

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

بررسی عملکرد لرزه ای قاب خمشی خرپایی به کمک تحلیل استاتیکی غیر خطی  
(Push Over) و الگوریتم ژنتیک

دانشجو: الهام معروفی

اساتید راهنما:

دکتر وحیدرضا کلات جاری

استاد مشاور:

دکتر محمد رضا تابش پور

پایان نامه جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

بهمن ماه ۱۳۹۲

## دانشگاه صنعتی شاهرود

### دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد خانم الهام معروفی

تحت عنوان: بررسی عملکرد لرزه ای قاب خمشی خرپایی به کمک تحلیل استاتیکی غیر خطی  
(Push Over) و الگوریتم ژنتیک

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
	دکتر محمدرضا تابش پور		وحیدرضا کلات جاری

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

تقدیم به پدرم

که همواره چتر محبتش بر سرم است، بزرگواری که الفبای زندگی را از او آموختم.

تقدیم به مادرم

بلند تنگه گاهم، که دامن پر مهرش یگانه پناهم است، مهربانی که عشق و زین را از او آموختم.

## مشکر و قدردانی

شمر رسیدن این تحقیق مرهون الطاف بی‌کران الهی است، خداوند را شاکرم که این منت را بر من نهاد. بانهایت سپاس از راهنمایی‌ها و زحمات بی‌شائبه استاد راهنمای ارجمند جناب آقای دکتر وحید رضا کلات جاری و جناب آقای دکتر علی کیهانی و دکتر مهدی توکلی که وقت پر ارزش خود را در طی این تحقیق در اختیار اینجانب گذاشته و همواره با روی گشاده مرا یاری فرمودند.

## تعهد نامه

اینجانب الهام معروفی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته سازه دانشکده عمران و معماری دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده بررسی عملکرد لرزه ای قاب خمشی خریایی به کمک تحلیل استاتیکی غیر خطی (Push Over) و الگوریتم ژنتیک

تحت راهنمایی دکتر وحید رضا کلات جاری به عنوان استاد راهنما متعهد میشوم:

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده 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 مدرکی یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود میباشد و مقالات مستخرج با نام “دانشگاه صنعتی شاهرود” و یا “shahrood university of technology” به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افراد که در به دست آوردن نتایج اصلی پایان نامه تاثیر گذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه 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 اخلاقی انسانی رعایت شده است.

## تاریخ:

## امضای دانشجو:

### مالکیت نتایج و حق و نشر

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

## چکیده

سازه قاب خمشی خرپایی (STMF) سیستم سازه ای قابی است که برای سازه های با عرض دهانه نسبتاً زیاد مورد استفاده قرار می گیرد. این سیستم قابی، نسبت به سازه های قاب خمشی ساده، سختی جانبی بالاتر و وزن نسبتاً کمتری را فراهم می کند. تحقیقات مربوط به سازه های قاب خمشی خرپایی ویژه (STMF) نیز به دلیل این که سازه های مجهز به این سیستم، قادر به مقاومت در برابر حوادث لرزه ای بزرگ است، مورد توجه بسیاری قرار گرفته است.

در این تحقیق، بهینه یابی سطح مقطع اعضا و مقادیر ارتفاع و طول ناحیه ویژه قاب خمشی خرپایی برای بدست آوردن بهترین عملکرد لرزه ای انجام شده است. هدف بهینه یابی کمترین مقدار وزن قاب و بیشترین مقدار ضریب رفتار می باشد. در این پایان نامه، ضریب رفتار با تحلیل استاتیکی غیر خطی و بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای سطح عملکرد ایمنی جانی (CP) بدست می آید. آنالیز پوش اور یک تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت اثر بارهای جانبی فزاینده است.

قیدهای مساله بهینه یابی از آیین نامه طراحی قاب خرپایی برگرفته از AISC360-2005 می باشد که شامل ضوابطی مانند نیروهای محوری اعضای فشاری و کششی، نیروهای برشی اعضای در ناحیه ویژه خرپا و ناحیه میانی خرپا و ناحیه غیر ویژه و نسبت طول هر پانل در ناحیه ویژه به ارتفاع تیر خرپایی می باشد. برنامه بهینه یابی به زبان برنامه نویسی متلب نوشته شده است که توسط الگوریتم ژنتیک انجام می شود.

**کلمات کلیدی:** قاب خمشی خرپایی، بهینه یابی، الگوریتم ژنتیک، تحلیل استاتیکی غیر خطی،

ضریب رفتار

## فهرست مقالات مستخرج

۱- معروفی ا. وکلات جاری و.ر.(۱۳۹۲)، آنالیز استاتیکی غیر خطی و محاسبه ضریب رفتار

قاب خمشی فولادی باتیرهای خریایی ویژه. چهارمین کنفرانس ملی سازه و فولاد

۲- معروفی ا. وکلات جاری و.ر.(۱۳۹۲)، بهینه سازی قاب خمشی فولادی باتیرهای خریایی

ویژه به کمک الگوریتم ژنتیک. همایش ملی مهندسی عمران کاربردی و دستاوردهای نوین



## فصل ۱ - مقدمه و کلیات پژوهش

- ۱-مقدمه.....۲
- ۲-فرآیند انجام تحقیق.....۳

## فصل ۲- عملکرد لرزه ای

- ۱-۲-مقدمه.....۶
- ۲-۲-عملکرد لرزه ای و ظرفیت پذیرش اعضای غیر خطی .....۷
- ۳-۲-رفتار اجزای سازه.....۸
- ۳-۳-۱- از نظر محدودیت تغییر شکل یا نیرو.....۸
- ۳-۳-۲- از نظر نوع شکل پذیری.....۹
- ۴-۲- مقاومت مصالح.....۱۰
- ۵-۲-اعضای اصلی و غیر اصلی.....۱۱
- ۶-۲-سطوح عملکرد ساختمان .....۱۱
- ۶-۲-۱-سطوح عملکرد اجزای سازه ای.....۱۱
- ۶-۲-۲-سطوح عملکرد اجزای غیر سازه ای .....۱۲
- ۷-۲-سطوح عملکرد کل ساختمان .....۱۲
- ۸-۲-ترکیب نتایج تحلیل غیر خطی.....۱۴
- ۹-۲-ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی.....۱۴
- ۱۰-۲-ظرفیت اجزای سازه در روش غیر خطی.....۱۴
- ۱۰-۲-۱-معیار پذیرش سازه های فولادی.....۱۵

۱۶	۱-۱-۱۰-۲- لنگر خمشی در تیرهای فولادی.....
۱۶	۲-۱-۱۰-۲- نیروی محوری فشاری در ستونهای فولادی.....
۱۷	۳-۱-۱۰-۲- نیروی محوری فشاری و کششی در مهاربندها.....
۱۷	۱۱-۲- مدل رفتار دوخطی نیرو-تغییر مکان سازه.....

### فصل ۳- تحلیل استاتیکی غیر خطی و محاسبه ضریب رفتار سازه

۲۰	۱-۳- مقدمه.....
۲۰	۲-۳- تحلیل غیرخطی.....
۲۱	۳-۳- تحلیل استاتیکی غیر خطی سازه (پوش اور).....
۲۲	۱-۳-۳- فرضیات روش تحلیل استاتیکی غیر خطی.....
۲۲	۲-۳-۳- مزایا و معایب روش استاتیکی غیر خطی.....
۲۳	۳-۳-۳- فرآیند روش استاتیکی غیرخطی در نرم افزار.....
۲۴	۴-۳- توزیع بار جانبی.....
۲۵	۵-۳- تحلیل استاتیکی غیر خطی.....
۲۶	۱-۵-۳- معایب تحلیل پوش اور.....
۲۶	۲-۵-۳- نمودار بار-تغییر مکان، کنترل تحلیل پوش اور.....
۲۷	۳-۵-۳- بارهای لرزه ای در تحلیل پوش اور.....
۲۸	۶-۳- مراحل گام به گام تحلیل پوش اور.....
۲۸	۷-۳- پاسخ نیرو-تغییر مکان سازه ها.....
۳۱	۸-۳- محاسبه ضریب رفتار R.....

۳-۹- تعریف ضریب رفتار سازه .....	۳۱
۳-۹-۱- عوامل موثر بر ضریب رفتار سازه .....	۳۲
۳-۹-۲- اجزای کلیدی ضریب رفتار سازه .....	۳۲
۳-۹-۳- رابطه ضریب کاهش به علت شکل پذیری .....	۳۳
۳-۹-۴- رابطه ضریب شکل پذیری به علت مقاومت افزون .....	۳۴
۳-۹-۵- رابطه ضریب کاهش به علت نامعینی .....	۳۴
۳-۱۰- طراحی به روش حالت حدی یا ضریب بار و مقاومت نهایی .....	۳۵
۳-۱۱- طراحی به روش تنش مجاز .....	۳۶
۳-۱۲- ضریب تبدیل جابه جایی خطی به جابه جایی غیر خطی .....	۳۷
۳-۱۳- ضریب تنش مجاز .....	۳۸

#### فصل ۴- بهینه سازی به کمک الگوریتم ژنتیک

۴-۱- مقدمه .....	۴۰
۴-۲- پیش زمینه بیولوژیکی ژن ها و کروموزوم ها .....	۴۰
۴-۳- بهینه یابی با الگوریتم های ژنتیک .....	۴۲
۴-۴-۱- کد کردن مقادیر .....	۴۴
۴-۴-۱-۱- کد مبنای دو (کد دودویی) .....	۴۴
۴-۴-۲- شایستگی هر کروموزوم .....	۴۵
۴-۴-۲-۱- تابع پناستی .....	۴۶
۴-۴-۲-۲- تابع شایستگی .....	۴۸

.....انتخاب ۳-۴-۴	۵۰
.....روش های انتخاب ۱-۳-۴-۴	۵۰
.....روش چرخ گردون ۱-۱-۳-۴-۴	۵۱
.....روش رتبه بندی ۲-۱-۳-۴-۴	۵۲
.....روش رقابتی ۳-۱-۳-۴-۴	۵۴
.....روش حالت پایدار ۴-۱-۳-۴-۴	۵۶
.....پیوند (ادغام) ۴-۴-۴	۵۶
.....عملگر های GA ۱-۴-۴-۴	۵۷
.....عملگر ادغام ۱-۱-۴-۴-۴	۵۸
.....روش ادغام تک نقطه ای یا مکانی ۱-۱-۱-۴-۴-۴	۵۹
.....روش ادغام دو نقطه ای ۲-۱-۱-۴-۴-۴	۵۹
.....روش ادغام چند نقطه ای ۳-۱-۱-۴-۴-۴	۶۰
.....روش ادغام یکنواخت ۴-۱-۱-۴-۴-۴	۶۱
.....روش ادغام متغیر ۵-۱-۱-۴-۴-۴	۶۲
.....نرخ ادغام ۶-۱-۱-۴-۴-۴	۶۲
.....عمل معکوس سازی ۲-۱-۴-۴-۴	۶۳
.....عمل حذف و کپی ۳-۱-۴-۴-۴	۶۳
.....عمل حذف و تولید مجدد ۴-۱-۴-۴-۴	۶۴
.....عمل ادغام و معکوس سازی ۵-۱-۴-۴-۴	۶۴

۶۵.....	۶-۱-۴-۴-۴ روش تکثیر میانی.....
۶۵.....	۱-۶-۱-۴-۴-۴ روش تکثیر میانی برای کدگذاری مقدار.....
۶۶.....	۲-۶-۱-۴-۴-۴ روش تکثیر میانی برای کدگذاری دودویی.....
۶۶.....	۸-۱-۴-۴-۴ جهش.....
۶۶.....	۱-۸-۱-۴-۴-۴ عمل جهش در کدگذاری دودویی.....
۶۸.....	۲-۸-۱-۴-۴-۴ عمل جهش در کدگذاری مقدار.....
۶۹.....	۳-۸-۱-۴-۴-۴ نرخ جهش ( $P_m$ ).....
۷۰.....	۵-۴-۴ مفاهیم تکمیلی.....
۷۰.....	۱-۵-۴-۴ همگرایی الگوریتم ژنتیک.....
۷۱.....	۲-۵-۴-۴ شرط توقف الگوریتم.....

### فصل ۵- قاب خمشی با تیر خرپایی

۷۴.....	۱-۵- معرفی قابهای خمشی با تیرهای خرپایی.....
۷۴.....	۱-۱-۵- مقدمه.....
۷۵.....	۲-۱-۵- قابهای خمشی خرپایی STMF.....
۷۷.....	۳-۵- انواع تیرهای مورد استفاده در دهانه های بلند.....
۷۷.....	۱-۳-۵- خرپاهای معمولی.....
۷۸.....	۲-۳-۵- تیر ورق.....
۷۸.....	۳-۳-۵- تیر ورق با جان باز.....
۷۹.....	۴-۳-۵- تیر خرپایی ویژه.....

۴-۵- مکانیزم تسلیم.....	۸۲
۵-۵- روش طراحی قاب خمشی با تیرهای خرپایی ویژه.....	۸۲
۶-۵- الزامات و محدودیت های قابهای خمشی خرپایی ویژه در AISC360-2005.....	۸۳
۷-۵- ضوابط ناحیه ویژه .....	۸۴
۷-۱- مقاومت اعضای ناحیه ویژه .....	۸۵
۸-۵- مقاومت اعضای خارج از ناحیه ویژه.....	۸۶
۹-۵- محدودیت های عرض - ضخامت اعضا.....	۷۹
۱۰-۵- مهار جانبی .....	۸۷
۱۱-۵- تاریخچه پژوهش های انجام گرفته از گذشته تا کنون.....	۸۷
۱۱-۱- گوئل و ایتانی (۱۹۹۴a) .....	۸۷
۱۱-۲- گوئل و ایتانی (۱۹۹۴b) .....	۸۸
۱۱-۳- باشا و گوئل (۱۹۹۴).....	۸۹
۱۱-۴- گوئل، رای و باشا (۱۹۹۸).....	۹۰
۱۱-۵- پارا-مونتنسینوس، گوئل و کیم (۲۰۰۶).....	۹۰
۱۱-۶- چائو و گوئل (۲۰۰۸a).....	۹۱
۱۱-۷- چائو و گوئل (۲۰۰۸b).....	۹۱
۱۲-۵- ضریب رفتار قاب خمشی خرپایی .....	۹۲
۱۲-۱- مطالعات گذشته بر روی ضریب رفتار .....	۹۴

## فصل ۶- تعریف مسئله

۹۸.....	۱-۶ تعریف مسئله
۱۰۳.....	۱-۱-۶ تعریف قيود مسئله
۱۰۵.....	۲-۱-۶ تعریف متغیر های مسئله
۱۰۵.....	۳-۱-۶ تعریف تابع هدف

## فصل ۷- حل گام به گام مسئله

۱۱۲.....	۷- صحت سنجی تحلیل اجزای محدود برنامه MPGA با نرم افزار SAP2000
۱۱۲.....	۱-۱-۷ مثال ۱- قاب خمشی یک دهانه یک طبقه
۱۱۲.....	۱-۱-۷ مقایسه نتایج کتاب ، نرم افزار SAP2000 و برنامه MPGA
۱۱۳.....	۲-۲-۷ مثال ۲ - قاب خمشی دو طبقه و یک دهانه
	۳-۳-۷ مثال ۳- برنامه تحلیل پوش اور توسط برنامه MPGA و مقایسه با تحلیل پوش اور
۱۱۵.....	SAP2000
۱۱۷.....	۱-۳-۷ نتایج خروجی SAP2000, MATLAB
۱۲۰.....	۴-۷ مقایسه و صحت سنجی قاب خمشی خرپایی
۱۲۴.....	۵-۷ تعریف کلیات مسئله
۱۲۶.....	۶-۷ مدل های دو بعدی مورد مطالعه
۱۲۷.....	۷-۷ مدل ۱- S2b2-one special
۱۲۷.....	۱-۷-۷ خروجی برنامه بهینه سازی قاب خمشی خرپایی ۲ طبقه
۱۲۸.....	۲-۷-۷ کروموزوم بهینه
۱۲۹.....	۳-۷-۷ مقاطع بهینه

۱۲۹.....	۳-۷-۷- مقاطع بهینه
۱۲۹.....	۴-۷-۷- نتایج بهینه سازی
۱۳۱.....	۸-مدل ۲- STMF(S2-b2)
۱۳۱.....	۱-۸-۷- خروجی برنامه بهینه سازی قاب خمشی خرپایی ۲
۱۳۲.....	۲-۸-۷- کروموزوم بهینه
۱۳۳.....	۳-۸-۷- مقاطع بهینه
۱۳۳.....	۴-۸-۷- نتایج بهینه سازی
۱۳۴.....	۹-مدل ۳- STMF(S4-b2)
۱۳۵.....	۱-۹-۷- خروجی برنامه بهینه سازی قاب خمشی خرپایی ۳-S4b2
۱۳۶.....	۲-۹-۷- کروموزوم بهینه
۱۳۶.....	۳-۹-۷- مقاطع بهینه
۱۳۷.....	۴-۹-۷- نتایج بهینه سازی
	<b>۸- نتایج و پیشنهادات</b>
۱۴۰.....	۱-۸- نتیجه گیری
۱۴۱.....	۲-۸- پیشنهادات
۱۴۳.....	<b>۹- منابع</b>



- شکل (۱-۲) منحنی رفتار عضو شکل پذیر..... ۹
- شکل (۲-۲) منحنی رفتار عضو نیمه شکل پذیر..... ۱۰
- شکل (۳-۲) منحنی رفتار ترد..... ۱۰
- شکل (۴-۲) نمودار بار-جابجایی..... ۱۵
- شکل (۵-۲) منحنی پوش اور و منحنی ساده شده آن با سختی پس از تسلیم مثبت..... ۱۷
- شکل (۶-۲) منحنی پوش اور و منحنی ساده شده آن با سختی پس از تسلیم منفی..... ۱۸
- شکل (۱-۳) نمودار برش پایه و تغییر مکان جانبی (منحنی پوش اور)..... ۲۲
- شکل (۲-۳) رابطه برش پایه در مقابل تغییر مکان بام..... ۲۹
- شکل (۳-۳) تقریب دو خطی رابطه نیرو-تغییر مکان..... ۳۰
- شکل (۴-۳) ضریب شکل پذیری سازه..... ۳۰
- شکل (۵-۳) طراحی بر اساس حالت حدی..... ۳۵
- شکل (۶-۳) طراحی بر اساس تنش مجاز..... ۳۷
- شکل (۱-۴) رشته DNA..... ۴۱
- شکل (۲-۴) نمایش کروموزوم ها به صورت باینری..... ۴۴
- شکل (۳-۴) مدلی از چرخ گردان..... ۵۲
- شکل (۴-۴) موقعیت کروموزوم ها بر اساس روش چرخ گردان..... ۵۳
- شکل (۵-۴) موقعیت کروموزوم ها پس از مرتب سازی بر اساس رتبه بندی..... ۵۴
- شکل (۶-۴) نمایش شایستگی هر رشته در مثال روش مسابقه..... ۵۵
- شکل (۷-۴) نمایش رشته های برنده در مثال روش مسابقه..... ۵۵
- شکل (۸-۴) روش ادغام تک نقطه ای..... ۵۹

- شکل (۹-۴) روش ادغام دو نقطه ای..... ۶۰
- شکل (۱۰-۴) روش ادغام چند نقطه ای (حالتی که تعداد مکان ها زوج باشد) ..... ۶۰
- شکل (۱۱-۴) روش ادغام چند نقطه ای (حالتی که تعداد مکان ها فرد باشد) ..... ۶۱
- شکل (۱۲-۴) روش ادغام یکنواخت ..... ۶۱
- شکل (۱۳-۴) عمل معکوس سازی ..... ۶۳
- شکل (۱۴-۴) عمل حذف و کپی بیت های پیشین ..... ۶۴
- شکل (۱۵-۴) عمل حذف و تولید مجدد..... ۶۴
- شکل (۱۶-۴) عمل ادغام و معکوس سازی بیت ها..... ۶۵
- شکل (۱۷-۴) نیاز جمعیت به بیت..... ۶۷
- شکل (۱۸-۴) تاثیر عملگر جهش..... ۶۸
- شکل (۱-۵) عبور تاسیسات از میان فضای باز تیر قاب خمشی خرپایی..... ۷۶
- شکل (۲-۵) تشکیل مفصل پلاستیک در ستون قاب خرپایی معمولی..... ۷۸
- شکل (۳-۵) نمونه ای از قاب با تیر خرپایی معمولی (وارن)..... ۷۸
- شکل (۴-۵) قاب های خمشی خرپایی ویژه (STMF) ..... ۷۹
- شکل (۵-۵) قاب باتیر خرپایی ویژه ویریندل ..... ۸۰
- شکل (۶-۵) قاب با تیر خرپایی ویژه با اعضای ضربدری ..... ۸۰
- شکل (۷-۵) نواحی الاستیک و پلاستیک در قابهای خمشی با تیر خرپایی..... ۸۱
- شکل (۸-۵) رفتار هیستریک STMF ..... ۸۱
- شکل (۹-۵) محل تشکیل مفصل پلاستیک در قاب STMF ..... ۸۲
- شکل (۱۰-۵) جزییات STMF ..... ۸۴

- شکل (۱-۶) نمودار روند کلی برنامه کامپیوتری MPGA ..... ۹۷
- شکل (۲-۶) فلوچارت بهینه سازی قاب خمشی خرپایی به کمک الگوریتم ژنتیک ..... ۱۰۸
- شکل (۳-۶) فلوچارت تحلیل استاتیکی غیر خطی و محاسبه ضریب رفتار ..... ۱۰۹
- شکل (۱-۷) قاب مورد مطالعه مثال ۱ ..... ۱۱۲
- شکل (۲-۷) قاب مورد مطالعه مثال ۲ صحت سنجی ..... ۱۱۳
- شکل (۳-۷) شماره گذاری گره و المان قاب خمشی مورد مطالعه مثال ۲ ..... ۱۱۴
- شکل (۴-۷) خروجی SAP2000 قاب مثال ۲ ..... ۱۱۵
- شکل (۵-۷) قاب مورد مطالعه مثال ۳ ..... ۱۱۵
- شکل (۶-۷) شماره گذاری گره و المان قاب مثال ۳ ..... ۱۱۶
- شکل (۷-۷) منحنی پوش اور در MPGA مثال ۳ ..... ۱۱۷
- شکل (۸-۷) منحنی پوش اور در SAP2000 مثال ۳ ..... ۱۱۸
- شکل (۹-۷) مقایسه منحنی پوش اور SAP2000 ، MATLAB ، مثال ۳ ..... ۱۱۸
- شکل (۱۰-۷) محل تشکیل مفصل پلاستیک در SAP2000 - مثال ۳ ..... ۱۲۰
- شکل (۱۱-۷) قاب خمشی خرپایی مورد مطالعه S2b1 ..... ۱۲۱
- شکل (۱۲-۷) منحنی پوش اور در برنامه MPGA برای قاب S2b1 ..... ۱۲۲
- شکل (۱۳-۷) منحنی پوش اور SAP2000 برای قاب S2b1 ..... ۱۲۳
- شکل (۱۴-۷) مدل ۱- S2b2-one special ..... ۱۲۷
- شکل (۱۵-۷) . منحنی پوش اور و دوخطی شده در برنامه MPGA. برای قاب S2b2-۱ ..... ۱۲۸
- شکل (۱۶-۷) منحنی بهترین مقدار تابع هدف در هر گام الگوریتم ژنتیک قاب S2b2-۱ ..... ۱۲۸

- شکل (۷-۱۷) مقدارمتغیرهای بهینه شده به صورت صفرو یک قاب ۱..... ۱۲۹
- شکل (۷-۱۸) شکل بهینه قاب خمشی خرابایی ۱-S2b2..... ۱۳۰
- شکل (۷-۱۹) محل تشکیل مفصل پلاستیک در شکل بهینه..... ۱۳۰
- شکل (۷-۲۰) مدل ۲-S2b2..... ۱۳۱
- شکل (۷-۲۱) منحنی پوش اور دوخطی شده در برنامه MPGA برای قاب ۲-S2b2..... ۱۳۰
- شکل (۷-۲۲). منحنی بهترین مقدار تابع هدف در هر گام الگوریتم ژنتیک قاب ۲-S2b2..... ۱۳۲۰
- شکل (۷-۲۳) مقدارمتغیرهای بهینه شده به صورت صفرو یک قاب ۲..... ۱۳۳
- شکل (۷-۲۴) شکل بهینه قاب خمشی خرابایی ۲-S2b2..... ۱۳۴
- شکل (۷-۲۵). مدل ۲-S4b2..... ۱۳۴
- شکل (۷-۲۶). منحنی پوش اور دوخطی شده در برنامه MPGA برای قاب ۳-S4b2..... ۱۳۵
- شکل (۷-۲۷). منحنی بهترین مقدار تابع هدف در هر گام الگوریتم ژنتیک قاب ۳-S4b2..... ۱۳۶
- شکل (۷-۲۸) مقدارمتغیرهای بهینه شده به صورت صفرو یک قاب ۳..... ۱۳۶
- شکل (۷-۲۹) شکل بهینه قاب خمشی خرابایی ۳-S4b2..... ۱۳۷

جدول (۱-۲) اطلاعات مورد نیاز برای محاسبات ظرفیت اجزای سازه در تحلیل غیر خطی.....	۱۵
جدول (۱-۳) ضریب مربوط به نامعینی $R_R$ .....	۳۵
جدول (۱-۷) نتایج تحلیل قاب در کتاب.....	۱۱۲
جدول (۲-۷) نتایج برنامه MPGA متلب مثال ۱.....	۱۱۳
جدول (۳-۷) نتایج بدست آمده از نرم افزار SAP2000 مثال ۱.....	۱۱۳
جدول (۴-۷) نتایج بدست آمده از نرم افزار SAP2000 - مثال ۲.....	۱۱۴
جدول (۵-۷) نتایج بدست آمده از برنامه MPGA - مثال ۲.....	۱۱۴
جدول (۶-۷) نتایج بدست آمده از نرم افزار SAP2000 - مثال ۳.....	۱۱۷
جدول (۷-۷) نتایج بدست آمده از برنامه MPGA مثال ۳.....	۱۱۷
جدول (۸-۷) خروجی قاب خمشی خرابایی- مثال ۳.....	۱۱۹
جدول (۹-۷) روند تشکیل مفصل پلاستیک در المانهای قاب در برنامه MPGA مثال ۳.....	۱۱۹
جدول (۱۰-۷) تیپ بندی المانهای قاب خرابایی S2b1.....	۱۲۱
جدول (۱۱-۷) مقاطع اختصاص یافته به اعضای قاب S2b1.....	۱۲۱
جدول (۱۲-۷) مقایسه خروجی برنامه متلب S2b1.....	۱۲۳
جدول (۱۳-۷) ضریب رفتار در نرم افزار متلب, SAP2000.....	۱۲۵
جدول (۱۴-۷) مقاطع اعضا.....	۱۲۵
جدول (۱۵-۷). مقاطع بهینه قاب S2b2-۱.....	۱۲۹
جدول (۱۶-۷). نتایج بهینه سازی قاب S2b2-۱.....	۱۲۹
جدول (۱۷-۷). مقاطع بهینه قاب S2b2-۲.....	۱۳۳
جدول (۱۸-۷). نتایج بهینه سازی قاب S2b2-۲.....	۱۳۳

جدول (۷-۱۹). مقاطع بهینه قاب S4b2-۳..... ۱۳۶

جدول (۷-۲۰). نتایج بهینه سازی قاب S4b2-۳..... ۱۳۷

فصل اول مقدمه و کلیات پژوهش

فصل دوم

فصل سوم

فصل چهارم

فصل پنجم

فصل ششم

فصل هفتم

فصل هشتم



اغلب مسائل جستجو و بهینه یابی در دنیای واقعی، ماهیتاً شامل چندین هدف می باشند و در واقع بین اهداف مختلف تبادلهایی وجود دارد. یکی از این مسائل، بحث طراحی ساختمانها می باشد. عموماً یک مهندس سازه هنگام طراحی و محاسبه مقاطع اعضای یک ساختمان به دنبال دو هدف عمده می باشد. یکی از این اهداف طرح یک ساختمان مقاوم بوده که بتواند در مقابل بارهای وارده عملکرد مناسبی داشته باشد و هدف دیگر ارائه یک طرح اقتصادی به کارفرما می باشد. از آنجا که از میان بارهای وارده به ساختمان، بارهای جانبی و خصوصاً بار زلزله نقش مهمتری داشته و عمده خرابی ساختمانها در سالهای اخیر، ناشی از عملکرد نامناسب آنها در برابر زلزله بوده است، بنابراین ساختمانها بایستی عملکرد لرزه ای مناسبی داشته و در عین حال اقتصادی طرح شده باشند. نوع کاربرد ساختمانها در اغلب مناطق ایجاب می کند که فاصله ستونها بیش از مقدار متعارف باشد. در این نوع موارد گزینه های گوناگونی برای طراحی سیستم باربر ساختمان وجود دارد. یکی از سیستم هایی که اخیراً مورد توجه قرار گرفته است، استفاده از قاب خمشی با تیرهای خرپایی است. در این سیستم از تیرهای خرپایی علاوه بر حمل بارهای قائم، به عنوان عضو خمشی جهت مقاومت در برابر نیروهای جانبی استفاده می شود. این قابها در مقایسه با قابهای ساخته شده با تیر ورق اقتصادی تر و مشخصات ساده تری برای اتصال به ستون داشته و سبک تر هستند. همچنین جان باز این خرپاها امکان استفاده بهتر جهت تاسیسات را فراهم می سازد. به علت سختی و مقاومت بیشتر خرپاها در مقایسه با ستونها در اغلب موارد محل تشکیل مفاصل پلاستیک در ستونها بوده و اینگونه سازه ها شکل پذیری کمتری دارند. آیین نامه AISC360 مبحثی را به قاب خمشی خرپایی (STMF) اختصاص داده و ضوابط و محدودیتهایی را برای این قاب در نظر گرفته است اما در مورد ضریب رفتار این قاب هیچ توضیحی ارائه نشده است. به همین علت در این تحقیق به محاسبه ضریب رفتار بهینه این قاب می پردازیم. هدف در این تحقیق بهینه سازی قاب خمشی خرپایی تحت دو عامل ضریب رفتار و وزن اسکلت سازه می باشد و همچنین به دنبال بدست آوردن ارتفاع و طول ناحیه ویژه بهینه تیرخرپایی



می باشیم. تابع هدف بر اساس ماکزیمم کردن ضریب رفتار و مینییمم کردن وزن اسکلت سازه می باشد.

## ۲- فرآیند انجام تحقیق

در این تحقیق جهت بهینه یابی اعضای قاب خمشی خرپایی از الگوریتم ژنتیک استفاده شده است. محدودیتهای در نظر گرفته شده در این تحقیق، ظرفیت نیروی محوری و گشتاور خمشی مجازستونها، نیروی محوری مجاز فشاری و کششی المانهای خرپایی و نیروی برشی مجاز در قسمت میانی خرپا و ضوابط هندسی مربوط به ناحیه ویژه و ارتفاع خرپا که از ضوابط آیین نامه AISC360-2005 استفاده شده است. با توجه به این نکته که جهت محاسبه ضریب رفتار و دوران مفاصل پلاستیک و سایر پاسخهای غیر خطی سازه، به تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور نیاز می باشد، بر اساس ضوابط FEMA356، برنامه ای به این منظور نوشته شده است. این پایان نامه در هشت فصل به شرح ذیل تدوین شده است:

**فصل اول** مقدمه و کلیاتی درباره روند تحقیق مورد بررسی قرار گرفته است.

**فصل دوم عملکرد لرزه ای**، در این فصل عملکرد لرزه ای و ظرفیت پذیرش اعضای غیر خطی و سطوح عملکرد مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. ضوابط معیارپذیرش اعضا در آیین نامه FEMA360 و همچنین تحلیل استاتیکی غیر خطی و رسم منحنی پوش آور در این فصل بررسی شده است.

**فصل سوم تحلیل استاتیکی غیر خطی و محاسبه ضریب رفتار سازه**، در این فصل تحلیل غیر خطی و مزایا و معایب تحلیل استاتیکی غیر خطی و مراحل گام به گام تحلیل پوش آور و رسم منحنی پوش آور به طور کامل بیان شده است و در انتها روش دوخطی کردن نمودار و روشهای محاسبه ضریب رفتار توضیح داده شده است.

**فصل چهارم بهینه سازی به کمک الگوریتم ژنتیک** ، در این فصل الگوریتم ژنتیک به طور کامل و مراحل گام به گام بهینه سازی به کمک این الگوریتم و روشهای مختلف انتخاب والد و عملگرهای استفاده شده در این الگوریتم توضیح داده شده است.

**فصل پنجم قاب خمشی با تیرخرپایی**، در این فصل قاب خمشی خرپایی و انواع آن توضیح داده شده است. ضوابط و محدودیتهای موجود در آیین نامه AISC360 مربوط به این قاب بیان شده است. و در ادامه نحوه محاسبه ضریب رفتار قاب خمشی خرپایی شرح داده شده است.

**فصل ششم تعریف مسئله**، در این فصل کلیات و طرح مسئله بیان شده است. روش اصلاح ماتریس سختی در تحلیل پوش اور و روش محاسبه ضریب رفتار قاب خمشی خرپایی در این تحقیق، تعریف قیود مسئله و تابع هدف وزن و ضریب رفتار شرح داده شده است. در انتها فلوجارت مربوط به برنامه نوشته شده به زبان متلب به نام MPGA به صورت گام به گام بیان شده است.

**فصل هفتم حل گام به گام مسئله** ، در این فصل سه مثال از قاب خمشی خرپایی مورد بررسی قرار گرفته است. در ابتدای فصل صحت سنجی تحلیل اجزای محدود برنامه MPGA بابتایج حاصل از دو مثال حل شده در کتاب تحلیل اجزای محدود و خروجی حاصل از مدل این قاب در نرم افزار SAP2000 انجام شده است. صحت سنجی تحلیل استاتیکی غیر خطی برنامه MPGA بوسیله یک قاب خمشی ساده و یک قاب خمشی خرپایی و مقایسه نتایج آن با SAP2000 انجام شده است. در انتها مثال قاب دوطبقه دو دهانه با آرایش هندسی متفاوت المانها مورد بهینه یابی حائل وزن و حداکثر ضریب رفتار قرار گرفته است. در مثال بعدی قاب دو دهانه چهار طبقه مورد بررسی قرار گرفته است.

**فصل هشتم نتیجه گیری بدست آمده از بهینه سازی این سه مدل و همچنین پیشنهاداتی برای ادامه تحقیقات بیان شده است.**

فصل اول

فصل دوم عملکرد لرزه ای سازه

فصل سوم

فصل چهارم

فصل پنجم

فصل ششم

فصل هفتم

فصل هشتم



در این پایان نامه در طول فرآیند بهینه یابی، از دو منظر، عملکرد لرزه ای سازه مورد توجه قرار گرفته است. از یک طرف به عنوان هدف بهینه یابی به آن نگریسته شده و از سوی دیگر محاسبه قیود و محدودیت ها در فرآیند بهینه یابی، بر مبنای روشهای طراحی بر اساس سطح عملکرد لرزه ای، انجام پذیرفته است. در حال حاضر آیین نامه های طراحی ساختمانها براساس روشهای سطح عملکرد نمی باشند و روشهای سطح عملکرد، عمدتاً در ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی لرزه ای سازه ها کاربرد دارند. اما آنچه مسلم است استفاده از روشهای سطح عملکرد، به خصوص روشهای غیرخطی آن، رفتار لرزه ای سازه را به شکل واقعی تری به ما نشان می دهند.

با توجه به اینکه گزارش FEMA 360 جزء رایج ترین و پرکاربردترین دستور العمل ها، جهت ارزیابی ساختمان بر اساس سطح عملکرد لرزه ای می باشد، و از طرفی با توجه به اینکه امروزه کارایی تحلیل استاتیکی غیرخطی به اثبات رسیده و بر خلاف تحلیل دینامیکی غیرخطی، نیاز به معرفی شتابنگاشت های مختلف در روش استاتیکی غیرخطی وجود ندارد، در این پایان نامه از ضوابط روش استاتیکی غیر خطی FEMA 360 جهت اعمال محدودیت بر سازه، استفاده شده است.

طبق ضوابط روش استاتیکی غیرخطی FEMA 360، ابتدا یک سطح عملکرد لرزه ای برای سازه انتخاب می شود. سپس یک تغییر مکان هدف برای سازه محاسبه می شود. تغییر مکان هدف در واقع تغییر مکانیست که انتظار می رود سازه در اثر وقوع زلزله تا آن تغییر مکان ( که مبنای آن تغییر مکان افقی مرکز جرم بام می باشد) توانایی تحمل نیروها و تغییر شکلهای مجاز در سطح عملکرد مورد نظر را دارا باشد. پس از آن تحلیل غیرخطی تحت بارهای ثقلی انجام گرفته و در پی آن بار جانبی مطابق الگویی خاص، به سازه وارد می شود و رابطه بین برش پایه و تغییر مکان مرکز جرم بام، برای هر گام افزایش نیروهای جانبی تا رسیدن به تغییر مکان حداقل ۱/۵ برابر تغییر مکان هدف می باشد، ثبت می شود. بیشینه نیروها و تغییر شکلهای ایجاد شده در اعضای سازه، از شروع بارگذاری تا

رسیدن به تغییر مکان هدف، باید جوابگوی معیارهای پذیرش FEMA 360 ( بر حسب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان) را باشد.

در این پایان نامه، از کمیت ضریب رفتار به عنوان نماد و معیاری از عملکرد لرزه ای استفاده شده است. ضوابط مدل سازی و معیارهای پذیرش روش استاتیکی غیرخطی طبق FEMA360 تشریح و در نهایت توضیحاتی پیرامون ضریب رفتار و روش محاسبه آن ارائه خواهد شد.

## ۲-۲- عملکرد لرزه ای و ظرفیت پذیرش اعضای غیر خطی :

منظور از تحلیل غیرخطی، تحلیل سازه با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی اجزاء آن به دلیل رفتار غیر خطی مصالح، ترک خوردگی و اثرات غیرخطی هندسی میباشد. در روشهای تحلیل غیر خطی مفصلهای خمیری در نقاط حداکثر لنگرهای ناشی از بارهای ثقلی پیش بینی شده و تحلیل مدل سازه بر این اساس انجام می شود. پس از تحلیل با استفاده از نتایج حاصل باید دیاگرام لنگر خمشی عضو مجدداً ترسیم شده و محل تشکیل مفصلهای خمیری کنترل شود. برای این منظور مشابه روشهای خطی، دیاگرام لنگر از جمع دیاگرام لنگر بارهای ثقلی و لنگر حاصل از تحلیل تحت بار جانبی زلزله بدست می آید و باید با ظرفیت مورد انتظار از عضو در تمام طول مقایسه گردد. چنانچه موقعیت پیش بینی شده برای مفصل خمیری صحیح نباشد لازم است تحلیل سازه مجدداً و با اصلاح موقعیت مفصل خمیری انجام شود.

در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، بار جانبی به تدریج افزایش داده می شود تا آنجا که تغییر مکان در نقطه معینی از حد مورد نظر فراتر رود. در هنگام افزایش بار جانبی تغییرشکلها و نیروهای داخلی بطور مداوم تحت نظر قرار می گیرد. این روش مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی است با این تفاوت که:

۱- رفتار غیر خطی تک تک اعضا و اجزاء سازه در تحلیل وارد می گردد.

۲- اثر زلزله به جای اعمال بار مشخص، بر حسب تغییر شکل برآورد می گردد.

در تحلیل استاتیکی غیر خطی باید مدل رفتار غیر خطی به صورت چند خطی یا در حالت ساده شده برای هر یک از اجزاء سازه به صورت دو خطی تعریف شود. در طول تحلیل، هنگام افزایش تدریجی بار جانبی، تغییر شکلها و نیروهای داخلی تمام اجزاء محاسبه شده و با ظرفیت آنها مقایسه می شود. هر چند این روش به مراتب پیچیده تر و وقت گیرتر از تحلیل استاتیکی خطی است، اما نتایج حاصل از آن رفتار واقعی سازه را بهترینشان داده و اطلاعات مفیدتری جهت طراحی ارائه می دهد. در تحلیل استاتیکی غیرخطی، مرکز جرم بام به عنوان نقطه ی کنترل تغییر مکان سازه انتخاب می شود. مرکز جرم سقف خرپشته به عنوان نقطه ی کنترل انتخاب نمی شود. در رویکرد طراحی بر اساس عملکرد<sup>۱</sup> رفتار اعضای سازه ای به دو گروه کنترل شونده توسط تغییر شکل<sup>۲</sup>، کنترل شونده توسط نیرو<sup>۳</sup> تقسیم بندی می شوند. [۱]

## ۲-۳- رفتار اجزای سازه:

### ۲-۳-۱- از نظر محدودیت تغییر شکل یا نیرو

رفتار اجزای سازه به دو صورت محدودیت تغییر شکل یا محدودیت نیرو کنترل می شوند:

عناصری که با تغییر مکان کنترل می گردند عبارت اند از:

- لنگر خمشی در تیرها

- لنگر خمشی در ستونها به شرطی که نیروی محوری فشاری از نصف ظرفیت محوری فشاری کمتر باشد.

- کشش و فشار محوری در مهاربندها باید با رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته شود.

عناصری که با نیرو کنترل می شوند عبارتند از :

- برش در تیرها و ستون ها

---

<sup>۱</sup>. Performance base design

<sup>۲</sup>. Deformation controlled

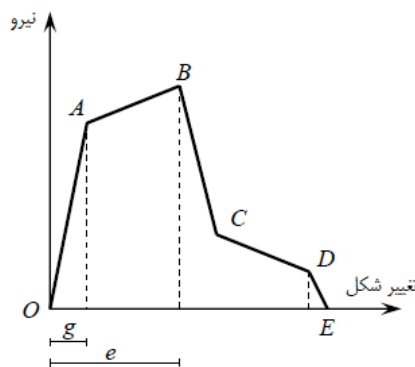
<sup>۳</sup>. force controlled

-نیروی محوری در ستونها

-لنگر خمشی در ستونهایی که نیروی محوری فشاری از نصف ظرفیت فشاری بیشتر شود.

