





دانشگاه صنعتی شاهرود

گروه عمران و معماری

پایان نامه کارشناسی ارشد

بررسی روش تحلیل تاریخچه زمانی و مقایسه آیین نامه های مختلف

امیر آتشی

استاد راهنما :

دکتر رضا نادری

اساتید مشاور:

دکتر علی کیهانی

دکتر ناصر ظریف

تعهد نامه

اینجانب امیر آتشی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران- سازه دانشکده عمران و معماری دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه بررسی روش تحلیل تایخچه زمانی و مقایسه آیین نامه های مختلف تحت راهنمایی دکتر رضا نادری متعهد می شوم .

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

تاریخ ۹۱/۱۰/۵

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

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

با توجه به لرزه خیزی کشور ایران، وجود منابعی مناسب به منظور ارتقای دانش مهندسين يك امر ضروري است. يكي از الزامات مهم در توسعه دانش لازم برای ساخت سازه های مقاوم در برابر زلزله، بررسی و تحقیق در مفاهیم پایه و تفسیر آیین نامه های ایران می باشد.

با توجه به آیین نامه های زلزله موجود، به طور کلی سه نوع تحلیل برای سازه ها معرفی شده است (استاتیکی، دینامیکی طیفی، دینامیکی تاریخچه زمانی) که هر کدام از این نوع تحلیل ها مختص به شرایط خاصی می باشد. هنگامی که يك سازه واحد تحت این سه نوع تحلیل قرار می گیرد جواب های متفاوتی می دهند.

از این رو بررسی علت اختلاف این نوع تحلیل ها را جویا می شویم. همچنین با توجه به ضرورت استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی و وجود سوالات متعدد و نبود يك منبع کامل و مفید برای مهندسين سازه از این تحلیل که به سوالات فراوانی هنگام استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی مواجه می شوند، از این رو نیت بر این است به طور کامل و صریح تفاوت های تحلیل تاریخچه زمانی و بررسی اختلافات تحلیل را به طور کامل بررسی کنیم. برای بررسی این اختلاف ها به آیین نامه دیگر کشور ها رجوع کرده و نکات ضعف آیین نامه را مورد نقد قرار دادیم.

۱	فصل اول-مقدمه
۹	فصل دوم-تحلیل استاتیکی و دینامیکی
۱۰	۱-۲-تحلیل استاتیکی
۱۱	۱.۱.۲-اصول روش استاتیکی معادل
۱۱	۲-۱-۲-نیروی برشی پایه
۱۲	۲-۱-۳-نیروی ارتجاعی زلزله
۱۳	۲-۱-۴-تناوب سازه
۱۴	۲-۱-۵-ارتفاع ساختمان
۱۴	۲-۱-۶-ضریب خاک
۱۴	۲-۱-۷-وزن ساختمان
۱۵	۲-۱-۸-اهمیت ساختمان
۱۵	۲-۱-۹-ضریب رفتار
۱۶	۲-۱-۱۰-توضیح نیرو در طول سازه
۱۷	۲-۱-۱۱-کنترل ها
۱۷	۲-۱-۱۲-اثر وزن
۱۹	۲-۲-تحلیل دینامیکی

۱۹	۱-۲-۲ ارتعاش دستگاه تکدرجه آزادی
۲۰	۲-۲-۲ ارتعاش آزاد
۲۲	۳-۲-۲ حرکت دستگاه تکدرجه آزادی تحت شتاب S_c
۲۳	۴-۲-۲ ارتعاش دستگاه ارتعاش دسنگاه چند درجه آزادی
۲۸	فصل سوم-روش های تحلیل در آیین نامه
۲۹	۱-۳ آیین نامه ها
۳۱	۲-۳ موارد کاربرد تحلیل استاتیکی معادل
۳۲	۳-۳ موارد کاربرد تحلیل دینامیکی
۳۳	۱-۳-۳ روش تحلیل دینامیکی طیفی
۳۷	۲-۳-۳ روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی
۴۰	فصل چهارم -طیف ها و شتاب نگاشت ها
۴۱	۱-۴-شتاب نگاشت
۴۱	۱-۱-۴-تحریک زمین هنگام زلزله
۴۲	۲-۱-۴-لرزه نگار و شتابنگار
۴۴	۳-۱-۴-کاربرد لرزه نگاشت و شتاب نگاشت
۴۵	۴-۱-۴-منبع خطای شتاب نگاشت
۴۷	۵-۱-۴-روشهای تصحیح شتاب نگاشت

۴۷	۴-۱-۶-روش تصحیح محور
۴۸	۴-۱-۷-روش حداقل انرژی
۵۰	۴-۱-۸-روش کمترین خطا
۵۳	۴-۱-۹-روش تصفیه فرکانسها(فیلتر)
۵۴	۴-۱-۱۰-تاثیر نحوه تصحیح شتاب نگاشت
۵۴	۴-۱-۱۱-تاثیر نوع خاک بر امواج زلزله
۵۵	۴-۱-۱۲-طبقه بندی امواج زلزله
۵۶	۴-۲-طیف ها
۵۶	۴-۲-۱-مفهوم طیف پاسخ(طیف بازتاب)
۵۷	۴-۲-۲-طیف پاسخ تغییر شکل
۵۹	۴-۲-۳-طیف پاسخ شبه سرعت
۶۰	۴-۲-۴-طیف پاسخ شبه شتاب
۶۲	۴-۲-۵-طیف پاسخ ترکیبی D-V-A
۶۵	۴-۲-۶-تعیین حداکثر پاسخ سازه به کمک طیف پاسخ
۷۱	فصل پنجم-ظوابط تحلیل تاریخچه زمانی در آیین نامه های مختلف
۷۳	۵-۱-۱-آیین نامه ۲۸۰۰
۷۴	۵-۱-۲-آیین نامه ۵-۷-ASCE

۷۵	۵-۱-۳-آیین نامه UBC۱۹۹۷
۷۵	۵-۱-۴-آیین نامه IBC۲۰۰۳
۷۵	۵-۱-۵-آیین نامه Euro cod۸-۱۹۹۸
۷۶	۵-۱-۶-آیین نامه FEMA ۳۶۸(NEHRP)
۷۶	۵-۱-۷-مقایسه ضوابط آیین نامه ها در انتخاب رکورد زلزله
۷۸	۵-۲-انتخاب و مقیاس کردن رکورد زلزله
۷۹	۵-۲-۱-انتخاب رکوردها بر اساس پارامترهای زلزله
۷۹	۵-۲-۱-انتخاب رکوردها بر اساس طیف طرح منطقه و مدت زمان زلزله
۸۱	۵-۲-۳-روش های محاسبه طیف برآیند مولفه های رکورد زلزله
۸۱	۵-۲-۴-اثر مولفه قائم زلزله
۸۳	۵-۳-بررسی مولفه های زلزله و همبستگی آن ها
۸۳	۵-۳-۱-همبستگی مولفه های زلزله و جهات اصلی
۸۴	۵-۳-۲-اثر زاویه اعمال شتابنگاشتها
۸۵	فصل ششم-بررسی عددی روشهای مختلف تحلیل
۸۶	۶-۱-معرفی سازه ها
۸۹	۶-۲-تحلیل استاتیکی
۹۲	۶-۲-۱-نتایج آنالیز استاتیکی سازه های منظم

۹۲	۶-۲-۱-۱-نتایج آنالیز سازه ۵ طبقه منظم
۹۴	۶-۲-۱-۲-نتایج آنالیز سازه ۱۰ طبقه منظم
۹۵	۶-۲-۱-۳-نتایج آنالیز سازه ۱۵ طبقه منظم
۹۶	۶-۲-۲-نتایج آنالیز استاتیکی سازه های نامنظم
۹۶	۶-۲-۱-نتایج آنالیز سازه ۵ طبقه نامنظم
۹۸	۶-۲-۲-نتایج آنالیز سازه ۱۰ طبقه نامنظم
۱۰۰	۶-۲-۲-۳-نتایج آنالیز سازه ۱۵ طبقه نامنظم
۱۰۲	۶-۳-تحلیل دینامیکی طیفی
۱۰۳	۶-۳-۱-بررسی کفایت مدهای در نظر گرفته شده
۱۰۴	۶-۴-تحلیل دینامیکی
۱۰۴	۶-۴-۱-نتایج آنالیز دینامیکی طیفی سازه های منظم
۱۰۴	۶-۱-۱-نتایج آنالیز سازه ۵ طبقه منظم
۱۰۶	۶-۱-۲-نتایج آنالیز سازه ۱۰ طبقه منظم
۱۰۸	۶-۱-۳-نتایج آنالیز سازه ۱۵ طبقه منظم
۱۱۰	۶-۴-۲-نتایج آنالیز دینامیکی طیفی سازه های نامنظم
۱۱۰	۶-۴-۱-نتایج آنالیز سازه ۵ طبقه نامنظم
۱۱۲	۶-۴-۲-نتایج آنالیز سازه ۱۰ طبقه نامنظم

۱۱۴	۶-۴-۲-۳-نتایج آنالیز سازه ۱۵ طبقه نامنظم
۱۱۶	۶-۵-تحلیل تاریخیچه زمانی
۱۱۶	۶-۵-۱-انتخاب شتاب نگاشت
۱۱۷	۶-۵-۲-مراحل تحلیل تاریخیچه زمانی
۱۱۲	۶-۵-۳-مقدار T در سازه ها
۱۲۵	۶-۵-۴-نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی در سازه های منظم
۱۲۵	۶-۵-۴-۱-نتایج آنالیز سازه ۵ طبقه منظم
۱۲۹	۶-۵-۴-۲-نتایج آنالیز سازه ۱۰ طبقه منظم
۱۳۳	۶-۵-۴-۳-نتایج آنالیز سازه ۱۵ طبقه منظم
۱۳۶	۶-۵-۵-نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی در سازه های نامنظم
۱۳۶	۶-۵-۵-۱-نتایج آنالیز سازه ۵ طبقه نامنظم
۱۳۹	۶-۵-۵-۲-نتایج آنالیز سازه ۱۰ طبقه نامنظم
۱۳۹	۶-۵-۵-۳-نتایج آنالیز سازه ۱۵ طبقه نامنظم
۱۴۸	فصل هفتم-نقد آیین نامه ایران ۲۸۰۰ومقایسه آیین نامه ایران و آمریکا
۱۴۹	۷-۱-نقد و بررسی آیین نامه ایران
۱۴۹	۷-۲-شتاب نگاشت ها
۱۵۱	۷-۳-مقیاس سازی

۱۵۲	۷-۴-هم پایه کردن
۱۵۴	۷-۵-مقایسه نتایج تحلیل تاریخچه زمانی ایران و امریکا
۱۵۸	فصل هشتم-جمع بندی و نتیجه گیری
۱۶۲	پیوست ۱
۱۷۱	پیوست ۲
۱۸۰	مراجع

فهرست اشکال

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
	فصل دوم
۱۲	شکل ۱-۲- طیف بازتاب از زمان تناوب سازه و نوع خاک
۱۷	شکل ۲-۲- مدپایه ای برای سازه های خمشی، برشی و مختلط
۱۹	شکل ۲-۲- مدل دینامیکی سازه تکدرجه آزادی تحت نیروی افقی
۲۰	شکل ۲-۴- فرکانس و تناوب سازه
۲۲	شکل ۲-۵- نمودار تاثیر ضریب میرایی
۲۲	شکل ۲-۶- مدل دینامیکی سازه چنددرجه آزادی تحت نیروی افقی
۲۳	شکل ۲-۷- ارتعاش دستگاه چنددرجه آزادی
	فصل چهارم
۴۲	شکل ۴-۱- نمودار سرعت، شتاب و جابه جایی
۵۷	شکل ۴-۲- طیف پاسخ تغییر شکل
۵۸	شکل ۴-۳- طیف پاسخ جابه جایی
۶۱	شکل ۴-۴- طیف شبه شتاب
۶۲	شکل ۴-۵- طیف، تغییر مکان، سرعت و جابه جایی
۶۳	شکل ۴-۶- طیف ترکیبی
	فصل پنجم
۷۳	شکل ۵-۱- بازتابهای سازه به صورت تابعی از زمان

۷۴	شکل ۵-۲- مقایسه طیف برآیند بر اساس دو آیین نامه ASCE و ۲۸۰۰ برای زلزله Landers
۸۲	شکل ۵-۳- اثر زلزله قائم
	فصل ششم
۸۷	شکل ۶-۱- پلان سازه منظم
۸۸	شکل ۶-۲- پلان سازه نامنظم
۹۲	شکل ۶-۳- مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۵ طبقه منظم (تحلیل استاتیکی)
۹۳	شکل ۶-۴- جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۵ طبقه منظم (تحلیل استاتیکی)
۹۴	شکل ۶-۵- مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۱۰ طبقه منظم (تحلیل استاتیکی)
۹۴	شکل ۶-۶- جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۱۰ طبقه منظم (تحلیل استاتیکی)
۹۵	شکل ۶-۷- مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۱۵ طبقه منظم (تحلیل استاتیکی)
۹۵	شکل ۶-۸- جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۱۵ طبقه منظم (تحلیل استاتیکی)
۹۶	شکل ۶-۹- مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۵ طبقه نامنظم (تحلیل استاتیکی)
۹۷	شکل ۶-۱۰- جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۵ طبقه نامنظم (تحلیل استاتیکی)
۹۸	شکل ۶-۱۱- مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۱۰ طبقه نامنظم (تحلیل استاتیکی)
۹۹	شکل ۶-۱۲- جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۱۰ طبقه نامنظم (تحلیل استاتیکی)
۱۰۰	شکل ۶-۱۳- مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۱۵ طبقه نامنظم (تحلیل استاتیکی)
۱۰۱	شکل ۶-۱۴- جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۱۵ طبقه نامنظم (تحلیل استاتیکی)
۱۰۴	شکل ۶-۱۵- مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۵ طبقه منظم (تحلیل دینامیکی طیفی)
۱۰۵	شکل ۶-۱۶- جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۵ طبقه منظم (تحلیل دینامیکی طیفی)

- شکل ۶-۱۷- مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۱۰ طبقه منظم (تحلیل دینامیکی طیفی) ۱۰۶
- شکل ۶-۱۸- جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۱۰ طبقه منظم (تحلیل دینامیکی طیفی) ۱۰۷
- شکل ۶-۱۹- مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۱۵ طبقه منظم (تحلیل دینامیکی طیفی) ۱۰۸
- شکل ۶-۲۰- جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۱۵ طبقه منظم (تحلیل دینامیکی طیفی) ۱۰۹
- شکل ۶-۲۱- مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۵ طبقه نامنظم (تحلیل دینامیکی طیفی) ۱۱۰
- شکل ۶-۲۲- جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۵ طبقه نامنظم (تحلیل دینامیکی طیفی) ۱۱۱
- شکل ۶-۲۳- مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۱۰ طبقه نامنظم (تحلیل دینامیکی طیفی) ۱۱۲
- شکل ۶-۲۴- جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۱۰ طبقه نامنظم (تحلیل دینامیکی طیفی) ۱۱۳
- شکل ۶-۲۵- مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۱۵ طبقه نامنظم (تحلیل دینامیکی طیفی) ۱۱۴
- شکل ۶-۲۶- جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۱۵ طبقه نامنظم (تحلیل دینامیکی طیفی) ۱۱۵
- شکل ۶-۲۷- طیف پاسخ طبس ۱۱۷
- شکل ۶-۲۸- طیف پاسخ منجیل ۱۱۸
- شکل ۶-۲۹- طیف پاسخ Northbrige ۱۱۸
- شکل ۶-۳۰- طیف میانگین سه زوج شتابنگاشت ۱۱۹
- شکل ۶-۳۱- طیف استاندارد آیین نامه ۲۸۰۰ ۱۲۰
- شکل ۶-۳۲- مقایسه میانگین طیف ها با ۱.۴ برابر طیف استاندارد ۱۲۱
- شکل ۶-۳۳- مقایسه طیف طرح با طیف استاندارد پس از اصلاح ضریب سازه ۵ طبقه ۱۲۲
- شکل ۶-۳۴- مقایسه طیف طرح با طیف استاندارد پس از اصلاح ضریب سازه ۱۰ طبقه ۱۲۳
- شکل ۶-۳۵- مقایسه طیف طرح با طیف استاندارد پس از اصلاح ضریب سازه ۱۵ طبقه ۱۲۳

- شکل ۶-۳۶ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت X، سازه ۵ طبقه) ۱۲۵
- شکل ۶-۳۷ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت Y، سازه ۵ طبقه) ۱۲۶
- شکل ۶-۳۸ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت X، سازه ۵ طبقه ۱۲۷
- شکل ۶-۳۹ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت Y، سازه ۵ طبقه ۱۲۸
- شکل ۶-۴۰ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت X، سازه ۱۰ طبقه ۱۲۹
- شکل ۶-۴۱ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت Y، سازه ۱۰ طبقه ۱۳۰
- شکل ۶-۴۲ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت X، سازه ۱۰ طبقه ۱۳۱
- شکل ۶-۴۳ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت Y، سازه ۱۰ طبقه ۱۳۲
- شکل ۶-۴۴ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت X، سازه ۱۵ طبقه ۱۳۳
- شکل ۶-۴۵ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت Y، سازه ۱۵ طبقه ۱۳۴
- شکل ۶-۴۶ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت X، سازه ۱۵ طبقه ۱۳۵
- شکل ۶-۴۷ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت Y، سازه ۱۵ طبقه ۱۳۵
- شکل ۶-۴۸ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت X، سازه ۵ طبقه نامنظم ۱۳۶
- شکل ۶-۴۹ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت Y، سازه ۵ طبقه نامنظم ۱۳۷
- شکل ۶-۵۰ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت X، سازه ۵ طبقه نامنظم ۱۳۸
- شکل ۶-۵۱ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت Y، سازه ۵ طبقه نامنظم ۱۳۸
- شکل ۶-۵۲ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت X، سازه ۱۰ طبقه نامنظم ۱۳۹
- شکل ۶-۵۳ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت Y، سازه ۱۰ طبقه نامنظم ۱۴۰
- شکل ۶-۵۴ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت X، سازه ۱۰ طبقه نامنظم ۱۴۱
- شکل ۶-۵۵ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت Y، سازه ۱۰ طبقه نامنظم ۱۴۱

شکل ۶-۵۶ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت X, سازه ۱۵ طبقه نامنظم ۱۴۲

شکل ۶-۵۷ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت Y, سازه ۱۵ طبقه نامنظم ۱۴۳

شکل ۶-۵۸ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت X, سازه ۱۵ طبقه نامنظم ۱۴۴

شکل ۶-۵۹ - نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت Y, سازه ۱۵ طبقه نامنظم ۱۴۵

فصل هفتم

شکل ۷-۱ - نتایج تحلیل قبل از هم پایه کردن (برش) ASCE-۰۷ در جهت X ۱۵۴

شکل ۷-۲ - نتایج تحلیل قبل از هم پایه کردن (برش) ASCE-۰۷ در جهت Y ۱۵۵

شکل ۷-۳ - نتایج تحلیل بعد از هم پایه کردن (برش) ASCE-۰۷ در جهت X ۱۵۶

شکل ۷-۴ - نتایج تحلیل بعد از هم پایه کردن (برش) ASCE-۰۷ در جهت Y ۱۵۷

فصل اول

مقدمه

مقدمه

۱- مبانی:

امروزه با ورود دستور العملهای و فلسفه های جدید طراحی که از معیار رفتار برای طراحی سازه ها استفاده می کنند ، موضوع برآورد لرزه ای از اهمیت بسیاری برخوردار بوده و تحقیقات زیادی در این زمینه در حال انجام می باشد . در این راستا استفاده از روشهای متعدد تحلیل استاتیکی در تخمین عملکرد سازه ها در هنگام زلزله بسیار مورد توجه متخصصین قرار گرفته است . دلیل این امر سادگی روش ، صرفه جویی در وقت و هزینه و تخمین قابل قبول آنها در تعیین پاسخ لرزه ای در مقایسه با روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی می باشد .

علی رغم انجام عملیات ، با نگاهی به عملکرد ساختمان های نامنظم در ارتفاع ، طی زلزله های گذشته ، مشاهده می شود که باز هم این نوع سازه ها عملکرد مطلوبی نسبت به ساختمان های منظم ، از خود نشان نداده اند . لذا نیاز به ارزیابی مناسب تری احساس می شود و بهتر این است که این ارزیابی با روش های ساده تر که تفسیر ساده ای هم داشته باشند ، همراه باشند . با وجود استفاده از روش های مختلف ، تحقیقات گذشته تقریباً به نتایج هم خوانی دست یافته اند اما موارد مختلفی هنوز جای بررسی و تأمل دارند .

۲- تاریخچه و انگیزه :

امروزه با ورود دستور العملها و فلسفه های جدید طراحی که از معیار رفتار برای طراحی سازه ها استفاده می کنند ، موضوع برآورد سازه ها از اهمیت بسیاری برخوردار و تحقیقات زیادی در این زمینه در حال انجام می باشد ، در این راستا ، استفاده از روشهای تحلیل استاتیکی در تخمین عملکرد سازه ها در هنگام زلزله بسیار مورد توجه متخصصین قرار گرفته است . دلیل این امر سادگی روش ، صرفه جویی در وقت و هزینه و تخمین قابل قبول آنها در تعیین پاسخ لرزه های در مقایسه با روش های تحلیل دینامیکی می باشد .

در حال حاضر روش بسیار قدرتمند آنالیز تاریخچه پاسخ برای ارزیابی نیازهای لرزه ای وجود دارد ولی بیشتر مهندسین ترجیح می دهند که از روش های آیین نامه ای موسوم به تحلیل استاتیکی استفاده کنند . در حالیکه در این روش ها از توزیع ثابت نیروهای جانبی استفاده شده و فرض بر این است که پاسخ نهایی سازه بر اساس مد اول سازه تعیین می شود .

این دو فرض در هنگام پلاستیک شدن سازه ها کاملاً تقریبی می شوند و نکته مهم این است که هیچ توزیع نیروی ثابتی وجود ندارد که مشارکت مدهای بالاتر در پاسخ نهایی سازه ، باز توزیع نیروهای اینرسی ناشی از جاری شدن سازه و تغییرات پارامترهای دینامیکی سازه در زمان پلاستیک شدن سازه را مورد توجه قرار دهد .

در سالهای اخیر ، محققین زیادی در مورد فرضیات مطرح شده در این آنالیز و محدودیتهای آن بحث کرده اند ، توزیع انطباقی نیرو را مطرح و سعی در پیروی از توزیع زمانمند توزیع نیروهای اینرسی و در نظر گیری بیشتر از دو مد اساسی لرزه ای کرده اند .

از سال ۱۹۹۷ تعدادی از محققین آنالیز فزاینده را برای سازه های نامتقارن و نامنظم در پلان بسط دادند و در پی آن یک روش تحلیل غیر خطی استاتیکی تقریبی ، به وسیله اعمال توزیع ارتفاعی نیروهای جانبی (نمونه ای از

تحلیل فراینده استاندارد سطحی در مرکز جرم (شکل گرفت ، که طبق گفته خود مطالعه کنندگان روش تحقیق دقیق به نظر نمی رسیده است .

روش های دیگر متشکل از :

۱- تحلیل سه بعدی طیفی پاسخ الاستیک برای مشخص کردن جابجایی بام و توزیع ارتفاعی نیروی جانبی برای هر کدام از اعضای مقاوم .

۲- تحلیل فزاینده سطحی برای هر کدام از اعضای مقاوم بوده است . (مقدم و تسو^۱)

در مطالعه دیگری گوئل و چوپر^۲ از روشی به نام تحلیل فزاینده مودال برای تخمین پارامترهای طلب لرزه ای در ساختمان های نامنظم در پلان استفاده کرده اند . در این روش دو مفهوم نیاز لرزه ای و ظرفیت سازه ، با ارائه مفهوم سازه یک درجه آزادی معادل ، با یکدیگر مقایسه شده و در نهایت حداکثر تغییر مکان انتهای سازه موجود بر اثر زلزله مفروض با استفاده از نگاشت آن زلزله تعیین می شود .

مقایسه نتایج تحلیل های فزاینده با تحلیل تاریخچه زمانی نمایانگر موقعیت های محدودی می باشد و این امر نیاز به ارائه روشهای بهبود یافته و گویای تقریبی برای ساختمان های نامنظم در پلان را بیش از پیش آشکار می سازد همچنین با توجه به عملکرد ساختمان های نامنظم در زلزله های گذشته ، آیین نامه ها هم توصیه می کنند که ساختمان ها حتی الامکان منظم طراحی شوند ولی از آنجاییکه در شرایط خاص ، ساختمان های نامنظم طراحی و اجرا می شوند ، احساس نیاز به روشهای ساده تر که تفسیر ساده ای هم داشته باشند و علاوه بر این از دقت لازم هم برخوردار باشند ، بیشتر احساس می شود .

^۱ - Moghadam & tso (۱۹۹۸)

^۲ - De Stefano & Rutenberg (۱۹۹۸)

۳- طرح کلی مسئله :

در این پایان نامه روشی به نام تحلیل تاریخیچه زمانی مورد مطالعه قرار می گیرد تا به وسیله آن بتوان پاسخ سازه هایی با نامنظمی را ارزیابی کرد .

در این مسیر ابتدا باید روشهای موجود تحلیل را بررسی نموده و تفاوت های تحلیل های موجود را با یکدیگر مقایسه کرد .

در تحلیل تاریخیچه زمانی حجم انجام عملیات و تعداد دفعات تحلیل بالا می باشد و استفاده از تحلیل نیازمند یک مرجع قدرتمند می باشد . از این رو پیش از انجام تحلیل های مورد نظر روش تحلیل تاریخیچه زمانی را در آیین نامه های مختلف بررسی نموده ایم و نکات مهم که در آیین نامه زلزله ایران به صورت نا مفهوم و ناقصی بود را تکمیل نمودیم .

۴- روش مطالعه و اهداف :

این پایان نامه در غالب ۸ فصل به شرح زیر مورد مطالعه قرار گرفته است:

فصل اول: مقدمه

فصل دوم: تحلیل استاتیکی و دینامیکی

در این فصل کلیه ضوابط تحلیل های استاتیکی و دینامیکی و معادلات حاکم بر آنها مورد مطالعه قرار گرفته است. همچنین پارامترهای مربوط به محاسبه نیروی زلزله در هر دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی مانند، تناوب سازه، ضریب رفتار سازه، ضریب خاک بستر... به طور مختصر توضیح داده شده است.

