
۹۷.....	۶-۷-۴ روش‌های مختلف تعیین نقطه عملکرد بر روی طیف ظرفیت
۱۰۲.....	۸-۴ ملاک پذیرش
۱۰۶.....	۹-۴ کنترل عملکرد
۱۰۸.....	<b>فصل پنجم : مدلسازی ، تحلیل و بررسی نتایج</b>
۱۰۹.....	۱-۵ مقدمه
۱۰۹.....	۲-۵ بخش اول : مدلسازی و فرضیات به کار گرفته شده
۱۰۹.....	۱-۲-۵ مدل‌های بررسی شده
۱۱۱.....	۲-۲-۵ بارگذاری مدل‌ها
۱۱۶.....	۳-۲-۵ فرضیات مدل‌ها
۱۱۶.....	۴-۲-۵ مدل‌سازی تحلیلی در مرحله خطی
۱۱۸.....	۵-۲-۵ مدل‌سازی تحلیلی در مرحله غیر خطی
۱۱۹.....	۱-۵-۲-۵ ملاک‌های پذیرش
۱۲۰.....	۳-۵ بخش دوم : بررسی رفتار غیر خطی قابهای دارای سیستم بادبندی غیر ممتد
۱۲۱.....	۱-۳-۵ شکل پذیری
۱۲۸.....	۲-۳-۵ ضریب رفتار
۱۳۳.....	<b>فصل ششم : جمع بندی نتایج</b>

۱-۶	مقدمه	۱۳۴
۲-۶	بررسی ضرایب شکل پذیری بدست آمده از تحلیل ها	۱۳۴
۳-۶	بررسی ضرایب رفتار بدست آمده از تحلیل ها	۱۳۸
۱۴۱	فصل هفتم: نتیجه گیری و ارائه پیشنهاد	۱۴۱
۱-۷	مقدمه	۱۴۲
۲-۷	نتیجه گیری	۱۴۲
۳-۷	پیشنهادات	۱۴۴
۱۴۵	منابع	۱۴۵

## فهرست جداول

### فصل دوم

جدول 1-2 تاثیرات طول تیر پیوند بر سختی قاب با مهاربندهای واگرا ..... 21

### فصل سوم

جدول 1-3 ثابتهای  $\alpha$  و  $\beta$  برای محاسبه  $R_{\mu}$  از رابطه لای و بیگز ..... 53

جدول 2-3 مقادیر  $T^*$  و  $R^*$  در رابطه ریدل ، هیدالگو و کروز

..... 57

جدول 3-3 مقادیر a و b رابطه ناسار

..... 58

### فصل چهارم

جدول 1-4 رابطه میرایی و اسکوز با ضرایب اصلاح نوع رفتار  
سازه.....94

جدول 2-4 حداقل مقادیر مجاز  $(SR_A)_{min}$  و  $(SR_V)_{min}$   
.....97

### فصل پنجم

جدول 1-5 مقدار شکل پذیری مدل های 3  
طبقه.....125

جدول 2-5 مقدار شکل پذیری مدل های 5 طبقه  
.....126

جدول 3-5 مقدار شکل پذیری مدل های 8  
طبقه.....127

جدول 4-5 ضرایب  $R$ ،  $R_s$ ،  $R_\mu$ ،  $R_\nu$  و  $\gamma$  برای مدل های 3 طبقه.....130

جدول 5-5 ضرایب  $R$ ،  $R_s$ ،  $R_\mu$ ،  $R_\nu$  و  $\gamma$  برای مدل های 5 طبقه.....131

جدول 6-5 ضرایب  $R$ ،  $R_s$ ،  $R_\mu$ ،  $R_\nu$  و  $\gamma$  برای مدل های 8 طبقه.....132

### فصل ششم

جدول 1-6 مقادیر متوسط ضریب شکل پذیری برای ساختمانهای سه طبقه.....136

جدول 2-6 مقادیر متوسط ضریب شکل پذیری برای ساختمانهای پنج طبقه.....136

جدول 3-6 مقادیر متوسط ضریب شکل پذیری برای ساختمانهای هشت طبقه.....137

جدول 4-6 مقادیر متوسط ضریب رفتار برای ساختمانهای سه طبقه.....139

جدول 5-6 مقادیر متوسط ضریب رفتار برای ساختمانهای پنج طبقه.....139

جدول 6-6 مقادیر متوسط ضریب رفتار برای ساختمانهای هشت طبقه.....140

## فهرست اشکال

### فصل دوم

شکل 1-2 سیستم قاب خمشی

.....9

شکل 2-2 نمودار تغییر مکان قاب خمشی

.....10

شکل 3-2 اتصال با جوش و گیر داری

کامل.....11

- شکل 4-2 اتصالات صلب  
 مسلح.....12
- شکل 5-2 مشابهت دیوار برشی و تیورق طره  
 ای.....13
- شکل 6-2 منحنی هیستریزیس دیوار برشی  
 فولادی.....14
- شکل 7-2 چگونگی ایجاد میدان کشش  
 قطری.....15
- شکل 8-2 عبور محورهای خنثی از یک  
 نقطه.....16
- شکل 9-2 انواع مهاربندهای هم  
 مرکز.....17
- شکل 10-2 منحنی هیستریزیس مهاربندهای هم  
 محور.....18
- شکل 11-2 نحوه عملکرد بادبندهای  
 شورن.....18
- شکل 12-2 استفاده از ستون  
 دوخت.....19
- شکل 13-2 استفاده از پیکربندی X  
 دوخت.....19
- شکل 14-2 انواع بادبندهای  
 واگرا.....22
- شکل 15-2 مهاربند های دروازه  
 ای.....24
- شکل 16-2 مهاربند های  
 زانویی.....25
- فصل سوم**
- شکل 1-3 کاربرد ضریب R در کاهش نیازهای طیفی ارتجاعی به تراز نیروهای طراحی.....30
- شکل 2-3 رفتار غیر خطی  
 سازه.....36
- شکل 3-3 منحنی طیف  
 ظرفیت.....37
- شکل 4-3 طیف نیروی وارده  
 سازه.....39

شکل 3-5 مدل ساده با ظرفیت با توزیع پلاستیک

40.....

شکل 3-6 روش نیو مارک

42.....

شکل 3-7-1 تئوری شکل

44..... پذیرى

شکل 3-7-2 تعادل انرژی

44.....

شکل 3-8 طیف خطی و غیر خطی با شکل پذیری

ثابت..... 46.....

شکل 3-9 ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری a- نیومارک و هال b- لای و بیگز..... 54.....

شکل 3-10 ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری نیو مارک و ریدل..... 56.....

شکل 3-11 ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری a ریدل ، هیدالگو و کروز b- ریدل و اریاس.. 57.....

شکل 3-12 ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری a- نصر و کراوینگر b- فایفر و همکاران..... 61.....

#### فصل چهارم

شکل 4-1 رابطه نیرو - تغییر مکان بام

73.....

شکل 4-2 طریقه بدست آوردن نقطه عملکرد

75.....

شکل 4-3 موقعیت شماتیک ترازهای عملکرد بر روی منحنی نیرو - جابجایی..... 76.....

شکل 4-4 رابطه نیرو - جابجایی در مفصل پلاستیک محوری (P)..... 79.....

شکل 4-5 (الف) رابطه لنگر - دوران در مفصل پلاستیک خمشی ، (ب) رابطه برش - جابجایی..... 82.....

شکل 4-6 دوران صلب مفصل

پلاستیک..... 82.....

شکل 4-7 نمونه ای از منحنی ظرفیت در دو حالت الف - معمول ، ب - ADRS..... 88.....

شکل 4-8 فرم های ترسیم طیف پاسخ

89.....

شکل 4-9 روند حصول انرژی جذب شده با استفاده از منحنی های شتاب - جابجایی..... 92.....

شکل 4-10 رابطه فاکتور تعدیل میرایی با میرایی ویسکوز معادل..... 95.....

شکل 4-11 ترسیم منحنی طیف نیازو ظرفیت با فرمت ADRS..... 101.....

شکل 4-12 انواع رفتار شکل

پذیر..... 103.....

شکل 4-13 روش های مختلف معرفی مفاصل پلاستیک..... 104.....

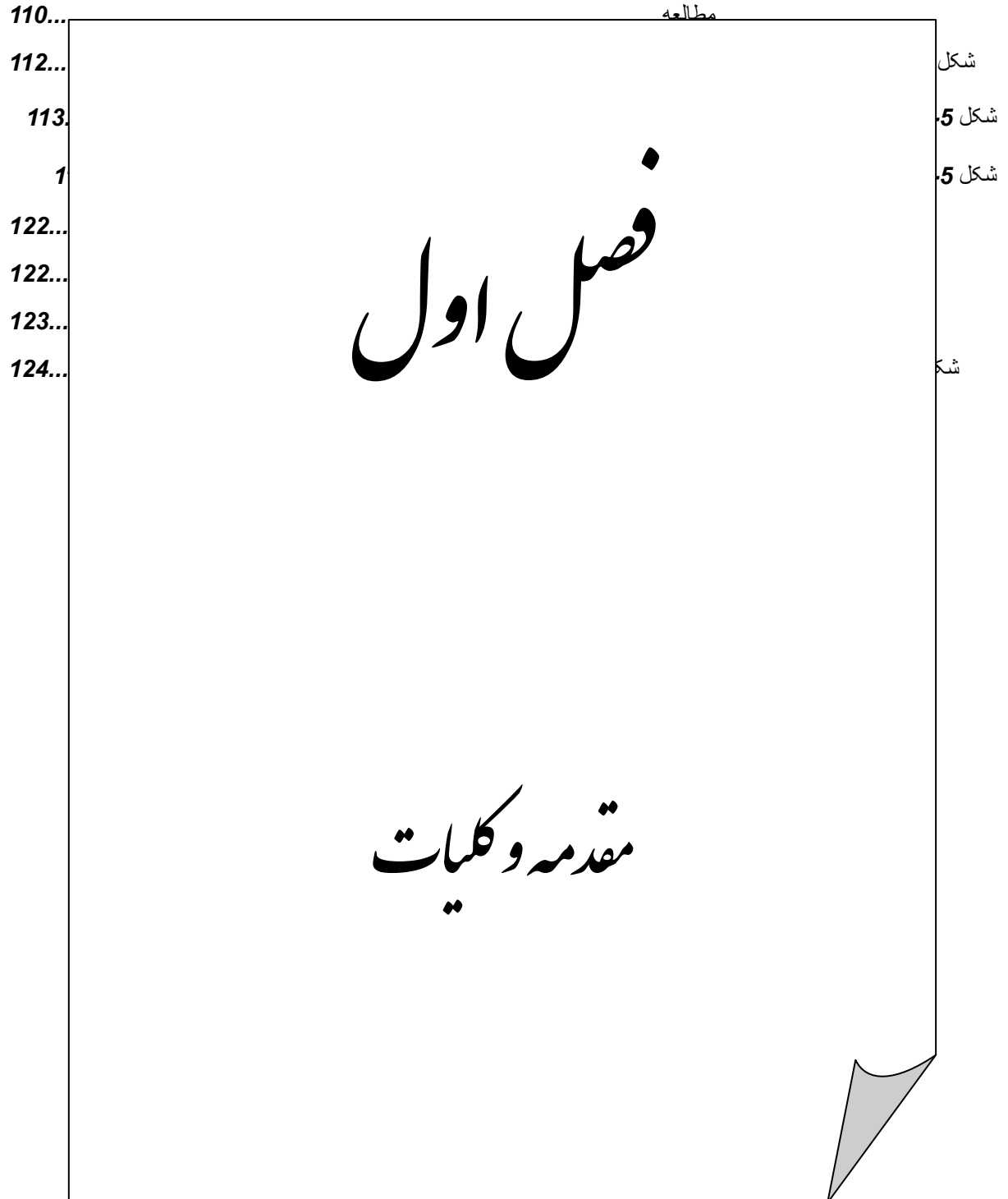
شکل 4-14 محدوده های منحنی ظرفیت

105.....



فصل پنجم

شکل 1-5 پلان مشترک مدل های مورد





زلزله به عنوان یک پدیده مخرب در اغلب مناطق دنیا ایمنی و زندگی ساکنان آن را در معرض تهدید قرار می دهد، بطوریکه کاهش خسارات جبران ناپذیر پدیده زلزله همواره هدف نهایی محققین و دانشمندان علم مهندسی زلزله بوده است. در نتیجه عامل زلزله موجب اهمیت طراحی سازه ها در کشورهای زلزله خیز می باشد. همزمان با پیشرفت علوم کاربردی مخصوصا علوم رایانه ای ایده ها و دیدگاههای مهندسی زلزله نیز ارتقا قابل توجهی داشته اند. به طوریکه امروزه ترس و نگرانی از خطرهای زلزله جای خود را به امید و اعتماد داده است و هم اکنون در سطح جهان تحقیقات وسیعی بر روی رفتار سیستم های موجود و ابزار و سیستم های جدید در حال انجام است.

ایران نیز به دلیل قرار گیری بر روی کمربند زلزله آلپ - هیمالیا جزو کشورهای لرزه خیز محسوب می شود و هر چند سال یکبار شاهد زلزله ای ویرانگر در نقاط مختلف کشور هستیم. از این رو باید با بکارگیری روش های مناسب و جدید بکار رفته در سایر کشورهای لرزه خیز در سیستم های باربر جانبی خسارات ناشی از زلزله را به حداقل رسانید. [۱]

قابهای فولادی معمولی هنگامیکه تحت اثر زلزله قوی قرار می گیرند، متحمل تغییر شکل های جانبی بزرگی می شوند، در صورتیکه این تغییر شکل ها بیش از اندازه باشند موجب آسیب مشهود اجزای سازه ای و غیر سازه ای می شوند. برای جلوگیری از این قبیل تغییر شکلها، روشها و شیوه های مختلفی در قابهای فولادی

استفاده می شود . یکی از روشها استفاده از المانهای قطری «بادبند» به عنوان اعضای سازه ای الحاقی جهت افزایش سختی ، استهلاک انرژی و کنترل تغییر شکل نسبی طبقات می باشد .

بادبندهای معمولی متشکل از اعضای فولادی دابل با سطح مقطع های گوناگون می باشند که برای تحمل توام نیروی فشاری و کششی وارده طراحی می شوند . کمانش این اعضای فولادی تک توسط نسبت لاغری « نسبت سختی و طول بادبند به شعاع ژیراسیون » کنترل می شوند . انتخاب پارامتر بر اساس بزرگی نیروی وارده ، مساحت مقطع و همچنین سختی عضو می باشد . به منظور جلوگیری از کمانش بادبند معمولاً سطح مقطع بزرگی به عضو تخصیص داده می شود . مساله مهم دیگری که در اکثر اعضای فشاری مطرح است ، کمانش پیچشی مقطع می باشد که باعث تغییر شکل جانبی عضو ، کاهش سختی و ظرفیت باربری می شود . به طور کلی بادبندهای معمولی دارای ظرفیت شکل پذیری محدود ، رفتار هیستریزیس نا متقارن و زوال قابل

ملاحظه مقاومت در برابر بارگذاری فشار است . [13]

## 2-1 بیان مساله و لزوم انجام تحقیق

برای مقاوم سازی سازه های فولادی در مقابل نیروهای جانبی به علت سهولت در اجرا و هزینه کمتر عموماً از سیستم قاب ساده بادبندی شده استفاده می شود .

استفاده از مهاربندی جانبی ممتد عموماً باعث بروز محدودیت های معماری می گردد که مهندسان و مالکان ساختمانها با توجه به اهمیت زیاد مقوله معماری ، با جابجا کردن دهانه مهاربندی شده آنها از حالت ممتد خارج می نمایند . با توجه به اینکه ضریب رفتار ارائه شده توسط آیین نامه برای سازه های فولادی با مهاربندی جانبی واحد بوده و تفاوتی میان مهاربند جانبی ممتد و غیر ممتد قائل نشده است به نظر می رسد بررسی ضریب رفتار سازه های با مهاربندی جانبی غیر ممتد ضروری باشد .

### ۳-۱ هدف از انجام تحقیق

هدف از انجام این تحقیق بدست آوردن ضریب رفتار سازه های فولادی با مهاربند جانبی هم محور (X) غیرممتد می باشد .

### ۴-۱ روش انجام تحقیق

ابتدا مدل‌های مناسب برای تحقیق در نظر گرفته شده و هر سازه طبق آیین نامه های ۵۱۹ و ۲۸۰۰ بارگذاری

شده و سپس طبق آیین نامه AISC-ASD89 با نرم افزار 9 Etabs تحلیل و طراحی می‌شوند. و رفتار خطی

مورد

سازه

بررسی

# فصل دوم

فرم‌های سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله

## ۱-۲ مقدمه

طرح ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله اساساً به معنی مشخص نمودن نیروها و تغییر شکل های متناظر و هم

چنین تعیین اندازه و جزئیات اعضا برای تحمل نیروها و تغییر شکل ها است . به طور ضمنی هدف از طراحی

لرزه ای برای ساختمانها بدین صورت است که زلزله های با شدت کم را بدون ایجاد خسارت تحمل کنند ، زلزله های با شدت متوسط را با ایجاد خسارات بسیار جزئی سازه ای و مقداری خسارات غیر سازه ای تحمل نمایند و زلزله های شدید را بدون فروریزی تحمل کنند .

در این فصل انواع فرم های سازه ای مقاوم در برابر زلزله را به صورت اجمالی بررسی می کنیم سپس

به معرفی انواع مهاربندهای مورد استفاده در ساختمانهای فولادی می پردازیم .

## ۲-۲ انواع فرم های سازه ای مقاوم در برابر زلزله

انواع سیستم های سازه ای مقاوم در برابر بار جانبی که در ساختمانهای فولادی استفاده می شوند عبارتند از

:

۱- قاب خمشی

۲- قاب ساده مهاربندی شده

۳- قاب خمشی مهاربندی شده

۴- دیوار برشی فولادی

۲-۲-۱ قاب خمشی<sup>۱</sup>

---

<sup>۱</sup> Moment Frame



ساختار قاب خمشی شامل ستونها و شاه تیرها یی که بوسیله اتصالات صلب به یکدیگر متصل شده اند ، سختی

جانبی یک قاب صلب بسختی خمشی ستونها و تیرها و اتصالات آن بستگی دارد . ( شکل ۱-۲ )

از لحاظ رفتاری این سیستم نسبتا شکل پذیر می باشد و قابلیت بالایی در استهلاک انرژی از خود نشان می

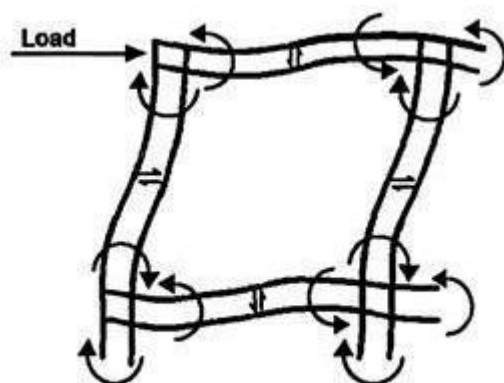
دهد . سختی این سیستم نسبتا کم و در برابر بارهای جانبی دچار ضعف سختی می باشد .

در طراحی قابهای خمشی در مناطق زلزله خیز فلسفه طراحی تیر ضعیف - ستون قوی باید مد نظر قرار گیرد

. یعنی تناسب سختی تیرها و ستون ها طوری رعایت شود که تغییر شکل های غیر ارتجاعی و مفصلهای

پلاستیک در تیر ها ایجاد شوند و در ستونها مفصل پلاستیک ایجاد نشود تا به این طریق از تمرکز تغییر شکل

در یک طبقه خاص جلوگیری شود . [۲]



[2] شکل ۱-۲ سیستم قاب خمشی

شکل ۲-۲ نمودار نیرو - تغییر مکان قاب خمشی فولادی را تحت یک بار افقی سیکلی نشان می دهد .

در شکل ۲-۲ (راست) چون هیچ نیروی قائمی اعمال نمی شود چرخه های هیستریزس دوکی شکل می

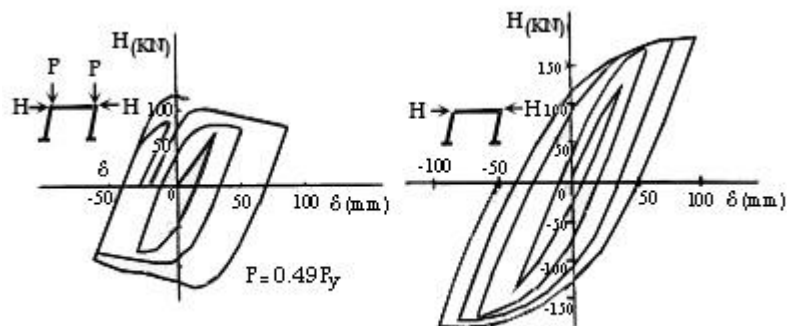
باشند . شیب منفی ظاهر شده در شکل ۲-۲ (چپ) به علت فرا رسیدن مقاومت حداکثر ناشی از اثر  $P-\Delta$

می باشد . در این سیستمها اتصالات نقش مهمی ایفا می کنند و خرابی در آنها نباید رخ دهد

پوپوف و پنیلکی<sup>۱</sup> (۱۹۶۹ و ۱۹۶۸) نمونه اتصال شکل ۲-۳ را آزمایش کردند و به این نتیجه رسیدند که

رفتار غیر الاستیک ، چرخه بهتری با جوش کامل بالها و اتصال پیچی جان دارد . هر چند که این اتصال رفتار

فوق العاده ضعیفی در زلزله ۱۹۹۴ نورثریج<sup>۲</sup> آمریکا و ۱۹۹۵ کوبه<sup>۳</sup> ژاپن از خود نشان داد.



[۳] شکل ۲-۲ نمودار تغییر مکان قاب خمشی

<sup>۱</sup> Popv & Penilki

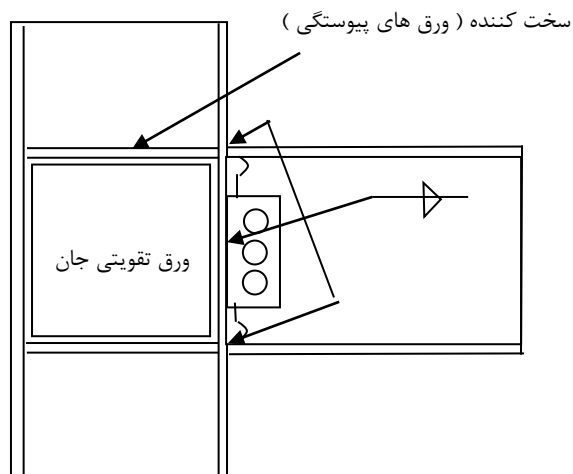
<sup>۲</sup> Northrich

<sup>۳</sup> Kobeh

بعد از وقوع زلزله های فوق اکثر قابهای خمشی ترکهایی را تجربه کردند . این ترکها به شکل های مختلف تشکیل و توسعه یافته بودند . بعد از زلزله تحول عظیمی در اتصالات به کار رفته در قابهای خمشی صورت گرفت . که نتیجه آن ایجاد اتصالات صلب مسلح (قابهای با مقطع تیر کاهش یافته<sup>۱</sup>) بود . در این اتصالات با قویتر کردن محل اتصال تیر به ستون سعی می شود محل تشکیل مفصل پلاستیک تا حد ممکن از محل اتصال که به علت جوشکاری و یا سوراخکاری دارای ضعف می باشد دور شود . در شکل ۲ - ۴ نمونه ای از اتصالات صلب مسلح نشان داده شده است . [۳]

---

<sup>۱</sup> Reduced Beam Section Frame



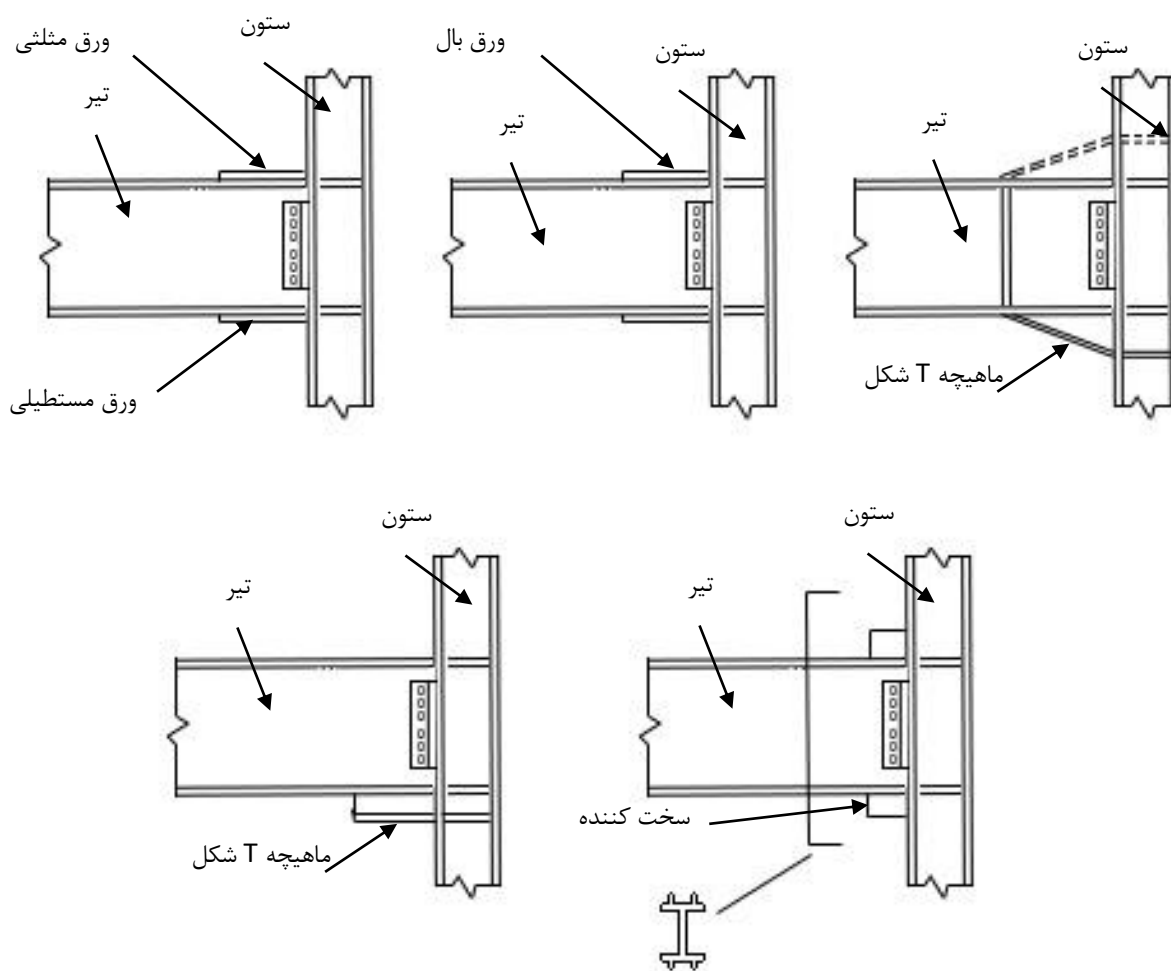
[۳] شکل ۲-۳ اتصال با جوش و گیر داری کامل

## ۲-۲-۲ قابهای مهاربندی شده<sup>۲</sup>

در این نوع سازه ها مقاومت جانبی سازه توسط اعضای قطری که همراه با شاه تیرها تشکیل جان یک سیستم خرابایی می دهند تامین می شوند . در این سیستم ها ستونها یالهای خرپا می باشند و برش افقی وارده بر ساختمان توسط اعضای قطری ( اعضای جان ) تحمل می شود . کارایی سیستم مهاربندی در ایجاد یک سازه سخت جانبی ، آن را به عنوان فرم سازه ای اقتصادی برای انواع ساختمانها با هر ارتفاع مطرح کرده است . از دیگر مزایای این سیستم می توان به حداقل دخالت شاه تیرها در تحمل بارهای جانبی اشاره کرد . اما از معایب این سیستم مانع بودن اعضای قطری در برابر کارگذاری درب و پنجره در محل های خاص می باشد .

<sup>۲</sup> Braced Frame

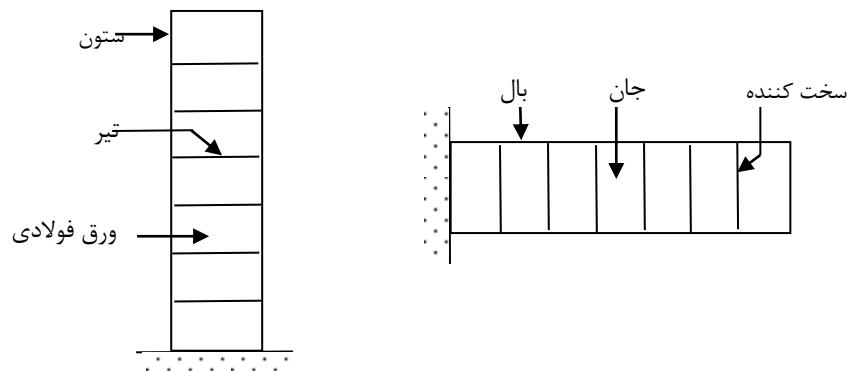
در ادامه این فصل به شرح مفصلی در مورد انواع مهاربندها و عملکرد هر کدام در برابر زلزله خواهیم پرداخت



[۳] شکل ۲-۴ اتصالات صلب مسلح

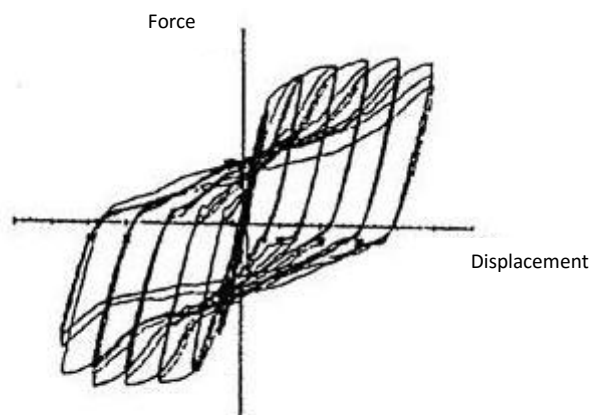
## ۳-۲-۲ دیوار برشی فولادی<sup>۱</sup>

دیوارهای برشی فولادی از ورق فولادی که توسط تیرها و ستونها احاطه شده اند تشکیل گردیده اند. دیوارهای برشی فولادی را می توان یک تیر ورق طره ای فرض نمود که در آن ستونها به منزله بالهای آن و تیرهای طبقات مانند سخت کننده های آن و ورقهای فولادی بعنوان جان آن می باشند ( شکل ۲-۵ ) سختی دیوارهای برشی فولادی از سخت ترین سیستم های مهاربندی ( بادبندهای ضربدری ) نیز بیشتر است. هم چنین رفتار سیستم در محیط الاستیک و میزان جذب انرژی آن نسبت به سیستم های مهاربندی بهتر است. در شکل ۲-۶ یک نمونه از نمودار هیستریزس آن به نمایش در آمده است. [ ۱۴ ]



[ ۱۴ ] شکل ۲-۵ مشابهت دیوار برشی و تیرورق طره ای

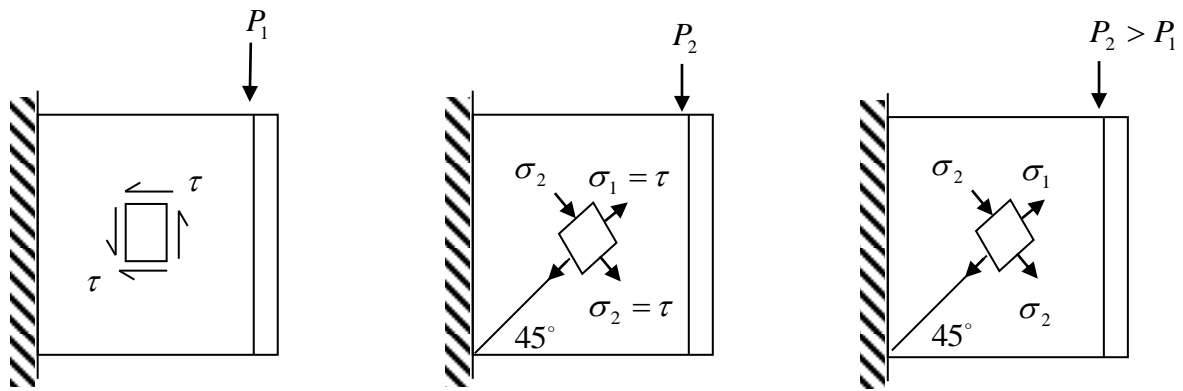
<sup>۱</sup> Steel Shear Walls



[۱۴] شکل ۶-۲ منحنی هیستریزیس دیوار برشی فولادی

اساس ایده دیوارهای برشی فولادی بهره گیری از میدان کششی قطری است که بعد از کمانش ورق فولادی در آن ایجاد می گردد . همانطور که شکل ۲ - ۷ که یک پانل برشی را نشان می دهد مشاهده می گردد ورق فولادی جان تا قبل از کمانش تحت اثر برش خالص  $\tau$  می باشد .