### ۲-۳-۲- از نظر نوع شکل پذیری:

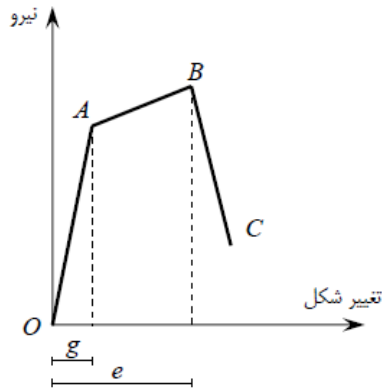
رفتار اجزای سازه با توجه به نوع تلاش داخلی آن ها و منحنی نیرو - تغییر شکل حاصله به صورت کنترل شونده توسط تغییر شکل و یا کنترل شونده توسط نیرو می باشد. منحنی نیرو - تغییر شکل مطابق شکل های (۱-۲) تا (۳-۲) می تواند بیانگر رفتار شکل پذیر، نیمه شکل پذیر یا ترد باشد. در رفتار شکل پذیر، منحنی نیرو - تغییر شکل مطابق شکل (۱-۲) دارای چهار قسمت است. در قسمت اول (شاخه OA) رفتار ارتجاعی خطی است. در قسمت دوم ( شاخه AB) رفتار خمیری با امکان سخت شوندگی است. در قسمت سوم ( شاخه BC) مقاومت به شدت کاهش می یابد. اما به طور کلی از بین نمی رود و در قسمت چهارم ( شاخه CD) رفتار مجدداً خمیری اما نرم شونده است. در صورتی که نسبت تغییر شکل متناظر با آستانه کاهش مقاومت به تغییر شکل حد خطی  $e/g$  شکل (۱-۲) بزرگ تر از ۲ باشد اعضای اصلی کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب می شود اما اعضای غیر اصلی با هر نسبت  $e/g$  کنترل شونده توسط تغییر مکان هستند.



شکل ۱-۲. منحنی رفتار عضو شکل پذیر

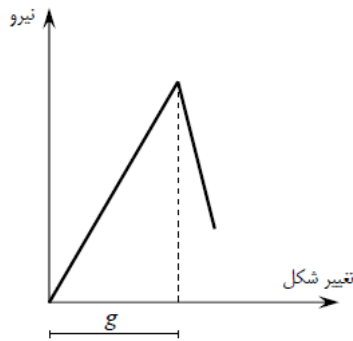
در رفتار نیمه شکل پذیر منحنی نیرو - تغییر شکل مطابق شکل (۲-۲) دارای سه قسمت است. در قسمت اول (شاخه OA) رفتار ارتجاعی خطی است و در قسمت دوم ( شاخه AB) رفتار خمیری کامل یا خمیری با امکان سخت شوندگی است و در قسمت سوم ( شاخه BC) مقاومت به شدت کاهش

یافته و به صفر می‌رسد. برای آن که اعضای اصلی یا غیر اصلی با رفتار فوق، کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شوند باید تغییر شکل نظر آستانه کاهش مقاومت بیش از دو برابر تغییر شکل حد خطی باشد.  $e/g > 2$



شکل ۲-۲. منحنی رفتار عضو نیمه شکل پذیر

در رفتار ترد منحنی نیرو - تغییر شکل مطابق شکل (۳-۲) دارای یک قسمت ارتجاعی خطی است که پس از آن مقاومت به شدت کاهش یافته و به صفر میرسد. اعضای اصلی و غیر اصلی با رفتاری مطابق شکل (۳-۲) کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شوند.



شکل ۳-۲. منحنی رفتار ترد

## ۲-۴- مقاومت مصالح

مقاومت مورد انتظار مصالح به صورت حاصلضرب مقادیر کرانه پایین مقاومت مصالح در ضریب ۱/۱،  $F_{ye} = 2640 \text{ kg/cm}^2$  در نظر گرفته می‌شود.



## ۲-۵- اعضای اصلی و غیر اصلی :

اعضای سازه ای که در سختی جانبی و یا توزیع نیروها در سازه موثر بوده و یا در اثر تغییر مکان جانبی سازه تحت تاثیر نیرو قرار میگیرند به دو گروه اصلی و غیر اصلی تقسیم می شوند. اعضای اصلی اعضایی هستند که برای مقابله با فرو ریزش ساختمان در اثر زلزله در نظر گرفته شده اند. سایر اعضایی که برای تحمل بار جانبی در مقایسه با اعضای اصلی در نظر گرفته نشده اند به عنوان اعضای غیر اصلی شناخته می شوند. این اعضا حتی ممکن است تحت تاثیر بار جانبی قرار گیرند. اعضای اصلی باید برای نیروها و تغییر شکل های ناشی از زلزله در ترکیب با بار ثقلی و اعضا غیر اصلی باید برای تغییر شکل های ناشی از زلزله در ترکیب با آثار بار ثقلی ارزیابی شوند. در طبقه بندی اعضای ساختمان به دو گروه اصلی و غیر اصلی نکات زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

۱- در تحلیل های خطی فقط سختی و مقاومت اعضای اصلی منظور می گردد. چنان چه سختی اعضای غیر اصلی از ۲۵٪ جمع سختی اعضای اصلی تجاوز کند باید تعدادی از آنها را جزء اعضای اصلی محسوب نمود تا آن جا که این نسبت از ۲۵٪ کمتر شود.

۲- دسته بندی اعضای اصلی و فرعی نباید به نحوی انجام شود که ساختمان نامنظم به منظم تبدیل شود. در تحلیل های غیر خطی، سختی و مقاومت هر دو گروه اعضای اصلی و غیر اصلی و هم چنین اثرات کاهندگی باید در مدلسازی وارد شود.

## ۲-۶- سطوح عملکرد ساختمان:

سطوح عملکرد ساختمان بر مبنای عملکرد اجزای سازه ای و غیرسازه ای تعریف شده و به اختصار با یک شماره برای عملکرد اجزای ساختمان و یک حرف برای عملکرد اجزای غیر سازه ای نشان داده می شود. [ ۱ ]

## ۲-۶-۱- سطوح عملکرد اجزای سازه ای:

سطوح عملکرد اجزای سازه ای شامل سه سطح عملکرد ذیل می باشد (FEMA 360):

۱ - سطح عملکرد ۱ : قابلیت استفاده بی وقفه<sup>۱</sup> (IO)

۲ - سطح عملکرد ۳ : ایمنی جانی<sup>۲</sup> (LS)

۳ - سطح عملکرد ۵ : آستانه فروریزش<sup>۳</sup> (CP)

قابلیت استفاده بی وقفه در اجزای سازه ای به سطح عملکردی اطلاق میشود، که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله مقاومت و سختی اجزای سازه تغییر قابل توجهی نکند و استفاده بی وقفه از آن ممکن باشد.

سطح عملکرد ایمنی جانی در اجزای سازه ای به سطح عملکردی اطلاق می شود، که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی هابه اندازه ای نباشد که منجر به خسارت جانی شود.

سطح عملکرد آستانه فروریزش در اجزای سازه ای به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی گسترده در سازه ایجاد شود اما ساختمان فرو نریزد و تلفات جانی به حداقل برسد.

## ۲-۶-۲- سطوح عملکرد اجزای غیرسازه ای :

سطح عملکرد اجزای غیرسازه ای ساختمان شامل چهار سطح عملکرد به شرح زیر می باشد:

۱ - سطح عملکرد A : خدمت رسانی بی وقفه

۲ - سطح عملکرد B : قابلیت استفاده بی وقفه

۳ - سطح عملکرد C : ایمنی جانی

۴ - سطح عملکرد E : لحاظ نشده

سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه در اجزای غیر سازه ای به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود اجزای غیر سازه ای در اثر زلزله دچار خرابی بسیار جزئی شوند، به گونه ای که

<sup>۱</sup> . Immediate Occupancy Level

<sup>۲</sup> . Life Safety Level

<sup>۳</sup> . Collaps Prevention Level

خدمت رسانی ساختمان به طور پیوسته انجام شود. سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه در اجزای غیر سازه ای به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود اجزای غیر سازه ای در اثر زلزله دچار خرابی جزئی شوند، به گونه ای که پس از زلزله راه های دسترسی و فرار مانند درها، راهروها، پله ها، آسانسورها و روشنایی آن ها مختل نشده و استفاده از ساختمان بی وقفه میسر باشد. سطح عملکرد ایمنی جانی در اجزای غیر سازه ای به سطح عملکردی اطلاق می شود که پیش بینی شود خرابی اجزای غیر سازه ای در اثر زلزله خطر جدی برای جان ساکنین به وجود نیارد. چنانچه برای عملکرد اجزای غیر سازه ای سطح عملکرد خاصی انتخاب نشده باشد، سطح عملکرد اجزای غیر سازه ای لحاظ نشده نامیده می شود.

## ۲-۷- سطوح عملکرد کل ساختمان

سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه (1-A) : ساختمانی دارای سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد ۱ ( قابلیت استفاده بی وقفه ) و اجزای غیر سازه ای آن دارای سطح عملکرد A ( خدمت رسانی بی وقفه ) باشند.

سطح عملکرد خدمت رسانی بی وقفه (1-B) : ساختمانی دارای سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد ۱ ( قابلیت استفاده بی وقفه ) و اجزای غیر سازه ای آن دارای سطح عملکرد B (قابلیت استفاده بی وقفه) باشند.

سطح عملکرد ایمنی جانی (3-C) : ساختمانی دارای سطح عملکرد ایمنی جانی است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد ۳ (ایمنی جانی) و اجزای غیر سازه ای آن دارای سطح عملکرد C (ایمنی جانی) باشند.

سطح عملکرد آستانه فروریزش (5-E) : ساختمانی دارای سطح عملکرد آستانه فروریزش است که اجزای سازه ای آن دارای سطح عملکرد ۵ (آستانه فروریزش) باشند. در این حالت محدودیتی برای سطح عملکرد اجزای غیر سازه ای وجود ندارد ( سطح عملکرد لحاظ نشده E)

## ۲-۸- ترکیب نتایج تحلیل غیر خطی:

هنگام انجام یک تحلیل غیرخطی، نیروهای زلزله و ثقلی بطور هم زمان در مدل وجود داشته و بر سازه وارد می شوند. بنابراین جمع زدن نتایج تحلیل تحت بارهای زلزله و ثقلی مطرح نخواهد بود. در ترکیبات بارگذاری، اثرات بارهای ثقلی فقط یک بار در نظر گرفته می شود بدین ترتیب ترکیب بارهای لازم برای نتایج تحلیل غیرخطی، حاصل جمع نیروهای داخلی اعضا را می باشد و برای ارزیابی اعضا تحت تلاشهای کنترل شونده توسط نیرو بکار میرود. چنانچه تحلیل سازه به روش غیرخطی انجام گرفته باشد، ارزیابی آن نیز به صورت غیرخطی خواهد بود. در این ارزیابی، برای تلاشهای کنترل شونده توسط تغییرشکل، باید میزان تغییرشکل های خمیری عضو و برای تلاش های کنترل شونده توسط نیرو، باید ظرفیت مقاطع در برابر نیروهای داخلی موجود کنترل شوند.

## ۲-۹- ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی

در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی، حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی  $Q_G$  باید از روابط زیر محاسبه شود:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (۱-۲)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (۲-۲)$$

که در آن  $Q_D$  بار مرده و  $Q_L$  بار زنده موثر می باشد. در هنگام ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی یک ساختمان، هر دو رابطه فوق می بایست در ترکیب با بار جانبی بکار روند، اما در این پایان نامه که هدف بهینه یابی قاب بوده و در فرآیند بهینه یابی در واقع یک مقایسه بین قابهای مختلف صورت گرفته و تنها کافیست شرایط برای همه قاب ها یکسان باشد و همچنین با توجه به این که برای هر قاب تنها یک ضریب رفتار محاسبه می شود، تنها از حد بالای بار ثقلی مطابق رابطه (۱-۲) در ترکیب با یک الگوی بار جانبی استفاده شده است.

## ۲-۱۰- ظرفیت اجزاء در روش غیر خطی:

هنگامی که از روشهای غیر خطی استفاده می شود، ظرفیت اجزای کنترل شونده توسط تغییر شکل باید بر اساس تغییر شکل های غیر خطی مجاز تعیین شود و ظرفیت اجزای کنترل شونده توسط نیرو

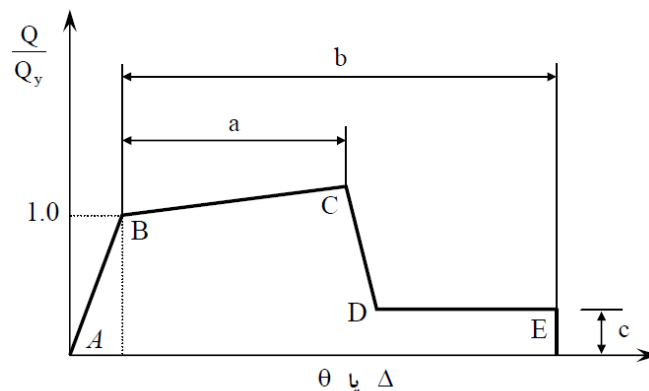
باید برابر کرانه پایین ظرفیت در نظر گرفته شود. ( FEMA, 360 ) کرانه پایین ظرفیت اجزا ( $Q_{CL}$ ) با استفاده از کرانه پایین مقاومت مصالح محاسبه می شود.  $K$  ضریب آگاهی می باشد که با توجه به FEMA360 با فرض بهسازی مطلوب برای هر نوع تحلیل برابر ۱ در نظر گرفته می شود.

جدول (۱-۲) اطلاعات لازم برای محاسبات ظرفیت اجزای سازه در تحلیل غیر خطی

پارامتر	کنترل شونده توسط تغییر شکل	کنترل شونده توسط نیرو
ظرفیت تغییر شکل اجزای موجود	حد تغییر شکل $K \times$	---
ظرفیت تغییر شکل اجزای جدید	حد تغییر شکل	---
ظرفیت باربری اجزای موجود	---	$K \times Q_{CL}$
ظرفیت باربری اجزای جدید	---	$Q_{CL}$

## ۲-۱۰-۱- معیار پذیرش سازه های فولادی

معیار پذیرش برای اعضای فولادی بر اساس نمودار بار-جابجایی در FEMA-360 آورده شده است. مقادیر  $a, b, c$  بر اساس جدول ارائه شده در آیین نامه بهسازی لرزه ای برای تیر و ستون برای سازه های فولادی و مهاربندها در نظر گرفته شده است.



شکل ۲-۴. نمودار بار-جابجایی

## ۲-۱۰-۱-۱-لنگر خمشی در تیرهای فولادی:

در تیرها با توجه به اینکه نیروی محوری ناچیز است و تحت اثر لنگر خمشی قرار دارند، با عملکرد رفتاری کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته می شوند. ظرفیت خمشی مورد انتظار مقطع بر اساس رابطه زیر بیان میشود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye} \quad (۳-۲)$$

$Z$  اساس مقطع پلاستیک می باشد. بر اساس FEMA356 مشخصات مورد انتظار مصالح برابر است با

$$F_{ye} = 1.1F_y \quad (۴-۲)$$

$$F_{ue} = 1.1F_u \quad (۵-۲)$$

## ۲-۱۰-۱-۲-نیروی محوری فشاری در ستونهای فولادی:

نیروی محوری فشاری در ستونها کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته می شود. در ستونهای تحت نیروی فشاری ولنگر خمشی باید رابطه زیر کنترل شود:

- در ستونها اگر  $\frac{P}{P_{CL}} < 0.5$  باشد، تلاش خمشی همراه با نیروی محوری کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته می شود.

- در ستونها اگر  $\frac{P}{P_{CL}} < 0.5$  باشد، تلاش خمشی همراه با نیروی محوری کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته می شود.

$$P_{CL} = 1.7F_b A \quad (۶-۲)$$

$P_{CL}$  کوچکترین مقدار ناشی از کماتش ستون  $P$  نیروی محوری ستون در تغییر مکان هدف [۱]

$F_b$  تنش مجاز فشاری با قرار دادن  $F_{ye}$  به جای  $F_y$  در رابطه محاسبه تنش مجاز فشاری است.

## ۲-۱۰-۱-۳- نیروی محوری فشاری و کششی در مهار بندها:

کشش و فشار محوری در مهار بندها کنترل شونده توسط تغییر شکل است نیروی حد جاری شدن

مساوی مقاومت پس ماند پس از کمانش فرض می گردد. [۲]

### مهار بند تحت فشار :

مقاومت مورد انتظار مهاربند تحت اثر فشار برابر است با :

$$P_{CL} = 1.7BF_b A \quad (7-2)$$

$$B = \frac{1}{\left(1 + \frac{kl/r}{2C_c}\right)} \quad (8-2)$$

### مهاربند تحت کشش:

مقاومت مورد انتظار مهاربند تحت اثر کشش برابر است با :

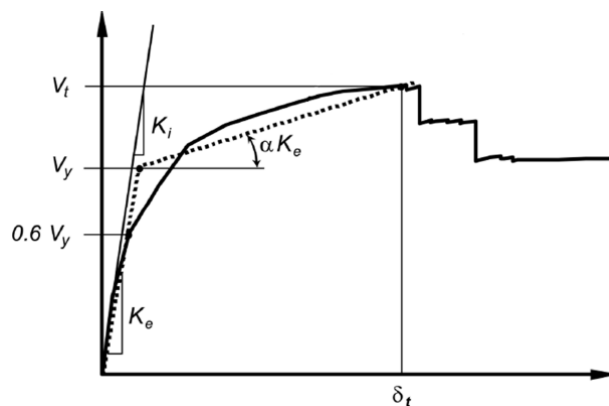
$$T_{CE} = F_{ye} A \quad (9-2)$$

## ۲-۱۱- مدل رفتار دو خطی نیرو- تغییر مکان سازه:

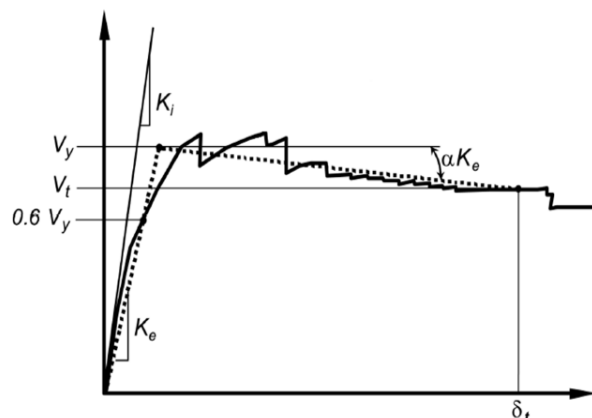
رفتار غیر خطی سازه که ارتباط بین برش پایه و تغییر مکان نقطه کنترل را مشخص می نماید، می

بایست مطابق اشکال (۲-۵) و (۲-۶) به منظور محاسبه سختی جانبی موثر  $K_e$  و برش تسلیم موثر  $V_y$  با

یک مدل رفتار دو خطی ساده جایگزین شود.



شکل ۲-۵. منحنی پوش اور و منحنی ساده شده آن با سختی پس از تسلیم مثبت



شکل ۲-۶. منحنی پوش اورو منحنی ساده شده آن با سختی پس از تسلیم منفی

برای ساده سازی مدل رفتار غیرخطی، می بایست سطح زیرمنحنی مدل رفتار دو خطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی باشد و پاره خط نخست منحنی دو خطی، در نقطه  $0.6V_Y$  منحنی رفتار غیرخطی را قطع نماید. در این صورت نیروی متناظر محل تقاطع دو پاره خط منحنی دو خطی، برش تسلیم موثر ( $V_Y$ ) بوده و شیب پاره خط نخست در منحنی دو خطی، بیان گر سختی جانبی موثر ( $K_e$ ) می باشد.

در مدل ساده شده باید دقت شود که  $V_Y$  بزرگتر از بیشینه برش پایه در منحنی رفتار غیرخطی نشود. همچنین شکل (۲-۵) مربوط به سازه هایی است که پس از تسلیم دارای سختی مثبت می باشند و منحنی ۲-۶ مربوط به سازه هایی است که پس از تسلیم دارای سختی منفی می باشند [۱].



فصل اول

فصل دوم

فصل سوم تحلیل استاتیکی غیر  
خطی و محاسبه ضریب رفتار سازه



فصل چهارم

فصل پنجم

فصل ششم

فصل هفتم

فصل هشتم

عملکرد صحیح لرزه ای یک سازه مستلزم آن است که مقاومت قابل دسترسی و ظرفیت های تغییر شکل اعضا بیش از نیازهای تحمیل شده به سازه بر اثر زمین لرزه باشد. با توجه به رفتار سازه در زمان وقوع زمین لرزه، ارزیابی عملکرد دقیق آن باید توسط تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی و با استفاده از زمین لرزه های منتخب صورت گیرد. با ورود سازه به حیطه رفتار غیر خطی تحت اثر زلزله، جابجایی ها نسبت به نیروها توصیف بهتری از پاسخ سازه ارائه داده و با محدود کردن تغییر مکانها به جای نیروها، سطح تخریب سازه به طرز موثرتری کنترل می شود. تغییر نگرش از طراحی بر اساس نیرو به سمت طراحی بر مبنای رفتار و عملکرد سازه، روش جدیدی را در زمینه طراحی به وجود آورده است که اصطلاحاً طراحی بر اساس عملکرد نامیده میشود. طراحی بر اساس عملکرد بر مبنای طراحی در حالات حدی می باشد. برای دستیابی به ظرفیت سازه در آن سوی محدوده الاستیک احتیاج به استفاده از تحلیل های غیر خطی میباشد تخمین نیازهای لرزه ای در سطوح عملکردی پائین مانند ایمنی جانی و جلوگیری از خرابی کلیه سازه، نیازمند ملاحظات گسترده رفتار غیر الاستیک سازه است.

### ۳-۲ تحلیل غیر خطی

منظور از تحلیل غیر خطی، تحلیل سازه با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی اجزاء آن به دلیل رفتار غیر خطی مصالح، ترک خوردگی و اثرات غیر خطی هندسی می باشد. در روشهای تحلیل غیر خطی مفصلهای خمیری در نقاط حداکثر لنگرهای ناشی از بارهای ثقلی پیش بینی شده و تحلیل مدل سازه بر این اساس انجام می شود. پس از تحلیل با استفاده از نتایج حاصل باید دیاگرام لنگر خمشی عضو مجدداً ترسیم شده و محل تشکیل مفصلهای خمیری کنترل شود. برای این منظور مشابه روشهای خطی، دیاگرام لنگر از جمع دیاگرام لنگر بارهای ثقلی و لنگر حاصل از تحلیل تحت بار جانبی زلزله (برخلاف روشهای خطی که لنگر متناظر با ظرفیت مورد انتظار عضو در دو انتها قرار داده می شود) بدست می آید و باید با ظرفیت مورد انتظار از عضو در تمام طول مقایسه گردد. چنانچه موقعیت پیش

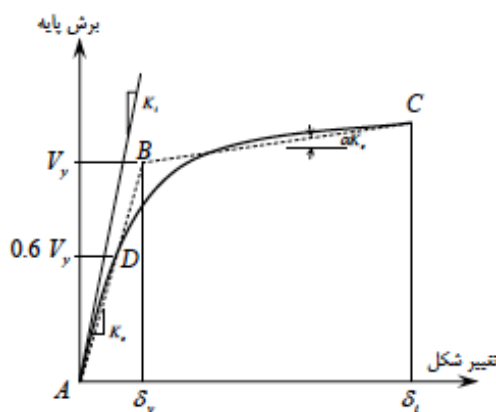
بینی شده برای مفصل خمیری صحیح نباشد لازم است تحلیل سازه مجدداً و با اصلاح موقعیت مفصل خمیری انجام شود.

### ۳-۳- تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش اور)<sup>۱</sup>

آنالیز پوش اور یک تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت اثر بارهای جانبی فزاینده است. هدف از تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده، برآورد رفتار مورد انتظار یک سیستم سازه ای به کمک تخمین مقاومت و تغییرشکل مورد نیاز، به وسیله انجام یک تحلیل استاتیکی غیر خطی با در نظر گرفتن زلزله های طراحی و پس از آن مقایسه مقادیر مورد نیاز با ظرفیت های موجود در سطح رفتاری یا عملکردی مورد نظر است. این برآورد بر اساس شناسایی پارامترهای مهم رفتاری شامل تغییر مکان جانبی، تغییر شکل های نسبی اعضاء و اتصالات و ... خواهد بود. روشهای تحلیلی که در طراحی بر اساس عملکرد و بهسازی لرزه ای سازه ها مطرح می شوند، عمدتاً بر مبنای آنالیز استاتیکی غیر خطی می باشند. دلیل استفاده از این نوع آنالیز، سرعت بالای انجام آن، سادگی تفسیر نتایج و دقت قابل قبول آن می باشد. این در حالی است که تحلیل های پیچیده بجز در موارد خیلی خاص و یا با فرض وجود اطلاعات کافی برای نشان دادن رفتار صحیح سیکلی بار، تغییر شکل اعضاء سازه ای از نظر اقتصادی توجیه پذیر نمی باشد. این روش به صورت یک سری تحلیل گام به گام می باشد. در هر گام از این تحلیل، کاهش سختی اعضاء در اثر ایجاد مفاصل پلاستیک بر اثر بارگذاری در تحلیل گام بعدی در نظر گرفته می شود. در این روش بار جانبی ناشی از زلزله با یک الگوی بار مشخص، استاتیک و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می شود تا آنجا که تغییر مکان نقطه کنترل (مرکز جرم طبقه بام) تحت بار جانبی به مقدار مشخصی که تغییر مکان هدف نامیده می شود، برسد و یا اینکه سازه فرو بریزد. سپس تغییرشکل ها و نیروهای ایجاد شده در اعضاء با معیارهای پذیرش آنها در سطوح عملکردی مختلف مقایسه و سطح عملکرد سازه و اجزای سازه ای تعیین می شود. در واقع تغییر مکان هدف نشان دهنده تقاضای تغییر مکانی زلزله مورد انتظار می باشد. یکی از مهمترین نتایج این تحلیل تعیین نمودار بار-

<sup>۱</sup> push over

تغییر مکان یا منحنی ظرفیت است که با مشخص کردن نیروی برش پایه<sup>۱</sup> و تغییر مکان جانبی بالاترین سطح سازه (بام)<sup>۲</sup> در هر گام و رسم این دو پارامتر در مقابل هم بدست می آید که به منحنی پوش اور معروف میباشد. شکل (۱-۳) این منحنی را نشان می دهد.



شکل ۱-۳. نمودار برش پایه و تغییر مکان جانبی (منحنی پوش آور)

### ۱-۳-۳ فرضیات روش تحلیل استاتیکی غیر خطی:

در تحلیل پوش اور، هم توزیع نیرو و هم جابه جایی هدف با فرض آنکه پاسخ سازه با مد اول کنترل می شود و شکل مدی پس از تسلیم سازه تغییر نمیکند بنا نهاده شده است. با توجه به اینکه پس از آنکه سازه تسلیم می شود هر دو فرض فوق تقریبی هستند، اما تحقیقات به تخمین های خوبی از نیازهای لرزه ای منجر شده اند. اگر چه چنین تخمین های خوبی از نیازهای لرزه ای عمدتاً به سازه هایی با ارتفاع کوتاه یا متوسط محدود می شود که در آنها خاصیت غیر الاستیک در تمامی ارتفاع سازه توزیع می شود.

### ۲-۳-۳ مزایا و معایب روش استاتیکی غیر خطی<sup>۳</sup>:

در روش تحلیل استاتیکی غیر خطی، بار جانبی به تدریج افزایش داده می شود تا آنجا که تغییر مکان در نقطه معینی از حد مورد نظر فراتر رود. در هنگام افزایش بار جانبی تغییر شکلها و نیروهای داخلی

<sup>۱</sup>. Base Shear

<sup>۲</sup>. Displacement Roof

<sup>۳</sup>. Nonlinear static analysis

بطور مداوم تحت نظر قرار می گیرد. این روش مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی است با این تفاوت که :

۱- رفتار غیر خطی تک تک اعضا و اجزاء سازه در تحلیل وارد می گردد.

۲- اثر زلزله به جای اعمال بار مشخص، بر حسب تغییر شکل برآورد می گردد.

در اغلب پژوهش های به انجام رسیده، به منظور تخمین دقت نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی، از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی استفاده شده است. در این پژوهش ها تحلیل استاتیکی غیر خطی فقط بر مبنای مود اول نوسان سازه می باشد. این موضوع موجب کاهش دقت نتایج بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیر خطی، بویژه برای سازه های بلند(که اثرات موده های بالاتر حائز اهمیت است)، می شود.

درعین حال روش های تحلیل استاتیکی غیرخطی باتوجه به سرعت بالای انجام این تحلیل ها و سادگی تفسیرنتایج درمقایسه باروش های تحلیل دینامیکی غیرخطی به سرعت موردقبال مهندسان واقع شده است.

### ۳-۳-۳ فرایند تحلیل استاتیکی غیر خطی در نرم افزار:

برای محاسبه نیازهای لرزه ای به روش استاتیکی غیرخطی، سازه تحت یک بارگذاری جانبی منطبق بر الگوی توزیع بار آیین نامه مورد استفاده، تا زمانی که تغییر مکان جانبی به مقدار متناظر آن برسد مورد بررسی قرار میگیرد (برای نمونه در FEMA273 سازه تحت بارگذاری جانبی با توزیع ثابت در ارتفاع که به صورت یکنواخت به منظور رسیدن به یک جابه جایی هدف از پیش تعیین شده افزایش می یابد).

برآورد نیاز های لرزه ای سازه ها در این روش به وسیله تعیین نقطه عملکرد انجام می شود. نقطه عملکرد در این روش ها همان جابه جایی بام است. نیروها، تغییر مکان ها و تلاش های داخلی همگی در این نقطه محاسبه می شوند. تعیین این جابه جایی بر اساس تعیین جابه جایی غیر خطی سیستم یک درجه آزادی معادل انجام می شود.

مطابق ضوابط نشریه شماره ۳۶۰، نرم افزار بصورت اتوماتیک یکی از نقاط طبقه آخر سازه (بدون در نظر گرفتن خرپشته) را به عنوان نقطه کنترل در نظر می گیرد و حداکثر تغییر مکان جانبی حدوداً برابر ۲٪ ارتفاع سازه را مبنای آنالیز فرض می کند، مگر اینکه مهندس طراح تغییر مکان جانبی بیشتری را مد نظر داشته باشد که بستگی به این دارد که سازه قابلیت رسیدن به تغییر مکان مورد نظر را داشته باشد.

### ۳-۴ توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییر شکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. به همین جهت برای مقاصد ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی لرزه ای یک ساختمان، می بایست حداقل دو نوع توزیع بار جانبی بر روی سازه اعمال شود. توزیع نوع اول شامل موارد زیر می باشد:

۱- توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی معادل مطابق رابطه (۳-۱). از این توزیع هنگامی می توان استفاده نمود که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در مود ارتعاشی اول در جهت مورد نظر مشارکت کند. در صورت انتخاب این نوع توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یکنواخت انتخاب شود.

$F_x$  نیروی جانبی زلزله وارد به هر طبقه از روابط زیر محاسبه می گردد.

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (۱-۳)$$

$$F_x = C_{vx} V \quad (۲-۳)$$

در روابط  $C_{vx}$  ضریب زلزله طبقه  $x$  ام،  $w_x$  وزن طبقه  $x$  ام،  $h_x$  ارتفاع طبقه  $x$  ام از روی تراز پایه،  $h_i$  ارتفاع هر طبقه از تراز پایه و  $w_i$  وزن هر طبقه و مقدار  $k$  از رابطه (۳-۳) محاسبه می شود.

$$k = 0.5T + 0.75 \quad (۳-۳)$$

$$T = 0.08h^{3/4} \quad (۴-۳)$$

برای زمان تناوب اصلی  $T$  کمتر از  $0/5$  ثانیه مقدار  $k$  برابر یک و برای زمان تناوب اصلی  $T$  بزرگتر از  $2/5$  ثانیه مقدار  $k$  برابر ۲ انتخاب می شود.

۲- توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت مورد نظر، از این توزیع زمانی می توان استفاده نمود که حداقل  $75\%$  جرم سازه در این مود مشارکت کند.

۳- توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی، برای این منظور تعداد موده‌های ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شود که حداقل  $90\%$  جرم سازه در تحلیل مشارکت کند.

به عنوان توزیع نوع دوم باید بار جانبی به یکی از دو روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود.

۱- توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می شود.

۲- توزیع متغیر که در آن توزیع بار جانبی بر حسب وضعیت رفتار غیرخطی مدل سازه در هر گام افزایش بار با استفاده از یک روش معتبر تغییر داده می شود. بار جانبی که به ترتیب فوق انتخاب می شود باید جداگانه در دو جهت مثبت و منفی به سازه وارد شود و رابطه بین برش پایه و تغییر مکان مرکز جرم بام باید برای هر گام افزایش نیروهای جانبی تا رسیدن به تغییر مکانی حداقل  $1/5$  برابر تغییر مکان هدف ثبت شود.

در این پایان نامه از الگوی متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی معادل، جهت اعمال بار جانبی استفاده می شود و با توجه به توضیحات بند ۳-۴، استفاده از یک الگوی بار جهت انجام فرآیند بهینه یابی در این پایان نامه، کافی فرض شده است. [۱]

### ۳-۵- تحلیل استاتیکی غیر خطی

در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می شود تا آنجا که تغییر مکان مرکز جرم بام تحت اثر بار جانبی، به مقدار مشخص (تغییر مکان هدف) برسد و یا سازه فرو ریزد.

### ۳-۵-۱- معایب تحلیل پوش اور:

- آنالیز پوش اور نمی تواند مقادیر تجمعی پاسخ را بدست آورد. به طورمثال انرژی تلف شده در زمان تسلیم تحت زلزله بازای چرخش تجمعی یک مفصل پلاستیک. این در واقع یک محدودیت تحلیل پوش اور می باشد.

- در سازه های بلندکه موده های دوم و سوم تاثیر زیادی در منظور نمودن رفتار سازه دارند، فرض استفاده از مود اول نمی تواند از دقت بالایی برخوردار باشد.

- تحلیل پوش اور همچنان براساس نیرواست و دلیل آن نبود توانایی این روش بر پایه جابه جایی در لحاظ کردن ضعف های سازه ای مهم از قبیل نامنظمی در مقاومت است. با این وجود از نظر تئوری اعمال توزیع هایی بر مبنای جابه جایی بسیار اهمیت دارد، چون عامل جابه جایی ارتباط بهتری با آسیب پذیری سازه ای دارد.

- فقط اثر بارهای لرزه ای افقی در نظر گرفته می شود. اثر مؤلفه قائم بارگذاری لرزه ای که در بعضی از موارد اهمیت زیادی دارد، نادیده گرفته می شود.

- به دلیل حرکت رفت و برگشتی زلزله تغییر رفتار غیر خطی اجزا سازه مستقیما منظور نمی شود. زیرا در این روش فقط یک چهارم دوره تناوب ارتعاشی بررسی می گردد. به این ترتیب ممکن است محاسبه نیروها و بر آورد تغییر شکل خمیری با خطا انجام شود خصوصا زمانی که به دلیل افزایش تغییر شکل خمیری اثر موده های بالاتر قابل توجه شود.

### ۳-۵-۲- نمودار بار-تغییر مکان، کنترل تحلیل پوش اور:

سطوح عملکرد را می توان طبق "FEMA 273(1997)" بر اساس تغییر مکانهای استاندارد تعریف کرد. تغییر مکان بام در سطوح عملکرد IO، برابر ۰/۷٪ ارتفاع ساختمان و در سطح LS، برابر ۲/۵٪ ارتفاع ساختمان و در سطح CP، ۵٪ ارتفاع ساختمان در نظر گرفته می شود. کنترل تغییر مکان در تحلیل پوش اور ضروری نمی باشد زیرا به کمک طیف شتاب Sa بزرگی نیروی زلزله مشخص می شود ولی کنترل نیرو به منظور بررسی لرزه ای و سطحی از بارگذاری زلزله در تحلیل پوش اور ضروری



میباشد. دو روش آنالیز برای تحلیل پوش اور وجود دارد که عبارتند از : روش کنترل تغییر مکان، روش کنترل نیرو.

در روش کنترل تغییر مکان، تحلیل پوش اور زمانی خاتمه می یابد که تغییر مکان نقطه بام به تغییر مکان هدف برسد و در روش کنترل نیرو، تحلیل پوش اور زمانی خاتمه می یابد که برش پایه به ماکزیمم برش پایه طراحی رسیده باشد. گوپتا و کانات<sup>۱</sup> (2000) بیان کردند که در روش کنترل نیرو (تحلیل مبنی بر طیف) نیاز لرزه ای را زمانی می توان پیش بینی کرد که طیف پاسخ در محل دقیق زمین لرزه بدست آمده باشد و طراحی قابل قبول، طراحی است که از روش کنترل نیرو تحلیل پوش اور انجام شود و به وسیله روش کنترل تغییر مکان این طراحی اثبات شود. روش کنترل تغییر مکان بیشتر مناسب تحلیل بر اساس عملکرد در ساختمان می باشد و در روش کنترل نیرو تحلیل بر اساس برش پایه طراحی می باشد. [۳]

### ۳-۵-۳- بارهای لرزه ای در تحلیل پوش اور:

برش پایه طراحی و نیروی زلزله رامیتوان برای احتمال زلزله مشخص شده بوسیله محاسبه خصوصیات دینامیکی سازه (فرکانس طبیعی و عادی) و ضریب شکل پذیری بدست آمده تعیین نمود. شدت حرکت زمین در جهت افقی به کمک طیف پاسخ شتاب تعریف می شود، که به مجموع نیروی برشی افقی در جهت جانبی ساختمان تبدیل میشود. این نیروی برشی به کمک رابطه زیر تعریف میشود :

$$\mu = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta y} \quad (5-3)$$

$\Delta_{\max}$  تغییر مکان ماکزیمم طبقه

$\Delta y$  تغییر مکان در مرحله تسلیم

$$W = \sum_{x=1}^n w_x \quad (6-3)$$

$$V = \frac{S_a}{g} W \quad (7-3)$$

<sup>1</sup> . Gupta ,Kunnath

با فرض میرایی سازه به مقدار ۵ درصد پریود الاستیک سازه را می توان از

رابطه زیر بدست آورید.

$$T_e = 2\pi \left[ \frac{\sum_{s=1}^{ns} m_s v_s^2}{\sum_{s=1}^{ns} m_s v_s} \right]^{0.5} \quad (۳-۸)$$

$m_s$  جرم طبقه S ام ،  $v_s$  تغییر مکان جانبی طبقه S ام ،  $T_e$  پریود موثر سازه

### ۳-۶- مراحل گام به گام تحلیل پوش اور :

مراحل گام به گام تحلیل پوش اور به صورت زیراست :

۱. ایجاد مدل سازه

۲. وارد کردن بار ثقلی و تعیین جابه جایی و نیروهای اعضاء تحت آن بار

۳. اعمال بار جانبی تا جایی که یک تسلیم اتفاق بیافتد.

۴. تعیین جابه جایی و نیروی اعضاء در این لحظه

۵. اصلاح سختی سازه برای نشان دادن تسلیم

رفتن به گام ۳ و تا رسیدن به بار یا جابه جایی موردنظر، تحلیل را ادامه دهیم .

اولین گام در تحلیل پوش اور، وارد کردن بار ثقلی میباشد. بسار بعید است تحت این بار، سازه تسلیم

شود البته بار ثقلی در نحوه و محل ایجاد مفاصل پلاستیک و ترتیب و توالی آن تحت بار جانبی اثر

دارد. همچنین به علت تغییر شکل ناشی از بار جانبی، اثر  $P-\Delta$  ایجاد می شود. پتانسیل مقطع با

مفصل پلاستیک در قاب به صورت اتصال نیمه گیردار عمل می کند. برای رسیدن به الگوریتم تحلیل

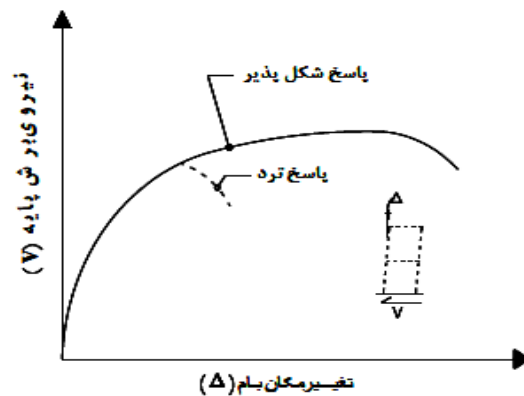
پوش اور نیاز به تعریف یکسری پارامترهای عددی می باشیم.

### ۳-۷- پاسخ نیرو - تغییر مکان سازه ها :

یک ارتباط کلی نیرو- تغییر مکان برای یک قاب سازه ای در شکل (۳-۲) نشان داده شده است. این

رابطه پاسخ قاب سازه ای را برای افزایش یکنواخت تغییر مکان ها تشریح میکند. برای هدف طراحی،

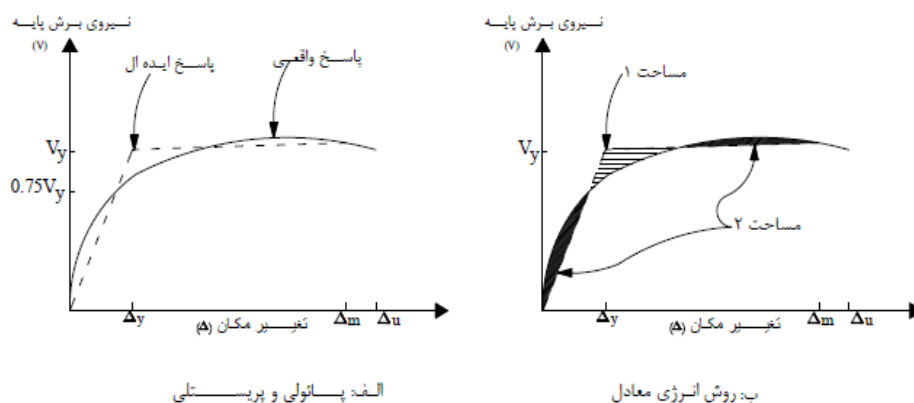
این رابطه غیر خطی اغلب توسط یک رابطه دوخطی ایده آل تقریب زده می شود. دونوع تقریب دو خطی بطور گسترده برای برآورد نیروها و تغییر مکانهای گسیختگی می توانند استفاده شوند که این دو روش عموماً نتایج مشابهی برای اکثر سیستمهای قابی شکل پذیر بدست می دهند.