فصل سوم: روشهای تحلیل در آیین نامه

در این فصل ضوابط و محدوده کاربرد تحلیل های موجود (استاتیکی، دینامیکی طیفی و تاریخچه زمانی) را بررسی کرده ایم. و همچنین موارد کاربرد و نقاط ضعف و قوت تحلیل های موجود را از نگاه آیین نامه مورد بررسی قرار دادیم. دانستن این نکته کاملاً ضروری است که مهندسین بدانند در هنگام تحلیل یک سازه، با توجه به نوع سازه از چه تحلیلی باید استفاده کنند.

فصل چهارم: طیف ها و شتاب نگاشت ها

از مهمترین نظریه دینامیک سازه ها، تحلیل پاسخ سازه در برابر تکان های زمین به هنگام زلزله می باشد. پاسخ سازه ها میتواند شامل تغییر شکل، نیروی داخلی، تنش ها و غیره باشد. سیستم به صورت تابعی از زمان و وابستگی این پاسخ ها به پارامترهای سیستم مورد مطالعه قرار میگیرد. بدین منظور در این فصل به بررسی و کاربرد شتاب نگاشت ها و طیف ها پرداخته ایم.

این فصل شامل دو بخش کلی می شود که در بخش اول به مطالعه و بررسی شتاب نگاشت ها و در فصل دوم به بررسی و مطالعه طیف ها پرداخته شده است.

در بخش اول (شتابنگاشت ها) به مطالعه چگونگی عملکرد شتابنگاشت ها همچنین بررسی علت خطا در شتاب نگاشت ها و مطالعه در مورد روشها و چگونگی اصلاح شتاب نگاشت ها پرداخته شده است.

در بخش دوم نیز (طیف ها) به مطالعه انواع طیف ها و چگونگی عملکرد طیف ها و وابستگی آنها با یک دیگر پرداخته شده است.

فصل پنجم: ضوابط تحلیل تاریخچه زمانی در آیین نامه های مختلف

در این فصل به بررسی روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی در آیین نامه های مختلف پرداخته شده است. با استفاده از آیین نامه های مختلف ضوابط هر آیین نامه را در بحث تحلیل تاریخچه زمانی مورد مطالعه قرار داده و تفاوت های بین آنها را مقایسه مورد مقایسه قرار داده ایم.

فصل ششم: بررسی عددی روشهای مختلف تحلیل

با مدل سازی سازه های منظم و نامنظم با تعداد طبقات متفاوت انجام تحلیل های موجود در آیین نامه (استاتیکی ، دینامیکی طیفی ، تاریخچه زمانی) به مقایسه نتایج پرداخته شده است و مزایا و معایب هر تحلیل بر روی سازه ها گوشزد شده است . همچنین در این فصل تحلیل ها بر اساس آیین نامه زلزله ایران انجام شده است.

فصل هفتم: نقد آیین نامه ۲۸۰۰ و مقایسه با آیین نامه ایران و آمریکا (ASCE-۰۷)

همانطور که می دانیم در مورد تحلیل تاریخچه زمانی در آیین نامه زلزله ایران بسیار کم کار شده است و اکثر مهندسين هنگام انجام تحلیل با این روش به سؤالات و مشکلات فراوانی بر می خورند از این رو با مقایسه آیین نامه های مختلف و بر روی نتایج آیین نامه های مختلف با آیین نامه ایران سعی بر این بوده شباهت و سؤالاتی که اکثر مهندسين در هنگام استفاده از این تحلیل بر می خورند را پاسخ دهیم .

در این فصل با نقد آیین نامه ۲۸۰۰ همچنین مقایسه با تحلیل تاریخچه زمانی با استفاده از آیین نامه امریکا نکات ضعف و همچنین شباهت موجود در آیین نامه ایران را پاسخ داده شده است.

در انتها نیز با تحلیل یک سازه نامنظم مرتفع (۱۵ طبقه) به هر دو روش آیین نامه ایران و امریکا تفاوت های موجود در این دو آیین نامه را نیز مورد بررسی قرار گرفته است.

فصل هشتم: جمع بندی و نتیجه گیری

در این فصل با استناد به تحقیق انجام شده، نتایج و تحقیقات که در ادامه قابل انجام است را بیان کرده ایم.

فصل دوم

تحليل استاتيكي و ديناميكي

۱.۲ تحلیل استاتیکی

تاریخچه

پس از زلزله ۱۹۰۸ در مسینار جوایتالیا، تیمی ترکیب از مهندسان ماموریت یافتند که ساختمانهای تخریب شده را مطالعه نموده و سبب را جویا شوند. تیم مزبور با بررسی ساختمانهای واژگون شده با این نتیجه رسیدند که زلزله باید نیرویی افقی را ایجاد کرده باشد که سبب واژگونی شده است.

از آن پس مقدار این نیرو را برابر $\frac{1}{11}$ وزن ساختمان فرض شد. این نظر بعداً در قالب رابطه زیر بیان شد:

$$V = CW \quad (۱.۲)$$

در این رابطه V نیروی زلزله، W وزن ساختمان و C ضریب زلزله می باشد. برای ضریب زلزله C که در ابتدا برابر $\frac{1}{11}$ پیشنهاد شده بود، مقدار $\frac{1}{11}$ در نظر گرفته شد و اکثر کشورها نظرفوق را پذیرا شدند و ضرایب زلزله در اکثر کشورها در همان محدوده $\frac{1}{11}$ در نظر گرفته شد.

پیشرفت و تکامل دینامیک سازه از یکسو و اطلاعات حاصل از زلزله های ثبت شده از سوی دیگر نشان داد که عوامل مختلفی در تعیین نیروی زلزله موثرند. برخی از این عوامل از خواص دینامیکی سازه نظیر تناوب و استهلاک، شکل مد و ظرفیت سازه برای پذیرفتن تغییر شکل های خمیری حاصل می شوند.

عوامل دیگری نظیر جنس خاک و لرزه خیزی محل نیز بر نیروی زلزله نقش دارند. این عوامل رفته رفته جای خود را در آیین نامه باز کرد و ضمن حفظ قالب قدیمی، اثر عوامل مزبوره طور ضمنی در تعیین ضریب زلزله و توزیع نیروی زلزله گنجانده شد.

علیرغم تحولات چشم گیر سالهای گذشته روش مزبور که به روش استاتیکی مرسوم است قادر نیست به طور صریح نیروهای واقعی زلزله را مشخص و تعیین کند و صرفاً ابزاری است برای آنکه طراح بتواند میزان مشخصی مقاومت جانبی را در سازه تامین نماید که البته به طور غیر مستقیم در پایداری سازه در برابر نیروهای زلزله موثر است.

۱.۱.۲ اصول روش استاتیکی معادل

همانطور که دیدیم که بارگذاری لرزه ای از یک فکر ساده آغاز شد، فرضیه ای که نیروی زلزله را معادل یک نیروی افقی می پنداریم. بارگذاری لرزه ای استاتیکی طی نزدیک به ۷ قرن شاهد تحولات مختلفی شد اما آن اساس ساده حفظ شد و هنوز هم در قریب به اتفاق آیین نامه ها روش استاتیکی معادل بعنوان اصلی ترین روش بارگذاری لرزه ای مطرح است. ارکان اصلی روش استاتیکی معادل عبارتند از:

۱. تعیین برش پایه

۲. توزیع برش پایه در طول سازه

۳. کنترل ها (پیچش، واژگونی، جابجایی...)

در بخشهای بعدی با عوامل اصلی و موثر در باره هر یک از این موارد آشنا می شویم. به طور کلی برای طرح لرزه ای سازه ابتدا نیروی برشی پایه محاسبه و سپس در ارتفاع سازه توزیع می شود، آنگاه سهم عناصر لرزه بر نسبت سختی مشخص می گردد و اعضاء سازه بر اساس نیروی حاصل طرح می کردند.

۲-۱-۲ نیروی برشی پایه

نیروی برشی پایه از تقسیم یک نیروی مجازی بنام نیروی ارتجاعی زلزله V_e بر ضریب رفتار R بدست می آید.

$$V = \frac{V_e}{R} \quad (2.2)$$

در بخش بعدی به بحث و توضیح در مورد نحوه تعیین نیروی ارتجاعی V_e و ضریب رفتار R می پردازیم.

۲-۱-۳ نیروی ارتجاعی زلزله (V_e)

نیروی ارتجاعی زلزله به طور کلی از ضرب شتاب پاسخ سازه در وزن آن بدست می آید. شتاب پاسخ خود حاصل ضرب شتاب اوج زمین (که شتاب پایه نامیده می شود) در ضریب بازتاب است.

پس:

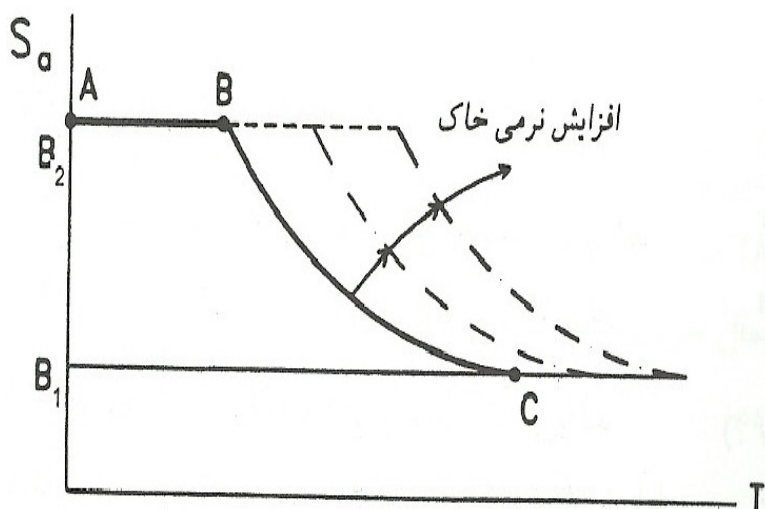
$$V_e = AS_a W \quad (۳.۲)$$

A شتاب پایه (شتاب اوج زمین)، S_a ضریب بازتاب یا طیف طرح بدون بعد برای شتاب و W وزن ساختمان می باشد.

ضریب یا طیف بازتاب به طور کلی تابعی از زمان تناوب سازه و نوع زمین است و مطابق شکل ۱-۲ دارای دو بخش مجزا است. بخش AB برای سازه های سخت و بخش هذلولی گونه BC به یک خط افقی به عنوان حد پایین مماس می شود.

این بخش به نوع خاک بستگی دارد، با نرم شدن خاک ضریب بازتاب افزایش پیدا می کند. ضریب بازتاب S_a را می توان به صورت کلی زیر نشان داد:

$$B_1 \leq S_a = \frac{S}{T^m} \leq B_2 \quad (۴.۲)$$



در این رابطه S ضریب جنس زمین و T تناوب سازه است. در آیین نامه های مختلف مقادیر متفاوتی برای توان m که بیان کننده نوع هذلولی BC است، پیشنهاد شده است. B_1 نمایانگر کرانه پایین (نقطه c) و B_2 نمایانگر کرانه بالا AB است. بعنوان مثال، در آیین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش اول) برای B_1 و B_2 و m ، به ترتیب اعداد ۰/۶ ، ۲

، $T_{۰.۶۶۶}$ پیشنهاد شده است که در آن T تناوب خاک نامیده شده و به نوع زمین بستگی دارد، برای زمین سنگی برابر $۰/۳$ و برای خاک خیلی نرم برابر $۰/۷$ می باشد، پس:

$$۰/۶ \leq S_a = \frac{{}^{\frac{2}{3}}T_{۰.۶۶۶}}{{}^{\frac{2}{3}}T} \leq ۲ \quad (۵.۲)$$

دیدیم که برای تعیین ضریب بازتاب S_a باید تناوب سازه T و ضریب خاک S را داشته باشیم که در ادامه روش تعیین آن ها آورده شده است.

۲-۱-۴ تناوب سازه T .

تناوب سازه را می توان به دو طریق تجربی و تحلیلی محاسبه کرد. آیین نامه ها بطور نسبی روابطی تجربی را برای محاسبه تناوب مد پایه سازه ارائه کرده اند که بجنس سازه (فولادی، بتنی) ارتفاع و طول سازه و نوع مهاربندی جانبی (قابهای بدون بادبند در مقابل قابهایی که دارای بادبند یا دیوار برشی هستند) بستگی دارد. مثلاً در آیین نامه ۲۸۰۰ روابط زیر برای تناوب سازه پیشنهاد شده است:

$$T = \alpha H^{\frac{2}{3}} \quad (۶.۲)$$

α	نوع سازه
۰/۰۵	قاب مهار بندی
۰/۰۸	قاب خمشی فولادی
۰/۰۷	قاب خمشی بتنی

۲-۱-۵ ارتفاع ساختمان : H

به جای استفاده از این روابط و بحث در مورد ارتفاع ، میتوان تناوب سازه را به روش تحلیل بدست آورد . باید توجه نمود که معمولا تناوب حاصل از تحلیل بزرگتر از نتایج حاصل از روابط تجربی فوق است زیرا در محاسبات از اثر میانقاب ها صرف نظر میشود، در حالی که مطالعات نشان داده است که میانقاب تاثیر زیادی بر سختی تناوب بازه دارد.

بد نیست بدانیم که برای ساختمانی کوتاه (مثلا تا ۵ طبقه) ضریب بازتاب در ناحیه ثابت طیف قرار گرفته و تناوب سازه عملا تاثیری در در محاسبات ندارد.

۲-۱-۶ ضریب خاک : S

ضریب خاک تابعی از جنس زمین است و همانطور که ذکر شد با افزایش نرمی خاک زیاد می شود

طبقه بندی زمین به ۲ صورت انجام میشود:

الف) بر پایه سرعت موج برشی در خاک

ب) بر پایه میزان آبرفت و جنس آن

عملا برای ساختمان های کوتاه (مثلا تا ۵ طبقه) که در محدوده ثابت طیف بازتاب قرار می گیرد جنس خاک تاثیری در محاسبات ندارد.

۲-۱-۷ وزن ساختمان W

وزن ساختمان W که در محاسبات نیروی ارتجاعی زلزله بکار میرود برابر مجموع بار مرده و درصدی از بار زنده ساختمان است . به طور مثال در آیین نامه ۲۸۰۰ درصد مشارکت بار زنده در طبقات مسکونی ۲۰٪ بار زنده است که وزن سازه به صورت زیر محاسبه می شود

$$W = DL + 0.2 LL \quad (۷.۲)$$

۲-۱-۸ تاثیر اهمیت سازه:

نیروی طرح زلزله سازه های مهم را به کمک ضریب اهمیت I می توان افزایش داد. در آیین نامه ۲۸۰۰ ضریب ۸/۰ ، ۱ ، ۱/۲ به ترتیب برای ساختمانهای کم اهمیت ، معمولی و مهم پیشنهاد شده است ، با اعمال ضریب اهمیت ، نیروی ارتجاعی زلزله برابر خواهد بود با:

$$V_e = I A S_a w \quad (۸.۲)$$

۲-۱-۹ ضریب رفتار:

دیدیم که نیروی طرح از تقسیم نیروی ارتجاعی زلزله به ضریب رفتار بدست می آید، یعنی $V = \frac{V_e}{R}$ ضریب رفتار R بصورت تابعی از نوع سیستم سازه ای برای تحمل بارهای افقی و قائم در نظر گرفته شده است. این ضریب رفتار در آیین نامه های مختلف اعداد گوناگونی پیشنهاد شده است. معمولاً ضریب R را بیانگر خاصیت تغییر شکل پذیری یا نرمی^۱ سازه میدانند که این خاصیت می تواند کمک کند تا نیروی زلزله را برای طرح سازه کاهش دهیم.

تعیین ضریب رفتار می تواند با استفاده از روش های تحلیلی صورت گیرد^۲.

۱. ductivity

۲. حسن مقدم ، بررسی رفتار زلزله ای قاب های بتنی مصلح به کمک مدل های کاهنده، دومین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی

۲-۱-۱۰ توزیع نیرو در طول سازه:

در ساختمانها برای توزیع نیروی برشی پایه در ارتفاع و محاسبه نیروی طبقات در اغلب آیین نامه ها رابطه زیر استفاده شده است:

$$F_M = (v - F_T) \frac{w_M h_m}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \quad (9.2)$$

w_j = وزن طبقه j ام

h_j = ارتفاع طبقه j ام

v = نیروی برشی پایه

F_T = نیروی متمرکز اتلافی است که بعلت اثر تلاقی به طبقه n ام (طبقه آخر) ساختمان های بلند وارد می شود.

در آیین نامه یوبی سی برای F_T مقدار زیر پیشنهاد می کند:

$$F_T = 0.07 TV \leq 0.25 v \quad T > 0.7 \text{ sec}$$

$$F_T = 0.0 \quad T \leq 0.7 \text{ sec}$$

از نحوه توزیع نیروی برشی مدی در طول سازه می توان نتیجه گرفت که در رابطه فوق یک مد پایه خطی به عنوان مد اصلی ارتعاشی فرض شده است. از این رو مولفه مد اول در طبقه j ام با ارتفاع h_j متناسب است با:

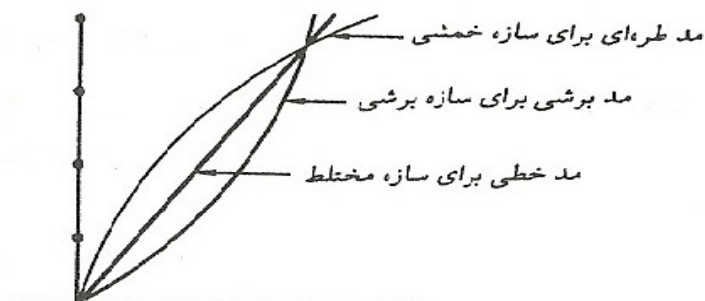
$$\phi_j = k h_j \quad (10.2)$$

پس اگر بخواهیم نیروی $(v - F_T)$ را روی چنین مدی توزیع کنیم داریم:

$$F_m = \frac{\phi_m w_m}{\sum \phi_j w_j} \quad (v - F_T) = \frac{k h_m w_m}{\sum k h_j w_j} \quad (v - F_T) = \frac{h_m w_m}{\sum k h_j w_j} (v - F_T) \quad (11.1)$$

باید دانست که فرض در مورد رفتار ساختمانی در زلزله جای سوال دارد زیرا این فرض زمانی می توانند درست باشد که سازه در حوزه ارتجاعی ارتعاش کند. در این صورت می توان گفت که بیشترین ارتعاش سازه در مد اول صورت می گیرد، اما می دانیم که در زلزله های قوی سازه وارد حوزه ارتعاشی می شود و معلوم نیست فرض مذکور ناحیه تا چه حد درست است. از سوی دیگر، حتی در حوزه ارتجاعی هم معلوم نیست مد اول

خطی باشد . می دانیم که مد ۱ برای رفتار خمشی مطابق شکل زیر حالت طره ای و برای رفتار برشی حالت خمره ای دارد . شاید برای ترکیبی از این دو حالت ، مد ۱ به حالت خطی نزدیک شود.



شکل (۲-۲) مد پایه ای برای سازه های خمشی، برشی و مختلط

۲-۱-۱۱ کنترل ها

در تحلیل های استاتیکی کنترل ها مختلفی انجام می شود که عبارتند از :

کنترل جا به جایی ، واژگونی، پیچشی ، اثر وزن ، محدودیت ناشی از ارتفاع و تاثیر بی نظمی در توزیع جرم و سختی.

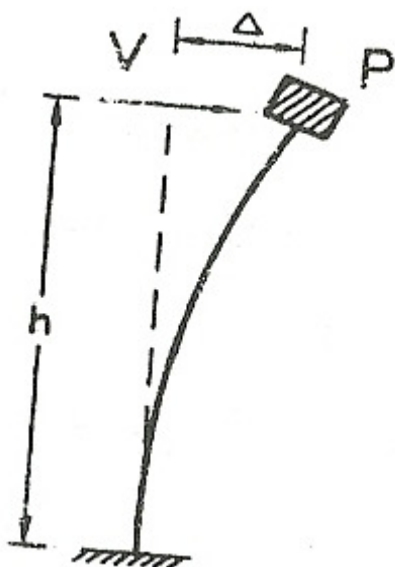
۲-۱-۱۲ اثر وزن

هنگامی که جا به جایی از حد معینی فرا تر روند، نیرو هایی بوجود می آیند که به نیروی ثانویه معروفند. در اثر جا به جایی افقی سازه تحت نیروی زلزله ، نیروهای وزن یک لنگر اضافی ایجاد می کنند که در برخی از آیین نامه ها نظیر نرپ ۸۵ در نظر گرفته شده است . این اثر را اثر وزن می نامند.

مقدار لنگر ناشی از جا به جایی Δ تحت وزن P برابر است با:

$$M_o = P \cdot \Delta \quad (۱۲.۲)$$

$$M = v h + P \Delta \quad (۱۳.۲)$$



مادامی که جا به جایی Δ کوچک باشد می توان از اثر وزن چشم پوشید. بنا به روابط استاتیکی چنانچه نسبت لنگر ثانویه ناشی از جا به جایی ارتجاعی به لنگر اولیه در یکی از طبقات بیش از ۰/۱ باشد باید اثر وزن را روابط در محاسبه نیرو و جابه جایی اعضا سازه منظور کرد. بعبارت دیگر اگر شرط زیر برقرار باشد باید اثر وزن منظور شود:

$$\frac{P_j \Delta_{ej}}{v_j h_j} \geq 0.1 \quad (14.2)$$

P_j نیروی وزن در تراز j و v_j برش زلزله در این تراز است. h_j اختلاف در ارتفاع j ام با طبقه مجاور و Δ_{ej} گریز ارتجاعی طبقه (اختلاف جا به جایی طبقه j ام با طبقه مجاور) است. برای در نظر گرفتن اثر وزن می توان تحلیل را در چند مرحله متوالی انجام داد. در مرحله اول جا به جایی سازه تحت نیروهای زلزله محاسبه می شود. آنگاه نیروهای زلزله محاسبه می شود. سپس نیروی برشی مجازی زیر که از اثر وزن ناشی شده است به نیروی زلزله افزوده می شود و محاسبات تکرار می گردد. اگر جا به جایی ها با مرحله قبلی نزدیک بود تحلیل خاتمه می یابد و گرنه نیروی برشی مجازی جدید محاسبه شده و محاسبات تکرار می گردد.

$$(v.)_j = \frac{P_j \Delta_{ej}}{h_j} \quad (15.2)$$

توجه شود که در اینجا Δ_j گریز غیر ارتجاعی طبقه j ام است. و از رابطه زیر بدست می آید.

$$\Delta_j = c_d \Delta_{je} \quad (16.2)$$

و بالاخره

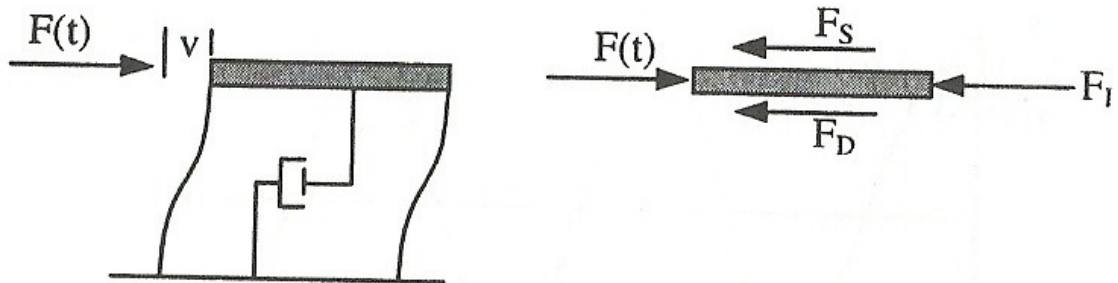
$$f'_j = f_j + (v.)_j \quad (17.2)$$

f'_j نیروی زلزله طبقه j ام است.

۲.۲ تحلیل دینامیکی

۱۱.۲.۲ ارتعاش دستگاه تکدرجه آزادی

نیروهای وارد بر یک سازه تکدرجه (سازه ای با یک درجه آزادی) بصورت زیر بدست می آید:



شکل (۳.۲) مدل دینامیکی سازه تکدرجه تحت نیروی افقی

$$F_I + F_S + F_D = F(t)$$

$$(۱۸.۲)$$

F_I = نیروی ماند (اینرسی) حاصل از شتاب برابر جرم ضربدر شتاب

F_S = نیروی حاصل از سختی قاب در مقابل حرکت افقی که نیروی فنر نامیده می شود.

F_D = نیروی استهلاک که همواره در خلاف جهت حرکت عمل می کند

$F(t)$ = نیروی خارجی وارد به سازه

$$F_D = c\dot{v} \quad \text{استهلاک لزج}$$

$$F_I = m\ddot{v} \quad ; \quad F_S = kv \quad \text{برای سازه های خطی}$$

$$mv'' + cv' + kv = F(t)$$

(۱۹.۲) معادله عمومی حرکت یک دستگاه تکدرجه خطی با استهلاک لزج

۲.۲.۲ ارتعاش آزاد

در حالتی که هیچ نیروی خارجی اعمال نشود معادله ارتعاش آزاد بصورت زیر در می آید:

$$Mv'' + cv' + kv = 0$$

(۲۰.۲)

و اگر از استهلاک سازه چشم پوشیم:

$$Mv'' + kv = 0$$

(۲۱.۲)

جواب این معادله دیفرانسیل عبارت است از:

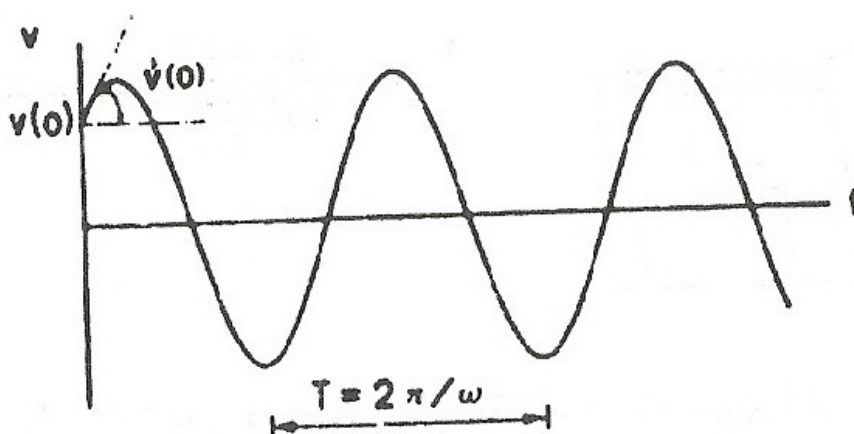
$$v = A \sin \omega t + B \cos \omega t$$

(۲۲.۲)

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

(۲۳.۲)

ضرایب A و B با توجه به شرایط اولیه حرکت بدست می آیند. ω فرکانس اولیه سازه است.