در صورتیکه نیروی  $P_1$  افزایش یابد به نحوی که تنش فشاری در جان از تنش بحرانی ورق فولادی بیشتر شود ، ورق کمانش نموده و صفحه جان به صورت چروکیده در خواهد آمد . مسلم است که ورق فولادی در جهت تنش فشاری افزایش تنش را نمی تواند تحمل کند ولی در جهت دیگر ، که ورق تحت تنشهای کششی  $\sigma_1$  قرار دارد ، تنشهای مذکور می تواند تاجاری شدن ورق فولادی افزایش یافته و در نتیجه پانل نیروهای قابل توجهی را تحمل نماید . پدیده مذکور پس کمانش در ورق فولادی نامیده می شود . [ ۱۴ ]



[۱۴] شکل ۷-۲ چگونگی ایجاد میدان کشش قطری

### ۳-۲ انواع مهاربندی

مهاربند ها سیستمی اقتصادی و پر بازده با بار جانبی در سازه های قابی هستند ، مهاربند ها اغلب مانعی برای طرح معماری سازه به حساب می آیند ، لذا معمولا آنها را در پانلهایی قرار می دهند که حداقل ممانعت ایجاد شود و ضمنا شرایط سازه ای مهاربند در عمل نیروهای برشی و پیچشی ساختمان ارضا گردد . در بسیاری از اوقات نوع مهاربندی بر اساس فضا و بازشوی مورد نیاز تعیین می گردد بطور کلی مهاربند ها به دو دسته تقسیم می شوند . [۱]

۱. مهاربند های هم مرکز (همگرا)

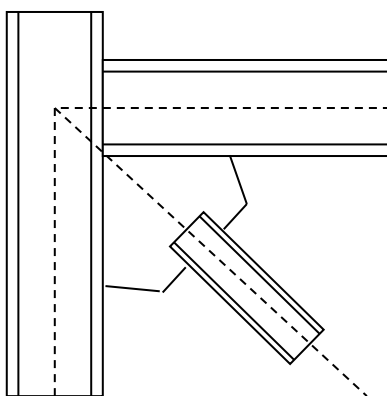
۲. مهاربند های خارج از مرکز (واگرا)

در چند سال اخیر علاوه بر دو گروه فوق سیستم های مهاربندی جدیدی ( مهاربند های دروازه ای ، زانویی و .... ) نیز توسعه یافته اند که هر کدام را به اختصار توضیح می دهیم .



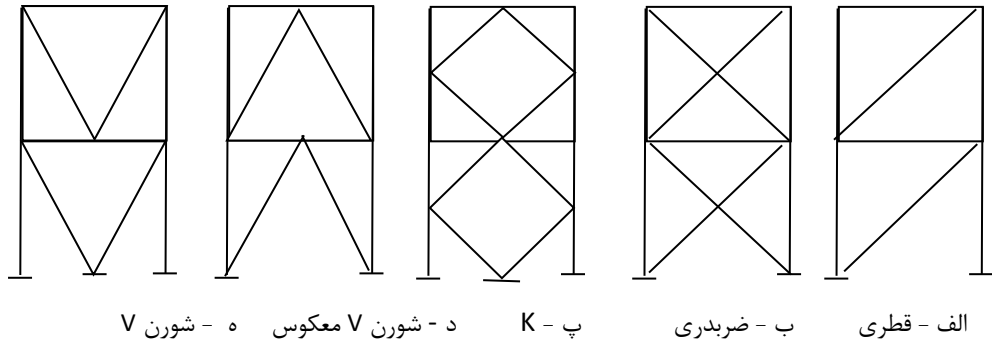
## ۲-۳-۱ مهابند های هم مرکز<sup>۱</sup> (CBF)

این سیستم ها در مسیر تکمیل سیستم های سازه ای فولادی در جهت مقابله با نیروهای باد ابداع گردیده اند. در این نوع مهابندیها فرض می شود که محورهای خنثی در اعضای مختلف، نظیر ستونها، تیرها و اعضای مهابندی در یک نقطه مشترک در هر اتصال با هم تلاقی می کنند. ( شکل ۲-۸ ) در قابهای با مهابندی هم مرکز مقاومت جانبی سازه توسط اعضای قطری که با تیرهای قابل تشکیل یک سیستم خرابایی را می دهند تامین می شود. انواع مهابندهای هم مرکز عبارتند از ضربدری، قطری، شورن  $V$ ،  $V$  معکوس و  $k$  که در شکل ۲-۹ نمایش داده شده است. به علت پیکربندی خرابا گونه، صلبیت جانبی این سیستم ها بسیار زیاد است بطوریکه یک سیستم قاب فولادی با مهابند های هم مرکز از نوع ضربدری در مقایسه با سیستم قاب خمشی نظیر آن می تواند تا ۱۰ برابر سختتر باشد. [۳]



شکل ۲-۸ عبور محورهای خنثی از یک نقطه [3]

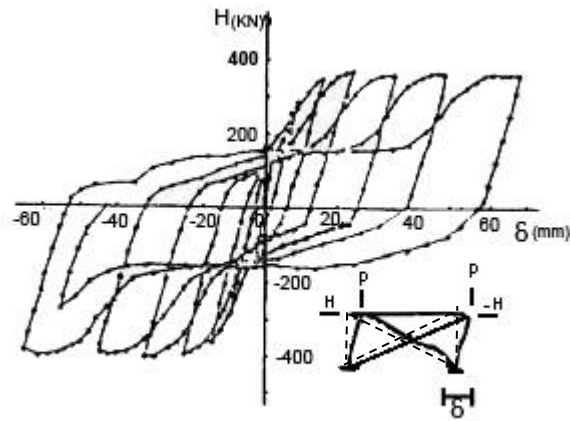
<sup>۱</sup> Centrally Braced Frame



شکل ۲-۹ انواع مهاربندهای هم مرکز [3]

مشکلات عمده این سیستم ها شکل پذیری و جذب انرژی کم ، عمدتاً به دلیل کماتش موضعی یا کلی عضو فشاری مهاربند و تا حدی هم ضعف و عملکرد نامناسب اتصالات آن می باشد . در زیر به اشکالات عمده هر کدام از انواع بادبندهای فوق به روایت AISC می پردازیم . [۱۵]

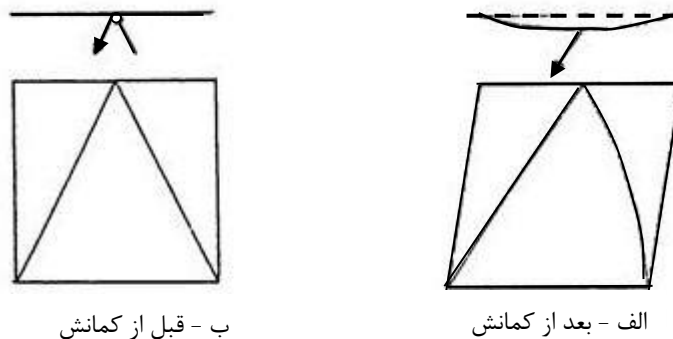
**الف - بادبندهای ضربدری :** در هنگام زلزله در هر سیکل یکی از بادبندها به فشار و دیگری به کشش کار می کنند . مهاربندی که نیروی فشاری را تحمل می نماید ، کماتش کرده و از باربری جانبی سیستم خارج می گردد . در سیکل بعدی نیز این اتفاق برای مهاربند دیگر می افتد و بعد از چند سیکل هر دو مهاربند از باربری جانبی سیستم خارج می شوند . همانطور که در شکل ۲-۱۰ مشاهده می شود حلقه های هیستریزیس قاب فولادی با بادبندهای ضربدری بسیار ناپایدار و نامنظم هستند .



[۳] شکل ۱۰-۲ منحنی هیستریزیس مهاربندهای هم محور

ب - بادبندهای قطری: این بادبندها که به صورت تک و قطری بکار می روند ، حداقل باید در دو دهانه یک قاب ساختمانی به کار گرفته شوند و در حالت کلی مشکلات بادبند ضربداری را دارند .

پ - بادبندهای شورن  $V$  و  $V$  معکوس: در این بادبندها یکی از اعضا در کشش و دیگری در فشار قرار دارد و احتمال کمانش عضو فشاری وجود دارد . تا قبل از کمانش عضو مهاری یک نیروی متعادل به تیر وارد می شود که به محض کمانش موضعی یکی از مهاری ها ، نیروی متعادل مذکور به یک نیروی نامتعادل تبدیل می شود ، که باعث می شود تیر طبقه تغییر شکل زیادی بدهد . ( شکل ۱۱-۲ )



[۱۵] شکل ۱۱-۲ نحوه عملکرد بادبندهای شورن

آیین نامه AISC برای جلوگیری از مشکلات فوق دو روش زیر را پیشنهاد کرده است . [ ۱۵ ]

۱. استفاده از ستونهای دوخت ( شکل ۲- ۱۲ )

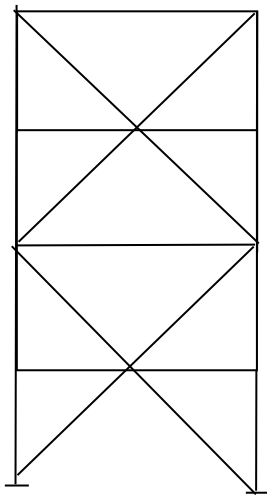
۲. استفاده از بادبندهای شورن به صورت X برای طبقات ( شکل ۲- ۱۳ )

**ت - بادبند K:** استفاده از این بادبند فقط در ساختمانها تا دو طبقه اجازه داده شده است و مشکل اساسی

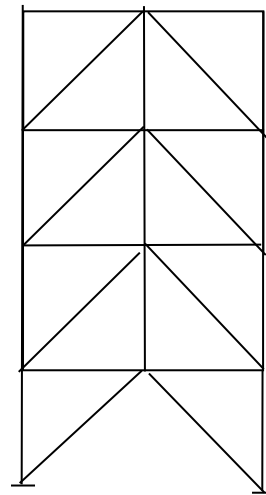
این بادبند وارد کردن نیروی نامتعادل شرح داده شده در بادبندهای شورن به ستون است که باعث ایجاد یک

تغییر مکانی جانبی در وسط ستون می شود این امر می تواند باعث بروز کمانش در ستون و در نتیجه فروریزی

کل ساختمان گردد .



[ ۱۵ ] X شکل ۲- ۱۳ استفاده از پیکربندی



[ ۱۵ ] شکل ۲- ۱۲ استفاده از ستون دوخت

## ۲-۳-۲ مهاربندهای خارج از مرکز<sup>۱</sup> (EBF)

این بادبندها بعد از مقایسه رفتار هیستریزیس بادبندهای هم مرکز و قاب خمشی و ترکیب آنها توسط پوپوف و همکارانش در دهه ۷۰ شکل گرفت. بادبندهایی که در آنها بین اعضای مهاربند تا تیر و ستون فاصله ایجاد شده باشد. بادبندهای واگرا نامیده می شوند. فاصله ایجاد شده تیر پیوند (طول لینک) نامیده شد و با  $e$  نمایش داده می شود. تیر پیوند مانند فیوز شکل پذیر عمل می کند و مقدار زیادی از انرژی ناشی از زلزله را جذب می کند. در این سیستم هر دو عامل شکل پذیری و سختی با هم ترکیب می شوند. شکل پذیری شاخصه مهم قاب های خمشی می باشد و سختی نیز شاخصه اصلی قابهای مهاربندی هم محور می باشد.

[۱۶]

مزایای سیستم مهاربند واگرا به شرح زیر می باشد: [۳]

۱. کاهش تغییر مکان جانبی در مقایسه با قابهای خمشی.
۲. استفاده از قابهای مهاربندی هم محور در ساختمان های با ارتفاع زیاد مجاز نمی باشد.
۳. کاهش نیروهای تکیه گاه و لنگر (در مقایسه با سیستم قاب خمشی) به منظور کاهش ابعاد پی.
۴. امکان استفاده از این سیستم برای تغییر سختی سازه در ارتفاع برای جبران نا منظمی در توزیع ارتفاعی جرم سازه با تغییر اندازه اعضا و طول پیوند وجود دارد. با تغییر طول تیر پیوند می توان سختی قاب مهاربندی واگرا را تغییر داد.

---

<sup>۱</sup> Eccentrically Braced Frame

۵. کاهش اثر  $P-\Delta$  در مقایسه با سیستم قاب خمشی .

۶. امکان تعبیه باز شو در مقایسه با قابهای مهاربندی همگرا .

## 2-3-1 انواع مهاربند های خارج از مرکز

بادبند های واگرا در حالت کلی به دو دسته

الف - بادبندهای واگرا با تیر پیوند افقی H-EBF

ب - بادبندهای واگرا با تیر پیوند قائم V - EBF

تقسیم بندی می شوند . در شکل 2-14 انواع بادبندهای واگرا نمایش داده شده است .

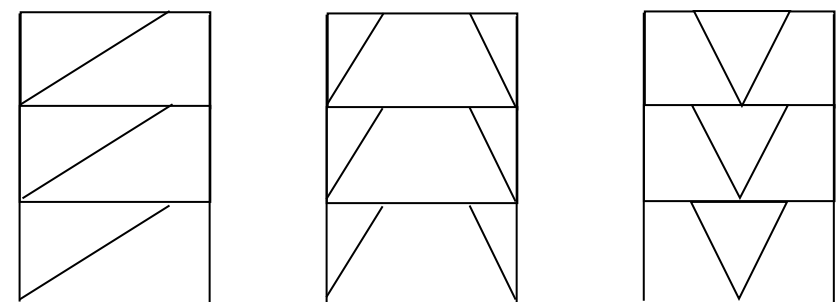
## 2-3-2 رفتار مهاربند های خارج از مرکز

رفتار بادبندهای واگرا به طول تیر پیوند آنها بستگی دارد . اصولا بادبندهای واگرا با طول تیر پیوند کوتاه رفتار

برشی و با طول تیر پیوند بلند رفتار خمشی دارند . هر چه طول تیر پیوند کوتاهتر باشد سختی قاب بیشتر

است . تیر پیوند به گونه ای طراحی می شود که قادر به تحمل تغییر شکل های غیر ارتجاعی بزرگ بدون

کاهش مقاومت باشد . در جدول 2-1 رابطه سختی قاب با طول تیر پیوند آمده است . [ ۳ ]



الف - بادبندهای واگرا با تیر پیوندی افقی

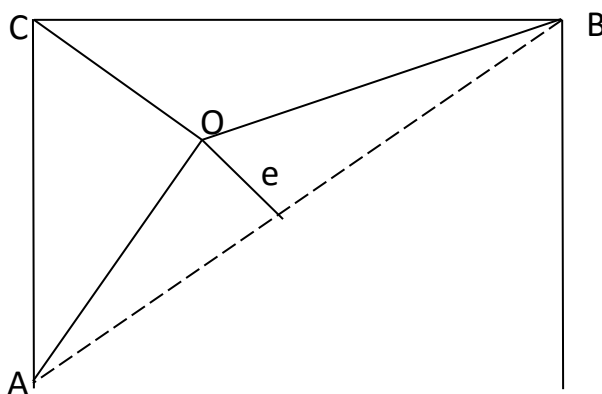
جدول ۱-۲ تاثیرات طول تیر پیوند بر سختی قاب با مهارندهای واگرا [۳]

	$\frac{e}{l} = 0$	$0 < \frac{e}{l} < 0.5$	$0.5 < \frac{e}{l} < 1$	$\frac{e}{l} = 1$
سختی قاب	قاب دارای سختی الاستیک معادل CBF است	رفتار سیستم برشی و سازه دارای سختی مناسبی است	رفتار سیستم خمشی و مهاربند اثر کمی بر سختی سازه دارد	قاب دارای شکل پذیری معادل MRF است

یکی از مزایای اصلی بادبندها V-EBF نسبت به H-EBF کنترل تغییر شکل تیر می باشد. به عنوان مثال در سازه های خاص مانند نیروگاهها که تاسیسات فراوانی در طبقه موجود است تغییر شکل ناشی از تیر می تواند خسارات زیادی به بار آورد، در صورتی که با استفاده از V-EBF تغییر شکل چندانی نخواهیم داشت . [۱۶]

### ۲-۳-۳ مه‌اربندهای دروازه‌ای ( مه‌اربندی با اعضا کششی خارج از محور<sup>۱</sup> (OBF) )

در این سیستم ، محور طولی عضو مه‌اربندی منطبق بر قطر قاب نمی باشد که این خروج از محوریت از لحاظ معماری و جایگذاری درب و پنجره تسهیلات مناسبی را فراهم می کند . همانطور که در شکل ۲-۱۵ دیده می شود ، عضو AOB یک عضو مستقیم نیست بلکه دارای خروج از مرکزیت به اندازه  $e$  می باشد و از سوی دیگر نقطه O به وسیله عضو سومی کشیده می شود که با افزایش تغییر شکل ، فرمول بندی تعادل بر مبنای شکل هندسی ، تغییر خواهد کرد . به طور کلی در این سیستم سختی ، شکل پذیری ، میزان تغییر مکان و سایر پارامترهای مهم تابعی از موقعیت O و سختی عضو سوم OC می باشد .



شکل ۲-۱۵ مه‌اربندهای دروازه‌ای

<sup>۱</sup> Offcenter Braced Frame



ضمنا به دلیل ماهیت رفت و برگشتی نیروی زلزله ، این بادبند باید به صورت دو دهانه مورد استفاده قرار گیرد . در این سیستم به طور کلی برای خروج از مرکزیت کوچک رفتار سازه تقریبا خطی ، ولی با افزایش آن، ضمن کاهش شدید سختی ، تغییر شکل ها هم شدیداً افزایش می یابد .

### ۲-۳-۴ مهاربندهای زانویی<sup>۲</sup> (KBF)

در این مهاربندی بادبندهای قطری به یک عضو اتصال تیر به ستون وصل می شوند که این عضو ، عضو زانویی نامیده می شود . رفتار این نوع بادبند متفاوت با بادبندهایی است که تنها برای کشش طرح می شوند . در این سیستم نیروهای کوچک و سختی سازه توسط بادبند تامین شده و در زلزله های شدید با تسلیم عضو زانویی در دو انتها در دو نقطه تماس با بادبند قطری شکل پذیری کافی تامین شده و جذب انرژی صورت می گیرد . نکته قابل توجه در این سیستم آن است که بعد از پایان زلزله فقط عضو زانویی دچار خرابی و تسلیم شده و قاب اصلی و بادبند قطری بصورت الاستیک باقی می ماند . عضو زانویی باید سختی کافی داشته باشد تا مانع بروز آسیب های سازه ای هنگام زلزله های مکرر با شدت کم شود . [۱۷]

هم چنین طول عضو زانویی نیز بسیار مهم بوده و بر روی سختی جانبی تاثیر می گذارد . عضو کوتاهتر در برش و عضو بلندتر در خمش جاری می شوند . آنالیز های غیر خطی نشان می دهد که عضو کوتاهتر

---

<sup>۲</sup> Knee Brace Frame

که در برش جاری می شود نسبت به عضو بلندتر که در خمش جاری می شود شکل پذیری مناسبتری

به قاب می دهد . (شکل ۲-۱۶)

# فصل سوم

روش های محاسبه ضریب رفتار

### ۱-۳ مقدمه

تحلیل ارتجاعی سازه ها تحت زلزله سبب ایجاد نیروی برش پایه و تنشهایی می شوند که به میزان قابل توجهی بزرگتر از پاسخ های واقعی سازه می باشند . سازه با ورود به حوزه غیر ارتجاعی می تواند بدون هیچ گونه آسیب سازه ای مقدار زیادی از انرژی زلزله را جذب نموده و مقاومت می کند .

از طرفی ، تحلیل غیر خطی سازه ها مستلزم انجام عملیات محاسباتی زمانبر و پر حجم می باشد ، بنابراین در اکثر آیین نامه های طرح ساختمانها در برابر زلزله روش ساده و مناسبی تحت عنوان روش ضریب شکل پذیری یا روش معادل استاتیکی جهت دستیابی به پاسخ معقولی از رفتار غیر خطی سازه (بدون انجام یک تحلیل غیر

خطی ) ارائه شده است . از این رو به دلیل اهمیت شکل پذیری در جذب انرژی زلزله در نتیجه تاخیر در تخریب سازه ها در اثر زلزله ، نیروهای محاسباتی ناشی از زلزله با معرفی ضریب رفتار سازه ( R ) کاهش می یابد .

ضریب رفتار در حقیقت عملکرد غیر ارتجاعی سازه را در بر دارد و نشانگر مقاومت پنهان سازه در مرحله غیر ارتجاعی است . این ضریب برای هر سیستم سازه ای در آیین نامه های مختلف بر اساس اثر شکل پذیری  $R_{\mu}$  و مقاومت افزون  $R_s$  بدست می آید و با عناوینی چون ضریب اصلاح پاسخ ، ضریب کاهش نیرو ، ضریب کاهش مقاومت و ضریب رفتار بیان می شود .

### ۲-۳ تاریخچه و سیر تکاملی ضریب رفتار

در سال ۱۹۵۷ کمیته ای از انجمن مهندسين سازه کالیفرنیا SEAOC مامور تدوین آیین نامه لرزه ای برای کالیفرنیا شدند و در سال ۱۹۵۹ مقررات نیروی جانبی توصیف شده توسط SEAOC را منتشر ساختند . این مقررات حاوی آخرین اطلاعات حرفه ای در زمینه مهندسی زلزله بود و برای اولین بار در محاسبه حداقل برش پایه طراحی ، نوع سیستم سازه ای را به طور مشخص در نظر گرفته بود . رابطه برش پایه توصیه شده به صورت زیر بود . [۱۲]

$$(1-3)V=KCW$$

K ضریبی که وابسته به نوع سیستم سازه ای ( شکل اولیه ضریب رفتار ) می باشد .

این آیین نامه صرفاً برای منطقه کالیفرنیا توصیه شده بود از این رو در سال ۱۹۶۱ مقررات لرزه ای UBC با لحاظ ضریب لرزه خیزی منطقه Z رابطه زیر را برای برش پایه توصیه نمود .

$$V = ZKCW \quad (۲-۳)$$

در سال ۱۹۷۸ نشریه ATC-3-06 بنایی را در مهندسی زلزله در ایالات متحده پایه گذاری کرد و مفاهیم

جدیدی را به شرح زیر در پیش روی آیین نامه های لرزه ای قرارداد . [۱۲]

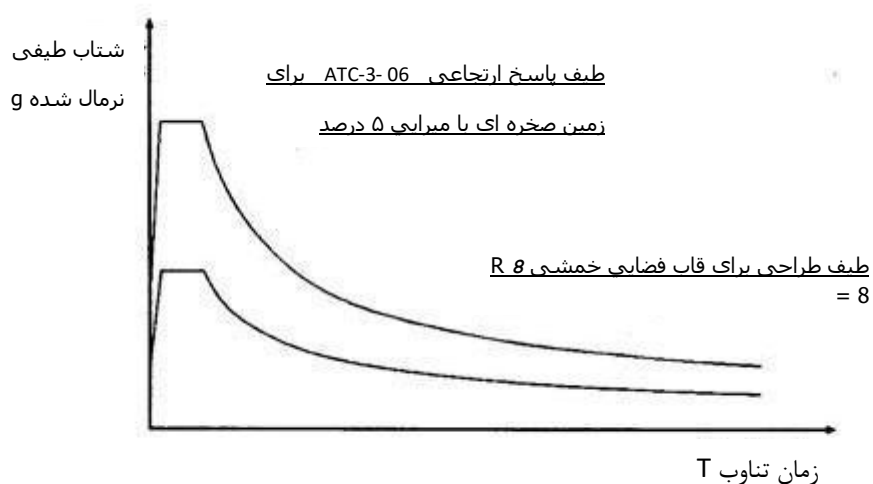
۱. طبقه بندی ساختمانها از لحاظ کاربری
۲. نقشه های ملی خطر لرزه خیزی
۳. بکارگیری ضریب رفتار R به جای ضریب K
۴. محدود کردن تغییر مکان جانبی نسبی ساختمان
۵. ارائه ابزارهایی برای تحلیل دینامیکی خطی
۶. طراحی بر اساس روش مقاومت نهایی به جای روش تنش مجاز

ATC-3-06 در مورد ضریب رفتار یاد آور شده است که :

الف - هدف از ضریب رفتار کاهش در مقادیر نیروهای طراحی بوده که بر اساس ارزیابی خطر ، اقتصاد و رفتار غیر خطی توصیه می شود .

ب - هدف از توسعه ضریب رفتار این بوده است که با استفاده از علم دینامیک سازه مدرن در فرآیند طراحی ، بتوان حرکات شدید قابل انتظار زمین را که به شکل طیف های پاسخ ارتجاعی ارائه می شدند ، به سطوح پایین تری کاهش داد . [۱۲]

شکل ۳-۱ کاربرد ضریب رفتار را در کاهش نیازهای طیفی ارتجاعی به تراز نیروهای طراحی نشان می دهد .



شکل ۳-۱ کاربرد ضریب R در کاهش نیازهای طیفی ارتجاعی به تراز نیروهای طراحی [۱۲]

با آگاهی از این موضوع که قرار بود R یک ضریب کاهش پاسخ باشد تصمیم گرفته شد که R در مخرج رابطه برش پایه قرار گیرد. در نتیجه ضریب رفتار R با ضریب K که در آیین نامه های پیشین بکار رفته بود نسبت معکوس پیدا کرد در رابطه برش پایه به صورت زیر ارائه گردید:

$$V = \frac{2.5A_a}{R} W \quad (3-3) \quad \text{سازه هایی که زمان تناوب T برای آنها محاسبه نشده است.}$$

$$V = \frac{1.2A_v S}{RT^{0.7}} W \quad (3-4) \quad \text{سازه هایی که زمان تناوب T برای آنها محاسبه شده است.}$$

مقادیر اولیه پیشنهاد شده برای ضرایب R تنها بر اساس تجارب محدود و قضاوت مهندسی استوار بود و تا حدود دو دهه پیش رویه تحلیلی یا عددی، جهت محاسبه ضریب رفتار ساختمانها که نمادی از یک واقعیت فیزیکی باشد ارائه نشده بود. [۱۲]

در دهه های اخیر کوششهایی جهت بدست آوردن دقیقتر مقدار تحلیلی این ضریب صورت گرفته است. اولین تلاشهایی که پیرامون ابداع روش محاسبه ضریب رفتار بعمل آمده مربوط به کارهای نیومارک<sup>۱</sup> از دانشگاه ایلینوی می باشد. وی همراه هال<sup>۲</sup> در مقاله ای که در سال ۱۹۸۲ منتشر کرد، روشی جهت ساخت طیف غیر خطی با استفاده از طیف خطی برای سازه های یک درجه آزادی ارائه نمود. هر چند این روش برای سازه های یک درجه آزادی (SDOF) تدوین شده بود. اما گام بزرگی در راستای محاسبه ضریب رفتار ساختمانها به حساب می آید. [۱۲]

<sup>۱</sup> Newmark  
<sup>۲</sup> Hall

از اواخر دهه ۸۰ میلادی دو گروه از محققان در آمریکا و اروپا به طور جداگانه به تحقیق در مورد ضریب رفتار یافتن عوامل موثر بر آن و روشهای محاسبه آن پرداختند. دو تن از شاخص ترین آنها پرفسور فریمن<sup>۳</sup> از محققان ارشد شورای فن آوری کاربردی آمریکا و پرفسور یوانگ<sup>۴</sup> از اعضای برجسته انجمن مهندسين ساختمان آمریکا هستند که هر یک روشی را در جهت محاسبه ضریب رفتار R ابداع نمودند. [۲۱،۲۰] در بین محققان نیز پرفسور مازولانی<sup>۵</sup> استاد برجسته دانشگاه ناپل و دیگر محققان تلاش های زیادی در راستای ابداع روش های تحلیلی مختلف جهت محاسبه ضریب رفتار به انجام رسانده اند. [۲۲]

### ۳-۳ مبانی و روشهای محاسبه ضریب رفتار

اساس تمامی روشهای محاسبه ضریب رفتار یکسان است و آن عبارت است از محاسبه میزان نیرو یا انرژی است که یک قاب از زمانی که اولین مفصل پلاستیک در آن تشکیل می شود تا زمانی که مکانیزم به خرابی کامل می رسد. روش هایی را که در مقالات و منابع موجود جهت محاسبه R وجود دارد می توان به دو گروه تقسیم کرد.

---

<sup>۳</sup> Freeman

<sup>۴</sup> Uang

<sup>۵</sup> Mazzolani



۱. روشهای محققان آمریکایی

۲. روشهای محققان اروپایی

روش های محققان آمریکایی عموماً از مبانی و تئوری ساده تری برخوردار بوده در عین حال کاربردی تر هستند . در حالیکه روش محققان اروپایی دارای مبانی و تئوری پیچیده ای بوده و استفاده از آنها در عمل برای قابهای واقعی ساختمانی مشکل و در بعضی موارد غیر عملی است . در واقع می توان روش های محققان آمریکایی را روش کاربردی و روشهای محققان اروپایی را روش تحلیلی نامید . روش های هر دو گروه در ذیل مورد بحث قرار گرفته است .

### ۳-۳-۱ روشهای کاربردی :

در این گروه دو روش شاخصتر از بقیه بوده و دیگر روشها عمدتاً شبیه به این دو روش و احیاناً دارای کمی اختلاف هستند . یکی از روشها که به روش ضریب شکل پذیری مشهور است دستاورد پرفسور یوانگ [۲۱] می باشد و روش دوم نیز که به روش طیف ظرفیت معروف است نتایج تحقیقات پرفسور فریمن [۲۰] می باشد .

### ۳-۳-۱-۱ روش ضریب شکل پذیری

همانطور که در شکل ۳-۲ دیده می شود رفتار واقعی غیر خطی با یک رابطه دو خطی مدل می شود . در این مدل دو خطی نیروی حد جاری شدن سازه با  $V_y$  و تغییر مکان حد جاری شدن با  $\Delta_y$  نشان داده شده است

. در صورت فرض رفتار خطی سازه در هنگام زلزله ماکزیمم برش پایه در آن برابر  $\Delta_e$  خواهد بود . این نیرو

به دلیل رفتار غیر خطی سازه به نیروی  $V_y$  کاهش می یابد حداکثر جابجایی سازه قبل از خرابی نیز  $\Delta_{max}$

می باشد . در نتیجه با توجه به شکل ۳-۲ ضریب شکل پذیری از رابطه ۳-۵ بدست می آید . [۲۱]

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (۵-۳)$$

به دلیل شکل پذیری و رفتار غیر خطی سازه نیروی خطی  $V_e$  می تواند به نیروی  $V_y$  کاهش یابد .

بنابراین می توان ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری را مطابق رابطه ۳-۶ تعریف نمود .

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (۶-۳)$$

لازم به یاد آوری است که  $V_y$  متناظر با نیروی خرابی سازه می باشد و به معنای شروع تسلیم شدن سازه نیست

. معمولاً یک میرایی لزج ۵ درصد برای محاسبه ضریب کاهش نیرو در رفتار خطی استفاده می شود

اولین جاری شدن در سازه  $V_s$  تا ایجاد مکانیزم و خرابی واقعی سازه  $V_y$  اضافه مقاومت یا مقاومت افزون نامیده

می شود و طبق رابطه ۳-۷ تعریف می شود .

$$R_s = \frac{V_y}{V_s} \quad (۷-۳)$$

برای طراحی در حد تنش مجاز ، آیین نامه های طراحی نیروی  $V_s$  را به نیروی  $V_w$  کاهش می دهند . این

کاهش توسط ضریب تنش مجاز که طبق رابطه ۳-۸ تعریف می شود صورت می گیرد .

$$Y = \frac{V_s}{V_w} \quad (۸ - ۳)$$

با توجه به مفاهیم در روابط فوق ضریب رفتار سازه که برای تبدیل نیروی خطی اعمالی به سازه به نیروی

طراحی به کار می رود به ترتیب زیر محاسبه می شود :

$$R = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = R_\mu \times R_s \quad (۹ - ۳)$$

$$R = \frac{V_e}{V_w} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} \times \frac{V_s}{V_w} = R_\mu \times R_s \times Y \quad (۱۰ - ۳)$$

معادله ۳-۹ ضریب رفتار با دستوالعمل طراحی به روش مقاومت نهایی و معادله ۳-۱۰ ضریب رفتار با

دستوالعمل طراحی به روش تنش مجاز می باشد .

هم چنین ضریب بزرگ نمایی تغییر مکان که در آیین نامه نسبت  $\Delta_{max}$  به  $\Delta_s$  یا  $\Delta_w$  از روابط زیر قابل

محاسبه است .

$$C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_s} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \times \frac{\Delta_y}{\Delta_s} = \mu \times R_s \quad (۱۱ - ۳)$$

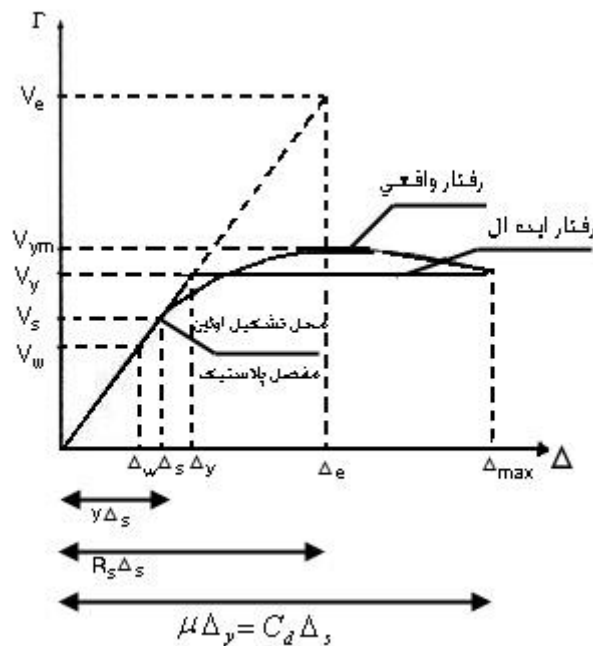
$$C_d = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_w} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \times \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \times \frac{\Delta_s}{\Delta_w} = \mu \times R_s \times Y \quad (12-3)$$

معادله ۱۱-۳ ضریب بزرگ نمایی تغییر مکان با دستورالعمل طراحی به روش مقاومت نهایی و معادله ۳-

۱۲ ضریب بزرگ نمایی تغییر مکان با دستورالعمل طراحی به روش تنش مجاز می باشد .