شکل ۳-۲. رابطه برش پایه در مقابل تغییر مکان بام

اولین تقریب توسعه یافته برای مشخصه های رابطه بار تغییر- مکان مربوط به عناصر بتنی مسلح است. (پائولی و پریستلی، ۱۹۹۲)، در این روش یک مقاومت گسیختگی  $V_y$  برای قاب فرض می شود. سختی کشسان از نقطه تقاطع منحنی نیرو- تغییر مکان واقعی با نیروی مطابق با  $0.75 V_y$  بدست می آید. تخمین سختی کشسان در شکل (۳-۳ الف) نشان داده شده است.

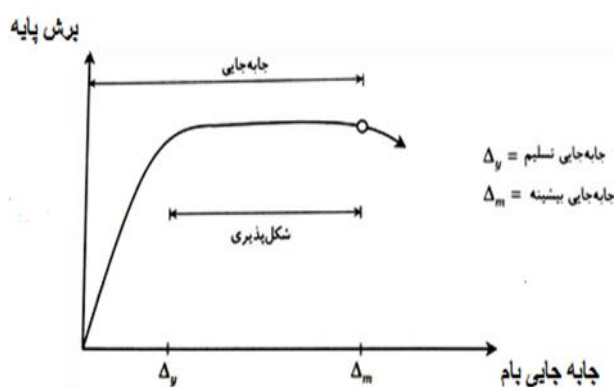
روش دوم استفاده شده برای تقریب رابطه نیرو \_ تغییر مکان یک قاب، عموماً روش انرژی معادل می باشد. این روش فرض میکند که سطح زیر منحنی و سطح زیر خط تقریب برابرند. این تقریب دوخطی در شکل (۳-۳ ب) نشان داده شده است.  $V_y$  نیروی گسیختگی یا جاری شدن،  $\Delta y$  تغییر مکان گسیختگی،  $\Delta_{max}$  تغییر مکان مطابق با حالت حدی یا به عبارتی تغییر مکان ماکزیمم قبل از گسیختگی است. [۴]



شکل ۳-۳. تقریب دوطرفی رابطه نیرو- تغییر مکان

شکل پذیری با توجه به توانایی یک قاب سازه ای در محدوده بعد از حد کشسان برای نیروی قابل توجه مقاوم و جذب انرژی توسط رفتار غیر ارتجاعی، تشکیل میشود. اصلی ترین عامل تاثیر گذار بر ضریب رفتار، ضریب شکل پذیری است. شکل پذیری عبارت است از قابلیت تحمل بار به ازای افزایش تغییر مکان بدون فروریزش سازه ضریب شکل پذیر با توجه به شکل (۳-۴) به صورت رابطه زیر تعریف می شود.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \tag{۳-۹}$$



شکل ۳-۴. ضریب شکل پذیری سازه

### ۳-۸- محاسبه ضریب رفتار سازه $R$

محاسبه ضریب رفتار به عنوان عاملی که در بر گیرنده عملکرد غیر ارتجاعی سازه ها در برابر زلزله های شدید است، کاربرد وسیعی در آیین نامه، جهت تعیین مقاومت ارتجاعی مورد نیاز سازه دارد. هر چه مقدار این ضریب به واقعیت نزدیکتر باشد، تعیین مقاومت مورد نیاز سازه دقیق تر خواهد بود. شناخت دقیق نیازهای لرزه ای یک سازه جهت مقابله با نیروهای زلزله از اهمیت ویژه ای برخوردار است. اصلی ترین نیاز هر سازه مقاومت است که برای جلوگیری از ناپایداری زود هنگام سازه مورد نیاز است. سختی دومین نیاز سازه در برابر اثرات زلزله می باشد. سختی عامل کنترل کننده تخریب در اجزای غیر سازه ای می باشد. هر چه سختی یک سازه بیشتر باشد احتمال آسیب و تخریب اجزای غیر سازه ای آن مانند تیغ بندی، نازک کاری و تاسیسات کمتر خواهد بود. شکل پذیری سومین نیاز سازه هادر برابر زلزله های شدید است و وجود کافی آن مانع از تخریب سازه ای اجزا یا انهدام سازه ها خواهد شد. سه عامل مقاومت، سختی و شکل پذیری، نیازهای لرزه ای غیر ارتجاعی سازه ها در برابر زلزله های شدید می باشد. عامل سختی معمولاً مستقل از دو عامل دیگر تعریف می شود و مقاومت و شکل پذیری کاملاً به هم وابسته می باشند و افزایش مقاومت باعث کاهش شکل پذیری سازه میشود. برای محاسبه و تعیین نیازهای لرزه ای سازه ها در برابر زلزله های شدید، انجام تحلیل غیر ارتجاعی ضروری است.

### ۳-۹- تعریف ضریب رفتار:

از آنجایی که تحلیل و طراحی غیر ارتجاعی سازه ها موضوع پیچیده و وقت گیری است، اکثر آیین نامه ها، تحلیل و طراحی ارتجاعی را با اعمال شرایطی جایگزین تحلیل و طراحی غیر ارتجاعی می کنند بدون این که دقت قابل ملاحظه ای را از دست بدهند. اصلی ترین شرط اعمالی، استفاده از ضریب رفتار است که طراح را از انجام تحلیل غیر ارتجاعی بی نیاز میکند. در حقیقت ضریب رفتار ضریبی است که در برگیرنده عملکرد غیر ارتجاعی سازه ها در برابر زلزله های شدید است و با اعمال آن در طراحی لرزه ای سازه ها، نیاز به تحلیل غیر ارتجاعی از بین می رود بدون این که دقت قابل ملاحظه

ای از دست برود. اگر میزان جذب انرژی در سازه توسط مقاومت ارتجاعی و تغییر شکل غیر ارتجاعی ثابت فرض شود، به کمک ضریب رفتار سهم مقاومت در جذب انرژی از کل انرژی جذب شده تعیین می گردد. [۵]

### ۳-۹-۱- عوامل موثر بر ضریب رفتار :

ضریب رفتار ضریبی است که این امکان را می دهد که به جای استفاده از تحلیل غیر ارتجاعی از تحلیل ارتجاعی استفاده نماییم. لذا تمامی عواملی که در تحلیل غیر ارتجاعی موثر هستند بر ضریب رفتار نیز موثر می باشند. ضریب شکل پذیری، ضریب مقاومت افزون، زمان تناوب، عملکرد موردانتظار از سازه، روش طراحی سازه، نوع سیستم باربرجانبی، نوع مصالح، مشخصات زلزله، مشخصات خاک محل، زمان تناوب پیچشی، میرایی سازه و مدل های ساده شده بار تغییر شکل مصالح از عوامل تاثیرگذار بر ضریب رفتار هستند. [۶]

### ۳-۹-۲- اجزای کلیدی ضریب رفتار سازه $R$ :

در اواسط دهه ۱۹۸۰، سوابق و اطلاعات تحقیقات آزمایشی در دانشگاه برکلی کالیفرنیا برای توسعه روابط برش پایه-تغییرمکان بام مربوط به قابهای بادبندی فولادی و یک فرمول پیش نویس برای ضریب اصلاح پاسخ ارائه شدند. روابط برش پایه-تغییرمکان بام توسط اطلاعات بدست آمده از تست قابهای فولادی بادبندی در دو حالت تحقیق شدندیکی از حالتیهای مربوط به بادبندهای هم محور (برترو یانگ ۱۹۸۶) و دیگری بادبندهای برون محور (ویت تیکر ۱۹۸۷) بودند با استفاده از این اطلاعات، محققان برکلی ضریب  $R$  را وابسته به سه ضریب، ذخیره مقاومت، شکل پذیری و میرایی ویسکوز مطرح کردند:

(۱۰-۳)

$$R = R_{\mu} * R_{\zeta} * R_s$$

در فرمول فوق  $R_s$  ضریب مقاومت  $R_{\mu}$  ضریب شکل پذیری و  $R_{\zeta}$  ضریب میرایی است. با استفاده از اطلاعات مربوط به بیش از چند تست شبیه سازی زلزله، ضریب مقاومت به صورت حداکثر نیروی برش پایه تقسیم بر نیروی برش پایه طراحی در سطح مقاومت محاسبه شد. ضریب شکل پذیری به عنوان

برش پایه برای پاسخ کشسان تقسیم بر حداکثر نیروی برش پایه محاسبه شد و همچنین ضریب میرایی تقریباً برابر واحد در نظر گرفته شد. آیین نامه ها معمولاً یک سری ضریب کاهش نیرو و ضریب افزایش تغییر مکان برای انجام طراحی سازه پیشنهاد می کنند تا به این ترتیب غیر خطی شدن سازه و جذب انرژی در زلزله ملحوظ شود. ضریب کاهش نیرو  $R$  برای تقلیل نیروهای محاسبه شده از طیف طرح ارتجاعی مورد استفاده قرار میگیرد. این ضریب در کتاب آبی در (SEAOC) در سال ۱۹۵۹ با  $K$  نشان داده شده است. در ATC-19 ضریب کاهش نیرو به صورت زیر پیشنهاد شده است:

$$R = \frac{V_e}{V} = \frac{C_e}{C} = R_s * R_{\mu} * R_{\zeta} \quad (11-3)$$

که در آن  $V_e$  و  $C_e$  به ترتیب برش پایه محاسبه شده و ضریب برش پایه ی سازه ارتجاعی و  $V$  برش پایه طرح برای پاسخ غیر ارتجاعی و  $C$  ضریب برش پایه ی طرح آیین نامه است. ضریب اضافه مقاومت  $R_s$  وابسته به پیوند است و برای لحاظ کردن مقاومت افزون سازه در مقایسه با مقاومت طرح است. ضریب اضافه مقاومت عبارت است از خارج قسمت نیروی متناظر حد تسلیم کلی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم خرابی به نیروی متناظر با تشکیل اولین لولای خمیری در سازه که این ضریب بستگی به پارامترهای متفاوتی دارد.  $R_{\mu}$  ضریب شکل پذیری وابسته به تغییر مکان برای لحاظ کردن ظرفیت شکل پذیری سازه در محدوده غیرخطی است.  $R_R$  ضریب مربوط به نامعینی سازه برای لحاظ کردن قابلیت اعتماد سیستم لرزه بر با توجه به تعداد قاب های مقاوم در هر راستای ساختمان است.

### ۳-۹-۳- ضریب کاهش به علت شکل پذیری $R_{\mu}$

ضریب کاهش نیرو به علت شکل پذیری به صورت نسبت جابه جایی ارتجاعی به غیر ارتجاعی برای یک سازه با پیوند اصلی T تعریف میشود. روابط مختلفی توسط نیومارک و هال، ناسار<sup>۱</sup> و همکارانش، و میراندا و فاجفر<sup>۲</sup> برای محاسبه آن ارائه شده است. مطالعات اولیه توسط نیومارک و هال انجام شده است

<sup>۱</sup>.Nassar

<sup>۲</sup>.Miranda and Fajfar

و روابط زیر پیشنهاد شده است:

$$R_{\mu} = 1 \quad T \leq 0.03 \text{ sec} \quad (12-3)$$

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad 0.12 \text{ sec} \leq T \leq 0.5 \text{ sec}$$

$$R_{\mu} = \mu \quad T \geq 1 \text{ sec}$$

### ۳-۹-۴- رابطه ضریب کاهش به علت مقاومت افزون $R_s$

یکی از مهمترین عوامل در تعیین ضریب رفتار مقاومت افزون<sup>۱</sup> می باشد. مقاومت افزون، مقاومت اضافه ای است که سازه ها علاوه بر مقاومت طراحی در مرحله غیر ارتجاعی از خود بروز می دهند. بر اساس آیین نامه های رایج طراحی لرزه ای، سازه ها برای مقاومت ارتجاعی طراحی می شوند در صورتی که تا چندین برابر این نیرو نیز مقاومت دارند که در رفتار غیر ارتجاعی آنها حاصل می گردد. در مرحله غیر ارتجاعی، اعضای سازه وارد مرحله غیر ارتجاعی شده و در آنها مفصل پلاستیک تشکیل می شود. با تشکیل پی در پی مفاصل پلاستیک، سختی کلی سازه کاهش می یابد ولی سازه همچنان قادر به تحمل نیرو خواهد بود. این روند آنقدر ادامه پیدا میکند تا تشکیل مفصل پلاستیک موجب ایجاد مکانیزم گردد ضریب کاهش به علت مقاومت افزون صورت رابطه زیر تعریف میشود:

$$R_s = \frac{V_y}{V_{des}} \quad (13-3)$$

### ۳-۹-۵- رابطه ضریب کاهش به علت درجه نامعینی $R_R$

یک ساختمان در هر راستا از چند ردیف قابهای لرزه بر تشکیل می شود؛ هر چه تعداد ردیف های قاب لرزه بر بیشتر باشد، رفتار لرزه ای مناسب تر خواهد بود. در جدول (۳-۱) مقادیر پیشنهاد شده برای ضریب نامعینی بر حسب تعداد پانل های لرزه ای مقاوم نشان داده شده است.

<sup>۱</sup>. overstrength



جدول ۳-۱. ضریب مربوط به نامعینی  $R_R$

تعداد پانل‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی	ضریب قید اضافی ( $R_R$ )
2	0.71
3	0.86
4	1

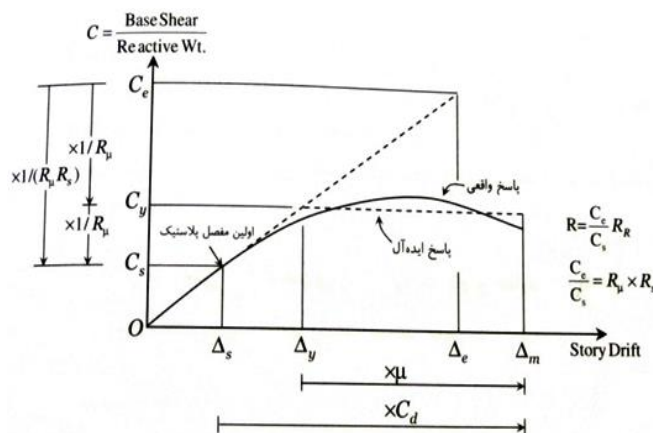
### ۳-۱۰- طراحی به روش حالت حدی یا ضریب بار و مقاومت نهایی

یکی از روش‌های طراحی بصورت حالت حدی یا ضریب افزایش بار-تقلیل ظرفیت است. مقاومت در این حالت ضریب برش پایه ی طرح،  $C_{design}$ ، میتواند مقدار  $C_s$  را به خود اختصاص دهد. در حالت روش حدی رابطه (۳-۱۱) را می توان به صورت زیر نوشت :

$$R_u = \frac{C_e}{C_s} = \frac{C_e}{C_y} * \frac{C_y}{C_s} = R_\mu * R_s \quad (3-14)$$

$R_u$  ضریب رفتار برمبنای روش حالت حدی است. برای مشخص شدن نقش شکل پذیری و اضافه مقاومت در شکل پذیری، ضریب رفتار به صورت زیر نوشته می شود:

بنابر این با داشتن ضرایب  $R_u$  (ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری) و  $R_s$  (ضریب کاهش ناشی از اضافه مقاومت) میتوان ضریب رفتار یک سیستم سازه ای را محاسبه کرد. پارامترهای به کار رفته در رابطه (۳-۱۳) در شکل زیر نشان داده شده است :



شکل ۳-۵. طراحی بر اساس حالت حدی

### ۳-۱۱- طراحی به روش تنش مجاز

در روش طراحی به روش تنش مجاز رابطه (۳-۱۳) را می توان به صورت زیر نوشت :

$$R_w = \frac{C_e}{C_w} \quad (۳-۱۵)$$

$R_w$  ضریب رفتار بر مبنای روش تنش مجاز است. بین دو حالت طراحی بر اساس

حالت حدی و بر اساس تنش مجاز رابطه زیر بر قرار است:

$$Y = \frac{R_w}{R_u} = \frac{C_s}{C_w} \quad (۳-۱۶)$$

در رابطه فوق  $Y$  ضریبی است که بر اساس نحوه برخورد آیین نامه های طراحی با تنش های طراحی (تنش تسلیم و تنش مجاز) تعیین می شود و مقدار این ضریب معمولاً در حدود ۱/۵ است.

در آیین نامه  $UBC-97$  مقدار این ضریب معادل ۱/۴ است. این ضریب بر اساس آیین نامه ی  $AISC-$

$ASD$  به طریق زیر تخمین زده می شود :

$$Y = \frac{R_w}{R_u} = \frac{C_s}{C_w} = \frac{M_p}{M_w} = \frac{Z * F_y}{S (0.6 * F_y * \frac{4}{3})} \quad (۳-۱۷)$$

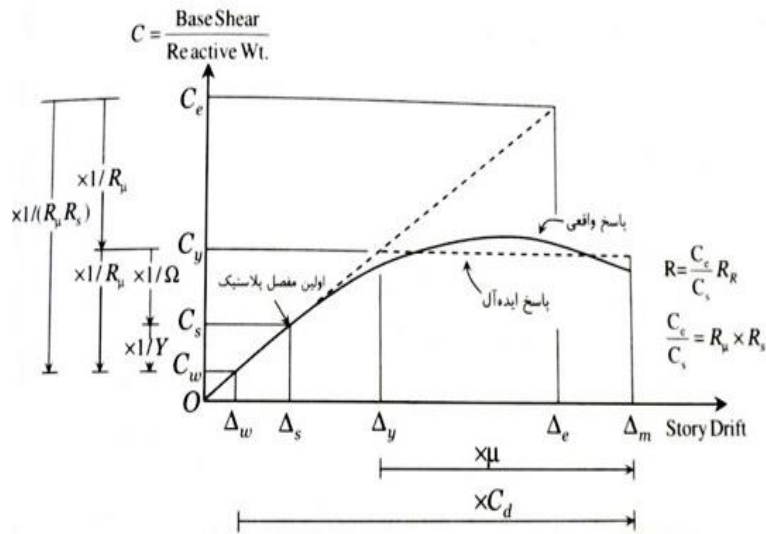
در رابطه فوق  $Z$  و  $S$  به ترتیب مدول های پلاستیک و ارتجاعی مقطع هستند و ضریب ۴/۳ به دلیل افزایش تنش مجاز در طراحی در برابر نیروهای زلزله است نسبت  $Z/S$  که به آن ضریب شکل نیز گفته می شود برای قطعات بال پهن در حدود ۱/۱۵ است.

$$Y = \frac{1.15 * F_y}{0.8 * F_y} = 1.44 \quad (۳-۱۸)$$

بنابر این ضریب رفتارهای حد نهایی وحد تنش مجاز به صورت زیر ارتباط دارند

$$R_w \cong 1.4 * R_u \quad (۳-۱۹)$$

پارامترهای به کار رفته در روابط فوق در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل ۳-۶. طراحی بر اساس تنش مجاز

### ۳-۱۲- ضریب تبدیل جابه جایی خطی به جابه جایی غیر خطی، $C_d$

بر اساس بند (۲-۵-۲) استاندارد ۲۸۰۰ تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه، تغییر مکانی است که با فرض رفتار خطی سازه زیر اثر بار جانبی زلزله تعیین شده باشد. این تغییر مکان در زلزله های طرح و بهره برداری به ترتیب "تغییر مکان جانبی نسبی طرح" و "تغییر مکان جانبی نسبی بهره برداری" نامیده میشود. دراستانداردهای بارگذاری لرزه ای، مقدار بیشینه تغییر مکان غیر خطی بر اساس طراحی به روش حالات حدی از رابطه زیر تعیین می شود :

$$\Delta_M = \beta * R_u * \Delta_s \quad (۲۰-۳)$$

$B$  یک ضریب تجربی است. در طراحی به روش تنش مجاز مقدار تغییر مکان واقعی برابر است با :

$$\Delta_M = R_w * \Delta_w \quad (۲۱-۳)$$

$$\Delta_w R_w = Y R_u \Delta_w = R_u \Delta_s \quad (۲۲-۳)$$

تغییر مکان جانبی نسبی طرح، یا تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی طرح، در هر طبقه تغییر مکانی است که در صورت لحاظ کردن رفتار واقعی سازه، رفتار غیر خطی، درتحلیل آن به دست می

آید. این رفتار تنها در زلزله طرح قابل ملاحظه است. در مواردی که تحلیل سازه با فرض خطی بودن آن انجام می شود، این تغییر مکان را می توان از رابطه زیر بدست آورد :

$$\Delta_M = \Delta_{Mw} = 0.7R \Delta_w = 0.7R_w \Delta_w \quad (22-3)$$

$$C_d = C_{dw} = 0.7R_w \quad (23-3)$$

با توجه با این رابطه  $R_w \Delta_w = R_u \Delta_s$  هر دو معادله دارای نگرش یکسان در تعیین مکان نسبی غیر خطی هستند. براساس بند (۲-۵-۴) استاندارد ۲۸۰۰ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر بیشتر شود. در رعایت این محدودیت آثار ناشی از

$P-\Delta$  موضوع بند (۲-۶) باید در محاسبه تغییر مکان ها منظور شده باشد.

$$\overline{\Delta_M} < 0.025h_i \quad \text{برای ساختمانهای با زمان تناوب اصلی کمتر از } 0.7 \text{ ثانیه}$$

$$\overline{\Delta_M} \leq 0.02h_i \quad \text{برای ساختمانهای با زمان تناوب اصلی بیشتر و یا مساوی } 0.7 \text{ ثانیه}$$

$\overline{\Delta_M}$  مقدار تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه با لحاظ کردن اثر  $P-\Delta$  است.

### ۳-۱۳- ضریب تنش مجاز

عبارت است از ضریبی که برای آئین نامه طراحی به روش تنش مجاز تعیین میشود و مقدار آن عبارت است از نسبت نیرو در حد تشکیل اولین لولای خمیری به نیرو در حد تنشهای مجاز. ضریب فوق در حدود ۱/۴ الی ۱/۵ می باشد که با ضرب شدن این ضریب در ضریب رفتار مقدار ضریب رفتار در حالت تنش مجاز بدست می آید. [۷]

فصل اول

فصل دوم

فصل سوم

فصل چهارم بهینه سازی به کمک  
الگوریتم ژنتیک

فصل پنجم

فصل ششم

فصل هفتم

فصل هشتم



الگوریتم ژنتیک یکی از زیر مجموعه های الگوریتم های تکاملی<sup>۱</sup> است که رابطه مستقیمی با مبحث هوش مصنوعی دارد. الگوریتم ژنتیک یا به اختصار GA، یک روش جستجوی مؤثر در فضاها طراحی بسیار وسیع و بزرگ است که در نهایت منجر به جهت گیری به سمت یافتن یک جواب بهینه می گردد. الگوریتم های ژنتیک را می توان یک روش جستجوی کلی نامید، که از قوانین تکامل بیولوژیکی طبیعی تقلید می کند. الگوریتم های ژنتیک تفاوت های زیادی با روش های بهینه سازی قدیمی دارند. در این الگوریتم ها باید فضای طراحی به فضای ژنتیک<sup>۲</sup> تبدیل شود، لذا می بایست متغیرهای طراحی بصورت کد مطرح گردند، تا بیانگر طرح مورد نظر در فضای طراحی و فضای ژنتیک باشند. تفاوت اصلی الگوریتم ژنتیک با روش های قدیمی در آن است که GA در یک لحظه خاص با مجموعه ای از نقاط کار می کند، در حالیکه روش های قدیمی بهینه سازی تنها برای یک نقطه خاص عمل می نمایند. به عبارت دیگر، GA در هر تکرار و نسل مجموعه ای از طرح های ممکن را مورد پردازش قرار می دهد. در نگاه اول ممکن است به نظر برسد که این پردازش، یک جستجوی تصادفی<sup>۳</sup> است. در حالیکه با نگاهی عمیق می توان مشاهده نمود که GA، یک جستجوی تصادفی هدایت شده در راستای طرح بهینه است.

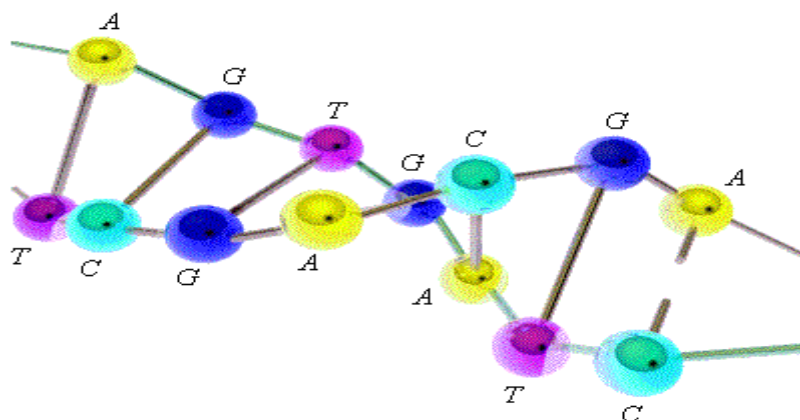
#### ۴-۲- پیش زمینه بیولوژیکی ژن ها و کروموزوم ها

بدن موجودات زنده از سلول تشکیل شده است. در هر سلول مجموعه ای از کروموزوم ها به شکل رشته ای از DNA وجود دارند. به هر بلوک DNA یک ژن می گویند و هر ژن نیز از یک پروتئین خاص و منحصر به فرد تشکیل شده است. این مطلب در شکل (۳-۱) نشان داده شده است.

<sup>۱</sup> . Evolutionary Algorithm

<sup>۲</sup> . Genetic Space

<sup>۳</sup> . Random Search



شکل ۴-۱. رشته DNA

هر ژن یک الگوی خاص را رمز گشایی<sup>۱</sup> می کند. به عبارت دیگر هر ژن یک صفت<sup>۲</sup> را مشخص می نماید. مثلاً رنگ چشم یک فرد به عنوان یک صفت است. مجموعه ای از این صفت ها آلل<sup>۳</sup> نامیده می شود. از سوی دیگر هر ژن دارای موقعیت مشخص در کروموزوم است که به این موقعیت لوکاس<sup>۴</sup> می گویند. مجموعه کامل ماده ژنتیکی ژنوم<sup>۵</sup> نامیده شده و هر مجموعه خاصی از ژن ها را در ژنوم، ژنوتیپ<sup>۶</sup> می نامند که این ژنوتیپ اساس فنوتیپ<sup>۷</sup> بوده و ویژگی فیزیکی و فکری مثل رنگ چشم و هوش و ... را بوجود می آورد.

در یک نگاه کلی اصطلاحاتی که از مباحث زیست شناسی به مبحث الگوریتم ژنتیک وارد شده است را می توان به شرح زیر دسته بندی نمود:

۱- تولید مثل<sup>۸</sup> که به تولید کروموزوم های جدید با ویژگی های والدین خود، منجر می شود.

۲- جهش<sup>۹</sup> که سبب ایجاد تغییرات ناگهانی در DNA می شود.

۳- مناسب بودن<sup>۱۰</sup> که برای یک موجود زنده میزان شایستگی آن در ادامه حیات است.

---

<sup>1</sup> . Decode  
<sup>2</sup> . Trait  
<sup>3</sup> . Alleles  
<sup>4</sup> . Locus  
<sup>5</sup> . Genome  
<sup>6</sup> . Genotype  
<sup>7</sup> . Phenotype  
<sup>8</sup> . Cross Over  
<sup>9</sup> . Mutation  
<sup>10</sup> . Fitness

در هنگام تولید سلول های جدید یک تلفیق<sup>۱</sup> توسط عمل ادغام صورت می گیرد. در این فرآیند ژن های والد، کروموزوم های جدید را تشکیل می دهند. احتمال دارد این مولودهای جدید جهش یابند. یعنی DNA آن ها دستخوش تحول و تغییرات شود. این تغییرات ممکن است همراه با خطا در کپی شدن ژن های والد صورت بگیرد. معیار مناسب بودن یک ارگانیسم با توجه به موفقیت این ارگانیسم در ادامه حیات آن تعیین می شود.

#### ۳-۴- بهینه یابی با الگوریتم های ژنتیک

الگوریتم ژنتیک با الهام از نظریه د/روین<sup>۲</sup> درباره حیات بهترین ها شکل گرفته است که بر اساس آن بهترین ها حق بقا دارند، بنابراین می توان گفت [۸]:

« GA بر اساس اصل " ادامه حیات بهترین ها " و " تکثیر نوع برتر " پی ریزی شده است.»

این روش هوشمند بطور موفقیت آمیزی طرح بهینه عمومی<sup>۳</sup> را بدون در نظر گرفتن فرضیات محدود کننده ای از قبیل پیوسته بودن فضای جستجو و یا وجود مشتقات پیدا می کند. فرآیند GA بر روی متغیرهای طراحی رمز شده که رشته ای از کاراکترها با طول محدود هستند، انجام می گیرد. مزیت کار با متغیرهای کد شده در این است که اصولاً کدها قابلیت تبدیل فضای پیوسته به فضای گسسته را دارند.

الگوریتم GA در ابتدا با مجموعه ای از جواب های تصادفی (کروموزوم ها) که به آن جمعیت<sup>۴</sup> گفته می شود، آغاز می گردد. از این جواب ها برای ساخت جمعیت بعدی استفاده می شود، به این امید که جمعیت های جدید بهتر از جمعیت های قدیم باشند. زیرا روش هایی که برای انتخاب جمعیت جدید استفاده شده با توجه به مناسب بودن آن ها صورت گرفته است. پس بهترین ها شانس بیشتری برای

---

<sup>۱</sup> . Recombination

<sup>۲</sup> . Darwin

<sup>۳</sup> . Global Optimum

<sup>۴</sup> . Population



تولید مثل و ادامه حیات خواهند داشت. این فرآیند آنقدر تکرار می شود تا براساس معیار همگرایی طرح نزدیک به بهینه حاصل شود.

در بهینه یابی از طریق GA چهار مرحله اساسی انجام می پذیرد:

۱- تولید تصادفی مجموعه ای از طرح ها، که بدان جمعیت اولیه گفته می شود. هر عضو این جمعیت یک کروموزوم می باشد که بصورت کد<sup>۱</sup> بوده و رشته<sup>۲</sup> نامیده می شود. هر رشته متناسب با تعداد متغیرهای طراحی، به چندین زیر رشته<sup>۳</sup> تقسیم می شود. زیر رشته مجموعه ای از بیت<sup>۴</sup> ها می باشد که بصورت زنجیر در کنار هم چیده شده اند. هر بیت هم ارز با یک ژن در الفبای ژنتیک می باشد. تعداد بیت های هر زیررشته به نحوی تعیین می شوند تا بتوان کلیه اطلاعات متغیر طراحی را مابین حدود بالا و پایین در مرحله رمز گشایی بدست آورد.

۲- با رمز گشایی، مقدار متغیرهای طراحی در هر رشته ارزیابی و مقادیر تابع هدف تعیین می گردد.

۳- مسأله بهینه یابی مقید با تعریف تابع پناستی<sup>۵</sup> و ترکیب آن با تابع هدف و ایجاد تابع هدف اصلاح شده<sup>۶</sup>، به یک مسأله بهینه یابی نامقید تبدیل می شود. در ادامه با تعریف تابع شایستگی، به هر کروموزوم، یک مقدار شایستگی اختصاص داده می شود. سپس با الهام از قوانین تکامل طبیعی و روش هایی که در ادامه ارائه می شود، بهترین کروموزوم ها بر مبنای میزان شایستگی انتخاب می شوند.

۴- در این مرحله، جمعیت جدید بر مبنای عملگرهای GA که در ادامه به شرح تفصیلی آن پرداخته شده است، تشکیل می شود. پس از آن جمعیت فرزندان<sup>۷</sup> برای نسل<sup>۸</sup> بعد به کار گرفته می شود. این مراحل تا ارضای شرط خاتمه و یا به تعداد نسل های پیش بینی شده برای کسب بهینه عمومی تکرار می شود.

---

1 . Code

2 . String

3 . Substring

4 . Bite

5 . Penalty Function

6 . Modified Objective Function

7 . Offspring

8 . Generation

اساساً برای پیاده سازی مراحل GA به شکلی صحیح می بایست سه مفهوم زیر مشخص شود:

۱- تعریف تابع هدف به شکلی صحیح

۲- تعریف فضای ژنتیک بر اساس قیود مسئله

۳- تعریف و پیاده سازی صحیح عملگرهای GA

#### ۴-۴-۱- کد کردن مقادیر

بر اساس تعریف هوند، روش های متعددی برای نمایش ژن های منفرد وجود دارد. مثلاً می توان آن ها را به صورت رشته، آرایه<sup>۱</sup>، درخت<sup>۲</sup> یا لیست<sup>۳</sup> نشان داد. اما در هر صورت، یک سیستم کدگذاری خوب باید دارای خواص زیر باشد:

۱- تبدیل بین عناصر گذشته و گذشته، یک تبدیل یک به یک باشد.

۲- کروموزوم هایی که هم ارز با هیچ متغیر طراحی نیستند، قابل ترمیم باشند.

۳- هر نقطه در فضای طراحی قابل تبدیل به یک کروموزوم باشد.

۴- خواص خوب والدین قابل انتقال به فرزندان باشد.

۵- تغییر اندک در متغیرهای کد شده باعث ایجاد تغییرات کوچک در متغیرهای کد نشده گردد.

#### ۴-۴-۱-۱- کد مبنای دو (کد دودویی<sup>۴</sup>)

. شکل (۲-۳) کروموزوم هایی را به صورت باینری<sup>۵</sup> نشان می دهد:

---

Chromosome A	101101100011
Chromosome B	010011001100

---

شکل ۲-۴. نمایش کروموزوم ها به صورت باینری

---

<sup>۱</sup>. Array  
<sup>۲</sup>. Tree  
<sup>۳</sup>. List  
<sup>۴</sup>. Binary Code  
<sup>۵</sup>. Binary

برای حل مسائل بهینه یابی در GA باید متغیرهای مجهول به صورت یک رشته بیان شود. طول این رشته با توجه به محدوده ی متغیرهای طراحی و دقت مسئله مشخص می شود. برای مثال با رشته ای به طول ۴ بیت می توان ۱۶ عدد را نمایش داد. به طور کلی اگر یک تابع دو متغیره را کد شود، با فرض طول رشته ی ۴ بیتی برای هر متغیر و نمایش متغیرها با  $X_1$  و  $X_2$  به صورت (1011 0110) یک کروموزوم ۸ بیتی بشرح زیر شکل می گیرد [۸]:

Chromosome  $\Rightarrow$  10110110

که هر متغیر آن دارای حدود بالا و پایینی بشرح زیر می باشد:

$$X_i^L \leq X_i \leq X_i^U \quad (۱-۴)$$

$$(0000 \ 0000), (1111 \ 1111) \Leftrightarrow (X_1^L, X_2^L), (X_1^U, X_2^U) \quad (۲-۴)$$

در واقع 0000 و 1111 مقادیر کد شده کمینه و بیشینه می باشند.

پس با توجه به اینکه یک رشته  $n$  بیتی، اعداد 0 تا  $2^n - 1$  را کد می نماید، لذا مقدار عددی هر زیررشته برابر است با [۸]:

$$\sum_{k=0}^{k=n_i-1} 2^k S_k \quad (۳-۴)$$

که هر بیت  $S$  می تواند اعداد 0 و 1 را اختیار نماید و به صورت رشته زیر نمایش داده می شود:

$$S_{n-1} \dots S_3 S_2 S_1 S_0 \quad (۴-۴)$$

روش رمز کردن دودویی مرسوم ترین روش در GA، برای نمایش رشته ای متغیرهای طراحی می باشد. ویژگی اصلی این شیوه نمایش، انطباق آن با ذات عملگرهای GA می باشد. این شیوه نمایش، خصوصیات مناسب برای یک سیستم کدگذاری را دارا می باشد.

#### ۴-۲-۴-۴- شایستگی هر کروموزوم

همان طور که بیشتر بیان شد، GA، مسئله بهینه یابی مقید را با تعریف تابع پناالتی که وابسته به میزان نقض قیود است و ترکیب آن با تابع هدف و ایجاد تابع هدف اصلاح شده، به یک مسئله بهینه

یابی نامقید تبدیل می نماید. در ادامه با کمک مقادیر تابع هدف اصلاح شده تابع شایستگی تعریف می گردد. سپس با توجه به تابع شایستگی، به هر کروموزوم یک مقدار شایستگی اختصاص می یابد. اما آنچه که در روند فوق حائز اهمیت است، چگونگی محاسبه تابع پنالتی و تابع هدف اصلاح شده است تا با کمک این توابع، تابع شایستگی تعریف شود. بنابراین در ادامه به بررسی توابع فوق الذکر پرداخته می شود.

#### ۴-۲-۱- تابع پنالتی

تابع پنالتی یا جریمه، همان طور که از نامش مشخص است، مقداری است که به عنوان جریمه به تابع هدف اعمال می شود، این جریمه به دلیل نقض قیود می باشد. در واقع به واسطه تعریف تصادفی متغیر یا متغیرهای طراحی قیود مسئله نقض می شود، بنابراین کروموزوم ناقص قیود جریمه می شود. طبیعی است که هر کروموزومی قیود مسئله را بیشتر نقض نماید، مقدار تابع پنالتی متناظر آن بیشتر است و بالطبع جریمه بیشتری به مقدار تابع هدف مربوط به این کروموزوم اعمال می شود. محققین و دست اندرکاران GA، روابط متعددی را برای تابع پنالتی و چگونگی محاسبه مقدار جریمه ارائه نموده اند که در ذیل به بررسی تعدادی از آن ها بر حسب اهمیت و کاربردشان پرداخته شده است.

۱- راجیو و کریشنامورتی<sup>۱</sup> تابع پنالتی را بشرح زیر پیشنهاد می نمایند.

$$f_{Penalty} = F(X) * K * C \quad (۵-۴)$$

که

$$C = \sum_{q=1}^Q \max[0, g_q(X)] \quad (۶-۴)$$

در روابط فوق

$X$ : بردار متغیر طراحی

<sup>۱</sup>. S.Rajeev & C.S.Krishnamoorthy

$Q$ : تعداد کل قیود حاکم بر مسئله

$f_{Penalty}$ : تابع جریمه

$F(X)$ : تابع هدف

$g_q(X)$ : میزان نقض سازه در ارتباط با هر یک از قیود

و ثابت  $K=10$  در نظر گرفته می شود.

<sup>۱</sup> - $r$  / جان تابع پنالتی را به صورت زیر تعریف می نماید.

$$f_{Penalty} = r * C \quad (۷-۴)$$

در روابط فوق

$$r = K' * F_{\min} \quad \& \quad C = \sum_{q=1}^Q \max[0, g_q(X)] \quad (۸-۴)$$

حداقل مقدار شایستگی برای کلیه طرح  $F_{\min}$  عددی ثابت که با نظر طراح انتخاب می شود.  $K'$  در نسل اول، یک مقدار فرضی و تخمینی در نظر گرفته  $r$  های قابل قبول نسل قبلی می باشد و مقدار می شود.

<sup>۳</sup> - $r$  / باتور و همکاران<sup>۲</sup> یک تابع پنالتی پویا بشرح زیر ارائه می دهند:

$$f_{Penalty} = (r_0 * g_c)^2 \sum_{q=1}^Q [g_q(X) * K] \quad (۹-۴)$$

که در آن

$g_q(X)$ : میزان نقض سازه در ارتباط با هر یک از قیود

$g_c$ : شماره نسل و ثابت  $K=10$  و  $r_0=0.5$  پیشنهاد شده است.

<sup>۴</sup> - $k$  / لات جاری تابع پنالتی پویای زیر را پیشنهاد می نماید:

$$f_{Penalty} = F(X) * K * C \quad (۱۰-۴)$$

در رابطه فوق

<sup>۱</sup>. S.D.Rajan

<sup>۲</sup>. Erbatur et al

$$C_g = \sum_{q=1}^{nlc} \sum_{X}^Q \max[0, g_q(X)] \quad (11-4)$$

$$K = K_j + \ln(j') ; \quad j=1, \dots, nk \quad , \quad j'=1, \dots, ng \quad (12-4)$$

می باشد. که در آن

$C_g$ : مجموع کل نقض های صورت گرفته توسط سازه با کروموزوم مربوطه

$g_q(X)$ : مشخصه میزان نقض برای هر کروموزوم

$nlc$ : کل تعداد وضعیت های بارگذاری

$Q$ : تعداد کل قیود حاکم بر مسئله

$K_j$ : مقدار ثابت وابسته به حلقه تکرار  $j$  ام (به تعداد کل  $nk$ )

$j'$ : شمارنده حلقه تکرار مربوط به هر نسل به تعداد کل  $ng$

$K$ : ثابت تابع پنالیتی پویا است.

هر یک از روابط پیشنهادی برای تابع پنالیتی به نحوی مقدار جریمه را متناسب با میزان نقض قیود محاسبه می نماید که این مطلب وجه اشتراک تمامی روابط فوق می باشد.

در گام بعدی برای رسیدن به مقدار شایستگی هر کروموزوم می بایست تابع هدف اصلاح شده و در پی آن تابع شایستگی را محاسبه شود، هر کدام از این توابع نیز بر اساس دیدگاه های مختلف به طرق گوناگون مطرح شده است که در ذیل به شرح اهم این دیدگاه ها بر حسب کاربردشان پرداخته شده است.

#### ۴-۲-۲-۴-۲- تابع شایستگی<sup>۱</sup>

تابع شایستگی معمولاً براساس تابع هدف اصلاح شده تعریف می شود و بایستی مقدار آن مثبت باشد. تابع هدف اصلاح شده نیز عموماً براساس مقادیر تابع جریمه و تابع هدف تنظیم می شود. محققین GA روابط متنوع و گوناگونی را برای تابع هدف اصلاح شده و تابع شایستگی ارائه داده اند که برخی از آن ها عبارتند از:

<sup>۱</sup> . Fitness Function

۱- گلد برگ در کتاب خود، مرجع، تابع هدف اصلاح شده را مطابق رابطه (۴-۱۳) محاسبه می نماید، اما برای تابع شایستگی پیشنهاد می کند که تابع هدف اصلاح شده هر کروموزوم از یک مقدار بزرگ کم شود تا مقدار شایستگی هر کروموزوم بصورت مثبت محاسبه گردد. وی این مقدار ثابت بزرگ را به عهده طراح می گذارد.

$$\phi(X) = F(X) + f_{Penalty} \quad (۴-۱۳)$$

۲- راجیو و کریشنا مورتی، تابع هدف اصلاح شده و تابع شایستگی را بشرح زیر پیشنهاد می نمایند:

$$\phi(X) = F(X) + f_{Penalty} \quad (۴-۱۴)$$

$$R(X) = [\phi_{\max}(X) + \phi_{\min}(X)] - \phi(X) \quad (۴-۱۵)$$

در روابط فوق

$\phi(X)$ : تابع هدف اصلاح شده

$R(X)$ : تابع شایستگی

$f_{Penalty}$ : تابع جریمه

$F(X)$ : تابع هدف

$\phi_{\max}(X)$ : حداکثر مقادیر تابع هدف اصلاح شده در جمعیت حاضر

$\phi_{\min}(X)$ : حداقل مقادیر تابع هدف اصلاح شده در جمعیت حاضر

است.