شکل (۴.۲) فرکانس و تناوب سازه

فرکانس و تناوب سازه از روابط زیر بدست می آیند:

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (24.2)$$

اگر استهلاک داشته باشیم:

$$M\ddot{v} + c\dot{v} + kv = 0 \quad (25.2)$$

با تقسیم معادله بر M :

$$\ddot{v} + 2\zeta\omega\dot{v} + \omega^2 v = 0 \quad (26.2)$$

که در آن

$$2\zeta\omega = c/m, \quad \omega^2 = k/m \quad (27.2)$$

جواب این معادله دیفرانسیل برابرست با:

$$U = Ae^{r_1 t} + Be^{r_2 t} \quad (28.2)$$

که در آن r_1 و r_2 ریشه های معادله زیرند:

$$r^2 + 2\zeta\omega r + \omega^2 = 0 \quad (29.2)$$

$$r = \omega(-\zeta \pm \sqrt{\zeta^2 - 1}) \quad (30.2)$$

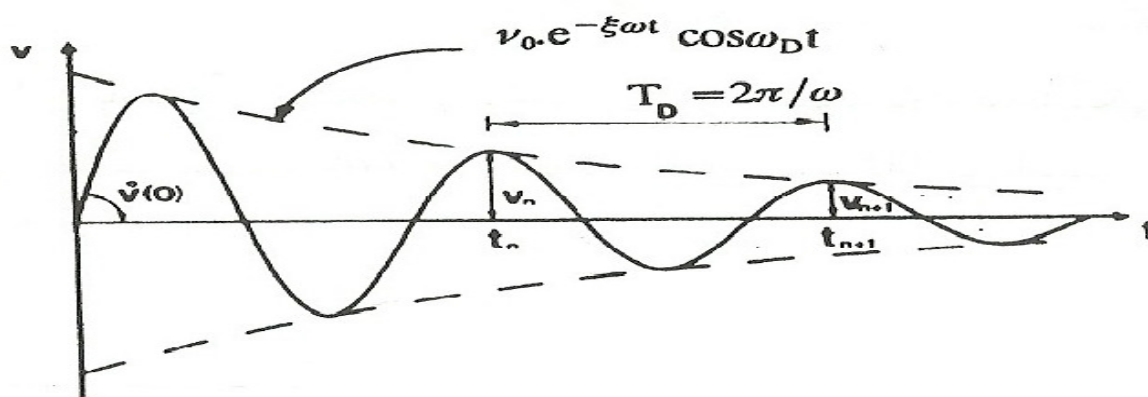
از ادوات و ماشین های دینامیکی و ارتعاش که بگذریم ، برای سازه ها ضریب استهلاک عدد کوچکی در محدوده ۰/۰۱ (سازه های فولادی سخت) تا ۰/۲ (سد های خاکی) می باشد. در نتیجه ۲ از رابطه فوق به شکل عدد مختلط در می آید.

$$v = e^{-\zeta\omega t}(A\sin \omega_D t + B\cos \omega_D t) \quad (31.2)$$

$$W_D = \omega\sqrt{1 - \zeta^2} \quad (32.2)$$

با توجه به کوچک بودن ضریب استهلاک مقدار w_D تقریباً با w برابر خواهد شد. ضرایب A ، B بر حسب شرایط اولیه حرکت یعنی سرعت و جا به جایی اولیه تعیین می شود. اگر سرعت اولیه صفر باشد و فقط یک جا به جایی اولیه داشته باشیم معادله حرکت دستگاه برابر است با

$$v = v_0 e^{-\zeta \omega t} \cos \omega_D t \quad (۳۳.۲)$$

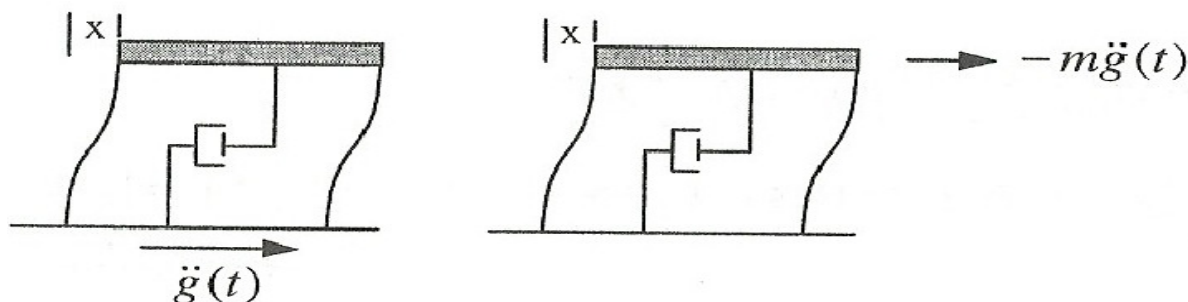


شکل (۵.۲) نمودار تاثیر ضریب میرایی

۳.۲.۲ حرکت دستگاه تکدرجه تحت شتاب S_c

اگر دستگاه تکدرجه شکل (۱.۲) به جای نیرو $F(t)$ تحت شتاب $\ddot{g}(t)$ قرار گیرد می توان طبق اصل دالامبر حرکتی را در یک دستگاه شتابدار که به پی متصل است بررسی نمود. در این صورت باید نیروی مجازی $-M\ddot{g}(t)$ را اعمال نمود و حرکت نسبی دستگاه را بدست آورد.

واضح است که حرکت مطلق با افزودن حرکت دستگاه شتابدار بدست می آید.



شکل (۶.۲)

پس معادله حرکت نسبی دستگاه با جایگزینی $-M\ddot{g}(t)$ بجای $F(t)$ بدست می آید:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -M\ddot{g}(t) \quad (۳۴.۲)$$

معادله حرکت دستگاه نسبت به پی

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega\dot{x} + \omega^2x = -\ddot{g}(t) \quad (۳۵.۲)$$

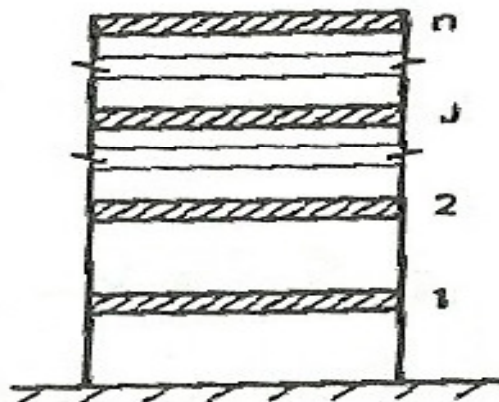
واضح است شتاب مطلق دستگاه برابر است با:

$$\ddot{v}(t) = \ddot{x}(t) + \ddot{g}(t) \quad (۳۶.۲)$$

بعبارت دیگر شتاب های حاصل از معادله پیشین را باید با شتاب پی جمع نمود تا شتاب مطلق در لحظه بدست آید.

۴.۲.۲ ارتعاش دستگاه چند درجه آزادی

همانطور که دیدیم و اثبات کردیم معادله ارتعاشی آزاد یک دستگاه چند درجه بی استهلاك عبارتست از:



شکل (۷.۲)

$$[M][\ddot{v}(t)][k][v(t)] = 0 \quad (37.2)$$

ارتعاش آزاد جرم M با فرکانس ω عبارتست از:

$$v_j(t) = \phi_j \sin(\omega t - \alpha) \quad (38.2)$$

و در قالب برداری داریم:

$$[v] = [\phi] \sin(\omega t - \alpha) \quad (39.2)$$

و با جایگزین $[v]$ داریم

$$\{[M][\phi](-\omega^2) + [k][\phi]\} \sin(\omega t - \alpha) = 0 \quad (40.2)$$

و یا

$$[[k] - \omega^2[M]][\phi] = 0 \quad (41.2)$$

جواب بدیهی دستگاه معادلات همگن فوق صفر است یعنی :

$$[\phi] = 0$$

شرط اینکه جواب غیر صفر بدست آید آن است که دترمینان ضرایب صفر شود:

$$|[k] - \omega^2[M]| = 0 \quad (42.2)$$

این معادله را معادله مشخصه می نامند . اگر دستگاه دارای n درجه آزادی باشد، بعد ماتریس های $[k]$ و $[M]$ هم n خواهد بود. پس معادله فوق برحسب ω^2 از درجه n بوده و برای ω^2 ، n جواب مثبت بدست می آید ، و از این رو n عدد فرکانس $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n$ معین می شود. برای هر ω_i یک بردار ϕ_i به جایی $[\phi_i]$ بدست خواهد آمد. بنابراین n مد ارتعاش داریم که هر مد دارای یک فرکانس مدی ω_i و شکل $[\phi_i]$ است. هنگامی که دستگاه در مد i ام ارتعاش می کند همه طبقات با فرکانس ω_i موشان می کنند و با هم به اوج می رسند و به نقطه تعادل باز میگردند ، و تنها تفاوتشان در این است که دامنه نوسانشان با هم فرق دارد . این مطلب از رابطه نتیجه می شود .

$$v_j(t) = \phi_j \sin(\omega t - \alpha) \quad (43.2)$$

فرکانس های بدست آمده را می توان مرتب کرد :

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 < \dots < \omega_n \quad (44.2)$$

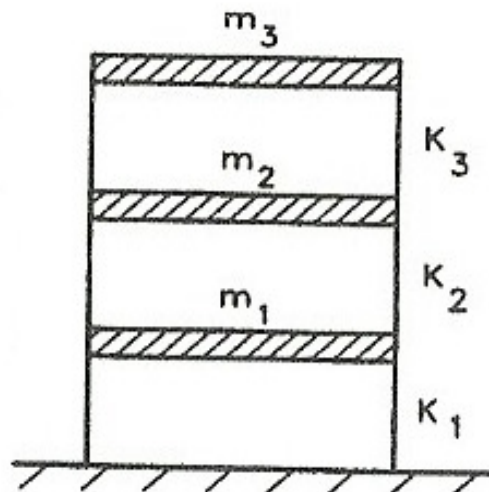
کمترین فرکانس یعنی ω_1 به مد پایه مربوط می شود . در عمل این مدهای پایین هستند که بیشترین نقش را در ارتعاش دستگاه دارند و مدهای بالاتر کمتر شرکت می کنند.

برای درک بهتر به حل یک مثال عددی می پردازیم:

فرض کنید می خواهیم اشکال مدی و فرکانس سازه ای سازه سه درجه آزادی زیر را بدست آوریم:

$$M_1 = M_2 = M_3 = M.$$

$$K_1 = K_2 = K_3 = K.$$



ابتدا ماتریس جرم و سختی را تشکیل می دهیم:

$$[M] = \begin{bmatrix} M_1 & \cdot & \cdot \\ \cdot & M_2 & \cdot \\ \cdot & \cdot & M_3 \end{bmatrix} = M_1 \begin{bmatrix} 1 & \cdot & \cdot \\ \cdot & 1 & \cdot \\ \cdot & \cdot & 1 \end{bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 & \cdot \\ \cdot & K_2 + K_3 & -K_3 \\ \cdot & -K_3 & K_3 \end{bmatrix} = K_1 \begin{bmatrix} 2 & -1 & \cdot \\ -1 & 2 & -1 \\ \cdot & -1 & 1 \end{bmatrix}$$

با جایگزینی ماتریس های $[K]$ و $[M]$ در معادله مشخصه:

$$\left| K_1 \begin{bmatrix} 2 & -1 & \cdot \\ -1 & 2 & -1 \\ \cdot & -1 & 1 \end{bmatrix} - M_1 \omega^2 \begin{bmatrix} 1 & \cdot & \cdot \\ \cdot & 1 & \cdot \\ \cdot & \cdot & 1 \end{bmatrix} \right| = 0$$

آنگاه: $\lambda = \omega^2 (K_1 / M_1)$

$$\begin{bmatrix} 2 - \lambda & -1 & \cdot \\ -1 & 2 - \lambda & -1 \\ \cdot & -1 & 1 - \lambda \end{bmatrix} = 0, \quad \lambda^3 - 5\lambda^2 + 6\lambda - 1 = 0$$

پس

$$\lambda_1 = 0.198 \quad \text{و} \quad \lambda_2 = 1.555 \quad \text{و} \quad \lambda_3 = 3.247$$

و یا

$$\omega_1 = \sqrt{\lambda_1 \frac{k_1}{M_1}} = 0.455 \sqrt{\frac{k_1}{M_1}}$$

برای بدست آوردن اشکال مدی از رابطه معادله مشخصه استفاده کنیم. اگر در این رابطه برای بدست آوردن شکل مد i ام، ω_i را قرار دهیم:

$$[k] - \omega_i^2 [M] \begin{bmatrix} \phi_{1i} \\ \phi_{2i} \\ \phi_{3i} \end{bmatrix} \quad (45.2)$$

باید توجه داشت که دستگاه معادلات فوق بدلیل همگن بودن نمی توان تمام مقادیر ω را بدست آورد زیرا یکی از معادلات تکراری است (چون قبلا دترمینان ضرایب صفر است) پس مقدار یکی از ω ها برابر ۱ فرض می شود. مثلا:

$$\phi_{1i} = 1 \quad \text{یا} \quad \phi_{11} = \phi_{12} = \phi_{13} = 1$$

از خط اول معادلات فوق

$$(2 - \lambda_i)\phi_{1i} - \phi_{2i} = 0, \quad \phi_{2i} = 2 - \lambda_i$$

و از خط دوم:

$$-\phi_{1i} + (2 - \lambda_i)\phi_{2i} - \phi_{3i} = 0, \quad \phi_{3i} = (2 - \lambda_i)^2 - 1$$

با نهادن λ_1 در رابطه فوق داریم:

$$\phi_{21} = 2 - 0.198 = 1.802$$

$$\phi_{31} = 2/247$$

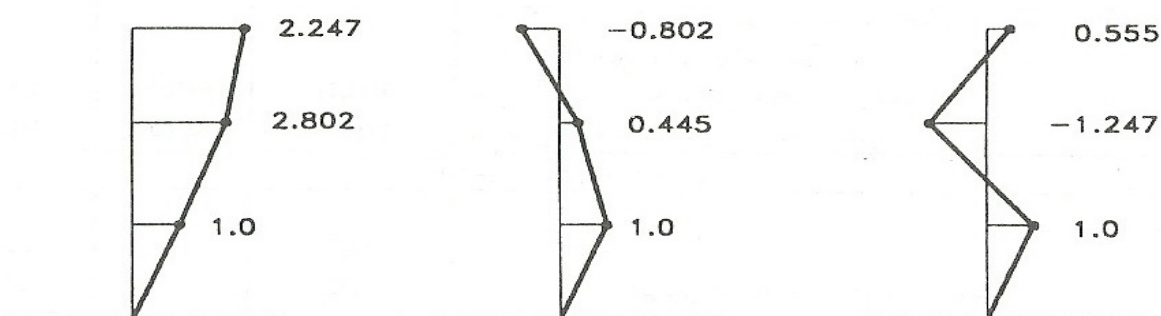
$$\phi_{22} = 0.445$$

$$\phi_{32} = -1/247$$

$$\phi_{23} = -0.182$$

$$\phi_{33} = 0.555$$

$$[\phi_1] = \begin{bmatrix} 1 \\ 1.802 \\ 2/247 \end{bmatrix}, \quad [\phi_2] = \begin{bmatrix} 0.445 \\ -1/247 \\ 0.555 \end{bmatrix}, \quad [\phi_3] = \begin{bmatrix} -1/247 \\ 0.555 \\ 0.555 \end{bmatrix}$$



فصل سوم

روشهای تحلیل در آیین نامه ها

روشهای تحلیل در آیین نامه ها

مقدمه

از دیر باز طراحی سازه ها مورد توجه مهندسان بوده است. در زمانهای دور طراحی سازه ها بر اساس تجربه انجام می شد. یعنی هر سازه ای که پس از ساخت عملکرد مناسبی از خود نشان می داد در ساخت سازه های دیگر به عنوان الگویی مناسب در نظر گرفته می شد. این تجربه موفق یک دلیل منطقی برای تقلید از ساختار سازه های موجود می باشد.

با توسعه علم مکانیک جامدات در قرن بیستم و پیدایش ایده استفاده از اسکلت برای ساخت سازه ها شناخت از رفتار سازه ها و عملکرد آنها نسبت به بارهای مختلف افزایش پیدا کرد. شناخت بارها و توسعه روش های تحلیل نیز تاثیر قابل توجهی در توسعه روش های طراحی سازه ها داشته است. در عملیات طراحی به دلیل عدم اطمینان به مقدار بارهای وارده و مقاومت مصالح و خطاهای موجود در تحلیل، طراحی و اجرای ساختمان لازم است از ضریب اطمینان استفاده شود. هر چه شناخت ضریب اطمینان بیشتر باشد می توان از ضریب اطمینان کوچکتری استفاده نمود.

۱.۳ آیین نامه ها

آیین نامه های طراحی نقش اساسی در روند طراحی ساختمان دارند، زیرا وابط مربوط به تامین حداقل سطح ایمنی قابل قبول توسط آنها برای طراحی مشخص می شوند.

قابلیت های عمومی آیین نامه های طراحی (مبتنی بر قابلیت اعتماد سازه ها) این است که راهنمایی برای محاسبه و برآورد بارهای طراحی و ظرفیت تحمل بار اعضای سازه ای هستند.

خرابی سازه ها معمولا رخدادهایی نامطلوب و غیر منتظره هستند. رخ دادن آنها به دلیل سهل انگاری و خطاهای اجرایی است. احتمال خرابی برای سازه هایی که در آنها مصالح یا تکنولوژی جدید استفاده می شود بیشتر است، زیرا در مورد این گونه سازه ها پیش بینی به علت جدید بودن مصالح یا تکنولوژی کمتر است. با این حال ایمنی سازه نمی تواند کلیه عوامل خرابی سازه ای را پوشش دهد.

در سالهای گذشته با پیشرفت علم و پراهمیت شدن مسئله ایمنی سازه ها در برابر زلزله کشور های مختلف با توجه به شرایط موجود منطقه آیین نامه های مختلفی برای مقابله با زلزله طراحی نمودن که در اینجا به بررسی آیین نامه زلزله ۲۸۰۰ زلزله ایران می پردازیم:

هدف آیین نامه ۲۸۰۰ (زلزله)، تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای ساختمانها در مقابل اثرهای ناشی از زلزله به گونه ای که:

ساختمانها در برابر زلزله های شدید، ایستایی خود را حفظ نموده و تلفات جانی به کمترین مقدار ممکن رسانده شود همچنین ساختمان در برابر زلزله های خفیف و متوسط بدون وارد شدن آسیب عمده سازه ای مقاومت نماید.

ساختمانهای با اهمیت زیاد در هنگام زلزله های خفیف و متوسط، همچنان دارای قابلیت بهره برداری باشند.

در ساختمانهای با اهمیت متوسط، باید خسارات سازه ای و غیر سازه ای به کمترین مقدار رسانده شود.

ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد در هنگام زلزله های شدید، بدون آسیب عمده سازه ای، همچنان دارای قابلیت بهره برداری بدون وقفه باشند.

همان طور که از هدف آیین نامه بر می آید برای سازه های مختلف اهمیت های گوناگونی را با توجه به کاربری تعریف نموده است پس می توان فهمید که روش طراحی سازه ها با توجه به ملاحظات با یک دیگر متفاوت است یعنی سازه با اهمیت زیاد مسلما باید طراحی کامل تر و دقیق تری نسبت به یک سازه معمولی داشته باشد از این رو آیین نامه دو روش کلی برای طراحی سازه ها پیشنهاد داده است:

الف) تحلیل استاتیکی معادل ب) تحلیل دینامیکی

۳.۲ تحلیل استاتیکی معادل

موارد کاربرد

- (۱) ساختمانهای منظم که نسبت به تراز پایه دارای ارتفاع کمتر از ۵۰ متر می باشند.
- (۲) ساختمانهای نامنظم تا حداکثر ۵ طبقه و یا دارای ارتفاع کمتر از ۱۸ متر از تراز پایه.
- (۳) ساختمانهایی که در آن ها سختی جانبی قسمت فوقانی نسبت به سختی جانبی قسمت تحتانی به صورت چشم گیری کمتر است مشروط بر آنکه:

الف) هر دو قسمت به صورت جداگانه، منظم باشد.

ب) نسبت سختی طبقات تحتانی به سختی متوسط طبقات فوقانی، حداقل مساوی ۱۰ برابر باشد.

ج) حداکثر زمان تناوب اصلی نوسان کل سازه نسبت به زمان تناوب اصلی قسمت فوقانی، با فرض اینکه، این قسمت جدا در نظر گرفته شده و پای آن گیر دار است، مساوی ۱/۱ برابر باشد.

روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله به صورت رفت و برگشتی، به سازه اعمال می شود.

نیروی برشی پایه (V)

حداقل نیروی برشی پایه (مجموع نیروهای جانبی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان) برابر است با:

$$V = CW \quad (۱.۳)$$

V: نیروی برشی در تراز پایه

W: وزن کل سازه (شامل تمام بار مرده و وزن تاسیسات ثابت به اضافه درصدی از بار زنده یا برف)

C: ضریب زلزله

برای به دست آوردن ضریب زلزله باید از رابطه زیر استفاده شود:

$$C = \frac{ABI}{R} \quad (2.3)$$

A: شتاب مبنای طرح (نسبت شتاب زلزله به شتاب ثقل)

B: ضریب بازتاب ساختمان

I: ضریب اهمیت ساختمان

R: ضریب رفتار ساختمان

در مورد پارامترهای ضریب زلزله (C) در فصل های آینده مفصل بحث خواهد شد.

*مطابق آئین نامه حداقل مقدار برش پایه (V) باید برابر رابطه زیر باشد:

$$V_{\min} = 0.1 AIW \quad (3.3)$$

۳.۳ تحلیل دینامیکی

موارد کاربرد

استفاده از روش تحلیل دینامیکی برای کلیه ساختمانها مجاز می باشد.

به کار گیری تحلیل دینامیکی براس سازه هایی که شامل تحلیل استاتیکی معادل نمی شود الزامی است.

روش های تحلیل دینامیکی:

در این روش ها نیروی جانبی زلزله، با استفاده از بازتاب دینامیکی که سازه بر اثر حرکت زمین ناشی از زلزله از خود نشان میدهد، بدست می آید. این روشها شامل دو روش زیر می شود:

الف) تحلیل طیفی ب) تحلیل تاریخچه زمانی

۳.۳.۱ روش تحلیل دینامیکی طیفی

در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با فرض رفتار خطی آن انجام شده و مدهای نوسان در آن تعیین می گردد. سپس حداکثر بازتاب در هر مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح بدست آورده شده و با ترکیب آماری آن ها بازتاب کلی سازه تعیین می گردد. برای نیل به این اهداف، ابتدا آنالیز مدال بر روی ساختمان اعمال و شکل هر مد، درصد مشارکت جرمی هر مد و ... محاسبه می شود. سپس تعداد مدهای لازم مطابق بند ۲-۴-۲ آیین نامه ۲۸۰۰ تعیین می شود. بر طبق این بند آیین نامه در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید حداقل سه مد اول نوسان، یا تمام مدهای نوسان با زمان تناوب بیشتر از 0.4 ثانیه و یا تمام مدهای نوسان که مجموع جرم های مؤثر در آن ها بیشتر از ۹۰ درصد جرم کل سازه است، هر کدام که تعدادشان بیشتر است، در نظر گرفته شود. پس از آن برای هر مد ضریب بازتاب B از روی طیف طرح استاندارد بدست می آید. طیف طرح استاندارد که یک منحنی هموار شده است، از میانگین گیری طیف پاسخ چند شتاب نگاشت بدست می آید. در نهایت بازتاب های دینامیکی سازه برای هر مد مانند جابجایی طبقات و شتاب طبقات، نیروها و ... به کمک روش های آماری با هم ترکیب می شوند. آیین نامه ۲۸۰۰ مقادیر بازتاب ها را در صورت لزوم بر طبق بند ۲-۴-۲ اصلاح می نماید.

بر طبق این بند در صورتی که برش پایه حاصل از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه استاتیکی باشد، مقادیر بازتاب ها بایستی در ضریبی از نسبت برش پایه استاتیکی به برش پایه حاصل از تحلیل طیفی ضرب شود و در صورتی که برش پایه حاصل از روش تحلیل طیفی بیشتر از برش پایه استاتیکی معادل باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی و کلیه بازتاب های سازه و اعضای آن را می توان به نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه تحلیل طیفی کاهش داد. شرح گام به گام تعیین بازتاب های مختلف سازه در تحلیل طیفی سیستم های با چند درجه آزادی که صرفاً برای سیستم های با رفتار الاستیک خطی کاربرد دارد، بشرح زیر است:

با استفاده از اصول دینامیک سازه ها، زمان های تناوب و شکل های مدی برای مدهای عمده ساختمان محاسبه می گردد.

جرم مدی M_n برای مد شماره n براساس رابطه زیر محاسبه می شود.

$$M_n = \phi_n^T [M] \phi_n \quad (۴.۳)$$

در رابطه فوق ϕ_n بردار ستونی شکل مد n است که برای یک ساختمان k طبقه، سه بعدی با کف صلب بصورت زیر می باشد:

$$\phi_n = [\phi_n^1 \quad \phi_n^2 \quad \dots \quad \phi_n^{3k}]^T \quad (۵.۳)$$

ضریب تحریک مد n مطابق رابطه زیر محاسبه می شود:

$$L_n = \phi_n^T [M] r \quad (۶.۳)$$

در رابطه فوق r بردار نفوذ نامیده می شود که در ساختمان های چند طبقه، مؤلفه های r_i برای درجات آزادی هم امتداد با حرکت زمین برابر ۱ و برای سایر درجات آزادی برابر صفر می باشد.

وزن مؤثر سازه بر اساس رابطه زیر محاسبه می شود.

$$W_n = \frac{L_n^2}{M_n} g \quad (۷.۳)$$

مدهای عمده سازه که می بایست در تحلیل طیفی مورد استفاده قرار گیرند، مطابق بند ۲-۴-۲-۲ آیین نامه ۲۸۰۰ تعیین می گردند.

برای هر مد با استفاده از منحنی طیف بازتاب شتاب به ازای زمان تناوب آن مد T_n ، شتاب طیفی S_{an} قرائت می شود.

در این مرحله انواع پاسخ های سازه در مد n بشرح زیر محاسبه می شود.