همانطور که در روابط بدست آمده برای ضریب رفتار مشاهده شد ، کاهش شکل پذیری  $R_\mu$  و ضریب اضافه

مقاومت  $R_s$  در پارامتر اصلی ضریب رفتار می باشد .



شکل ۳-۲ رفتار غیر خطی سازه [۲۱]

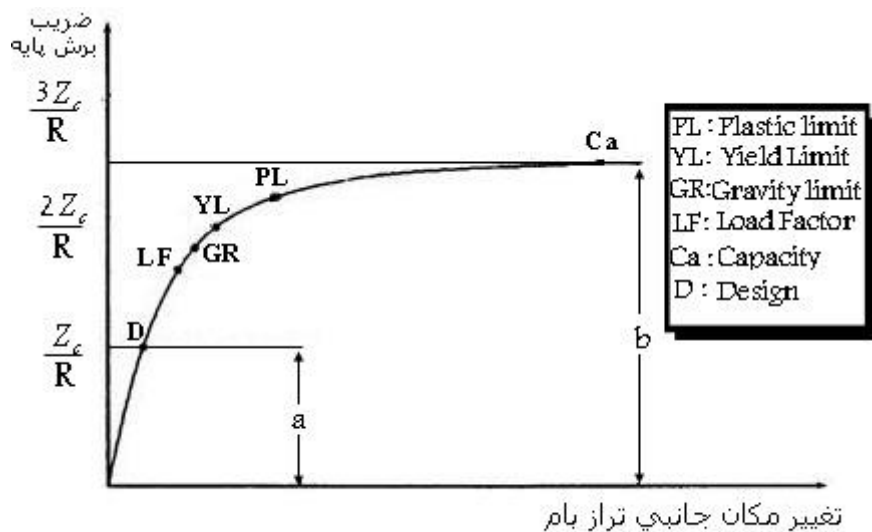
۳-۱-۳-۳ روش طیف ظرفیت

اگر در نظر باشد با یک روش تحلیلی مقدار  $R$  محاسبه و فرمول بندی گردد پارامترهای زیادی در فرمول بندی آن شرکت داشته و رابطه آن بصورت زیر خواهد بود .

$$R = R_A \times R_B \times \dots R_N \quad (3-13)$$

که  $R_x$  ها هر یک پارامترهایی مانند آرایش قابها ، سیستم ساختمانی ، ترکیب بارها ، درجه نامعینی ، مشخصات میرایی ، مشخصات رفتار غیر خطی سازه ، ویژگی مصالح ، نسبت ابعاد ساختمان ، مکانیزم فرو ریزش و ... را در رابطه فوق لحاظ می کنند . وسعت عوامل موثر در تعیین مقدار  $R$  چنان زیاد است که به سختی می توان دو ساختمان یافت که ضریب رفتار یکسانی داشته باشند . به عبارت دیگر هر ساختمان مشخصات و ویژگی های منحصر به فرد خود را دارد لذا به جای آن که تمامی عوامل موثر فوق در رابطه محاسبه ضریب رفتار وارد گردند مفید تر به نظر می رسد تنها جملاتی که نقش اساسی تری دارند در نظر گرفته شود .

منحنی طیف ظرفیت (شکل ۳-۳) را در نظر بگیرید . اگر ظرفیت نهایی سازه ( نقطه  $b$  ) و ظرفیت طراحی ( نقطه  $a$  ) را محاسبه کنیم می توان به یک نسبت ظرفیت افزایش یافته ( اضافه مقاومت ) دست یافت که آن را  $R_e$  می نامیم .



شکل ۳-۳ منحنی طیف ظرفیت [۲۰]

$Z_c$  طیف نیروی وارد بر سازه را مشخص می کند که با میرایی ۵ درصد به هنگام زلزله در محدوده ارتجاعی باقی می ماند اما همانگونه که گفته شد انتظار نمی رود سازه به هنگام وقوع زلزله های متوسط و شدید، الاستیک باقی بماند. بلکه به هنگام وقوع زمین لرزه هر سازه از حد ارتجاعی اش فراتر می رود.

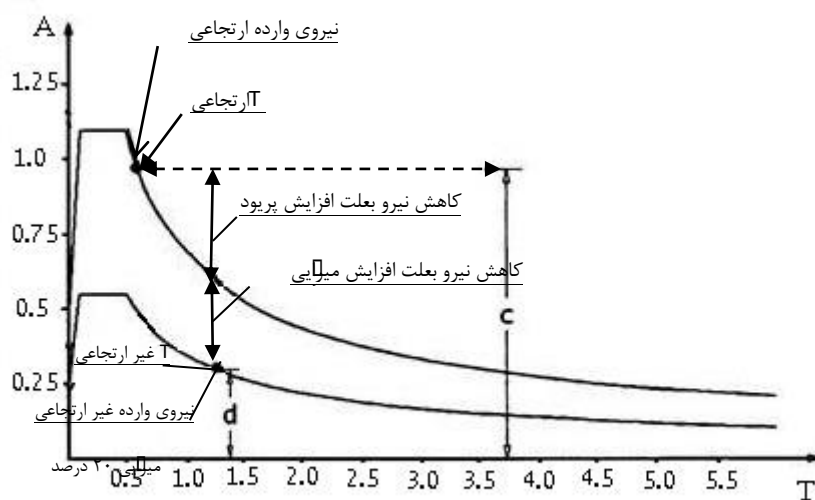
سختی آن کاهش می یابد و رابطه نیرو - جابجایی آن غیر خطی و به شکل هیستریزس خواهد بود. این عملکرد را می توان با ارتعاشات سازه ای با پیروید طولانی تر (ناشی از کاهش سختی) و میرایی بزرگتر (ناشی از جذب و دفع انرژی به شکل هیستریک) مشابه دانست. بنابراین برای آنکه این عملکرد غیر خطی سازه تخمین زده شود، می توان فرض نمود که به هنگام وقوع زمین لرزه و ورود سازه به ناحیه غیر ارتجاعی پیروید

آن طولانی تر شده و میرایی آن افزایش می یابد. با طولانی تر شدن پریود و افزایش میرایی ناشی از زلزله نیاز

لرزه ای کاهش می یابد. (شکل ۳-۴)

اکنون با در دست داشتن دو مقدار  $R_c$  و  $R_d$  ضریب رفتار زیر بدست می آید:

$$\left\{ \begin{array}{l} R_c = \frac{b}{a} \\ R_d = \frac{c}{d} \end{array} \right. \Rightarrow R = R_c \times R_d \quad (۳-۱۴)$$



شکل ۳-۴ طیف نیروی وارده [۲۰]

۳-۳-۲ روشهای تحلیلی

محققین اروپایی همگام با محققین آمریکایی به تحقیق راجع به روش های برآورد ضریب رفتار ساختمان

پرداخته اند . بحث مفصل راجع به مقدار ضریب رفتار در آیین نامه زلزله اروپا و همچنین روش های مختلف

محاسبه آن که عموماً توسط محققان اروپایی ابداع شده اند ، آورده شده است . [۲۳]

این روش ها را می توان به سه گروه تقسیم کرد .

۱. روشهای متکی بر تئوری ضریب شکل

۲. روشهای متکی بر پاسخ غیر خطی سیستم های یک درجه آزادی

۳. روش های انرژی

در ذیل به شرح مختصر هر یک از این روشها می پردازیم .

۳-۳-۲-۱ روش تئوری ضریب شکل پذیری :

این روش اولین بار توسط کسنزا<sup>۱</sup> ارائه شده و بر پایه تئوری شکل پذیری قابها قرار دارد . در این روش ضریب

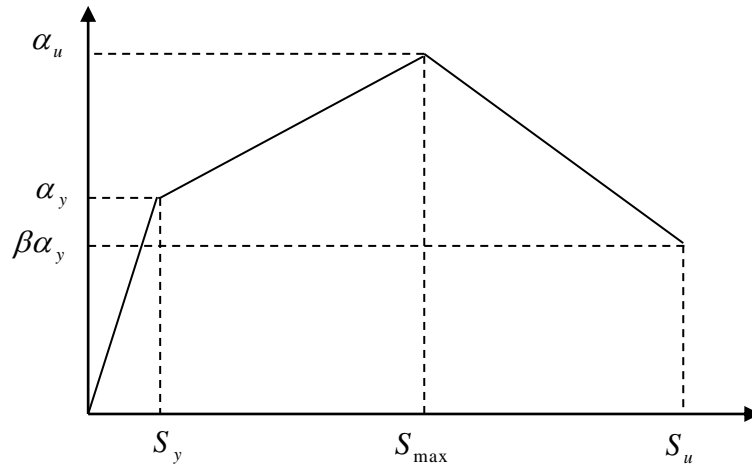
رفتار که در اینجا  $q$  نامیده می شود با توجه به شکل ۳-۵ از رابطه زیر بدست می آید :

$$q = \frac{S_u}{S_y} = \alpha_c \left[ \frac{\alpha_u}{\alpha_y} - \beta \right] + \beta \quad (۳-۱۵)$$

---

<sup>۱</sup> Consenza





شکل ۵-۳ مدل ساده با ظرفیت با توزیع پلاستیک [۲۳]

همانطور که در شکل ۵-۳ مشخص شده است. نسبت ظرفیت نهایی به ظرفیت تسلیم می باشد که در

این رابطه  $\alpha_c$  ضریب الاستیک بحرانی بارهای قائم و  $\beta$  متغیری وابسته به پیروید ارتعاشات سازه است که از

رابطه زیر بدست می آید. [۲۳]

$$\beta = \beta' \frac{\alpha_u}{\alpha_y} \quad (۱۶-۳)$$

یعنی می توان نوشت :

$$q = \frac{\alpha_u}{\alpha_y} [(1 - \beta')\alpha_c + \beta'] \quad (۱۷-۳)$$

مازولانی<sup>۱</sup> با استفاده از نتایج بدست آمده از رفتار دینامیکی سیستم های یک درجه آزادی رابطه زیر را برای

$\beta$  پیشنهاد داده است. [۲۳]

$$\begin{aligned} \beta' &= 1 - T \rightarrow T < 0.5 \\ \beta' &= 0.5 \rightarrow T > 0.5 \end{aligned} \quad (۱۸-۳)$$

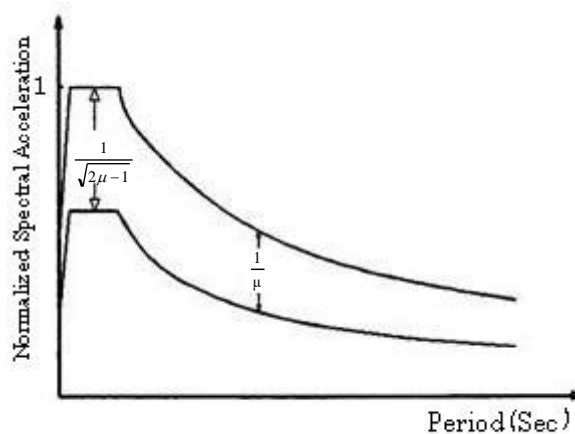
بنابراین برای  $T > 0.5$ ،  $q$  دارای مقداری ثابت و برای  $T < 0.5$  یک تابع خطی از پریود می باشد.

### ۳-۲-۲-۳ روش پاسخ غیر خطی سیستم یک درجه آزادی :

این روش برای اولین بار توسط نیومارک و هال<sup>۱</sup> ارائه و به طور کامل فرمول بندی شده است. آنها نشان دادند

که چگونه می توان طیف پاسخ غیر خطی را از طیف پاسخ الاستیک یک سیستم یک درجه آزادی بدست

آورد. (شکل ۶-۳)



شکل ۶-۳ روش نیومارک [۲۴]

<sup>۱</sup> Mazzolani

<sup>۱</sup> Newmark & Hall

جیانینی با استفاده از نتایج تکامل یافته سیستم های یک درجه آزادی که تحت زمین لرزه های مختلف قرار گرفته اند ، روابط کاملتر زیر را برای ضریب رفتار این سیستم ها پیشنهاد نموده است .

$$q = 1 + (\mu - 1)^{0.87 - 0.05T} \rightarrow T > T_0 \quad (۱۹-۳)$$

$$q = 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T^{[1 - \frac{T}{2T_0}]}}{T_0} \rightarrow T < T_0$$

که  $T_0$  پریود سیستم است در لحظه ای که منحنی طیف پاسخ الاستیک شروع به فرم شدن ( کاهش سختی ) می کند و مقدار  $q_0$  از معادله اول به ازای  $T = T_0$  می باشد . [۲۴]

### ۳-۲-۳-۳ روش انرژی

اساس این روش بر پایه تساوی بیشینه انرژی جنبشی ناشی از یک زلزله شدید با بیشینه انرژی جنبشی که یک سازه قادر است جذب نماید قرار دارد . ( شکل ۳-۷ )

معادله تعادل انرژی در یک سازه به شکل زیر نوشته می شود .

$$E_{ku} = W_0 + D_u - E_{zu} \quad (۲۰-۳)$$

$W_0$  : انرژی الاستیک در محدوده ارتجاعی ( بخش اول تغییر شکل ) ذخیره می شود .

$D_u$  : انرژی که طی تغییر شکل غیر خطی سازه در آن ذخیره می شود .

$E_{zu}$  : کار انجام شده توسط نیروهای قائم در کل پروسه تغییر شکل .

$E_{ku}$  : بیشینه انرژی جنبشی که سازه قادر است جذب و مستهلک کند .

انرژی جنبشی ناشی از شتاب زمین در زلزله و طیف پاسخ این زلزله  $S$  ،  $E_k$  نامیده می شود . شتاب نگاشت

شدیدترین زلزله توسط ضریبی همچون  $m$  از شتاب نگاشت طرح مشخص می گردد .

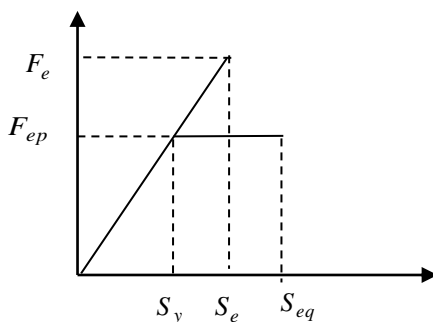
انرژی جنبشی  $E_{km}$  ناشی از این زلزله که با استفاده از بیشینه شبه سرعت برآورد شده از روی طیف  $mS$

مشخص می گردد و توسعه رابطه زیر به  $E_k$  مرتبط می شود .

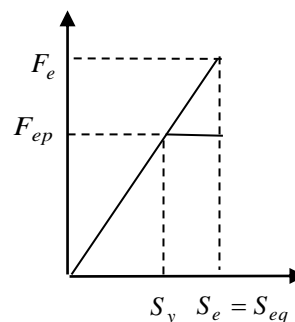
$$E_{km} = m^2 E_k \quad (۲۱-۳)$$

در نتیجه بنا بر قانون تعادل انرژی داریم .

$$E_{km} = E_{ku} \quad (۲۲-۳)$$



شکل ۳-۲-۷ تعادل انرژی



شکل ۳-۲-۱ تئوری شکل پذیری

### ۳-۴ ضریب کاهش اثر شکل پذیری $R_\mu$

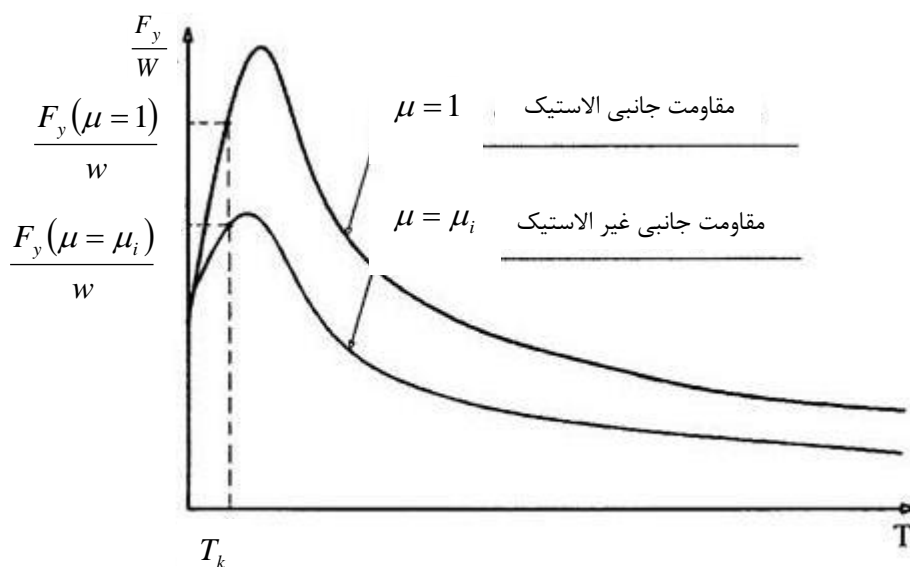
سازه‌ها در اثر وجود شکل پذیری مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را بصورت هیستریزیس تلف می‌کنند و مقدار این اتلاف بستگی به مقدار شکل پذیری کلی سازه دارد. این شکل پذیری باید به گونه‌ای باشد که شکل پذیری کلی اعضا از مقدار مجاز خود بیشتر نشود. بدین منظور در موقع طراحی لازم است که حداقل مقاومت لازم سازه که شکل پذیری کلی آن را به حد شکل پذیری تعیین شده از قبل محدود می‌کند، مشخص شود. [۲۵]

ضریب کاهش اثر شکل پذیری  $R_\mu$  با نسبت مقاومت الاستیک مورد نیاز به مقاومت غیر الاستیک مورد نیاز تعریف می‌شود:

$$R_\mu = \frac{F_\mu(\mu=1)}{F_\mu(\mu=\mu_i)} \quad (۳-۲۳)$$

که  $F_\mu(\mu=1)$  مقاومت جانبی تسلیم مورد نیاز برای جلوگیری از تسلیم در سیستم در اثر یک زلزله مشخص می‌باشد و  $F_\mu(\mu=\mu_i)$  مقاومت تسلیم جانبی مورد نیاز برای محدود کردن ضریب شکل پذیری کلی سازه به مقدار کمتر یا برابر با ضریب شکل پذیری کلی از پیش تعیین شده هدف  $(\mu_i)$  وقتی سیستم در معرض همان زلزله قرار گیرد، می‌باشد.

برای تعیین ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری  $R_\mu$  روش کار به این صورت است که مقاومت جانبی الاستیک  $F_\mu(\mu=1)$  و غیر الاستیک با ضریب شکل پذیری  $\mu_i$  ،  $F_\mu(\mu=\mu_i)$  را برای یک سیستم با پیوند مشخص بدست آورده و سپس این نیروها را به وزن سیستم نرمال می کنند . این نیروها را برای پیوندهای مختلف سازه بدست می آورند که این کار با طیف خطی  $(\mu=1)$  و طیف غیر خطی  $(\mu=\mu_i)$  با ضریب شکل پذیری  $\mu_i$  بدست می آیند . از تقسیم طیف خطی به طیف غیر خطی مقدار ضریب کاهش در اثر شکل پذیری برای آن زلزله به خصوص و ضریب شکل پذیری هدف بدست می آید . ( شکل ۳-۸ )



شکل ۳-۸ طیف خطی و غیر خطی با شکل پذیری ثابت [۲۵]

$R_{\mu}$  به عوامل متعددی بستگی دارد . با دسته بندی این عوامل به سیستم های یک درجه آزادی و سیستم چند درجه آزادی به ذکر آنها می پردازیم . [۵]

### ۳-۴-۱ عوامل موثر بر $R_{\mu}$ در سیستم های یک درجه آزادی

۳-۴-۱-۱ نوع مصالح : نوع مصالح به لحاظ تفاوت در میزان مقاومت ، مدول ارتجاعی ، شکل پذیری و رابطه تنش - کرنش بر نیاز لرزه ای سازه موثر می باشد .

۳-۴-۱-۲ زمان تناوب سیستم : زمان تناوب یکی از عوامل بسیار مهم و تاثیر گذار در رابطه  $R_{\mu} - \mu$  می باشد . برای سازه های انعطاف پذیر که دارای زمان تناوب بالایی هستند تغییر مکان های ماکزیمم سازه در دو حالت ارتجاعی و غیرارتجاعی در برابر یک زلزله مشخص ، تقریبا با هم برابر هستند اما در سازه های سخت ( زمان تناوب پایین ) تغییر مکان های ماکزیمم در حالت غیرارتجاعی بزرگتر از تغییر مکانهای ماکزیمم در حالت ارتجاعی است و همین مساله باعث می شود تا نیاز شکل پذیری در حالت دوم بسیار بزرگتر از حالت اول گردد و در نتیجه با فرض یکسان بودن ظرفیت شکل پذیری دو سیستم ، ضریب رفتار سیستم های سخت همواره کوچکتر از ضریب رفتار سیستم های نرم نظیر آنها می باشد .

۳-۴-۱-۳ میرایی : میرایی یکی از خصوصیات دینامیکی مهم هر سیستم سازه ای در حرکت ارتعاشی است که به عنوان یک مکانیزم اتلاف انرژی در سازه محسوب می شود . با این وجود تاثیر آن بر ضریب رفتار و شکل پذیری ، قابل ملاحظه نیست .

۳-۴-۱-۴ بارگذاری : نیروی رفت و برگشتی زلزله قابل پیش بینی نیست و همین مشکل بزرگی را برای

تشخیص دقیق پاسخ سازه در برابر زلزله آتی به وجود می آورد . در تعیین پاسخ سازه ، رکوردهای ثبت شده

شتاب - زمان دارای بیشترین کاربرد است . رکوردهای فوق دارای مشخصه هایی هستند که باعث تمایز آنها

از یکدیگر می گردد و تغییرات در آنها باعث تغییرات در پاسخ سازه می شود . این مشخصه ها عبارتند از :

بزرگی دامنه شتاب ، بزرگی زلزله ، مدت تداوم ، تعداد سیکل های رفت و برگشتی ، محتوای فرکانسی و میزان

انرژی ورودی آنها .

اعمال ویژگی مذکور در رابطه  $R_{\mu} - \mu$  بسیار مشکل می باشد . در بعضی از تحقیقات انجام شده به منظور

پرهیز از اعمال بارگذاری در تبیین رابطه  $R_{\mu} - \mu$  از میانگین نتایج حاصل از چندین زلزله استفاده گردیده

است .

۳-۴-۱-۵ اثر  $P - \Delta$  : اثر  $P - \Delta$  به عنوان عاملی جهت تشدید لنگرهای خمشی ناشی از بارهای ثقلی بر

روی سازه های دارای تغییر مکان جانبی نقش مهمی در افزایش نیاز شکل پذیری دارد . هر چه تغییر مکان

جانبی سازه بیشتر باشد . تاثیر این عامل بیشتر خواهد بود . معمولا اثر  $P - \Delta$  در شکل پذیریهای بالاتر

محسوس است .



۳-۴-۱-۶ مدل نیرو - تغییر شکل : واکنش هر سیستم در برابر نیروهای رفت و برگشتی در محدوده غیر

ارتجاعی ، ارتباط مستقیم با رفتار لرزه ای مصالح تشکیل دهنده آن دارد . مصالح مختلف دارای رفتارهای لرزه ای مختلف می باشند . که به آن حلقه نیرو - تغییر شکل و یا حلقه هیستریزس گفته می شود .

برای پیش بینی دقیق واکنش یک سیستم در برابر بارهای لرزه ای ، شناخت کافی از حلقه بار - تغییر شکل آن ضروری است . به دلیل پیچیده بودن رفتار واقعی مصالح از مدلهایی که تا حدالامکان بیان کننده رفتار مصالح باشد استفاده می گردد . مدل انتخابی باید حتی الامکان دارای شرایط زیر باشد :

- ساده و مختصر باشد .

- از دقت قابل قبولی برخوردار باشد .

- دارای انعطاف پذیری و سازگاری باشد .

- تعداد پارامترهای مورد استفاده حداقل باشد .

۳-۴-۱-۷ خاک منطقه : سازه ها بر روی زمین بنا می گردند و نیروی زلزله از طریق زمین به سیستم

اعمال می گردد . همین موضوع سبب می گردد تا نیروی اعمالی به سازه متاثر از خاک منطقه باشد . در

صورتی که خاک زیر سازه صلب باشد هیچگونه اندر کنشی بین خاک و سازه وجود نخواهد داشت . در غیر

اینصورت وجود اندر کنش بین خاک و سازه سبب تغییرات در پاسخ سازه ها در مرحله ارتجاعی و غیر ارتجاعی

خواهد شد . به طور کلی خاک اثر کاهنده بر ضرایب  $R_{\mu}$  دارد .

### ۳-۴-۲ عوامل موثر بر $R_{\mu}$ در سیستم های چند درجه آزادی

رابطه نیازه های لرزه ای - غیر ارتجاعی در سیستم های چند درجه آزادی علاوه بر عوامل فوق به عوامل دیگری نیز بستگی دارد .

### ۳-۴-۲-۱ نوع سازه مقاوم : واکنش انواع مختلف سازه در برابر زلزله متفاوت می باشد . بعضی از سازه ها

رفتار برشی و بعضی از آنها رفتار خمشی دارند . هم چنین بعضی از سازه ها دارای ظرفیت شکل پذیری بالایی هستند و بعضی دیگر این قابلیت را ندارند و در عوض سختی خوبی در برابر بارهای جانبی دارند . همین موضوع سبب می شود که رابطه  $R_{\mu} - \mu$  به نوع سازه نیز بستگی داشته باشد .

### ۳-۴-۲-۲ هندسه سازه : هنگامی که جرم یا سختی سازه در پلان و ارتفاع توزیع مناسبی نداشته باشد اثر

پیچش ظاهر می گردد . وجود پیچش در سازه باعث افزایش نیاز شکل پذیری می شود .

مشخصه های اصلی پیچش در سازه عبارتند از : خروج از مرکزیت و زمان تناوب پیچشی  $T_t$

### ۳-۴-۲-۳ مشارکت مد های بالاتر : در قسمت مربوطه به سیستم های یک درجه آزادی اشاره گردید که

زمان تناوب سیستم اثر قابل ملاحظه ای بر نیاز شکل پذیری دارد و مشخصه ای بسیار مهم برای  $R_{\mu}$  می باشد . معمولا در مشابه سازی یک درجه آزادی به چند درجه آزادی فقط از زمان تناوب اصلی آنها استفاده می شود . در صورتیکه مودهای بعدی و زمانهای تناوب بالاتر تاثیر قابل توجهی در مقدار واکنش سیستم دارند

و می بایست بگونه ای عمل گردد که اثرات فوق در تعیین واکنش سیستم منظور شده باشد. تاثیر موده‌های بالا بصورت افزایش نیاز شکل پذیری بروز می کند یا به عبارتی سبب کاهش ضریب رفتار می شود.

### ۳-۴-۳ ارزیابی روابط ارائه شده برای $R_{\mu}$

در قسمت قبل عوامل موثر بر نیازهای لرزه ای - غیر ارتجاعی سازه شناسایی ارائه گردید. تاثیر بعضی از این عوامل بر رفتار لرزه ای سازه ها دارای اهمیت بیشتری بوده و صرفنظر کردن از آنها باعث کاهش دقت می گردد. در صورتیکه بعضی دیگر اثر قابل توجهی نداشته و حذف آن لطمه به ارزیابی و تحلیل سازه وارد نخواهد کرد. تاکنون روابط متعددی برای  $R_{\mu}$  پیشنهاد گردیده اند در هر یک از این روابط سعی شده است حتی الامکان از عوامل موثر بر نیاز لرزه ای - ارتجاعی استفاده گردد و تاثیر آن منظور گردد. [۵]

### ۳-۴-۳-۱ روابط $R_{\mu}$ برای سیستم های یک درجه آزادی

۳-۴-۳-۱-۱ نیومارک و هال<sup>۱</sup>: بر اساس طیف های پاسخ الاستیک و غیرالاستیک زلزله الاستیک سنترو،

نیومارک و هال مشاهده کردند که:

---

<sup>۱</sup> Newmark & Hall

الف - در نواحی فرکانس پایین و فرکانس متوسط سیستم الاستیک و غیر الاستیک تقریباً دارای تغییر مکان ماکزیمم یکسان هستند .

ب - در نواحی فرکانس بالا سیستم الاستیک و غیر الاستیک دارای پاسخ نیروی یکسان هستند .

پ - در نواحی فرکانس متوسط ، مقدار انرژی الاستیک یعنی سطح زیر منحنی نیرو- تغییر مکان سیستم  
 For  $0 \leq T \leq \frac{T_1}{10}$   $R_\mu = 1$  (۳-۲۴-۱)

الاستیک ، تغییر مکان ماکزیمم [مساوی] انرژی سیستم الاستوپلاستیک تحت ارتعاشات یکسان می باشد .  
 For  $\frac{T_1}{10} \leq T \leq \frac{T_1}{4}$   $R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \left[ \frac{T_1}{4T} \right]^{\frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}}}$

(۳-۲۵-۱) مشاهدهات منجر به ارائه یک روش برای ساخت طیف  $\sqrt{2\mu - 1}$  الاستیک توسط ضرایب مختلف برای نواحی  
 For  $\frac{T_1}{4} \leq T \leq \frac{T_1}{2}$

فرکانسی مختلف شد . بطوریکه برای هر ناحیه طیفی ، طیف الاستیک  $R_\mu$  توسط ضریبی کاهش داده می شود  
 For  $T_1 \leq T \leq T_2$   $R_\mu = \mu$  (۳-۲۴-۳)

که ضرایب مذکور بصورت زیر هستند . [۲۵]  
 For  $T_1 \leq T \leq 10s$   $R_\mu = \mu$

که  $T_1$  و  $T_1'$  و  $T_2$  در روابط فوق بصورت زیر هستند .

$$T_1 = 2\pi \frac{\phi_{ev} V}{\phi_{ea} A} \quad T_1' = T_1 \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad T_2 = 2\pi \frac{\phi_{ed} D}{\phi_{ev} V} \quad (5-3)$$

و A، D و V به ترتیب ماکزیمم شتاب، سرعت و تغییر مکان زمین  $\phi_{ea}$ ،  $\phi_{ev}$  و  $\phi_{ed}$  به ترتیب ضرایب

بزرگنمایی در طیف طرح الاستیک مربوط به مقادیر A و D و V

۳-۴-۱-۲ لای و بیگز<sup>۱</sup>: این محققین طیف های طراحی غیر الاستیک خود را بر اساس طیف های غیر

الاستیک متوسط محاسبه شده برای ۲۰ رکورد مصنوعی حرکت زمین پیشنهاد کردند. آنالیزها برای ۵۰

مقدار پریود طبیعی از ۰/۱ تا ۱۰ ثانیه انجام گرفته است. دو نسبت میرایی و چهار نسبت شکل پذیری در

نظر گرفته شده و رفتار هیستریک، الاستوپلاستیک فرض شده است.

نتایج آنالیزها منجر به ارائه رابطه زیر برای ضرایب کاهش مقاومت وابسته به شکل پذیری شد.

$$R_\mu = \alpha + \beta(\log T) \quad (3-26)$$

که  $\alpha$  و  $\beta$  بستگی به شکل پذیری و محدوده پریود طیف دارند این ضرایب در جدول ۳-۱ ارائه شده است.