در هر صورت مطلب زیر در تمامی روابط و نظریات مربوط به تابع شایستگی حاکم است:

۱- در مسئله کمینه سازی، کروموزومی با کمترین مقدار تابع هدف اصلاح شده، بیشترین مقدار

شایستگی را به خود اختصاص می دهد، لذا شانس بیشتری برای حضور در جمعیت بعدی دارد.

۲- مقادیر تابع شایستگی، همواره مقداری مثبت است.

در نهایت امر تابع شایستگی به ازای هر کروموزوم محاسبه و میزان شایستگی هر کروموزوم بدست می آید. حال زمان آن فرا رسیده است، تا با کمک مقادیر تابع شایستگی بهترین ها برای نسل بعد برگزیده شوند. این مهم در فرآیند کلی به نام انتخاب به شرح زیر تبلور می یابد.

#### ۴-۴-۳-انتخاب<sup>۱</sup>

در فرآیند انتخاب کروموزوم های شایسته از میان جمعیت به عنوان والد انتخاب و سپس براساس فرآیند پیوند، کروموزوم های جدید به نام فرزندان تولید می شوند.

روش های متنوعی در GA برای انتخاب کروموزوم های شایسته وجود دارد، اما هدف اصلی در همه ی آن ها انتخاب کروموزوم هایی (طرح هایی) با میزان شایستگی بالا از جمعیت جاری و تکثیر آن ها، طی قرارگیری در مکانی به نام استخر تولید مثل<sup>۲</sup> است. کروموزوم های با مقدار شایستگی بالاتر، از شانس بیشتری برای حضور در استخر تولید مثل برخوردار خواهند بود. عکس این مطلب نیز صادق است، یعنی کروموزوم هایی با مقدار شایستگی کمتر، احتمال کمتری برای انتقال در استخر تولید مثل خواهند داشت. نحوه انتخاب در روش های مختلف ، متفاوت است، اما معیار تمامی روش های انتخاب، میزان شایستگی برای هر کروموزوم می باشد. یعنی هر کروموزومی که شایستگی بیشتری دارد، بالطبع شانس بیشتری برای حضور در استخر تولید مثل پیدا می کند.

#### ۴-۴-۳-۱-روش های انتخاب

مهمترین و رایج ترین روش هایی که برای انتخاب کروموزوم ها و قرار دادن آن ها در استخر تولید مثل وجود دارد عبارتند از:

۱-روش چرخ گردان<sup>۳</sup>

۲-روش رتبه بندی<sup>۴</sup>

---

<sup>۱</sup> . Selection(Reproduction)

<sup>۲</sup> . Mating Pool

<sup>۳</sup> . Roulette Wheel

<sup>۴</sup> . Rank



۳-روش حالت پایدار<sup>۱</sup>

۴-روش مسابقه<sup>۲</sup>

۵-روش میانگین

۶-مفهوم برگزیده<sup>۳</sup> (شایسته سالاری)

۴-۴-۳-۱-۱-روش چرخ گردان

یکی از روش های متداول در فرآیند انتخاب، روش چرخ گردان است. در این روش رشته  $i$  ام با یک احتمال از  $P_i$  (که از مقدار تابع شایستگی آن سرچشمه می گیرد) انتخاب می شود بالطبع حاصل جمع این احتمال ها برای کل اعضای جمعیت بایستی برابر یک شود. احتمال هر رشته (کروموزوم)  $i$  ام برابر است با [۸]:

$$P_i = \frac{F_i}{\sum_{j=1}^n F_j} \quad (۱۶-۴)$$

که  $n$  تعداد اعضای جمعیت و  $F$  مقدار تابع شایستگی هر رشته است.

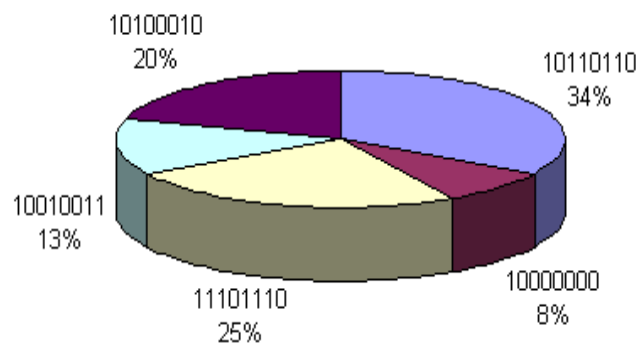
حال اگر درصد احتمال این مقادیر را به صورت یک چرخ گردان نشان داده شود. مقادیر  $P_i$  ها، قطاع های چرخ گردان را تشکیل می دهد. با تولید یک عدد تصادفی بین صفر و یک، کروموزومی با قطاع بزرگتر یا شایستگی بیشتر، شانس بیشتری برای حضور در جمعیت بعد می یابد. به این ترتیب انتظار می رود که مکانیزم چرخ گردان به تعداد  $F_i/\bar{F}$  کپی از رشته  $i$  ام را تولید نماید. مقدار میانگین شایستگی های یک جمعیت از رابطه (۱۶-۴) تعیین می شود [۸].

$$\bar{F} = \sum_{j=1}^n F_j / n \quad (۱۶-۴)$$

<sup>۱</sup> . Steady State

<sup>۲</sup> . Tournament

<sup>۳</sup> . Elitism



شکل ۴-۳. مدلی از چرخ گردان

برای اجرای این روش، می بایست در ابتدا مجموع مقادیر تابع شایستگی برای رشته های جمعیت مورد نظر را بدست آورد. آن گاه براساس رابطه (۴-۱۵) مقدار  $P_i$  برای هر کروموزوم محاسبه می شود. در ادامه مقدار  $\bar{P}_j$  بر اساس رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\bar{P}_j = \sum_{i=1}^m P_i \quad j = 1, \dots, n \quad (4-17)$$

که در آن  $n$  تعداد اعضای جمعیت و  $m$  شماره جمعیت یا کروموزوم موردنظر در جمعیت حاضر است.

حال به تعداد اعضای جمعیت، اعداد تصادفی یکنواخت در محدوده صفر و یک تولید می شود. اگر عدد تصادفی تولید شده کوچکتر یا مساوی با  $\bar{P}_j$  نظیر کروموزوم  $j$ ام باشد، آن کروموزوم برای تکثیر انتخاب می شود و در استخر تولید مثل قرار می گیرد.

#### ۴-۴-۳-۱-۲-روش رتبه بندی

در روش چرخ گردان، اگر مقادیر شایستگی رشته ها، خیلی با هم تفاوت داشته باشند، فرآیند انتخاب دچار مشکل می شود. مثلاً اگر بهترین شایستگی ۸۵ در صد باشد، در حدود ۸۵ در صد از شکل را اشغال خواهد کرد، بنابراین سایر کروموزوم ها شانس کمتری برای انتخاب شدن خواهند داشت [۸]. در روش رتبه بندی ابتدا جمعیت را بر اساس مقادیر شایستگی رتبه بندی می شوند. سپس انتخاب کروموزوم ها بر اساس رتبه هر رشته صورت می گیرد. مثلاً بدترین حالت (کمترین مقدار شایستگی)

دارای رتبه یک و به همین ترتیب مورد بعدی دو و الی آخر، در نهایت بهترین مورد (کروموزومی با بیشترین شایستگی) دارای رتبه برابر  $n$  خواهد بود ( $n$  تعداد کروموزوم های موجود در جمعیت است).

در روش رتبه بندی احتمال انتخاب رشته  $i$  ام به شرح زیر محاسبه می گردد:

$$P_i = \frac{m}{\sum_{j=1}^n j} \quad (18-4)$$

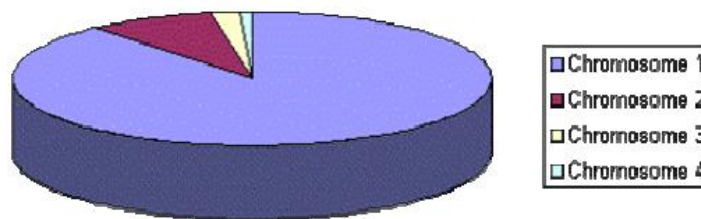
که در آن  $n$  تعداد اعضای جمعیت و  $m$  شماره رشته موردنظر در جمعیت حاضر است. به عبارت دیگر  $m$  برابر  $i$  است.

در ادامه همانند روش چرخ گردان مقادیر تجمعی  $P_i$  بر اساس رابطه (4-17) بشرح زیر محاسبه می شود:

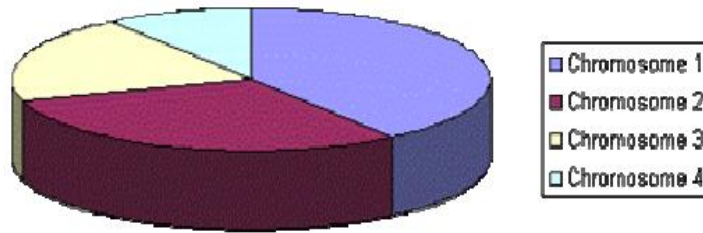
$$\bar{P}_j = \sum_{i=1}^m P_i \quad j=1, \dots, n \quad (17-4)$$

سپس با تولید اعداد تصادفی یکنواخت در محدوده صفر تا یک و مقایسه آن با مقادیر تجمعی  $\bar{P}_i$  برای هر کروموزوم ، رشته منتخب مشخص و در استخر تولید مثل کپی می شود.

روش رتبه بندی و روش چرخ گردان در اشکال (4-7) و (4-8) مقایسه شده است.



شکل 4-4. موقعیت کروموزوم ها بر اساس روش چرخ گردان



شکل ۴-۵. موقعیت کروموزوم ها پس از مرتب سازی بر اساس روش رتبه بندی

همان طور که در شکل (۴-۷) ملاحظه می شود، کروموزوم یک به دلیل شایستگی بالا، قسمت اعظم دایره را در روش چرخ گردان به خود اختصاص داده است و احتمال انتخاب آن در جمعیت بعدی بسیار زیاد است. در حالیکه کروموزوم چهار با دارا بودن قطاع بسیار کوچکی از دایره، شانس اندکی (تقریباً برابر صفر) برای حضور در حوضچه پیوند دارد. این مسئله می تواند سبب به دام افتادن الگوریتم در نقطه بهینه محلی به دلیل همگرایی سریع الگوریتم شود. این مشکل در روش رتبه بندی حل شده است. همان طور که در شکل (۴-۸) دیده می شود، نسبت قطاع دایره برای کروموزوم یک و چهار خیلی زیاد نیست. بدین سان الگوریتم به سرعت همگرا نشده و احتمال حضور کروموزوم هایی با شایستگی پایین نیز در استخر تولید مثل وجود دارد. ممکن است کروموزوم هایی با شایستگی پایین حاوی زیررشته های مناسبی برای طرح بهینه باشند. و حضور آن ها در استخر تولید مثل، لازم است. ضعف روش رتبه بندی تنها در آن است که به آهستگی همگرا<sup>۱</sup> می شود. زیرا بهترین کروموزوم ها تفاوت چندانی با هم ندارند و همین امر باعث همگرایی آهسته آن می شود. لذا برای جمعیت های بزرگ توصیه نمی شود [۸].

#### ۴-۳-۱-۳-۴-۴ روش رقابتی

در روش چرخ گردان الگوریتم گاهی با مشکلاتی از قبیل کندی و همگرایی ناگهانی به خاطر کوچک شدن سریع فضای جستجو مواجه می شود. روش رتبه بندی نیز به دلیل آهستگی همگرایی و مشکلاتی از این قبیل، برای جمعیت های بزرگ زیاد مناسب نیست. برای گریز از این معایب، معمولاً

<sup>۱</sup> . Slow Convergence

از روش دیگری به نام روش رقابتی استفاده می شود. این روش نخستین بار توسط گلدبرگ و دب در سال ۱۹۹۱ ارائه شده است.

در روش رقابتی که شبیه رقابت در طبیعت است، یک زیر مجموعه کوچک از کروموزوم ها به صورت تصادفی انتخاب شده و به رقابت می پردازند. معیار رقابت، میزان شایستگی هر کروموزوم است. سرانجام در این رقابت یکی از کروموزوم ها به پیروزی رسیده و به عنوان والد جدید انتخاب می شود. این فرآیند تا انتخاب همه ی والدها در جمعیت جدید ، تکرار می شود. به عبارت دیگر، عملیات فوق به تعداد اعضای جمعیت تکرار می شود.

به عنوان مثال جمعیتی با شایستگی های شکل (۴-۹) را در نظر بگیرید [۸]:

	1	2	3	4	5	6	7	8
Fitness	1	2.10	3.11	4.01	4.66	1.91	1.93	4.55

شکل ۴-۶. نمایش شایستگی هر رشته در مثال روش مسابقه

در ابتدا موارد ۲ و ۴ به صورت تصادفی برای رقابت انتخاب می شوند که در این مرحله مورد ۴ برنده می شود ( به خاطر شایستگی بیشتر) و رشته آن (کروموزوم مربوطه) از جمعیت اولیه انتخاب و در استخر تولید<sup>۱</sup> مثل کپی می شود.

موارد	(2, 4)	(3, 8)	(1, 3)	(4, 5)	(1, 6)	(1, 2)	(4, 2)	(8, 3)
برنده	4	8	3	5	6	2	4	8

شکل ۴-۷. نمایش رشته های برنده در مثال روش مسابقه

<sup>1</sup> . Mating pool

این روند تا انتخاب تمامی کروموزوم ها ادامه می یابد. در نهایت همان طور که در جدول مشاهده می شود کروموزوم های ۲ و ۳ و ۵ و ۶ هر کدام یک کپی و مقادیر ۴ و ۸ دو کپی دارند و مقادیر ۱ و ۷ نیز حذف شده اند.

این روش در جمعیت های بسیار بزرگ به عنوان بهترین روش شناخته می شود. مقدار کروموزوم منتخب برای رقابت به تعداد اعضای جمعیت بستگی دارد و تحت عنوان سایز رقابت<sup>۱</sup> به عهده کاربر گذاشته می شود. اما عموماً دو یا سه کروموزوم برای رقابت انتخاب می شوند. یانگ و همکارانش<sup>۲</sup> نخستین افرادی بودند که روش رقابتی را در مهندسی عمران جهت بهینه سازی سازه ها بکار گرفتند.

#### ۴-۴-۳-۱-۴- روش حالت پایدار

این شیوه، روش خاصی برای انتخاب والدین نیست. اساس این روش به این صورت است که کروموزوم های خوب (با شایستگی بالا) در استخر تولید مثل کپی و مابقی حذف و به جای آن ها کروموزوم های جدید در استخر تولید مثل قرار می گیرد. معیار شایستگی خوب در این روش، برای حالات مختلف، متفاوت است. در برخی موارد در صدی از کروموزوم ها که شایستگی بالا دارند، برای کپی در استخر تولید مثل، انتخاب می شوند.

#### ۴-۴-۴- پیوند (ادغام)

در بخش پیشین چگونگی انتخاب کروموزوم ها مورد بررسی قرار گرفت. به نحوی که کروموزوم های منتخب به عنوان والد برگزیده می شوند. در این قسمت به بررسی روش های مختلف برای تولید فرزندان<sup>۳</sup> پرداخته می شود.

---

<sup>۱</sup> . Size Tournament

<sup>۲</sup> . Yang, J. et al

<sup>۳</sup> . Offspring

## GA-4-4-1- عملگرهای GA

عملگرهای وراثتی<sup>۱</sup> متعددی برای تولید رشته‌های بهتر وجود دارد که هدف این عملگرها جستجوی فضای طراحی و تا حد امکان حفظ اطلاعات نهفته در رشته‌ها است. چرا که این والدها بهترین موارد انتخاب شده توسط عملگرهای فاز انتخاب هستند و نباید از دست بروند. از مهمترین عملگرهای GA می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

۱- عمل جفت‌گیری یا ادغام

۲- عمل معکوس کردن<sup>۲</sup>

۳- عمل حذف و کپی کردن<sup>۳</sup>

۴- عمل حذف و تولید مجدد<sup>۴</sup>

۵- عمل جداسازی<sup>۵</sup>

۶- عمل نقل مکان<sup>۶</sup>

۷- عمل بخش‌بندی<sup>۷</sup>

۸- عمل غالب شدن یا تسلط<sup>۸</sup>

۹- عمل ادغام و معکوس سازی<sup>۹</sup>

۱۰- روش تکثیر میانی

۱۱- عملگرهای بیتی<sup>۱۰</sup>

۱۲- عملگر جهش<sup>۱۱</sup>

---

<sup>1</sup> . Inheritance Oprator

<sup>2</sup> . Inversion

<sup>3</sup> . Deletion And Duplication

<sup>4</sup> . Deletion And Regeneration

<sup>5</sup> . Segregation

<sup>6</sup> . Migration

<sup>7</sup> . Sharing

<sup>8</sup> . Dominance

<sup>9</sup> . Cross Over And Inversion

<sup>10</sup> . Bite-Wise Operator

<sup>11</sup> . Mutation

که معمولاً در یک الگوریتم ژنتیک ساده<sup>۱</sup> تنها از دو عملگر اصلی زیر پس از فرآیند انتخاب استفاده می شود:

۱- ادغام

۲- جهش

#### ۴-۴-۱-۱- عملگر ادغام

در مرحله انتخاب جمعیتی از بهترین کروموزوم ها شکل می گیرد. در فرآیند ادغام ، هدف تولید رشته های بهتر و جدید ( تولید فرزندان ) می باشد. فرآیند ادغام ، با هدف تعویض ویژگی طرح ها در میان اعضای جمعیت، به قصد بهبود شایستگی نسل بعد انجام می شود. این مشابه با انتقال صفات ژنتیکی در فرآیندهای زایش موجودات زنده است که توسط DNA و RNA صورت می پذیرد. پیوند سبب جستجوی بیشتر در فضای طراحی می گردد.

عملگر ادغام یک عملگر ترکیبی است که شامل سه مرحله است. در مرحله اول یک جفت رشته به صورت تصادفی انتخاب می شود. در مرحله دوم یک زیررشته، از کروموزوم ها به طور تصادفی در طول رشته انتخاب خواهد شد. بایستی توجه داشت که طول زیررشته در هر دو کروموزوم، ثابت باشد. سرانجام در سومین مرحله زیررشته منتخب در دو رشته والد جابه جا می شود.

روش های مختلف و متنوعی برای عمل ادغام وجود دارد. بر اساس نظریه دب<sup>۲</sup> نمی توان گفت که کدامیک از روش های ادغام بهتر است [۸]. در هر حال مشهورترین روش های ادغام بشرح زیر خلاصه می شوند:

---

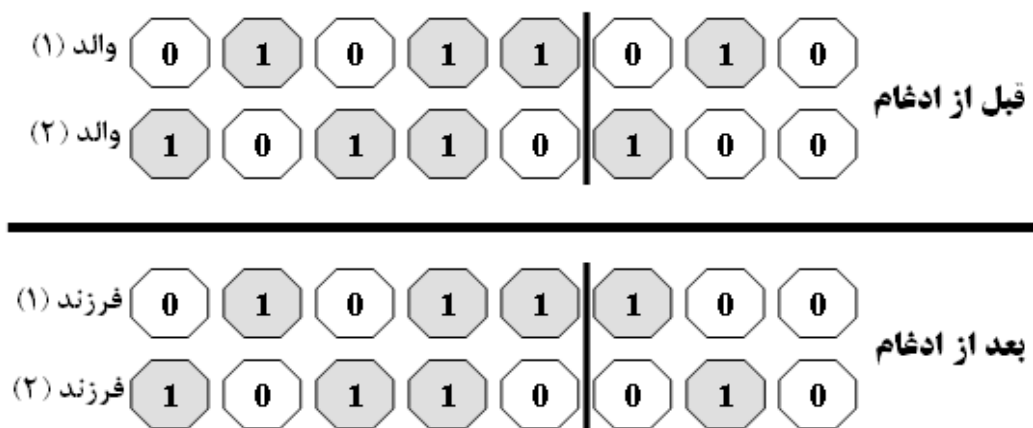
<sup>۱</sup> . Simple Genetic Algorithm

<sup>۲</sup> . Deb



#### ۴-۴-۱-۱-۱-روش ادغام تک نقطه ای یا مکانی<sup>۱</sup>

در روش ادغام تک نقطه ای، یک مکان بطور تصادفی در طول رشته ها انتخاب می شود و بیت های بعد از این مکان جابجا می شوند. شکل (۴-۱۳) نمونه ای از روش ادغام تک نقطه ای را نشان می دهد. در این شکل کلیه بیت ها پس از خط ادغام (سه بیت) بین دو رشته جابجا شده و فرزندان تولید می شوند.



شکل ۴-۸. روش ادغام تک نقطه ای

از آنجایی که مکان جابجایی به صورت تصادفی انتخاب شده است لذا از مناسب بودن این مکان اطلاعی در دست نیست. اگر این نقطه مکان مناسبی باشد منجر به تولید فرزندان مناسبی می شود در غیر این صورت باعث از بین رفتن کیفیت رشته های والد و حذف آن ها در نسل بعدی می گردد. برخی از مقالات همچون مرجع این روش را توصیه نمی نمایند.

#### ۴-۴-۱-۱-۲-روش ادغام دو نقطه ای<sup>۲</sup>

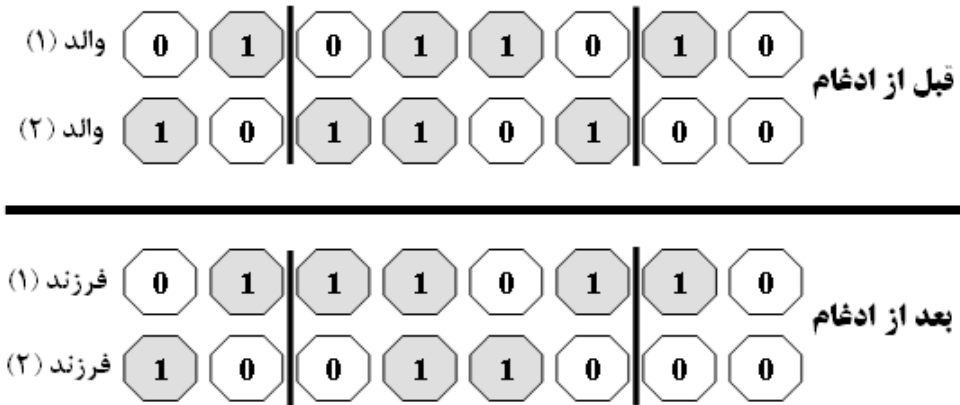
روش ادغام دو نقطه ای توسط *شلمن و همکارانش*<sup>۳</sup> در سال ۱۹۸۹ ارائه شد. عملگر پیوند دو نقطه ای، تقریباً مشابه روش ادغام تک نقطه ای است. با این تفاوت که در این روش دو مکان را به

<sup>۱</sup> . Single-Sight Cross Over

<sup>۲</sup> . Two-Point Cross Over

<sup>۳</sup> . Eshelman, et al.

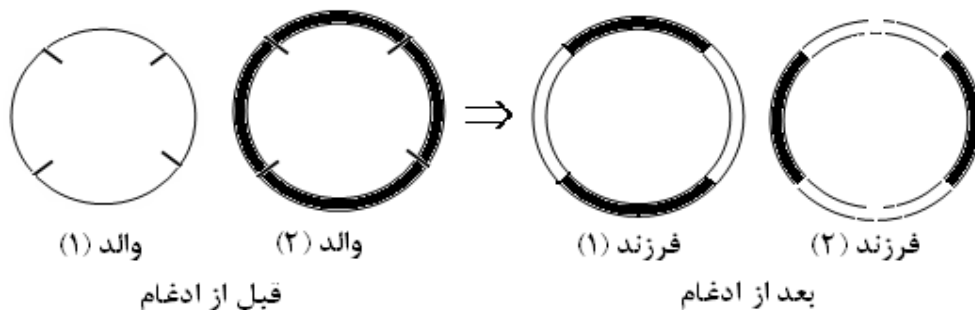
صورت تصادفی در طول رشته ها انتخاب کرده و اطلاعات بین این دو نقطه جابجا می شود. در شکل (۱۴-۴) روش ادغام دو نقطه ای نشان داده شده است.



شکل ۴-۹. روش ادغام دو نقطه ای

#### ۴-۴-۱-۱-۳-روش ادغام چند نقطه ای<sup>۱</sup>

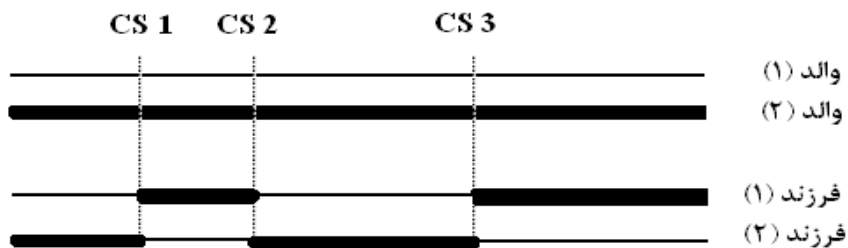
در این روش چند مکان برای انجام عمل ادغام در طول رشته انتخاب می شود. تعداد این مکان ها ممکن است، زوج و یا فرد باشد. در حالتی که تعداد زوج باشد، رشته ها به صورت یک حلقه ای که بدون ابتدا و انتها است، خواهند بود. این مکان ها به صورت تصادفی در اطراف دایره انتخاب می شوند؛ سپس در نهایت، اطلاعات بین این مکان ها جابجا می شوند. شکل (۱۵-۴) نحوه ادغام چهار نقطه ای را نشان می دهد [ ۸ ].



شکل ۴-۱۰. روش ادغام چند نقطه ای (حالتی که تعداد مکان ها زوج باشد)

<sup>۱</sup> . Multi-Point Cross Over

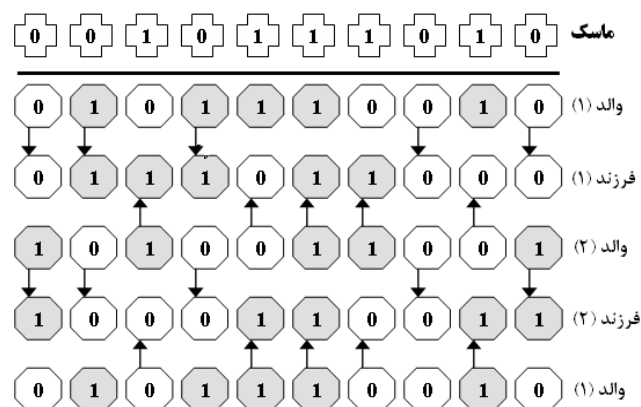
اما اگر تعداد مکان های فرد باشد؛ عمل ادغام به صورت شکل (۴-۱۶) انجام می شود [۸].



شکل ۴-۱۱. روش ادغام چند نقطه ای (حالتی که تعداد مکان ها فرد باشد)

#### ۴-۴-۱-۱-۴-۴-۴ روش ادغام یکنواخت<sup>۱</sup>

این روش حالت پیشرفته ادغام چند نقطه ایی است. در این روش هر بیت بر اساس یک احتمال پنجاه در صدی از والد هایش انتخاب شده و جابجا می شوند. برای این منظور از یک الگوی ادغام تصادفی به نام ماسک<sup>۲</sup> استفاده می شود. طول رشته ماسک، برابر طول کروموزوم های جمعیت است. هنگامی که در ماسک مقدار بیت هم ارز، صفر (0) باشد، ژن از والد اول و اگر مقدار یک (1) باشد، ژن از والد دوم کپی می شود. روش ادغام چند نقطه ایی در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۲. روش ادغام یکنواخت

<sup>۱</sup> . Uniform Cross Over

<sup>۲</sup> . Mask

#### ۴-۴-۱-۱-۵-روش ادغام متغیر

دب در سال ۱۹۸۹ تعریفی ارائه داده است که با استفاده از یک تابع، درصد مورد نیاز  $Sh$ ، جهت تقسیم بندی و اشتراک دو رشته را محاسبه می نماید. این رابطه بشرح زیر تعریف می شود [۸]

$$Sh(d_{ij}) = \begin{cases} \frac{1-d_{ij}}{\sigma} & \text{if } d_{ij} < \sigma \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (19-4)$$

که در آن

$d_{ij}$ : فاصله بین  $i$ امین و  $j$ امین رشته

$\sigma$ : حداکثر فاصله بین دو رشته برای تقسیم بندی و اشتراک را نشان می دهد.

#### ۴-۴-۱-۱-۶-نرخ ادغام<sup>۱</sup>

در انجام فرآیند ادغام با تعریف ثابتی به نام نرخ ادغام (پیوند)، شانس حضور کروموزوم در فرآیند ادغام بررسی می شود. نرخ ادغام بیانگر احتمال ادغام است که آن را با  $P_C$  نشان می دهند و مقدار آن بین 0 و 1 است. با فرض احتمال ادغام  $P_C$  می توان گفت که  $100 * P_C$  درصد از رشته های موجود در استخر تولیدمثل در عملیات ادغام به کار رفته اند و  $100 * (1 - P_C)$  درصد از جمعیت باقی می مانند. نحوه انجام کار به این صورت است که، با انتخاب مقدار نرخ پیوند، برای هر کروموزوم یک عدد تصادفی در محدوده صفر تا یک تولید می شود. اگر عدد تصادفی تولید شده از نرخ ادغام کمتر باشد، این کروموزوم برای آمیزش با کروموزوم بعدی که شرایط فوق را دارد، انتخاب می شود. انتخاب نرخ ادغام مناسب نیز، اغلب مشکل ساز است. اگر این مقدار خیلی زیاد باشد، باعث می شود تا فرصت تطابق در کروموزوم از دست برود و همچنین اگر این مقدار خیلی کم باشد، تعداد فرزندان تولید شده کافی نخواهد بود. در این پایان نامه الگوریتمی برای غلبه بر تأثیر این پارامتر و دیگر پارامترهای از این دست، ارائه شده است.

<sup>1</sup> . Cross Over Rate

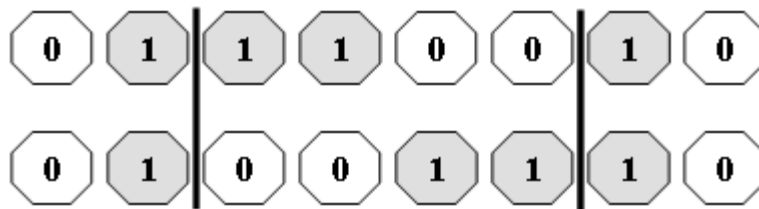
#### ۴-۴-۱-۲-عمل معکوس سازی

در این عمل یک رشته از داخل جمعیت انتخاب شده و به صورت تصادفی دو نقطه از آن انتخاب می شود. سپس همه ی بیت های بین این دو نقطه معکوس می گردد. لازم به ذکر است که در این روش تنها به یک والد نیاز است. این معکوس سازی را می توان به دو صورت انجام داد: [ ۸ ]

۱- در این حالت هر بیت معکوس می شود. یعنی اگر صفر است تبدیل به یک می شود و بالعکس اگر یک باشد به صفر تبدیل می شود. این حالت ، مختص روش کدگذاری دودویی است.

۲- در این حالت زیر رشته، معکوس می شود.

در هر حال ، انجام عمل معکوس سازی نیز همانند فرآیند ادغام بر اساس ثابتی به نام نرخ معکوس<sup>۱</sup> سازی انجام می شود. این نرخ بیانگر احتمال معکوس سازی برای هر کروموزوم است. شیوه ی اعمال نرخ معکوس سازی همانند روش ادغام می باشد. لازم به ذکر است که عملیات فوق نیازمند تنها یک والد است.

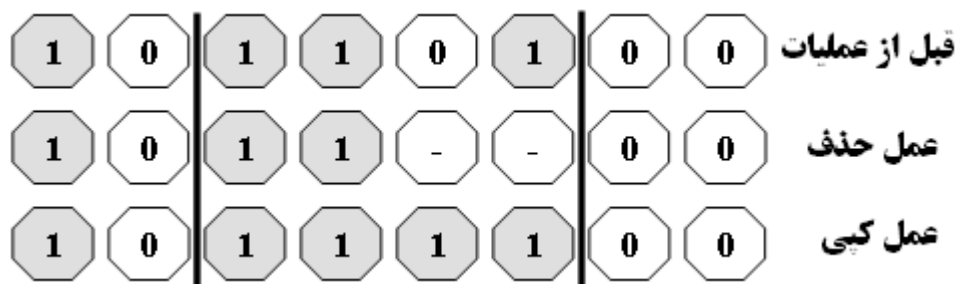


شکل ۴-۱۳. عمل معکوس سازی

#### ۴-۴-۱-۳-عمل حذف و کپی

در این عمل یک رشته از داخل جمعیت متناسب با نرخ عملیات انتخاب شده و به صورت تصادفی دو نقطه از آن برگزیده می شود. سپس نصف بیت های زیررشته مورد نظر حذف شده و بیت های قبلی آن ها کپی می شود. لازم به ذکر است که این عملیات نیز تنها نیازمند یک والد است. شکل (۴-۱۹) عملیات حذف و کپی را بر روی یک رشته نشان می دهد.

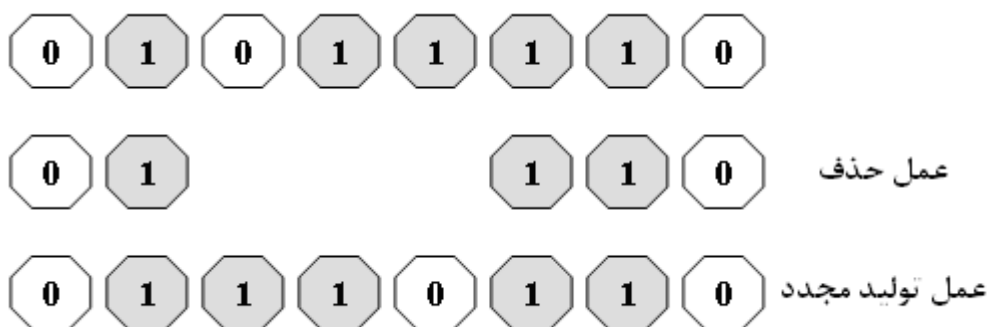
<sup>۱</sup> . Inversion Rate



شکل ۴-۱۴. عمل حذف و کپی بیت های پیشین

#### ۴-۴-۱-۴-۴-۴ عمل حذف و تولید مجدد

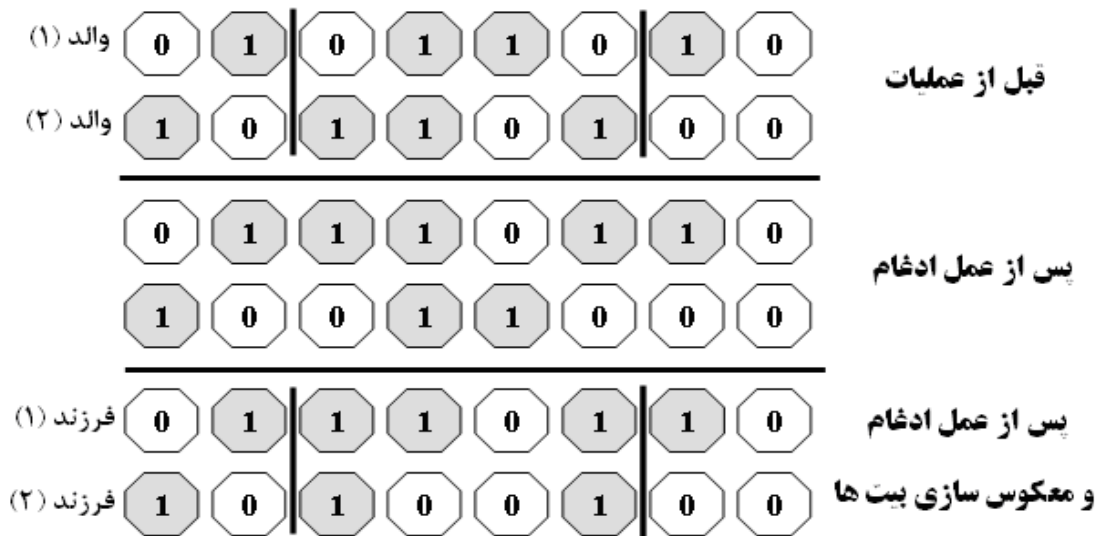
در این عمل ژن های بین دو نقطه از رشته منتخب حذف شده و به صورت تصادفی مجدداً تولید می شوند. انتخاب رشته منتخب نیز بر اساس نرخ ثابتی همانند نرخ ادغام انجام می شود. چگونگی اعمال این اپراتور در شکل (۳-۲۰) نشان داده شده است.



شکل ۴-۱۵. عمل حذف و تولید مجدد

#### ۴-۴-۱-۴-۴-۵ عمل ادغام و معکوس سازی

این عمل ترکیبی از عملیات ادغام و معکوس سازی است. در این عمل متناسب با نوع ادغام دو رشته ترکیب شده و سپس عمل معکوس سازی بر یکی از دو رشته حاصل، در همان محل ادغام، صورت می گیرد. در این حالت نیز معکوس سازی بر دو نوع است. این اپراتور نیز همانند دیگر عملگرها، نیازمند نرخ ثابتی برای انتخاب رشته ها از میان استخر تولید مثل است. تا بر اساس آن کروموزوم های والد مشخص شوند. شکل (۴-۲۱) حالت ادغام دو نقطه ایی به همراه معکوس سازی را نشان می دهد. در این شکل رشته دوم برای اعمال عملیات معکوس سازی انتخاب شده است.



شکل ۴-۱۶. عمل ادغام و معکوس سازی بیت ها

#### ۴-۴-۱-۶-روش تکثیر میانی

با استفاده از روش تکثیر میانی، امکان جستجو در طول متغیرهای والد نیز ممکن می شود. این روش ادغام دارای احتمال یکسانی در تولید یک نقطه درون ناحیه محصور بین دو والد است. روش تکثیر میانی برای حالت های مختلف کدگذاری، به شیوه های گوناگونی به شرح زیر ارائه شده است.

#### ۴-۴-۱-۶-روش تکثیر میانی برای کدگذاری مقدار

یکی از متداول ترین شیوه ادغام در روش کدگذاری مقدار، روش تکثیر میانی است. در این روش مقدار متغیر فرزند ترکیب خطی از متغیرهای والدین است. این رابطه خطی به شرح زیر قابل تعریف است:

$$C_1 = \lambda_1 P_1 + \lambda_2 P_2 \quad (۲۰-۴)$$

$$C_2 = \lambda_1 P_2 + \lambda_2 P_1 \quad (۲۱-۴)$$

که در آن  $P_1$  و  $P_2$  متغیرهای والدین و  $C_1$  و  $C_2$  متغیرهای فرزندان و  $\lambda_1$  و  $\lambda_2$  ضرایب خطی بشرح زیر می باشند:

$$\lambda_1, \lambda_2 \geq 0 \quad (22-4)$$

$$\lambda_1 + \lambda_2 = 1 \quad (23-4)$$

باید توجه داشت که  $\lambda_1$  و  $\lambda_2$  الزاماً برای تمامی متغیرهای کروموزوم یکسان نمی باشند. در صورت یکی بودن، این شیوه را تکثیر خطی می نامند. لازم به ذکر است که در صورت لزوم مقادیر حاصل از روابط (20-4) و (21-4) به نزدیکترین عدد صحیح گرد می شوند.

#### ۴-۴-۱-۶-۲-روش تکثیر میانی برای کدگذاری دودویی

روش تکثیر میانی در کدگذاری دودویی، با مقادیر رمزگشایی شده رشته ها سروکار دارد. بر اساس این روش، اگر  $P_1$  و  $P_2$  مقادیر رمزگشایی شده دو رشته والد (1) و (2) باشند؛ عمل ادغام بین این دو رشته، مقدار جدیدی بشرح رابطه زیر تولید می نماید:

$$C = (1-\lambda)P_1 + \lambda P_2 \quad (24-4)$$

که در آن  $\lambda$  یک عدد تصادفی در محدوده صفر تا یک می باشد.

#### ۴-۴-۱-۸-جهش

از دیگر مراحل رایج در عملیات GA که تکامل جمعیت برای نسل بعد را به دنبال خواهد داشت، استفاده از اپراتور جهش است. پس از عمل ادغام رشته ها، نوبت به عمل جهش یا موتاسیون می رسد. نقش جهش در الگوریتم ژنتیک، بازگرداندن مواد ژنتیکی گم شده و یا پیدا نشده به داخل جمعیت است. بدین سان با استعانت از اپراتور جهش از همگرایی زودرس الگوریتم ژنتیک و کسب جواب های بهینه محلی جلوگیری می شود. به عبارت دیگر در یک کلام می توان گفت اپراتور جهش، سبب جستجوی بهتر فضای طراحی می شود.

#### ۴-۴-۱-۸-۱-عمل جهش در کدگذاری دودویی

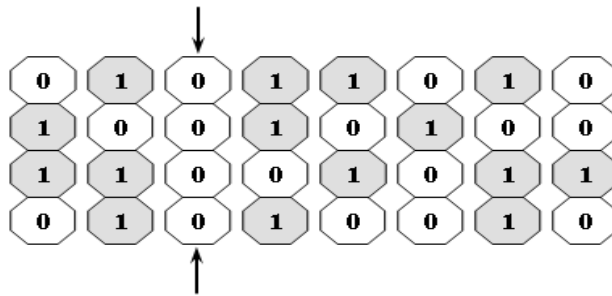
عمل جهش یک بیت، شامل تبدیل عدد صفر (0) به یک (1) و بالعکس است که بر اساس یک احتمال کوچک مثل  $P_m$  به صورت بیت به بیت صورت می گیرد. عمل جهش به این ترتیب است که یک عدد



تصادفی بین صفر (0) تا یک (1) تولید می شود؛ اگر عدد تولید شده کوچکتر از  $P_m$  باشد مقدار خروجی را برابر درست<sup>۱</sup> و گرنه برابر غلط<sup>۲</sup> در نظر گرفته می شود. اگر برای هر بیت مقدار خروجی درست باشد، بیت تغییر می کند و گرنه بیت بدون تغییر باقی خواهد ماند.