بردار تغییر مکان مدی سازه به شرح رابطه زیر محاسبه می گردد.

$$X_n = \phi_n \frac{L_n}{M_n} \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{an} \quad (۸.۳)$$

۷-۲- مقدار تغییر مکان نسبی^۳ طبقه i در مد n بشرح زیر محاسبه می شود.

$$\delta_n^i = X_n^i - X_n^{i-1} \quad (۹.۳)$$

۷-۳- بردار شتاب مدی حرکت بر طبق رابطه زیر محاسبه می گردد.

$$\ddot{X}_n = \phi_n \frac{L_n}{M_n} S_{an} \quad (۱۰.۳)$$

بردارهای X_n و $\ddot{X}_n$ برای یک سازه سه بعدی k طبقه دارای $3k$ مؤلفه می باشند.

۷-۴- بردار نیروی مدی طبقه براساس رابطه زیر محاسبه می شود.

$$f_n = [M] \ddot{X}_n \quad (۱۱.۳)$$

با اجرای عملیات زیر روی پاسخ های ارائه شده در بند ۷، می توان اطلاعات بیشتری از عملکرد سازه در

مد n کسب کرد.

مقدار حداکثر برش طبقه i ام در مد n ام از جمع زدن مؤلفه های بردار نیروی طبقات بالاتر بشرح رابطه زیر

بدست می آید.

$$V_n^i = \sum_{j=1}^k f_n^j$$

(۱۲.۳)

^۳ Drift

و یا در حالتی کلی تر بشرح رابطه زیر محاسبه می گردد.

$$V_n = \frac{L_n^2}{M_n} S_{an} \quad (13.3)$$

۸-۲- مقدار لنگر واژگونی در هر جهت در مد n از ضرب کردن نیروی هر طبقه در ارتفاع آن طبقه و سپس جمع کردن حاصلضرب ها بدست می آید. در حالت کلی داریم:

$$OM_n = r_p^T [h] f_n \quad (14.3)$$

با در دست داشتن نیروهای جانبی و تغییر مکان جانبی طبقات، نیروی داخلی اعضا (شامل آثار $P-\Delta$) برای هر مد ارتعاشی و با روش های متداول تحلیل استاتیکی جداگانه محاسبه شده و سپس نیروهای نهایی اعضا با توجه به ترکیب آماری، نتایج تحلیل هر مد مطابق گام زیر محاسبه می گردد.

۱- در این مرحله انواع پاسخ های سازه با توجه به روش های آماری با هم ترکیب می شوند. برای نیل به این هدف در صورتی که زمان تناوب مدهای مختلف با یکدیگر متفاوت بوده و از یکدیگر فاصله کافی داشته باشند، به نحوی که رابطه زیر صادق باشد:

$$r = \frac{T_m}{T_n} \leq 0.67 \quad (T_n > T_m) \quad (15.3)$$

از روش جذر مجموع مربعات^۴ بشرح رابطه زیر استفاده می نمایم.

$$U = \left(\sum_{n=1}^N u_n^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (16.3)$$

در غیر این صورت می بایست از روش ترکیب مربعی کامل^۵ بشرح زیر استفاده شود.

^۴ Square Root of Sum of Squares (SRSS)

^۵ Complete Quadratic Combination (CQC)

$$U = \left(\sum_{n=1}^N u_n^2 + 2 \sum_{n=1}^{N-1} \sum_{m=n+1}^N \rho_{nm} u_n u_m \right)^{\frac{1}{2}} \quad (17.3)$$

۲.۳.۳ تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی:

در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین، به صورت تابعی از زمان، در تراز پایه ساختمان و به کارگیری محاسبات متعارف دینامیک سازه ها انجام می شود. شتاب زمین بر اساس شرایط شتاب نگاشت ها تعیین می شود. هر زوج شتاب نگاشت همزمان در دو جهت عمود بر یکدیگر، در امتداد اصلی سازه، به آن اثر داده می شوند و بازتاب های سازه به صورت تابعی از زمان تعیین می شود. بازتاب نهایی سازه در هر لحظه زمانی برابر با حداکثر بازتاب های به دست آمده از تحلیل با سه زوج شتاب نگاشت مورد نظر می باشد.

در این روش تحلیل، می توان به جای سه زوج شتاب نگاشت، هفت زوج شتاب نگاشت با مشخصات زیر به کار گرفت و مقدار متوسط بازتاب های به دست آمده از آنها را به عنوان بازتاب نهایی تلقی کرد.

خواص شتاب نگاشت ها:

الف) شتاب نگاشت ها متعلق به زلزله های باشند که ارضا کننده شرایط زلزله طرح باشند و در آن ها آثار: بزرگ، فاصله از گسل، ساز و کار چشمه لرزه زا در نظر گرفته شده باشد.

* منظور از زلزله طرح زلزله ای است که احتمال ایجاد آن و یا زلزله های بزرگتر از آن، در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان، از ده درصد کمتر باشد.

ب) ساختگاه های شتاب نگاشت هت باید به لحاظ ویژگی های زمین شناسی، تکتونیکی، لرزه شناسی و به ویژه مشخصات لایه های خاک با زمین محل ساختمان، تا حد امکان، دارای شباهت باشند.

ج) مدت زمان حرکت شدید زمین در شتاب نگاشت ها حد اقل باید برابر بیشترین یکی از دو مقدار ۱۰ ثانیه یا سه برابر زمان تناوب اصلی سازه می باشد. مدت زمان حرکت شدید شتاب نگاشت ها را می توان از روش هایی از قبیل روش توزیع تجمعی انرژی، به دست آورد.

چنانچه سه زوج شتاب نگاشت ثبت شده با مشخصات ورد نظر در دسترس نباشند، می توان به جای آن ها از شتاب نگاشت های شبیه سازی شده مصنوعی را به کاربرد.

با وجودی که سالهاست شتاب نگارهای حرکت قوی در گوشه و کنار دنیا نصب شده اند، لیکن شتابنگاشت ثبت شده از زلزله های قوی انگشت شمارند. در ایران نیز زلزله شدید متعددی رخ داده اند، بدون آنکه شتابنگاشت آنها ثبت شود. لازمه ثبت شتابنگاشت تمام زلزله ها وجود شبکه ای با شتابنگارهای کافی می باشد که به علت پرهزینه بودن بر پایی ایستگاهها و تعمیر و نگه داری دستگاه ها، غالبا امکان فراهم آوردن آنها وجود ندارد.

اولین شتابنگاشت حرکت قوی در زلزله لانگ بیچ در سال ۱۹۳۳ ثبت گردید. از آن موقع به بعد صدها شتابنگاشت ثبت شده است، لیکن تعداد کمی از شتاب های ثبت شده دارای شتابی بزرگتر $0.2g$ می باشند. توزیع جغرافیایی شتاب های ثبت شده خیلی اتفاقی است.

به مقیاس در آوردن شتاب نگاشت ها:

در این روش زوج شتاب نگاشت های انتخاب شده می بایست مطابق بند ۲-۴-۱-۴-۲ آیین نامه ۲۸۰۰ به روش زیر به مقیاس در آورده شوند:

الف - کلیه شتاب نگاشت ها به مقدار حداکثر خود مقیاس شوند. بدین معنی که حداکثر شتاب همه آن ها برابر با شتاب ثقل g گردد.

ب - طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب نگاشت های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد تعیین گردد

پ - طیف های پاسخ هر زوج شتاب نگاشت با استفاده از روش جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب شده و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته شود.

ت - طیف های پاسخ ترکیبی سه زوج شتاب نگاشت، متوسط گیری شده و در محدوده زمان های تناوب $0.2T$ و $1.5T$ با طیف طرح استاندارد مقایسه می گردد. ضریب مقیاس آن چنان تعیین شود که در

این محدوده مقادیر متوسط ها در هیچ حالت کمتر از ۱/۴ برابر مقدار نظیر آن در طیف استاندارد نباشد.

T زمان تناوب اصلی ساختمان است که از روش تحلیل استاتیکی معادل بدست می آید.

ث - ضریب مقیاس تعیین شده، باید در شتاب نگاشت های مقیاس شده در بند (الف) ضرب شود و در

تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گیرد.

در تحلیل تاریخچه زمانی سازه را میتوان خطی و یا غیر خطی در نظر گرفت.

ضوابط تحلیل تاریخچه زمانی خطی:

در تحلیل خطی سازه می توان نسبت میرایی برابر ۵ درصد در نظر گرفت مگر آنکه بتوان نشان داد استفاده از عدد دیگری مناسب است.

در این تحلیل باید اصلاح مقادیر بازتاب ها و اثرات پیچش و برای سیستم های دو گانه و یا ترکیبی ضوابط ارائه شده در تحلیل طیفی رعایت شود. در رعایت این ضوابط تحلیل تاریخچه زمانی جایگزین تحلیل طیفی می شود.

ضوابط تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی:

مشخصات غیر خطی اعضای سازه در مدل آن مورد استفاده قرار می گیرد باید به لحاظ مقاومت، سختی و شکل پذیری با داده های آزمایشگاهی و یا مدل تحلیلی معتبر سازگار باشد.

در تحلیل غیر خطی سازه، نسبت میرایی بر اساس مشخصه های غیر خطی سازه مشخص می شود. چنانچه اطلاعات کافی در دسترس نبود، میتوان نسبت میرایی را برابر ۵ درصد در نظر گرفت.

سازه طراحی شده بر اساس تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی باید بررسی های زیر در آن انجام شود:

(الف) شتاب نگاشت های به کار گرفته شده در تحلیل

(ب) سازگاری مشخصات سازه با داده های به کار برده شده در مدل تحلیلی

(ج) سازگاری ظرفیت های اعضای سازه با نتایج حاصل شده از تحلیل

فصل چهارم

طیف ها و شتاب نگاشت ها

طیف ها و شتاب نگاشت ها

۴.۱ شتاب نگاشت

از مهمترین نظریه دینامیک سازه ها، تحلیل پاسخ سازه در برابر تکان های زمین به هنگام زلزله می باشد. پاسخ سازه ها میتواند شامل تغییر شکل، نیروی داخلی، تنش ها و غیره باشد. سیستم به صورت تابعی از زمان و وابستگی این پاسخ ها به پارامترهای سیستم مورد مطالعه قرار میگیرد.

۴.۱.۱ تحریک های زمین هنگام زلزله:

برای مقاصد مهندسی و همچنین بررسی تکانهای هنگام زلزله نیاز به شتاب نگاشت داریم منظور از شتاب نگاشت ها، نمودار تغییرات شتاب زمین بر حسب زمان می باشد.

در هر زلزله سه مولفه شتاب، دو مولفه متعامد در صفحه افق و یک مولفه قائم، ثبت می گردد.

این شتاب نگارها دارای ثبت پیوسته نمی باشند و به هنگام رسیدن اولین امواج قوی زلزله شروع به فعالیت میکنند. با این روش از ثبت بیهوده ارتعاش های ریز و دائمی زمین جلوگیری می شود.

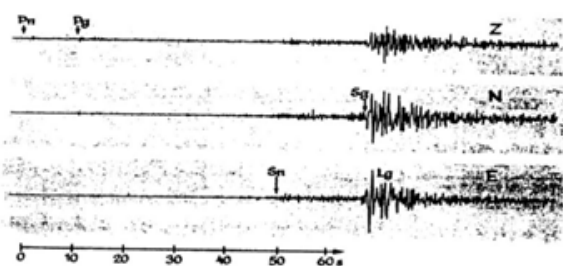
عملیات ثبت ارتعاشات، تا حدود چند دقیقه بعد از شروع، ادامه دارد و با کاهش شدت تکانهای زمین، فعالیت دستگاه خود به خود قطع می گردد.

با وجودی که سالهاست شتاب نگارهای حرکت قوی در گوشه و کنار دنیا نصب شده اند، لیکن شتابنگاشت ثبت شده از زلزله های قوی انگشت شمارند. در ایران نیز زلزله شدید متعددی رخ داده اند، بدون آنکه شتابنگاشت آنها ثبت شود. لازمه ثبت شتابنگاشت تمام زلزله ها وجود شبکه ای با شتابنگارهای کافی می باشد که به علت پرهزینه بودن بر پایی ایستگاهها و تعمیر و نگه داری دستگاه ها، غالباً امکان فراهم آوردن آنها وجود ندارد.

اولین شتابنگاشت حرکت قوی در زلزله لانگ بیچ در سال ۱۹۳۳ ثبت گردید. از آن موقع به بعد صدها شتابنگاشت ثبت شده است، لیکن تعداد کمی از شتاب های ثبت شده دارای شتابی بزرگتر $0.2g$ می باشند. توزیع جغرافیایی شتاب های ثبت شده خیلی اتفاقی است. بیش از نصف آنها در کالیفرنیاست که اغلب آنها نیز مربوط به سه زلزله سه فرناندو (۱۹۷۱)، لوماپریتا (۱۹۸۹) و نورتریج (۱۹۹۴) می باشد.

۲.۱.۴ لرزه نگار^۱ و شتابنگار^۲

کار درستگاههای لرزه نگار که عموماً در لرزه شناسی مورد استفاده قرار می گیرند، ثبت جابه جایی زمین ناشی از ارتعاشات حاصل از زلزله می باشد. اصول کار این دستگاهها براساس حرکت آزاد آونگ است. اگر آونگی

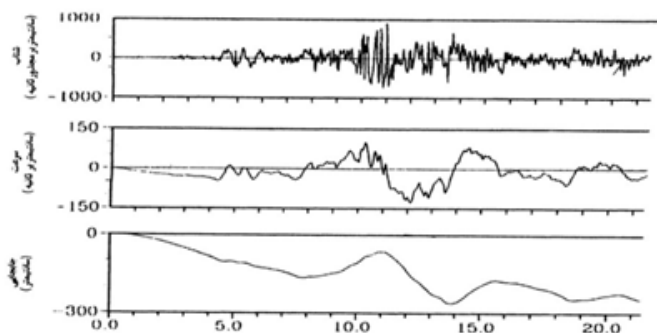


با زمان تناوب زیاد تحت حرکتی با زمان تناوب نسبتاً کم قرار گیرد جابه جایی افقی آونگ نسبت به پایه u ، با جابه جایی افقی پایه آونگ (جابه جایی نقطه A در شکل جابه جایی افقی آونگ در شکل) برابر خواهد شد. با وصل یک قلم رسام به نقطه B

⇒

و چرخش منظم توپ کاغذ در زیر این قلم، همینکه دستگاه تحت حرکت قرار گیرد آنرا روی کاغذ ثبت کرده و پس از باز کردن توپ

کاغذ از دستگاه این حرکت را (که در واقع همان ارتعاش زمین در محل نصب دستگاه است نسبت به زمان در دست خواهیم داشت). ساده ترین ساختمان یک لرزه نگار در شکل نشان داده شده است.



شکل ۴-۱- نمودار شتاب، سرعت و جابه جایی

جابه جایی زمین در نقاط دور از مرکز زلزله بسیار کوچک و در حد میکرون است و برای آنکه قابل رؤیت شود باید تقویت گردد. برای این کار حرکت آونگ به طرق مکانیکی، نوری و الکترومغناطیس تقویت می شود. با روشهای نوری می توان حرکت آونگ را چندین هزار برابر تقویت کرد و با روشهای الکترومغناطیس این نسبت را می توان به چند میلیون رساند. علاوه بر این باید از ارتعاش اضافی دستگاه به وسیله اعمال استهلاک جلوگیری کرد که اینکار با استفاده از روغن، هوا یا وسایل الکترومغناطیسی انجام می شود.

از آنجا که زمان تناوب ارتعاشات زلزله با دور شدن از مرکز زیاد می شود برای ثبت زلزله های دوردست باید از لرزه نگارهایی با تناوب بالا، مثلاً ۲۰ ثانیه، استفاده کرد و علاوه بر این می باید از درجه تقویت بالاتری استفاده نمود زیرا دامنه ارتعاشات بسیار کوچک است. برعکس برای ثبت ارتعاشات محلی باید از لرزه نگارهایی با زمان تناوب کوچکتر استفاده نمود مانند آنچه ریشتر در تعریف بزرگی بکار گرفت (دستگاه وود اندرسون با تناوب ۱/۸ ثانیه). اگر دستگاه لرزه نگار بیش از حد به مرکز زلزله نزدیک باشد و یا شدت زلزله خیلی زیاد باشد دستگاه اصطلاحاً اشباع^۶ می گردد زیرا عقربه ثبات به حد خود می رسد و نمی تواند بزرگی واقعی زلزله را برآورد کند. در شکل ۳۴.۱ یک نمونه از لرزه نگاشت ثبت شده توسط دستگاه لرزه نگار دیده می شود.

اگر زمان تناوب دستگاه نسبت به تناوب زلزله خیلی کوچک باشد جابه جایی آونگ با شتاب زمین متناسب خواهد بود. این چنین دستگاهی را شتابنگار و نمودار حاصله را شتابنگاشت می خوانند. ساخت شتابنگار به مراتب ساده تر از لرزه نگار بوده و نصب و نگهداری آن نیز آسان تر می باشد. امروزه شتابنگارهای الکترونیکی به بازار آمده اند که ارزانتر و سبکتر از انواع قدیمی اند و شتاب زلزله را به صورت عددی ثبت می کنند که می تواند مستقیماً برای تحلیل رایانه ای مورد استفاده محققان قرار گیرد. اگر تناوب دستگاه به گونه ای تنظیم شود که به تناوب ارتعاش زمین نزدیک باشد، آنگاه جابه جایی آونگ با سرعت ارتعاش زمین متناسب خواهد بود. به چنین دستگاهی سرعت نگار می گویند. شتابنگارها انواع مختلف دارند، حدود فرکانسی که این شتابنگارها می توانند ثبت کنند معمولاً بین ۰/۰۶ تا ۲۵ هرتز است.

۳.۱.۴ کاربرد لرزه نگاشت و شتابنگاشت

از نظر ریاضی شتابنگاشت مشتق دوم لرزه نگاشت است و ظاهراً اگر یکی از این دو موجود باشد می توان با مشتق گیری و یا گرفتن انتگرال دیگری را بدست آورد. با این وجود تاکنون در این مورد توفیقی حاصل نشده است و بهیچوجه نمی توان با عملیات ریاضی یکی را بکمک دیگری بدست آورد. علیرغم نزدیکی ظاهری، لرزه نگاشت و شتابنگاشت کاربردی کاملاً متفاوت داشته و موضوع علم جداگانه ای هستند.

لرزه نگاشت عمدتاً ابزار کار لرزه شناسان هستند و به کمک آن مرکز و بزرگی زلزله بدست می آید.

همچنین اطلاعات مفصلی از فیزیک امواج زلزله و بازتاب ها و انکسارهایی که این امواج در حین عبور از لایه های مفصلی مختلف متحمل می شوند بدست می دهد و به کمک این اطلاعات می توان به جنس لایه ها و مشخصات هندسی آنها، و سایر اطلاعات زمین شناسی دست یافت.

اما هیچکدام از این اطلاعات مستقیماً بکار تعیین واکنش سازه ها در برابر زلزله نمی آید.

همانطور که بعداً خواهیم دید، عنصر اساسی برای حل معادله حرکت یک سازه، شتابی است که به پی آن وارد می شود، بنابراین محور کار در اینجا شتابنگاشت است.

از آنجا که نمی توان شتابنگاشت را با عملیات ریاضی از لرزه نگاشت بدست آورد، شبکه مجزایی از شتابنگارها در مناطق مختلف نصب می شود و لازم است در کلیه نقاطی که احتمال لرزه خیزی دارند شتابنگار نصب شده باشد زیرا برخلاف لرزه نگار که زلزله را از فواصل دور دریافت می کند، شتابنگار فقط فواصل نسبتاً نزدیک را ثبت می کند. نگهداری شتابنگار ساده تر و کم خرج تر از لرزه نگار است زیرا لرزه نگار مرتباً کار می کند و باید تکنسینهای مربوطه رکودها را بطور دائمی بازرسی کنند تا زلزله هایی که در فواصل دور و نزدیک بدون خبر اتفاق می افتند مشخص شوند. درحالی که شتابنگار به تکنسین نیازی ندارد و چنانچه باتری آن درست باشد طوری تنظیم می شود که تا شتاب از حد تعیین شده ای (مثلاً یکصدم شتاب ثقل) زیادتر شد به کار افتد و ارتعاش را ثبت کند و سپس با پایان یافتن ارتعاش باز ایستد. در هر دوی این دستگاهها ساعت تعبیه شده و در نوارهای کاغذی ساعت ثبت درج می شود. محتوای فرکانسی یک زلزله را نمی توان از لرزه نگاشت کسب کرد بلکه فقط از شتابنگاشت بدست می آید. شتابنگاشت ها به علل مختلف دارای خطا هستند و می باید اصلاح شوند. انواع قدیمی شتابنگار از نوع رسام بوده و نمودار شتاب را بر حسب زمان بدست می دهند که مستقیماً

بکار نمی آید و باید عددی شود. این کار بکمک دستگاههای مخصوص انجام می شود و در هر حال یکی از منابع خطا همین عددی کردن شتابنگاشت است.

باید توجه داشت که شتاب در سه جهت عمود بر هم ثبت می شود که یکی قائم و بقیه افقی هستند. منابع خطا را در شتابنگار به قرار زیرند:

الف) خواص دینامیکی شتابنگار - اگر فرکانس و استهلاک شتابنگار درست تنظیم نشده باشند تداخل دینامیکی بین ورودی که همان ارتعاش زلزله است و خواص دینامیکی شتابنگار صورت گرفته و خروجی (شتابنگاشت) غیز از ورودی خواهد بود.

ب) کس آمدن کاغذی که نمودار بر آن ثبت شده است

ج) لقی و کجی قلم ثبات و اصطکاک بین قلم و کاغذ ثبات

د) خطاهای ناشی از خواندن نمودار و عددی کردن آن

یکی از روشهای ساده مقابله با این خطاها عبور دادن شتاب از یک فیلتر فرکانسی است، بگونه ای که فرکانسهای خیلی بالا و یا خیلی پایین حذف شوند.

۴.۱.۴ منابع خطای شتابنگاشت

اطلاعاتی که از یک دستگاه شتابنگار بدست می آید (شتابنگاشت) به دلایلی مختلف دارای خطا می باشد و می باید حتی الامکان تصحیح گردد. منابع خطا عمدتاً عبارتند از:

۱. شتابنگار را معمولاً برای استانه حرکت معینی تنظیم می کنند به طوریکه با رسیدن شتاب به حد مشخصی دستگاه شروع به ثبت مینماید. این باعث می گردد که ارتعاشات بی اهمیتی نظیر حرکت وسایل نقلیه بی جهت ثبت نگردد. از این رو بخش اول شتابنگاشت که در آن شتاب کمتر از شتاب آستانه است از دست می رود.

۲. معیار مشخصی برای تعیین نقطه پایان شتابنگاشت موجود نیست. در واقع در پایان زلزله ارتعاشات کوچکی ناشی عناصر مختلفی که بعضاً می توانند به خود دستگاه شتابنگار مربوط باشند به چشم می خورد که از حیث تأثیر بر سازه ها بی اهمیت هستند اما در تصحیح شتابنگاشت آنچنان که بعداً خواهد آمد نقش دارند.

۳. گاهی بخشهایی از شتابنگاشت جا افتاده است.

۴. محور زمان در یک شتابنگاشت با نقاطی با فواصل زمانی معین مشخص می گردد گاهی بعضی از این نقاط جا می افتند.

۵. خطی بعنوان محور شتاب صفر وجود ندارد تا شتاب نسبت به آن اندازه گرفته شود زیرا برخلاف لرزه نگار، یک شتابنگاشت معمولاً خاموش و بیحرکت است و فقط پس از رسیدن شتاب به حد آستانه، کار ثبت آغاز می شود و بهمین دلیل نقطه صفر روی محور شتاب دقیقاً مشخص نیست.

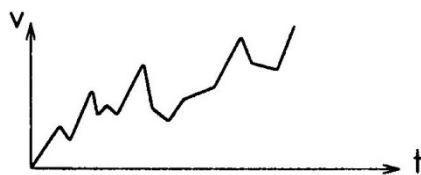
۶. اختلالات الکتریکی موجب ورود فرکانسهای بالا و افزایش غیرواقعی شتاب اوج است.

۷. لقی (بازی عرضی) نوار کاغذی بهنگام ثبت شتاب موجب اضافه شدن تناوب های پایین به شتابنگشت می شود که گرچه اثر چندانی روی خود شتاب ندارد اما بر نمودار جابجایی که از انتگرالگیری شتابنگاشت بدست می آید تأثیر بسزایی دارد.

۸. فرآیند ظهور فیلم مربوط به شتابنگاشت

۹. تابیدگی در فیلم

علاوه بر خطاهای فوق، عددی کردن^۷ شتابنگاشت نیز خطاهایی را دربر دارد. برای قرائت یک شتابنگاشت می باید یک محور فرضی را در نظر گرفت. معمولاً ابتدا و انتهای نمودار را با یک خط راست بهم متصل می سازند. باید توجه داشت شتابنگشتاتی که به این ترتیب حاصل می شود پس از انتگرالگیری ممکن است نمودار سرعت زیر بدست آید.



علت این امر نامشخص بودن نقطه صفر در ابتدای شتابنگاشت است که قبلاً بحث شد. مثلاً یک خطای $0.01g$ در ابتدای کار، می تواند در طول ۳۰ ثانیه به خطای زیر منجر شود.

$$e_v = e_a t = (9.8)(30) = 294 \text{ cm/s} \quad \text{خطای سرعت}$$

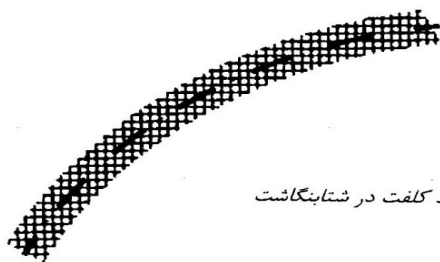
$$e_d = e_a t^2 / 2 = 4410 \text{ cm} \quad \text{خطای جابجایی}$$

^۷Digitization

گاهی اوقات بعضی از قسمتهای نمودار جا افتاده است که به سلیقه قرائت کننده عددی برای آن تعیین می شود.



و بعضاً بخشهایی از نمودار با خطوط پر ثبت شده است که می باید خط میانی را در نظر گرفت.