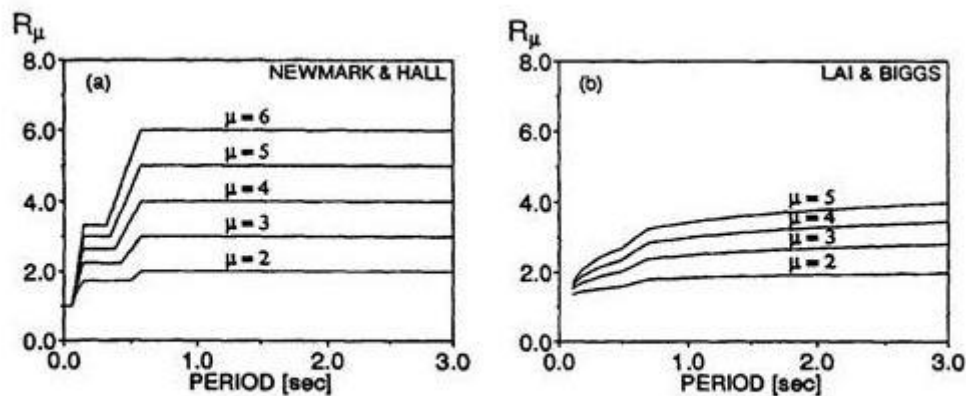
[۲۵]

جدول ۳-۱ ثابتهای  $\alpha$  و  $\beta$  برای محاسبه  $R_\mu$  از رابطه لای و بیگز [۲۵]

PERIOD RANG	COEFFICIENT	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 5$
$0.1 \leq T < 0.5s$	$\alpha$	1.6791	2.2296	2.6587	3.1107

<sup>۱</sup> Lai & Biggs

	$\beta$	0.3291	0.7296	1.0587	1.4307
$0.5 \leq T < 0.7s$	$\alpha$	2.0332	2.7722	3.3700	3.8336
	$\beta$	1.5055	2.5320	3.4217	3.8323
$0.7 \leq T < 4.0s$	$\alpha$	1.8409	2.4823	2.9853	3.4180
	$\beta$	0.2642	0.6605	0.9380	1.1493



شکل ۳-۹ ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری a- نیومارک و هال b- لای و بیگز [۲۵]

۳-۴-۳-۱-۳ ریدل و نیومارک<sup>۱</sup>: در این روش بر خلاف روش قبلی نیومارک ضریب میرایی در رابطه  $R_\mu$

لحاظ شده است. در این مطالعه تحلیل های آماری طیف های پاسخ غیر خطی برای سیستم های الاستو

پلاستیک با درصدهای میرایی ۲ و ۵ و ۱۰ و همچنین سیستم های دو خطی با کاهش سختی و میرایی ۵

<sup>۱</sup> Riddle & Newmark

درصد انجام شده است . بر اساس نتایج بدست آمده ماکزیمم پاسخ سیستم الاستو پلاستیک و سیستم دو

خطی با کاهش سختی یکسان است و در نتیجه استفاده از طیف الاستیک - پلاستیک در آنالیزهای غیر

خطی محافظه کارانه است . در این بررسی همچنین از ده رکورد زلزله مناطق سنگی و آبرفتی استفاده شده

است ، در نتیجه رابطه پیشنهادی  $R_\mu$  به صورت زیر می باشد . [۲۵]

$$\text{For } 0 \leq T \leq 0.0303s \quad R_\mu = 1 \quad (۱-۲۷-۳)$$

$$\text{For } 0.0303s \leq T \leq 0.125s \quad R_\mu = (P_a \mu - q_a)^{r_a} \left[ \frac{1}{8T} \right]^{1.625 \log[(P_a \mu - q_a)^{-r_a}]}$$

$$\text{For } 0.125s \leq T \leq T_1' \quad R_\mu = (P_a \mu - q_a)^{r_a} \quad (۲-۲۷-۳)$$

$$\text{For } T_1' \leq T \leq T_1 \quad R_\mu = \frac{T}{T_1} (P_v \mu - q_v)^{r_v} \quad (۳-۲۷-۳)$$

$$\text{For } T_1 \leq T \leq T_2' \quad R_\mu = (P_v \mu - q_v)^{r_v} \quad (۴-۲۷-۳)$$

$$\text{For } T_2' \leq T \leq T_2 \quad R_\mu = \frac{T}{T_2 P_d \mu^{-r_d}} \quad 1.5 \leq \mu < 10 \quad (۵-۲۷-۳)$$

$$\text{For } T_2 \leq T \leq 10s \quad R_\mu = \frac{1}{P_d \mu^{-r_d}} \quad 1.5 \leq \mu < 10$$

که پارامترهای  $r_d, P_d, r_v, q_v, P_v, r_a, q_a, P_a$  عبارتند از :

$$P_a = q_a + 1 \quad q_a = 3.0\beta^{-0.3} \quad r_a = 0.48\beta^{-0.08} \quad 2 \leq \beta \leq 10 \quad (۲۸-۳)$$

$$P_v = q_v + 1 \quad q_v = 2.7\beta^{-0.4} \quad r_v = 0.66\beta^{-0.04} \quad 2 \leq \beta \leq 10 \quad (۲۹-۳)$$

$$P_d = 0.87\beta^{0.055} \quad r_d = 1.07 \quad 2 \leq \beta \leq 10 \quad (30-3)$$

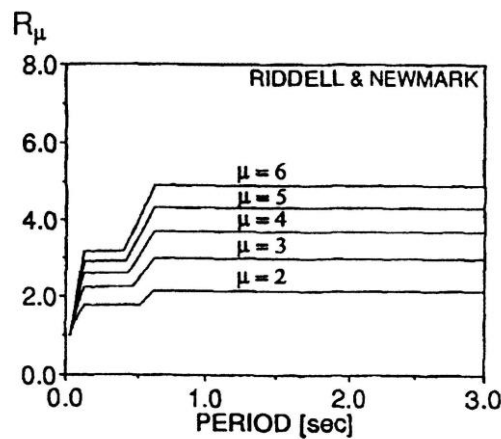
و زمان های تناوبهای محدود کننده  $T_1$  و  $T_1'$  و  $T_2$  و  $T_2'$  عبارتند از :

$$T_1 = 2\pi \frac{\phi_{ev} V}{\phi_{ea} A} \quad (31-3)$$

$$T_1' = T_1 \frac{(P_a \mu - q_z)^{r_a}}{(P_v \mu - q_v)^{r_v}} \quad (32-3)$$

$$T_2 = 2\pi \frac{\phi_{ed} D}{\phi_{ev} V} \quad (33-3)$$

$$T_2' = T_2 P_d \mu^{-r_d} (P_v \mu - q_v)^{r_v} \quad (34-3)$$



شکل ۳-۱۰ ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری نیو مارک و ریدل [۲۵]

۳-۴-۳-۱-۴ ریدل و هیدالگو و کروز<sup>۱</sup>: در این مطالعه طیفهای پاسخ چهار گروه شتاب نگاشتهای زلزله

را در دو حالت AISC محاسبه شده و از تقسیم مقادیر طیف مربوط به حالت های ارتجاعی و غیر ارتجاعی

<sup>۱</sup> Riddle & Hidalgo & Cruze



ضریب  $R_\mu$  برای هر یک از چهار گروه زلزله بر حسب زمان تناوب و شکل پذیری بدست آمده با استفاده از

میانگین گیری انجام شده رابطه ساده شده زیر ارائه شد. در این رابطه بدون توجه به نوع زلزله و صرفاً با

داشتن زمان تناوب و شکل پذیری ضریب  $R_\mu$  بدست می آید. [۲۵]

$$R_\mu = 1 + \frac{R^* - 1}{T^*} T \quad 0 \leq T \leq T^* \quad (3-35)$$

$$R_\mu = R^* \quad T \geq T^*$$

$T^*$  ضریبی است ما بین ۰/۱ و ۰/۴ ثانیه برای شکل پذیری ۲ تا ۱۰

$R^*$  برای شکل پذیری  $2 \leq \mu \leq 5$  و برای شکل پذیری  $5 \leq \mu \leq 10$  و کوچکتر از  $\mu$  می باشد.

جدول ۳-۲ مقادیر  $T^*$  و  $R^*$  در رابطه ریدل، هیدالگو و کروز [۲۵]

PARAMETER	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 5$	$\mu = 6$	$\mu = 7$	$\mu = 8$
$R^*$	0.2	3.0	4.0	5.0	5.6	6.2	6.8
$T^*$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4

۳-۴-۳-۱-۵ اریاس و هیدالگو<sup>۱</sup>: اریاس و هیدالگو بر اساس ضرایب کاهش محاسبه شده به وسیله ریدل

و هیدالگو و کروز یک رابطه غیر خطی جهت محاسبه ضرایب کاهش برای تمامی محدوده زمان تناوب به

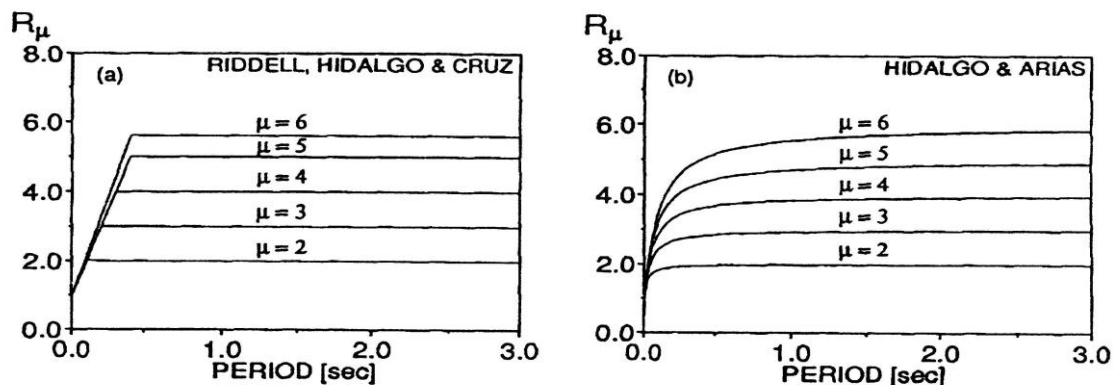
صورت زیر پیشنهاد کردند.

<sup>۱</sup> Arias & Hidalgo

$$R_{\mu} = \frac{T}{KT_0 + \frac{T}{\mu - 1}} + 1 \quad (3-36)$$

که  $KT_0$  برای گروه های مختلف حرکت زمین متفاوت است. در پیش نویس آیین نامه شیلی مقدار  $0/1 =$

$K$  توصیه شده است. [۲۵]



شکل ۳-۱۱ ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری a- ریدل ، هیدالگو و کروز b- ریدل و اریاس [۲۵]

۳-۴-۳-۱-۶ ناسار و کراوینکلر<sup>۲</sup>: ناسار وهمکاران رابطه ای برای  $R_{\mu}$  ارائه کردند که در آن پارامترهای

بیشتری دخالت دارد. رابطه پیشنهادی بر اساس مطالعات آماری با استفاده از ۱۵ شتاب نگاشت زمین لرزه

های شدید غرب آمریکا بر روی خاک سخت استخراج گردیده است. با استفاده از طیف های پاسخ ارتجاعی و

غیر ارتجاعی شکل پذیری های مشخص ،  $R_{\mu}$  تعیین گردیده و آنگاه به

کمک تحلیل غیر خطی رابطه ای برای  $R_{\mu}$  ارائه گردیده تعداد ۳۹۰۰۰۰ تحلیل تاریخچه زمانی انجام شده و

در آنها از مدل بار - تغییر شکل دو خطی با سخت شدگی صفر ، دو و ده درصد استفاده گردیده است . در

<sup>۲</sup> Nassar & Krawinkler

انتخاب سیستم نیز سعی شده است تا دامنه تغییرات زمان تناوب ۰/۱ تا ۴ ثانیه در حال تغییر باشد و نیاز

شکل پذیری از ۱ تا ۸ در نوسان باشد رابطه پیشنهادی به قرار زیر است. [۲۵]

$$R_{\mu} = [C(\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{C}} \quad (3-37)$$

$$C(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T}$$

که  $\alpha$  درصد سخت شوندگی است و پارامترهای  $a$  و  $b$  بر اساس درصد سخت شوندگی از جدول زیر بدست

جدول ۳-۳ مقادیر  $a$  و  $b$  رابطه ناسار

می آید .

$\alpha$	$a$	$b$
0	1	0.42
0.02	1	0.37
0.1	0.8	0.29

۳-۴-۳-۱-۷ رابطه تسو<sup>۱</sup> : تسو وهمکاران رابطه ای برای  $R_{\mu}$  در آیین نامه BCC (آیین نامه کانادا

(پیشنهاد کرده اند. در این رابطه نیز برای زمان تناوب محدوده ای مشخص شده است و برای هر محدوده

رابطه ای جدا گانه ارائه شده است :

$$R_{\mu}^* = 1 + \frac{(R_{\mu} - 1)T}{0.5} \quad 0 \leq T \leq 0.5s \quad (3-38)$$

$$R_{\mu}^* = R_{\mu} \quad T \geq 0.5s$$

در رابطه فوق  $R_{\mu}^*$  ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری و  $R_{\mu}$  ضریب اقتباس شده از رابطه نیومارک

و حال می باشد . [۲۶]

<sup>۱</sup> Tso

۳-۴-۱-۸ رابطه میرندا<sup>۱</sup>: در مطالعات میرندا سعی شده است تعداد نسبتا زیادی از زلزله های ثبت

شده به منظور بررسی اثر شرایط خاک مدل بر ضریب  $R_{\mu}$  در نظر گرفته شود. به همین منظور ۱۲۴ زلزله

ثبت شده در محدوده وسیعی از شرایط خاک در هنگام زلزله های گوناگون در نظر گرفته شده بر اساس شرایط

محلی خاک در ایستگاه ثبت کننده زلزله ها به سه گروه تقسیم شدند.

زلزله های ثبت شده در سنگ، زلزله های ثبت شده در رسوب و زلزله های ثبت شده در خاک خلی نرم که

به وسیله سرعت پایین امواج برشی در آن مشخص می شود.

ضرایب  $R_{\mu}$  برای سیستم های یک درجه آزادی دو خطی با ۵ درصد میرایی و با ضرایب شکل پذیری کلی

سازه بین ۲ تا ۶ محاسبه شدند. سپس متوسط ضرایب  $R_{\mu}$  برای هر نوع خاک محاسبه شد. علاوه بر نوع

شرایط خاک در این تحقیق بزرگی زلزله و فاصله مرکز سطحی زلزله بر ضرایب  $R_{\mu}$  مورد بررسی قرار گرفت.

این تحقیق نشان داد که شرایط خاک محل بر ضرایب  $R_{\mu}$  تاثیر می گذارد. (به ویژه برای محل هایی که

دارای خاک نرم هستند.) اما بزرگی زلزله و فاصله مرکز سطحی زلزله بر ضرایب  $R_{\mu}$  تاثیر ناچیزی دارد. بر

اساس متوسط ضرایب  $R_{\mu}$  فرمول های ساده شده زیر برای محاسبه این ضرایب ارائه شدند. [۲۵]

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \quad (۳-۳۹)$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{\left[ \frac{-3}{2} \left( \ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right]} \quad (۳-۴۰) \quad \text{برای زمین سنگی}$$

---

<sup>۱</sup> Miranda

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{\left[-2\left(\ln T - \frac{1}{5}\right)^2\right]} \quad (41-3) \quad \text{برای زمینهای رسوبی}$$

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} e^{\left[-3\left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4}\right)^2\right]} \quad (42-3) \quad \text{برای زمینهای با خاک نرم}$$

که  $T_g$  پریود غالب زلزله می باشد . یعنی پریودی که در آن حداکثر سرعت نسبی یک سیستم الاستیک خطی با ۵ درصد میرایی در سر تاسر محدوده تغییرات پریودی ماکزیمم است .

۳-۴-۱-۳-۹ رابطه فایفر ، ویدیک و فشینگر<sup>۱</sup>: آخرین رابطه که در این قسمت ارائه می شود رابطه ای

است که توسط فایفر و همکاران پیشنهاد گردیده است . از مزایای این رابطه منظور نمودن تاثیر عوامل

بیشتری بر  $R_\mu$  می باشد . در این رابطه پارامترهایی وجود دارد که تاثیر نوع زلزله ، نسبت میرایی ، نوع مدل

بار - تغییر شکل و تناوب را در نظر می گیرد . رابطه فایفر عبارت است از :

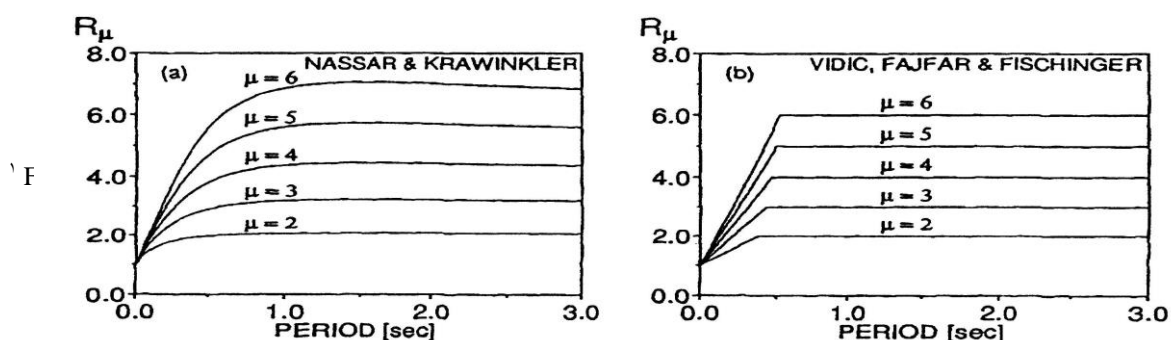
$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_0} + 1 \quad T < T_0 \quad (43-3)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_0$$

$$T_0 = 0.65 \mu^{0.3} T_1 \quad T_1 = 2\pi \frac{\phi_{ev} V_g}{\phi_{ea} A_g} \quad (44-3)$$

در رابطه فوق و ماکزیمم شتاب و سرعت زمین و ضرایب بزرگنمایی طیفی مربوطه در طیف ارتجاعی نیومارک

می باشد . [۲۵]



۳-۴-۳-۲ روابط  $R_{\mu}$  برای سیستم های چند درجه آزادی

۳-۴-۳-۱ رابطه تاکاوا، هوانگ و شینوزو کا<sup>۴</sup>: در مطالعات تاکاوا و همکاران از سه نوع مختلف سازه

ای با پایه های گیردار به پی و تعدادی زمین لرزه مصنوعی جهت مطالعه کاهش سازه های با چند درجه آزادی

رابطه پیشنهادی نامبردگان جهت محاسبه ضریب کاهش بر حسب شکل پذیری به صورت زیر ارائه شده

است .

$$R_{\mu} = \xi \sqrt{2\mu - 1}$$

(۳-۴۵)

---

<sup>۴</sup> Takada , Hawang & Shinozuka

در رابطه فوق  $\xi$  ضریب تعدیلی است که مقدار آن در این پژوهش ۱,۰۵ تا ۱,۳۴ ارائه شده و یاد آور می

گردد که مقدار متوسط پارامتر  $\xi = 1.2$  پیشنهاد می گردد. [۲۵]

۳-۴-۲-۳-۲ رابطه هوانگ و جاو<sup>۱</sup>: هوانگ و جاو جهت ارزیابی ضرایب کاهش در سازه های بتن مسلح از

تعداد نسبتاً زیادی زمین لرزه مصنوعی مشتمل بر ۹۰ زلزله ساخته شده از سه طیف خاک مختلف استفاده

نمودند. در مطالعه ایشان جهت محاسبه ضرایب کاهش از مدل ۱۲ مدل سازه بتن آرمه با مشخصات دینامیکی

مختلف شامل چهار سطح مختلف زمان تناوب و سه سطح مختلف نسبت میرایی و رفتار چرخه ای به صورت

مدل تا کاوای اصلاح شده ( دارای کاهش سختی و جمع شدگی ) استفاده شده است. در این پژوهش ضریب

کاهش بر حسب شکل پذیری  $\mu$ ، نسبت زمان تناوب سازه به زمان تناوب غالب زمین لرزه  $\frac{T}{T_g}$  و نسبت

میرایی به صورت زیر پیشنهاد شده است. [۲۷]

$$LnR_{\mu} = \left[ e^{-0.1857\left(\frac{T}{T_g}\right)} - e^{-2.1673\left(\frac{T}{T_g}\right)} - 0.02763\varepsilon \right] \times Ln\mu \quad (۳-۴۶)$$

### ۳-۵ ضریب اضافه مقاومت

در سازه های نامعین استاتیکی، هنگامیکه یکی از اعضای سازه به حد تسلیم رسیده و اصطلاحاً در مقطعی از

آن مفصل پلاستیک تشکیل شود، مقاومت سازه از دیدگاه طراحی در حالت حدی به پایان می رسد ولی در

حالت طراحی انهدام، این پدیده به عنوان پایان مقاومت سازه به حساب نمی آید. زیرا عضو مورد نظر همچنان

می تواند با تغییر شکل غیر ارتجاعی، انرژی ورودی را جذب کند، یا به مرحله گسیختگی و انهدام برسد. از

<sup>۱</sup> Hwang & Jaw

دید کلی نیز با تشکیل مفصل پلاستیک صرفاً منحنی سازه با کاهش درجه نامعینی کاهش می یابد ولی سازه همچنان پایدار است و قادر خواهد بود در مقابل نیروهای خارجی از خود مقاومت نشان دهد. وقتی نیروی خارجی باز هم افزایش یابد، روند تشکیل لولای خمیری نیز ادامه یافته و لولاهای بیشتری در سازه پدید می آید تا جایی که سازه از نظر استاتیکی ناپایدار شده و دیگر توان تحمل بار جانبی اضافی را نداشته باشد. مقاومتی که سازه بعد از تشکیل اولین مفصل پلاستیک تا تشکیل مکانیزم (ناپایداری) از خود بروز می دهد، مقاومت افزون یا اضافه مقاومت نامیده می شود.

در طراحی لرزه ای سازه ها مقاومت ارتجاعی مورد نیاز سازه ها را متناسب با مقاومت افزون آن کاهش می دهند. برای این منظور، مقدار ضریب رفتار سازه ها متناسب با مقاومت افزون افزایش داده می شود تا مقاومت مورد نیاز کاهش یافته، محاسبه گردد. مقاومت افزون سازه در واقع مقدار مقاومتی است که بر اثر عوامل مختلف در سازه ذخیره شده و انهدام سازه را به تاخیر می اندازد. [۴]

### ۳-۵-۱ عوامل موثر بر مقاومت افزون

۳-۵-۱-۱ مقاومت واقعی مصالح در برابر مقاومت اسمی: نقطه تسلیم فولاد مورد استفاده در مقاطع سازه ای بسته به نوع فولاد مصرفی می تواند کاملاً متغیر باشد. هم چنین در آزمایشهای مقاومت مصالح، ضعف مقاومت در اعضا، فقط برای تعداد کمی از نمونه های آزمایشی مورد قبول است. بنا براین معمولاً میانگین مقاومت تعداد زیادی از آنها بالاتر از مقدار مورد استفاده در طراحی است.



**۳-۵-۱-۲ بیشتر بودن ابعاد اعضا از مقادیر موردنیاز طراحی :** اعمال ضرایب و شرط بارگذاریها سبب

مقاومت اندوخته در سازه می شود . زیرا ابعاد اعضای سازه می بایست بگونه ای طراحی گردد که در برابر

همه ترکیبات بارگذاری پاسخگو باشد . همچنین برای اجتناب از تنوع در ابعاد مقاطع ، انتخاب قویترین آنها

باعث افزایش مقاومت در بقیه اعضا می شود .

**۳-۵-۱-۳ در نظر نگرفتن اثر مقاومت اجزای سازه ای :** اجزای غیر سازه ای مانند دیوارهای بیرونی و

داخلی ساختمانها ، دارای مقاومت جانبی قابل ملاحظه ای هستند . همچنین مقاومت دالها که اثر آنها در

برابر بارهای جانبی در نظر گرفته نمی شود ، نقش قابل توجهی در مقاومت جانبی سازه دارد .

**۳-۵-۱-۴ استفاده از مدلهای ساده شده و محافظه کارانه در تحلیل ها :** در اکثر روابط مربوط به

تحلیل و طراحی سازه ها فرضیاتی وجود دارد که همواره در جهت اطمینان عمل می گردد . به عنوان مثال

در طراحی ، اثر رفتار سه بعدی اعضا صرفنظر می گردد . در صورتیکه این اثر سبب افزایش مقاومت اعضا

می گردد و جاری شدن عضو را به تاخیر می اندازد .

**۳-۵-۱-۵ باز توزیع نیروهای جانبی :** باز توزیع نیروهای جانبی به نحو موثری باعث افزایش مقاومت سازه

می گردد . طی این عمل تنش های اضافی از اعضای تسلیم شده به اعضای تسلیم نشده منتقل شده و میزان

تحمل بار سازه را افزایش می دهد .

### ۳-۵-۱-۶ توزیع بار واقعی در مقابل توزیع بار آیین نامه : مقاومت واقعی سازه ها به الگوی بار جانبی

اعمال شده وابسته است . حداکثر مقاومت یک سازه برای الگوی بار یکنواخت یا سهموی معمولاً نسبت به توزیع های بار مثلثی وارد به آیین نامه ها ، بیشتر خواهد بود . توزیع بار واقعی در یک سازه تحت زمین لرزه ، بسته به نوع زمین لرزه ، سیستم سازه ای و مکانیزم شکست می تواند با الگوی بار پیشنهاد آیین نامه متفاوت باشد .

لازم به ذکر است که در حالت کلی و علاوه بر موارد فوق ، مقاومت افزون تابع نوع سازه ، هندسه سازه ، آرایش پلان سازه و ضوابط به کار گرفته شده از آیین نامه طراحی مورد استفاده نیز می باشد .

### ۳-۵-۲ روش محاسبه ضریب اضافه مقاومت با استفاده از آنالیز استاتیکی غیر خطی

یکی از متداولترین روش های محاسبه ضریب مقاومت افزون استفاده از آنالیز استاتیکی غیر خطی است . در این روش کافی است بعد از رسم منحنی  $SPO^{\square}$  برای سازه مورد نظر ، تعاریفی را از نقاط حدی یعنی نقطه معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک و نقطه نهایی ارائه می دهیم . [۴]

### ۳-۵-۲-۱ نحوه ترسیم منحنی SPO : برای ترسیم منحنی SPO در یک سازه مورد نظر بارهای ثقلی روی

تیرها قرار داده می شوند ، سپس نیروهای جانبی مطابق الگوی بار مورد نظر در تراز طبقات توزیع می گردند . برای انجام آنالیز با ثابت نگه داشتن بارهای ثقلی ، بارهای استاتیکی جانبی در گامهای مختلف به صورت نسبی از مقادیر اولیه افزایش داده می شوند . در حقیقت آنالیز استاتیکی غیر خطی افزاینده ، متشکل از

---

<sup>۱</sup> Static Push Over

چندین آنالیز استاتیکی است که در هر یک بارهای جانبی اعمالی ، طی گامهای ثابتی نسبت به گام قبل افزایش می یابد . با ترسیم مقادیر یک پارامتر مقاومتی در مقابل یک پارامتر تغییر مکانی طی مراحل افزایشی مذکور یک منحنی SPO حاصل می گردد .

**۳-۵-۲-۲-تعریف نقاط حدی :** منظور از نقاط حدی در منحنی SPO نقطه اولین جاری شدگی و نقطه نهایی در گامهای افزایشی آنالیز می باشد . در تحقیق حاضر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در قاب بعنوان اولین جاری شدگی و ابتدای رفتار غیر خطی تعریف می شود . در گامهای افزایشی آنالیز اولین مفصل پلاستیک تشکیل شده در هر یک از اعضا قاب ها که باشد برای این منظور در نظر گرفته می شود . برای تعریف نقطه در آنالیز استاتیکی غیر خطی از دو حالت زیر هر کدام که حاکم باشد استفاده می شود .

حالت اول ، تشکیل مکانیزم شکست و ناپایداری قاب و حالت دوم ، تجاوز یک پارامتر تغییر مکانی از یک مقدار از پیش تعیین شده می باشد . هر کدام از گامهای آنالیز که زودتر به یکی از دو حالات زیر منجر شود به عنوان حالت نهایی در نظر گرفته می شود . پارامتر تغییر مکانی در نظر گرفته شده ، اغلب حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه ای بوده که محدوده مجاز آن از آیین نامه مورد استفاده استخراج می گردد.

حال با مشخص شدن مقادیر مقاومت تسلیم و نهایی قاب ضریب اضافه مقاومت قاب را می توان از تقسیم

مقاومت نهایی به مقاومت تسلیم بدست آورد . [۴]

### ۳-۵-۳ روش محاسبه ضریب اضافه مقاومت با استفاده از آنالیز دینامیکی افزایشی غیر خطی

روش استاتیکی غیر خطی محاسبه ضریب اضافه مقاومت دارای محدودیتهایی از جمله الگوی بارگذاری جانبی می باشد. از طرف دیگر پدیده مقاومت افزون در هنگام بروز زلزله اهمیت می یابد و هر قاب تحت تاثر زلزله های مختلف اضافه مقاومتی متفاوت از خود نشان می دهند. در نتیجه می توان با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی با **PGA** افزایشده ضریب اضافه مقاومت را محاسبه نمود

ضریب اضافه مقاومت در این حالت مطابق رابطه زیر تعریف می گردد.

در این روش که توسط موافای و الناشای<sup>۱</sup> [۲۸] ابداع شده است برای بدست آوردن ماکزیمم برش پایه از تحلیل دینامیک غیر خطی افزایشده استفاده می شود و نسبت برش پایه نهایی به برش پایه معادل اولین جاری شدگی به عنوان ضریب اضافه مقاومت معرفی می شود. اما این روش با توجه به نتایج بدست آمده در مرجع [۴] به صورت زیر اصلاح شده است:

$$R_s = \frac{(V_{b,Dyn})_u}{(V_{b,st})_y} \quad (۴۷-۳)$$

یعنی ضریب اضافه مقاومت برابر نسبت برش پایه دینامیکی که منجر به تشکیل مکانیزم ( ناپایداری ) در سازه می شود به برش پایه استاتیکی معادل اولین مفصل پلاستیک در سازه می باشد.

---

<sup>۱</sup> Mwafy & Elnashai

برای بدست آوردن  $(V_{b,Dyn})_u$  در یک شتاب رکورد زلزله استفاده شده را تا مرحله ای که سازه در مکانیزم

(ناپایداری) به وجود آید افزایش می دهیم. شتابی که منحی به تشکیل مکانیزم شده است را به عنوان حد

نهایی  
اما علت  
تنها در  
تحلیل  
یک مف  
هم تنه  
برش م  
برای ت  
رفتاری  
یکسان

# فصل چهارم

## تحلیل استاتیکی غیرخطی

ای که  
با این  
زه تنها  
شد باز  
راین از  
تسلیم  
ی های  
بامیکی

**4-1 مقدمه**

رفتار سازه ها بعد از محدوده ارتجاعی ، توسط روشهای تحلیل غیر خطی بررسی می گردند که در این روش ها معمولا از چند نمونه شتابنگاشت مربوط به زلزله های گذشته استفاده می شود .

تحلیل دینامیکی غیرخطی بسیار پیچیده و وقت گیر است و بصورت یک روند محاسباتی کاربردی در دفاتر مهندسی قابل استفاده نمی باشد . بر این اساس ، ایده تحلیل غیرخطی استاتیکی مطرح شده است . سه روش عمده برای تعیین تغییر مکان حداکثر در

تحلیل غیرخطی استاتیکی وجود دارد که عبارتند از : [ 7 ]

۱ . استفاده از یک سیستم دارای یک درجه آزادی معادل

۲ . استفاده از مدل الاستیک ساده

۳ . روش طیف ظرفیت

در روش اول رفتار نهایی یک سیستم دارای درجه آزادی معادل سیستم سازه ای مورد نظر ، محاسبه می گردد و تغییر مکان حداکثر سازه تغییر مکان هدف تعیین می گردد .

در روش دوم با استفاده از یک مدل الاستیک ساده و با استفاده از روش تاریخچه زمانی یا روش طیفی ، تغییر مکان هدف به دست می آید .

در روش سوم که یکی دیگر از راههای تحلیل می باشد ، ظرفیت سازه با نیاز حرکت شدید زمین مقایسه ، و بر اساس آن حداکثر پاسخ سازه در برابر زلزله محاسبه می شود . روش طیف ظرفیت حداکثر پاسخ را با در نظر گرفتن ظرفیت سازه و نیاز

حرکت زمین ، بر مبنای طیف های شتاب و تغییر مکان برآورد می کند . ( به همین دلیل نام طیف ظرفیت برای آن انتخاب شده است ) .

استفاده از پارامترهای مشابه در برآورد ظرفیت و نیاز ، امکان استفاده از یک روش حل گرافیکی را میسر می سازد و خصوصیات کلیدی مانند سختی ، مقاومت و جذب انرژی (میرایی) در پاسخ لرزه ای سازه را مشخص می کند . از روش طیف ظرفیت برای مقاصد زیر بیشتر استفاده می شود :

الف : تحلیل غیر خطی استاتیکی سازه ها جهت طراحی سازه های با ضرایب بالا و هم چنین سازه های نامنظم

ب : بررسی سازه های قدیمی که اندکی از ظرفیت واقعی خود را که در موقع طراحی اول برای آنها در نظر گرفته شده را از دست داده اند .

پ : تحقیق و بررسی سازه و دیدن مراحل وارد شدن سازه به محدوده غیر خطی و مشاهده نحوه پاسخ سازه به نیروهای وارده به سازه

ث : در بحث مقاوم سازی سازه های موجود این روش بسیار توانا می باشد و می توان سازه های موجود را مدلسازی کرده و با نیازهای زلزله تطبیق داده و در نحوه بالا بردن ظرفیت سازه تصمیم گیری نمود .