بیت های یک رشته بصورت مستقل جهش می یابند ، به این معنا که جهش یک بیت بر روی احتمال جهش سایر بیت ها تأثیر نمی گذارد. این عمل در یک الگوریتم ژنتیک ساده به منزله ی یک عملگر ثانویه و به منظور حفظ اطلاعاتی که در حال از دست رفتن است، تلقی می گردد. به کمک این عملگر می توان امید داشت که کروموزوم های خوب که در مراحل انتخاب و یا تکثیر حذف شده اند، دوباره احیا شوند. این عملگر همچنین تضمین می کند که بدون توجه به پراکندگی جمعیت اولیه ، احتمال جستجوی هر نقطه از فضای مسئله هیچگاه صفر نشود.

از دیگر مزایای عملگر جهش، متفاوت و متمایز نمودن کروموزوم ها در یک جمعیت است. به عبارت دیگر با استعانت از عملگر جهش می توان تحرک شگرفی در یک جمعیت ایجاد نمود. به عنوان مثال اگر جمعیت زیر را در نظر موجود باشد:

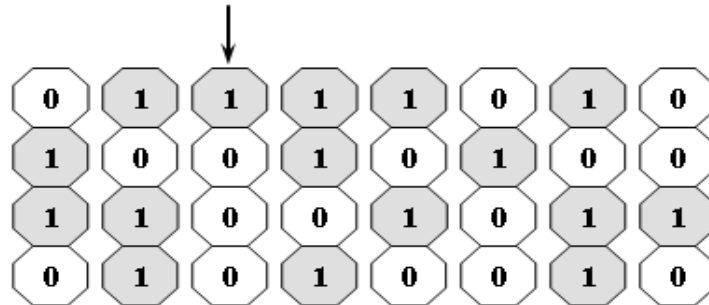


شکل ۴-۱۷. نیاز جمعیت به بیت ۱

همان طور که ملاحظه می شود، همه ی بیت های ستون سوم جمعیت حاضر صفر است. اگر راه حل بهینه نیاز به یک در این موقعیت داشته باشد، در این صورت هیچکدام از عملیات ادغام و تولیدمثل

<sup>۱</sup> . True  
<sup>۲</sup> . False

قادر به این کار نخواهد بود. اما عمل جهش این کار را برای ما انجام خواهد داد و جمعیت پس از این عمل با توجه به یک احتمال مشخص به صورت زیر در می آید:



شکل ۴-۱۸. تاثیر عملگر جهش

#### ۴-۴-۱-۸-۲-عمل جهش در کدگذاری مقدار

در کدگذاری حقیقی برای اعمال عملگر جهش روابط زیر پیشنهاد می شود:

$$C_k = P_k + \Delta(t, P_k^{Max} - P_k) \quad (۲۵-۴)$$

$$C_k = P_k - \Delta(t, P_k - P_k^{Min}) \quad (۲۶-۴)$$

در روابط فوق

$P_k$ : مقدار متغیر موردنظر

$P_k^{Max}$ : بزرگترین مقدار مجاز متغیر  $P_k$

$P_k^{Min}$ : کوچکترین مقدار مجاز متغیر  $P_k$

$t$ : تعداد نسلهای تولید شده تا آن زمان

$\Delta(t, y)$ : مقداری بین صفر و  $y$  دارد واز رابطه زیر بدست می آید:

$$\Delta(t, y) = yr \left(1 - \frac{t}{T}\right)^b \quad (۲۷-۴)$$

$T$ : تعداد کل نسل سازی

$b$ : پارامتری بزرگتر از یک

$r$ : عددی تصادفی در محدوده صفر و یک

انتخاب یکی از دو فرزند جهش یافته در روابط (۳-۲۵) و (۳-۲۶) به صورت تصادفی می باشد. در این شیوه باید دقت شود که مقدار متغیرها از مقادیر مجاز افزایش نیابند. در صورت نیاز به نزدیک ترین عدد صحیح مجاز گرد شوند.

$$P_m = \frac{1}{4-4-1-8-3} \text{ نرخ جهش } (P_m)^1$$

این نرخ بیانگر احتمال جهش و تغییر برای هر بیت است. مقدار مناسب نرخ جهش در کیفیت نتایج تأثیر بسزایی دارد. نرخ جهش پایین سبب همگرایی سریع و عدم تحرک در فضای جستجو می شود. در حالیکه نرخ جهش بالا سبب می شود که عملیات GA به سمت روند جستجوی تصادفی میل نماید. این نرخ برای یک جمعیت با اندازه ی ۲۰ تا ۲۰۰ مقداری بین 0.005 تا 0.05 پیشنهاد می شود. در صورتی که در فرآیند GA مفهوم نخه گرایی وجود داشته باشد؛ پیشنهاد می شود نرخ جهش از حد معمول و متعارف بیشتر انتخاب شود.

نرخ جهش را می توان ثابت در نظر گرفت و یا پیشنهاد می شود آن را متناسب با تعداد نسل های تولید شده قرار داد. در این صورت دو حالت وجود دارد که به شرح زیر است:

۱- در این حالت نرخ جهش بصورت افزایشی می باشد. یعنی در ابتدا جهش با احتمال کمی اعمال شده و در خلال عملیات GA ، متناسب با نسبت شماره نسل به تعداد کل نسل ها ، افزایش می یابد. یعنی:

$$P_m = P_m^{Min} + (P_m^{Max} - P_m^{Min}) \frac{t}{T} \quad (4-28)$$

۲- در این حالت نرخ جهش بصورت کاهشی می باشد. یعنی در ابتدا جهش با بیشترین احتمال اعمال می شود و در خلال فرآیند GA ، رشد نزولی خود را متناسب با نسبت شماره نسل به تعداد کل نسل ها ، درپیش می گیرد. یعنی:

---

<sup>1</sup>. Mutation Rate

$$P_m = P_m^{Max} - (P_m^{Max} - P_m^{Min}) \frac{t}{T} \quad (29-4)$$

در روابط (28-4) و (29-4) متغیرهای عبارتند از:

$P_m$ : مقدار نرخ جهش در هر نسل

$P_m^{Max}$ : حداکثر مقدار نرخ جهش در فرآیند GA

$P_m^{Min}$ : حداقل مقدار نرخ جهش در فرآیند GA

$t$ : شماره نسل حاضر

$T$ : تعداد کل نسل سازی

#### 4-4-5- مفاهیم تکمیلی

پارامترهایی همچون اندازه ی جمعیت<sup>1</sup>، نرخ عملگرهای GA، به عنوان پارامترهای کنترلی<sup>2</sup> هستند که باید قبل از اجرای الگوریتم مشخص شوند. همچنین تعریف یک معیار برای تصمیم گیری در مورد خاتمه عملیات GA ضرورت دارد. این معیار تحت عنوان شرط خاتمه معرفی می شود. شرط خاتمه بیانگر آنست که الگوریتم می بایستی به جواب بهینه دست یافته باشد. یا اصطلاحاً عملیات GA به نقطه بهینه همگرا شده است.

#### 4-4-5-1- همگرایی الگوریتم ژنتیک<sup>3</sup>

تاکنون تحقیقات بسیاری برای همگرایی GA انجام شده است. بطور مثال مطالعات فراوانی با استفاده از زنجیره مارکوف<sup>4</sup> صورت گرفته است. این تحقیقات بر روی جمعیت های بزرگ و نرخ جهش پایین به صورت آماری انجام شده است. که نتایج آن در مراجع مربوطه وجود دارد. بررسی ها دیگری برای یافتن یک حد بالا برای تعیین تعداد تکرارها نیز توسط افرادی چون کوهلر<sup>5</sup> در سال ۱۹۹۶ و

---

<sup>1</sup> . Population Size  
<sup>2</sup> . Control Parameter  
<sup>3</sup> . Convergence  
<sup>4</sup> . Markov Chain  
<sup>5</sup> . Koehler

گرینحالگ<sup>۱</sup> در سال ۲۰۰۰ صورت گرفته است. نتیجه برخی از این تحقیقات، ارائه معیارهایی، جهت خاتمه GA بوده است. یکی از این معیارها به این صورت تعریف می شود که هنگامی، درصد ثابتی از سطر و ستون های ماتریس جمعیت شبیه هم شوند، همگرایی حاصل شده است. این درصد مقداری در محدوده ۸۰٪ تا ۸۵٪ می باشد. مطالعات گوناگون دیگری نیز به همراه اثبات های متنوع در مقالات گوناگون موجود است. اما بطور کلی یک روش صریح و جامع ریاضی درباره ی همگرایی وجود ندارد.

#### ۴-۴-۵-۲- شرط توقف الگوریتم

برخی از شرط های متداول توقف عملیات GA عبارتند از:

۱- رسیدن به جواب<sup>۲</sup>: این ساده ترین فکر برای همگرایی است. به این معنی که اگر تصور شد الگوریتم به مقدار کروموزوم مناسب رسیده است، الگوریتم متوقف شود.

۲- عدم پیشرفت<sup>۳</sup>: یعنی الگوریتم GA پس از  $n$  بار تکرار با همان کروموزوم های قبلی ادامه پیدا کند؛ در این صورت الگوریتم متوقف شود. در این حالت ممکن است الگوریتم در یک نقطه کمینه نسبی، به دام افتاده باشد.

۳- روش آماری<sup>۴</sup>: اگر انحراف از معیار<sup>۵</sup> مقادیر شایستگی جمعیت به یک مقدار مشخصی رسید، الگوریتم متوقف می شود. این بدان مفهوم است که مقادیر شایستگی جمعیت با یکدیگر تفاوت چندانی نداشته باشند.

۴- تعداد تکرارها<sup>۶</sup>: اگر با هیچ کدام از موارد فوق جواب نداد، شرط توقف براساس تعداد تکرار بنا می شود.

در هر صورت باید اذعان داشت که ممکن است GA نیز، همانند دیگر روش های بهینه سازی، به جواب بهینه نرسد و یا در نقطه کمینه نسبی گرفتار شود. در هر صورت اگر الگوریتم به یک حل بهینه

---

<sup>۱</sup> . Greenhalgh  
<sup>۲</sup> . Correct Answer  
<sup>۳</sup> . No Improvement  
<sup>۴</sup> . Statistics  
<sup>۵</sup> . Standard Deviation  
<sup>۶</sup> . Number Of Iterations

همگرا نشود ، می بایست پارامترهای آن را تغییر داده و مجدداً الگوریتم را اجرا شود. این پارامترها نقش بسزایی در رسیدن به جواب بهینه دارند. در پایان نامه حاضر الگوریتمی ارائه شده است که تأثیر پارامترهای GA را بطور چشمگیری (بارزی) کاهش می دهد و کاربر را از اجرای مجدد برنامه با پارامترهای جدید بی نیاز می سازد.[۹]

در یک نگاه کلی پارامترهای اساسی در پیاده سازی عملیات GA را می توان بشرح زیر دسته بندی نمود:

۱-نحوه ی نمایش متغیرهای طراحی

۲-نحوه ارزیابی تابع جریمه و شایستگی رشته ها

۳-اندازه جمعیت

۴-نوع روش انتخاب

۵-عملگرهای GA همچون ادغام ، جهش و ...

۶-نرخ عملگرهای GA

۷-شرط خاتمه

فصل اول

فصل دوم

فصل سوم

فصل چهارم

فصل پنجم قاب خمشی با تیر خرپایی

فصل ششم

فصل هفتم

فصل هشتم



## ۵-۱- معرفی قابهای خمشی با تیرهای خرپایی

### ۵-۱-۱- مقدمه

به علت افزایش بی رویه جمعیت و محدودیت زمینهای شهری بخصوص در مناطق تجاری و صنعتی، استفاده از ساختمانهای چند طبقه ضروری به نظر می رسد. در ضمن نوع کاربرد این ساختمانها در اغلب مناطق ایجاب می کند که فاصله ستونها بیش از مقدار متعارف باشد. در این موارد گزینه های گوناگونی برای طراحی سیستم باربر ساختمان وجود دارد. یکی از موثرترین این گزینه ها استفاده از قاب خمشی با تیرهای خرپایی ویژه است. از تیرهای خرپایی در سازه های فولادی به منظور حمل بارهای قائم و به عنوان عضو افقی در سیستم های مقاوم در برابر نیروی جانبی استفاده می شود. این قابها در مقایسه با قابهای ساخته شده با تیر ورق اقتصادی تر، مشخصات ساده ای برای اتصال به ستون داشته و سبک تر هستند. همچنین جان باز این خرپاها امکان استفاده بهتر برای تاسیسات را فراهم می سازد. شکل (۵-۱)

در قاب های خمشی خرپایی معمولی به علت سختی و مقاومت بیشتر خرپاها در مقایسه با ستون، اغلب موارد مفاصل پلاستیک در ستونها تشکیل می شود. لذا اینگونه سازه ها شکل پذیری کمی دارند شکل (۵-۲). مطالعه تجربی و تئوری گوئل و ایتانی نشان می دهد که قاب های با تیرهای خرپایی معمولی شکل پذیری اندکی به علت کمانش و شکست سریع اعضای جان خرپا تحت بارگذاری رفت و برگشتی دارند. بیش از ۷۰ درصد سختی و مقاومت اولیه در سیکلهای اولیه تغییر شکل به علت رفتار ترد سازه از بین می رود. این امر سبب می شود که در زلزله های شدید رفتار نامطلوبی در این گونه سازه ها مشاهده شود. بررسی رفتار چرخه های هیستریزیس بار-جابجایی خرپاهای معمولی نشان دهنده افتهای ناگهانی شدید در بار و کاهش شدید مقاومت و سختی در اثر بارهای رفت و برگشتی است. برش در خرپا،



غالباً به وسیله اعضای جان خرپا تحمل می شود. به همین دلیل اعضای قطری تحت تاثیر نیروهای رفت و برگشتی دچار کمانش می شوند. کاهش مقاومت عضو قطری به مقاومت پس کمانشی، باعث افت ناگهانی در مقاومت برشی خرپا و ظرفیت مقاومت جانبی می شود. پس از کمانش هر عضو قطری فشاری، عضو قطری کششی کناری آن باعث ایجاد یک نیروی نامتوازن در یال افقی خرپا می شود. در غیاب اعضای قائم خرپا، این امر باعث از بین رفتن عملکرد خرابایی و در نتیجه کاهش شدید مقاومت و سختی آن می گردد در ضمن در طراحی قاب خمشی فولادی معمولی، غالباً از مقاطع فشرده استفاده نمی شود و امکان بروز کمانش موضعی و ترک در آنها بیشتر است. [۱۰]

#### ۵-۱-۲- قابهای خمشی خرابایی (STMF)

به دلیل محدودیت های معماری و یا مشخصات سازه ای، گاهاً مهندسين مجبور به استفاده از قاب خمشی ویژه با دهانه های بلند می شوند، این مسئله سبب بالا رفتن بیش از حد مشخصات هندسی مقاطع تیرها و ستون ها می شود. اخیراً سیستم جدیدی تحت عنوان قاب خمشی خرابایی ویژه در آیین نامه AISC-05 مطرح شده است که با شرایط عملکردی بهتر سبب کاهش مقاطع اعضاء و تقلیل جابجایی نسبی طبقات می شود. استفاده از خرپا به عنوان تیرهای باربر، در ساختمان های صنعتی و تجاری چند طبقه با طول دهانه های بلند به عنوان یکی از گزینه های اصلی طراحی، مورد توجه طراحان می باشد، این تیرها به دلیل شیوه ساخت و ارتفاع زیاد، دارای سختی و مقاومت بیشتری نسبت به ستون ها هستند. در این گونه سازه ها تحت اثر زلزله امکان تشکیل مفصل پلاستیک در ستون ها وجود دارد که از نظر مهندسی، امر مطلوبی نیست لذا می توان با قرار گیری مکانیزمی شبیه فیوز در قاب خمشی خرابایی ویژه این مشکل را رفع نمود. تیرهای خرابایی در سازه های فولادی به منظور انتقال بارهای قائم و نیز همزمان به عنوان عضو افقی در سیستم های

مقاوم در برابر نیروی جانبی استفاده میشود. در قابهای خمشی با تیرهای خرپایی ویژه، منطقه ایجاد تغییرشکل پلاستیک و جذب انرژی در ناحیه میانی خرپامی باشد. در این ناحیه، نیروی برشی حاصل از بار قائم اندک بوده و با قراردادن اعضای مورب ضعیفتر و یا حذف این اعضا می توان آن منطقه را مستعد تغییرشکلهای غیرالاستیک و جذب انرژی زلزله ساخت، لذا دارای پتانسیل مناسب عملکردی در برابر زلزله میباشد. بعلاوه این قابها در مقایسه با قابهای ساخته شده از تیورورها، اقتصادی تر، جزئیات اتصال به ستون ساده تر و از نظر وزن سبکتر هستند. علاوه بر این، جان باز این خرپاها امکان استفاده بهتر از فضای مورد نیاز تاسیسات را فراهم می سازد. از دیگر مزایای سیستم قاب خمشی خرپایی این است که با کمک شایتهای عمیقتر (افزایش اعضای جان) در قسمتهای ویژه می توان درجه نامعینی سازه و در نتیجه سختی کلی سازه را افزایش داد.



شکل ۵-۱. عبور تاسیسات از میان جان قاب خمشی خرپایی



شکل ۵-۲. تشکیل مفصل پلاستیک در ستون قاب خرابایی معمولی

### ۵-۳- انواع تیرهای مورد استفاده در دهانه های بلند

#### ۵-۳-۱- خرپا های معمولی

استفاده از خرپا در قابهای خمشی دارای کاربردهای زیر می باشد:

۱- حمل بارهای مرده

۲- عملکرد عضوی افقی در سیستمهای مقاوم در برابر نیروهای افقی ( به ویژه زلزله)

۳- این قابها با توجه به شیوه ساخت خرپا نسبت به تیر ورقها ( تیر با جان توپر) اقتصادی تر هستند. ضمناً خرپاها بسیار سبک تر هستند و این امر سبب کاهش بار زلزله سیستم نیز می شود. در دهانه های بلندتر یکی از متداول ترین راهها، استفاده از این نوع سیستم باربر است. نمونه ای از این نوع خرپاها در شکل ۵-۳ نشان داده شده است. خرابای نشان داده شده، یک نوع متعارف از خرپاهای معمولی به نام وارن است.



شکل ۵-۳. نمونه ای از قاب با تیر خرپایی معمولی (وارن)

**۵-۳-۲-تیر ورق :** یکی از راه های پوشش دهانه های بلند استفاده از تیر ورق میباشد. تیر ورق دارای مزایایی همچون محدود نبودن ابعاد هندسی و همچنین سادگی در ساخت و اجرا در سازه می باشد. رفتار دینامیکی سازه های قاب خمشی همراه با تیر ورق ها تحت بارهای زلزله توسط آقای گوئل مورد بررسی قرار گرفت در بررسی رفتار دینامیکی این نوع سازه ها رخداد مکانیزم تسلیم به صورت غیر کنترل شده و تشکیل مفصل پلاستیک در چشمه اتصال به دلیل سختی زیاد تیر در مقابل ستون که باعث چرخش چشمه اتصال و ایجاد تغییر مکان های نسبی زیاد طبقات می شود از عمده ترین مشکلات این نوع سازه می باشد.

**۵-۳-۳-تیر ورق با جان باز :** یکی دیگر از تیرهای مورد استفاده در قاب های خمشی با دهانه های بلند، استفاده از تیر خرپایی ساده است. این نوع تیرها ، تیر ورق با جان باز نیز نامیده می شوند. همانطور که از تعاریف بر می آید در این تیرها به جای استفاده از ورق پیوسته به عنوان جان از اعضای خرپایی در جان تیر استفاده می نمایند. لذا فولاد مصرفی کمتر در این نوع تیرها باعث می شود که سازه سبک تر شده و همچنین اقتصادی باشد. جان باز تیر باعث سهولت عبور تاسیسات مکانیکی شده و در ساختمان های عمومی به

عنوان یک مزیت بزرگ به حساب می آید. اتصال این نوع تیرها در مقایسه با تیر ورق ها ساده تر نیز می باشد.

آیین نامه UBC برای این نوع از قاب ها ، ضریب رفتار  $R=6$  را در نظر می گیرد. به تجربه مشاهده شده است که استفاده از قاب خمشی با تیر خرپایی معمولی، سبب ایجاد تیر قوی-ستون ضعیف می شود که چندان مناسب به نظر نمی رسد. فقط در شرایط خاص، آیین نامه UBC اجازه می دهد تا این سیستم با عنوان قاب خمشی با  $R=12$  طرح شود و آن در شرایطی است که به نحوی اعضای خرپا در محدوده الاستیک رفتار کنند. [۱۱]

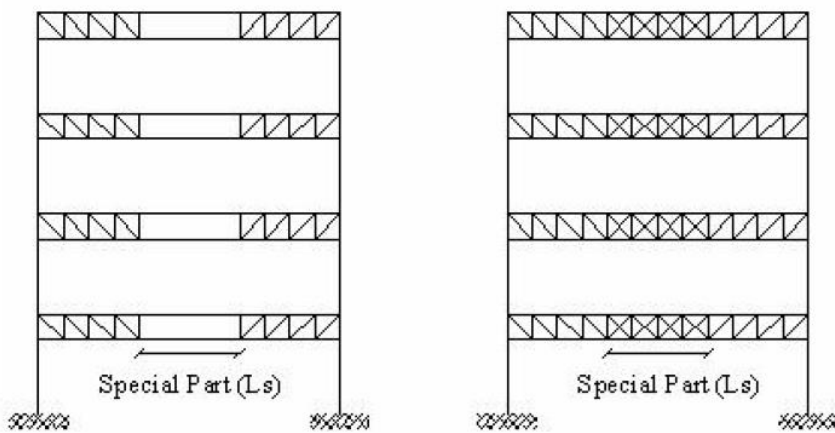
### ۵-۳-۴- تیرهای خرپایی ویژه



شکل ۵-۴. قاب های خمشی با تیرهای خرپایی ویژه (STMF)

در قاب های خمشی با تیرهای خرپایی ویژه ، منطقه ایجاد تغییر شکل پلاستیک و جذب انرژی در ناحیه میانی خرپا می باشد. در این ناحیه ، برش حاصل از بار قائم اندک بوده و با قرار دادن اعضای مورب ضعیف تر و یا حذف این اعضا می توان آن منطقه را مستعد تغییر شکل های غیر الاستیک و جذب انرژی زلزله ساخت. شکل (۵-۷). برخی بررسی ها نشان می دهند که خرپاهای ویژه علاوه بر دارا بودن مکانیزم مناسب خرابی برای مناطق لرزه خیز ، مقداری صرفه جویی در فولاد مصرفی را هم بدنبال دارند. ناحیه میانی خرپاهای ویژه را می توان به فرم قطری های ضربدری یا به صورت باز شو به شکل مستطیل ( ویرندیل )

طرح کرد. نمونه ای از این نوع خرپاها در شکل های ۴-۵ و ۵-۵ و ۶-۵ نشان داده شده اند .  
 شکل ۸-۵ چرخه هیستریزیس مورد انتظار خرپاهای ویژه را نشان می دهد که این چرخه ها به دلیل تشکیل اعضای پلاستیک میانی، رفتار بسیار نرم تری را نشان میدهند.  
 در صورتی که استفاده از خرپای ویژه مانع از کماتش اعضای قطری شود، کاهش ناگهانی و شدید سختی جانبی رخ نمی دهد و منحنی هیستریزیس شکل پایدارتری به خود خواهد گرفت. گوئل و ایتانی ، پیشنهاد کردند که اعضای قطری خر پای وارن با قطریهای ضربدری جایگزین گردد. به این ترتیب بار جانبی عمدتاً به وسیله این اعضاء تحمل می شود.  
 این همان اتفاقی است که در قاب های با مهار بندی برون محوری رخ می دهد. به این ترتیب مشکل نیروی نامتوازن یال افقی و کاهش سختی ناشی از کماتش اعضای قطری حل می شود. [۱۱]



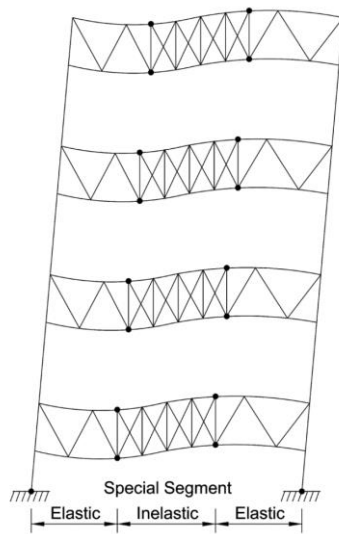
شکل ۶-۵. قاب باتیر خرپایی ویژه ویریندل

شکل ۵-۵. قاب با تیر خرپایی ویژه با

اعضای ضربدری

تحقیقات منجر به ارائه شاه تیرهای خرپایی ویژه ای شد. که تغییر شکل های غیر الاستیک را به یک ناحیه خاص از خرپا محدود کند. همانگونه که در شکل (۷-۵) نشان داده شده است، یال ها و اعضای جان ( که در الگوی Xچیده شده اند) در ناحیه ویژه برای تحمل تغییر شکل های غیر الاستیک بزرگ طراحی شده اند، در حالی که بقیه سازه به صورت الاستیک

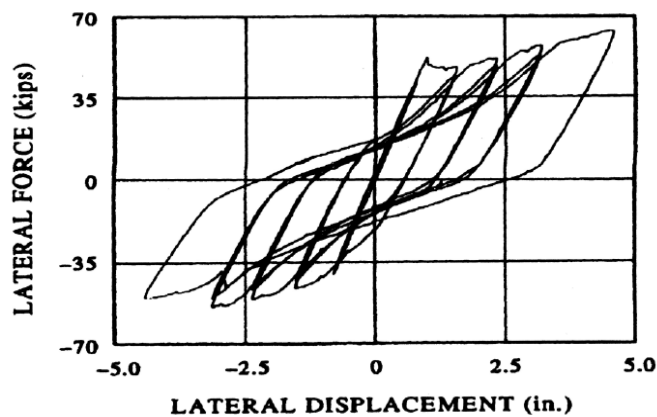
باقی می ماند. قاب های خمشی خربایی ویژه STMF توسط آزمایشهای گسترده بر روی مجموعه هایی با مقیاس کامل (ستون های به ارتفاع طبقه و شاه تیرهای خربایی با طول کامل دهانه) مطالعه و همانگونه که در شکل (۵-۸) نشان داده شده است، دارای رفتار شکل پذیر با رفتار هیستریک پایدار برای تعداد زیادی از چرخه ها تا تغییر مکان های نسبی ۳٪ می باشد. [۱۲]



شکل ۵-۷. نواحی الاستیک و پلاستیک در قابهای خمشی با تیر خربایی

به دلیل اینکه سیستم های STMF نسبتاً جدید و منحصر به فرد است، فعلاً طول دهانه و ارتفاع شاه تیر خربایی به محدوده به کار رفته در برنامه های آزمایشگاهی محدود می شود.

[۱۲]

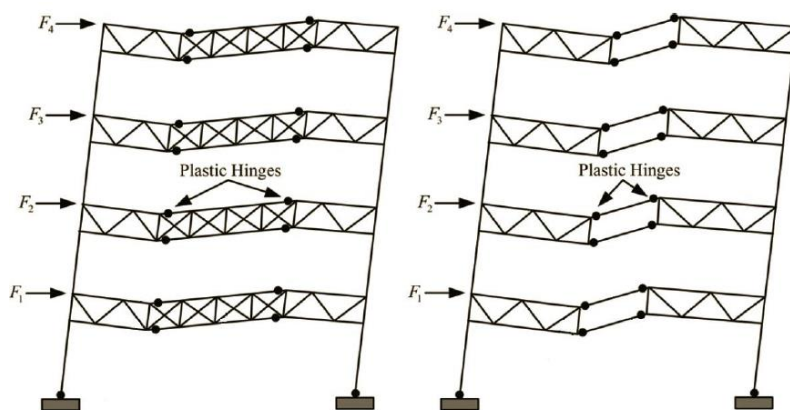


شکل ۵-۸. رفتار هیستریک STMF

## ۵-۴- مکانیزم تسلیم

در قاب های خرپایی ویژه مقاوم در برابر زلزله، می توان تعدادی از دهانه های ویژه ( قطریهای ضربدری با اعضای ظریفتر ) در طول دهانه خرپا قرار داد. با توجه به اینکه قرار است این اعضا تحت برش ناشی از نیروهای جانبی قرار گیرند و پلاستیک نشوند، بهترین مکان برای این دهانه ها در قسمت میانی دهانه خرپا قرار دارد زیرا برش حاصل از بارهای ثقلی معمولاً کوچک است. با افزایش بارهای جانبی پس از کماتش قطریهای ضربدری، مفصل های پلاستیک در یالهای افقی خرپا در انتهای قسمت میانی خرپا تشکیل می شود.

شکل ۵-۹ این مساله را به خوبی نشان می دهد. [۱۳]



شکل ۵-۹. محل تشکیل مفصل پلاستیک در قاب STMF

## ۵-۵- روش طراحی قاب خمشی با تیرهای خرپایی ویژه

گوئل و ایتانی یک روش حدی را برای طراحی این نوع از قابها پیشنهاد داده اند. در روش

آنها ابتدا بار جانبی و سپس بر اساس گام های زیر، قابها طراحی می شوند:

۱- محاسبه نیروی زلزله وارد بر هر منطقه با استفاده از یک آئین نامه معتبر

۲- محاسبه ظرفیت برشی مورد نیاز ناحیه ویژه  $V_u$  از استاتیک مساله

۳- طراحی اعضای افقی خرپا بر اساس مقاومت محوری آنها در انتها



۴- طراحی قطری های ضربدری با توجه به ظرفیت برشی مورد نیاز ( به صورت سعی و خطا)

۵- طراحی اعضای قائم قسمت ویژه ( داخلی ) و قسمت بیرونی با توجه به مقاومت کششی مورد نیاز قطریهای ضربدری

۶- طراحی اعضای قطری خارجی با استفاده از تعادل اعضای کناری

۷- طراحی ستونها برای بار محوری و ممان موجود

بر اساس روش مذکور، یک قاب خمشی خرابایی ویژه با قطریهای ضربدری به طراحی می شود. ولی بررسی های بیشتر به ویژه بررسی رفتار اعضای غیر خطی در ناحیه ویژه، ضروری به نظر می رسد.

#### ۵-۶- الزامات و محدودیت های قابهای خمشی خر پایی ویژه در AISC360-2005

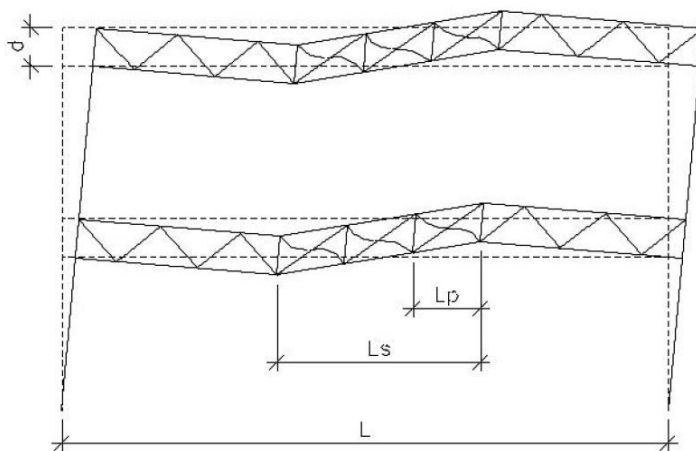
قاب های خمشی خر پایی ویژه STMF برای تحمل تغییر شکل های غیر الاستیک قابل ملاحظه در ناحیه ویژه خرپا هنگامی که تحت نیروهای حاصل از حرکت های زمین لرزه طرح قرار می گیرد ، در نظر گرفته می شوند. طول دهانه ما بین ستون ها در سیستم STMF نباید بیشتر از ۲۰ متر و عمق کلی آن نباید بیشتر از ۱/۸ متر باشد. ستون ها و اعضای از خرپا که خارج از ناحیه ویژه قرار دارند، باید به گونه ای طراحی شوند که تحت نیروهایی که در اثر تسلیم کامل و سخت شدگی کرنشی ناحیه ویژه ایجاد می شوند، به صورت الاستیک باقی بمانند بر اساس آیین نامه AISC360-2005 در قابهای STMF باید ضوابط این بخش رعایت شوند: [۱۲]

$$L \leq 20m \quad (۱-۵)$$

$$0.1 \leq \frac{L_s}{L} \leq 0.5 \quad (۲-۵)$$

$$0.67 \leq \frac{L_p}{d} \leq 1.5 \quad (۳-۵)$$

$$d \leq 1.8m$$



شکل ۵-۱۰. جزییات STMF

#### ۵-۷- ضوابط ناحیه ویژه

هر خرپای افقی که بخشی از سیستم باربر لرزه ای باشد باید دارای یک ناحیه ویژه مابین نقاط یک چهارم دهانه ی خرپا باشد. طول ناحیه ویژه باید در محدوده ۰/۱ تا ۰/۵ برابر طول دهانه خرپا انتخاب شود. نسبت طول به عمق هر پانل در ناحیه ویژه نباید بیشتر از ۱/۵ و کمتر از ۰/۶۷ باشد.

پانل های داخل ناحیه ویژه باید همگی از نوع پانل های ویریندیل یا از نوع پانل های مهاربندی ضربدری X باشند. استفاده از ترکیب سیستم های فوق با سایر پیکربندی های قطری خرپایی مجاز نیست. در مواردی که اعضای قطری در ناحیه ویژه به کار برده می شوند، باید در الگوی X شکل همراه با اعضای عمودی قراردارند. چنین اعضای قطری باید در نقاطی که از کنار هم عبور می کنند، به هم متصل شوند. این اتصال باید دارای مقاومت مورد نیاز برابر با ۲۵٪ مقاومت کششی اعضای قطری باشد. اتصال های پیچ شده نباید در جان اعضای ناحیه ویژه به کار روند. اعضای قطری جان در ناحیه ویژه باید از میله های مسطح مقاطع شناخته شده ساخته شوند. وصله کردن اعضای یال در ناحیه ویژه در نصف طول پانل از دو انتهای ناحیه ویژه مجاز نیست. مقاومت محوری مورد نیاز اعضای قطری

جان در خریای ویژه تحت بارهای مرده و زنده نباید از مقادیر رابطه (۵-۵) بر حسب مورد بیشتر باشد.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3 \times F_y \times A_g \text{ (LRFD)} \\ 0.3 / 1.5 \times F_y \times A_g \text{ (ASD)} \end{array} \right\} \quad (5-5)$$

### ۵-۷-۱- مقاومت اعضای ناحیه ویژه

مقاومت برشی موجود ناحیه ویژه باید به صورت مجموع مقاومت برشی اعضای یال تحت خمش و مقاومت برشی مربوط به اعضای کششی قطری و ۳۰٪ مقاومت برشی اعضای قطری فشاری در صورت وجود، محاسبه شود. اعضای یال بالا و پایین در ناحیه ویژه باید از مقاطع شناخته شده ساخته شوند و باید حداقل ۲۵٪ مقاومت برشی عمودی مورد نیاز را تامین کنند. مقاومت محوری مورد نیاز در اعضای یال بر اساس حالت حدی تسلیم کششی تعیین و نباید بیشتر از ۴۵ درصد مقادیر روابط (۵-۶) باشد.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi P_n \text{ (LRFD)} \\ 0.45 P_n / \Omega \text{ (ASD)} \end{array} \right\} \quad P_n = F_y A_g$$

$$\Omega = 1.67 \text{ (ASD)} \quad \Phi = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

اتصال انتهایی اعضای قطری جان در ناحیه ویژه باید برابر حداقل برابر مقاومت تسلیم مورد انتظار عضو جان در کشش را مطابق رابطه (۵-۷) بر حسب مورد داشته باشد.

$$\left\{ \begin{array}{l} R_y \times F_y A_g \text{ (LRFD)} \\ \frac{R_y \times F_y A_g}{1.5} \text{ (ASD)} \end{array} \right\} \quad (7-5)$$

## ۵-۸- مقاومت اعضای خارج از ناحیه ویژه

اعضا و اتصال های STMF به جزء آنهایی که در ناحیه ویژه مشخص شده، باید دارای مقاومت مورد نیاز بر اساس ترکیب های بارگذاری مربوطه در آیین نامه کاربردی ساختمان با جایگزینی بار زلزله  $E$  با بارهای جانبی مورد نیاز برای تامین مقاومت برشی عمودی مورد انتظار ناحیه ویژه  $V_{ne}$ (LRFD) یا  $V_{ne}/1.5$  (ASD) برحسب مورد، در نیمه دهانه باشد.

$$V_{ne} = \frac{3.75R_y M_{nc}}{L_s} + 0.75EI \frac{(L - L_s)}{L_s} + R_y (P_{nt} + 0.3P_{nc}) \sin \alpha \quad (۸-۵)$$

$M_{nc}$  = مقاومت خمشی اسمی اعضای میله ای ویژه، (N – mm) Kip – in

$EI$  = سختی الاستیک خمشی اعضای میله ای ناحیه ویژه، (N – mm) Kip – in

$L$  = طول دهانه خرپا، (mm) in

$L_s$  = طول ناحیه ویژه، (mm) in

$P_{nt}$  = مقاومت کششی اسمی اعضای قطری ناحیه ویژه، (N) Kips

$P_{nc}$  = مقاومت فشاری اسمی اعضای قطری ناحیه ویژه، (N) Kips

$\alpha$  زاویه اعضا قطری با افق

## ۵-۹- محدودیت های عرض – ضخامت اعضا

در اعضای یال و اعضای قطری جان در ناحیه ویژه باید ضوابط ذیل رعایت شود. اعضا در سیستم باربر لرزه ای باید دارای بال های با اتصال پیوسته با جان یا جان ها بوده و نسبت عرض به ضخامت این اعضای فشرده نباید از نسبت عرض به ضخامت ( $\lambda_{ps}$ ) جدول (I) - ۸-۱ (آیین نامه AISC-05 بیشتر باشد). [۱۲].

## ۵-۱۰-مهار جانبی

اعضای یال بالا و پایین خرپاها باید در دو انتهای ناحیه ویژه و در فواصلی که نباید بیشتر از  $L_p$  باشد مقاومت مورد نیاز هر مهارجانبی در انتها و در قسمت ناحیه ویژه برابر مقادیر رابطه (۹-۵) زیر برحسب مورد باشد که در آن  $P_{nc}$  برابر مقاومت فشاری اسمی عضو یال

ناحیه ویژه است.

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 0.6 \times R_y \times P_{nc} \quad (LRFD) \\ P_a = \frac{0.06 \times R_y \times P_{nc}}{1.5} \quad (ASD) \end{array} \right\} \quad (9-5)$$

مهاری جانبی خارج از ناحیه ویژه باید دارای مقاومت مورد نیاز براساس روابط زیر باشد.

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 0.02 \times R_y \times P_{nc} \quad (LRFD) \\ P_a = \frac{0.02 \times R_y \times P_{nc}}{1.5} \quad (ASD) \end{array} \right\} \quad (10-5)$$

سختی مورد نیاز مهار باید بر اساس A-۶-۴ پیوست ششم آیین نامه AISC360-05 در نظر گرفته شود. که بر اساس روابط (۱۱-۵) برحسب مورد بیان می شود. [۱۲].

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = P_r = R_y P_{nc} \quad (LRFD) \\ P_a = P_r = \frac{R_y P_{nc}}{1.5} \quad (ASD) \end{array} \right\} \quad (11-5)$$

## ۵-۱۱-تاریخچه پژوهش های انجام گرفته از گذشته تا کنون

### ۵-۱۱-۱ گوئل وایتانی<sup>۱</sup> (۱۹۹۴ a)

این مقاله ، اولین مقاله چاپ شده در مورد STMF می باشد. در این پژوهش هدف مولفان این بود که یک قاب خمشی خرپایی با جان باز<sup>۲</sup> را توسعه و پیشرفت دهند. به این منظور

<sup>۱</sup> . Goel and Itani

<sup>۲</sup> .open web

ساختمانی به عنوان نمونه بر اساس شرایط UBC۱۹۹۸ انتخاب و سه زیرمجموعه ای ستون خرپایی نیم دهانه<sup>۱</sup>، با مقیاس یک به یک تحت جابجایی های رفت و برگشتی مورد آزمایش قرار گرفتند. تیرهای خرپا دارای اعضای قطری منفرد بودند. اعضای قطری منفرد تحت بارهای متناوب مورد کمانش و تسلیم قرار گرفتند و از آنجایی که در هر پانل یک عضو قطری وجود داشت، ظرفیت تحمل بار عمدتاً بعد از کمانش کاهش پیدا می کرد .

علاوه بر تحقیقات آزمایشی ، مولفان چندین تجزیه و تحلیل عددی نیز انجام دادند تا عملکرد لرزه ای سیستم های قطری منفرد را مورد بررسی قرار دهند. مولفان به این نتیجه رسیدند که رفتار هیستریک تحت بارهای سیکلیک بسیار اندک و ضعیف است و این به دلیل کمانش و شکست اولیه اعضای شبکه خرپا میباشد. همچنین تجزیه و تحلیل غیر خطی دینامیکی نشان داد که چنین سیستم هایی در برابر حرکات شدید زمین با دریافت های طبقه ای بزرگ و تغییر شکل های غیر خطی بیش از اندازه ستونها و اعضای شبکه خرپا به شکل بسیار ضعیف عکس العمل نشان می دهند. [۱۴]

#### ۵-۱۱-۲- گونل وایتانی ( b ۱۹۹۴ )

مولفان در یک مقاله مشترک پتانسیل استفاده از سیستم های قطری X شکل را برای سیستم STMF مورد بررسی قرار دادند. بعد از مشاهده رفتار ضعیف اجزای قطری منفرد مولفان تصمیم گرفتند تا از یک سیستم X شکل استفاده کنند. در این سیستم زمانی که یکی از اجزای قطری تحت بار فشاری کمانش می کند اعضای قطری دیگر تحت کشش قرار گرفته ، و بایستی قادر به تحمل نیروهای برشی باشند. یک زیر مجموعه یک طبقه شامل یک خرپا با دهانه کامل و دو ستون در انتها مورد آزمایش قرار گرفت، در حالت کلی نمونه ها رفتاری پایدار از خود نشان دادند. مولفان تجزیه و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی<sup>۲</sup> را انجام دادند تا عملکرد تیرهای خرپایی را با اعضای قطری X شکل مورد بررسی قرار دهند.