اثر خطازایی خطوط کلفت در شتابنگاشت

ضخامت خط نمودار خطایی معادل

$0.01g$ را ایجاد می کند که در طول 10

ثانیه موجب خطای سرعت $9/8$ سانتی

متر بر ثانیه می گردد. پس حتی المقدور

باید سعی شود که نمودار در یک جلسه

قرائت شود تا بکمک دقت و مهارت قرائت کننده خطای حاصل از ضخامت نمودار به حداقل برسد.

۵.۱.۴ روشهای تصحیح شتابنگاشت

برای کاهش اثر خطاهایی که قبلاً بیان شد می باید شتابنگاشت را تصحیح نمود. دو روش تصحیح متداول است: تصحیح محور نمودار و فیلتر نمودن شتابنگاشت. جزئیات این روشها و نیز نحوه کاربرد آنها و سایر مسائل مربوطه را می توان در مراجع (۱۱) تا (۱۰) یافت. در زیر به طور مختصر و اجمالی دو روش فوق بررسی شده اند.

۶.۱.۴ روش تصحیح محور

اگر شتابنگاشت ثبت شده را با a_r نشان دهیم با انتگرالگیری به نمودارهای سرعت و جابجایی می رسیم که با v_r و d_r نشان می دهیم. برای شتاب یک خطای درجه دوم در نظر می گیریم:

$$e = c_1 + c_2 t + c_3 t^2 \quad (1.4)$$

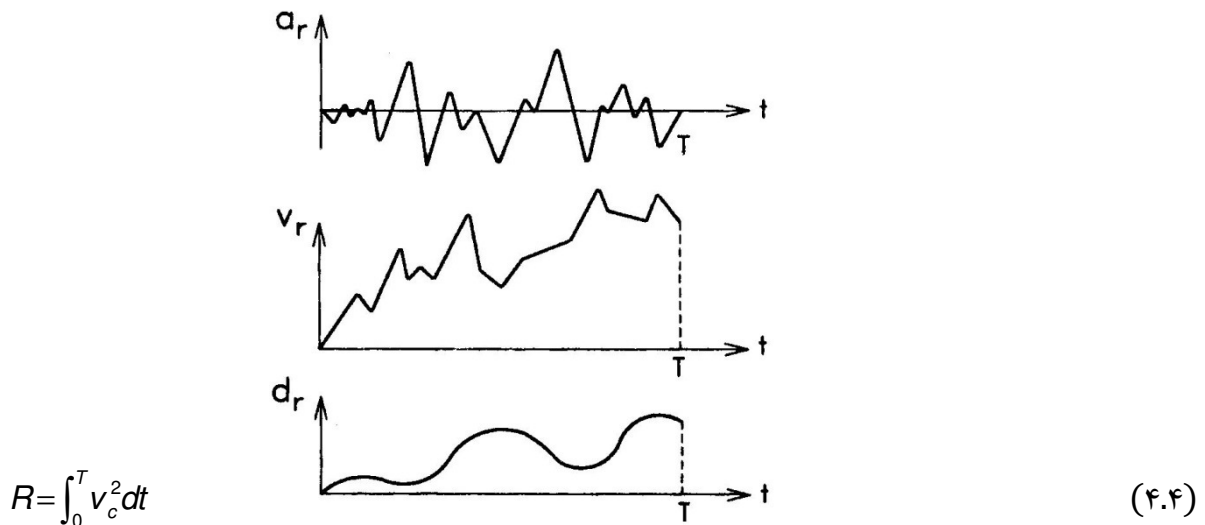
وجود جمله دوم $c_3 t^2$ برای حذف خطاهایی نظیر بازی عرضی نوار کاغذی است.

۲.۱.۴ روش حداقل انرژی

در این روش، انرژی ارتعاش را به حداقل می‌رسانیم.

$$a_c = a_r - (c_1 + c_2 + c_3 t^2) \quad (۲.۴) \quad \text{شتاب تصحیح شده}$$

$$v_c = v_r - (c_0 + c_1 t + \frac{1}{2} c_2 t^2 + \frac{1}{3} c_3 t^3) \quad (۳.۴)$$



R شاخص انرژی است، پس برای به حداقل رساندن آن باید:

$$\frac{\partial R}{\partial c_0} = 0; \frac{\partial R}{\partial c_1} = 0; \frac{\partial R}{\partial c_2} = 0; \frac{\partial R}{\partial c_3} = 0 \quad (۵.۴)$$

$$R = \int_0^T \left[v_r - (c_0 + c_1 t + \frac{1}{2} c_2 t^2 + \frac{1}{3} c_3 t^3) \right]^2 dt \quad (۶.۴)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial R}{\partial c_0} = 0 & \Rightarrow \int_0^T v_r dt = \int_0^T (c_0 + c_1 t + c_2 t^2 + c_3 t^3) dt \\ c_0 T + c_1 \frac{T^2}{2} + c_2 \frac{T^3}{3} + c_3 \frac{T^4}{4} &= \int_0^T v_r dt \end{aligned}$$

$$c_0 + \frac{T}{2} c_1 + \frac{T^2}{3} c_2 + \frac{T^3}{4} c_3 = \frac{1}{T} \int_0^T v_r dt \quad (۷.۴)$$

$$\frac{\partial R}{\partial c_1} = 0 \quad \int_0^T t(c_0 + c_1 t + c_2 t^2 + c_3 t^3) dt \quad (۸.۴)$$

$$\therefore \frac{1}{2}c_0 + \frac{T}{3}c_1 + \frac{T^2}{4}c_2 + \frac{T^3}{5}c_3 = \frac{1}{T^2} \int_0^T v_r t dt \quad (۹.۴)$$

و به همین ترتیب

$$\frac{\partial R}{\partial c_2} = 0$$

$$\therefore \frac{1}{3}c_0 + \frac{T}{4}c_1 + \frac{T^2}{5}c_2 + \frac{T^3}{6}c_3 = \frac{1}{T^3} \int_0^T v_r t^2 dt \quad (۱۰.۴)$$

$$\frac{\partial R}{\partial c_3} = 0$$

$$\therefore \frac{1}{4}c_0 + \frac{T}{5}c_1 + \frac{T^2}{6}c_2 + \frac{T^3}{7}c_3 = \frac{1}{T^4} \int_0^T v_r t^3 dt \quad (۱۱.۴)$$

با حل دستگاهی که از روابط ۳۴.۱ تا ۳۷.۱ بدست می آید ضرایب C تا C_۳ بدست خواهد آمد.

$$c_0 = 16A - 120B + 240C - 140D$$

$$Tc_1 = -120A + 1200B - 2700C + 1680D$$

$$T^2c_2 = 240A - 2700B + 6480C - 4200D$$

$$T^3c_3 = -140A + 1680B - 4200C + 2800D$$

$$A = \frac{1}{T} \int_0^T v_r dt; B = \frac{1}{T^2} \int_0^T v_r t dt; C = \frac{1}{T^3} \int_0^T v_r t^2 dt; D = \frac{1}{T^4} \int_0^T v_r t^3 dt$$

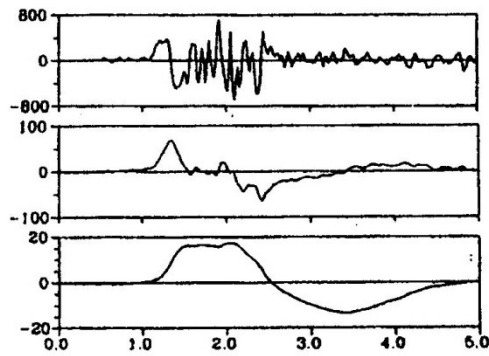
بنابراین با محاسبه انتگرال های A, B, C, D ضرایب تابع تصحیح بدست می آید. آنگاه بکمک روابط ۲۹.۱ و

۳۰.۱ شتاب و سرعت تصحیح بدست می آید و با انتگرال گیری از رابطه ۳۰.۱ جابجایی نیز حاصل خواهد شد.

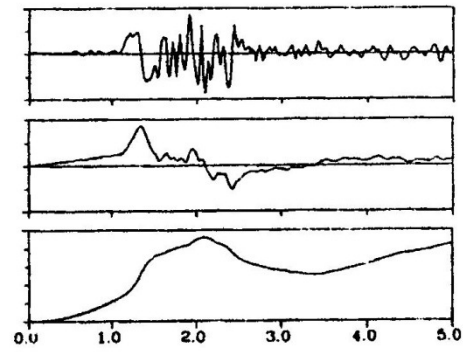
چنانچه بخواهیم شرایط سرعت اولیه صفر را اعمال کنیم می باید C را برابر صفر گرفته و آنگاه به روش فوق به

یک دستگاه سه معادله ای خواهیم رسید و ضرایب C تا C_۳ بدست خواهد آمد. با استفاده از این روش،

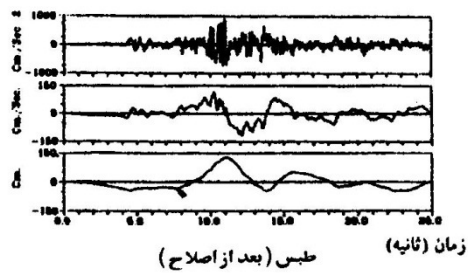
شتابنگاشتهای ناغان و طبس اصلاح شد. در شکل ۳۷.۱ نمودار این زلزله را قبل و بعد از اصلاح می توان دید.



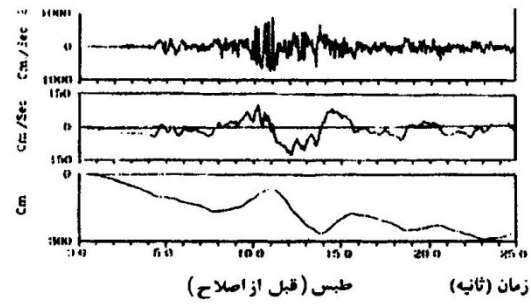
ناحان (بعد از اصلاح)



ناحان (قبل از اصلاح)



طیس (بعد از اصلاح) زمان (ثانیه)



طیس (قبل از اصلاح) زمان (ثانیه)

۸.۱.۴ روش کمترین خطا

اگر شتاب ثبت شده را با a_r و شتاب صحیح را با a_c نشان دهیم تابع خطا برابر است با:

$$e(t) = a_r(t) - a_c(t)$$

و اگر برای تابع خطا یک سهمی درجه دوم فرض کنیم آنگاه خطای حاصل برابر است با:

$$a_r(t) - a_c(t) - (c_0 + c_1 + c_2 t^2) \quad (12.4)$$

و مجموع مربعات خطاها برابر است با:

$$R = \int_0^T [a_r(t) - a_c(t) - (c_0 + c_1 + c_2 t^2)]^2 dt \quad (13.4)$$

R باید نسبت به ضرایب c_0, c_1, c_2 حداقل گردد (مدت شتابنگاشت است).

$$\partial R / \partial c_0 = 0$$

$$\therefore \int_0^T a_r dt - \int_0^T a_c dt = \int_0^T (c_0 + c_1 + c_2 t^2) dt \quad (14.4)$$

$$\partial R / \partial c_1 = 0$$

$$\therefore \int_0^T a_r t dt - \int_0^T a_c t dt = \int_0^T t (c_0 + c_1 + c_2 t^2) dt \quad (15.4)$$

$$\partial R / \partial c_2 = 0$$

$$\therefore \int_0^T a_r t^2 dt - \int_0^T a_c t^2 dt = \int_0^T t^2 (c_0 + c_1 + c_2 t^2) dt \quad (16.4)$$

$$\int_0^T a_c dt = v_T - v_0 \quad (17.4)$$

$$\int_0^T a_c t dt = \left[v_c t \right]_0^T - \int_0^T v_c dt = T v_T - (d_T - d_0) \quad (18.4)$$

که v_c سرعت صحیح و d و d_T جابجایی در لحظات ۰ و T ، v_T سرعت صحیح در لحظه T است (T مدت شتابنگاشت است).

$$\begin{aligned} \int_0^T a_c t^2 dt &= \left[v_c t^2 \right]_0^T - 2 \int_0^T v_c t dt = \\ T^2 v_T - 2 \left[(d_c t)_0^T - \int_0^T d_c dt \right] &= T^2 v_T - 2 d_T + 2 \int_0^T d_c dt \end{aligned}$$

D_c جابجایی صحیح در لحظه t و d_T جابجایی صحیح در لحظه T می باشد.

$$\therefore \int_0^T a_c t^2 dt = T^2 v_T - 2 d_T + 2 \int_0^T d_c dt \quad (19.4)$$

پس ضرایب تابع خطای e از روابط ۴۰.۱ تا ۴۲.۱ بدست می آیند بشرط آنکه مقدار انتگرالهای $\int_0^T a_c dt$ ،

$\int_0^T a_c t dt$ ، $\int_0^T a_c t^2 dt$ معلوم باشد. این انتگرالها از روابط ۴۳.۱ تا ۴۵.۱ بدست می آیند. در این روابط باید

مقدار v_0 ، v_T ، d_0 ، d_T ، $\int_0^T d_c dt$ معلوم باشد. در اینجا تعدادی شرط اضافی دیگر لازم می آید، مثلاً

سرعت در ابتدا و انتها صفر است (یعنی متوسط شتاب برابر صفر می باشد)

$$v_0 = v_T = 0$$

جابجایی در ابتدا و انتها صفر است (یعنی سرعت متوسط برابر صفر است)

$$d_0 = d_T = 0$$

جابجایی متوسط برابر صفر است

$$\int_0^T d_c dt = 0$$

در نتیجه این فرضیات داریم:

$$\int_0^T a_c dt = \int_0^T a_c t dt = \int_0^T a_c t^2 dt = 0$$

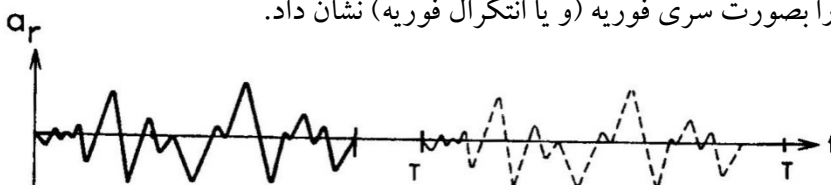
و آنگاه معادلات ۳۰.۱ تا ۳۲.۱ بشکل زیر در می آیند:

$$\begin{cases} c_0 + \frac{T}{2}c_1 + \frac{T^2}{3}c_3 = \frac{1}{T} \int_0^T a_r dt \\ \frac{1}{2}c_0 + \frac{T}{3}c_1 + \frac{T^2}{4}c_3 = \frac{1}{T^2} \int_0^T a_r t dt \\ \frac{1}{3}c_0 + \frac{T}{4}c_1 + \frac{T^2}{5}c_3 = \frac{1}{T^3} \int_0^T a_r t^2 dt \end{cases} \quad (20.4)$$

ضرایب c_0, c_1, c_2 از حل دستگاه معادلات ۴۶.۱ بدست می آیند.

۹.۱.۴ روش تصفیه فرکانسها (فیلتر)

می دانیم که برای هر تابع دلخواه $f(t)$ می توان T را به اندازه کافی بزرگ گرفت. به طوریکه f متناوب محسوب شود در این صورت می توان f را بصورت سری فوریه (و یا انتگرال فوریه) نشان داد.



$$f(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} (a_n \cos \omega_n t + b_n \sin \omega_n t) \quad (21.4)$$

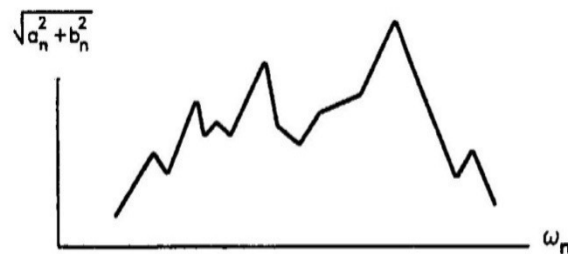
$$\omega_n = \frac{2n\pi}{T} \quad (22.4)$$

$$a_n = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \cos \omega_n t dt \quad (23.4)$$

$$b_n = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \sin \omega_n t dt \quad (24.4)$$

$$a_0 = \frac{1}{T} \int_0^T f(t) dt \quad (25.4)$$

با استفاده از تکنیک فوق می توان $f(t)$ را در یک فضای فرکانسی نمایش داد. در فرکانس ω_n دامنه تابع f مساوی $\sqrt{a_n^2 + b_n^2}$ می باشد.



همان طور که قبلاً گفتیم بعلا منابع مختلف خطاها فرکانسهای خیلی کوچک و خیلی بزرگ که متعلق به خود زلزله نیستند وارد شتابنگاشت می شوند که باید فیلتر شوند. برای این کار کافیس تابع فیلتر شده زیر را محاسبه کنیم:

$$f_F(t) = \sum_{n=n_1}^{n=n_2} (a_n \cos \omega_n t + b_n \sin \omega_n t) \quad (26.4)$$

ضرایب a_n, b_n را از روابط ۴۹.۱ و ۵۰.۱ برای فرکانسهای میان دو مقدار $\frac{2n_1\pi}{T}$ و $\frac{2n_2\pi}{T}$ محاسبه می کنیم و آنگاه با نهادن در رابطه ۵۲.۱ تابع فیلتر شده f_F بدست می آید. این تابع فاقد فرکانسهای کوچکتر از $\frac{2n_1\pi}{T}$ و بزرگتر از $\frac{2n_2\pi}{T}$ می باشد.

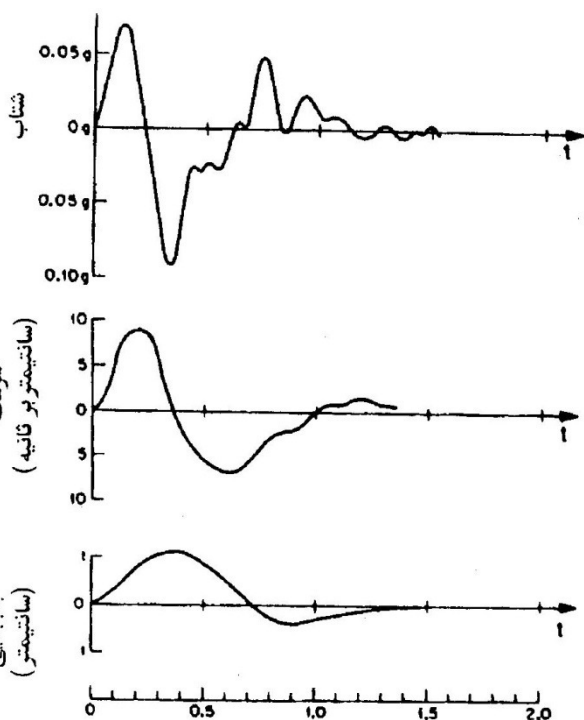
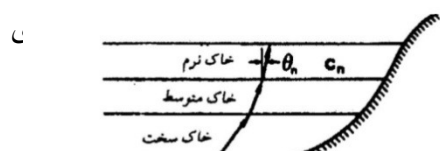
۱۰.۱.۴ تأثیر نحوه تصحیح شتابنگاشت

بسته به مورد استفاده شتابنگاشت، نحوه تصحیح شتابنگاشت می تواند متفاوت باشد. مثلاً اگر شتاب اوج موردنظر باشد نیاز چندانی به تصحیح نیست و اگر تداخل الکتریکی شدید باشد می توان فرکانسهای بالا را فیلتر کرد. همچنین برای تهیه طیف پاسخ استفاده از فیلتر معمولاً کفایت می کند. برای محاسبه سرعت استفاده از یک سهمی برای محور شتابنگاشت مناسب است. در مورد نمودار جابجایی استفاده همزمان از فیلتر و تصحیح محور شتابنگاشت نتیجه بهتری را میدهد.

۱۱.۱.۴ تأثیر نوع خاک بر امواج زلزله

امواج زلزله در هنگام عبور از لایه های مختلف خاک منعکس می شوند و در هنگام موج به لایه نرم تر، امتدادش به محور قائم نزدیک تر می شود. (شکل ۴۰.۱). از سوی دیگر هنگامی که ارتعاش از لایه سنگی به لایه های نرم تر وارد می شود برحسب یک قاعده معمولی دینامیکی دامنه ارتعاش افزایش می یابد و به همین جهت معمولاً ضریب زلزله برای خاکهای نرم بیش از بستر سنگ به سطح زمین صورت می گیرد. تجربه نشان میدهد که آسیبهای سازه ای در زمینهای آبرفتی می تواند شدیدتر باشد و این مطلب در زلزله های متعدد به اثبات رسیده است. مثلاً در زلزله میاگیکن^۱ ۱۹۷۸ ژاپن خسارت سازه ای در نقاط دور از مرکز که زمین نرم^۹ داشته بیش از مرکز زلزله بوده است. البته این اثر به نوع سازه، زمان تناوب آن و فاصله آن تا مرکز زلزله نیز بستگی دارد و مثلاً می توان انتظار داشت که ساختمانهای

ببینند.



۱۲.۱.۴ طبقه بندی امواج زلزله

خواص امواج زلزله با عبور از محیط های مختلف دگرگون می گردد. فرکانسهای بالا با سرعت میرا شده و

Miyagiken ۱

فرکانسهای پایین تا مسافت دورتر پایدار می مانند. از سوی دیگر لایه های مختلف زمین بخشهایی از طیف فرکانس را که به فرکانس طبیعی لایه نزدیکتر است تقویت می کنند. پس شتابنگاشتهای یک زلزله معین که در نقاط مختلف ثبت شده اند می توانند دارای تفاوتهای زیادی باشند. نیومارک (۳) این امواج را به چهار گروه تقسیم کرده است:

الف) نوع تک ضربه: کانون چنین زلزله ای در عمق کمی قرار دارد و سنگ بستر از نوع سخت است. نمونه چنین زلزله ای پورت هیونم^{۱۰} ۱۹۵۷ است که در شکل ۴۱.۱ نشان داده شده است.

همچنین اند زلزله های لیبی ۱۹۶۳ و اسکوپیه^{۱۱} یوگوسلاوی ۱۹۶۳، زلزله ناغان ۱۳۵۶ که یکی از زلزله های مبنای طرح در آیین نامه زلزله ۲۸۰۰ است کم و بیش در این گروه قرار می گیرد.

ب) ارتعاش نسبتاً و بی قاعده: چنین زلزله ای دارای عمق متوسط است و سنگ بستر از نوع سخت می باشد. زلزله های ال سنترو ۱۹۴۰ و طیس ۱۳۵۷ در این گروه می گنجد.

ج) ارتعاش طولانی با تعدادی ال سنترو غالب - این موج توسط تعدادی لایه نرم تصفیه شده است مانند زلزله مکزیک ۱۹۶۴.

د) ارتعاش همراه با جابجایی های دائمی در زمین - این چنین حالتی در زلزله های آلاسکا ۱۹۶۴ و نیگاتای ژاپن ۱۹۶۴ اتفاق افتاد.

۲.۴ طیف ها

۱.۲.۴ مفهوم طیف پاسخ (طیف بازتاب):

طیف پاسخ یک مفهوم عملی برای تحلیل سازه تحت نیروهای زلزله است که اولین بار توسط ام-ای-بیوت در سال ۱۹۳۲ معرفی شد. در حال حاضر طیف پاسخ یک مفهوم کلیدی در مهندسی زلزله است و وسیله مناسبی برای تعیین پاسخ حداکثر سیستم های یک درجه آزادی خطی تحت مولفه خاصی از حرکت زمین است. در واقع طیف پاسخ پلی بین علم دینامیک سازه ها و طراحی سازه هاست. پایه نظری برای تعیین نیروهای جانبی در آیین نامه های زلزله را تشکیل می دهد.

طیف پاسخ عبارت است از نمودار حداکثر یک پاسخ انتخابی (نظیر تغییر شکل، سرعت، و یا شتاب) در مقابل زمان تناوب طبیعی ارتعاش سیستم T_n (و یا کمیتی های وابسته نظیر فرکانس زاویه ای ω یا فرکانس طبیعی f). طیف پاسخ برای یک سیستم یک درجه آزادی خطی با میرایی مشخص ζ رسم میگردد. برای مطالعه اثر میرایی، می توان طیف پاسخ را برای چند میرایی مورد انتظار رسم کرد. در نزد مهندسين سازه، زمان تناوب T کمیت شناخته شده تر و ملموس تر می باشد، لذا در ادامه بحث، همواره طیف پاسخ بر حسب زمان تناوب ساخته خواهد شد.

بر حسب کمیت مورد نظر، طیف پاسخ گوناگونی را می توان رسم نمود. رسم طیف های پاسخ تغییر شکل، سرعت و شتاب معمولتر از همه است.

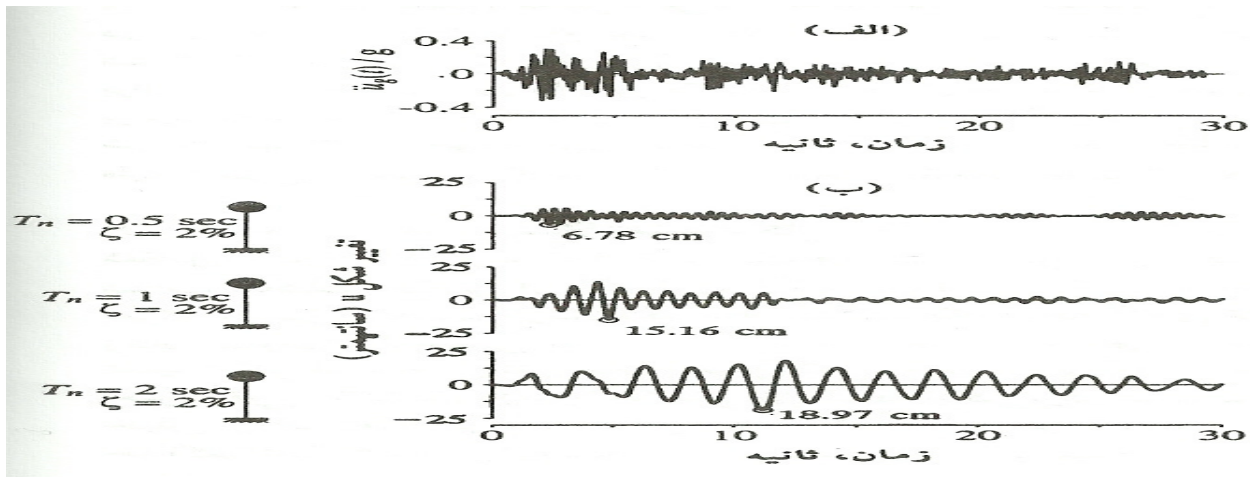
از نقطه نظر مهندسی نیز کمیت هایی که در تحلیل دینامیکی به دنبال آن هستیم، عبارتند از تغییر شکل سازه (تغییر شکل نسبی)، سرعت نسبی و شتاب نسبی. توسط این کمیت ها، نیروهای داخلی شامل نیروی برشی و لنگر خمشی قابل محاسبه می باشند.