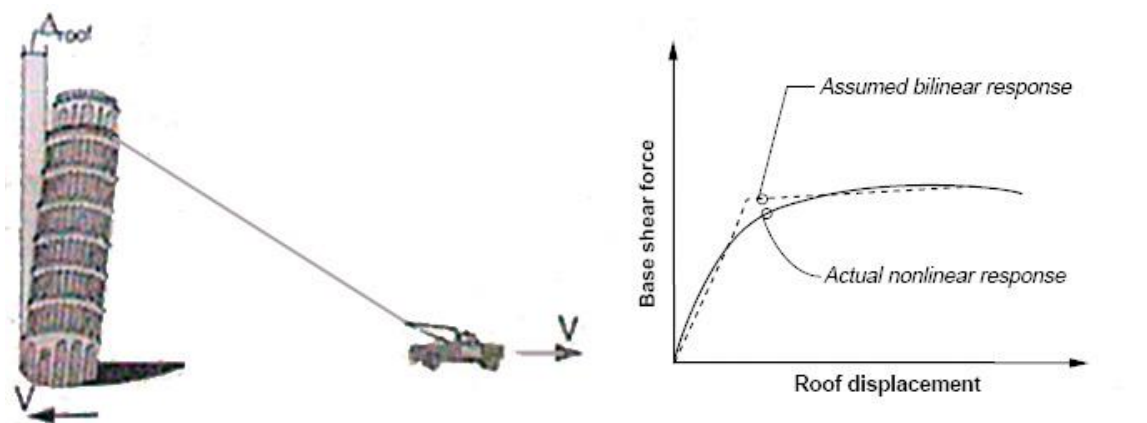
در این بخش ابتدا توضیحی درمورد طیف ظرفیت ارائه شده سپس در مورد مفاصل پلاستیک توضیحاتی داده می شود و در ادامه نقطه عملکرد را بررسی می کنیم .

## 2-4 آنالیز استاتیکی غیر خطی [12]



در شیوه آنالیز استاتیکی غیر خطی، عملکرد سازه فقط در وضعیت حداکثر پاسخ سازه تحت زلزله طرح، ارزیابی می شود

برای دستیابی به این نتیجه ابتدا رابطه برش پایه ساختمان در برابر جابجایی بام تعیین می گردد (شکل 1-4)



شکل 1-4 رابطه نیرو - تغییر مکان بام

این رابطه به صورت یک منحنی بیان می شود که به آن اصطلاحاً منحنی ظرفیت<sup>1</sup> یا منحنی پوش اور<sup>2</sup> گفته می شود و آنالیز

استاتیکی مربوطه، آنالیز بار افزاینده یا آنالیز پوش اور نامیده می شود. [8]

مطابق شکل 2-4 پس از بدست آوردن منحنی ظرفیت نقطه ای بر روی منحنی ظرفیت تعیین می گردد که سازگار با جابجایی

نیاز زلزله طرح باشد. نقطه مذکور را نقطه عملکرد (PP)<sup>3</sup> و جابجایی بام متناظر با آن را جابجایی نیاز جابجایی هدف می

نامند.

<sup>1</sup> Capacity curve  
<sup>2</sup> Pushover curve  
<sup>3</sup> Performance point

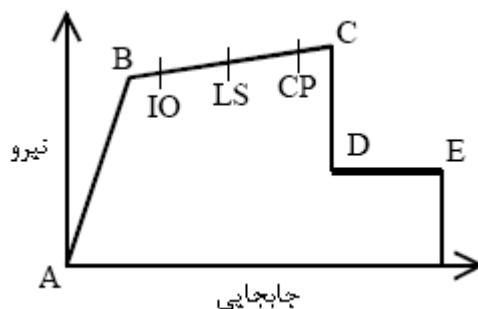


تحلیل غیر خطی از جمله Etabs ، Sap2000 ، ... را تشکیل می دهند . اساس این روش بر اختصاص مفصل پلاستیک در مقاطعی از طول المان که احتمال می رود به مقاومت پلاستیک خود برسند ، استوار است . محل تشکیل اولین مفصل های پلاستیک را می توان با آنالیز خطی تخمین زد . محل تشکیل دیگر مفصل های پلاستیک را نیز می توان با تعقیب گام به گام نیروهای داخلی در طول آنالیز غیر خطی مشخص کرد . یک مفصل پلاستیک ، رابطه غیر خطی نیرو - تغییر شکل را برای یک مقطع مشخص ، تعریف می کند . [30]

در ادامه در مورد ترازهای مختلف عملکردی که در حین تحلیل استاتیکی غیر خطی در مسیر منحنی ظرفیت سازه ایجاد می شود ، بحث می گردد که این ترازها جهت بیان نحوه عملکرد سازه و تنظیم محل مناسب نقطه عملکرد تعریف می گردند .

#### 4-4 ترازهای عملکرد

جهت تعریف تراز عملکرد برای سازه ای معین باید میزان آسیب های قابل قبول سازه ای و غیر سازه ای ناشی از تراز زلزله موردنظر مشخص گردد بر اساس دستورالعمل ATC 40 [12] و FEMA273 [29] سه تراز عملکرد زیر برای سازه ها تعریف می شود در شکل 3-4 موقعیت شماتیک تراز های عملکرد بر روی منحنی نیرو - تغییر مکان ارائه شده است .



شکل 3-4 موقعیت شماتیک ترازهای عملکرد بر روی منحنی نیرو - جابجایی [29]

#### **1-4-4 تراز عملکرد اسکان فوری<sup>4</sup> (IO)**

در این تراز عملکرد آسیب های رسیده در زمان وقوع زلزله بسیار جزئی است بطوریکه سیستم های باربر قائم و جانبی تقریباً خصوصیات قبل از زلزله خود را حفظ کرده اند ، از این رو احتمال صدمات جانبی ناشی از آسیب های سازه ای و غیر سازه ای قابل صرف نظر کردن است . در این تراز بلافاصله پس از وقوع زلزله ، سازه قابل اسکان و بهره برداری است و در صورت نیاز به تعمیرات به دلیل جزئی بودن هیچ اختلالی در بهره برداری سازه ایجاد نمی گردد .

#### **2-4-4 تراز عملکرد ایمنی جانی<sup>5</sup> (LS)**

در این تراز عملکرد آسیب های قابل توجهی به سازه اعمال می شود اما با این حال علاوه بر اینکه هنوز یک حاشیه ایمنی تا پایداری سازه باقی مانده است ، اعضای سازه ای و غیر سازه ای از جای خود سقوط نمی کنند . لذا هیچ آسیب جانی چه در داخل و چه در خارج ساختمان رخ نمی دهد . البته برای اسکان و بهره برداری مجدد از ساختمان نیاز به تعمیرات سازه ای اساسی خواهد بود که انجام این تعمیرات می تواند اختلالاتی را در بهره برداری ساختمان ایجاد می کند .

---

<sup>4</sup> Immediate Occupancy

<sup>5</sup> Life safety

#### 3-4-4 تراز عملکرد پایداری سازه ای<sup>6</sup> (SS) یا جلوگیری از فروریزی<sup>7</sup> (CP)

در این تراز عملکرد آسیبهای سازه ای بحدی است که دیگر سازه فاصله چندانی با فروریزی کامل ندارد ولی با این حال هنوز پایداری قائم خود را حفظ کرده است . همچنین احتمال صدمات جانی ناشی از سقوط اعضای سازه استاتیکی و غیرسازه ای در داخل و خارج ساختمان و نیز خرابی ناشی از تکان های بعدی وجود دارد . در این تراز عملکرد، تعمیرات اساسی قبل از بهره برداری مجدد، اجتناب ناپذیر است .

#### 5-4 مفاصل پلاستیک

در ادامه به انواع مفصل های پلاستیکی که می توانند در مدلسازی غیر خطی با استفاده از رابطه نیرو - جابجایی بکار روند و در نرم افزار Etabs نیز از آنها استفاده شده است اشاره خواهد شد .

#### 1-5-4 مفصل پلاستیک محوری<sup>8</sup> (P)

نیروهای داخلی در مهاربندها و ستونهای لرزه بر قابهای مهاربندی شده ( قاب ساده یا خمشی ) عمدتاً از نوع کشش یا فشار محوری است و انهدام این اعضا بصورت تسلیم کششی یا کماتش فشاری است. از این رو برای مدل کردن رفتار غیرخطی این اعضا لازم است یک مفصل محوری به یک نقطه از طول المان اختصاص داده شود، از آنجا که طول برای محاسبه جابجایی نظیر تسلیم یا کماتش عضو ، بدون توجه به مفصل محوری برابر طول آزاد عضو می باشد، لذا موقعیت مفصل محوری در طول

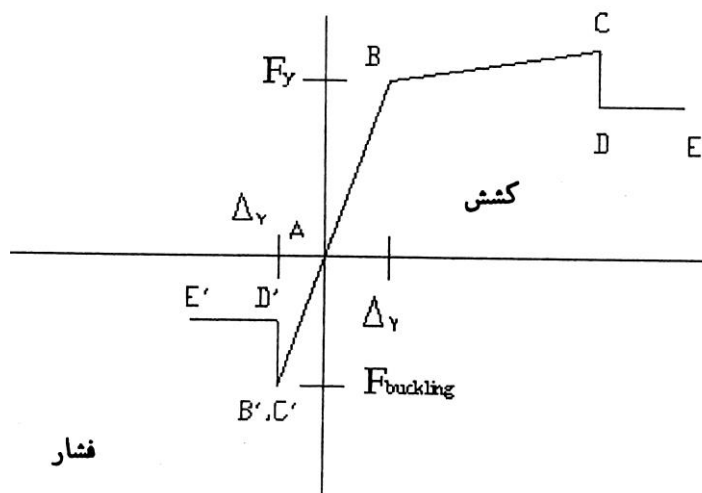
---

<sup>6</sup> Structural Stability

<sup>7</sup> Collapse Prevention

<sup>8</sup> Axial plastic hing

عضو مهم نیست رفتار نیرو - جابجایی یک مفصل پلاستیکی محوری را در حالت کلی می توان بصورت شکل 4-4 تعریف نمود.



شکل 4-4 رابطه نیرو - جابجایی در مفصل پلاستیک محوری (P) [30]

در این شکل نقاط B، C، E به ترتیب مربوط به ترازهای تسلیم، حداکثر مقاومت و شکست در رفتار کششی می باشند B' و C' که بر هم منطبق می باشند مربوط به تراز کمانش فشاری و نقطه E' مربوط به تراز شکست فشاری پس کمانشی است. موقعیت سه تراز عملکرد IO، LS، CP در هر دو رفتار کششی و فشاری در شکل 4-4 نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می شود در تراز عملکرد ایمنی جانی (LS)، تغییر شکل های پلاستیک قابل توجهی در عضو کششی رخ می دهد، این در حالی است که هنوز تا نقطه C که نشان دهنده افت قابل توجه مقاومت است فاصله زیادی باقی مانده است. رفتار مذکور برای اعضای کششی اصلی (اعضایی که در باربری ثقلی مشارکت دارند مانند ستونها) و اعضا کششی فرعی (اعضایی که در باربری ثقلی مشارکت ندارند مانند بادبندها) مشابه می باشد.

همانطور که اشاره شد در مورد عملکرد فشاری، تراز عملکرد ایمنی جانی (LS) بعد از نقطه کمانش قرار دارد این بدین معنی است که کمانش یک عضو به معنی آسیب جانی نیست و تغییر شکل های پس از کمانش تا تراز عملکرد ایمنی جانی مجاز است. اما باید توجه کرد که این مطلب فقط برای اعضا فشاری فرعی سازه، معتبر است در حالیکه در مورد ستون های لرزه بر یک قاب مهاربند ی شده صادق نیست بر اساس [29]FEMA273 کمانش و افت مقاومت ناشی از آن در ستون جایز نیست و ستونهای یک قاب باید قادر باشند تحت حداکثر نیروهای فشاری، خطی و الاستیک و بدون کمانش به صورت پایدار باقی مانده و به باربری ثقی خود ادامه دهند.

#### 2-5-4 مفصل پلاستیک خمشی (M) یا خمشی محوری (PMM)

نیروهای داخلی در تیرها و ستونهای قابهای خمشی به ترتیب خمشی و خمشی - محوری است هم چنین تغییر شکل های پلاستیک در این اعضا، تحت بارهای جانبی زلزله، معمولاً به صورت مفصل های پلاستیک در ابتدا و انتهای تیرها و ستونها ظاهر می گردد. البته ممکن است در طول تیرها نیز به سبب وجود بارهای ثقی مفصل پلاستیک خمشی ایجاد گردد هم چنین در صورتیکه بار محوری ستونها در قابهای خمشی با مهاربند های فولادی (سیستم دوگانه) قابل توجه باشد، در این صورت احتمال تسلیم کششی یا کمانش فشاری در این اعضا وجود دارد. بنابراین برای قابهای خمشی لازم است که مفصل پلاستیکی خمشی (M) در دو انتهای تیرها، محل بارهای متمرکز و ترجیحاً در وسط و یک چهارم دهانه تیرها، اختصاص داده شود مفصل خمشی - محوری (PMM)، در دو انتهای بالا و پایین ستونها اختصاص داده شود.

---

<sup>9</sup> Moment Plastic hing

هم چنین در وسط ستونها ( تقریباً محل لنگر صفر ) و در نیز در وسط مهاربند های فولادی ( در صورت وجود ) لازم است

مفصل محوری (P) اختصاص داده شود . رابطه لنگر - دوران در یک مفصل پلاستیکی خمشی در حالت کلی بصورت اشکال 4-4-

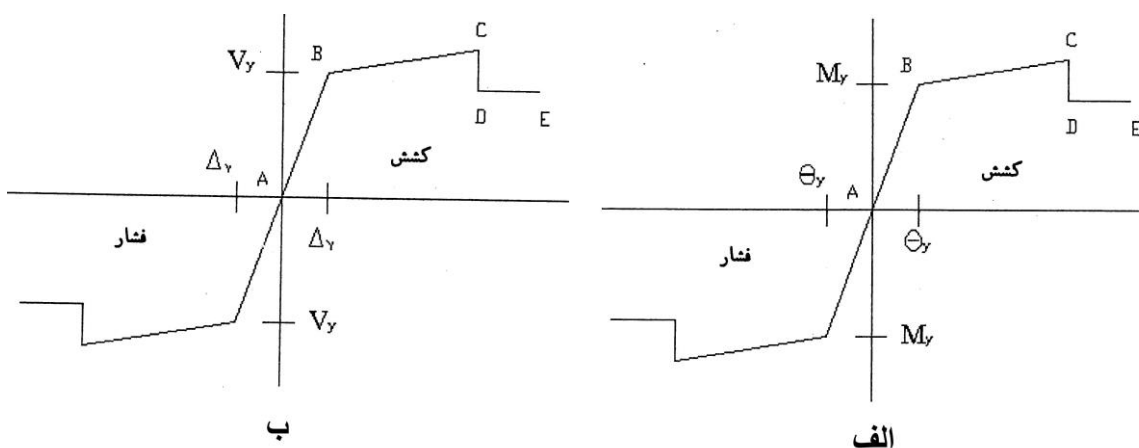
5 تعریف می گردد .

مطابق شکل رابطه لنگر - دوران در مفصل پلاستیک خمشی برای لنگر مثبت و منفی ، متقارن فرض شده است . در این

منحنی تا نقطه B رابطه لنگر - دوران خطی است .

در نقطه B لنگر داخلی مقطع به لنگر پلاستیک می رسد و در واقع نقطه B متناظر با تشکیل مفصل پلاستیک و آغاز دوران

پلاستیک در مقطع است .



شکل 4-5 (الف) رابطه لنگر - دوران در مفصل پلاستیک خمشی [35] ، (ب) رابطه برش - جابجایی [12]



با فرض اینکه نقطه عطف در وسط طول عضو فولادی تشکیل گردد ، می توان دوران تسلیم آن را از رابطه زیر بدست آورد

[30]

$$\theta_y = \frac{Z\sigma_y L}{\sigma EI} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \quad (1-4)$$

در این رابطه Z اساس مقطع پلاستیک عضو ، I ممان اینرسی مقطع عضو ، E مدول الاستیسیته فولاد ،  $\sigma_y$  تنش تسلیم فولاد

، L طول عضو ، P نیروی محوری عضو و  $P_y$  ظرفیت تسلیم عضو ( $A_g F_y$ ) می باشد . ( $F_y$  تنش جاری شدن مقطع می

باشد.) در شکل 6-4 دوران مفصل پلاستیک برای تیر تعریف شده است . همانطور که دیده می شود منظور از دوران مفصل

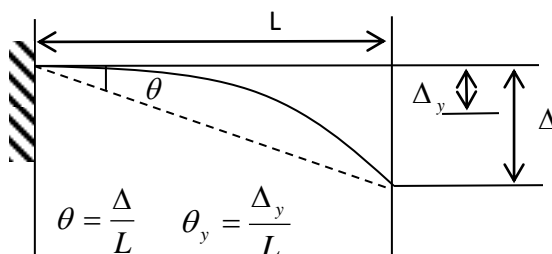
پلاستیک ، دوران صلب عضو حول مفصل پلاستیک می باشد .  $\left(\theta = \frac{\Delta}{L}\right)$

دوران پلاستیک ( $\theta_p$ ) در حقیقت تفاضل دوران تسلیم ( $\theta_y$ ) و دوران مفصل پلاستیک ( $\theta$ ) می باشد .

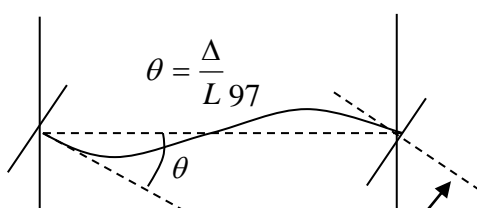
$$\theta_p = \theta - \theta_y \quad (2-4)$$

اگر نقطه عطف ستون های قاب های خمشی در وسط طول عضو فرض شود ، در این صورت می توان دوران مفصل

پلاستیک در انتهای بالا و پایین ستون را برابر نسبت جابجایی نسبی بین طبقه ای  $\left(\frac{\Delta}{L}\right)$  در نظر گرفت .



الف - مثال پایه



بسته به میزان دوران پلاستیک ، عملکرد عضو در یکی از ترازهای IO ، LS ، CP قرار می گیرد . موقعیت ها این ترازها در شکل 4-5 نشان داده شده است . در نقطه C، مقطع به حداکثر مقاومت خمشی خود رسیده و بعد از آن ضمن افت مقاومت ، تغییر شکل های پلاستیک تا حداکثر مقدار خود در E توسعه می یابد و در این نقطه شکست خمشی در مقطع رخ می دهد . رابطه لنگر - دوران مفصل پلاستیک خمشی - محوری (PMM) ، مشابه رابطه لنگر - دوران مفصل پلاستیک خمشی (M) می باشد ، با این تفاوت که این رابطه ، سازگار با سطح اندرکنش بار محوری و لنگر خمشی است . به عبارت دیگر این مفصل پلاستیک ، مقدار  $M_p$  بستگی به مقدار P در مقطع خواهد داشت .

#### 6-4 منحنی ظرفیت

منحنی ظرفیت ، رابطه برش پایه ساختمان را در برابر جابجایی بام نشان می دهد . برای بدست آوردن منحنی ظرفیت سازه معمولاً از آنالیز استاتیکی غیر خطی و یک الگوی بار جانبی استاتیکی استفاده می گردد .

آنالیز استاتیکی غیر خطی می تواند به یکی از دو صورت کنترل نیرو و با کنترل جابجایی انجام گیرد که در هر یک از آنها

به ترتیب از یک الگوی خاص توزیع نیروی جانبی و یا جابجایی های جانبی برای حرکت دادن سازه استفاده می گردد . معمولاً

آنالیز استاتیکی غیر خطی با این فرض که مود اصلی ارتعاش سازه ، مود غالب بر پاسخ لرزه ای سازه است ، بر اساس

شکل مود اول ارتعاشی سازه ، انجام می شود . این فرض برای سازه هایی که پریود ارتعاشی آنها کمتر از یک ثانیه است معتبر

است . اما برای سازه هایی که دارای پریود اصلی طولانی تری می باشند ، مود های بالاتر نیز ممکن است اثرات بحرانی تری

نسبت به مود اول روی برخی از المانهای سازه داشته باشند . به همین دلیل ممکن است آنالیز استاتیکی غیر خطی برای

مودهای بالاتر نیز انجام گیرد . بدین منظور توزیع نیروها یا جابجایی های جانبی روی سازه به صورتی انجام می گیرد که سازه

در مود دوم یا سوم خود تغییر شکل دهد . در این موارد الگوهای تسلیم ممکن است به نحو قابل ملاحظه ای با نتایج بدست آمده

برای مود اول تفاوت داشته باشد . در آنالیز استاتیکی غیر خطی ، نیروها یا جابجایی های جانبی وارد بر مدل سازه ، در گام

های متوالی بطور تدریجی افزایش داده می شود و در هر گام سازه به گونه ای اصلاح می شود که کاهش سختی ناشی از تسلیم

المانها یا افت مقاومت در مفصل های پلاستیک منظور گردد . برای هر گام یک آنالیز خطی روی مدل اصلاح شده انجام می

گیرد و افزایش بار در هر گام تاحدی صورت می گیرد که المانهای دیگری نیز تسلیم شوند . آنالیز استاتیکی غیر خطی نرم

افزار Etabs قادر است بار و اصلاح سختی و مقاومت را در گام های متوالی به طور خودکار انجام دهد .

#### 7-4 تعیین نقطه عملکرد (PP) به روش طیف ظرفیت

همان طور که بیان شد نقطه عملکرد (PP) حالتی را نشان می دهد که در آن ظرفیت سازه و نیاز لرزه ای با هم برابر می شوند. بر این اساس بهترین روش برای تعیین نقطه عملکرد آن است که منحنی ظرفیت و نیاز با هم قطع داده شوند. محل تلاقی این دو منحنی، نقطه عملکرد سازه خواهد بود. اما باید توجه داشت که منحنی ظرفیت به صورت برش پایه در برابر جابجایی بام و منحنی نیاز به صورت شتاب طیفی در برابر پریرود ارتعاشی سازه می باشد. از این رو نمی توان این دو منحنی را مستقیماً در یک دستگاه مختصات قطع داد. روش طیف ظرفیت، این مساله را حل کرده است. در این روش هر دو منحنی نیاز و ظرفیت، در شکل طیف پاسخ شتاب - جابجایی<sup>10</sup> (ADRS) رسم شده و در دستگاه مختصات  $S_d - S_a$  روی هم انداخته می شوند تا نقطه عملکرد به صورت نقطه تلاقی این دو منحنی بدست آید. [12].

#### 1-7-4 تبدیل منحنی ظرفیت به حالت ADRS [12]

منحنی ظرفیت به صورت برش پایه در برابر جابجایی بام رسم می گردد. طیف ظرفیت در حقیقت بیان کننده منحنی ظرفیت سازه به صورت طیف پاسخ شتاب - جابجایی (ADRS) است که به صورت  $S_d - S_a$  رسم می گردد. هر نقطه با مختصات  $(\Delta_{roof}, V)$  روی منحنی ظرفیت، با استفاده از روابط زیر، به نقطه متناظر با مختصات  $S_d - S_a$  روی طیف ظرفیت، تبدیل می شود:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$
$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \times \phi_{roof_1}}$$

(4-4)

<sup>10</sup> Eleration - Displacment Response Spectra

که در آن  $W$  بار مرده ساختمان بعلاوه قسمتی از بار زنده مورد نظر می باشد (  $v/w$  ضریب برش پایه نامیده می شود )

مقدار شکل مود اول در تراز بام ،  $\alpha_1$  ضریب جرم مودی<sup>11</sup> و  $PF_1$  ضریب مشارکت مودی<sup>12</sup> برای اولین مود

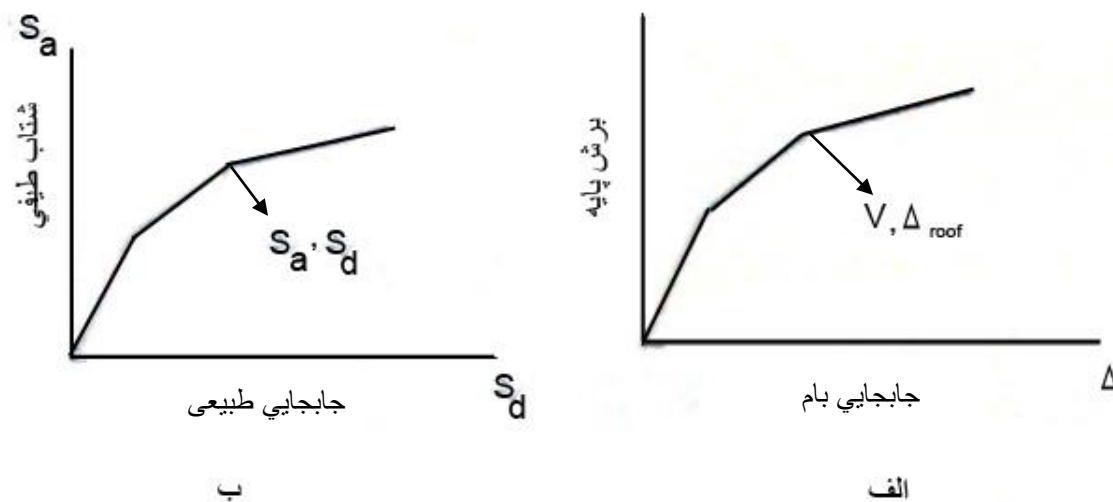
طبیعی سازه است ضرایب  $\alpha_1$  و  $PF_1$  به صورت زیر محاسبه می شوند :

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \varphi_{i1}) / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[ \sum_{i=1}^N (w_i \varphi_{i1}^2) / g \right]} \quad (5-4)$$

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \varphi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \varphi_{i1}^2) / g} \quad (6-4)$$

که  $W_i / g$  جرم تراز  $i$  ام و مقدار  $\varphi_{i1}$  مقدار شکل مود اول در تراز  $i$  ام است .

در شکل 8-4 یک نمونه منحنی طیف ظرفیت و طیف ظرفیت متناظر با آن نشان داده شده است .



شکل 8-4 نمونه ای از منحنی ظرفیت در دو حالت الف - معمول ، ب - ADRS [12]

<sup>11</sup> Model Mass Coefficient

<sup>12</sup> Modal Participation Factor

#### 2-7-4 تبدیل طیف نیاز به فرمت ADRS [12]

اکثر مهندسين با منحنی های طیف پاسخ استاندارد که به صورت شتاب طیفی ( $S_a$ ) در برابر پریود ( $T$ ) رسم می شوند ، آشنا

هستند در حالی که آشنایی آنها با منحنی های ADRS که به صورت  $S_a$  در برابر  $S_d$  رسم می شوند ، کمتر است . در شکل 4-

8 یک طیف یکسان که در دو حالت مختلف رسم شده ، آمده است برای هر نقطه با مشخصات ( $T, S_a$ ) روی طیف استاندارد ،

جابجایی طیف ( $S_a$ ) نقطه متناظر روی طیف ADRS ، به صورت زیر تعریف می شود :

$$S_d = \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 S_a \quad 7-4$$

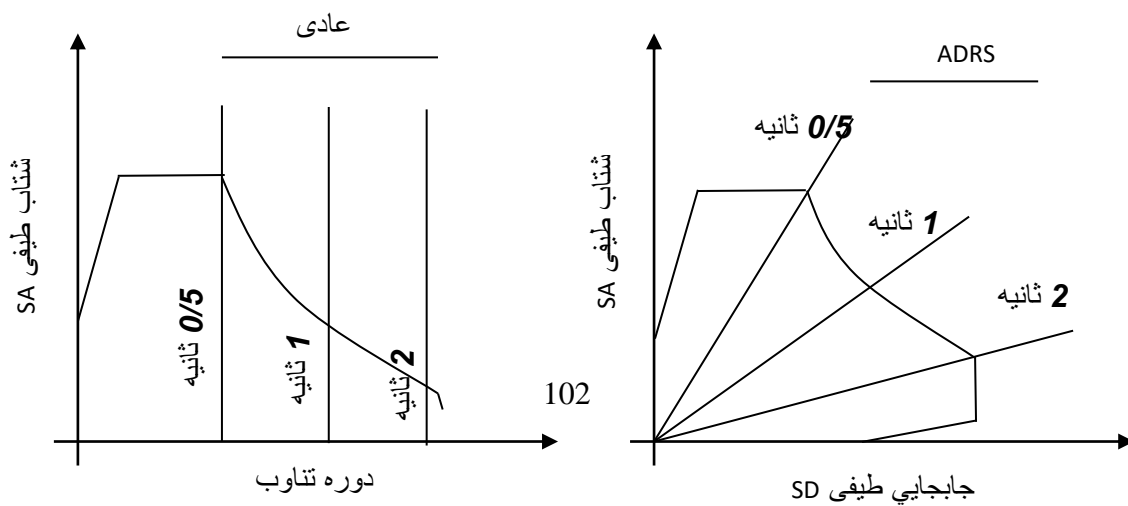
در طیف ADRS خطوطی که از مبدا عبور می کنند ، دارای پریود ثابتی می باشند برای هر نقطه روی طیف ADRS ، پریود

$T$  می تواند به صورت زیر بدست آید :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad 8-4$$

همانطور که دیده می شود رابطه های 7-4 و 8-4 در اصل یک فرمول می باشند که به صورتهای مختلفی بیان شده اند .

$$SD = (g / 4\pi^2) SA(T)^2$$



#### 3-7-4 تخمین میرایی ویسکوز معادل<sup>13</sup> در هر نقطه از طیف ظرفیت [12]

هنگامی که در اثر زلزله ، سازه وارد ناحیه غیر خطی می شود ، میرایی آن را می توان به صورت ترکیبی از میرایی ویسکوز

ذاتی سازه<sup>14</sup> و میرایی هیستریزیس<sup>15</sup> تعریف کرد . میرایی هیستریزیس متناسب با سطح زیر منحنی نیرو - جابجایی سازه تحت

تحت نیروی زلزله است این میرایی را می توان به صورت میرایی ویسکوز معادل ( $B_{eq}$ ) بیان کرد .

مقدار  $B_{eq}$  مربوط به جابجایی ماکزیمم  $d_{pi}$  به صورت زیر تخمین زده می شود :

$$B_{eq} = B_o + 0.05 \quad (9-4)$$

---

<sup>13</sup> Equivalent Viscouse Damping

<sup>14</sup> Viscouse Damping Inherent in the structure

<sup>15</sup> Hystersis Damping

که در آن ،  $B_o$  میرایی هیستریزیس بیان شده به صورت میرایی ویسکوز معادل است که با **5%** میرایی ویسکوز ذاتی سازه

جمع شده است مقدار  $B_o$  به صورت زیر قابل محاسبه است :

$$B_o = \frac{E_D}{4\pi E_{so}} \quad (10-4)$$

که در این رابطه  $E_D$  میزان انرژی جذب شده و  $E_{so}$  ماکزیمم انرژی کرنشی سازه می باشد .

منحنی های هیستریزیس یک سیستم غیر الاستیک را در حالت ایده آل می توان مطابق شکل **9-4** با یک متوازی الاضلاع

تقریب زد .