<sup>۱</sup> . half – span

<sup>۲</sup> . Time History

یافته های حاصل از این پژوهش نشان داد که این سیستم مقاوم یک سیستم عالی و با مقاومت لرزه ای مناسب برای ساختمان ها می باشد. [۱۵]

### ۵-۱۱-۳- باشا و گوئل<sup>۱</sup> (۱۹۹۴)

این مولفان، ائتلاف انرژی پتانسیل در قاب خرپایی ویراندیل را مورد تحقیق قرار دادند. پژوهش قبلی که توسط گوئل وایتانی (b و a ۱۹۹۴) صورت پذیرفت، بر روی استفاده از قطری هایی X شکل در بخش ویژه تمرکز داشت و این اعضای قطری ممکن است فضای دسترسی را محدود کنند. در این پژوهش یک ناحیه ویراندیل به عنوان یک شکل جایگزین برای بخش ویژه پیشنهاد کردند، تحقیقات شامل یک برنامه آزمایشی و در پی آن مجموعه ای از تجزیه و تحلیل های عددی بود.

در برنامه آزمایشگاهی، خرپاهای STMF با بار ثقلی و STMF هایی بدون بار ثقلی مورد مطالعه قرار گرفتند. بدین منظور یک ساختمان ۴ طبقه انتخاب شد و طراحی STMF بر طبق مقررات UBC سال ۱۹۹۱ صورت پذیرفت. سپس یک زیر مجموعه تک در گاهی از یک طبقه نمونه بر اساس قسمت های طراحی شده مورد آزمایش قرار گرفت. همانطور که قبلاً گفته شد خرپا در ابتدا بدون اعمال بار ثقلی مورد آزمایش قرار گرفت و دو نمونه تاریخچه جابجایی اعمال گردید. پس از آن همین نوع تحت بارهای متمرکز بار ثقلی مورد آزمایش قرار گرفت. کلیه آزمایشات نشان دادند که این مجموعه ها رفتار هیستریک پایدار را ایجاد می کنند.

مولفان نتیجه گرفتند که عکس العمل مجموعه های آزمایشگاهی قابهای خرپایی تحت بارهای جانبی تنها و نیز تحت تاثیر بار ثقلی و بارهای جانبی بدون هیچ گونه مشکلی کامل و پایدار است. پاسخ دینامیکی این نمونه های آزمایشگاهی بر اساس عددی نیز نتایج رضایت بخشی بدست داد [۱۶]

---

<sup>1</sup> . Basha and Goel

#### ۵-۱۱-۴- گوئل ، رای و باشا<sup>۱</sup> (۱۹۹۸)

در این پروژه پژوهشی مولفان راهبردهایی برای طراحی STMF ارائه دادند. آنها محدوده کیفیت فلسفه طراحی به کار رفته برای قابهای STMF وقتی که ناحیه ویژه STMF تسلیم شود و وارد مرحله غیر خطی گردد و باعث اتلاف انرژی شود، اعضای دیگر سیستم به طور الاستیک باقی بمانند، مورد بررسی قرار دادند. تنها در پای ستون جاری شدن مجاز به شمار آمد. در این راهبرد چندین قانون بر اساس محدوده کیفیت طرح ارایه شد تا اعضای خرپایی که در خارج از ناحیه ویژه هستند متناسب و هماهنگ کند. طراحی STMF با بخش ویریندیل و با مهار X شکل در ناحیه ویژه از طریق مثال شرح داده شد و محاسبات دستی (عملی) و تجزیه و تحلیل های کامپیوتری داده شد. بعد از ارائه طرح STMF، مولفان چندین نتایج تحلیلی را در مورد این طرح ها ارائه کردند و اساساً تجزیه و تحلیل پوش آور و تجزیه و تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی به منظور بررسی عملکرد این سیستم ها را ارائه دادند و گزارشی با مجموعه کوتاهی از توصیه ها و پیشنهادات مربوط به طراحی که با ویژگی های UBC97 منطبق بود به پایان رساندند. [۱۷]

#### ۵-۱۱-۵- پارا- مونتسینوس ، گوئل و کیم<sup>۲</sup> (۲۰۰۶)

در این پژوهش مولفان عملکرد اعضای قطری مستحکم از ناودانی دابل تقویت یافته در STMF را مورد مطالعه قرار دادند. در این تحقیق پژوهشگران به جای مورد آزمایش قرار دادن کل سیستم تنها بر روی اعضای قطری متمرکز شدند. از ناودانی های پشت به پشت می توان برای افزایش ظرفیت برشی برای STMF های دارای بخش ویرانیدیل استفاده کرد. در این آزمایش شش عضو ناودانی دابل در معرض بارهای تناوبی قرار گرفتند تا عملکرد آنها مورد بررسی قرار گیرند. مهمترین پارامتر عبارت است از مهار جانبی اعضای ناودانی. مولفان

<sup>1</sup> Goel and Rai and Basha

<sup>2</sup> Parra-Montesinos, Goel, and Kim



نتیجه گرفتند که شرایط کنونی AISC برای مهاربندی جانبی، برای تضمین ظرفیت دورانی بزرگ در اعضای ناودانی تقویت یافته کافی نمی باشد و بر اساس نتایج حاصل از آزمایش، یک معادله جدید پیشنهاد شد. [۱۹]

#### ۵-۱۱-۶-چائو و گوئل<sup>۱</sup> (۲۰۰۸ a)

هدف اولیه پژوهشگران پیشنهاد یک معادله جدید برای مقاومت برشی مورد انتظار در ناحیه ویژه خرپای STMF بود در طی سال ها تحقیق گوئل و همکارانش روابطی برای مقاومت برشی مورد انتظار توسعه دادند و این تحقیقات منجر به ارائه آن در آیین نامه فولاد آمریکا 05 AISC گردید. این روابط نحوه تشکیل مفصل پلاستیک در انتهای یالها، تسلیم اعضای قطری در کشش، کمانش اعضای قطری در فشار، قابلیت انعطاف اعضای یال و غیره را مورد بررسی قرار دادند. چائو و گوئل دریافتند که عبارت مقاومت برشی مورد انتظار در AISC در صورتی که ممان اینرسی اعضا بزرگ باشد ممکن است منجر به طراحی بسیار دست بالا شود. مولفان به منظور توسعه یک عبارت جدید، یک سری تجزیه و تحلیل های دینامیکی و استاتیکی غیر خطی انجام دادند و بر اساس نتایج حاصل از آنها دریافتند که معادله AISC عمده‌تاً مقاومت برشی مورد انتظار را دست بالا تخمین می زند. آنها بر اساس یافته های حاصل از تجزیه و تحلیل های آماری یک عبارت اصلاح شده برای طرح بدست آوردند . [۱۳]

#### ۵-۱۱-۷-چائو و گوئل (۲۰۰۸ b)

در این پژوهش ، روش طرح پلاستیک STMF بر اساس عملکرد ارائه گردید. قبل از این پژوهش، STMF ها بر اساس تحلیل خطی طراحی می شدند. استفاده از تحلیل خطی در هماهنگ سازی اعضا منجر به پخش نا هماهنگ در یفت های طبقات و تسلیم در نواحی

---

<sup>1</sup> Chao and Goel

ویژه در ارتفاع ساختمان می شود. به منظور دستیابی به تغییر مکان جانبی طبقات<sup>۱</sup> و تسلیم هماهنگ تر، مولفان طراحی پلاستیک بر اساس سطح عملکرد را بهتر دانستند این عامل بر اساس قضیه انرژی است. مولفان بر اساس مفاهیم انرژی، عبارت جدید را معرفی کردند. برش پایه تغییر یافته به تغییر مکان نسبی هدف، مکانیسم تسلیم از پیش انتخاب شده و مقدار طیف طراحی خطی ویژه آیین نامه برای یک سطح خطر.

برش پایه تغییر یافته عملاً با برش پایه در سطح فروپاشی ساختمان مطابقت دارد، بنابراین، مقدار برش پایه می تواند مستقیماً در طرح پلاستیک ساختمان استفاده شود. مقدار برش پایه ویژه در آیین نامه در حالت کلی کمتر از برش پایه تغییر یافته است و با سطح اولین تسلیم عمده مطابق می باشد. این فرایند توسط چائو و گوئل در سال ۲۰۰۷ به صورت آنالیز پوش آور توصیف شده. فرآیند بار جانبی برای سیستم های سازه ای مقاوم همانند قاب خمشی، قاب بت مهاربندی هم محور و برون محور و STMF در ساختمان های فولادی توسعه یافتند. مولفان این رویکرد طراحی بر اساس سطح عملکرد پیشنهادی را توسط یک STMF ۹ طبقه که در معرض لرزه ی SAC قرار گرفت مورد باز بینی قرار دادند و نتایج تحلیل نشان دادند که دریافت های بین طبقه ای بسیار هماهنگ و علاوه بر این حداکثر مقدار دریافت کمتر از مقدار نقطه هدف بوده است. [۲۶] و [۱۸]

## ۵-۱۲- ضریب رفتار قاب خمشی خرابایی

دراکثر آیین نامه ها از جمله آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله کشور ایران، استاندارد ۲۸۰۰، تعیین نیروهای جانبی به روش استاتیکی معادل صورت میگیرد در این بر آورد، ضریب رفتار R یک متغیر اساسی است. این ضریب منعکس کننده عواملی از جمله اضافه مقاومت، شکل پذیری، پایداری، نحوه شکست، قدرت جذب انرژی، ضریب میرایی و رفتار کلی سازه در مقابل زلزله میباشد. باتوجه به اهمیت ضریب رفتار و تأثیر آن بر نتایج

<sup>۱</sup> drift

طراحی سازه ها، تحقیقات بسیار وسیعی در این خصوص صورت پذیرفته که روش یانگ و فریمن نسبتاً شاخص میباشد. روش فریمن که متکی بر طیف ظرفیت میباشد نیاز به یک روند سعی و خطا دارد که فرایندی وقت گیر است. این محقق مقدار ضریب رفتار را به صورت حاصل ضرب دوضریب اصلی ظرفیت سازه و نیاز زلزله بیان میکند که دربردارنده پارامترهایی همچون تأثیر سیستم سازه ای، پیکربندی، مصالح به کار رفته، وزن، ابعاد در پلان و ارتفاع، ضرایب بار، نامعینی سازه، مشخصات اتلاف انرژی، ویژگی های رفتار غیرخطی مصالح سازه، مکانیزم خرابی و غیره در سازه میباشد. در حالی که در روش یانگ ضریب رفتار سازه حاصل ضرب سه پارامتر ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری و ضریب نامعینی بیان شده است. روش یانگ در مقایسه با روش فریمن دارای مبانی ساده تر و در عین حال کاربردی تری میباشد. ضریب رفتار بر اساس روش یانگ را می توان به این صورت تعریف کنیم  $R_{\mu}$ . راضریب کاهش به علت شکل پذیری که نسبت ضریب طراحی در حالت الاستیک به ضریب تسلیم در نقطه ای که سازه به نقطه تسلیم می رسد تعریف می شود.  $R_s$  ضریب اضافه مقاومت که نسبت ضریب تسلیم به ضریب در نقطه ای که اولین مفصل پلاستیک تشکیل می شود.

$$R_{\mu} = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (12-5)$$

$$R_s = \frac{C_y}{C_s} \quad (13-5)$$

$$R = \frac{C_{eu}}{C_s} = \frac{C_{eu}}{C_y} * \frac{C_y}{C_s} = R_{\mu} * R_s \quad (14-5)$$

$$R = R_{\mu} * R_s * Y \quad (15-5)$$

## ۵-۱۲-۱- مطالعات گذشته بر روی ضریب رفتار

علاوه بر این در سالهای اخیر مطالعات گسترده ای در خصوص ضریب رفتار صورت گرفته است. ماهر و اکبری با بررسی ضریب رفتار قابهای بتن مسلح بامهاربندی های فولادی ضربدری و زانویی نشان دادند که در سیستم های دوگانه کوتاه با مهاربند زانویی، مقادیر شکل پذیری و در نتیجه ضریب رفتار بزرگتر از مقادیر مربوط به قابهای با مهاربند ضربدری است. بالندرا و هانگ<sup>۱</sup> نشان دادند که اضافه مقاومت و شکل پذیری سازه در سیستم های قاب خمشی بامهاربندی ضربدری V شکل و X شکل تقریباً یکسان است. اصغری نیز با بررسی ضریب رفتار سیستم قاب خمشی با مهاربندیهای کمانش ناپذیر به این نتیجه رسید که با افزایش تعداد طبقات، شکل پذیری و اضافه مقاومت سازه کاهش و به دنبال آن ضریب رفتار سازه نیز کاهش می یابد. کیم و چوی<sup>۲</sup> با بررسی ضریب رفتار قاب خمشی معمولی و ویژه با مهاربندی هشتی نتیجه گرفتند که با افزایش طول دهانه در این نوع سیستم هاشکل پذیری و اضافه مقاومت سازه افزایش و در نتیجه ضریب رفتار نیز افزایش می یابد. واثقی و اسماعیل تبار با بررسی ضریب رفتار قابهای مجهز به میراگراضطکاکتی نتیجه گرفتند که عملکرد میراگر با توجه به بارلغزش آن در شکل پذیری و ضریب رفتار سازه مؤثر میباشد و همچنین با توجه به مقدار شکل پذیری سازه میتوان عملکرد بهینه میراگر را مشخص نمود. [۲۱]

پرایور<sup>۳</sup> طی تحقیقاتی که در آمریکا و ژاپن انجام داد پیش بینی کرد که رفتار سیستم خرابایی متناوب ترکیبی از رفتار سیستم مقاوم مهاربندی و سیستم قاب مقاوم خمشی شکل پذیر تحت فعالیت لرزه ای باشد. هانسون و برگ<sup>۴</sup> در سال ۱۹۷۳ طی تحقیقاتی نشان دادند که پانل ویریندل در مرکز خرپا می تواند شکل پذیری قابل ملاحظه ای در پاسخ سازه

<sup>۱</sup> . Balendra and Huan

<sup>۲</sup> . kim and Choi

<sup>۳</sup> . Prior

<sup>۴</sup> . Hanson ,Berg

ایجاد کند. وجود مهاربندها در پانل های دیگر اتلاف انرژی را در پانل ویریندل فراهم می کند. در ضمن قطری های مهاربندی و اتصالات آنها تحت نیروی زلزله الاستیک باقی می مانند.

در نواحی با خطر لرزه ای زیاد (سیستم مطلوب مورد نیاز زمانی است که  $R \geq 3$  باشد). محققان پیشنهاد کردند که رفتار سیستم قاب خمشی خرابایی متناوب را میتوان با به کار بردن تحلیل تاریخچه زمانی همراه با طیف ارزیابی نمود که شکل پذیری اعضای قطری بعد از ارزیابی مستقیماً از تحلیل بدست می آید. خصوصیات پاسخ سازه خرابایی و اتلاف انرژی پانل های ویریندل مشابه شکل پذیری قاب های خمشی یا قابهای مهاربندی ویژه می باشد. این مطلب به این معنی است که از ضریب رفتار ۷ یا ۸ برای طراحی ساختمان استفاده می شود. در نواحی با خطر لرزه ای متوسط ضریب اصلاح پاسخ برای قاب خمشی معمولی را برابر ۴/۵ در نظر گرفته می شود. امروزه طراحان در جهت محافظه کارانه ضریب رفتار  $R=3$  را انتخاب می کنند. زمانیکه  $R=3$  است جزییات لرزه ای مورد نیاز نمی باشد.



فصل اول

فصل دوم

فصل سوم

فصل چهارم

فصل پنجم

فصل ششم تعریف مسئله

فصل هفتم

فصل هشتم



اغلب مسائل جستجو و بهینه یابی در دنیای واقعی، ماهیتاً شامل چندین هدف می باشند و در واقع بین اهداف مختلف تبادلهایی وجود دارد. یکی از این مسائل، بحث طراحی ساختمانها می باشد. عموماً یک مهندس سازه هنگام طراحی و محاسبه مقاطع اعضای یک ساختمان به دنبال دو هدف عمده می باشد. یکی از این اهداف طرح یک ساختمان مقاوم بوده که بتواند در مقابل بارهای وارده عملکرد مناسبی داشته باشد و هدف دیگر ارائه یک طرح اقتصادی به کارفرما می باشد. از آنجا که از میان بارهای وارده به ساختمان، بارهای جانبی و خصوصاً بار زلزله نقش مهمتری داشته و عمده خرابی ساختمانها در سالهای اخیر، ناشی از عملکرد نامناسب آنها در برابر زلزله بوده است، بنابراین ساختمانها بایستی عملکرد لرزه ای مناسبی داشته و در عین حال اقتصادی طرح شده باشند.

#### ۶-۱- تعریف مسئله :

در این تحقیق هدف ما بهینه یابی وزن اسکلت و ضریب رفتار قاب خمشی خرپایی می باشد. به این منظور دو قاب خمشی خرپایی دو دهانه دو طبقه تحت دو آرایش مختلف و یک قاب دو دهانه چهار طبقه به طول دهانه ۱۵ و ۱۰ مترو به ارتفاع ستون ۳ متر در نظر گرفته شده است. در آیین نامه مقررات ملی ساختمان مبحث ۱۰ ضوابطی برای قاب خمشی با تیر خرپایی در نظر گرفته نشده است ولی آیین نامه AISC2005 فصلی جداگانه به ضوابط این قاب اختصاص داده است. به این منظور از ضوابط آیین نامه AISC2005 در این تحقیق استفاده شده است. متغیرهای مسئله شامل وزن سازه، ارتفاع خرپا، طول هر پانل، ضریب رفتار سازه می باشد. برای محاسبه ضریب رفتار این قاب نیاز به تحلیل استاتیکی غیر خطی می باشد. اطلاعات قاب را در برنامه MPGA که به زبان متلب نوشته شده وارد میکنیم. در برنامه MPGA تحلیل خطی به روش اجزا محدود انجام میشود. نیروها و تغییر مکانهای گره



ها محاسبه می شود. برای محاسبه ضریب رفتار نیاز به انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی می باشیم. در تحلیل استاتیکی غیر خطی بار ثقلی ثابت و بار جانبی گام به گام به سازه اعمال می شود. بعد از انجام تحلیل و محاسبه نیروها، موقعیت سازه مشخص می شود. برای تعیین موقعیت هر المان ممان و نیروی محوری عضو با ممان پلاستیک (حاصل ضرب ممان در اساس مقطع پلاستیک) و نیروی تسلیم موثر (حاصل ضرب تنش تسلیم موثر در سطح مقطع) کنترل می شود. در صورتی که ممان بزرگتر از ممان پلاستیک و نیروی محوری اعضای کششی و فشاری بزرگتر از تنش تسلیم و تنش بحرانی (اولر) باشد ماتریس سختی المان اصلاح می شود. برای اصلاح درایه های ماتریس المان از رابطه (۶-۱) استفاده می شود. [۲۵]

$$\overline{K}_{ij} = K_{ij} - (K_{in} * \frac{K_{nj}}{K_{nn}}) \quad (۱-۶)$$

اگر المان تحت ممان باید اصلاح شود  $n=3$  و اگر تحت نیروی محوری  $n=1$  می باشد. ماتریس سختی

المان از رابطه (۶-۲) بدست می آید [۲۴]

$$k_e = \begin{pmatrix} \frac{AE}{le} & 0 & 0 & -\frac{AE}{le} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{le^3} & \frac{6EI}{le^2} & 0 & -\frac{12EI}{le^3} & \frac{6EI}{le^2} \\ 0 & \frac{6EI}{le^2} & \frac{4EI}{le} & 0 & -\frac{6EI}{le^2} & \frac{2EI}{le} \\ -\frac{AE}{le} & 0 & 0 & \frac{AE}{le} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{le^3} & -\frac{6EI}{le^2} & 0 & \frac{12EI}{le^3} & -\frac{6EI}{le^2} \\ 0 & \frac{6EI}{le^2} & \frac{2EI}{le} & 0 & -\frac{6EI}{le^2} & \frac{4EI}{le} \end{pmatrix} \quad (۲-۶)$$

برای اصلاح ماتریس سختی باید سه حالت در نظر گرفته شود. اگر گره سمت چپ المان مفصل بشود ماتریس سختی المان بر اساس رابطه (۶-۳)، اگر گره سمت راست المان مفصل

بشود ماتریس سختی المان از رابطه (۴-۶) واگر هر دو گره المان مفصل شود ماتریس سختی

المان بر اساس رابطه (۵-۶) استفاده می شود.

$$k_e = \begin{pmatrix} \frac{AE}{le} & 0 & 0 & -\frac{AE}{le} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{3EI}{le^3} & 0 & 0 & -\frac{3EI}{le^3} & \frac{3EI}{le^2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{AE}{le} & 0 & 0 & \frac{AE}{le} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{3EI}{le^3} & 0 & 0 & \frac{3EI}{le^3} & -\frac{3EI}{le^2} \\ 0 & \frac{3EI}{le^2} & 0 & 0 & -\frac{3EI}{le^2} & \frac{3EI}{le} \end{pmatrix} \quad (۳-۶)$$

$$k_e = \begin{pmatrix} \frac{AE}{le} & 0 & 0 & -\frac{AE}{le} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{3EI}{le^3} & \frac{3EI}{le^2} & 0 & -\frac{3EI}{le^3} & 0 \\ 0 & \frac{3EI}{le^2} & \frac{3EI}{le} & 0 & -\frac{3EI}{le^2} & 0 \\ -\frac{AE}{le} & 0 & 0 & \frac{AE}{le} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{3EI}{le^3} & -\frac{3EI}{le^2} & 0 & \frac{3EI}{le^3} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (۴-۶)$$

$$k_e = \begin{pmatrix} \frac{AE}{le} & 0 & 0 & -\frac{AE}{le} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{AE}{le} & 0 & 0 & \frac{AE}{le} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (۵-۶)$$

بعد از تشکیل ماتریس سختی المان و انجام فرایند مونتاژ ماتریس سختی کل سازه بدست

می آید. نیروی جانبی افزایش می یابد و تحلیل اجزای محدود مجددا انجام میشود و

موقعیت المانها برای اصلاح ماتریس سختی سنجیده می شود. در هر مرحله از تحلیل تغییر مکان گره بام با تغییر مکان هدف مقایسه می شود و در صورتی که تغییر مکان بام به تغییر مکان هدف رسید، تحلیل استاتیکی غیر خطی متوقف می شود. سپس ضریب رفتار محاسبه و متغیرهای مسئله وارد الگوریتم بهینه سازی می شود. در برنامه MPGA ابتدا جمعیت اولیه به طور تصادفی ایجاد می شود. بدین منظور متغیرهای طراحی به صورت دودویی مقداردهی می شوند. سپس مقادیر دودویی به ده دهی رمز گشایی می شوند. خصوصیات هر کروموزوم شامل وزن سازه، ضریب رفتار، ارتفاع خرپا، طول ناحیه ویژه در هر دهانه قاب می باشد. با استفاده از ضریب رفتار بدست آمده، بر اساس ترکیب بارهای AISC360 سازه مجدداً تحلیل می شود و قیود مسئله کنترل می شود و مقدار تابع هدف اصلاح شده که تابعی از وزن اسکلت سازه و ضریب رفتار می باشد بدست می آید. با توجه به شایستگی هر عضو از جمعیت، عضوهایی (کروموزوم هایی) که بهترین شایستگی را دارند برای نسل بعد انتخاب می شوند. برای اعمال پیوند<sup>۱</sup> و انتخاب والد از روش چرخ گردون استفاده شده است و اپراتور جهش نیز مورد استفاده قرار گرفته است. بعد از انتخاب مجدد جمعیت، این فرایند تکرار می شود. تعداد این فرآیند به تعداد گامهایی است که در برنامه برای خاتمه الگوریتم شده است. در انتها قاب خمشی خرپایی بهینه با وزن کمینه و ضریب رفتار بیشینه بدست می آید.

روش های محاسبه ضریب رفتار سازه متفاوت می باشد. با توجه به اهمیت ضریب رفتار و تأثیر آن بر نتایج طراحی سازه ها، تحقیقات بسیاری در این خصوص صورت پذیرفته که روش یانگ و فریمن نسبتاً شاخص می باشد. روش فریمن که متکی بر طیف ظرفیت می باشد نیاز به استفاده از یک روند سعی و خطا دارد که فرایندی وقتگیر می باشد در حالیکه در روش یانگ ضریب رفتار سازه حاصل ضرب سه پارامتر ضریب اضافه مقاومت $R_s$ ، ضریب شکل پذیری $R_{\mu}$  و ضریب نامعینی $Y$  بیان شده است. روش یانگ در مقایسه

---

<sup>۱</sup> . Cross over

با روش فریمن دارای مبانی ساده تر و کاربردی می باشد. با استفاده از رابطه (۶-۸) ضریب

رفتار به روش (LRFD) بدست می آید. [۷]

$$R_s = \frac{C_y}{C_s} \quad (۶-۶)$$

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (۷-۶)$$

$$R = \frac{C_{eu}}{C_s} = \frac{C_{eu}}{C_y} = \frac{C_y}{C_s} \Rightarrow R_\mu * R_s * Y \quad (۸-۶)$$

$$Y = \frac{R_w}{R_u} = \frac{C_s}{C_w} = \frac{M_p}{M_w} = \frac{ZF_y}{S(0.6 * F_y * 3/4)} = \frac{1.15F_y}{0.8F_y} = 1.44 \quad (۹-۶)$$

$$R_u = \frac{R_w}{1.4} \quad (۱۰-۶)$$

جهت توزیع مناسب بار جانبی در روش استاتیکی خطی از رابطه ۶-۱۱ استفاده می شود.

ضریب زلزله طبقه  $x$  ام ( $C_{vx}$ )، وزن طبقه  $x$  ام ( $W_x$ )، ارتفاع طبقه  $x$  ام از روی تراز پایه ( $h_x$ )،

ارتفاع هر طبقه از تراز پایه ( $h_i$ ) و وزن هر طبقه ( $W_i$ ) و مقدار  $k$  از رابطه (۶-۱۳) محاسبه

می شود.

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (۱۱-۶)$$

$$F_x = C_{vx} W \quad (۱۲-۶)$$

برای زمان تناوب اصلی کمتر از ۰/۵ ثانیه مقدار  $k$  برابر یک و برای زمان تناوب اصلی بزرگتر

از ۲/۵ ثانیه مقدار  $k$  برابر ۲ انتخاب می شود.

$$k=0.5T+0.75 \quad (13-6)$$

تعیین برش پایه در استاندارد ۲۸۰۰ بر مبنای تنش مجاز است و در نتیجه انتظار می رود که ضریب نیروی زلزله در ترکیبات بارگذاری تنش مجاز برابر واحد بوده و در حالت حدی معادل ۱/۴ باشد. به علت استفاده از ترکیب بار آیین نامه AISC360-2005 به روش تنش مجاز در این پایان نامه ضریب رفتار بدست آمده باید در ضریب ۱/۴ ضرب شود. برای بهینه یابی از الگوریتم بهینه سازی ژنتیک استفاده می شود. برنامه MPGA قابلیت استفاده از سه روش انتخاب والدین چرخ<sup>۱</sup> گردان ، انتخاب تصادفی<sup>۲</sup> و روش مسابقه<sup>۳</sup> را دارد و بسته به نظر کاربر هر یک از آنها قابل اجرا شدن است. برای حل مثالها از روش چرخ گردان یا رولت ویل استفاده شده است. تابع هدف<sup>۴</sup> کاهش وزن اسکلت و افزایش ضریب رفتار سازه می باشد. محدودیتها و قیود مسئله بر اساس آیین نامه AISC2005 در نظر گرفته می شود.

#### ۶-۱-۱- تعریف قیود مسئله:

۱- نیروی اعضای افقی در بالا و پایین ناحیه ویژه  $F_{CS}$

$$F_{CS} \leq F_{CSA} \quad (14-6)$$

$$F_{CSA} = 0.45 * 0.9 * F_y * A_g \quad (15-6)$$

۲- برش در اعضای افقی V

$$V < 0.25 * V_{ne} \quad (16-6)$$

$$V_{ne} = \frac{3.75 * R_y * M_{nc}}{L_s} + \frac{0.075 * EI (L - L_s)}{L_s^3} \quad (17-6)$$

<sup>1</sup> . Roulette Wheel

<sup>2</sup> . Random selection

<sup>3</sup> . Tournament

<sup>4</sup> . Objective Function

$R_y$  نسبت تنش تسلیم واقعی به تنش تسلیم اسمی برای  $F_y = 2400 \text{ kg / Cm}^2$

مساوی ۱/۵ می باشد.  $L_s$  طول ناحیه ویژه و  $M_{nc}$  مقاومت خمشی اسمی است.

(۱۸-۶)

$$M_{nc} = Z * F_y$$

۳- کنترل محدودیت ارتفاع خرپا  $h$  در ناحیه ویژه

(۱۹-۶)

$$0.67 < \frac{L_s}{h} < 1.5$$

۴-  $F_T$  نیروی کششی اعضای سازه  $R_y = 1.5$

(۲۰-۶)

$$V_T < V_{ne} + R_y * (P_{nt} \sin \alpha)$$

زمانی که نیروی عضو مثبت باشد، عضو تحت کشش و زمانی که نیروی عضو منفی باشد عضو تحت

فشار می باشد و  $\alpha$  زاویه عضو با افق می باشد.

(۲۱-۶)

$$P_{nt} = 0.9 * F_y * A_g$$

۵-  $F_c$  نیروی فشاری اعضای سازه

$$V_C < V_{ne} + R_y * (0.3 * P_{nc} \sin \alpha)$$

(۲۲-۶)

$$P_{nc} = 0.9 * F_{cr} * A_g$$

(۲۳-۶)

$F_{cr}$  تنش اولر که طبق مقررات ملی ساختمان مبحث ۱۰ بدست می آید

۶- کنترل ترکیب نیروی محوری و خمشی در ستونها

$$f_a / F_a > 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m * f_b}{(1 - \frac{f_a}{F_e}) * F_b} \leq 1 \quad , \quad \frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \quad (24-6)$$

$$f_a/F_a < 0.15 \quad (25-6)$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

مقادیر  $F_a$  و  $F_b$  طبق آیین نامه AISC360 مقدار و مقدار محاسبه میشود

$$F_b = 0.66F_y$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 * M_1/M_2 > 0.4$$

$$F_e = (12/23) * \pi^2 E / \lambda^2 \quad (26-6)$$

$$f_a = P/A$$

$$f_b = M/S$$

$$\theta_i = \left[ \frac{P \times \Delta_w}{Vh} \right]_i \quad (27-6)$$

۶-۱-۲-تعریف متغیر های مسئله:

متغیرهای طراحی شامل سطح مقطع اعضا به تعداد تیپ بندی ها، ارتفاع خرپا  $h$  و طول ناحیه ویژه  $LS$  در هر دهانه می باشد.

۶-۱-۳-تعریف تابع هدف :

از میان بارهای وارده به ساختمان، بارهای جانبی و خصوصاً بار زلزله نقش مهمتری داشته و عمده خرابی ساختمانها در سالهای اخیر، ناشی از عملکرد نامناسب آنها در برابر زلزله بوده است، بنابراین ساختمانها بایستی عملکرد لرزه ای مناسبی داشته و در عین حال اقتصادی طرح شده باشند. به همین علت مابه دنبال مقاطعی هستیم که وزن سازه را مینیمم (Cost Function) سازد و ضریب رفتار ماکزیمم (Fitness Function) مناسبی داشته باشد. لذا تابع هدف ترکیبی از وزن سازه و ضریب رفتار می باشد.

$$\rho = 7850 \text{ kg} / \text{m}^2 \quad (28-6)$$

$$W = \rho AL$$

$W$  وزن اسکلت سازه

$R$  ضریب رفتار سازه

تابع هدف اصلاح شده به شرح زیر تعریف می شود:

$$\text{objective Function} = W + \frac{70*W}{R^{1.4}} + W * K_g * C_g \quad (29-6)$$

$$C_g = \sum_{j=1}^m \max((F_{cs} / F_{csa}) - 1, 0) + \sum_{j=1}^m \max((V / 0.25V_{ne}) - 1, 0) +$$

$$\sum_{j=1}^m \max(\frac{L_p}{1.5L_h} - 1, 0) + \sum_{j=1}^m \max(1 - \frac{L_p}{0.6L_h} - 1, 0) + \sum_{j=1}^m \max((V_T / (V_{ne} + R_y * (P_{nt} \sin \alpha))) - 1, 0)$$

$$+ \sum_{j=1}^m \max((V_c / (V_{ne} + R_y * (0.3 * P_{nc} \sin \alpha))) - 1, 0) + \sum_{j=1}^m \max((\frac{\theta_i}{0.25} - 1), 0)$$

(30-6)

$C_g$  مجموع قیود

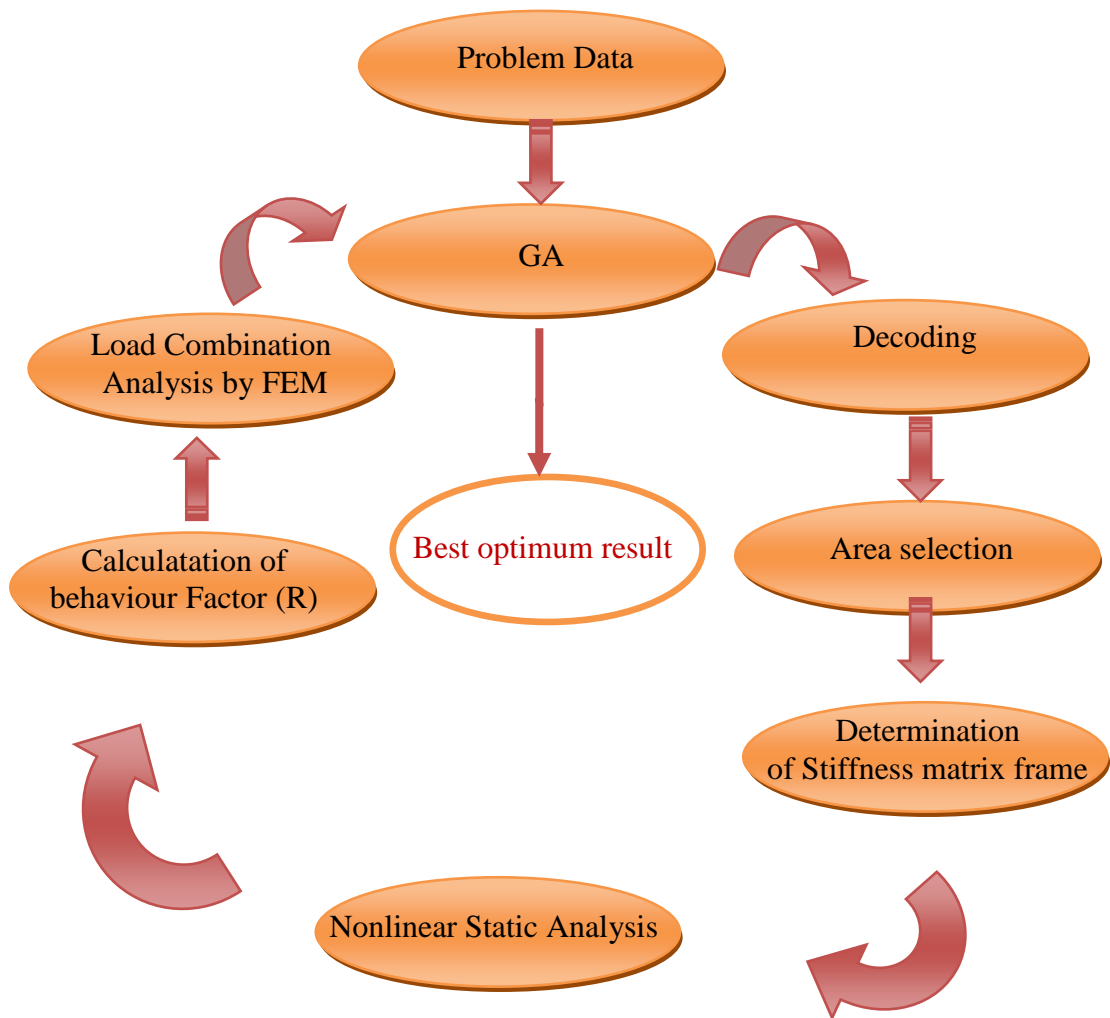
$K_g$  ضریب جریمه- ضریب تابع پنالتی که مساوی ۱۰ در نظر گرفته می شود.

$R$  ضریب اهمیت ضریب رفتار سازه

مقدار تغییر مکان هدف را می توان از روابط موجود در FEMA360 به دست آورد. برای فرض اولیه در نرم افزار SAP2000 مقدار آن را ۰/۰۴ ارتفاع ساختمان در نظر میگیرند. با توجه به آیین نامه FEMA 360 مقدار تغییر مکان هدف را برای هر سطح عملکرد می توان تعیین کرد. در این پایان نامه سطح عملکرد تا CP و مقدار تغییر مکان هدف ۰/۰۵ ارتفاع ساختمان در نظر گرفته شده است. در انتهای فصل، فلوجارت تحلیل استاتیکی غیر خطی و بهینه سازی به کمک الگوریتم ژنتیک ارائه شده است. در فصل ۷ مثالهایی جهت بهینه سازی به کمک برنامه MPGA تشریح شده است.