طیف پاسخ تغییر شکل، شبه سرعت و شبه شتاب:

در این بخش طیف پاسخ تغییر شکل و دو طیف وابسته به آن یعنی طیف پاسخ شبه سرعت و شبه شتاب مورد بررسی قرار می گیرد. همان طور که در قسمت قبل مشخص شد فقط تغییر شکل برای محاسبه نیروهای داخلی لازم است. در نتیجه واضح است که طیف تغییر شکل اطلاعات لازم را برای محاسبه تغییر شکلها و نیروهای داخلی حداکثر فراهم می آورد. طیف پاسخ شبه سرعت و شبه شتاب از آن جهت مورد بحث قرار می گیرند که در مطالعه مشخصه های طیف پاسخ، ساخت طیف طرح، و مربوط کردن علم دینامیک سازه ها به آیین نامه های محاسباتی مفید می باشند.

۲.۲.۴ طیف پاسخ تغییر شکل:

شکل زیر روش کار ساخت طیف پاسخ تغییر شکل را نشان می دهد. در شکل الف، شتاب نگاشت حاصل از زلزله طرح و در شکل ب، تغییرات تغییر شکل القایی به علت این حرکت زمین بر حسب زمان، در سه



شکل ۴-۲- طیف پاسخ تغییر شکل

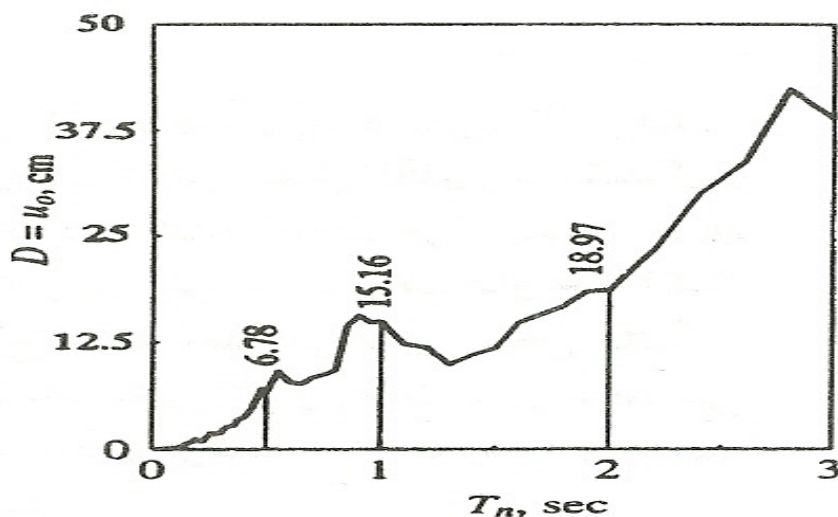
سیستم یک درجه آزادی نشان داده شده است. هر سیستم دارای زمان تناوب مشخص می باشد. برای هر سیستم مقدار حداکثر تغییر شکل از منحنی تاریخچه تغییر شکل به دست می آید.

حداکثر تغییر شکل غالباً در حین وقوع تکانهای زمین حاصل می شود، لیکن برای سیستم ها با میرایی کم و زمان تناوب طبیعی خیلی بزرگ، حداکثر تغییر شکل ممکن است در حین ارتعاش آزاد بعد از توقف حرکت زمین رخ دهد.

حداکثر تغییر شکل مطابق جدول زیر نتیجه می شود:

۱	۲ درصد	۱۵.۱۶
۲	۲ درصد	۱۸.۹۷

هر نقطه به طول زمان تناوب، و به عرض تغییر شکل حداکثر، یک نقطه را روی طیف پاسخ تعریف می نماید. اگر این مطالعه برای دامنه وسیعتری از T ولی با نسبت میرایی ثابت ۲ درصد انجام شود، منحنی طیف پاسخ تغییر شکل برای نسبت میرایی ۲ درصد مشابه شکل زیر خواهد شد.



شکل ۳-۴- طیف پاسخ جابه جایی

اگر مطالعه فوق برای چند میرایی دیگر انجام شود، یک خانواده طیف پاسخ با میرایی های مختلف خواهیم داشت.

۳.۲.۴ طیف پاسخ شبه سرعت:

برای یک سیستم یک درجه آزادی با فرکانس طبیعی (ω) ، کمیتی مانند V در نظر بگیرید که طبق رابطه زیر به تغییر شکل حداکثر $D=u_0$ (به علت زمین لرزه) مربوط گردد:

$$D = V \omega = \frac{V \pi}{T}$$

کمیت V دارای بعد سرعت است و طبق رابطه زیر به مقدار حداکثر انرژی کرنشی E به وجود آمده در حین زلزله مربوط می شود:

$$E = \frac{mV^2}{2}$$

سمت راست رابطه فوق انرژی جنبشی جرم m سازه با سرعت V که شبه سرعت نسبی حداکثر یا به طور خلاصه شبه سرعت نامیده می شود، میباشد. پیشوند شبه سرعت از آن جهت مورد استفاده قرار میگیرد که V مساوی سرعت حداکثر $\dot{U}$ نیست، هر چند که از لحاظ ابعادی از بعد سرعت است.

طیف پاسخ شبه سرعت، نمودار تغییرات V به صورت تابع از زمان تناوب طبیعی T سیستم می باشد. برای حرکت زمین مطابق شکل ۵-۱ حداکثر شبه سرعت V برای سیستمی با زمان تناوب طبیعی T می تواند از رابطه بالا به دست آورد که در آن تغییر شکل حداکثر D از طیف پاسخ تغییر شکل قابل تعیین است.

به عنوان مثال برای سیستمی با $T = 0.5 \text{ sec}$ و $\zeta = 2\%$ ، $D = 6.78 \text{ cm}$ است. میتوان محاسبه نمود:

$$T = 0.5 \rightarrow V = \left(\frac{2\pi}{T} \right) D$$

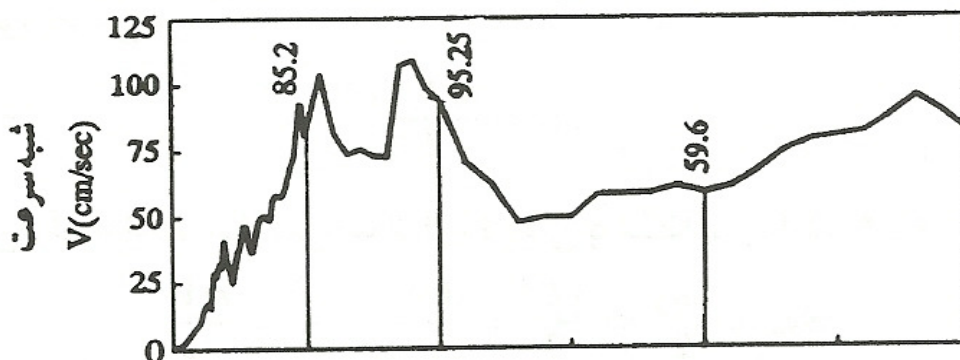
$$T = \left(\frac{2\pi}{0.5} \right) 6.78 = 85.2 \frac{\text{cm}}{\text{sec}}$$

و به طور مشابه برای T مساوی با ۱ و ۲ ثانیه داریم:

$$T = 1 \rightarrow V = \left(\frac{2\pi}{1} \right) 15.16 = 95.25 \frac{\text{cm}}{\text{sec}}$$

$$T = 2 \rightarrow V = \left(\frac{2\pi}{2} \right) 18.97 = 59.6 \frac{\text{cm}}{\text{sec}}$$

در شکل زیر سه نقطه فوق مشخص شده می باشد. اگر مطالعه فوق با حفظ نسبت میرایی برای دامنه وسیعی از T انجام شود، نمودار طیف پاسخ شبه سرعت مطابق زیر خواهد بود:



۴.۲.۴ طیف پاسخ شبه شتاب:

برای یک سیستم یک درجه آزادی با فرکانس طبیعی ω ، کمیتی مثل A در نظر بگیرید که طبق رابطه زیر به تغییر شکل حد اکثر $D=U$ (به علت زمین لرزه)، مربوط گردد:

$$A = \omega^2 D$$

$$A = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 D$$

کمیت A دارای واحد شتاب بوده و طبق رابطه زیر به مقدار حداکثر برش پایه V_s (یا حداکثر نیروی استاتیکی معادل f) مربوط می شود:

$$V_s = f = Ma$$

در رابطه فوق مقدار A در لحظه حداکثر پاسخ نشان داده شده است. حداکثر برش پایه را می توان به شکل زیر نیز نوشت:

$$wV_s = \left(\frac{A}{g}\right)$$

که در آن W وزن سازه، و g شتاب ثقل می باشد. نسبت $\frac{A}{g}$ ضریب برش پایه یا ضریب نیروی جانبی گفته می شود. این ضریب در آیین نامه های زلزله کشور های مختلف با تغییراتی مورد استفاده قرار می گیرد که در مورد این تغییرات در فصل بعدی به طور کامل بررسی و مقایسه می گردد.

ملاحظه می شود که برش پایه مساوی نیروی اینرسی نظیر جرم m می باشد که شتاب A را تحمل میکند. در حالت کلی شتاب A متفاوت با شتاب حداکثر $\ddot{U}$ سیستم می باشد. از این لحاظ به آن شبه شتاب حداکثر میگوییم. استفاده از پیشوند شبه برای اجتناب از اشتباه با شتاب حداکثر $\ddot{U}$ می باشد.

طیف پاسخ شبه شتاب، نمودار A به صورت تابعی از زمان تناوب طبیعی T سیستم می باشد. شبه شتاب A برای سیستمی با زمان تناوب طبیعی T و نسبت میرایی ζ با استفاده از فرمول بالا داریم:

$$T = 0.5 \quad \zeta = 2\% \quad D = 6.81 \text{ cm}$$

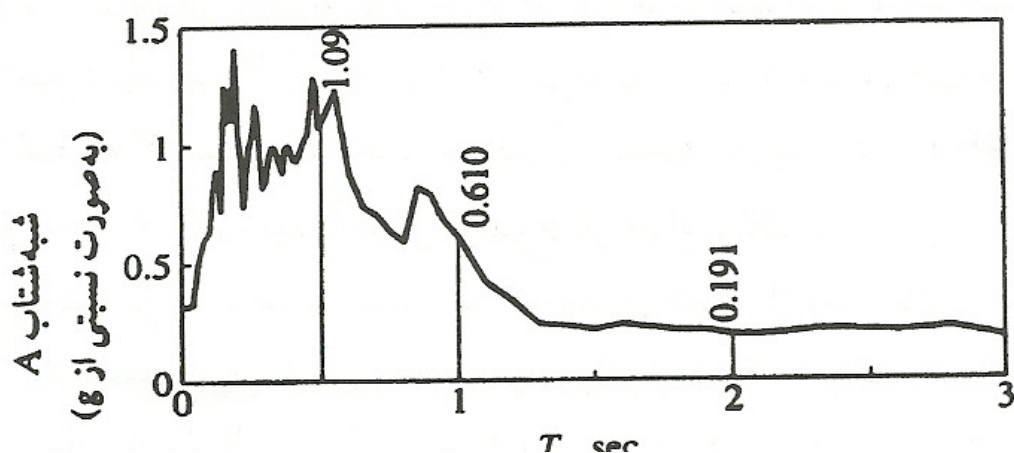
$$A = \left(\frac{2\pi}{0.5}\right)^2 \quad 6.81 = 1075.4 \quad \frac{\text{cm}}{\text{sec}}$$

$$T=1 \quad \zeta=2\% \quad D=15.16 \text{ cm}$$

$$A = \left(\frac{2\pi}{1} \right)^2 \quad 15.16 = 743.44 \quad \frac{\text{cm}}{\text{sec}}$$

$$T=2 \quad \zeta=2\% \quad D=18.97 \text{ cm}$$

$$A = \left(\frac{2\pi}{2} \right)^2 \quad 18.97 = 187.23 \quad \frac{\text{cm}}{\text{sec}}$$

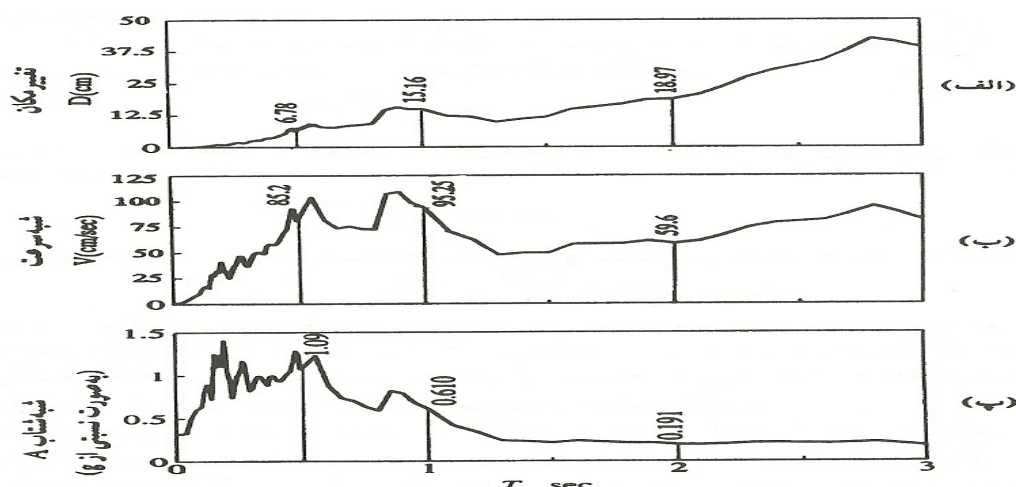


با اذ شکل ۴-۴ طیف پاسخ شبه شتاب شبه شتاب مطابق شکل زیر قابل رسم است. این طیف نیز برای نسبت

میرایی ۲ درصد می باشد.

با توجه به مطالب گفته شده می توان به این نتیجه رسید که با داشتن تغییرات زمانی لا برای میرایی مختلف، می

توان تغییرات زمانی شبه سرعت و شبه شتاب را رسم نمود.



شکل ۴-۵ طیف، تغییر مکان، سرعت و جابه جایی

۵.۲.۴ طیف ترکیبی D-V-A :

هر کدام از طیف های پاسخ تغییر شکل، شبه سرعت، و شبه شتاب که برای یک حرکت زمین (شتابنگاشت) به دست می آیند، کم و بیش اطلاعات یکسانی را در بر دارند. سه طیف پاسخ، راه های مختلف ساده ای برای نمایش اطلاعات مشابه از پاسخ سازه ای هستند. با داشتن یکی از طیف ها، دو طیف دیگر را می توان با عملیات جبری تعیین نمود.

حال این سوال پیش می آید، با وجودی که هر سه طیف اطلاعات یکسانی دارند، چه نیازی به سه طیف طرح داریم؟

یکی از علل این است که هر کدام از طیف ها مستقیماً بیانگر کمیت یک مفهوم فیزیکی است. طیف تغییر شکل حداکثر تغییر شکل سیستم را به دست می دهد. طیف شبه سرعت مربوط به حداکثر انرژی کرنشی نیروی معادل استاتیکی و برش پایه مربوط می شود.

علت دوم در این حقیقت نهفته است که تقریب زدن شکل طیف برای مقاصد طراحی به کمک کمیات مربوط به سه طیف، راحت تر از اطلاعات مربوط به یکی از آنها به تنهایی است. برای این مقصود، یک نمودار ترکیبی که کمیات هر سه طیف را با هم نشان بدهد، بسیار سودمند خواهد بود. چنین نمودار اولین بار توسط ای. اس. ولتوس و ان. ام. نیومارک در سال ۱۹۶۰ پیشنهاد گردید.

با توجه به اینکه سه کمیت تغییر شکل، شبه سرعت و شبه شتاب توسط روابط ارائه شده به هم مرتبط می شوند، امکان نمایش طیف ترکیبی آنها وجود دارد. روابط را می توان به صورت زیر باز نویسی کرد:

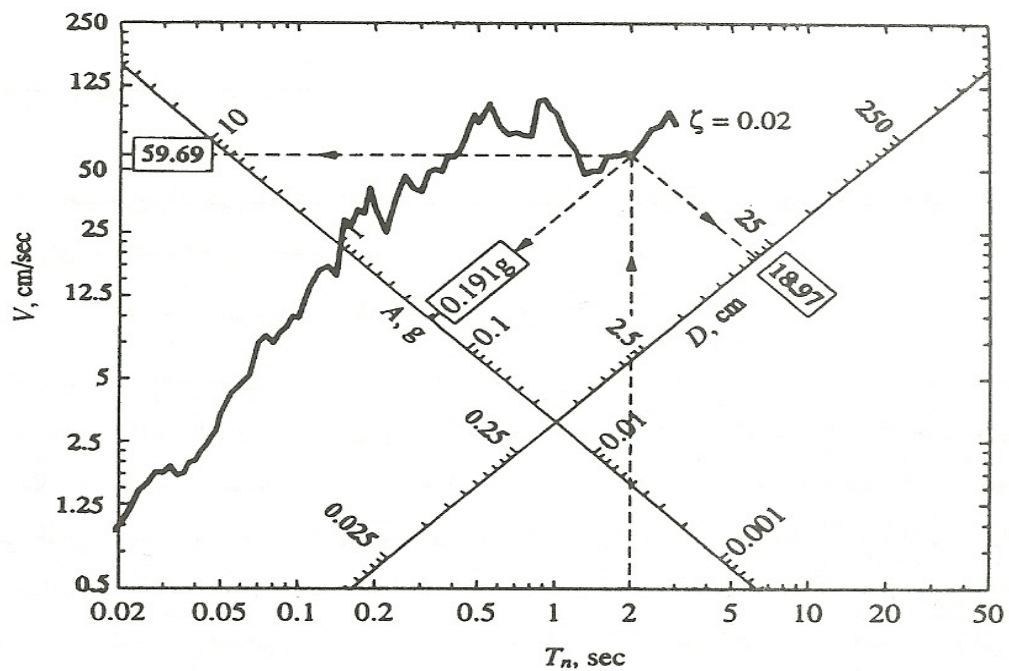
$$\frac{A}{\omega} = V = D\omega$$

OR

$$\frac{T}{2\pi} A = V = D \frac{2\pi}{T}$$

با استفاده از تشابه این روابط میتوان D، V، و A را به هم ربط داد.

برای درک بهتر این ترکیب به کاغذ رسم شکل زیر دقت کنید.



شکل ۴-۶- طیف ترکیبی

طیف پاسخ ترکیبی A-D-V برای زلزله ال سنترو با نسبت میرایی ۲٪

نمودار نشان داده شده دارای چهار محور لگاریتمی می باشد. محورهای قائم و افقی که مربوط به شبه سرعت V و زمان تناوب طبیعی T می باشند، در مقیاس لگاریتمی استاندارد هستند.

دو محور A و D نیز که به ترتیب تحت زوایای $+45^\circ$ و -45° نسبت به محور T شیبدار می باشند، در مقیاس لگاریتمی هستند، ولی نه مشابه محور قائم.

بعد از آماده سازی کاغذ سه طیف تغییر شکل، شبه سرعت، و شبه شتاب که به صورت جدا گانه در قبل رسم گردیدند، قابل ترکیب در این نمودار می باشند.

نحوه کار به دین صورت است که جفت اعداد مربوط به طیف سرعت V و T که قبلا در محورهای با مقیاس خطی نشان داده شده اند، در این نمودار روی مقیاس لگاریتمی به نمایش در می آیند و برای یک زمان تناوب معلوم، مقادیر A و D از محورهای قطری قابل قرائت می باشند.

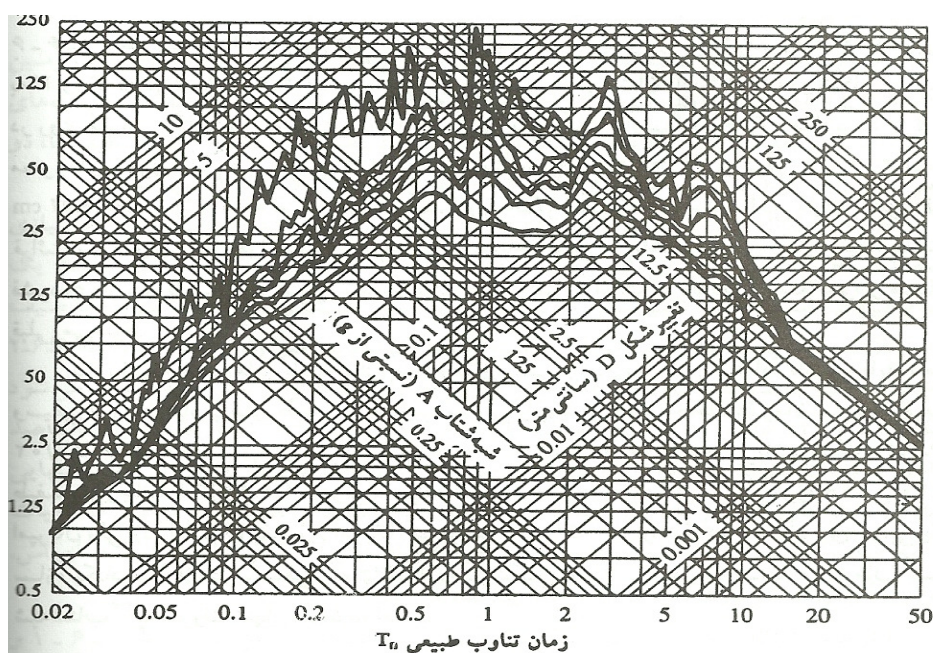
برای درک بهتر یک مثال را متذکر می شویم:

فرض کنید در یک سیستم با زمان تناوب طبیعی $T=2\text{sec}$ و نسبت میرایی ۲٪ مقادیر D و A به ترتیب برابر $D=18.97\text{CM}$ و $A=1.91\text{g}$ به دست می آید.

لازم به تذکر است که اعداد را نمی توان با دقت قرائت نمود و این نقل قول دقیق با توجه به محاسبات قبلی می باشد.

همان طور که مشخص است برای اینکه طیف پاسخ برای محدوده وسیعی از سازه ها قابل استفاده باشند، باید دامنه وسیعی از زمان تناوب طبیعی و ضرایب میرایی را پوشش داد.

محدوده زمان تناوب بین ۰.۰۲ و ۵۰ ثانیه و نسبت میرایی منتخب ۰.۲، ۵، ۱۰، ۲۰ درصد می باشد.



در این شکل نمودار تنها برای نسبت میرایی ۲٪ رسم شده بود. در شکل روبرو طیف چهار جانبه مربوط به مولفه مربوط به مولفه شمال-جنوب یک محل در زلزله امپریال ولی می باشد.

ملاحظه شد که طیف های پاسخ تا چه حد در مهندسی زلزله مفید می باشند. از این لحاظ، بعد از ثبت شتابنگاشت هر زلزله قوی، طیف های پاسخ بلافاصله رسم و منتشر می گردند. وجود تعداد کافی از این طیف ها، ایده مناسبی از طبیعت لرزش هایی که ممکن است در آن منطقه رخ دهد، به دست می دهد. با ثبت شتابنگاشت در نقاط مختلف از یک زلزله و رسم طیف پاسخ آنها، تاثیر نظیر عوامل فاصله از گسل منشا زلزله، شرایط خاک و زمین شناسی منطقه در پاسخ زلزله می تواند مورد مطالعه قرار گیرد.

۶.۲.۴ تعیین حداکثر پاسخ سازه به کمک طیف پاسخ:

اگر طیف پاسخ یک زمین لرزه در دست باشد، مقدار حداکثر تغییر شکل یا حداکثر نیروی اینرسی یک سیستم یک درجه آزادی را می توان تعیین نمود. در این کار هیچ نیازی به تحلیل دینامیکی نیست، چون قبلاً تحلیل دینامیکی لازم در رسم طیف پاسخ به کار گرفته شده است.

بر حسب زمان تناوب طبیعی T و نسبت میرایی γ سیستم، مقادیر V ، D و A را میتوان از طیف پاسخ به دست آورد. با داشتن مقادیر فوق، و همچنین جرم و صلبیت (سختی) چانپی سیستم، می توان کمیت های حداکثر پاسخ سیستم را برای آن زلزله تعیین نمود.

به عنوان مثال تغییر شکل حداکثر سیستم برابر با:

$$u = D = \left(\frac{T}{\gamma\pi}\right)^2 V = \left(\frac{T}{\gamma\pi}\right)^2 A$$

یا مقدار حداکثر نیروی استاتیکی معادل f برابر است با:

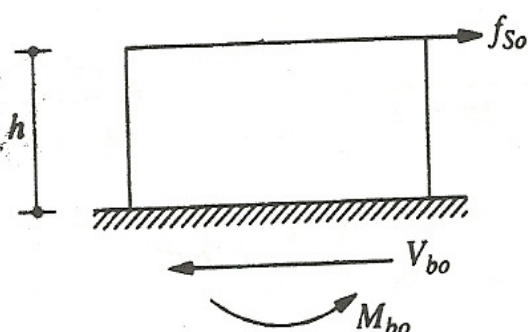
$$F = kD = mA$$

با تحلیل سازه در مقابل نیروی f ، نیروی داخلی حداکثر سازه شامل نیروی محوری، برشی، لنگر خمشی در تیرها و ستونها تحت تاثیر زمین لرزه به دست می آید.

در حالت خاص مقادیر حداکثر نیروی برشی و لنگر واژگونی در پای یک ساختمان یک طبقه برابر است با:

$$V = kD = mA$$

$$M = hV$$



مجدداً این نکته را متذکر می شویم که وجود یکی از طیف های پاسخ (تغییر شکل، شبه سرعت و یا شبه

شتاب) برای محاسبه تغییر شکل حداکثر و یا نیروهای استاتیکی معادل جانبی برای طراحی سازه کافی می باشد.