در این صورت  $E_D$  که انرژی تلف شده توسط تغییر شکل های پلاستیک سازه در یک سیکل حرکت است برابر مساحت

محصور شده توسط متوازی الاضلاع منفرد بوده و  $E_{so}$  نیز که ماکزیمم انرژی کرنشی مربوط به همان سیکل حرکت است

برابر مساحت سطح هاشور خورده می باشد . به کمک این منحنی می توان  $E_D$  و  $E_{so}$  را به صورت زیر بدست آورد :

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (11-4)$$

$$E_{so} = a_{pi} d_{pi} / 2 \quad (12-4)$$

با قرار دادن معادلات **11-4** و **12-4** در رابطه **10-4** رابطه زیر بدست می آید :

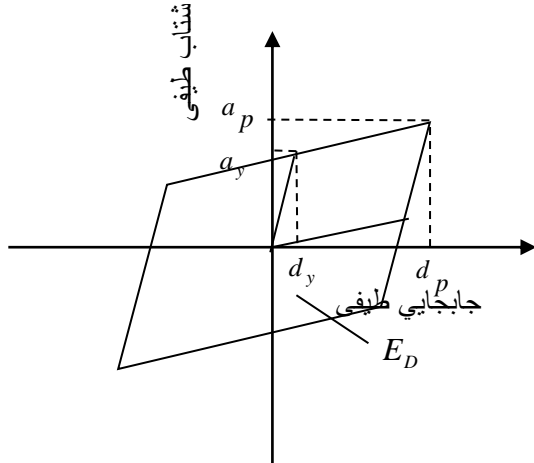
$$B_o = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (13-4)$$

بنابراین  $B_{eq}$  برابر مقدار زیر خواهد بود :



$$B_{eq} = B_o + 5 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (14-4)$$

$E_D$  = Area by enclosed by hysteresis loop  
 = Area of large parallelogram  
 = 4 times area of shaded parallelogram



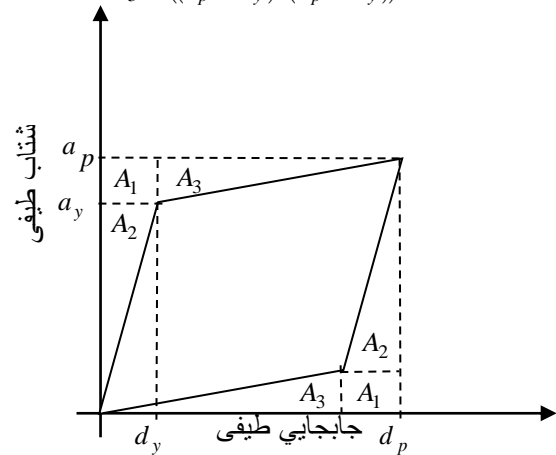
اساس نیروی تلف شده به وسیله میرایی ED

Formate for designated area

$$A_1 = (a_p - a_y) \cdot d_y$$

$$A_2 = (a_d \cdot d_y) / 2$$

$$A_3 = ((a_p - a_y) \cdot (d_p - d_y)) / 2$$



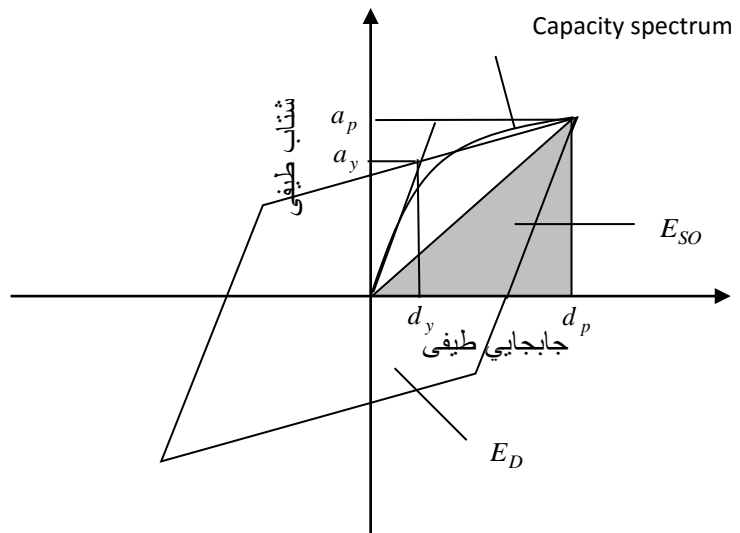
اساس نیروی تلف شده به وسیله میرایی ED

$E_D$  = Energy dissipated by damping  
 = Area of enclosed by hysteresis loop  
 = Area of parallelogram

$E_{so}$  = Maximum strain energy  
 = Area of hatched triangle  
 =  $a_p d_p / 2$

$B_o$  = Equivalent viscous damping associated with full hysteresis loop area  

$$= \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{SO}}$$



اساس کاهش طیفی (میرایی)

شکل 9-4 روند حصول انرژی جذب شده با استفاده از منحنی های شتاب - جابجایی

#### 4-7-4 میرایی ویسکوز موثر و انواع رفتار سازه ای [12]

منحنی هیستریزیس ایده آل نشان داده شده در شکل 9-4 ( شکل متوازی الاضلاع ) ، تقریب قابل قبولی از منحنی هیستریزیس واقعی یک ساختمان شکل پذیر با میرایی ویسکوز معادل کمتر از 30% است ، که تحت تحریکات زمین لرزه نسبتاً کوتاه مدت قرار گرفته است . برای شرایط غیر از این استفاده از منحنی هیستریزیس ایده آل ، منجر به تخمین های بالایی برای میرایی ویسکوز معادل می شود . زیرا در عمل بخاطر پدیده هایی چون کمانش ، خستگی ، افت مقاومت و سختی و نظایر آن حلقه های هیستریزیس واقعی به صورت کاهنده بوده و مساحت داخل آن ها در سیکل های متوالی کاهش می یابد . بنا براین برای اینکه ضرایب میرایی  $B_o$  ، سازگار با مفاهیم تعریف شده قبلی به خوبی قادر به شبیه سازی منحنی های هیستریزیس کاهنده باشد ، با استفاده از ضریب اصلاح میرایی K از مفهوم میرایی ویسکوز موثر استفاده می شود . میرایی ویسکوز موثر  $B_{eff}$  به صورت

زیر مشخص می شود :

$$B_{eff} = KB_o + 5 = \frac{63.7K(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad 15-4$$

K ضریب اصلاحی است که توسط آن میرایی ویسکوز معادل حاصل از منحنی هیستریزس ایده آل به میرایی ویسکوز معادل متناظر با منحنی هیستریزس واقعی ساختمان تبدیل می گردد. ضریب K به رفتار واقعی سازه بستگی دارد که ان هم خود به کیفیت سیستم مقاوم جانبی ساختمان و مدت زمان تحریک زمین لرزه مربوط می گردد. در آیین نامه 40 ATC [12] سه نوع رفتار سازه ای متفاوت زیر برای منظور کردن K در نظر گرفته شده است:

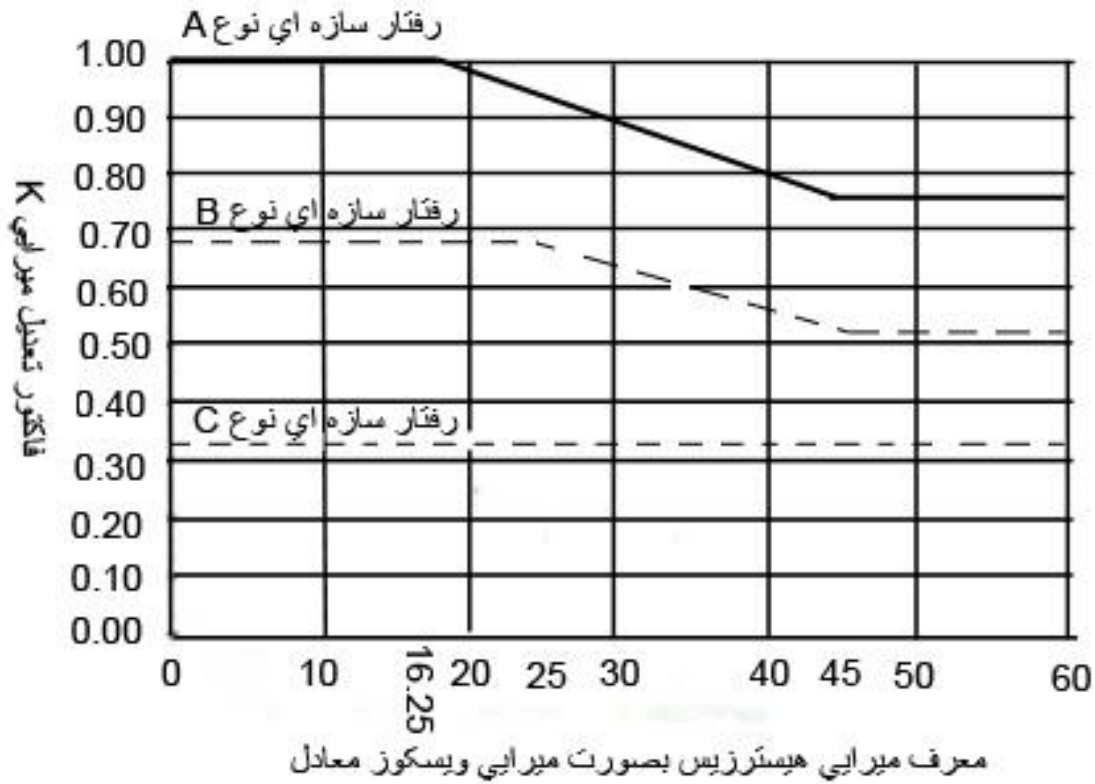
- رفتار سازه ای نوع A نشانگر حلقه های هیستریزس پایدار می باشد. در این رفتار حلقه های هیستریزس در تمام سیکل ها ثابت بوده و بسیار شبیه به شکل ایده آل می باشد.
- رفتار سازه ای نوع B نشانگر حلقه های هیستریزس نسبتاً کاهنده می باشد. این رفتار با کاهش متوسط مساحت حلقه های هیستریزس همراه است.
- رفتار سازه ای نوع C نشانگر یک رفتار هیستریزس کاهنده است. این رفتار با کاهش قابل توجه مساحت حلقه های هیستریزس در طول چرخه های متوالی بارگذاری، باربرداری توام می باشد.

مقادیر ضریب اصلاح K برای سه نوع رفتار سازه ای A، B و C در جدول 1-4 و شکل 10-4 ارائه شده است

K	$B_o$	نوع رفتار سازه ای
1	$\leq 16.25\%$	A
$1.13 - 0.008B_o$	$> 16.25\%$	
0.67	$\leq 25\%$	B
$0.845 - 0.007B_o$	$> 25\%$	

0.33	Any value	C
------	-----------	---

جدول 1-4 رابطه میرایی ویسکوز با ضرایب اصلاح نوع رفتار سازه [12]



شکل 10-4 رابطه فاکتور تعدیل میرایی با میرایی ویسکوز معادل [12]

#### 5-7-4 کاهش طیف نیاز 5% میرایی

اگر  $B_{eff}$  ، میرایی ویسکوز موثر معادل با استهلاك انرژی ناشی از 5% میرایی ویسکوز ذاتی سازه و تغییر شکل های

پلاستیک ماندگار تغییر شکل های هیستریزیس تا نقطه عملکرد باشد ، در این صورت طیف الاستیک طرح 5% میرایی

، به طیف نیاز متناظر با میرایی  $B_{eff}$  کاهش خواهد یافت .

برای کاهش طیف پاسخ 5% میرایی، از ضرایب بزرگنمایی طیف طرح نیومارک و هال استفاده می شود. ضرایب تشدید

نواحی شتاب طیفی و سرعت طیفی ثابت زلزله طرح برای احتمال عدم وقوع 50% به ترتیب به کمک روابط 4-16 و 4-17

17 بر حسب میرایی  $B_{eff}$  مشخص می گردد. [12]

$$a_A(B_{eff}) = 3.21 - 0.68 \ln B_{eff} \quad (16-4)$$

$$a_V(B_{eff}) = 2.31 - 0.41 \ln B_{eff} \quad (17-4)$$

که به ازای میرایی ویسکوز 5% خواهیم داشت :

$$a_A(5\%) = 2.12 \quad (18-4)$$

$$a_V(5\%) = 1.65 \quad (19-4)$$

برای تبدیل طیف طرح با میرایی ویسکوز 5% ذاتی سازه به طیف پاسخ متناظر با میرایی  $B_{eff}$ ، لازم است ابتدا نواحی شتاب

و سرعت طیفی ثابت طیف مورد نظر، به ترتیب در  $a_V(5\%)$  و  $a_A(5\%)$  تقسیم گردند تا طیف الاستیک متناظر با میرایی

صفر، حاصل گردد سپس مجدداً همین نواحی طیفی را به ترتیب در  $a_V(B_{eff})$  و  $a_A(B_{eff})$  ضرب کرد تا طیف طرح

کاهش یافته متناظر با میرایی ویسکوز موثر حاصل گردد از این رو طیف پاسخ متناظر با میرایی  $B_{eff}$  با ضریب نواحی

شتاب طیفی و سرعت طیفی ثابت طیف طرح 5% میرایی به ترتیب در نسبت های  $\frac{a_V(B_{eff})}{a_V(5\%)}$  و  $\frac{a_A(B_{eff})}{a_A(5\%)}$  بدست می آید.

در ATC 40 این نسبت ها به ترتیب با ضرایب  $SR_A$  و  $SR_V$  به عنوان ضرایب کاهش طیفی زیر مشخص شده است :

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(B_{eff})}{2.21} \geq (SR_A)_{min} \quad (20-4)$$

$$SR_V = \frac{3.21 - 0.45 \ln(B_{eff})}{1.65} \geq (SR_V)_{min} \quad (21-4)$$

$(SR_V)_{min}$  و  $(SR_A)_{min}$  که حداقل مقادیر ضرایب کاهش طیفی هستند ، مطابق جدول 2-4 مشخص می شوند :

$(SR_V)_{min}$	$(SR_A)_{min}$	نوع رفتار سازه ای
0.50	0.33	A
0.56	0.44	B
0.67	0.56	C

جدول 2-4 حداقل مقادیر مجاز  $(SR_A)_{min}$  و  $(SR_V)_{min}$

#### 6-7-4 روش های مختلف تعیین نقطه عملکرد بر روی طیف ظرفیت [12]

موقعیت نقطه عملکرد بر روی طیف ظرفیت بستگی به میزان کاهش طیف نیاز الاستیک با میرایی 5% دارد از طرفی

میزان کاهش طیف نیاز الاستیک 5% میرایی نیز به مقدار و ویسکوز موثر نظیر نقطه عملکرد بستگی دارد . به همین دلیل

برای تعیین نقطه عملکرد بر روی طیف ظرفیت ، دو مجهول زیر وجود دارند :

۱. موقعیت نقطه عملکرد

۲. میرایی ویسکوز موثر نظیر نقطه عملکرد

این دو مجهول وابسته به هم بوده و با معلوم بودن یکی از آنها، دیگری نیز تعیین می‌گردد. بنابراین طبیعی است که برای تعیین نقطه عملکرد، نیاز به انجام یکسری عملیات آزمون و خطا خواهد بود.

ابتدایی‌ترین روش برای تعیین موقعیت نقطه عملکرد بر روی طیف ظرفیت این است که یک نقطه روی طیف ظرفیت

بعنوان نقطه عملکرد فرض می‌شود. بر اساس میرایی ویسکوز موثری که در اثر تغییر شکل های پلاستیک و میرایی

ویسکوز ذاتی سازه  $B_{eff}$  تا این نقطه فرضی، حاصل می‌گردد. مقادیر  $SR_A$  و  $SR_V$  از روابط 20-4 و 21-4 بدست

آمده، طیف نیاز الاستیک 5% میرایی کاهش داده شود. اگر طیف نیاز کاهش یافته با یک تقریب قابل قبول از نقطه عملکرد

فرض شده عبور کند، در این صورت این نقطه همان نقطه عملکرد خواهد بود. ولی اگر به ازای جابجایی طیفی نظیر نقطه

عملکرد فرضی، شتاب طیفی بر روی طیف نیاز کاهش یافته، بیشتر از شتاب طیفی بر روی طیف ظرفیت باشد، در این

صورت در نقطه عملکرد فرضی، نیاز بیشتر از ظرفیت است. لذا جابجایی طیفی هنوز به حداکثر مقدار خود نرسیده است

به منظور یک آزمون دیگر، یک نقطه عملکرد دیگر با جابجایی طیفی بزرگتر از جابجایی طیفی قبل، فرض می‌گردد

اما اگر در نقطه عملکرد فرضی، نیاز کمتر از ظرفیت باشد، بدین معنی است که قبل از اینکه جابجایی طیفی بام به

جابجایی طیفی فرضی برسد، به جابجایی طیفی نظیر نقطه عملکرد واقعی رسیده و متوقف شده است. لذا در آزمون بعدی

یک نقطه عملکرد با جابجایی طیفی قبلی انتخاب می‌گردد. آزمون و خطا بدین ترتیب تا جایی ادامه می‌یابد که طیف نیاز

کاهش یافته در اثر میرایی ویسکوز موثر نقطه عملکرد فرضی با یک تقریب قابل قبول از نقطه عملکرد فرض شده عبور

کند که در این صورت نقطه عملکرد فرضی همان نقطه عملکرد واقعی سازه خواهد بود.

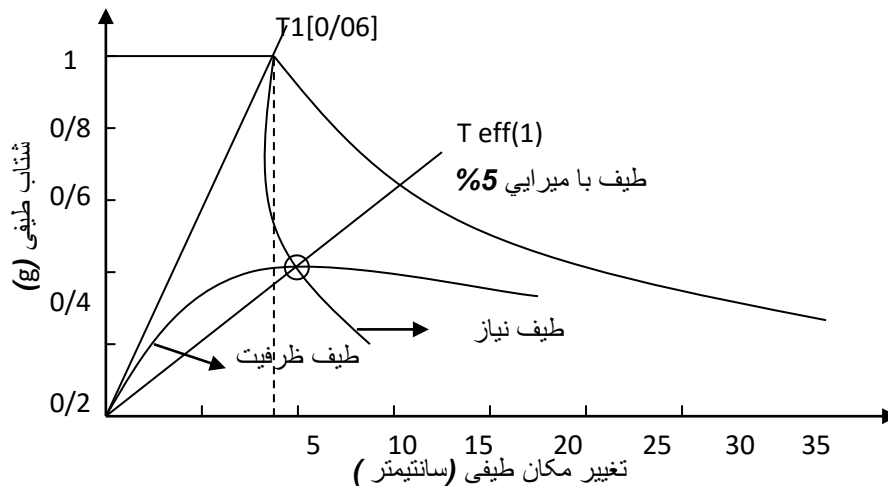
شیوه مذکور در **ATC 40 [12]** تحت عنوان شیوه A برای تعیین نقطه عملکرد مطرح شده است این روش گرچه از نظر مفهوم بیشتر قابل فهم است ولی ممکن است با این روش تا رسیدن به نقطه عملکرد نیاز به تعداد آزمون و خطاهای زیادی باشد علاوه بر این شیوه، شیوه های دیگری نیز تحت عنوان شیوه B و C در **ATC 40** مطرح شده اند، که هر یک از این روش ها با کاهش تعداد تکرارهای آزمون و خطا باعث کسری در تعیین نقطه عملکرد می شود.

اساس هر سه روش فوق بر این اصل استوار است که در نقطه عملکرد (PP)، نیاز و ظرفیت با هم برابر می گردند اما علاوه بر سه شیوه مذکور، شیوه دیگری نیز تحت عنوان روش حل دقیق<sup>16</sup> در **ATC 40 [6]** ارائه شده است روش B بدون فرضیات ساده سازی) . این شیوه گرچه برای تعیین دستی نقطه عملکرد مستلزم تعداد زیادی عملیات تکراری است ولی برای تهیه برنامه کامپیوتری به منظور تعیین دقیق نقطه عملکرد بسیار مناسب می باشد.

در شکل **11-4** طیف نیاز الاستیک **5%** میرایی ویسکوز ذاتی سازه و طیف ظرفیت در حالت ADRS رسم شده اند. با افزایش جابجایی طیفی از صفر تا حد الاستیک طیف ظرفیت، هیچ استهلاک انرژی در اثر تغییر شکل های پلاستیک روی نمی دهد لذا برای هر نقطه واقع بر محدوده الاستیک طیف ظرفیت، میرایی ویسکوز موثر ( $B_{eff}$ ) برابر **5%** میرایی ویسکوز ذاتی سازه خواهد بود. بنا براین با افزایش جابجایی طیفی تا حد الاستیک، نیاز لرزه ای درست روی طیف نیاز الاستیک **5%** میرایی ویسکوز، جلو می رود. به محض شروع تغییر شکل های پلاستیک، ضمن افزایش جابجایی طیفی و حرکت روی منحنی ظرفیت میرایی ویسکوز موثر ( $B_{eff}$ ) افزایش می یابد با افزایش  $B_{eff}$  ضریب کاهش طیفی  $SR_A$  و  $SR_V$  افزایش و در نتیجه طیف نیاز کاهش می یابد.

<sup>16</sup> Exact solution





شکل 11-4 ترسیم منحنی طیف نیاز و ظرفیت با فرمت ADRS [7]

کاهش طیف نیاز با افزایش جابجایی طیف، به صورت یک منحنی موزی شکل ظاهر می گردد. به همین جهت این منحنی را که در شکل 11-4 نشان داده شده است، منحنی موزی شکل<sup>17</sup> می نامند. نقطه تلاقی منحنی موزی شکل و طیف ظرفیت نقطه عملکرد است، زیرا در این نقطه نیاز و ظرفیت منطبق بر هم می باشند در شکل 11-4 طیف نیاز کاهش یافته متناظر با میرایی ویسکوز موثر ( $B_{eff}$ ) نیز در نقطه عملکرد رسم شده است.

با توجه به این شکل برای جابجایی های طیفی کمتر از جابجایی طیفی نقطه عملکرد، نیاز بیشتر از ظرفیت است و این باعث می شود که جابجایی طیفی سازه تا جایی افزایش یابد که در نقطه عملکرد نیاز و ظرفیت با هم برابر شده و جابجایی طیفی به حداکثر مقدار خود جابجایی نیاز یا هدف برسد.

<sup>17</sup> Banana curve

## 8-4 ملاک پذیرش

همانطور که قبلاً اشاره شد جهت آنالیز غیر خطی پوش اور نیاز به معرفی شکل مفاصل پلاستیک در نقاط حساس سازه نسبت به رفتار مورد نظر برش ، خمش و نقطه فشاری می باشد .

سازه ها بنا به کاربردی که از آنها انتظار می رود با سه تیپ رفتار شکل پذیری دسته بندی می شوند نمودار تیپ 1 در شکل

**12-4** رفتار شکل پذیر خوب را مدل می کند از نقطه 0 تا 1 رفتار الاستیک و از نقطه 1 تا 2 رفتار پلاستیک حاکم

است در این تیپ منحنی سازه جابجایی زیادی را می تواند تحمل کند اما امکان دارد که منظور ما کنترل نیرو باشد

و اگر  $(Q_{CE} < Q_2)$  باشد احتمال دارد با کنترل جابجایی ، جابجایی سازه را به نقطه ای در طول منحنی محدود

کرد (شکل 12-4)

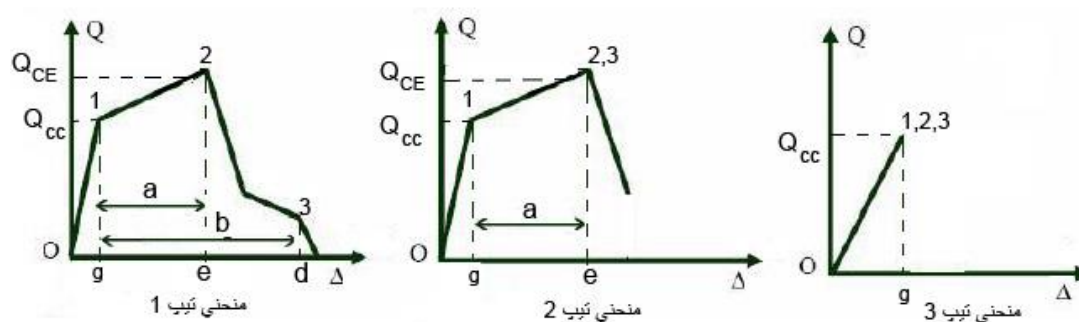
در نمودار تیپ 2 رفتار شکل پذیر با شکست بعد از افت شدید مقاومت می باشد ، در این تیپ منحنی ها اگر  $e > 2g$  باشد

کنترل تغییر شکل حاکم می باشد .

نمودار تیپ 3 رفتار غیر شکل پذیر (شکننده) را مدل می کند که در آن رفتار الاستیک با کنترل نیرو در طول نمودار محدود

می شود و مقاومت به یکباره در انتهای نقطه ظرفیت الاستیک زایل می شود . شکل 12-4 نمودار مورد نظر را نشان می

دهد .

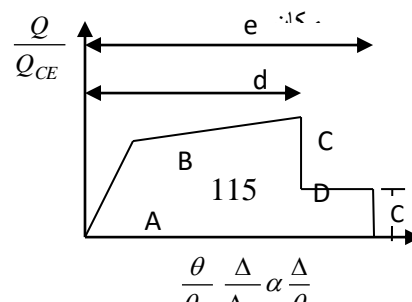
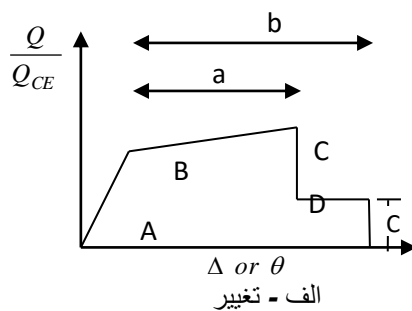


در شکل 13-4 حالت اصلاح شده رفتار شکل پذیر با کنترل جابجایی آورده شده که در نمودار الف نسبت نیروی  $\frac{Q}{Q_{CE}}$

در مقابل  $\theta$  یا  $\Delta$  آورده شده ، در نمودار ب که بیشترین استفاده جهت مدل کردن مفاصل پلاستیک را دارد با نسبت مدل سازی مفصل صورت می گیرد در شکل جابجایی ( محدود های کنترلی طبق آیین نامه  $\frac{\theta}{\theta_y}$  or  $\frac{\Delta}{\Delta_y}$  ,  $\frac{Q}{Q_{CE}}$

FEMA273 (جدول 8-5) به صورت کلی مدل شده است محدود مورد پذیرش ، طبق شکل 13-4 و به خاطر اینکه هم

سازه اقتصادی طرح شود و هم اینکه قابلیت استفاده مجدد را داشته باشد ایمن باشد ، در محدوده LS-CP اولیه می باشد .



لازم به توضیح می باشد که میزان سخت شدگی بین نقاط B و C برای فولاد 3% و برای بتن برابر 10% مجموع منحنی کرنش

فولاد توصیه شده است پارامترهای مدلسازی a,b,c,d,e و معیارهای پذیرش در تراز عملکرد CP , LS , IO برای اعضا

فولادی از ( جداول 4-5 و 8-5 ) FEMA 273 اقتباس گردیده است .

بهتر است که جهت ایمنی کلی سازه و بهره برداری مجدد از سازه ، با تعمیرات غیر سازه ها بعد از وقوع زلزله ، در موقع

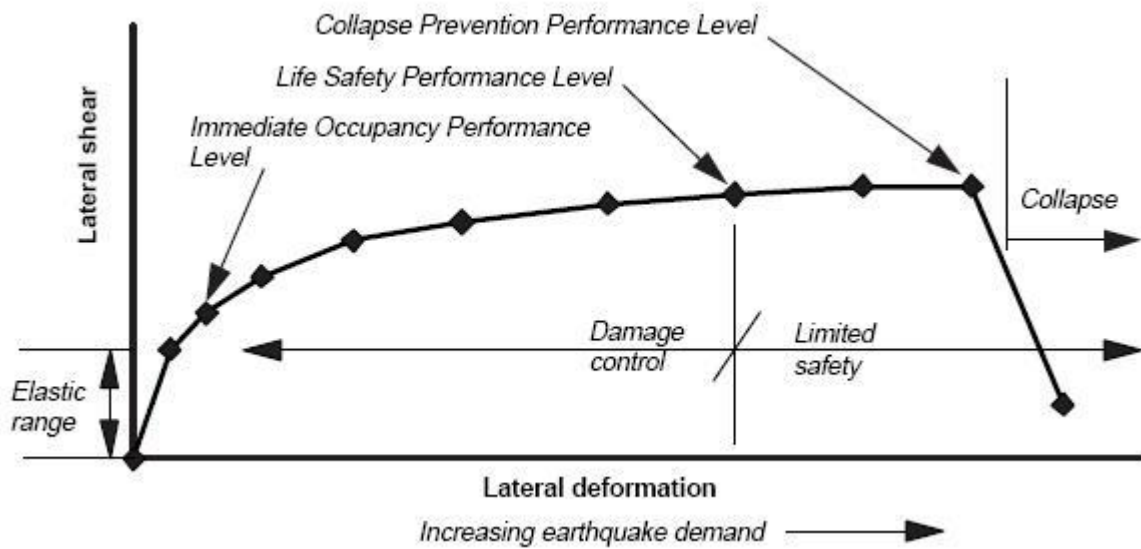
طراحی سازه ملاک پذیرش طراح ، محدوده ایمنی جانی سازه باشد .

مطابق شکل 14-4 که از FEMA 273 برداشت شده است محدود جانی نمایش داده شده است در این آیین نامه سه محدوده

مشخص شده است که در محدوده اول (Damage control) خسارات غیر سازه ای و سازه ای بایستی کنترل گردد و

در محدوده سلامت جانی با تعمیرات اساسی غیر سازه ها ، سازه قابل استفاده مجدد می باشد . بعد از محدوده ایمنی جانی ،

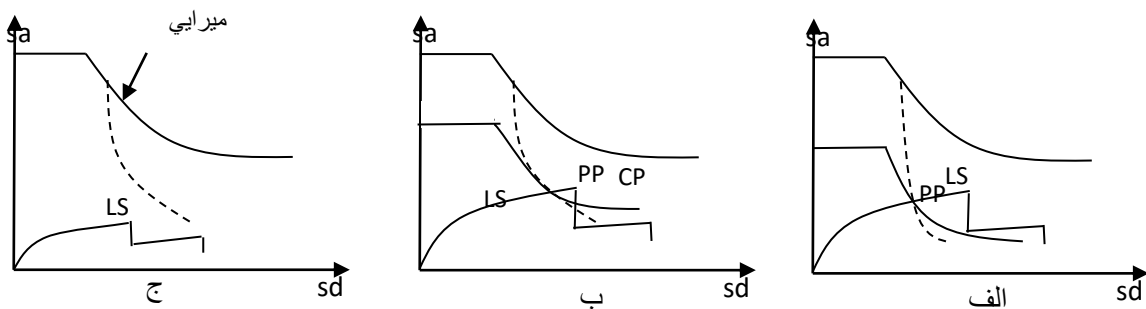
محدوده گسیختگی سازه فرا می رسد .



شکل 14-4 محدوده های منحنی ظرفیت [29]

## 9-4 کنترل عملکرد

در این پروژه محدوده کنترل عملکردی از نقطه ایمنی جانی تا نقطه گسیختگی اولیه منوط به اینکه از نقطه  $C$  حداکثر مقاومت سازه فراتر نرود ، ملاک پذیرش می باشد تا هم سازه در محدوده ایمنی جانی مشخص شده در آیین نامه های 40 ATC و FEMA 273 قرار داشته باشد و هم اینکه سازه اقتصادی طرح شده باشد و با تغییر دادن  $R$  ضریب رفتار سازه سازه به محدوده ایمنی جانی رسانده شود با توجه به شکل 4-15 سه تراز عملکردی مشخص می گردد :



شکل 4-15 ملاک پذیرش رفتار سازه [35]

در حالت الف سازه ها قبل از اینکه به تراز عملکرد ایمنی جانی (LS) برسند ، در نقطه عملکرد (PP) به جابجایی نیاز رسیده اند . یعنی تحت زلزله طرح ، سازه زیر تراز عملکرد ایمنی جانی قرار دارد و بعد از زلزله ، با اندک تعمیرات غیر سازه ای سازه قابل بهره برداری مجدد می باشد .

در حالت ب) نقطه عملکرد (PP) بعد از تراز عملکرد ایمنی جانی اولیه (LS) و قبل از تراز عملکرد (CP) واقع شده است .

یعنی تحت زلزله طرح حداکثر پاسخ سازه (جابجایی و تغییر شکل ها) از حد مجاز فراتر رفته ولی سازه پایدار است و می

توان بعد از وقوع زلزله با تعمیرات اساسی سازه ای و غیر سازه ای ، از سازه استفاده مجدد کرد .

در حالت ج) منحنی موزی ، طیف ظرفیت را قطع نکرده است و هیچ نقطه عملکردی بدست نیامده است این بدین مفهوم است

که تحت زلزله طرح ، سازه مقاومت خود را بطور کامل از دست می دهد .

برای مواردی چون مورد الف می توان حداکثر شتاب موثر طیف طرح را آن قدر بالا برد تا نقطه PP در محدوده LS-CP

قرار گیرد و بر عکس برای مورد ج ، می توان حداکثر شتاب موثر طیف طرح را آن قدر پایین آورد تا نقطه PP در محدوده

LS-CP قرار گیرد بدین ترتیب حداکثر <sup>18</sup>EPA ی قابل تحمل توسط سازه بدست آید .

---

<sup>18</sup> Effective Peak Acceleration

# فصل پنجم

مدلسازی، تحلیل و بررسی نتایج



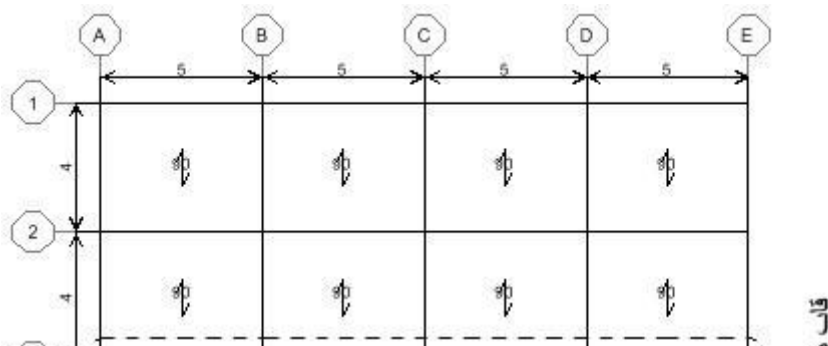
## 1-5 مقدمه

در این فصل مدل های مختلف قاب های دارای سیستم مهاربندی ممتد و غیر ممتد ابتدا مورد تحلیل استاتیکی خطی قرار گرفته و طراحی می گردند سپس مورد آنالیز غیر خطی قرار گرفته و با تفسیر نتایج به دست آمده به بررسی رفتار این قاب ها و تعیین پارامترهای لرزه ای آن ها پرداخته است . این فصل به دو بخش کلی تقسیم شده است . در بخش اول مدل ها ، فرضیات و شیوه های بکار رفته در این پایان نامه ارائه می شود و در بخش دوم نیز رفتار غیر خطی این سیستم ها و پارامترهای لرزه ای در مرحله غیر خطی مورد بررسی قرار می گیرد .

## 2-5 بخش اول مدلسازی و فرضیات به کار گرفته شده

### 1-2-5 مدل های بررسی شده

پلان مورد بررسی با توجه به چگونگی ساخت و ساز در کشورمان ، مطابق شکل 1-5 انتخاب گردیده است و کلیه تحلیل ها روی قاب های میانی از این پلان انجام شده است . قاب های مورد بررسی 3 ، 5 و 8 طبقه هستند و با ارتفاع طبقه 3/20 متر ، دارای دهانه 5 متری بوده و عرض برابر آن ها 4 متر منظور گردیده است .