۴-۱-۶- الگوریتم برنامه MPGA

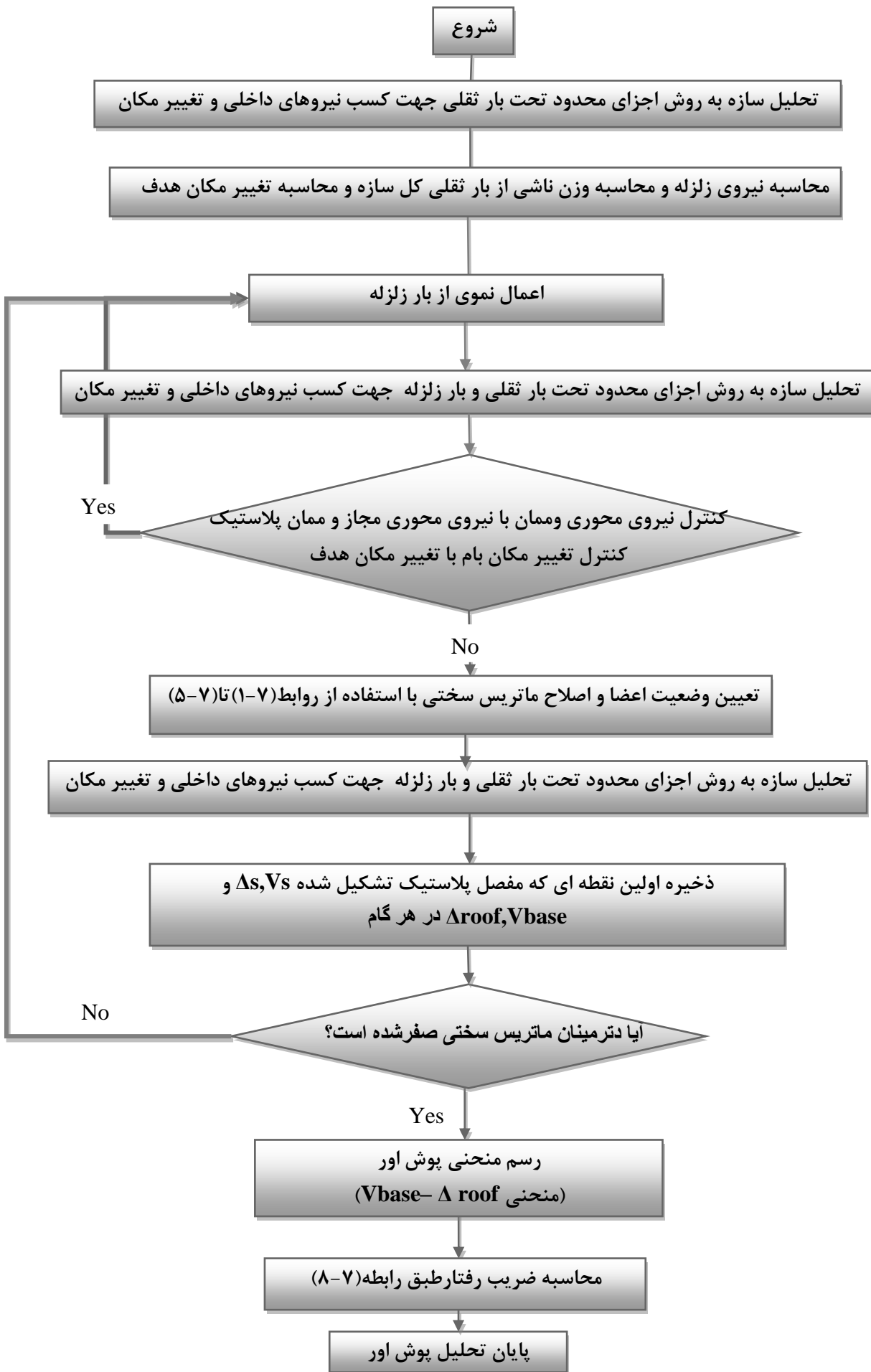




شکل (۶-۱) نمودار روند کلی برنامه کامپیوتری MPGA



شکل (۶-۲) فلوجارت بهینه سازی قاب خمشی خرابایی ویژه به کمک الگوریتم ژنتیک



شکل (۳-۶) فلوچارت تحلیل استاتیکی غیر خطی و محاسبه ضریب رفتار



فصل اول

فصل دوم

فصل سوم

فصل چهارم

فصل پنجم

فصل ششم

فصل هفتم حل گام به گام مسئله

فصل هشتم



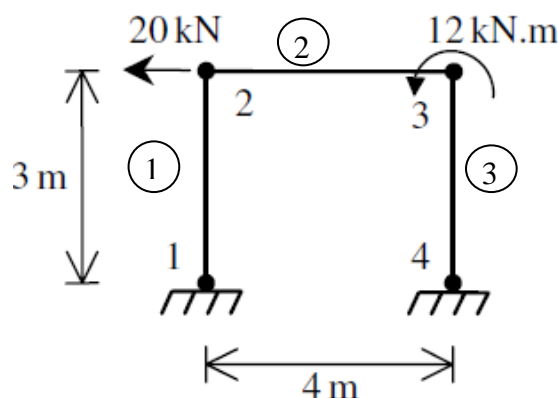
۷-صحت سنجی تحلیل اجزای محدود برنامه MPGA با نرم افزار SAP2000

۷-۱-مثال ۱-قالب خمشی یک دهانه یک طبقه

برنامه MPGA را در قالب چند مثال صحت سنجی می کنیم.مثال ۱ از کتاب راهنمای اجزای محدود

در متلب می باشد. مشخصات مقطع استفاده شده در مساله شامل : [۲۳]

$$E=210\text{Gpa} \quad A=2*10^2\text{ m}^2 \quad I=5*10^{-5}\text{ m}^4$$



شکل ۷-۱. قالب مورد مطالعه

۷-۱-۱-مقایسه نتایج کتاب ، نرم افزار SAP2000 و برنامه MPGA

جدول ۷-۱. نتایج تحلیل قالب در کتاب مرجع [۲۳]

book	Element 1	Element 2	Element 3
<b>fx1 KN</b>	12.19	-7.8103	-8.5865
<b>fy1 KN</b>	8.5865	8.5865	-7.8103
<b>mz1 KN-m</b>	-21.025	15.5438	-6.8023
<b>fx2 KN</b>	12.19	7.8103	7.8103
<b>fy2 KN</b>	-8.5865	-8.5865	-8.5865
<b>mz2 KN-m</b>	-15.544	18.8023	-16.629

جدول ۷-۲. نتایج برنامه MPGA مثال ۱

MPGA	Element 1	Element 2	Element 3
fx1 KN	12.19	-7.8103	-7.8103
fy1 KN	8.5865	8.5865	8.5865
mz1 KN-m	-21.025	15.544	-6.8023
fx2 KN	-12.19	7.8103	7.8103
fy2 KN	-8.5865	-8.5865	-8.5865
mz2 KN-m	-15.544	18.802	-16.629

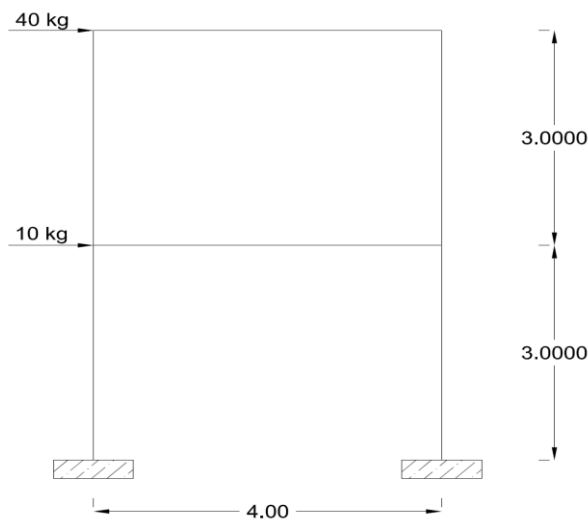
جدول ۷-۳. نتایج بدست آمده از نرم افزار SAP2000 مثال ۱

SAP2000	Element 1	Element 2	Element 3
fx1 KN	12.179	-7.821	-7.821
fy1 KN	8.577	8.577	8.577
mz1 KN-m	21.022	-15.5163	6.7933
fx2 KN	-12.179	7.821	7.821
fy2 KN	-8.577	-8.577	-8.577
mz2 KN-m	15.5163	-18.7933	16.6684

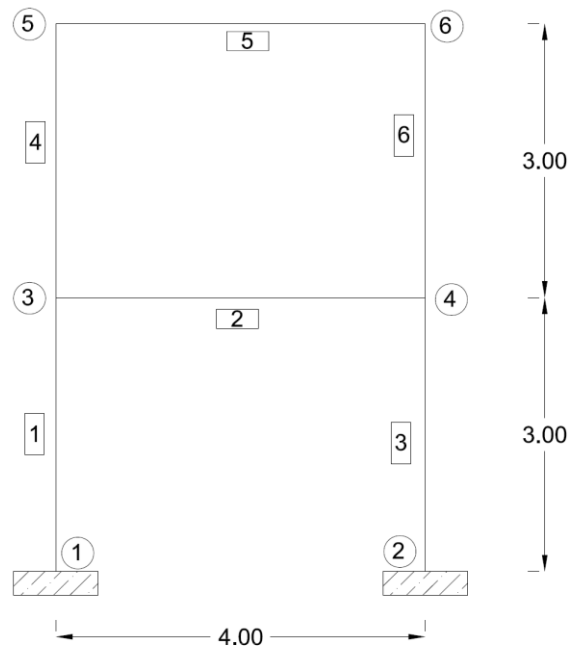
۷-۲-۲ - قاب خمشی دو طبقه و یک دهانه

۱- مشخصات مقطع المانها

IPB240       $A=106 \text{ cm}^2$   
 $I=11260 \text{ cm}^4$



شکل ۷-۲. قاب خمشی مورد مطالعه-مثال ۲



شکل ۷-۳. شماره گذاری گره و المان قاب خمشی مورد مطالعه-مثال ۲

۲- نتایج بدست آمده از SAP2000 و MPGA

Unit=kg

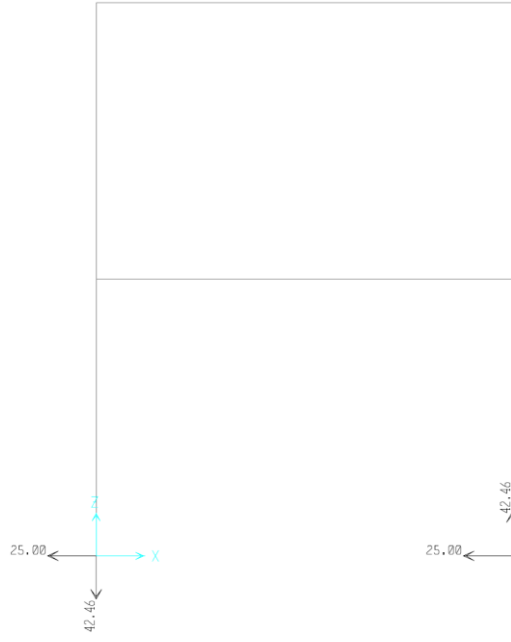
جدول ۷-۴. نتایج بدست آمده از نرم افزار SAP2000 مثال ۲

sap	e1	e2	e3	e4	e5	e6
Nod 1	-25	5.03	-25	-20.03	19.97	-20
Nod 2	-42.5	-25	42.46	-17.01	-17.01	17
Nod 3	-50.1	51	-50.05	-26.04	34.05	-25.9
Nod 4	25	-5	25	20.03	-19.97	20
Nod 5	42.46	25.5	-42.46	17.01	17.01	-17
Nod 6	-24.9	50.9	-24.95	-34.05	33.97	-34

جدول ۷-۵. نتایج بدست آمده از برنامه MPGA مثال ۲

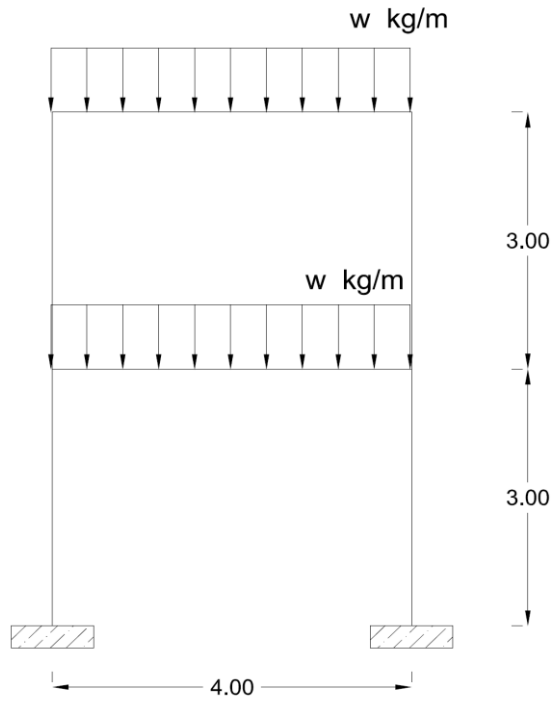
MPGA	e1	e2	e3	e4	e5	e6
Nod 1	-25	5.034	-25	-20	20	-20
Nod 2	-42.9	-25.93	42.87	-16.9	-16.9	16.9
Nod 3	49.3	-51.89	49.23	26.2	-33.9	26
Nod 4	25	-5.034	25	20	-20	20
Nod 5	42.9	25.93	-42.9	16.9	16.9	-17
Nod 6	25.7	-51.82	25.77	33.9	-33.9	33.9



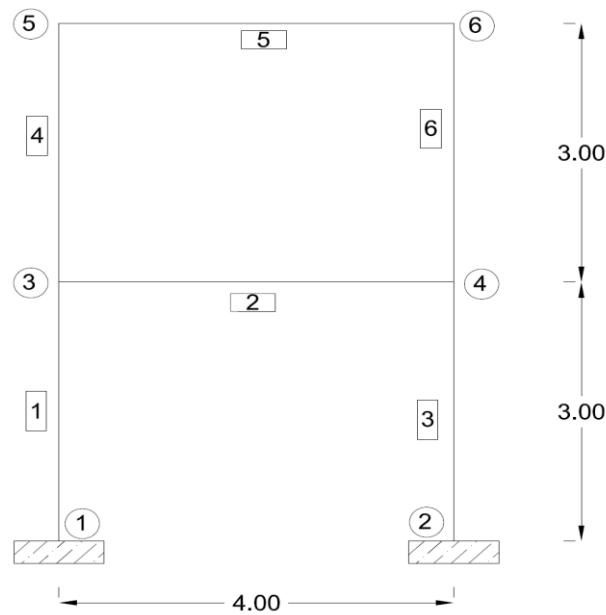


شکل ۷-۴. خروجی SAP2000-مثال ۲

۳-۷-مثال ۳-برنامه تحلیل پوش اور توسط برنامه MPGA ومقایسه با تحلیل پوش اور  
SAP2000



شکل ۷-۵. قاب خمشی مورد مطالعه مثال ۳



شکل ۶-۷. شماره گذاری گره و المان قاب خمشی مورد مطالعه مثال ۳

۱- مشخصات مقاطع المانها

- المانهای ستون IPB160 و المانهای تیر IPB180

Column: IPB160       $A=54.3 \text{ cm}^2$      $I=2490 \text{ cm}^4$        $Z=311 \text{ cm}^3$

Beam: IPB180       $A=65.3 \text{ cm}^2$      $I=3830 \text{ cm}^4$        $Z=426 \text{ cm}^3$

Combo = 1.1(D+L)

- بارگذاری المان

$$R = R_{\mu} \times R_s$$

بارمرده  $^1$  ۳۰۰۰ kg/m

بار زنده  $^2$  ۱۲۰۰ kg/m

$$F_y=2400 \text{ kg/cm}^2$$

---

<sup>1</sup> . Dead load  
<sup>2</sup> . Live load

### ۷-۳-۱- نتایج خروجی MATLAB و SAP2000

۲- نیروی بدست آمده در هر گره و المان :

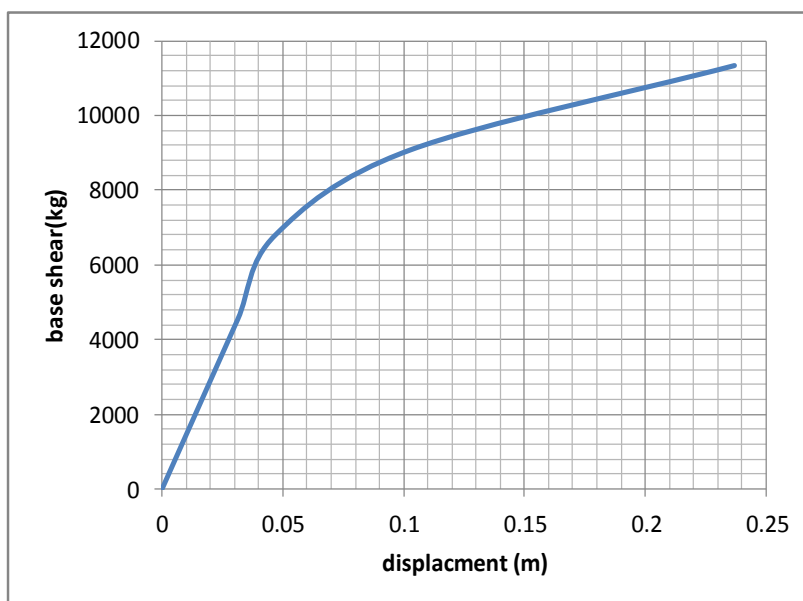
جدول ۶-۷. نتایج بدست آمده از نرم افزار SAP2000 مثال ۳

sap	e1	e2	e3	e4	e5	e6
1	920.61	-1843.2	-920.6	2763.8	2763.81	-2763.8
2	19154	9374.88	19154	9577.2	9374.88	9577.2
3	876.09	-5492.7	-876.1	3606.9	-4684.5	-3606.9
4	-920.61	1843.2	920.61	-2763.8	-2763.8	2763.81
5	-18952	9374.88	-18952	-9374.9	9374.88	-9374.9
6	1885.7	5492.68	-1886	4684.5	4684.5	-4684.5

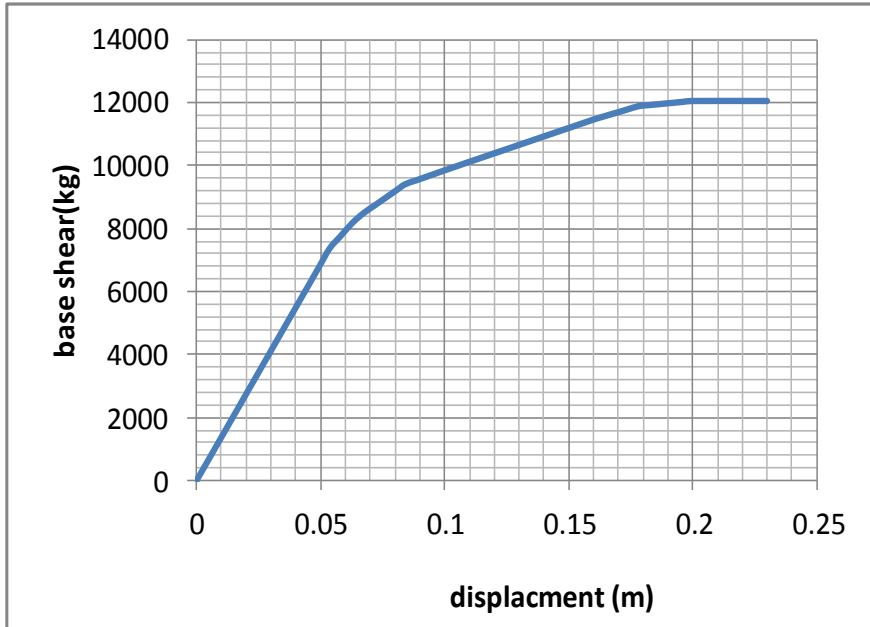
جدول ۷-۷. نتایج بدست آمده از برنامه MPGA مثال ۳

MPGA	e1	e2	e3	e4	e5	e6
1	920	-1842	-920	2764.5	2763.81	-2763.8
2	19154	9374.88	19154	9576.8	9375	9576.8
3	876.15	-5492.7	-875.8	3605.82	-4684.5	-3605.82
4	-919.86	1842	920	-2764.5	-2764.5	2764.5
5	-18953.04	9375	-18953.04	-9375	9375	-9375
6	1885.7	5492.68	-1886	4685.05	4685.05	-4685.05

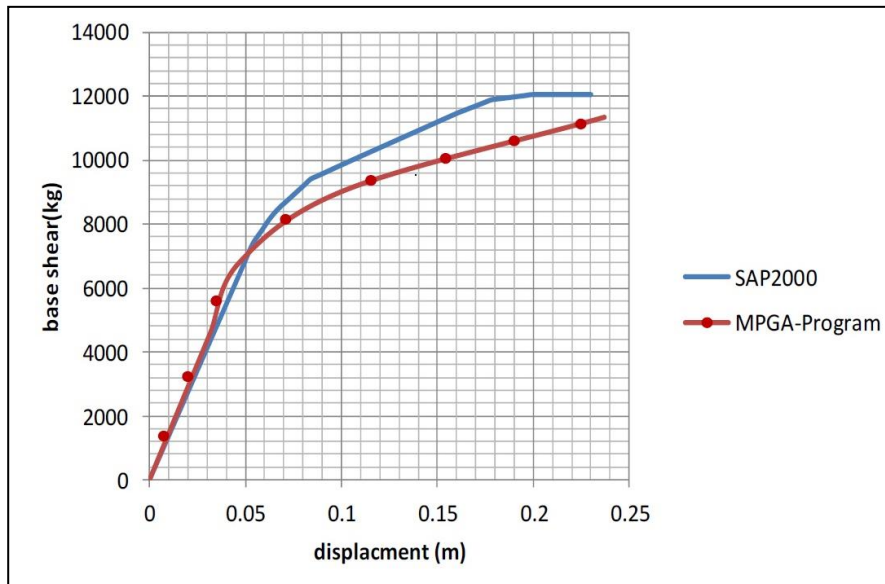
۳- مقایسه نتایج SAP2000, MATLAB



شکل ۷-۷. منحنی پوش اور در MPGA مثال ۳



شکل ۷-۸. منحنی پوش اور در SAP2000 مثال ۳



شکل ۷-۹. نمودار پوش اور در نرم افزار SAP2000, MATLAB مثال ۳

جدول ۷-۸. خروجی قاب خمشی - مثال ۳

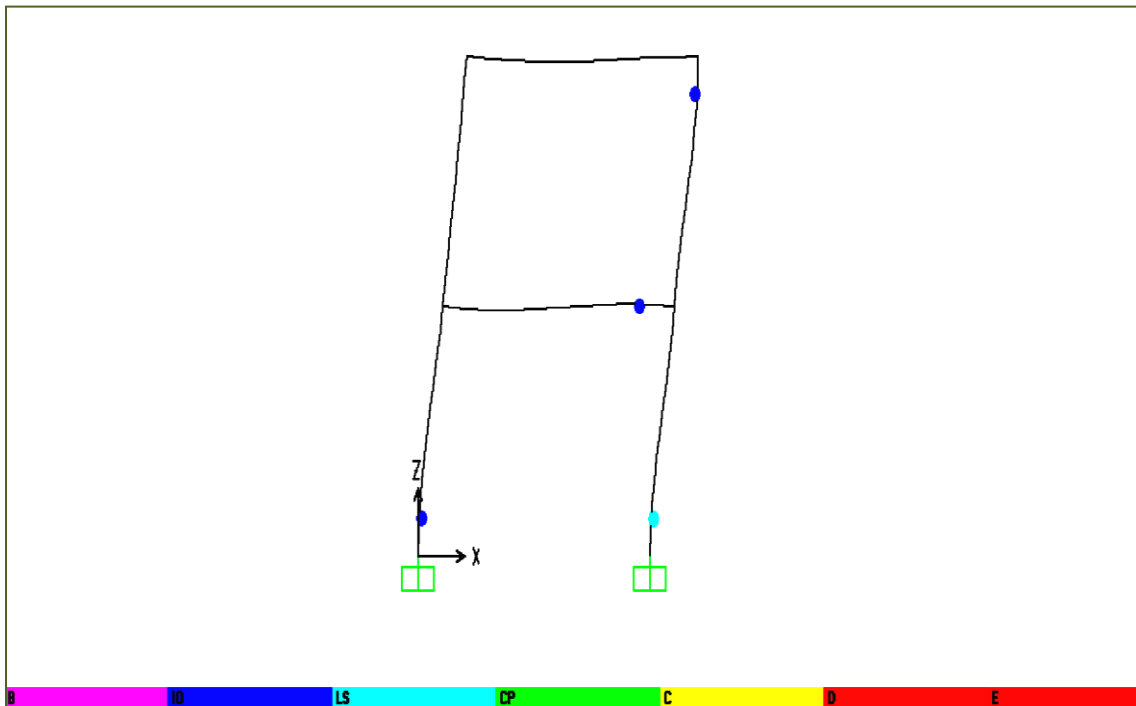
	SAP2000	MPGA Program
$\Delta_{max}$	0.23	0.24
$\Delta_s$	0.054	0.048
$\Delta_y$	0.07	0.062
$\mu$	3.285	3.87
$R\mu$	2.36	2.6
$R_s$	1.296	1.291
<b>R(LRFD)</b>	3.05856	3.35
<b>R(ASD)</b>	4.27	4.69

Mp column=8210.4 kg.m

Mp Beam=11246.4 kg.m

جدول ۷-۹. روند تشکیل مفاصل پلاستیک در المانهای قاب در برنامه MPGA مثال ۳

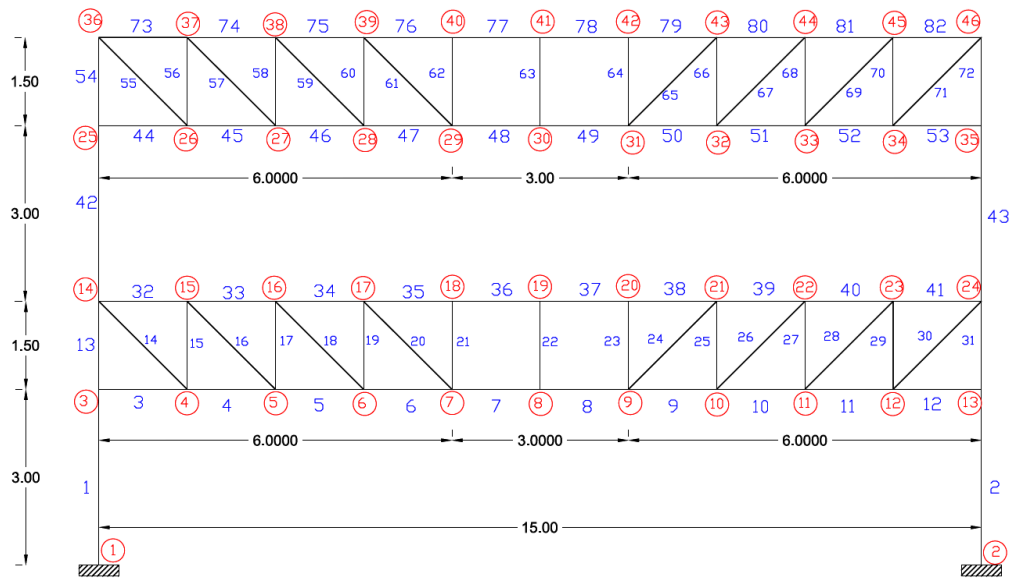
	element	joint	M step1	M step2	M step3	M step4	M step5	M step6
column	1	j1	-879.505	1165.18	3209.86	5254.55	7094.37	25859.7
		j3	-1750.55	-391.4	967.751	2326.9	1989.64	-2032.36
beam	2	j3	-1004.85	-3347.1	-5689.3	-8031.5	-14051	-16081
		j4	1004.85	-1335.8	-3676.5	-6017.1	-10547	-19194.5
column	3	j2	879.5051	2921.69	4963.87	5006.05	7099.7	8183.75
		j4	1750.55	3108.53	4466.52	5824.5	8032.32	10192.7
column	4	j3	-3404.6	-2421.5	-1438.5	-455.44	5901.31	-4127.64
		j5	-4217.44	-2931.9	-1646.3	-360.66	3568	11645.9
beam	5	j5	-1942.56	-3228.1	-4513.7	-5799.3	-9728	-17805.9
		j6	1942.557	657.882	-626.79	-1911.5	6160	6160
column	6	j4	3404.6	4387.28	5369.96	6352.63	8674.69	15161.8
		j6	4217.443	5502.12	6786.79	7071.47	7571.47	8171.47



شکل ۷-۱۰. محل تشکیل مفصل پلاستیک در SAP2000 - مثال ۳

#### ۷-۴- مقایسه و صحت سنجی قاب خمشی خرپایی:

برای بررسی درستی برنامه نوشته شده در متلب ابتدا قاب خمشی خرپایی مورد بررسی قرار می‌دهیم قاب خمشی خرپایی STMF1 قاب یک دهانه دو طبقه می باشد که طول دهانه ۱۵ متر و ارتفاع کل هر طبقه ۴ متر می باشد. المانهای قاب را در ۴ تیپ قرار می دهیم. مقاطع مورد استفاده در ستونها BOX و در بقیه المانها IPB می باشد. تیپ بندی المانها در جدول ۷-۱۰ آورده شده است. با تحلیل اجزای محدود و انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی منحنی پوش اوردر برنامه MPGA نتایج زیر بدست می آید.



شکل ۷-۱۱. قاب خمشی خرابایی مورد مطالعه S2b1

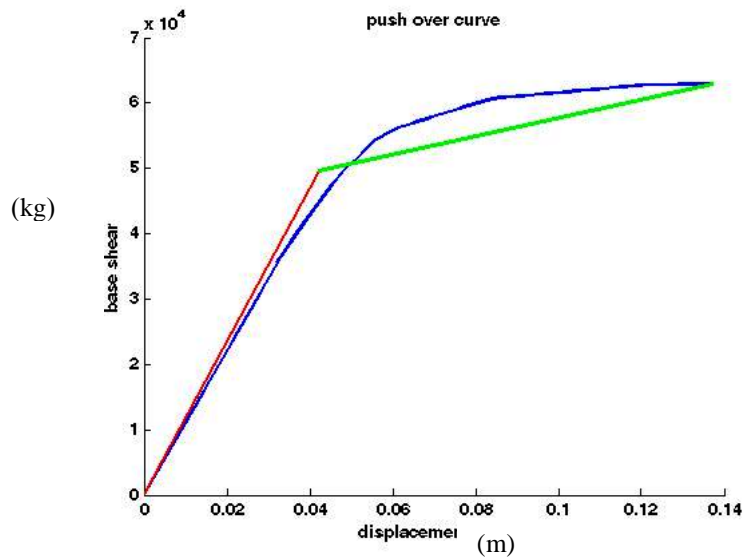
جدول ۷-۱۰. تیپ بندی المانهای قاب خرابایی S2b1

<b>Tip1</b>	1	2	42	43													
<b>Tip2</b>	3	12	13	14	30	31	32	41	44	53	54	55	71	72	73	82	
<b>Tip3</b>	4	5	6	9	10	11	16	17	18	19	20	24	25	26	27	28	29
	33	34	35	38	39	40	45	46	50	51	52	56	57	58	59	60	61
<b>Tip4</b>	7	8	21	22	23	36	37	48	49	62	63	64	77	78			

۱- خروجی برنامه MPGA برای مدل ۱ :

جدول ۷-۱۱. مقاطع اختصاص یافته به اعضا قاب S2b1

تیپ ۱	تیپ ۲	تیپ ۳	تیپ ۴
BOX220x220x20	IPB220	IPB140	IPB140



شکل ۷-۱۲. منحنی پوش اور در برنامه MPGA برای قاب S2b1

$$T=0.86 \quad T_s=0.5 \quad T_o=0.1 \quad S=1.5 \quad I=1$$

$$\mu = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \quad R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad R_s = \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \quad R = R_{\mu} * R_s$$

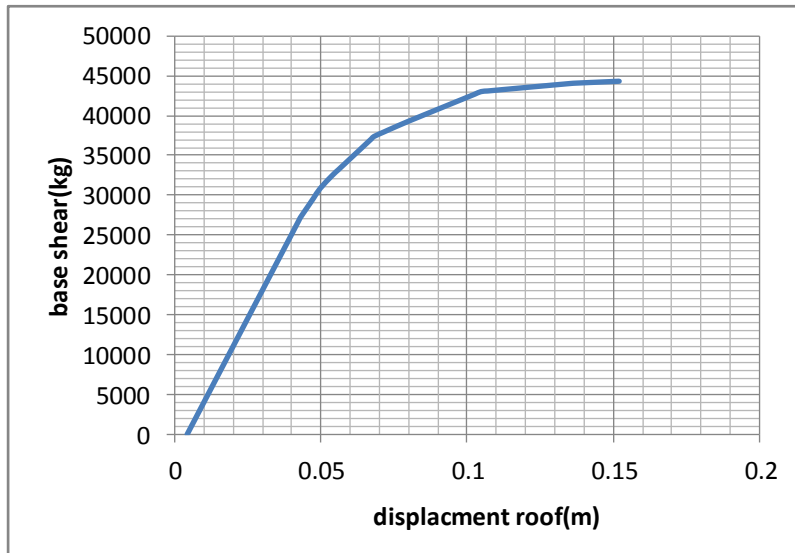
$$B = (S+1) * \left(\frac{T_s}{T}\right)^{2/3} = 1.74 \quad R(ASD) = R(LRFD) * 1.4$$

جدول ۷-۱۲. مقایسه خروجی های برنامه قاب S2b1

	MPGA	SAP2000
$\Delta_s$	0.03	0.04
$\Delta_y$	0.04	0.048
$\Delta_{\max}$	0.138	0.14
$\mu$	3.45	2.92
$R_{\mu}$	2.43	2.52
$R_s$	1.33	1.20
<b>R(LRFD)</b>	3.23	3.02
<b>Rw(ASD)</b>	4.52	4.22



## ۲- خروجی نرم افزار SAP2000-V14 برای مدل S2b1:



شکل ۷-۱۳. منحنی پوش او SAP2000 برای قاب S2b1

با توجه به روشهای متفاوتی که برای بدست آوردن ضریب رفتار وجود دارد، در این پایان نامه از روش یانگ در این تحقیق استفاده شده است.

جدول ۷-۱۳. مقایسه حاصل در برنامه کامپیوتری MPGA و نرم افزار SAP2000

Behaviour factor	MPGA program	Sap2000
R(LRFD)	3.23	3.02
R(ASD)	4.52	4.22

با مقایسه خروجی های برنامه SAP2000 و برنامه MPGA که به زبان متلب نوشته شده است، مشاهده می شود که نتایج مثالهای قاب خمشی و قاب خمشی با تیر خرپایی در هر دو تحلیل خطی و غیر خطی نزدیک بهم هستند. لذا در ادامه بهینه سازی قابهای خمشی خرپایی به ازای کمینه سازی وزن و ماکزیمم کردن ضریب رفتار پرداخته می شود.

۷-۵- تعریف کلیات مسئله :

۱- معرفی بار :

بار مرده طبقات  $500\text{kg/m}^2$  بار زنده طبقات  $200\text{kg/m}^2$

۲- معرفی ترکیب بار طبق آیین نامه :

ترکیب بار طراحی طبق آیین نامه ASD 2005-AISC360

$$\text{Combo 1} = D + L$$

$$\text{Combo 2} = 0.75(D + L + Ex)$$

$$\text{Combo 3} = 0.75(D + Ex) \quad (1-7)$$

ترکیب بار برای تحلیل استاتیکی غیر خطی طبق دستورالعمل بهسازی لرزه ای (FEMA360)

$$Q1 = 0.9D \quad (2-7)$$

$$Q2 = 1.1D + 1.1L$$

۳- معرفی نیروی زلزله :

نوع خاک II - زلزله با سطح خطر نسبتا زیاد  $S=1.5$   $A=0.35$   $I=1$   $To=0.1$

$$Ts=0.5$$

$$T = 0.08H^{(3/4)} \quad (3-7)$$

$$V = S_a W \quad S_a = A * B \quad I = 1 \quad (4-7)$$

$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum_{i=1}^2 w_i h_i} * V \quad (5-7)$$

بعد از تحلیل غیر خطی اجزای محدود و محاسبه ضریب رفتار، طراحی سازه تحت بارهای مرده و زنده و زلزله در ترکیب بارهای آیین نامه AISC360 صورت می گیرد. نیروی زلزله طبق آیین نامه ۲۸۰۰ از رابطه زیر تعریف می شود.

$$V = ABI/R * W \quad (۶-۷)$$

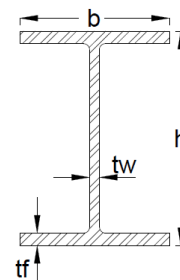
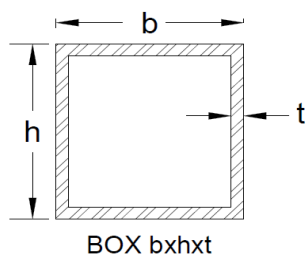
$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum_{i=1}^2 w_i h_i} * (V - F_t) \quad (۷-۷)$$

$F_t$  نیروی شلاقی که از رابطه زیر بدست می آید.

$$F_t = 0 \quad T > 0.07 \quad (۸-۷)$$

$$F_t = 0.07 * T * V \quad T \leq 0.07 \quad (۹-۷)$$

برای ستونها مقطع Box و برای اعضای دیگر قاب IPB در نظر گرفته شده است



۴- معرفی مقاطع مورد استفاده المانها:

جدول ۷-۱۴. مقاطع اعضا

مقطع IPB	A cm <sup>2</sup>	I cm <sup>4</sup>	Z cm <sup>3</sup>	S cm <sup>3</sup>	rx cm	ry cm	h cm	tw cm	tf cm	b cm
140	43	1510	245	216	5.93	3.58	14	0.7	1.2	14
160	54.3	2490	354	311	6.78	4.05	16	0.8	1.3	16
180	65.3	3830	481	426	7.66	4.57	18	0.85	1.4	18
200	78.1	5700	643	570	8.54	5.07	20	0.9	1.5	20
220	91	8090	827	736	9.43	5.59	22	0.95	1.6	22
240	106	11260	1053	938	10.3	6.08	24	1	1.7	24

مقطع BOX	A cm <sup>2</sup>	I cm <sup>4</sup>	Z cm <sup>3</sup>	S cm <sup>3</sup>	rx cm	ry cm	h cm	tw cm	tf cm	b cm
180×180×20	128	5547	772	616.33	6.58	6.58	18	2	2	18
200×200×20	144	7872	976	787.2	7.39	7.39	20	2	2	20
220×220×20	160	10770	1204	979.1	9.83	9.83	22	2	2	22
240×240×20	176	14310	1456	1192.5	9.017	9.017	24	2	2	24
260×260×20	192	18560	1732	1427.7	9.83	9.83	26	2	2	26
280×280×20	208	23570	2032	1683.6	10.64	10.64	28	2	2	28

### ۶-۷ مدل های دو بعدی مورد مطالعه

۳ قاب خمشی با تیر های خرپایی به تعداد طبقات ۴،۲ در نظر گرفته شده است . قاب دو طبقه تحت دو آرایش مختلف بررسی شده است . نتیجه بهینه سازی و اتلاف انرژی زلزله در ناحیه ویژه مورد بررسی قرار گرفته است. سطح بار بر قاب ۶×۲۵ می باشد (عرض بار بر ۶ متر) و ارتفاع ستون ۳ متر فرض شده است . طول دهانه اول ۱۵ متر و طول دهانه دوم ۱۰ متر در نظر گرفته شده است. محدوده طول ناحیه ویژه حد اکثر ۰/۵ برابر طول دهانه و حداقل ۰/۱ برابر طول دهانه قاب خرپایی می باشد. در فصل ۶ ضوابط آیین نامه AISC به طور مفصل ذکر شده است .

۱- بارگذاری قاب خمشی خرپایی

بار مرده ۵۰۰ kg/m<sup>2</sup>

بار زنده ۲۰۰ kg/m<sup>2</sup>

ترکیب بار ثقلی برابر است با :

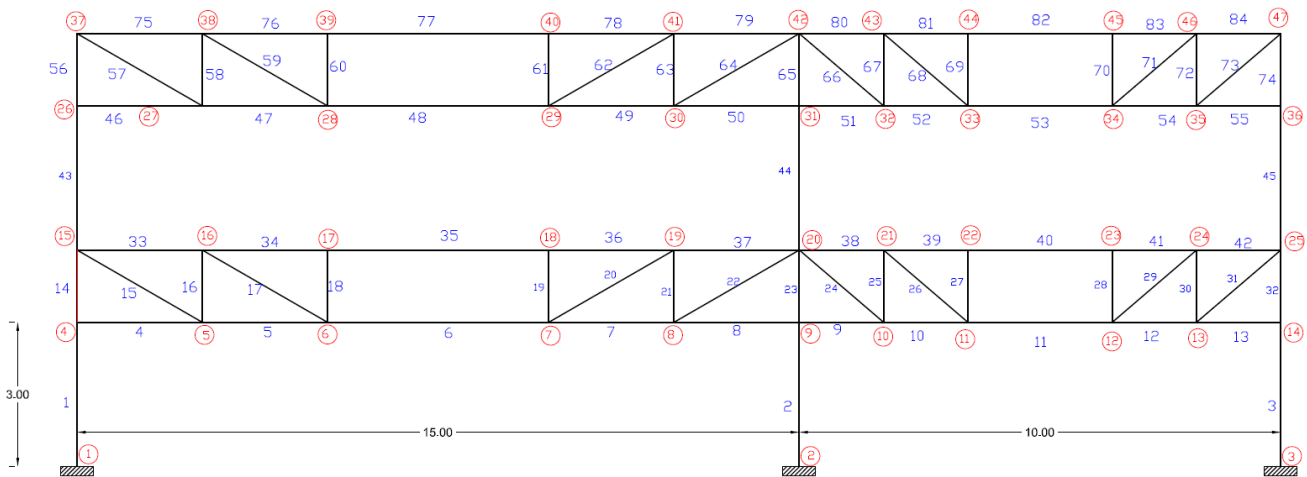
$$Q_g = 1.1(\text{dead\_load} + \text{live\_load}) = 1.1 * (500 + 200) * 6 = 4620 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

۲- تعداد جمعیت اولیه برای بهینه سازی npop=20

۳- تعداد گام ها برای خاتمه بهینه سازی: MaxIt=100

طول کروموزوم با توجه به تعداد متغیرها و تعداد تیپ بندی المانها تعیین می شود. با توجه به لیست سطر مقاطع تعریف شده برای هر تیپ طول ۳ و برای متغیرهای  $h$ ,  $L_p$  با تقسیم بازه به ۹/۰ الی ۱/۸ به ۱۵ قسمت مقدار ۴ تعریف می شود.

### S2b2-one special-۱ مدل-۷-۷



شکل ۷-۱۴. مدل S2b2-one special-۱

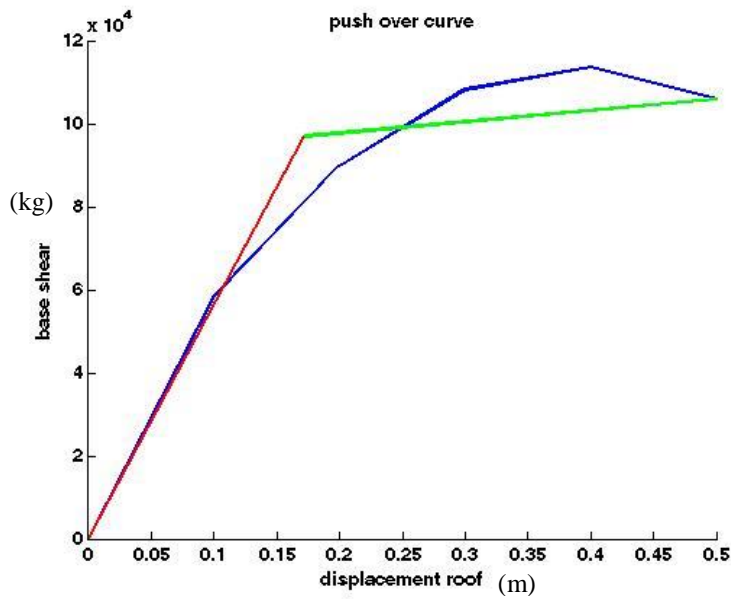
۵ نوع تیپ بندی در این مدل در نظر گرفته شده است. تیپ ۱ ستونها، تیپ ۲ المانهای افقی، تیپ ۳ المانهای عمودی، تیپ ۴ المانهای قطری می باشد. تیپ ۱ ستونها از مقطع BOX و بقیه تیپ ها از مقطع IPB استفاده می شود. در هر دهانه تعداد ناحیه ویژه ۱ و تعداد ناحیه غیر ویژه ۲ می باشد.

۱- وزن ناشی از بار ثقیلی سازه :

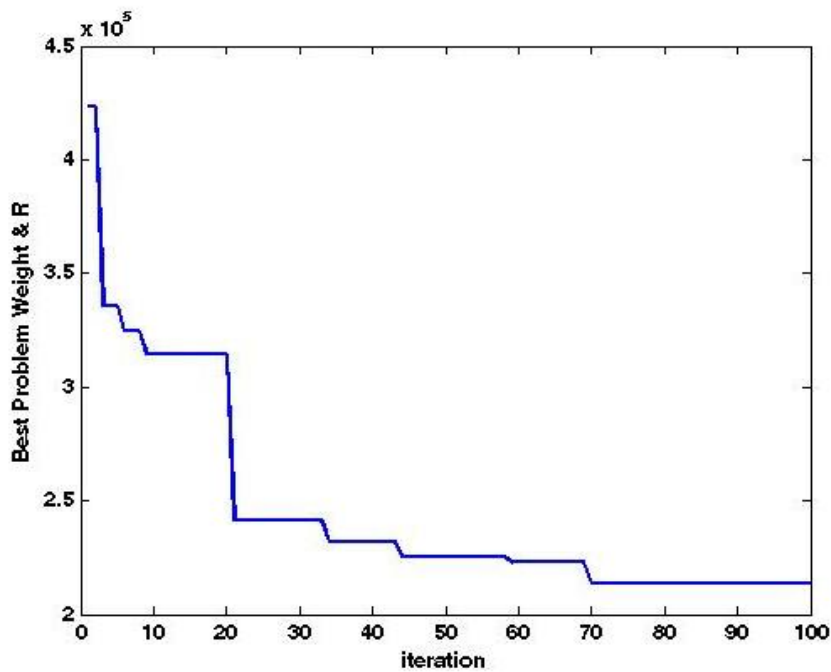
$$W = (deadload + liveload * 20\%) = (500 + 0.2 * 200) * (25 * 6) * 2 = 162000kg$$

### ۷-۷-۱- خروجی برنامه بهینه سازی قاب خمشی خرابایی ۲ طبقه:

نتایج حاصل از بهینه سازی قاب ۱ به صورت زیر می باشد:



شکل ۷-۱۵. منحنی پوش اور و دوخطی شده در برنامه MPGA برای قاب S2b2-۱

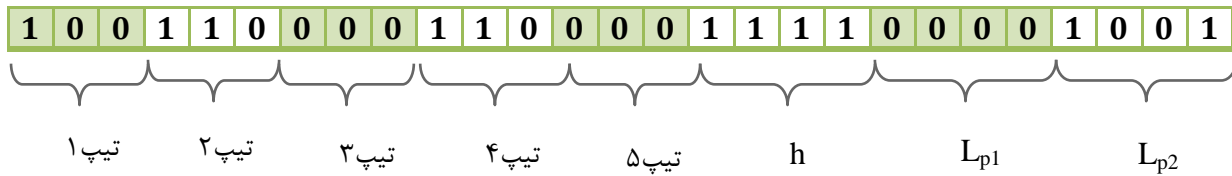


شکل ۷-۱۶. منحنی بهترین مقدار تابع هدف در هر گام الگوریتم ژنتیک قاب S2b2-۱

### ۷-۲-۷-۷- کروموزوم بهینه :

با توجه به تعداد تیپ بندی ها که ۵ نوع به طول ۳ بیت و دو تا برای طول ناحیه ویژه هر دهانه و ارتفاع خرپا به طول ۴ بیت، جمعاً طول هر کروموزوم ۲۷ بیت می باشد. برای

کروموزوم بهینه شده بعد از عمل رمزگشایی، شماره سطح مقطع هر تیپ، طول هر پانل در ناحیه ویژه و ارتفاع خرپا بدست می آید.