برای درک بهتر چند مثال را متذکر می شویم:

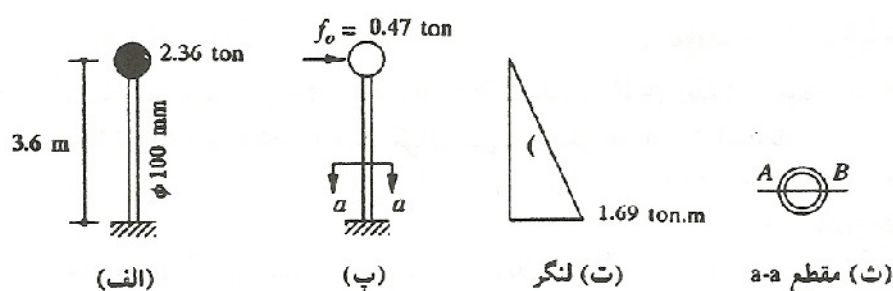
مثال ۱: یک طره قائم به ارتفاع ۳.۶ متر از لوله به وزن ۲.۳۶ تن را در بالای خود تحمل می کند. مشخصات لوله به صورت زیر است:

$$d_o = 114 \text{ mm}$$

$$d_i = 102 \text{ mm}$$

$$W = 16 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad I = 301 \text{ cm}^4 \quad t = 6 \text{ mm}$$

$$E = 200000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



با فرض میرایی ۲ درصد، تغییر شکل حداکثر و تنش های خمشی حداکثر این میله را تحت زلزله ال سترو تعیین نمایید.

$$K = 3EI / L^3$$

$$K = 38.7 \text{ kg/cm}$$

$$m = w/g$$

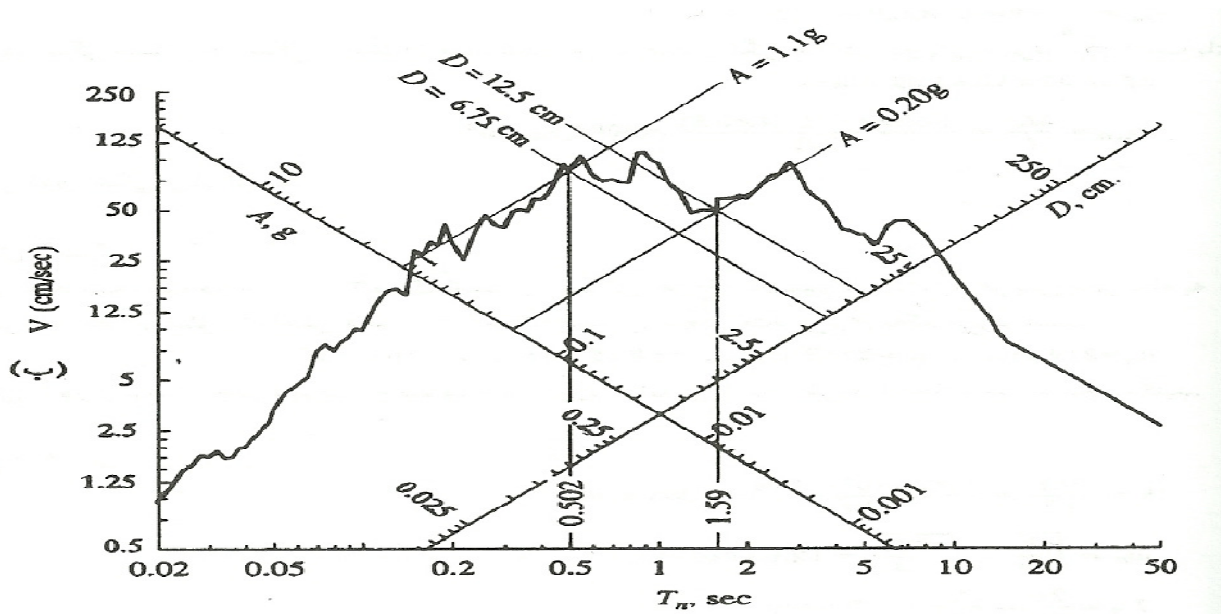
$$m = 2.41 \text{ kgf.sec}^2$$

$$\omega = 4 \frac{\text{rad}}{\text{sec}} \quad \omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{4} = 1.57 \text{ sec}$$

با استفاده از طیف طرح شکل زیر و با نسبت میرایی ۲٪ برای $T = 1.57 \text{ sec}$ ، $D = 12.5 \text{ cm}$ و $A = 0.2g$ به دست می آید. پس تغییر شکل حداکثر برابر است با:

$$u=D=12.5 \text{ cm}$$



طیف پاسخ زلزله ال سترو

مقدار حداکثر نیروی استاتیکی معادل برابر است با:

$$f=w \frac{A}{g}=.47 \text{ ton}$$

نمودار لنگر خمشی در شکل ت، نشان داده شده است. مقدار لنگر حداکثر در پای ستون برابر است با:

$$M=.47 \times 3.6=1.69 \text{ ton.m}$$

$$\sigma = \frac{Mc}{I} = \frac{1.69 \times 10^5}{3.1} (11.4 \times .5) = 3200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

ملاحظه می شود که مقدار تنش فوق خیلی بالاست.

حال مسئله قبل را با میله قوی تری بررسی میکنیم و جوابها را مورد بررسی قرار می دهیم.

مشخصات میله انتخابی در مرحله دوم:

$$d_o=219 \text{ mm} \quad d_i=202.7 \text{ mm}$$

$$I=3018 \text{ cm}^4 \quad t=8.15 \text{ mm}$$

$$K=3EI/L^3 \quad K=388 \text{ kg/cm}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \omega = 12.69 \frac{\text{rad}}{\text{sec}}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{12.69} = .5 \text{ sec}$$

با استفاده از نمودار طیف پاسخ:

$$D = 6.58 \text{ cm} \quad A = 1.1 \text{ g}$$

$$U = D = 6.58 \text{ cm}$$

$$f = \frac{A}{g} w = 1.1 \times 3.6 = 2.6 \text{ ton}$$

$$Mb = 2.6 \times 3.6 = 9.36 \text{ ton}$$

$$\sigma = \frac{Mc}{I} = \frac{9.36 \times 10^5 (21.9 \times .5)}{3018} = 3396 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

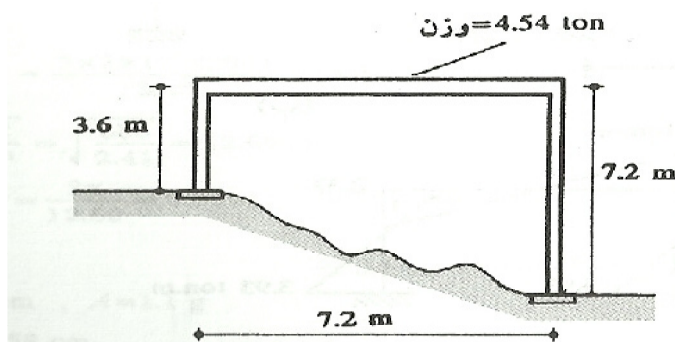
مقایسه نتایج دو تحلیل:

استفاده از لوله ۲۰۰ میلی متر به جای لوله ۱۰۰ میلی متر، هرچند که تغییر شکل جانبی را از ۱۲.۵ سانتی متر به ۶.۸۵ سانتی متر کاهش داد، لیکن بر خلاف تصور اولیه، میزان تنش را حدود ۶ درصد افزایش داد.

این مثال نشان می دهد اختلاف مهمی بین پاسخ سازه در مقابل تحریک لرزه ای و نیروی استاتیکی با مقدار ثابت دارد. در مورد نیروهای استاتیکی، با افزایش قطر پایه، انتظار می رود که مقادیر تنش تقلیل یابد. اما در مورد تحریک لرزه ای، افزایش قطر پایه باعث کاهش زمان تناوب طبیعی از ۱.۵۹ ثانیه به ۰.۵ ثانیه می شود. این کاهش زمان تناوب، باعث می شود که نیروی استاتیکی معادل f از ۴۷ تن به ۲.۶ تن افزایش یابد. این افزایش نیروی

استاتیکی معادل، افزایش اساس مقطع پایه $\left(\frac{I}{c}\right)$ را جبران می نماید و در نهایت باعث افزایش تنش به جای کاهش آن می شود.

مثال ۲: قاب نشان داده شده در زیر را در نظر بگیرید. فرض کنید ستونها با مقطع مربع ۲۵ × ۲۵



سانتیمتر و تیر با مقطع مستطیل به ابعاد 25×100 سانتی متر می باشد. با فرض نسبت میرایی ۵ درصد، تغییر شکل حداکثر و نیروی استاتیکی معادل این سازه و نیروی برشی ستونهای این سازه را به علت طیف پاسخ زلزله ال سنترو تعیین نمایید.

$$E = 2 \times 10^5 \frac{kg}{cm^2}$$

باتوجه به سختی زیاد تیر نسبت به ستون ها،

صلبیت جانبی قاب با فرض تیر صلب محاسبه می گردد.

$$k = \sum k_c = \sum \frac{12EI}{L^3} = \frac{12 \times 2 \times 10^5 \left(\frac{25^4}{12}\right)}{36.3} + \frac{12 \times 2 \times 10^5 \left(\frac{25^4}{12}\right)}{72.3}$$

$$K = 1675 + 20.9 = 1884 \frac{kg}{cm}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gk}} = 2\pi \sqrt{\frac{4540}{981 \times 1884}} = .3 sec$$

با استفاده از طیف داده شده تغییر حداکثر و نیروی برشی ستون کوتاه و بلند به دست می آید:

$$U=D=1.8 \text{ cm} \quad \text{تغییر شکل حداکثر}$$

$$A=.76 \text{ g}$$

$$V_{short} = k_{short} \times u = 1675 \times 1.80 \times 10^{-3} = 3.02 \text{ ton}$$

$$V_{long} = k_{long} \times u = 20.9 \times 1.80 \times 10^{-3} = .38 \text{ ton}$$

هر دو ستون تحت تغییر شکل جانبی یکسانی قرار دارند. ستون کوتاه به علت داشتن طلبیت (سختی) جانبی بزرگتر، تحت نیروی بزرگتری قرار می گیرد.

$$f = \left(\frac{A}{g}\right) W = .76 \times 4.54 = 3.45 \text{ ton} \quad \text{نیروی استاتیکی معادل}$$

$$V_{short} = \frac{k_{short}}{k_{total}} = \frac{1675}{1884} \times 3.45 = 3.07 \text{ ton}$$

$$V_{long} = \frac{k_{long}}{k_{total}} = \frac{209}{1884} \times 3.45 = .38 \text{ ton}$$

در این فصل نشان داده شد که چگونه می توان سازه را با استفاده از طیف پاسخ تحلیل نمود و نیروی موجود در آن را نیز محاسبه کرد.

**ضوابط تحلیل تاریخچه زمانی در آیین
نامه های مختلف**

مقدمه

ارزیابی و تحلیل رفتار سازه تحت زلزله هایی که در آینده ممکن است بوقوع بپیوندد، نیازمند شناخت و پیش بینی زلزله محتمل و خصوصیات آن در منطقه و همچنین شناخت رفتار سازه تحت این زلزله می باشد.

روش معمول مهندسی سازه در بدست آوردن این طیف استفاده از رکورد زلزله بوقوع پیوسته در امتداد یکی از جهات افقی می باشد، اما همانطور که می دانیم زلزله دارای مولفه در جهات مختلف است و استفاده از رکورد زلزله در یک جهت خاص باعث بوجود آمدن اختلاف در نتیجه می شود.

هر زلزله دارای ۳ مولفه انتقالی می باشد که، مستقیماً از شتابنگار ها بدست می آید. همچنین سه مولفه دیگر زلزله که وابسته به ابعاد پی و سازه بوده و از روی سه مولفه انتقالی بدست می آید، حرکت های چرخشی و گهواره ای هستند که می توانند در پاسخ سازه ای نقش داشته باشند، یکی از دلایلی که آیین نامه ها، ۵ درصد پیچش تصادفی را در تحلیل لرزه ای در نظر می گیرند، همین مسئله است.

در آیین نامه های مختلف پیشنهاد هایی را در جهت تحلیل سازه های مهم تحت مولفه های زلزله پیشنهاد کرده اند که در بخش بعد بدان اشاره خواهد شد.

بر اساس ضوابط آیین نامه برای سازه های منظم، کوتاه و با اهمیت کم، تحلیل دو بعدی و تحت زلزله در یک جهت کافی می باشد. اما در سازه های نامنتظرن، بلند و پراهمیت مانند سد ها، پل ها و نیروگاه های اتمی حتماً باید تحلیل سه بعدی بر اساس تمامی مولفه های زلزله انجام شود. در این حالت بهترین روش، تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی سه بعدی تحت زلزله هایی است که در آن منطقه اتفاق افتاده است و منطبق بر طیف طرح منطقه می باشد.

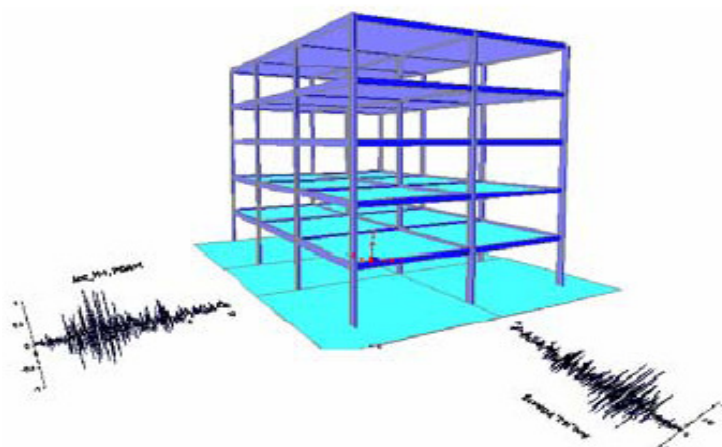
۵-۱- ضوابط آیین نامه ها در تحلیل دینامیکی سازه ها :

در زیر به بررسی ضوابط و توصیه های آیین نامه های مختلف در تحلیل سازه ها می پردازیم.

۵-۱-۱ آیین نامه ۲۸۰۰

در روش تاریخیچه زمانی حداقل سه زوج شتابنگاشت متناسب با منطقه لازم است که کلیه این شتاب ها به مقدار حداکثر خود مقیاس می شوند، بدین معنی که شتاب حداکثر همه آن ها برابر $1g$ باشد (بند ۲-۴-۱-۴-۱). سپس طیف پاسخ هر زوج شتابنگاشت با استفاده از روش SRSS با یکدیگر ترکیب شده است و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته شود. در این حالت ضریب مقیاس (که در شتابنگاشت های مورد نظر ضرب می گردد) چنان انتخاب می شود که متوسط طیف های ترکیبی در محدوده دوره تناوب های $0.2T$ و $1.5T$ در هیچ حالت کمتر از $1/4$ برابر مقدار نظیر آن در طیف استاندارد نباشد.

بعد از مقیاس شتابنگاشت ها، هر زوج شتابنگاشت به طور همزمان در دو جهت عمود بر یکدیگر در امتداد های اصلی سازه، به آن اثر داده می شود. در شکل (۱) بازتاب های سازه به صورت تابعی از زمان تعیین می شوند. بازتاب نهایی سازه در هر لحظه زمانی برابر با حداکثر بازتاب های بدست آمده از تحلیل با سه زوج شتاب نگاشت مورد نظر خواهد بود.



شکل ۵-۱- بازتاب های سازه به صورت تابعی از زمان

همچنین بر اساس آیین نامه اگر به جای سه شتابنگاشت از هفت شتابنگاشت جهت تحلیل استفاده شود می توان متوسط مقادیر بازتاب را به عنوان بازتاب نهایی سازه در نظر گرفت. (بند ۲-۴-۳-۱)

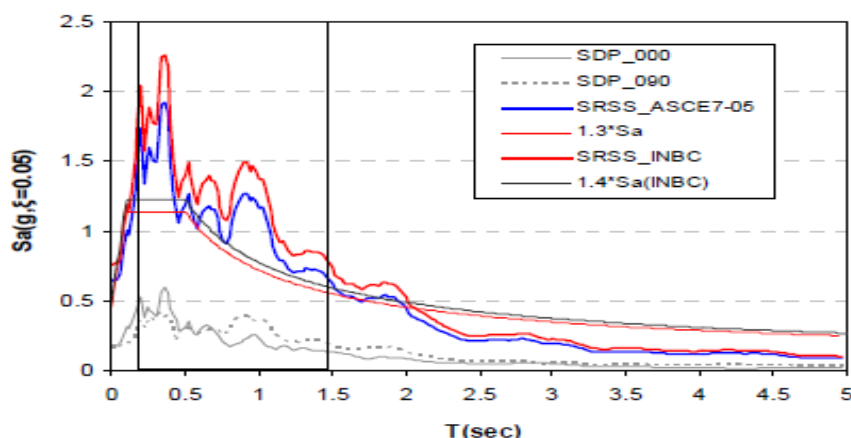
در روش فوق اثر پیچش و پیچش تصادفی با در نظر گرفتن برون مرکزی نیروی جانبی واقعی طبقه و همچنین برون مرکزی اتفاقی به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یکسو و نیروی ناشی از مولفه پیچشی زلزله از سوی دیگر در نظر گرفته می شود که در هر دو جهت برابر ۵ درصد بعد ساختمان در آن جهت است.

همانطور که اشاره شد با مقیاس نمودن ماکزیمم شتاب هر دو مولفه به مقدار یکسان ، سعی شده است که اثر زاویه ورودی مولفه های زلزله در آن حذف گردد . همچنین این آیین نامه با در نظر گرفتن ضریب ۱.۴ برابر طیف آیین نامه ، حاشیه ایمنی بیشتری در ارتباط با تحلیل چند جهته ایجاد میکند . در آیین نامه های دیگر این ضریب تا حدی کاهش داده شده است.

۵-۱-۲ آیین نامه ۵-۷-ASCE

بر اساس آیین نامه ASCE تحلیل تاریخچه زمانی سازه ها بر پایه ضوابط زیر صورت می گیرد:

در تحلیل دو بعدی دینامیکی تاریخچه زمانی سازه ها ، حداقل سه رکورد زلزله افقی لازم است که بر مبنای تاریخچه زلزله در منطقه و یا بطور مصنوعی تولید می شوند. در تحلیل سه بعدی لازم است حداقل سه زوج رکورد زلزله افقی یا مصنوعی منطبق بر طیف به نحوی مقیاس گردند که میانگین مجذور مربعات طیف پاسخ مولفه های آن ها (SRSS) از ۱۰ درصد ۱/۲ برابر طیف پاسخ طراحی در محدوده ۲۰ درصد و ۱۵۰ درصد دوره



تناوب اصلی سازه کمتر نشود . در شکل (۲) طیف برابند بدست آمده بر اساس دو آیین نامه ASCE و ۲۸۰۰ برای زلزله Landers با یکدیگر مقایسه شده اند.

شکل (۲-۵): مقایسه طیف برابند بر اساس دو آیین نامه ASCE و ۲۸۰۰ برای زلزله Landers

اساس آیین نامه ۲۸۰۰ به طور قابل ملاحظه ای بالاتر از طیف استاندارد است ، به نظر می رسد که ضوابط ارائه شده در آیین نامه ۲۸۰۰ در تحلیل تاریخیچه زمانی تا حد زیادی محافظه کارانه باشد به همین دلیل این ضوابط در آیین نامه های ۷-۰۵ ASCE و سایر آیین نامه ها مورد استفاده قرار می گیرد. در این آیین نامه ها ضریب ۱.۴ تا حدی تعدیل شده است و هم چنین طیف برآیند و ضرایب مقیاس پایین تری نسبت به آیین نامه ی ۲۸۰۰ خواهند داشت.

اگر همانند آیین نامه ۲۸۰۰، ۷ رکورد زلزله جهت تحلیل استفاده گردد می توان مقدار میانگین نیروهای داخلی و تغییر مکان بدست آمده را مبنا قرار داد. در حالی که اگر تعداد رکورد کمتر از این مقدار باشد ، مقادیر ماکزیمم بدست آمده ملاک طرح خواهد بود.. (بند ۲-۴-۳-۱)

۵-۱-۳- آیین نامه UBC ۱۹۹۷

برای تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی ، شتابنگاشت افقی باید منطبق بر طیف آیین نامه و یا طیف منطقه باشد و به طور کلی مولفه قائم از ضرب مولفه افقی زلزله در بدست می آید ، مگر اینکه مطالعات منطقه (پارامتر نزدیکی گسل $N_a > 1$ باشد) عدد دیگری را نشان دهد.

در تحلیل سه بعدی لازم است حداقل سه زوج رکورد زلزله افقی یا مصنوعی منطبق بر طیف به نحوی مقیاس شوند که میانگین مجذور مربعات طیف پاسخ مولفه های آن ها (SRSS) از ۱۰ درصد ۱.۴ برابر طیف پاسخ طراحی در محدوده ۲۰ درصد و ۱۵۰ درصد دوزده تناوب اصلی سازه کمتر نشود. در این حالت به طور همزمان دو مولفه افقی با در نظر گرفتن اثرات پیچش به سازه اعمال می گردد.

۵-۱-۴ آیین نامه IBC ۲۰۰۳

به طور کلی ترکیب مولفه های زلزله در تحلیل های مختلف در این آیین نامه از آیین نامه ۷-۰۵ ASCE تبعیت می کند و این آیین نامه ضوابط جداگانه ای را در این مورد معرفی نمی کند.

۵-۱-۵ آیین نامه Euro code ۸-۱۹۹۸

این آیین نامه ، جهت تحلیل تاریخیچه زمانی برای سازه های منظم ، اعمال شتابنگاشت در یک جهت را کافی می داند، اما برای تحلیل سازه های منظم و بلند باید مولفه های افقی به طور همزمان به سازه اعمال گردد. در

مورد مقیاس کردن شتابنگاشت ها آیین نامه مربوط به ساختمان ها اشاره خاصی نکرده است ولی در آیین نامه مربوط به پلها آیین نامه توصیه می کند که ضریب مقیاس به نحوی انتخاب شود که ترکیب SRSS طیف آن ها از ۱.۲ برابر طیف طراحی کمتر نشود.

در صورت عدم دسترسی به شتابنگاشت های طبیعی می توان از شتابنگاشت های مصنوعی که منطبق بر طیف آیین نامه باشد استفاده کرد. پاسخ سازه با اعمال شتابنگاشت ها به صورت مستقل به سازه و با ترکیب SRSS یا مودی، بدست می آید. در این حالت برش پایه استاتیکی مقیاس می شود. در سازه های با دهانه بیش از ۲۰ متر، تیرهای طره ای، اعضای بتنی پیش تنیده و نیروهای حمال ستون ها و هم چنین اعمال شتابنگاشت قائم همراه با مولفه های افقی الزامی می باشد و به صورت زیر مقیاس می گردد:

برای سازه های با دوره تناوب کمتر از ۰.۱۵ ثانیه ۰.۷، سازه های با دوره تناوب بیش از ۰.۵ ثانیه ۰.۵ و برای سازه های با پریود مابین از درون یابی استفاده میشود. در این حالت تنها عضو مورد نظر به همراه اعضای متصل به آن تحت بار قائم قرار می گیرد و برای کل سازه در نظر گرفتن این مولفه لازم نیست.

۵-۱-۶- آیین نامه FEMA ۳۶۸(NEHRP)

این ضوابط از لحاظ تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی با آیین نامه ASCE ۷-۰۵ مشابه است.

۵-۱-۷- مقایسه ضوابط آیین نامه ها در انتخاب رکورد های زلزله

تقریباً در تمام آیین نامه ها تفاوت چندانی بین انتخاب رکورد زلزله در یک جهت و چند جهت وجود ندارد. استفاده از شتابنگاشت یکسان در دو جهت زلزله قابل قبول نمی باشد. حتی آیین نامه ASCE ۴-۹۸/استفاده از یک شتابنگاشت در دو جهت را با وجود تاخیر فاز در یک جهت جایز نمی داند. در جدول (۱) ضوابط آیین نامه های طراحی در زمینه انتخاب رکورد های زلزله که در تحلیل چند جهته مورد استفاده قرار می گیرند با یکدیگر مقایسه شده اند.

در این جدول خانه های پر شده بیانگر ملاک انتخاب در آیین نامه مورد نظر می باشد. همانطور که از جدول مشخص شده است، آیین نامه ASCE ۴-۹۸ با سایر آیین نامه ها تفاوت مشخصی دارد که در آن شکل طیفی و

وابستگی رکورد های زلزله به یکدیگر ملاک انتخاب قرار گرفته است، در حالی که در سایر موارد انتخاب رکورد زلزله بر مبنای مشخصات گسل و فاصله آن تا محل و همچنین نوع خاک منطقه انجام می گیرد.

زاویه ورودی شتابنگاشت	نوع شتابنگاشت	حداقل تعداد رکورد های زلزله وابستگی مولفه های زلزله	شکل طیفی	مدت زمان زلزله	نوع خاک منطقه	مکانیزم گسل	فاصله تا گسل	شدت زلزله	آیین نامه ها
	طبیعی-مصنوعی ^۳	۲(۷) ^۱			✓	✓	✓	✓	۲۸۰۰
زاویه بحرانی	طبیعی-مصنوعی ^۳	۲(۷)				✓	✓	✓	ASCE ۷-۰۵
جهات اصلی سازه	طبیعی-مصنوعی ^۲	۱	✓	✓	✓	✓			ASCE ۴-۹۸
زاویه بحرانی	طبیعی-مصنوعی ^۳	۲(۷)				✓	✓	✓	FEMA ۳۶۸
جهات اصلی سازه	طبیعی-مصنوعی ^۲	۲(۷)			✓	✓	✓	✓	ECS
زاویه بحرانی	طبیعی-مصنوعی ^۳	۲(۷)				✓	✓	✓	IBC ۲۰۰۳
زاویه بحرانی	طبیعی-مصنوعی ^۳	۲(۷)				✓	✓	✓	UBC ۹۷

۱- با استفاده از سه رکورد زلزله مقادیر ماکزیمم استفاده از ۷ رکورد میانگین نتایج معیار خواهد بود

۲- هر کدام از سه حالت می توانند به عنوان شتابنگاشت مورد استفاده قرار بگیرد.

۳- تنها در صورت موجود نبودن رکورد طبیعی استفاده از شتابنگاشت مصنوعی مجاز است.

همچنین اختلافی بین آیین نامه ها در استفاده از رکورد های مصنوعی زلزله و اصلاح شتابنگاشت های طبیعی وجود دارد. در حالیکه آیین نامه های ۲۸۰۰، ASCE ۷-۰۵، ASCE ۴-۹۸ و FEMA ۳۶۸ و IBC استفاده از زلزله های واقعی را توصیه می کنند و استفاده از رکورد های مصنوعی را در صورت نبود رکوردهای طبیعی مجاز می داند، آیین نامه ECS، استفاده از رکورد های مصنوعی یا طبیعی را به طراح واگذار می کند. در هر صورت در تولید شتابنگاشت های مصنوعی، باید اثر وابستگی رکوردهای زلزله دیده شود.