به منظور بررسی تاثیر غیر ممتد بودن سیستم بادبندی بر رفتار سازه ها ، ابتدا یک قاب با مهاربندی ممتد در اولین دهانه در نظر گرفته شده و سپس با تغییر جانمایی بادبندها در دهانه و طبقات مختلف مدل های متعددی مورد مطالعه قرار می گیرد . همانطور که در بخش های بعد ملاحظه خواهد شد ، وقتی بادبند ها به فاصله بیش از دو دهانه انتقال می یابند ، تغییر رفتار قاب ها نسبت به حالتی که بادبندها به فاصله دو دهانه انتقال می یابند ، بسیار ناچیز می باشد لذا تعداد دهانه های این مدل 4 عدد منظور شده و قاب های دارای بیش از چهار دهانه در نظر گرفته نمی شود . هم چنین تعداد حالات ممکن برای جانمایی بادبندها در درون قاب به منظور ایجاد ناپیوستگی در سیستم بادبندی ، بسیار متنوع است که این تعداد با ازدیاد طبقات سازه ، بطور تصاعدی افزایش می یابد . لذا جهت محدود نمودن تعداد مدل ها ، در هر حالت فقط موقعیت بادبندهای یک پانل را تغییر داده و جابجایی مجموعه های بادبندی در پانل های متعدد که به نامحدود شدن تعداد مدل ها می انجامد ، منظور نشده است در اشکال 2-5 و 3-5 و 4-5 مدل های مختلف بررسی شده برای قابهای 3، 5 و 8 طبقه با سیستم مهاربندی ممتد و غیر ممتد نمایش داده شده است .

**2-2-5 بارگذاری مدل ها**

### الف بار ثقلی :

بار گذاری ثقلی قاب ها بر اساس نشریه "حداقل بار وارده بر ساختمان ها و ابنیه فنی" ، استاندارد **519** موسسه استاندارد و

تحقیقات صنعتی ایران [11] انجام شده است بار مرده طبقات **500** کیلو گرم بر متر مربع ، بار گسترده معادل تیغه ها ، **150**

کیلو گرم بر متر مربع و بار زنده معادل **200** کیلو گرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است .

### ب بار زلزله :

بار گذاری زلزله بر اساس آیین نامه طرح ساختمان ها در برابر زلزله ، با شماره استاندارد **[10]2800** انجام گردیده است .

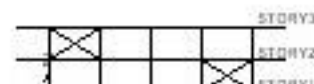
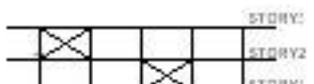
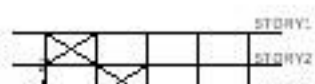
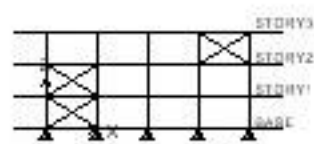
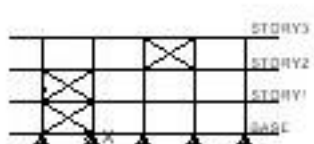
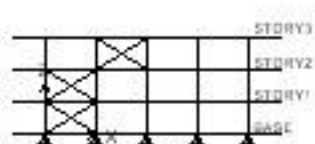
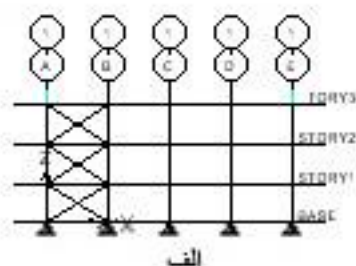
ساختمان مسکونی در تهران و در محلی با خاک نوع II واقع می باشد :

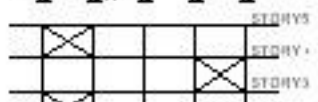
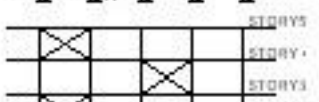
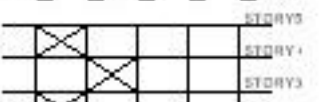
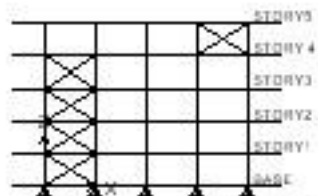
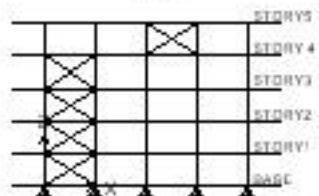
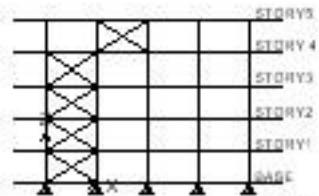
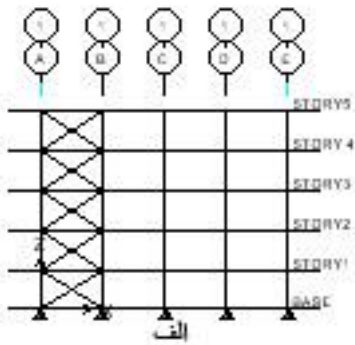
$$A=0.35$$

$$I=1$$

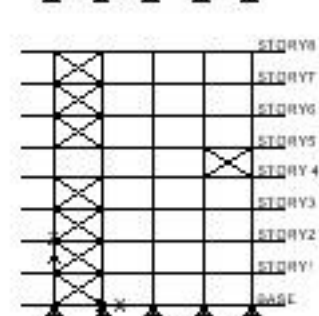
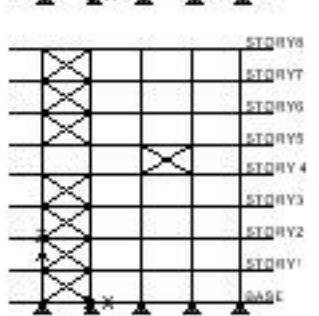
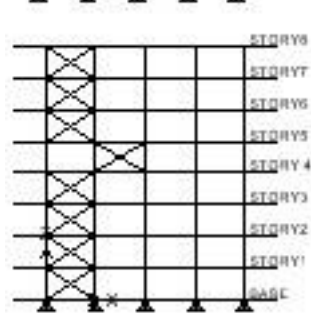
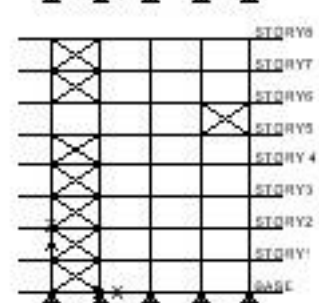
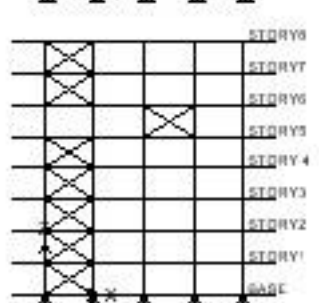
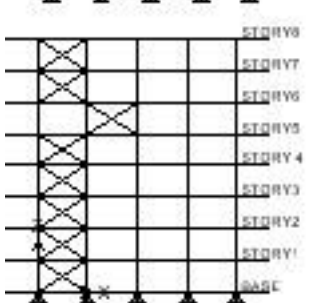
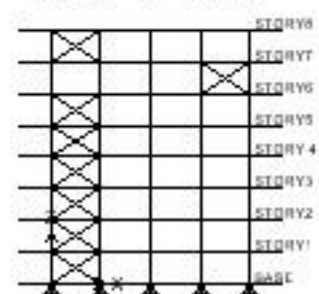
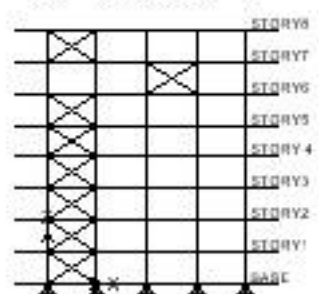
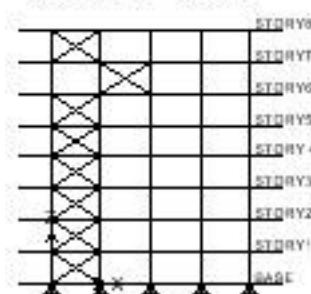
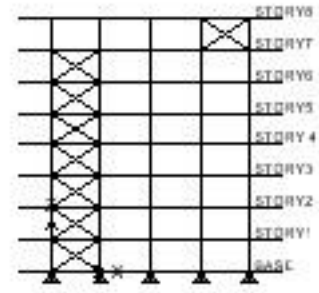
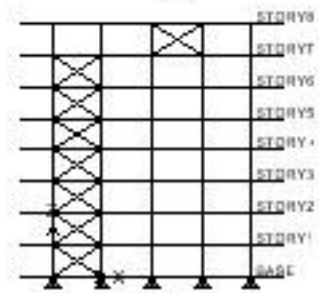
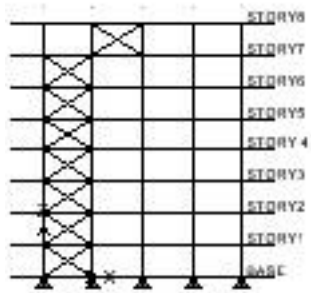
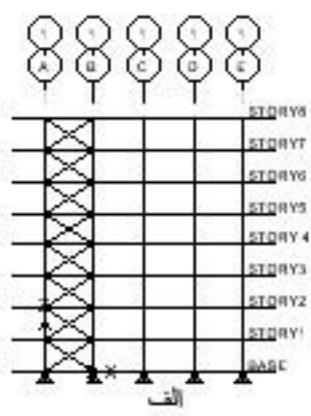
$$T_0 = 0.5$$

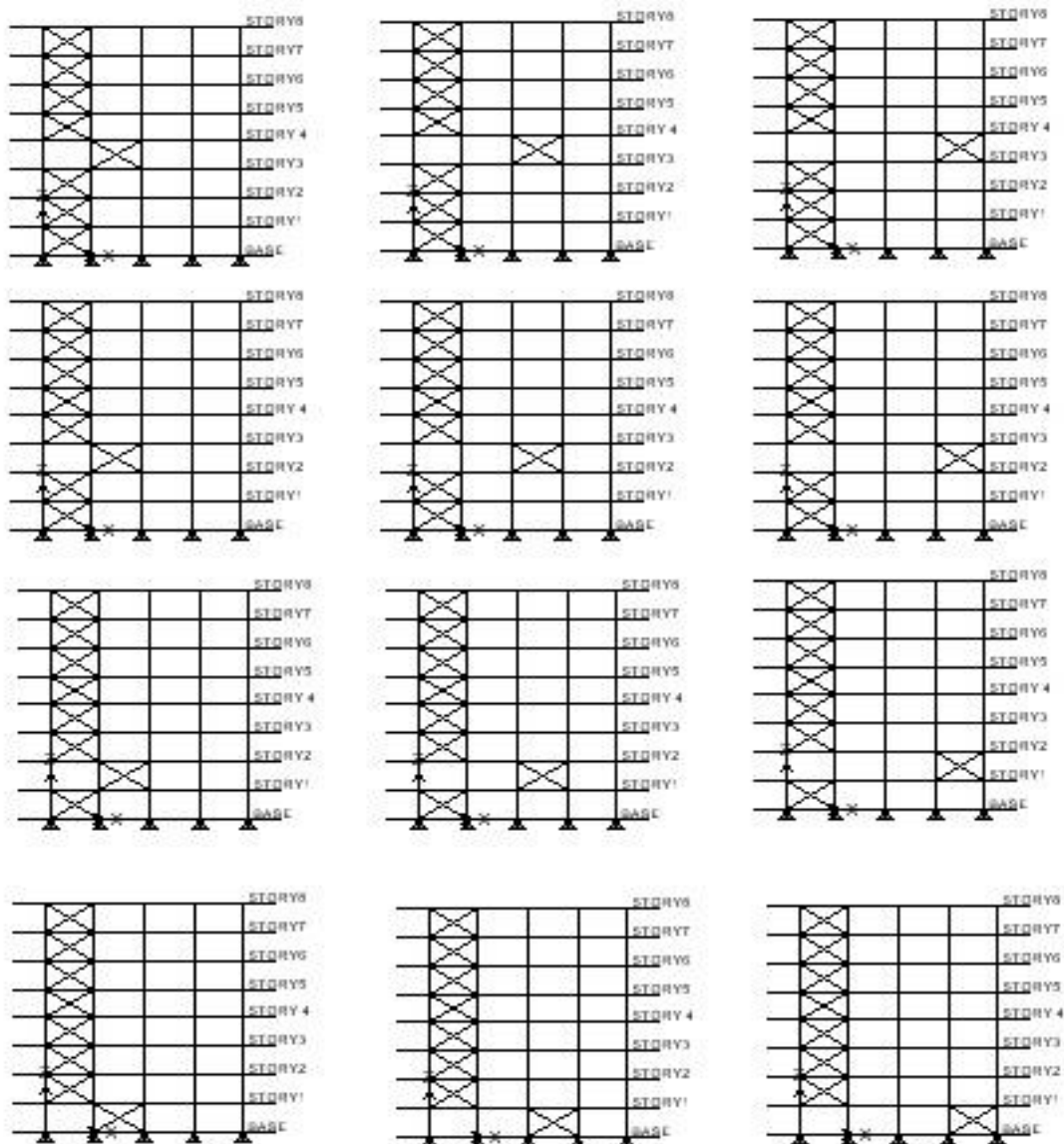
که A شتاب مبنای طرح ، I ضریب اهمیت و  $T_0$  عددی بر حسب نوع زمین می باشد .











ب

شکل 5-4 مدل های مختلف بررسی شده برای قاب 8 طبقه  
الف - قاب مهاربندی شده ممتد - قاب های مهاربندی شده غیر ممتد

3-2-5 فرضیات مدل ها

در این تحقیق به منظور مدل سازی ، فرض های زیر به کار گرفته شده است .

۱. جرم طبقات در تراز هر طبقه به صورت متمرکز در نظر گرفته شده است . تعداد درجات آزادی محدود می گردد .

(

۲. فرض می شود که سیستم سقف به صورت صلب رفتار نماید . بنابراین تغییر شکل های درون صفحه ای در سقف

وجود نخواهد داشت .

۳. کلیه اتصالات تیر به ستون و اتصالات بادبند ها به صورت مفصل در نظر گرفته شده است .

#### 4-2-5 مدل سازی تحلیلی در مرحله خطی

تحلیل قاب های مورد مطالعه تحت بارهای ثقلی و جانبی در مرحله خطی توسط نرم افزار 9 Etabs انجام شده و سپس بر

اساس آیین نامه AISC-ASD89 [۱۵] ، طرح فولادی صورت گرفته است . در طراحی فولادی ، الزامات پیوست شماره 2 آیین

نامه طرح ساختمان ها در برابر زلزله ، استاندارد 2800 ضوابط خاص برای سازه های فولادی مقاوم در برابر زلزله آورده

شده است . بر اساس این ضوابط [10] ستون های سازه های مقاوم در برابر زلزله باید دارای مقاومت کافی برای تحمل

نیروهای محوری ناشی از ترکیبات بارگذاری الف و ب مطابق ذیل باشند :

الف فشار محوری

$$1.0P_{DL} + 0.8P_{LL} + 2.8P_E \leq P_{SC} \quad (1-5)$$

ب کشش محوری



$$0.85P_{DL} + 2.8P_E \leq P_{ST} \quad (2-5)$$

در روابط فوق  $P_{DL}, P_{LL}$  و  $P_E$  به ترتیب نیروی محوری ناشی از بار مرده، نیروی محوری ناشی از بار زنده و نیروی محوری ناشی از بار زلزله هستند و  $P_{SC}$  و  $P_{ST}$  به ترتیب مقاومت محوری فشاری و مقاومت محوری کششی عضو می باشند

که از روابط زیر بدست می آیند :

$$P_{SC} = 1.7F_a \cdot A \quad (3-5)$$

$$P_{ST} = F_y \cdot A \quad (4-5)$$

که  $F_a$  تنش مجاز فشاری محوری و  $F_y$  تنش تسلیم مصالح فولاد است .

مطابق ضوابط پیوست 2 آیین نامه 2800، اعضای مهاربندی مشمول مقررات زیر هستند :

الف لاغری اعضا بابدند نباید از  $6025\sqrt{F_y}$  تجاوز نماید .

ب تنش مجاز فشاری  $F_a$  برای اعضای مهاربندی که نیروهای زلزله را به صورت فشاری تحمل می نماید، مطابق رابطه

زیر کاهش می یابد :

$$F_{as} = B \cdot F_a \quad (5-5)$$

$$B = \frac{1}{\left[1 + \frac{Kl/r}{2Cc}\right]} \quad (6-5)$$

که در آن  $F_{as}$  تنش مجاز فشاری کاهش یافته و  $B$  ضریب کاهش تنش می باشد .

## 5-2-5 مدل سازی تحلیلی در مرحله غیر خطی

پس از تحلیل خطی و طراحی با نرم افزار Etabs ، مدل های سازه ای مورد تحلیل غیر خطی استاتیکی<sup>19</sup> [31.32.33] با الگوی بار جانبی مثلثی آیین نامه ای واقع می شوند .

همانطور که در فصل قبل توضیح داده شد تحلیل غیر استاتیکی بر مبنای تخصیص مفاصل پلاستیک به نقاطی از طول المان که تشکیل مفصل پلاستیک در آن ها محتمل است ، انجام می گیرد . محل تشکیل اولین مفصل پلاستیک را می توان با آنالیز خطی تخمین زد و محل تشکیل مفصل های بعدی نیز با پی گیری نیروهای داخلی در طی آنالیز غیر خطی به دست می آید در این تحقیق از خواص مفصلی توصیه شده بر مبنای مدارک FEMA 273<sup>20</sup> [29] استفاده شده است .

پس از اختصاص مفاصل پلاستیک به اعضای سازه ای در تحلیل استاتیکی غیر خطی [31.32.33] نیروی وارد به سازه تدریجا افزایش داده می شود تا سازه به مرور به سمت خرابی پیش رود . در مراجع مختلف ، شرایط حدی متفاوتی برای خرابی ( متوقف نمودن تحلیل ) وجود دارد که عمدتاً یکی محدود نمودن حد شکل پذیری در المان ها برای کنترل آسیب های سازه ای و دیگری محدود نمودن تغییر مکان نسبی طبقات برای کنترل آسیب های غیر سازه ای است . در فصل قبل تراز های عملکرد و ملاک های پذیرش بر اساس دستورالعمل ATC 40 [12] و FEMA273 [29] بیان گردیده است .

## 1-5-2-5 ملاک های پذیرش

با توجه به مباحث مطرح شده ، دو شرط حدی زیر در آنالیز ها در نظر گرفته شده است .

<sup>19</sup> Push Over

<sup>20</sup> Federal Emergency Management Agency

الف تغییر شکل پلاستیک المان ها به تراز ایمنی جانی (LS) محدود گردیده است . تغییر شکل های غیر ارتجاعی در تراز های عملکرد (LS,IO,CP) بر روی منحنی نیرو - تغییر شکل برای اعضای فولادی از دستورالعمل 40 ATC استخراج می شود .

ب تغییر مکان نسبی طبقات به تراز ایمنی جانی (LS) که طبق دستورالعمل FEMA 273 در قاب های مهاربندی شده فولادی 1/5 % می باشد ، محدود شده است . لازم به ذکر است که برای حد جابجایی نسبی طبقات در مراجع مختلف ، تعاریف گوناگونی ارائه شده است مطابق آیین نامه ایران [10] تغییر مکان سازه تحت اثر زلزله در حالت تحلیل الاستیک نباید از مقدار  $\frac{0.03}{R}$  برابر ارتفاع طبقه تجاوز کند و تغییر شکل واقعی سازه تحت اثر نیروهای کاهش نیافته  $0.4R$  برابر تغییر مکان الاستیک می باشد لذا آیین نامه 2800 تغییر مکان نهایی طبقه را به مقدار زیر محدود می کند :

$$\Delta_M = 0.4R \times \frac{0.03}{R} \times H = 0.012H \quad (7-5)$$

ملاحظه می گردد که محدودیت تغییر مکان نسبی در آیین نامه 2800 ویرایش دوم ، 0/3% کمتر از مقدار نظیر در 273

FEMA می باشد . ولی در ویرایش سوم آیین نامه 2800 این محدودیت برای ساختمانها با زمان تناوب اصلی کمتر از 0/7

ثانیه برابر  $0.0175H$  و برای ساختمانهای با زمان تناوب اصلی بیشتر از 0/7 ثانیه برابر  $0.014H$  می باشد .

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_W \quad , \quad \Delta_W = \frac{\Delta_M}{R}$$

$$\begin{cases} \bar{\Delta}_M < 0.025H \\ \bar{\Delta}_M < 0.02H \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T \leq 0.7 \text{ sec} \\ T > 0.7 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Delta_M = 0.0175H \\ \Delta_M = 0.014H \end{cases} \quad (8-5)$$

### 3-5 بخش دوم بررسی رفتار غیر خطی قابهای دارای سیستم بادبندی غیر ممتد

در این بخش مدل های مختلف قاب های با مهاربندی غیر ممتد مورد تحلیل غیر خطی قرار گرفته و به بررسی رفتار غیر خطی این سیستم ها و تعیین پارامترهای لرزه ای آن ها همچون شکل پذیری و ضریب رفتار پرداخته می شود .

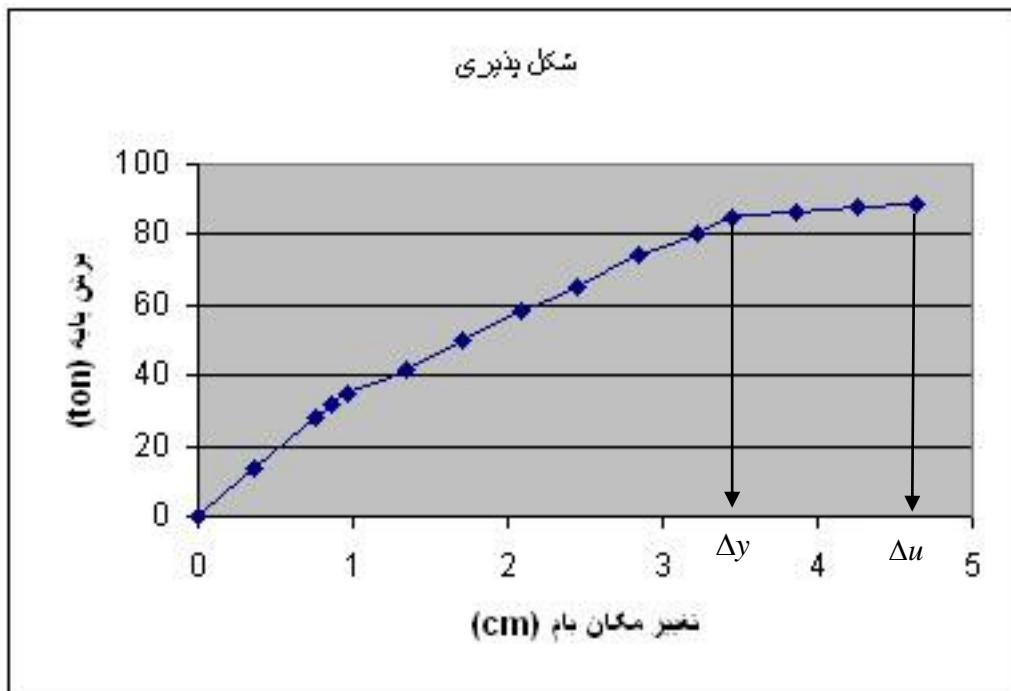
#### 1-3-5 شکل پذیری

جهت بررسی شکل پذیری قاب های با سیستم مهاربندی غیر ممتد ، از آنالیز استاتیکی غیر خطی استفاده می شود . بدین منظور پس از اختصاص مفاصل پلاستیک به اعضا ، بار جانبی به تدریج افزایش داده می شود تا این که تغییر شکل پلاستیک در المان ها به حد ایمنی جانی (LS) برسد و یا اینکه جابجایی نسبی طبقات از حد  $1/5$  درصد فراتر رود در صورت بروز هر یک از این حالات ، تحلیل متوقف گردیده و سپس نمودار نیروی برش پایه بر حسب تغییر مکان بام ترسیم می شود .

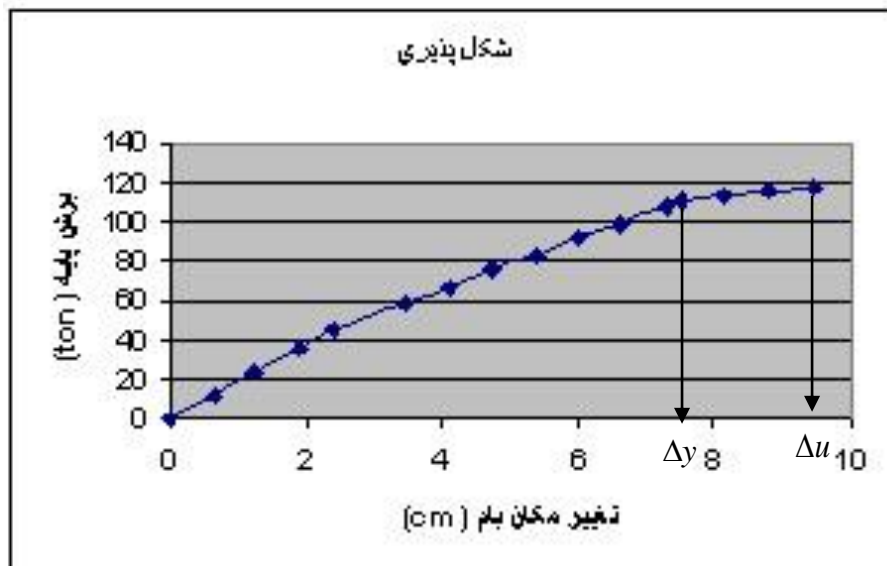
در اشکال 5-5 ، 6-5 و 7-5 دیاگرام برش پایه بر حسب جابجایی نقطه بام ، به ترتیب برای قاب های مهاربندی شده غیر ممتد 3 ، 5 و 8 طبقه در حالتی که بادبندهای طبقه اول به دهانه مجاور انتقال یافته اند ، نشان داده شده است .

به کمک این نمودارها ، تغییر مکان حد جاری شدن  $\Delta y$  و تغییر مکان نهایی سازه  $\Delta u$  تعیین شده و ضریب شکل پذیری از رابطه زیر محاسبه می شود .

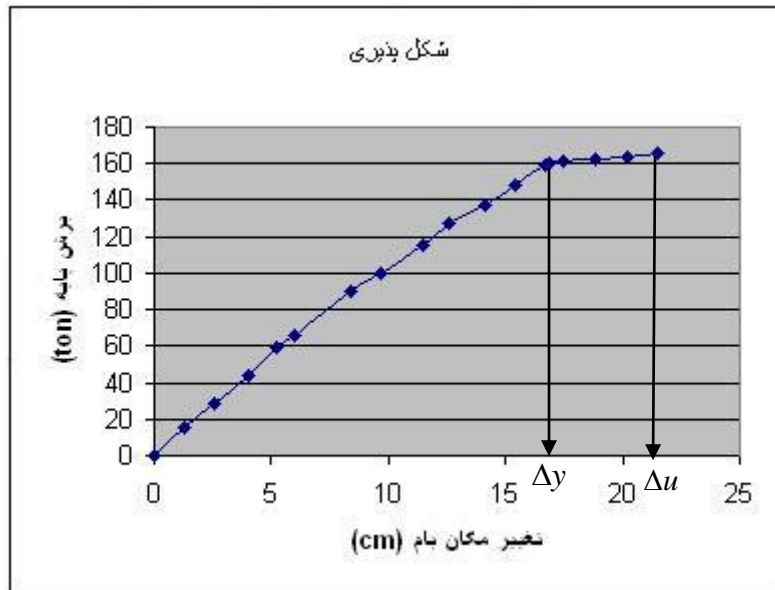
$$\mu = \frac{\Delta_u(\max)}{\Delta_y} \quad (9-5)$$



شکل 5-5 نمودار نیروی برش پایه بر حسب جابجایی نقطه بام در یک مدل 3 طبقه



شکل 6-5 نمودار نیروی برش پایه بر حسب جابجایی نقطه بام در یک مدل 5 طبقه



شکل 7-5 نمودار برش پایه بر حسب جابجایی نقطه بام در یک مدل 8 طبقه

نتایج بدست آمده بیان می کنند که با تغییر موقعیت بادبندی در مدل های غیر ممتد ضریب  $\mu$  به طور نامنظمی تغییر می کند ،

در بعضی موارد نسبت به مهاربندی ممتد ، افزایش می یابد ولی در اکثر حالات دچار کاهش می شود . مقدار متوسط شکل

پذیری برای قاب های 3 ، 5 و 8 طبقه در نمودار شکل 8-5 نمایش داده شده است همانطور که ملاحظه می شود به طور کلی

مقدار متوسط شکل پذیری در قاب های مهاربندی شده غیر ممتد در مقایسه با قاب های متناظر با مهاربندی ممتد ، مقداری کمتر

است . نتایج به دست آمده به طور کامل در جداول 1-5 ، 2-5 و 3-5 نمایش داده شده است .

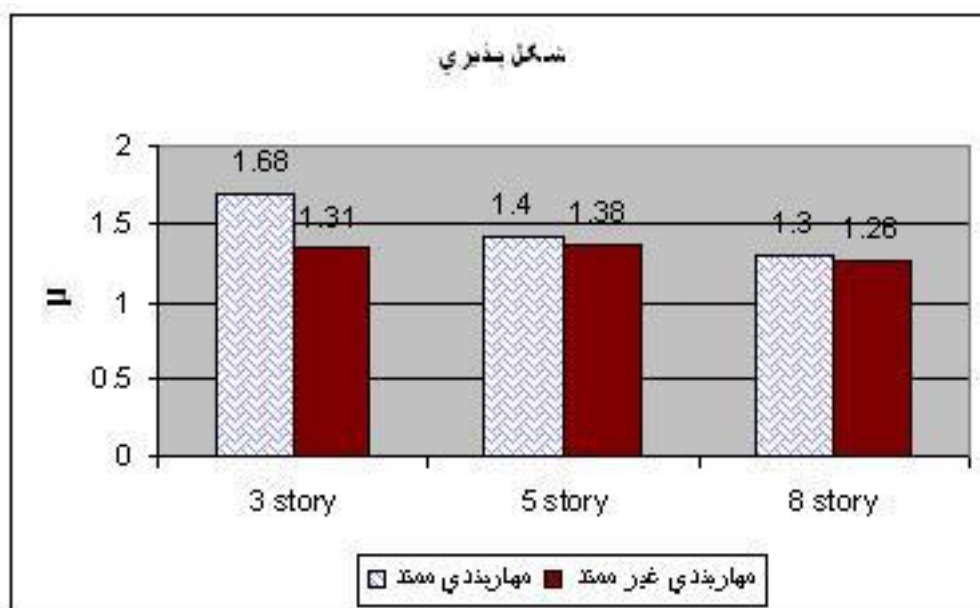
در تحلیل های انجام گرفته ملاحظه می شود که اکثر قریب به اتفاق موارد خرابی سازه در اثر کماتش بادبندها حادث می شود و

تنها در چند مورد محدود ، مود خرابی به مفصل شدن پای ستون ها تغییر می یابد . در این موارد محدود که به طور پراکنده در

سیستم های با مهاربندی غیر ممتد رخ می دهد ، مفصل شدن ستون ها قیل از کماتش بادبندها سبب می گردد که تحلیل زودتر به

پایان رسیده و تغییر مکان نهایی و در نتیجه شکل پذیری سازه کاهش یابد . زیرا کماتش و کاهش مقاومت ناشی از آن در ستون

ها جایز نیست و ستون های مهاربندی شده باید نیروی فشاری را بدون کماتش و به صورت ارتجاعی تحمل نمایند .



شکل 5-8 مقدار متوسط شکل پذیری برای مدل های مختلف

$\mu$	$\Delta y(cm)$	$\Delta u(cm)$	تراز ناپیوستگی سیستم بادبندی	
1/68	3/8	6/4	----	مهاربندی ممتد
1/35	3/4	4/6	طبقه 1	مهاربندی غیرممتد انتقال بادبندها به فاصله 1 دهانه
1/26	2/5	4/4	طبقه 2	
1/38	2/9	4	طبقه 3	
1/29	3/4	4/4	طبقه 1	مهاربندی غیرممتد انتقال بادبندها به فاصله 2 دهانه
1/29	3/4	4/4.5	طبقه 2	
1/32	3/4	4/5	طبقه 3	

۱/۳۲	۳/۱	۴/۱	طبقه ۱	مهاربندی غیر ممتد انتقال بادبندها به فاصله ۳ دهانه
۱/۳۸	۲/۹	۴	طبقه ۲	
۱/۱۷	۳	۳/۵	طبقه ۳	

جدول 1-5 مقدار شکل پذیری مدل های 3 طبقه

$\mu$	$\Delta y(cm)$	$\Delta u(cm)$	تراز ناپیوستگی سیستم بادبندی	
۱/۴	۸/۴	۱۱/۸	---	مهاربندی ممتد
۱/۲۳	۷/۳	۹	طبقه ۱	مهاربندی غیر ممتد انتقال بادبندها به فاصله ۱ دهانه
۱/۲۵	۷/۲	۹	طبقه ۲	
۱/۵۱	۷/۳	۱۱	طبقه ۳	
۱/۳۵	۶/۳	۸/۵	طبقه ۴	
۱/۵۲	۶/۳	۹/۶	طبقه ۵	
۱/۴۴	۸/۲	۱۱/۸	طبقه ۱	مهاربندی غیر ممتد انتقال بادبندها به فاصله ۲ دهانه
۱/۳۸	۷/۶	۱۰/۵	طبقه ۲	
۱/۳۰	۷/۶	۱۰	طبقه ۳	
۱/۴۷	۷/۲	۱۰/۶	طبقه ۴	
۱/۴۷	۷/۴	۱۰/۹	طبقه ۵	
۱/۳۴	۸/۲	۱۱/۶	طبقه ۱	مهاربندی غیر ممتد انتقال بادبندها به فاصله ۳ دهانه
۱/۴۲	۷/۸	۱۱/۱	طبقه ۲	
۱/۳۲	۷/۷	۱۰/۲	طبقه ۳	



۱/۲	۶/۱	۷/۴	طبقه ۴
۱/۴۴	۷/۳	۱۰/۵	طبقه ۵

جدول 2-5 مقدار شکل پذیری مدل های 5 طبقه

چنانکه در جداول 1-5 ، 2-5 و 3-5 ملاحظه می گردد ، شکل پذیری و در نتیجه قدرت جذب و استهلاک انرژی در مرحله

پلاستیک و به طور کلی رفتار غیر خطی این سیستم ها همچنانکه برای مهاربندی همگرا انتظار می رود ، رضایت بخش نیست .