شکل ۷-۱۷. مقدار متغیرهای بهینه شده به صورت صفر و یک قاب ۱

### ۷-۳-۲-مقاطع بهینه:

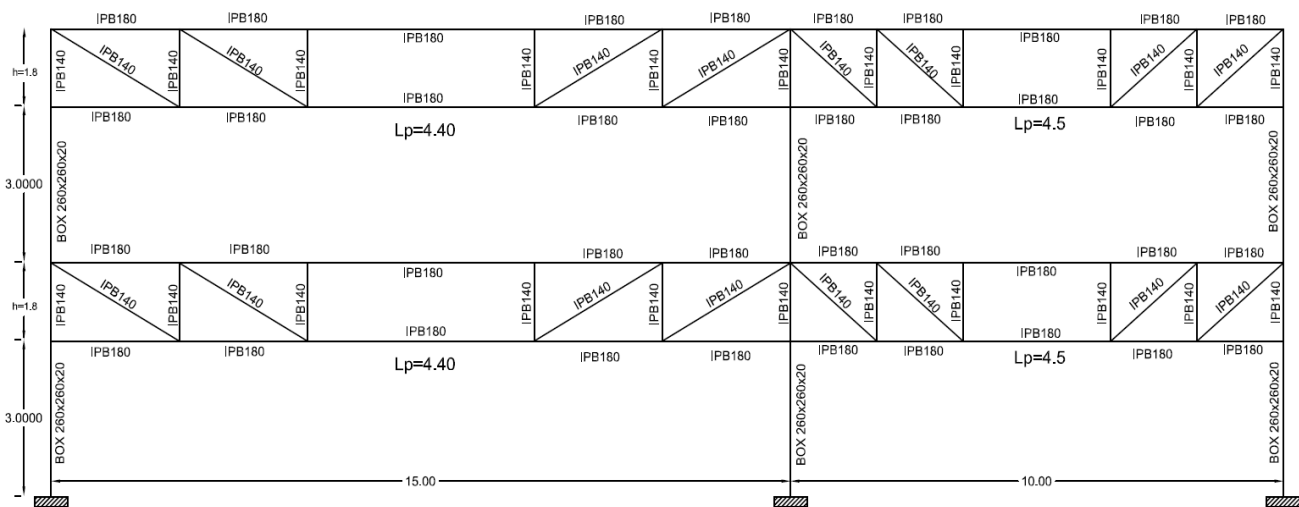
جدول ۷-۱۵. مقاطع بهینه قاب S2b2-۱

تیپ ۱	تیپ ۲	تیپ ۳	تیپ ۴	تیپ ۵
BOX260x260x20	IPB180	IPB140	IPB180	IPB140

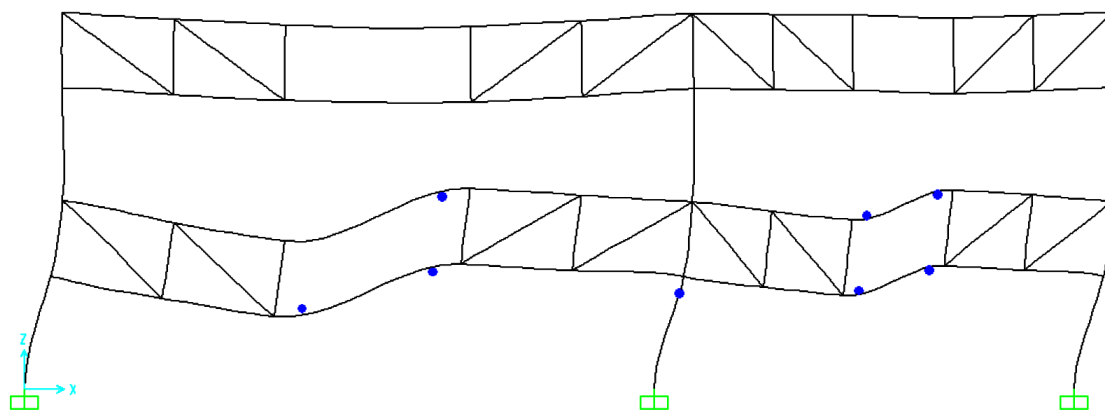
### ۷-۴-۲-نتایج بهینه سازی:

جدول ۷-۱۶. نتایج بهینه سازی قاب S2b2-۱

ارتفاع بهینه تیر خرپایی h (m)	۱/۸
طول پانل ناحیه ویژه تیر خرپایی دهانه اول $L_{p1}$ (m)	۴/۴۰
طول پانل ناحیه ویژه تیر خرپایی دهانه دوم $L_{p2}$ (m)	۴/۵
وزن بهینه اسکلت سازه (kg)	۱۰۶۰۵/۵۲۳۹
ضریب رفتار بهینه	۵/۷



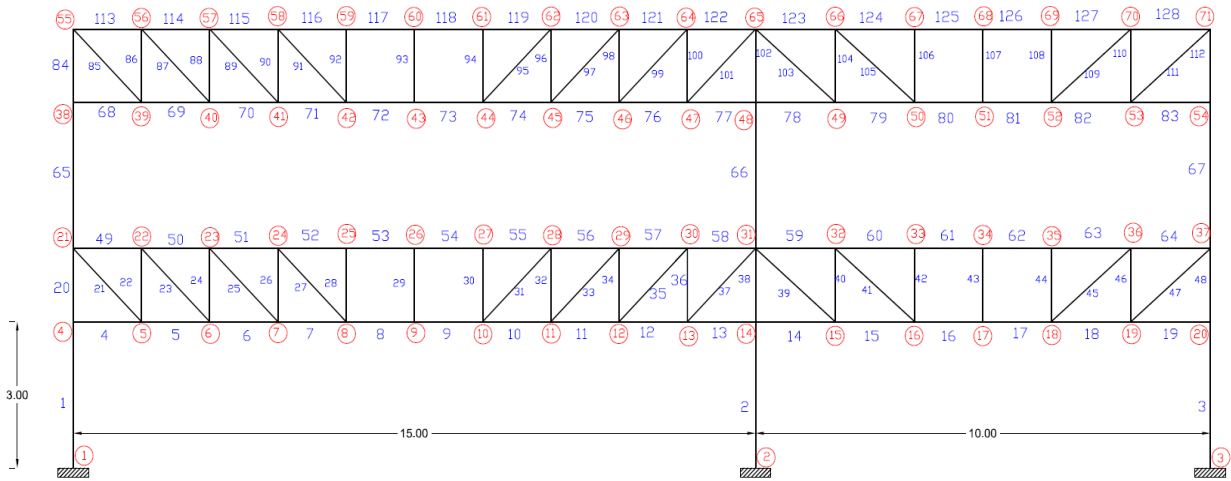
شکل ۷-۱۸. شکل بهینه قاب خمشی خرپایی S2b2-1



شکل ۷-۱۹. محل تشکیل مفاصل پلاستیک در شکل بهینه



## STMF(S2-b2) - ۲-مدل ۸-۷



شکل ۷-۲۰. مدل ۲-S2b2

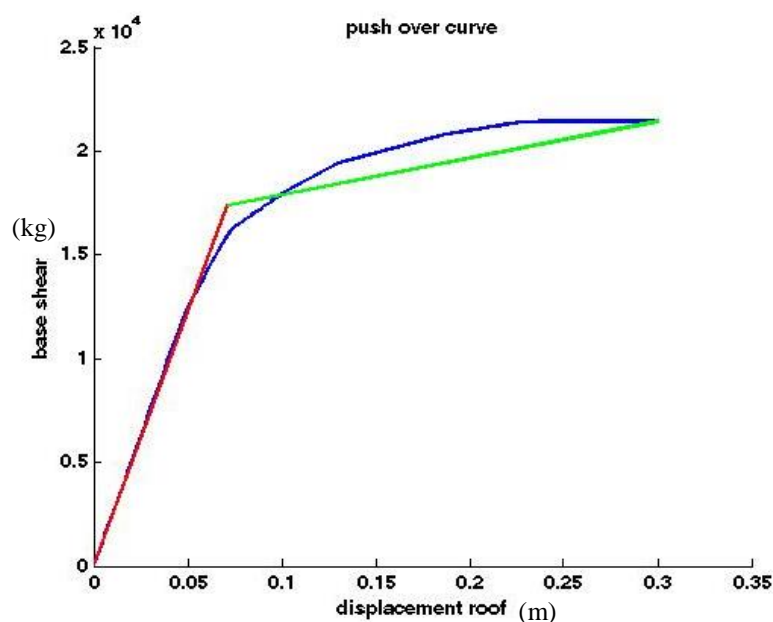
۴ نوع تیپ بندی در این مدل در نظر گرفته شده است. تیپ ۱ ستونها ، تیپ ۲ المانهای پانل تکیه گاهی، تیپ ۳ المانهای ناحیه ویژه و تیپ ۴ بقیه المانها. تیپ ۱ ستونها از مقطع BOX و بقیه تیپ ها از مقطع IPB استفاده می شود. تعداد ناحیه ویژه دهانه ۱۵ و ۱۰ متری به ترتیب ۲ و ۲ و تعداد ناحیه غیر ویژه در دهانه ۱۵ و ۱۰ متری به ترتیب ۲ و ۴ می باشد.

۱- وزن ناشی از بار ثقیلی سازه :

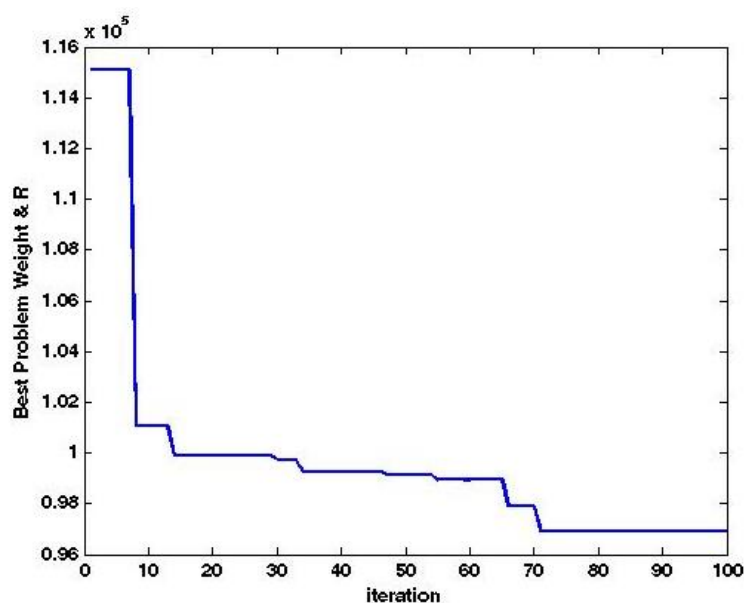
$$W = (deadload + liveload * 20\%) = (500 + 0.2 * 200) * (25 * 6) * 2 = 162000kg$$

### ۷-۸-۱- خروجی برنامه بهینه سازی قاب خمشی خرابایی ۲ طبقه:

با وارد کردن اطلاعات قاب S2b2 به برنامه MPGA و تحلیل غیر خطی و بهینه سازی قاب خمشی خرابایی دوطبقه دو دهانه نتایج زیر حاصل می شود .



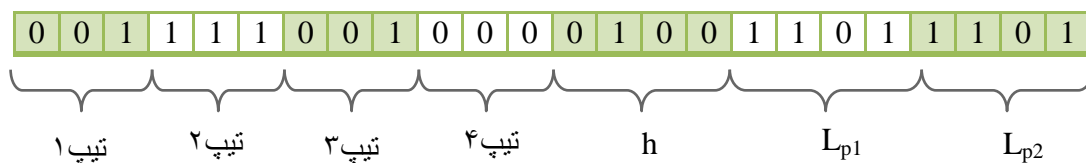
شکل ۷-۲۱. منحنی پوش اور دوخطی شده در برنامه MPGA برای قاب ۲-S2b2



شکل ۷-۲۲. منحنی بهترین مقدار تابع هدف در هر گام الگوریتم ژنتیک قاب ۲-S2b2

#### ۷-۸-۲- کروموزوم بهینه :

با توجه به تعداد تیپ بندی که ۴ نوع تیپ به طول ۳ و دو تا برای طول ناحیه ویژه و ارتفاع خرپا به طول ۴ در نظر گرفته شده که جمعا طول هر کروموزوم ۲۰ می باشد. کروموزوم بهینه در حالت دودویی و مقادیر بهینه حاصل پس از رمز گشایی ده دهی به شرح ذیل می باشد.



شکل ۷-۲۳. مقدار متغیرهای بهینه شده به صورت صفر و یک قاب ۲

### ۷-۸-۳- مقاطع بهینه:

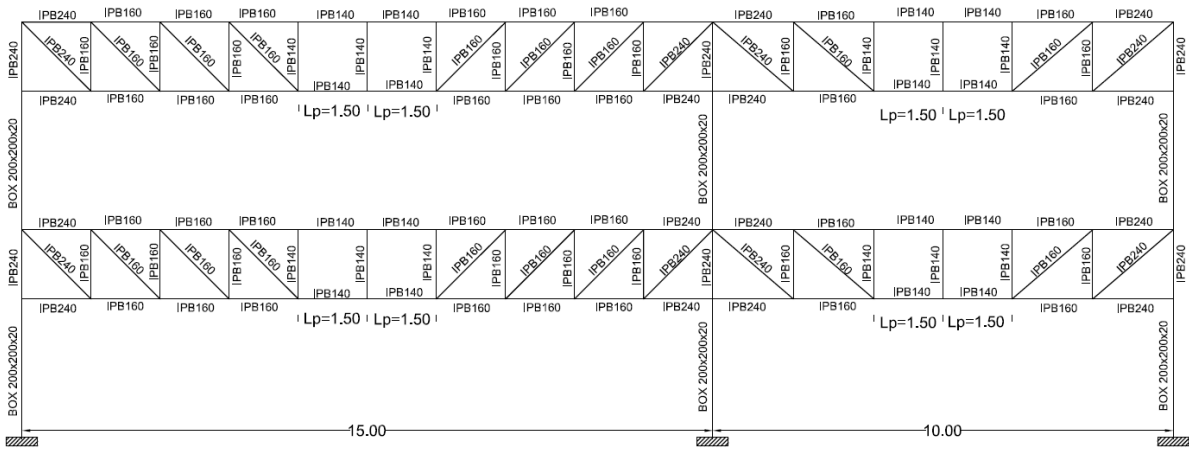
جدول ۷-۱۷. مقاطع بهینه قاب ۲-S2b2

تیپ ۱	تیپ ۲	تیپ ۳	تیپ ۴
BOX200x200x20	IPB240	IPB140	IPB160

### ۷-۸-۴- نتایج بهینه سازی:

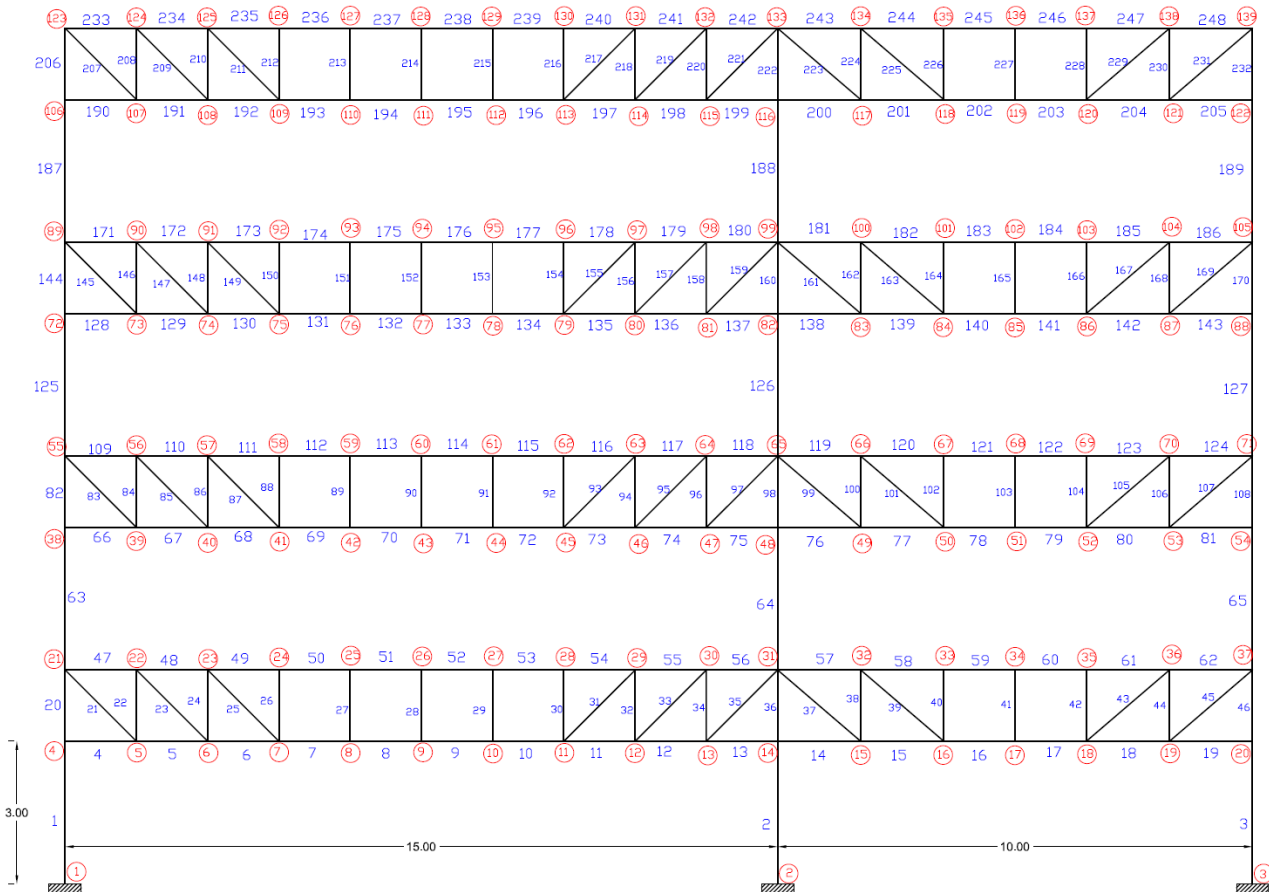
جدول ۷-۱۸. نتایج بهینه سازی قاب ۲-S2b2

ارتفاع بهینه تیر خرپایی h (m)	۱/۱۴
طول پانل ناحیه ویژه تیر خرپایی دهانه اول $L_{p1}$ (m)	۱/۵۰
طول پانل ناحیه ویژه تیر خرپایی دهانه دوم $L_{p2}$ (m)	۱/۵۰
وزن بهینه اسکلت سازه (kg)	۱۱۴۷۹/۷۹۵۸
ضریب رفتار بهینه	۴/۹۶



شکل ۷-۲۴. شکل بهینه قاب خمشی خرپایی S2b2

۷-۹-۳ مدل - STMF(S4-b2)



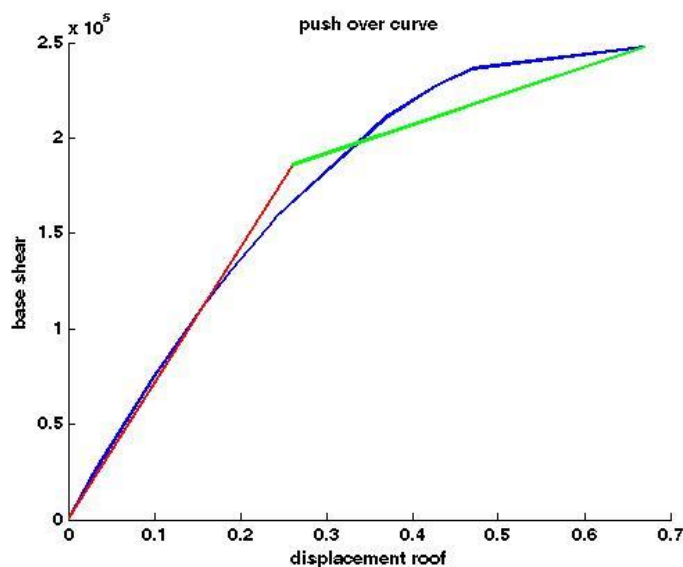
شکل ۷-۲۵. مدل ۳-S4b2

۴ نوع تیپ بندی در این مدل در نظر گرفته شده است. تیپ ۱ ستونها، تیپ ۲ المانهای پانل تکیه گاهی و تیپ ۳ المانهای ناحیه ویژه و تیپ ۴ بقیه المانها تیپ ۱ ستونها از مقطع BOX و بقیه تیپ ها از مقطع IPB استفاده می شود. تعداد ناحیه ویژه دهانه ۱۵ و ۱۰ متری به ترتیب ۲۴ و ۲۳ تعداد ناحیه غیر ویژه در دهانه ۱۵ و ۱۰ متری به ترتیب ۳ و ۲ می باشد. محاسبه وزن سازه :

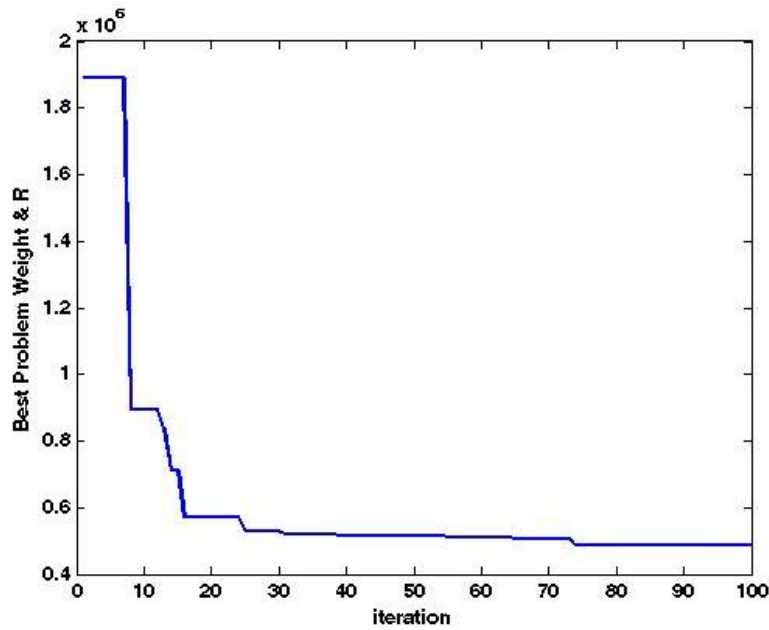
$$W = (deadload + liveload * 20\%) = (500 + 0.2 * 200) * (25 * 6) * 4 = 324000kg$$

### ۷-۹-۱- خروجی برنامه MPGA قاب خمشی خرابی ۳-S4b2

با وارد کردن اطلاعات قاب ۲ به نرم افزار متلب و تحلیل غیر خطی و بهینه سازی این قاب نتایج زیر حاصل می شود



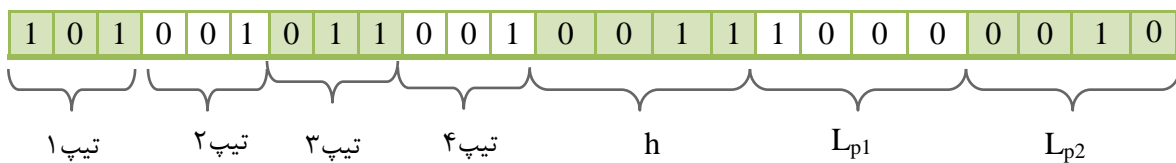
شکل ۷-۲۶. منحنی پوش اوردو خطی شده در برنامه MPGA برای قاب ۳-S4b2



شکل ۷-۲۷. منحنی بهترین مقدار تابع هدف در هر گام الگوریتم ژنتیک برای قاب S4b2-۳

### ۷-۹-۲- کروموزوم بهینه:

با توجه به تعداد تیپ بندی ها ۴ نوع عدد به طول ۳ برای مقاطع و دو تا برای طول ناحیه ویژه ویکی برای ارتفاع خرپا به طول ۴ در نظر گرفته شده که جمعاً طول هر کروموزوم ۲۰ بیت می باشد. کروموزوم بهینه و مقادیر حاصل در ادامه ارائه شده است.



شکل ۷-۲۸. مقدار متغیرهای بهینه شده به صورت صفر و یک قاب S4b2-۳

### ۷-۹-۳- مقاطع بهینه:

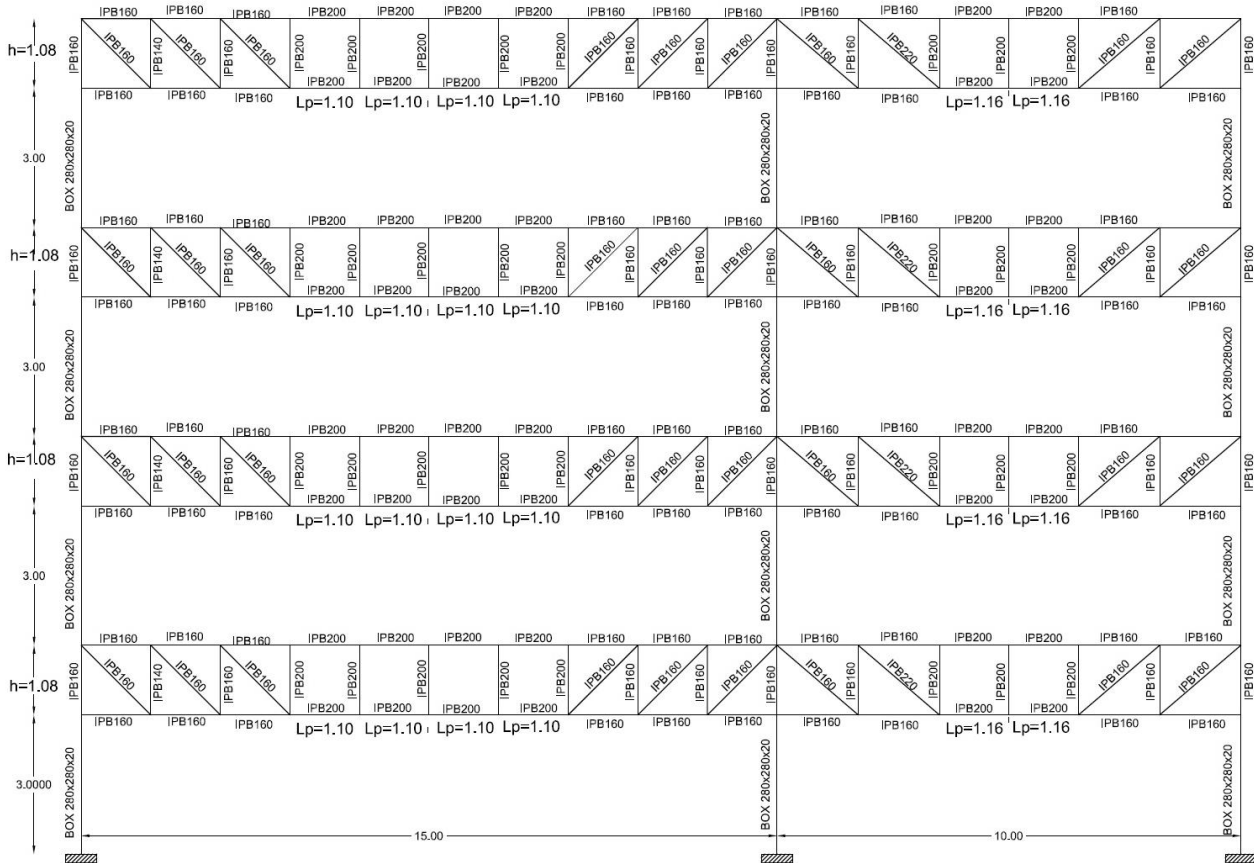
جدول ۷-۱۹. مقاطع بهینه قاب S4b2-۳

تیپ ۱	تیپ ۲	تیپ ۳	تیپ ۴
BOX280x280x200	IPB160	IPB200	IPB160

۷-۹-۴- نتایج بهینه سازی:

جدول ۷-۲۰. نتایج بهینه سازی قاب ۳-S4b2

ارتفاع بهینه تیر خرپایی h (m)	۱/۰۸
طول پانل ناحیه ویژه تیر خرپایی دهانه اول Lp1 (m)	۱/۱۰
طول پانل ناحیه ویژه تیر خرپایی دهانه دوم Lp2 (m)	۱/۱۶
وزن بهینه اسکلت سازه (kg)	۲۲۷۸۴/۷۷۷۸
ضریب رفتار بهینه	۶/۱۵ ~ ۶



شکل ۷-۲۹. شکل بهینه قاب خمشی خرپایی ۳-S4b2





فصل اول

فصل دوم

فصل سوم

فصل چهارم

فصل پنجم

فصل ششم

فصل هفتم

فصل هشتم نتیجه گیری



## ۸-۱- نتیجه گیری:

عوامل مختلفی هستند که بر روی ضریب رفتار سازه اثر می گذارند. هر قدر مقدار نامعینی سازه بیشتر باشد ضریب رفتار سازه بیشتر می شود. با توجه به نتایج بدست آمده ضریب رفتار قاب ۳ حدود ۶ بدست آمد و مقدار آن به مراتب بیشتر از قاب ۲ با ضریب رفتار ۵ می باشد. در قابهای خمشی خرابایی عامل دیگری که روی عملکرد قاب و ضریب رفتار آن اثر می گذارد، طول ناحیه ویژه قاب و ارتفاع تیر خرابایی است. با مقایسه مثال های قاب ۱ و قاب ۲ می توانیم به این نتیجه برسیم که طول ناحیه ویژه و ارتفاع تیر خرابایی هر چه بیشتر باشد شکل پذیری سازه و در نتیجه ضریب رفتار آن بیشتر می شود زیرا اتلاف انرژی زلزله در طول ناحیه ویژه بیشتر صورت می پذیرد و مفصل پلاستیک در این ناحیه تشکیل می شود. آیین نامه AISC360-2005 ضوابطی را برای طول ناحیه ویژه و طول هر پانل در این ناحیه در نظر می گیرد که در برنامه MPGA این ضوابط رعایت شده است.

در این تحقیق اثر وزن برای ما نسبت به ضریب رفتار اهمیت بیشتری داشته است و برای بیشتر کردن اثر ضریب رفتار می توانیم توان ضریب رفتار را در تابع هدف بیشتر در نظر بگیریم. با توجه به تابع هدف در نظر گرفته شده و انجام عملیات بهینه سازی وزن اسکلت سازه و ضریب رفتار به روشی هوشمند به نحوی بدست می آیند که کمترین وزن سازه به ازای رفتار مناسب اتلاف انرژی و شکل پذیری حاصل شود. با مقایسه مثال S2b2-1 با یک ناحیه ویژه و مثال S2b2-2 با چند ناحیه ویژه، در قسمت میانی تیر خرابایی، می توان نتیجه گرفت که هر گاه طول ناحیه ویژه بیشتر باشد ضریب رفتار سازه بیشتر می شود و با بیشتر شدن طول ناحیه ویژه و ارتفاع خرپا مفصل پلاستیک در قسمت میانی خرپا تشکیل می شود و مفصل پلاستیک در ستونها تشکیل نمی شود. با توجه به محدودیتهای طول ناحیه ویژه و ارتفاع خرپا که در برنامه MPGA در نظر گرفته شده است، می توان به قاب خمشی خرابایی بهینه دو بعدی، دو دهانه دوطبقه، با یک ناحیه ویژه در هر دهانه، دست یافت.

ارتفاع بهینه خرپا  $1/80$  و طول ناحیه ویژه بهینه که به ترتیب برای دهانه اول و دوم  $4/40$  و  $4/50$  می باشد. در این حالت مفصل پلاستیک در ناحیه ویژه تشکیل شده است. لذا قاب S2b2-1 با یک ناحیه ویژه در هر دهانه نسبت به قاب S2b2-2 آرایش بهتری دارد و برای دهانه های حداکثر  $20$  متر توصیه می شود. با توجه به این مطلب که برنامه MPGA برای هر قاب خرپایی با آرایش هندسی متفاوت نوشته شده است می توان با وارد کردن اطلاعات اولیه قاب خمشی خرپایی (تعداد المانها، تعداد گره ها و...) به یک قاب بهینه از نظر ضریب رفتار ماکزیمم و وزن مینیمم و ارتفاع و طول ناحیه ویژه تیرخرپایی بهینه به منظور عدم تشکیل مفصل پلاستیک در ستونها دست یافت.

#### ۸-۲- پیشنهادات:

با توجه به مطالعات انجام شده، تحقیقات بسیاری بر روی قابهای خمشی خرپایی انجام شده است. بررسی های صورت گرفته عمدتاً مربوط به ناحیه ویژه قاب خمشی خرپایی است و در طی آن اتصال مفصلی و گیردار مورد مطالعه قرار گرفته است. مطالعاتی نیز بر روی اثر ضریب لاغری اعضای قاب در دو حالت آرایش ضربدری و ویریندل بر روی دریافت سازه صورت پذیرفته است. همچنین مطالعات نرم افزاری به کمک نرم افزارهای SAP2000 و PERFORM بر روی ضریب رفتار و آرایش مختلف اعضای قاب به صورت ویریندل و ضربدری انجام شده است. علاوه بر مطالعاتی که در این پایان نامه صورت پذیرفت جهت ادامه کار پیشنهاد می شود اثر تعداد ناحیه ویژه و همچنین اثر آرایش هندسی اعضا بر روی نتایج بهینه سازی مورد بررسی قرار گیرد. همچنین می توان بر روی انواع اتصالات قاب و نقش توزیع مختلف بار جانبی تحت اثر مودهای بالاتر و تعداد پانل های ویژه در میزان جذب انرژی ناشی از زلزله، تحقیق انجام داد. می توان از روشهای دیگری برای محاسبه ضریب رفتار سازه استفاده نمود و اثر آن را بر روی دو آرایش مختلف قاب مورد بررسی قرار

داد. در تحلیل استاتیکی غیر خطی نیاز به اصلاح ماتریس سختی می باشد. با بررسی های بیشتر می توانیم از روشهای مختلف دیگری برای اصلاح ماتریس سختی استفاده نمود. در تحقیق فرضیات بر این اساس بود که اثر  $P-\Delta$  و تغییر شکل های بزرگ لحاظ نشود در حالیکه می توان با لحاظ کردن این اثر، وضعیت بهینه قاب خمشی خرپایی را مورد بررسی قرار داد. در زمینه برنامه نویسی به زبان متلب می توانیم مسیرجدیدی را برای محاسبه ضریب رفتار در نظر بگیریم. به این صورت که نرم افزار SAP2000 عملیات تحلیل استاتیکی را انجام دهد و خروجی های مورد نیاز برای محاسبه ضریب رفتار وارد متلب شود. البته لینک کردن SAP2000 به متلب به علت اینکه زبان برنامه نویسی SAP2000 ویژوال بیسیک (VB) می باشد کار زمانبری است. در زمینه بهینه سازی میتوان از الگوریتم ژنتیک چند هدفه با استفاده از سایر روشهای کارآمدتر استفاده نمود. انتخاب تابع هدف اصلاح شده به نحوی که اثر وزن و ضریب رفتار را همزمان در نظر بگیرد، مستلزم تحقیق بیشتری است در این پایان نامه اثر وزن نسبت به ضریب رفتار از اهمیت بیشتری برخوردار بود و برای بیشتر کردن اثر ضریب رفتار می توان توان ضریب رفتار را در تابع هدف بیشتر در نظر گرفت و نتایج را مورد بررسی قرار داد.

آیین نامه مقررات ملی ساختمان مبحث ۱۰ راجع به قابهای خمشی خرپایی هیچ بحثی به میان نمی آورد. به علت مزایای این قاب در استفاده از دهانه هایی به طول حد اکثر ۲۰ متر و همچنین اثر اتلاف انرژی در ناحیه میانی این خرپا و جلوگیری از تشکیل مفاصل پلاستیک در ستونها می توان با مطالعات بیشتر فصلی را در آیین نامه مبحث ۱۰ برای طراحی این قابها در نظر گرفت.

## منابع

- [۱] معاونت امور فنی و تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله، ۱۳۸۵. "دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود"، نشریه شماره ۳۶۰.
- [۲] تقی نژاد ر. (۱۳۸۹). "طراحی و بهسازی لرزه ای سازه ها براساس عملکرد با استفاده از تحلیل پوش اور ETABS-SAP2000"، تهران، نشر کتاب دانشگاهی.
- [3] Yanglin G, (2003). "Performance-Base Design Of Steel Building Frameworks Under Seismic Loading". Athesis Peresented to the University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada.
- [۴] شوشتری ا. و غزنوی زاده ح. (۱۳۸۷)، "بررسی ضریب رفتار ساختمانهای بتن مسلح در تحلیل لرزه ای " چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران.
- [۵] تسنیمی ع. و معصومی ع. (۱۳۸۵) "محاسبه ضریب رفتار قاب های بتن مسلح " ، انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- [۶] صاحبی م. (۱۳۷۷) رساله دوره دکترای مهندسی سازه ، "اثر زمان تناوب و مقاومت افزون بر نیاز لرزه ای - غیر ارتجاعی قابهای خمشی بتن مسلح" ، دانشکده فنی مهندسی دانشگاه تربیت مدرس.
- [۷] تابش پور م. ر. (۱۳۹۰) "تحلیل غیر خطی سازه ها" ، انتشارات فدک ایستاتیس.
- [۸] میلانی زاده ع. (۱۳۸۶). " مقدمه ای بر الگوریتم های ژنتیک و کاربردهای آن ". چاپ دوم ، شرکت ناقوس اندیشه ، تهران.

[۹] طالب پور م.ج. (۱۳۸۷) رساله کارشناسی ارشد، "بهینه یابی سطح مقطع و توپولوژی خریها با استفاده از روش های نوین الگوریتم ژنتیک" دانشکده عمران و معماری، دانشگاه صنعتی شاهرود.

[۱۰] کلاتجاری و.ر. (۱۳۸۹) مقایسه اقتصادی قابهای خمشی ویژه همراه با تیر یا خرپا در سیستم سقف سازه های اسکلت فلزی، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران.

[۱۱] موسوی اشکی س.ا. (۱۳۸۳)، قابهای ممان گیر با تیرهای خریایی ویژه، یازدهمین کنفرانس دانشجویی عمران.

[12] AISC2005, **Seismic Provisions for Structural Steel Buildings**, ANSI/AISC341-05, American Institute of Steel Construction.

[13] Chao S. and Goel S. (2008). **A Modified Equation For Expected Maximum Shear Strength Of The Special Segment For Design Of Special Truss Moment Frame.**

[14] Goel S.C. and Itani A.M. (1994). **Seismic Behavior Of Open-Web Truss-Moment Frame, Journal Of Structural Engineering.**

[15] Goel S.C and Itani A.M. (1994). **Seismic-Resistant Special Truss-Moment Frame.**

[16] Basha H.S. and Goel S.C. (1994). **Seismic Resistant Truss Moment Frame With Ductile Vierendeel Segment.**

[17] Goel S. , Rai D. and Basha H.S. (1998), **Special Truss Moment Frame Design Guide.**

[18] Chao s. and Goel S.C. (2008). **Performance-Based Plastic Design Of Special Truss Moment Frames.**

[19] Chao S. and Goel S.C. (2006). **Performance Based Plastic Design Of Special Truss Moment Frame.**

[20] AISC2003 "Staggered Truss Framing Systems", Steel Design Guide Series 14. **American Intitule of Steel Construction.**

[۲۱] نوائی نیا ب. ،اسماعیلی تبار نشلی پ. و اصغری ا. ،۱۳۹۲، "تعیین ضریب رفتار قاب های خمشی فولادی با تیر های خرپایی ویژه" ، مجله مدل سازی در مهندسی دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، سال یازدهم، شماره ۳۲.

[۲۲] شریف ف. و مصطفایان م. (۱۳۹۰)، "MATLAB ابزاری برای مهندسین فردا آموزش کاربرد" ، چاپ اول انتشارات نهر دانش، تهران.

[23] Kattan. P.(2008). **MATLAB Guid to Finite Element**. Springerr Berlin Heidelberg NewYork. Second Editio.

[24] Kassimali.A.(2012). **Matrix Analysis of Structure**. Global Engineering. Second Edition.

[25] Wilson.E.L.(2002). **three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structural**. A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering Computers and Structures, Inc. Third Edition Reprint January. Berkeley, California, USA.

[26] DENİZ ÖLME.H.(December 2009), **A Numerical Study On Special Truss Moment Frame**. A thesis submitted to graduate school of natural and applied sciences middleeast technical university.

## Abstract

A Special Truss Moment Frame (STMF) is a building framing system that is used for relatively long bay widths. This framing system provides higher lateral stiffness with relatively less weight as compared to sample moment framing systems. Research involving Special Truss Moment Frames (STMF) is of great interest because structures equipped with this system will be able to withstand large seismic events. In this research is done optimization of members cross section and the Values of height and length in special segment of Truss Moment Frames to be the best of seismic performance.

Target of optimization is minimize of frame weight and maximize of frame behavior factor. In this thesis, behavior factor of Truss Moment Frames is calculated by using Nonlinear Static Analysis and based on standard 2800 with collapse potential (CP) performance level. pushover analysis is a Nonlinear Static Analysis with increasing lateral loads. Optimization constraints Be considered by using design code of Truss Moment Frames Retrieved from AISC360-2005 That are including criterias such as axial force for compression and tensile members, Shear force for Special segment chord members, middle segment truss, Non-special segment chord members and Ratio of The length of each panel to truss beam height.

Optimization program is written by matlab programming language and optimization operation is done by genetic algorithm method.

**Keywords:** Truss Moment Frames, optimization, genetic algorithm, Nonlinear Static Analysis, behavior factor





Shahrood University of Technology  
Faculty of Civil Engineering  
Structural Department

**Seismic Performance Improvement of Truss  
Moment Frames Using Analysis Non-linear  
Static (Push Over) and Genetic Algorithm**

**Elham Maroufi**

Supervisor

**Dr. V. R. Kalatjari**

Adviser

**Dr.M.R.Tabeshpor**

**February 2014**