$\mu$	$\Delta y(cm)$	$\Delta u(cm)$	تراز ناپیوستگی سیستم بادبندی	
۱/۳۰	۱۷/۲	۲۲/۴	----	مهاربندی ممتد
۱/۲۹	۱۶/۷	۲۱/۶	طبقه ۱	مهاربندی غیرممتد انتقال بادبندها به فاصله ۱ دهانه
۱/۲۹	۱۶/۷	۲۱/۵	طبقه ۲	
۱/۲۷	۱۶/۵	۲۱	طبقه ۳	
۱/۴۱	۱۵	۲۱/۲۰	طبقه ۴	
۱/۱۷	۱۴/۵	۱۷	طبقه ۵	
۱/۳۱	۱۵	۱۸/۲	طبقه ۶	
۱/۲۷	۱۳/۹	۱۷/۷	طبقه ۷	
۱/۲۲	۱۴/۲	۱۷/۳	طبقه ۸	
۱/۲۵	۱۷/۱	۲۱/۴	طبقه ۱	مهاربندی غیرممتد انتقال بادبندها به فاصله ۲ دهانه
۱/۲۳	۱۶/۲	۲۰/۱	طبقه ۲	
۱/۲۴	۱۶/۵	۲۰/۵	طبقه ۳	
۱/۲۴	۱۶/۶	۲۰/۷	طبقه ۴	
۱/۳۰	۱۶/۶	۲۱/۶	طبقه ۵	
۱/۲۴	۱۶/۴	۲۰/۴	طبقه ۶	
۱/۲۷	۱۵/۲	۱۹/۳	طبقه ۷	
۱/۳۲	۱۵/۱	۲۰	طبقه ۸	
۱/۲۷	۱۷	۲۱/۵	طبقه ۱	مهاربندی غیر ممتد انتقال بادبندها به فاصله ۳ دهانه
۱/۲۲	۱۷/۴	۲۱/۳	طبقه ۲	
۱/۲۲	۱۶/۲	۱۹/۷	طبقه ۳	
۱/۲۲	۱۷/۴	۲۱/۲	طبقه ۴	
۱/۳۲	۱۷	۲۲/۳	طبقه ۵	
۱/۲۷	۱۵/۷	۲۰	طبقه ۶	
۱/۲۶	۱۵/۵	۱۹/۶	طبقه ۷	
۱/۳۳	۱۵/۵	۲۰/۶	طبقه ۸	

جدول 3-5 مقدار شکل پذیری مدل های 8 طبقه

2-3-5 ضریب رسر

برای تعیین ضریب رفتار قاب های مهاربندی غیر ممتد ، تمام مدل های معرفی شده تحت اثر یک الگوی بار جانبی آیین نامه ای قرار می گیرند و با افزایش تدریجی بار ، ضمن ترسیم دیاگرام برش پایه در مقابل جابجایی بام ، برای هر قاب برش پایه متناظر با تشکیل نخستین مفصل پلاستیک ( $V_s$ ) و برش پایه نظیر حد جاری شدن سازه ( $V_y$ ) تعیین می شود و سپس مولفه های تشکیل دهنده ضریب رفتار شامل ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری  $R_{\mu}$  ، ضریب اضافه مقاومت  $R_s$  و ضریب تنش مجاز  $\gamma$  محاسبه می گردند .

پس از مشخص نمودن شکل پذیری قاب ها ، ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری به کمک روابط ارائه شده در بخش **3-3**-**1-1** تعیین می شود . در این پایان نامه به دلیل در برداشتن اثر پارامترهای بیشتر و دقت در نتایج از روابط ناسار و کراوینکلر با در نظر گرفتن ضریب سخت شوندهگی کرنشی  $\alpha = 3\%$  استفاده شده است :

$$R_{\mu} = [C(\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{C}} \quad (3-37 \text{ تکراری})$$

$$C(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T}$$

مقاومت افزون اسمی یک سازه  $R_s$  ، از تقسیم برش پایه نظیر تغییر مکان ماکزیمم ( $V_y$ ) به برش پایه متناظر با تشکیل مفصل پلاستیک ( $V_s$ ) به دست می آید :

$$R_s = \frac{V_y}{V_s} \quad (3-7 \text{ تکراری})$$

مقاومت افزون اولیه یک سازه  $R_s$  ، تحت اثر عوامل دیگری چون نسبت تنش تسلیم حقیقی به اسمی ، افزایش آهنگ بار گذاری ، اثر اجزای غیر سازه ای و ... قرار دارد . در این تحقیق به منظور در نظر گرفتن اثر تنش تسلیم واقعی به اسمی از ضریب

توصیه شده [9] 1/05 و برای منظور نمودن اثر افزایش مقاومت تحت اثر بارگذاری از ضریب [9] 1/10 استفاده شده و از

تأثیر سایر عوامل صرفنظر شده است . با توجه به مباحث فوق ، ضریب اضافه مقاومت ، توسط رابطه زیر تعیین می گردد .

$$R_s = R_s \times 1.05 \times 1.10 \quad (10-5)$$

ضریب تنش مجاز  $\gamma$  مستقیماً از تقسیم برش پایه نظیر تشکیل نخستین مفصل پلاستیک ( $V_s$ ) به برش پایه طراحی  $V_w$  بدست

می آید :

$$Y = \frac{V_s}{V_w} \quad (3 - 8 - \text{تکراری})$$

در نهایت ، ضریب رفتار در طراحی به روش تنش مجاز ، به کمک سه عامل فوق محاسبه می گردد :

$$R = R_\mu \times R_s \times Y \quad (10-3 - \text{تکراری})$$

متوسط ضریب رفتار برای قاب های 3 ، 5 و 8 طبقه با مهاربندی غیر ممتد به ترتیب 4/26 ، 5/00 و 4/23 محاسبه شده

است که مقدار متوسط  $R = 4/49$  را در مجموع مدل های غیرممتد مورد بررسی نتیجه می دهد این مقدار حدود 7% کمتر

از حالات متناظر با مهاربندی پیوسته است .

نتایج بدست آمده برای  $R$  ،  $R_\mu$  ،  $R_s$  ،  $R_s$  و  $\gamma$  به ازای قاب های 3 ، 5 و 8 طبقه به ترتیب در جداول 4-5 ، 5-5 و 6-5 ارائه

گردیده است .

R	Y	$R_s$	$R_s$	$R_\mu$	تراز ناپیوستگی
---	---	-------	-------	---------	----------------

۵/۰۹	۱/۴۷	۲/۱۸	۱/۸۹	۱/۵۹	----	مهاربندی ممتد
۴/۳۷	۱/۴۸	۲/۲۴	۱/۹۴	۱/۳۲	طبقه ۱	مهاربندی غیر ممتد انتقال بادبندها به فاصله ۱ دهانه
۵/۵	۱/۴۵	۲/۳	۱/۹۹	۱/۶۵	طبقه ۲	
۴/۲۶	۱/۳۶	۲/۳۲	۲/۰۱	۱/۳۵	طبقه ۳	
۴/۳۹	۱/۴۶	۲/۳۶	۲/۰۴	۱/۲۷	طبقه ۱	مهاربندی غیر ممتد انتقال بادبندها به فاصله ۲ دهانه
۴/۱۷	۱/۴۳	۲/۳	۱/۹۹	۱/۲۷	طبقه ۲	
۴/۲۵	۱/۳۲	۲/۴۸	۲/۱۵	۱/۳۰	طبقه ۳	
۴	۱/۳۴	۲/۳	۱/۹۹	۱/۳۰	طبقه ۱	مهاربندی غیر ممتد انتقال بادبندها به فاصله ۳ دهانه
۳/۹	۱/۳۸	۲/۱	۱/۸۱	۱/۳۵	طبقه ۲	
۳/۵۲	۱/۳۱	۲/۳۲	۲/۰۱	۱/۱۶	طبقه ۳	

جدول 4-5 ضرایب R ،  $R_s$  ،  $R_\mu$  و  $R_s$  برای مدل های 3 طبقه

R	Y	$R_s$	$R_s$	$R_\mu$	تراز ناپیوستگی	
۵/۱	۱/۴۴	۲/۱۹	۱/۹	۱/۶۲	----	مهاربندی ممتد
۴/۱۵	۱/۳۴	۲/۱۸	۱/۸۹	۱/۴۲	طبقه ۱	مهاربندی غیر ممتد انتقال بادبندها به فاصله ۱ دهانه
۴/۵۲	۱/۴۵	۲/۱۶	۱/۸۷	۱/۴۴	طبقه ۲	
۵/۸	۱/۴۵	۲/۳	۲/۰۲	۱/۷۴	طبقه ۳	
۵/۰۴	۱/۴۹	۲/۱۷	۱/۸۸	۱/۵۶	طبقه ۴	
۵/۵۳	۱/۵۲	۲/۰۸	۱/۸	۱/۷۵	طبقه ۵	
۵/۲۷	۱/۴۵	۲/۱۹	۱/۹	۱/۶۶	طبقه ۱	مهاربندی غیر ممتد انتقال بادبندها به فاصله ۲ دهانه
۵/۲۱	۱/۴۷	۲/۲۳	۱/۹۳	۱/۵۹	طبقه ۲	
۴/۷۷	۱/۴۲	۲/۲۴	۱/۹۴	۱/۵	طبقه ۳	
۵/۳۲	۱/۳۹	۲/۲۵	۱/۹۵	۱/۷	طبقه ۴	
۵/۳	۱/۳۷	۲/۲۹	۱/۹۸	۱/۷	طبقه ۵	
۴/۹۸	۱/۴۴	۲/۲۳	۱/۹۳	۱/۵۵	طبقه ۱	مهاربندی غیر ممتد انتقال بادبندها به فاصله ۳ دهانه
۵/۲	۱/۴۵	۲/۱۹	۱/۹	۱/۶۴	طبقه ۲	
۴/۷۵	۱/۳۶	۲/۳	۲/۰۱	۱/۵۲	طبقه ۳	
۳/۸۳	۱/۵۶	۱/۷۸	۱/۵۴	۱/۳۹	طبقه ۴	
۵/۲	۱/۴۶	۲/۱۵	۱/۸۶	۱/۶۶	طبقه ۵	

جدول 5-5 ضرایب R ،  $R_s$  ،  $R_\mu$  و  $R_s$  برای مدل های 5 طبقه

R	Y	$R_s$	$R_s$	$R_\mu$	تراز ناپیوستگی	
۴/۲۲	۱/۵۸	۲/۰۴	۱/۸۶	۱/۳	----	مهاربندی ممتد
۴/۱۲	۱/۶۰	۱/۹۹	۱/۸۱	۱/۲۹	طبقه ۱	مهاربندی غیرممتد انتقال بادبندها به فاصله ۱ دهانه
۴/۲۳	۱/۶۴	۲/۰۱	۱/۸۳	۱/۲۹	طبقه ۲	
۴/۳۶	۱/۶۵	۲/۰۸	۱/۸۰	۱/۲۷	طبقه ۳	
۴/۸۱	۱/۶۴	۲/۰۸	۱/۸۰	۱/۴۱	طبقه ۴	
۳/۹۱	۱/۴۷	۲/۲۵	۱/۹۵	۱/۱۷	طبقه ۵	
۴/۱۸	۱/۶۰	۲/۱۴	۱/۸۵	۱/۲۱	طبقه ۶	
۴/۲۰	۱/۵۹	۲/۰۶	۱/۷۸	۱/۲۷	طبقه ۷	
۳/۹۲	۱/۳۶	۲/۳۶	۲/۰۵	۱/۲۲	طبقه ۸	
۴/۱۸	۱/۵۶	۲/۱۴	۱/۸۵	۱/۲۵	طبقه ۱	مهاربندی غیرممتد انتقال بادبندها به فاصله ۲ دهانه
۴/۱۱	۱/۵۷	۲/۱۳	۱/۸۴	۱/۲۳	طبقه ۲	
۴/۲۴	۱/۵۸	۲/۱۶	۱/۸۷	۱/۲۴	طبقه ۳	
۴/۲۶	۱/۶۳	۲/۱۰	۱/۸۲	۱/۲۴	طبقه ۴	
۴/۴۲	۱/۵۲	۲/۲۳	۱/۸۳	۱/۳۰	طبقه ۵	
۴/۲۱	۱/۵۶	۲/۱۷	۱/۸۸	۱/۲۴	طبقه ۶	
۴/۱۷	۱/۵۴	۲/۱۳	۱/۸۴	۱/۲۷	طبقه ۷	
۴/۲۵	۱/۵۴	۲/۰۸	۱/۸۰	۱/۳۲	طبقه ۸	
۴/۲۶	۱/۵۹	۲/۱۰	۱/۸۲	۱/۲۷	طبقه ۱	مهاربندی غیر ممتد انتقال بادبندها به فاصله ۳ دهانه
۴/۲۱	۱/۶۱	۲/۱۴	۱/۸۵	۱/۲۲	طبقه ۲	
۴/۰۹	۱/۵۷	۲/۱۵	۱/۸۶	۱/۲۲	طبقه ۳	
۴/۱۷	۱/۵۷	۲/۱۷	۱/۸۸	۱/۲۲	طبقه ۴	
۴/۴۷	۱/۵۰	۲/۲۶	۱/۹۶	۱/۳۲	طبقه ۵	
۴/۱۹	۱/۵۸	۲/۰۸	۱/۸۰	۱/۲۷	طبقه ۶	
۴/۱۹	۱/۵۴	۲/۱۴	۱/۸۵	۱/۲۶	طبقه ۷	
۴/۳۲	۱/۶۱	۲/۰۱	۱/۷۴	۱/۳۳	طبقه ۸	

جدول 5-6 ضرایب  $R$ ،  $R_\mu$ ،  $R_s$ ،  $R_s$  و  $Y$  برای مدل های 8 طبقه

# فصل هشتم

## جمع بندی نتایج

1-6

طبقه

حالاتی

با تحلیل

انجام شده است

که متناوبا در طبقات مختلف ، یک دهانه مهاربندی به دهانه مجاور و به دهانه ای به فاصله دو دهانه و سه دهانه از مسیر مهاربند ها ممتد انتقال یافته ، مورد بررسی قرار گرفته است .  
در این فصل به جمع بندی نتایج بدست آمده از تحلیل ها می پردازیم .

## 2-6 بررسی ضرایب شکل پذیری بدست آمده از تحلیل ها

سازه ها در اثر وجود شکل پذیری مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را بصورت هیستریزیس تلف می کنند و مقدار این اتلاف بستگی به مقدار شکل پذیری کلی سازه دارد .

این شکل پذیری باید به گونه ای باشد که شکل پذیری کلی اعضا از مقدار مجاز خود بیشتر نباشد . بدین منظور در موقع طراحی لازم است که حداقل مقاومت لازم سازه که شکل پذیری کلی آن را به حد شکل پذیری تعیین شده از قبل محدود می کند ، مشخص شود .

با توجه به شکل 2-3 رفتار واقعی غیر خطی با یک رابطه دو خطی مدل می شود که در این مدل دو خطی ، تغییر مکان حد جاری شدن با  $\Delta_y$  و همچنین حداکثر جابجایی سازه قبل از خرابی با  $\Delta_{max}$  نشان داده می شود .

در نتیجه با توجه به تعریف شکل پذیری که در فصل 3 آورده شده است مقدار ضریب شکل پذیری به صورت زیر بدست می آید .

$$\mu = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y}$$

(تکراری 3-5)

برای بررسی ضریب رفتار ساختمانهای فولادی با مهاربندی غیر ممتد مدلهایی از ساختمانهای 3، 5 و 8 طبقه ساختیم سپس این ساختمانها را با جابجایی مهاربندها در طبقات به صورت مجاور و فاصله دو دهانه و سه دهانه مورد تحلیل و طراحی قرار دادیم. سپس این مدلها تحت تحلیل غیر خطی استاتیکی قرار گرفته و منحنی نیرو - تغییر مکان را برای هر کدام از مدلها ترسیم نموده و با استفاده از آن منحنی، فاکتورهای موثر در تعیین ضریب رفتار از جمله ضریب شکل پذیری را استخراج نمودیم.

در این قسمت نتایج بدست آمده برای ضریب رفتار حالات مختلف در ساختمانهای با تعداد طبقات مختلف را بررسی و مقایسه می کنیم.

مقادیر ضریب شکل پذیری برای ساختمانهای مذکور با حالت مهاربندی ممتد و غیر ممتد در جداول 1-6، 2-6 و 3-6 آورده شده است.



$\mu = 1.68$	ضریب شکل پذیری برای ساختمانهای با مهاربندی ممتد
$\bar{\mu} = 1.5$	متوسط ضریب شکل پذیری در حالت انتقال یک دهانه مهاربند به دهانه مجاور
$\bar{\mu} = 1.3$	متوسط ضریب شکل پذیری در حالت انتقال یک دهانه مهاربند به دهانه با فاصله دو دهانه
$\bar{\mu} = 1.29$	متوسط ضریب شکل پذیری در حالت انتقال یک دهانه مهاربند به دهانه با فاصله سه دهانه

جدول 1-6 مقادیر متوسط ضریب شکل پذیری برای ساختمانهای سه طبقه

$\mu = 1.4$	ضریب شکل پذیری برای ساختمانهای با مهاربندی ممتد
$\bar{\mu} = 1.37$	متوسط ضریب شکل پذیری در حالت انتقال یک دهانه مهاربند به دهانه مجاور
$\bar{\mu} = 1.4$	متوسط ضریب شکل پذیری در حالت انتقال یک دهانه مهاربند به دهانه با فاصله دو دهانه
$\bar{\mu} = 1.34$	متوسط ضریب شکل پذیری در حالت انتقال یک دهانه مهاربند به دهانه با فاصله سه دهانه

جدول 2-6 مقادیر متوسط ضریب شکل پذیری برای ساختمانهای پنج طبقه

$\mu = 1.3$	ضریب شکل پذیری برای ساختمانهای با مهاربندی ممتد
$\bar{\mu} = 1.27$	متوسط ضریب شکل پذیری در حالت انتقال یک دهانه مهاربند به دهانه مجاور
$\bar{\mu} = 1.26$	متوسط ضریب شکل پذیری در حالت انتقال یک دهانه مهاربند به دهانه با فاصله دو دهانه
$\bar{\mu} = 1.26$	متوسط ضریب شکل پذیری در حالت انتقال یک دهانه مهاربند به دهانه با فاصله سه دهانه

جدول 3-6 مقادیر متوسط ضریب شکل پذیری برای ساختمانهای هشت طبقه

با بررسی جداول فوق به نتایج زیر دست می یابیم :

- با افزایش طبقات در ساختمانهای فلزی با مهاربند ضربدری ( X ) ، ضریب شکل پذیری کاهش می یابد .
- هنگامیکه یکی از دهانه های مهاربندی به دهانه های مجاور منتقل می شود ، ضریب شکل پذیری کاهش می یابد و چنانچه به دهانه های غیر مجاور منتقل شود ، درصد کاهش ضریب شکل پذیری بیشتر می شود . به عنوان نمونه در ساختمان سه طبقه زمانی که مهاربند به دهانه مجاور منتقل شده است ضریب شکل پذیری **12%** و وقتی که به دهانه غیر مجاور انتقال می یابد ضریب شکل پذیری حدود **30%** کاهش یافته است .
- هر چه تعداد طبقات افزایش می یابد ، درصد کاهش ضریب شکل پذیری هم کمتر می شود . به نظر می رسد که دلیل آن کاهش نسبت دهانه مهاربندی جابجا شده به تعداد کل دهانه های مهاربندی شده باشد .
- جابجایی دهانه های مهاربندی شده به فاصله دو دهانه یا بیشتر از آن نتایج تقریباً مشابهی بر ضریب شکل پذیری دارند .

### 3-6 بررسی ضرایب رفتار بدست آمده از تحلیل ها

تحلیل ارتجاعی سازه ها تحت زلزله سبب ایجاد نیروی برش و تنش هایی می شود که به میزان قابل توجهی بزرگتر از پاسخ های واقعی سازه می باشند . سازه با ورود به حوزه غیر ارتجاعی می تواند بدون هیچگونه آسیب سازه ای ، مقدار زیادی از انرژی زلزله را جذب و مستهلک نماید .

از طرفی تحلیل غیر خطی سازه ها مستلزم انجام عملیات محاسباتی زمانبر و پر حجم می باشد ، بنابراین در اکثر آیین نامه های طرح ساختمانها در برابر زلزله روش ساده و مناسبی تحت عنوان روش معادل استاتیکی جهت دستیابی به پاسخ معقولی از رفتار غیر خطی سازه ها بدون انجام عملیات غیر خطی ارائه شده است .

از این رو به دلیل اهمیت شکل پذیری در جذب انرژی زلزله در نتیجه تاخیر در تخریب سازه ها در اثر زلزله ، نیرو های محاسباتی ناشی از زلزله با معرفی ضریب رفتار (  $R$  ) کاهش می یابند .

در فصل های گذشته با انجام تحلیل های غیر خطی ضرایب رفتاری برای سازه های با مهاربندی جانبی ممتد و غیر ممتد بدست آورده ایم که در این قسمت به بررسی و مقایسه آنها می پردازیم .

ضرایب رفتار ساختمانهای مورد تحقیق در این پایان نامه در جداول 4-6 ، 5-6 و 6-6 به طور خلاصه ذکر گردیده است .

$R = 5.09$	ضریب رفتار ساختمان با مهاربندی ممتد
$\bar{R} = 4.7$	متوسط ضریب رفتار در حالت انتقال یک دهانه مهاربند به دهانه مجاور
$\bar{R} = 4.27$	متوسط ضریب رفتار در حالت انتقال یک دهانه مهاربند به دهانه با فاصله دو دهانه
$\bar{R} = 3.8$	متوسط ضریب رفتار در حالت انتقال یک دهانه مهاربند به دهانه با فاصله سه دهانه

جدول 4-6 مقادیر متوسط ضریب رفتار برای ساختمانهای سه طبقه

$R = 5.1$	ضریب رفتار ساختمان با مهاربندی ممتد
$\bar{R} = 5$	متوسط ضریب رفتار در حالت انتقال یک دهانه مهاربند به دهانه مجاور
$\bar{R} = 5.17$	متوسط ضریب رفتار در حالت انتقال یک دهانه مهاربند به دهانه با فاصله دو دهانه
$\bar{R} = 4.8$	متوسط ضریب رفتار در حالت انتقال یک دهانه مهاربند به دهانه با فاصله سه دهانه

جدول 5-6 مقادیر متوسط ضریب رفتار برای ساختمانهای پنج طبقه

$R = 4.22$	ضریب رفتار ساختمان با مهاربندی ممتد
$\bar{R} = 4.22$	متوسط ضریب رفتار در حالت انتقال یک دهانه مهاربند به دهانه مجاور
$\bar{R} = 4.22$	متوسط ضریب رفتار در حالت انتقال یک دهانه مهاربند به دهانه با فاصله دو دهانه
$\bar{R}$	متوسط ضریب رفتار در حالت انتقال یک دهانه مهاربند به دهانه مجاور

# فصل هفتم

## نتیجه گیری و ارائه پیشنهاد

ده و به

جایی به

می شود

مهاربندی

با بررسی

دهانه م

دهانه ای

ولی این

جابجا شد



## 1-7 مقدمه

همانطور که در فصل های قبل عنوان گردید، در کشور ما متداولترین راه مقاوم سازی سازه های فلزی درمقابل زلزله استفاده از سیستم مهاربندی ضربدری می باشد .

در این روش ملاحظات معماری باعث می گردد که علیرغم توصیه آیین نامه ، مهاربند های جانبی در برخی پانلها جابجا گردیده و مسیر مستقیم انتقال نیروی جانبی به پی دچار تغییر گردد . در این پایان نامه تلاش شده است که میزان اهمیت و تاثیر این اتفاق بر طراحی سازه ها مورد بررسی قرار گیرد که نتایج در ادامه ارائه گردیده است .

## 2-7 نتیجه گیری

۱. بررسی ها نشان می دهد که غیر ممتد بودن مهاربندی جانبی در یک طبقه باعث سخت شدن سازه می گردد و تغییر مکان جانبی نهایی کاهش می یابد .

۲. اصولاً شکل پذیری سازه های فولادی با مهاربند ضربدری کم است و هنگامیکه این مهاربند به صورت غیر ممتد اجرا گردند این شکل پذیری کمتر می شود .

۳. در اکثر قریب به اتفاق مدلها ، موارد خرابی ناشی از کمانه کردن بادبندها می باشد ولی در سازه های با مهاربندی غیر

ممتد در برخی موارد علت خرابی ناشی از مفصل شدن پای ستون قبل از کمانش بادبندهاست .

۴. متوسط ضریب رفتار سازه های با مهاربندی جانبی غیر ممتد **7%** کمتر از متوسط ضریب رفتار سازه های با

مهاربندی ممتد است .

۵. با توجه به نتایج بند **3** و **4** به نظر می رسد جهت طراحی سازه های با مهاربندی غیر ممتد ، ضوابطی برای طراحی

ستونهای مجاور دهانه های مهاربندی شده مورد نیاز است که ایجاد مفصل پلاستیک در این ستونها قبل از کمانش

مهاربندها جلوگیری نماید و همچنین ضریب رفتار این نوع سازه باید حدود **10%** کاهش یابد و به نظر می رسد با

توجه به ضریب ارائه شده آیین نامه ، ضریب رفتار **5/5** برای این نوع سازه مناسب باشد .

### **3-7** پیشنهادات

با توجه به نتایج بدست آمده این پایان نامه موضوعات زیر جهت تحقیقات آینده پیشنهاد می شود .



۱. تحقیق در زمینه تقویت ستونهای مجاور دهانه های مهاربندی شده در سازه های با مهاربندی غیر ممتد و ارائه

ضوابطی جهت تقویت آنها .

۲. بررسی تاثیر عدم صلبیت کامل سقفها بر ضریب رفتار سازه های با مهاربندی جانبی غیر ممتد .

۳. تحقیق آزمایشگاهی در جهت مطالعات عملی تاثیر مهاربندی غیر ممتد بر رفتار سازه ها .

۴. بررسی تاثیر نوع مهاربندی بر رفتار قاب های با مهاربندی غیر ممتد .

۵. بررسی رفتار و نحوه بکارگیری این روش مهاربندی در ترمیم سازه های موجود فلزی و بتنی .

## منابع

۱. برایان استنفورد اسمیت و الکس کول " آنالیز و طراحی سازه های بلند " ترجمه دکتر حسن حاج کاظمی ، انتشارات دانشگاه فردوسی

مشهد ، بهار ۱۳۷۹.

۲. مقدم ، حسن "مهندسی زلزله اول " مبانی و اصول بارگذاری لرزه ای ، انتشارات مرکز تحقیقات ، ۱۳۷۵

۳. ابراهیم ثنایی ، احمد نیکنام ، حسن باجی و جواد هاشمی " رفتار و ضوابط لرزه های ساختمان های فولادی بر مبنای آیین نامه

UBC " ۱۳۸۱ .

۴. علی معصومی " تعیین ضریب رفتار قابهای خمشی بتن مسلح با تاکید بر مقاومت افزون و درجه نامعینی " رساله دوره دکتری مهندسی سازه ، تهران : دانشکده فنی ومهندسی دانشگاه تربیت مدرس ، ۱۳۸۲.
۵. موسی محمودی صاحبی " اثر تناوب و مقاومت افزون بر نیاز لرزه‌های غیر ارتجاعی قابهای خمشی بتن مسلح " رساله دوره دکتری مهندسی سازه ، تهران : دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه تربیت مدرس ، ۱۳۷۷.
۶. فریبرز ناطق الهی ، حسین اکبر زادگان " رفتار و طراحی لرزه ای قاب های خارج از محور " موسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله ، ۱۳۷۵.
۷. عباس حق اللهی ، عبدالرضا سرو مقدم " روش طیف ظرفیت برای تحلیل غیر خطی سازه ها " ، بهار ۱۳۸۰
۸. افشین ترابی ، رضا پاشایی " برنامه تحلیل و طراحی سه بعدی سیستم های ساختمانی ETABS 9 انتشارات سیمای دانش ، ۱۳۸۵
۹. آنیل .ک.چوپرا " دینامیک سازه ها و تعیین نیروهای زلزله " ، ترجمه شاپور طاحونی ، انتشارات علم و ادب ، ۱۳۷۷
۱۰. آیین نامه طرح ساختمان ها در برابر زلزله ، استاندارد ۲۸۰۰ ، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن ، ۱۳۸۴ .
۱۱. آیین نامه حداقل بار وارده بر ساختمانها و ابنیه فنی ، استاندارد ۵۱۹ ، وزلرت مسکن و شهر سازی ، ۱۳.
12. ATC 40 (Applied Technology Council ), "Evaluation of Existing Building in seismic Zone " ,1996 .
13. Escu E.O "Comparative parametric study on Normal on Buckling Restrained steel Brace " A Dissertation Submitted in Partial Fulfillment of Requirements for the Master degree in Earthquake

Engineering , European school of Advance Studies in Reduction of Seismic Risk “Rose School” July 2003.

14. Astaneh –Asl A. “Seismic Behaviour & Design of Steel Shear Walls “ Steeltips , 2002
15. AISC Seismic Provision for Structure Steel Building ,2002 .
16. Hjelmstad K.D & Popov E.P “Characteristics of Eccentrically Braced Frame “ Journal of Structure Engineering , VOL .110 , NO.2 ,1984 .
17. Williams M.S. , Blakeborough A. , Clement D. , Bourahla N . “Seismic Behaviour of Knee Braced Frames “ Structure and Building , VOL.52 Page 147-155, May 2002 .
18. Yoshino T.,Kario Y.”Experrimental Study on Shear Walls with Braced part 2 “ summaries of technical papers of Annual Meeting , VOL .11. Architectural Institute of Japan , Structural Engineering Section ,1971 .
19. A.Habibullah , etal , “ static an dynamic finite element analysis of structures “ , Computer and Structures Ins .,Berkeley , California , 1995 .
20. Freeman S.A.”on the correlation of code Force to Earthquake Demands”Proceeding of 4th U.S-Japan workshop on Improvement of Building Structural and Construction Practices (ATC15-3) ,1990

21. Uang C.M. " Establishing  $R$ (or  $R_w$ ) and  $C_d$  Factor Building Seismic Provision " *Jornal of Structure Engineering* , VOL.117 , NO.10 ,August 1991
22. Mazzolani F.M. & Piluso V. "Theory and Design of Resistant Steel Frame " E and FN.spon ,1996.
23. Cosenza E. , Luco A.D. , Fealla C. & Mazzolani F.M. "On a simple Structure Coefficients in Steel Structure " 8<sup>th</sup> Eroupean Conference on Earthquake Engineering, Lisbon Portugal , September 1996
24. Newmark N.M. & Hall W.J. "Earthquake Spectra and Design " Monograph earthquake Engineering Research Institute Berkeley , California , 1982 .
25. Miranda E.&Betro V.V. "Evaluation of Strngth Reduction Factors for Earthquake Resistnt Design " *Earthquake Spectra* , VOL.10 , NO.2,P375-379 , 1994 .
26. Tsow K.& Naumoski , "Evaluation of NBCC 1990 Seismic Force Reduction Factors" Proceeding of sixth Canadian Conference EarthQuake Engineering , p.751-758 ,1991
27. Hwang H.H.M.& Jaw J.W. "Statistical Evaluation of Response Modification Factor for Reinforced Concrete Structure "Technical Report Nceer -89-002,1989
28. Mwafy A.M. & Elnashai A.S. "Calbiration of Force Reduction Factors of RC Buildings " *Journal of Earthquake Engineering* , vol .6 p. 239-273 , 2002 .

29. FEMA 273 (Federal Emergency Management Agency ), "Techniques for Seismically Rehabilitation Existing Building " March 1997 .
30. FEMA 356 -357 (Federal Emergency Management Agency ), "Techniques for Seismically Rehabilitation Existing Building " March 2000 .
31. A.Habibullah , S.Pyle " Practical three dimensional nonlinear static pushover analysis" , Structure magazin , Winter 1998 .
32. J.Qian , J.Zhon , "Full-range pushover analysis of RC frame " , Department of civil engineering , Tsinghua University , Beijing , P.R . China , 2000 .
33. W.K .Tso, A.S.Moghadam , " pushover procedure for seismic analysis of buildings " , Progress in structural engineering and materials ,1998 .
34. R.W.Clough , J.Penzien , "Dynamics of Structures " , Mc Graw-Hill , New york , 1975 .