در مورد وابستگی رکوردهای زلزله تنها آیین نامه ۴-۹۸ ASCE ضابطه ای دارد که باید مولفه های زلزله که مورد استفاده قرار می گیرند مستقل از یکدیگر باشند. در این حالت اشاره می کند که برای استقلال دو مولفه از یکدیگر، ضریب همبستگی دو مولفه باید کمتر از ۰.۳ باشد. در مورد استقلال مولفه های زلزله در بخش های بعد توضیحات بیشتری ارائه خواهد شد و در مورد زاویه اعمالی مولفه های شتابنگاشت ها، آیین نامه ها ۲۸۰۰، ۴-۹۸ ASCE و EC۸ توصیه می کنند که مولفه های رکورد زلزله در جهات اصلی به سازه اعمال شوند اما توضیحی در مورد اینکه جهات اصلی برای سازه نا منظم چگونه تعیین می شوند نداده است.

سایر آیین نامه های مورد بررسی، تنها اعمال شتابنگاشت ها در زاویه بحرانی را مجاز می داند. در این حال برای بدست آوردن زاویه بحرانی معمولاً جهت مولفه های زلزله را با زوایای ۱ یا ۵ درجه می چرخانند و پاسخ را در هر زاویه بدست آورده و ماکزیمم آن را ملاک قرار می دهند.

بعد از تحلیل سازه تحت شتابنگاشت های زلزله، برآیند پاسخ سازه در دو جهت با ظرفیت سازه مقایسه و ملاک ارزیابی نهایی قرار خواهند گرفت. همچنین در آیین نامه اشاره شده است که اگر سه رکورد زلزله جهت تحلیل استفاده گردد، پاسخ ماکزیمم و اگر ۷ رکورد جهت تحلیل استفاده شود، متوسط پاسخ ها ملاک ارزیابی خواهد بود.

۵-۲- انتخاب و مقیاس کردن رکورد های زلزله

به طور کلی انتخاب رکورد های زلزله بر مبنای دو پارامتر عمده انتخاب می شود.

سناریوی زلزله (به معنای انتخاب رکورد زلزله) بر مبنای مشخصات گسل و منطقه

مشخصات طیف منطقه و مدت زمان زلزله

در هر صورت اولین معیار انتخاب رکورد زلزله برای تحلیل چند جهته، داشتن چند مولفه برای آن رکورد است. دوم بحث محتوای فرکانسی است که بستگی به دوره فرکانس ارتعاشی سازه دارد که مورد تحلیل قرار می گیرد. برای مثال برای سازه های با دوره تناوب بالا تعداد رکورد های مناسب کاهش می یابد. سوم نحوه ثبت رکورد زلزله و فیلتر کردن است که تنها مربوط به رکوردها برای تحلیل چند جهته نبوده و برای رکوردهای تک جهته نیز صادق است.

۵-۲-۱- انتخاب رکوردها بر اساس پارامترهای زلزله

بر اساس ضوابط آیین نامه ها در انتخاب رکوردهای زلزله بر اساس پارامترهای زلزله ، سه پارامتر اصلی که عبارتند از بزرگای ، فاصله تا گسل و خاک منطقه را باید ملاک انتخاب قرار داد ، زیرا بسیاری از مهمترین خواص زلزله مانند محتوای فرکانسی ، دامنه و شکل طیفی و مدت زمان زلزله به این سه پارامتر وابسته اند . شرایط خاک منطقه بر اساس سرعت موج برشی در بالاترین لایه خاک تعیین می شود . به جای انتخاب رکوردهای زلزله که در خاک منطقه ثبت شده باشد می توان از رکورد های ثبت شده بر روی سنگ بستر که با استفاده از توابع انتقالی به رکورد های در خاک منطقه تبدیل می شوند استفاده کرد . یکی دیگر از معیارهای انتخاب رکورد زلزله تابع اپسیلون $S(Ti)$ است که بیانگر شکل طیف در نزدیکی Ti است . در حالی که مقادیر مثبت $S(Ti)$ بیانگر پیک طیف نسبت به نقاط مجاور است . مقدار منفی آن بیانگر پایین تر بودن طیف نسبت به نقاط دیگر مجاور می باشد . در حالیکه این پارامتر یکی دیگر از پارامتر های انتخاب مکانیزم گسل است ، پیشنهاد شده است که می توان این پارامتر را در نظر نگرفت مگر اینکه با در نظر گرفتن این پارامتر بتوان تعداد بیشتری رکورد زلزله را مورد استفاده قرار داد .

در هر حال اگر سطح خطر در یک منطقه بر اساس طیف طرح آیین نامه تعیین گردد ، انتخاب رکورد های زلزله بر اساس شرایط گسل عملاً غیر ممکن خواهد بود ، مگر اینکه پارامتر های زلزله بر اساس طیف طرح تعریف شوند .

۵-۲-۲- انتخاب رکورد ها بر اساس طیف طرح منطقه و مدت زمان زلزله

همانطور که اشاره شد اگر سطح خطر زلزله برای یک منطقه بر اساس طیف طرح استاندارد مشخص شده باشد ، انتخاب رکورد ها بر اساس طیف منطقه بسیار راحت تر از انتخاب بر اساس پارامتر های زلزله خواهد بود . با این حال از آنجا که مدت زمان زلزله به بزرگای و فاصله تا گسل بستگی دارد ، استفاده از معیار زمان به عنوان پارامتر انتخاب برای چنین منطقه ای عملاً ممکن نخواهد بود .

محققان راه های مختلفی برای انتخاب رکورد های زلزله بر اساس طیف پیشنهاد کردند با این حال استفاده از روش حداقل مجذور مربعات برای انتخاب رکورد زلزله استفاده می شود. رابطه ای به این منظور استفاده می شود که در زیر آمده است.

$$D_{rms} = \frac{1}{N} \sqrt{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Sa_R(T_i)}{PGA_R} - \frac{Sa_T(T_i)}{PGA_T} \right)^2} \quad (1-5)$$

در روابط فوق، $Sa_R(T_i)$ و $Sa_T(T_i)$ به ترتیب طیف پاسخ شتاب رکورد زلزله و طیف هدف در پریود T_i ، $PGAR$ و $PGAT$ ماکزیمم شتاب زلزله و شتاب طیف پاسخ در $T=0$ و N تعداد پریود های نوسانی انتخاب شده می باشد. روابط دیگری نیز برای در نظر گرفتن دوره تناوب های مشخص پیشنهاد شده است که خارج از بحث می باشد. در تحلیل های غیر خطی به دلیل افزایش دوره تناوب سازه پیشنهاد میشود که بازه طیف برای $\sqrt{\mu\Delta T_i}$ ، T_m در نظر گرفته می شود که در آن T_m پریود ماکزیمم مواد ارتعاشی و $\mu\Delta$ ضریب شکل پذیری است. $\sqrt{\mu\Delta T_i}$ مربوط به دوره تناوب موثر است که در طراحی بر مبنای تغییر مکان تعریف می شود.

بر اساس تحقیقات صورت گرفته نشان داده شده است که انتخاب رکورد های زلزله بر اساس طیف طرح به پراکندگی کمتری در نتایج منجر خواهد شد که از این لحاظ بر انتخاب رکورد های زلزله بر اساس پارامتر های زلزله ارجحیت دارد. در این حالت تعداد کمتری رکورد زلزله برای ارزیابی سازه مورد نیاز است.

محققان در بحث تعداد سیکل های موثر و مدت زمان زلزله هنوز به جمع بندی واحدی نرسیده اند. در عین حال تاثیر تعداد سیکل های موثر بر پاسخ سازه تا حد زیادی به شاخص در نظر گرفته شده بستگی دارد، به عنوان مثال پارامتر خرابی که در بتن مسلح در نظر گرفته می شود تا حد زیادی به تعداد سیکل های موثر وابسته است. همچنین این پارامتر در مدلسازی مصالحی که با افزایش سیکل های بارگذاری افت مقاومت پیدا میکنند تاثیر گذار است، البته معمولاً این نوع مدلسازی کار چندان راحتی نخواهد بود. همچنین نشان داده شده است که وابستگی کمی بین مدت زمان زلزله و تعداد سیکل های موثر وجود دارد و اگر وابستگی این دو پارامتر و تاثیر آن بر روی رفتار سازه وجود داشته باشد در این صورت نتیجه می شود که در نظر گرفتن چنین پارامتری در انتخاب رکوردهای زلزله ضروری خواهد بود.

بر اساس تحقیقات انجام گرفته پاسخ سازه با انتخاب رکورد های زلزله بر اساس سازگاری با طیف پاسخ، نسبت به انتخاب بر مبنای سناریوی زلزله بر اساس بزرگا، فاصله تابع اپسیلون و دوره تناوب اصلی سازه، به ضریب تغییرات کمتری منجر می شود. در این حالت به منظور رسیدن به پاسخ نهایی سازه به تعداد رکورد کمتری نیاز خواهد بود.

۵-۲-۳- روش های محاسبه طیف برآیند مولفه های رکورد زلزله

به طور کلی چهار روش مقیاس کردن رکورد های زلزله پیشنهاد شده است که عبارتند از:

(۱) میانگین هندسی، (۲) میانگین حسابی، (۳) پوش طیفی که برابر است با مقدار ماکزیمم طیف پاسخ هر مولفه و (۴) SRSS

$$Sa_{GMxy}(T) = \sqrt{Sa_x(T) \cdot Sa_y(T)} \quad (2) \quad (2-5)$$

$$Sa_{AMxy}(T) = \frac{Sa_x(T) + Sa_y(T)}{2} \quad (3) \quad (3-5)$$

$$Sa_{SRSSxy}(T) = \sqrt{Sa_x^2(T) + Sa_y^2(T)} \quad (4) \quad (4-5)$$

استفاده از میانگین هندسی توسط محققان نسبت به سایر روش ها توصیه شده است. علی رغم این در آیین نامه ها استفاده از روش SRSS جهت تعیین برآیند طیفی توصیه شده است.

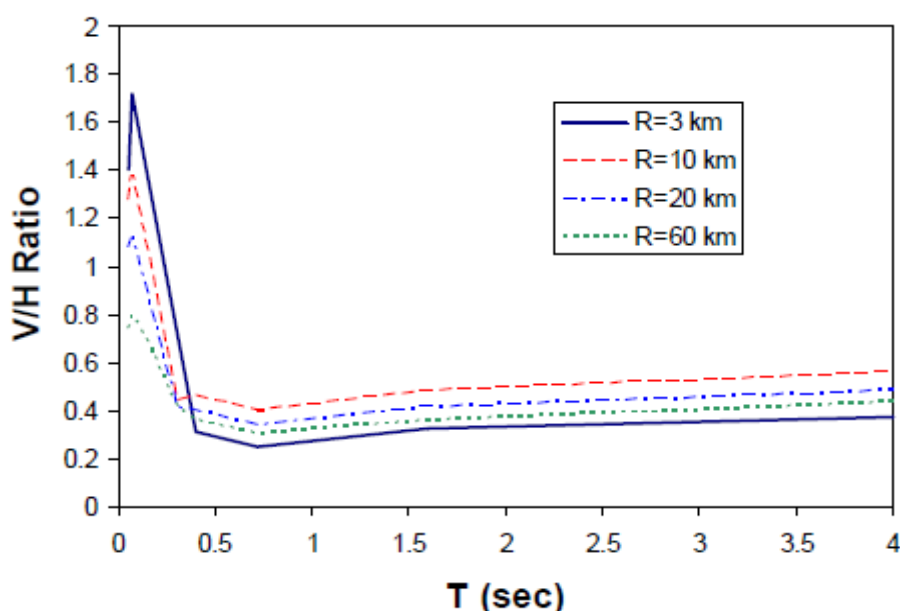
۵-۲-۴- اثر مولفه قائم زلزله

به طور کلی می توان گفت مولفه قائم زلزله در تحلیل توسط بسیاری از مهندسان در نظر گرفته نمی شود. زیرا اولاً مقدار آن کوچک می باشد، دوم خود سازه برای بار $1g$ که توسط بار های قائم به سازه اعمال می شود طرح می گردد و سوم معمولاً پیک شتاب قائم منطبق بر پیک مولفه افقی زلزله قرار ندارد و در یک فاز نیستند. با این حال مهندسین به عنوان یک قانون سرانگشتی که در آیین حال مهندسین به عنوان یک قانون سرانگشتی که در آیین نامه UBC نیز آمده مولفه!! قائم را $\frac{2}{3}$ مولفه افقی در نظر می گیرند. با این وجود در مناطق نزدیک به

منبع زلزله این تقریب صادق نمی باشد و ممکن است طیف پاسخ مولفه قائم از مولفه افقی بیشتر شود. در شکل ۳-۵ نسبت حداقل مولفه قائم زلزله به مولفه افقی رسم شده است. از این نمودار کاملاً مشخص است که حداکثر نسبت پاسخ قائم به افقی در دوره تناوب بین ۰.۰۵ تا ۰.۱۵ ثانیه اتفاق می افتد. که با افزایش دوره تناوب به شدت کاهش می یابد و برای دوره تناوب بالاتر از ۰.۳ ثانیه به کمتر از ۰.۵ کاهش می یابد. بنابراین نسبت $\frac{2}{3}$ ذکر شده برای دوره تناوب های بالا منطقی به نظر نمی رسد و کمتر از آن است.

به طور کلی بجز در تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی که اثر مولفه قائم به طور همزمان در نظر گرفته می شود، اثر مولفه قائم زلزله را می توان به صورت زیر گرفت که در آیین نامه ASCE ۷ نیز آمده است:

$$E = Q_E \pm 0.2 S_{DS} D$$



شکل (۳-۵) اثر زلزله قائم

در رابطه فوق Q_E نیروی اعضای ناشی از مولفه های افقی زلزله و $SDS D$ نیروی ناشی از مولفه قائم زلزله است که SDS طیف شتاب طراحی برای دوره تناوب ۰.۲ ثانیه و D نیروی بوجود آمده در عضو تحت بار مرده است.

۵-۳- بررسی مولفه های زلزله و همبستگی آن ها

به طور کلی هر زلزله که به عنوان تابع ورودی به پی وارد می شود ، دارای سه مولفه مستقل که مولفه های انتقالی آن می باشد و سه مولفه چرخشی است این مولفه ها از روی مولفه های انتقالی و ابعاد پی و یکسری مشخصات منطقه بدست می آید و در موارد خاص مورد استفاده قرار می گیرند.

۵-۳-۱- همبستگی مولفه های زلزله و جهات اصلی

هر رکورد زلزله دارای جهات اصلی می باشد که مولفه های زلزله در آن راستا ها از یکدیگر مستقل خواهند شد. اگر ax, ay, az به ترتیب دو مولفه افقی و قائم زلزله در راستای x, y, z باشند، می توان جهات اصلی را چنان تعیین کرد که همبستگی مولفه های آن از بین برود. ماتریس مجذور شدت زلزله را می توان به صورت زیر تعریف کرد :

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (6-5)$$

در این ماتریس آرایه غیر صفر بیانگر وجود همبستگی بین دو مولفه مربوط است . همبستگی دو مولفه بوسیله پارامتر ضریب همبستگی تعریف می شود که برابر است با :

$$Q_{ij} = \frac{\sigma_{ij}}{(\sigma_{ii} \cdot \sigma_{jj})^{0.5}} \quad (7-5)$$

که در آن :

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{S} \int_0^S a_i(t) \cdot a_j(t) \cdot dt \quad (8-5)$$

و S مدت زمان زلزله است. ضریب همبستگی بین صفر و یک متغیر است و ضریب ۱ به معنای همبستگی کامل دو مولفه می باشد .

رابطه بین مولفه زلزله در جهات اصلی با جهات X ، Y و Z به صورت زیر است :

$$\begin{Bmatrix} a_1(t) \\ a_2(t) \\ a_3(t) \end{Bmatrix} = \Phi^T \begin{Bmatrix} a_x(t) \\ a_y(t) \\ a_z(t) \end{Bmatrix} \quad (9-5)$$

که در آن Φ ماتریس بردارهای ویژه است .

۵-۳-۲ اثر زاویه اعمال شتابنگاشتها

همانطور که گفته شد ، مولفه های انتقالی زلزله شامل دو مولفه افقی و یک مولفه قائم است و همانطور که در بخش ۴-۱ شرح داده شد می توان جهات اصلی را برای مولفه های زلزله تعیین کرد . براساس تحقیقات انجام شده استفاده از روش طیفی پاسخ سازه تحت رکورد های زلزله در جهات اصلی آن منجر به پاسخ ماکزیمم سازه خواهد شد با این وجود هنوز نتیجه قطعی برای زاویه بحرانی اعمال شتابنگاشتها در تحلیل تاریخیچه زمانی سازه تحت زلزله وجود ندارد در عین حال بنا بر تحقیقات انجام گرفته زاویه بحرانی براساس یک شاخص خاص برای زلزله های مختلف متفاوت است و همچنین بر اساس یک زلزله خاص برای شاخص های مختلف خرابی نیز متفاوت خواهد بود . همچنین پاسخ ماکزیمم سازه بر اساس زاویه بحرانی می تواند به اندازه ی قابل توجهی بیشتر از اعمال شتابنگاشتها در جهات اصلی باشد با توجه به موارد مذکور بهترین گزینه جهت تحلیل چند جهته سازه تحت رکوردهای مختلف اعمال شتابنگاشتها در زاویه های مختلف و تصمیم گیری در مورد پاسخ ماکزیمم پاسخ سازه خواهد بود .

فصل ششم

بررسی عددی روشهای مختلف تحلیل

مقدمه

در این فصل قصد داریم تمامی نکات گفته شده در فصل های گذشته را در قالب مثالی کاربردی و عددی بررسی مورد بررسی قرار دهیم.

می خواهیم دو گروه کلی سازه ها را شامل سازه منظم و سازه نامنظم را تحت انواع تحلیل قرار دهیم و با توجه به نوع تحلیل ، نتایج را با یکدیگر مقایسه کنیم .

۶- معرفی سازه

سازه ها از نظر پلان به دو گروه منظم و نامنظم می باشد و از نظر تعداد طبقات به سه گروه ۵ طبقه ، ۱۰ طبقه ، ۱۵ طبقه تقسیم میشوند. نوع سیستم مهاربندی در دو جهت قاب سازه به همراه دیوار برشی متوسط می باشد محل احداث شهر تهران و خاک نوع II می باشد.

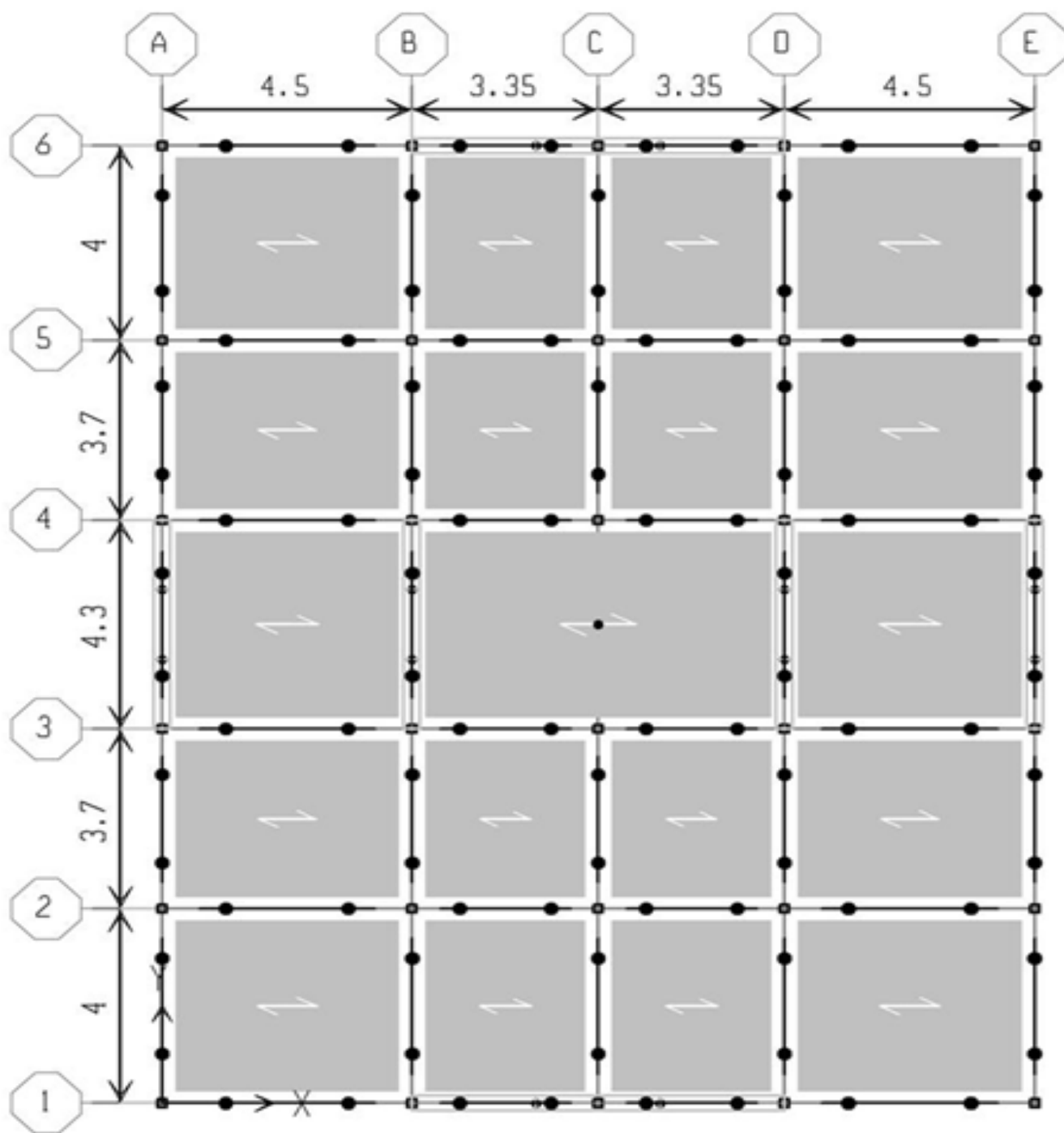
ارتفاع طبقات ۳/۳ متر و سقف از نوع کامپوزیت می باشد.

این ساختمان ها در برابر زلزله طرح (با احتمال وقوع ۱۰٪ در ۵۰ سال) به صورت استاتیکی معادل ، دینامیکی طیفی و دینامیکی تاریخچه زمانی با استفاده از نرم افزار ETABS تحلیل و پردازش اصلاح مقادیر بازتابها (همپایه کردن برش پایه) نتایج بدست آمده از هر سه روش مقایسه خواهد شد.

در راه انتخاب شتاب نگاشت هادر تحلیل تاریخچه زمانی، شتاب نگاشت های خام را مورد پردازش قرار داده و تصحیحاتی از قبیل اصلاح خط و پایه و اصلاح باند فرکانس روی آنها صورت میگیرد.

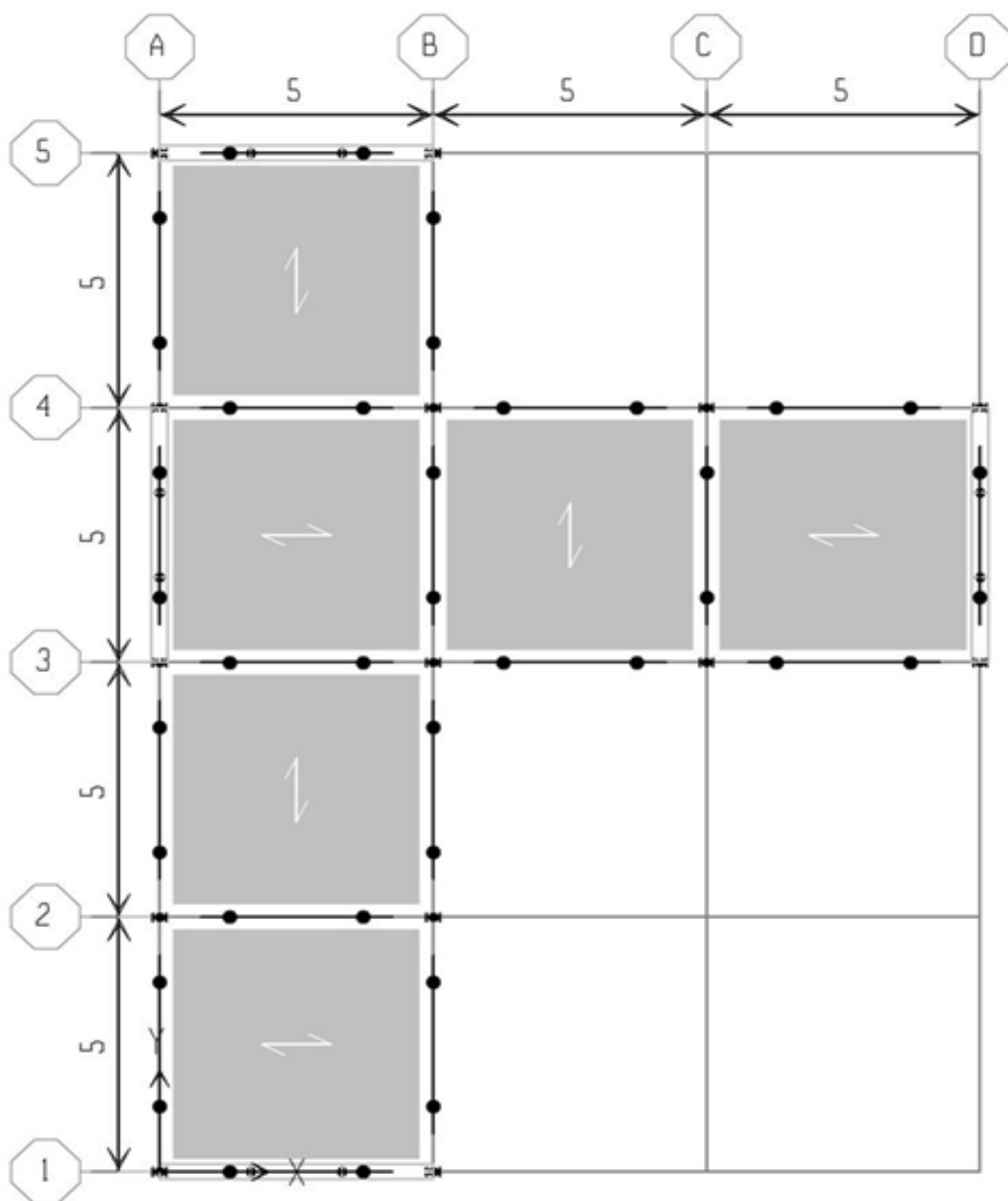
برای پردازش شتاب نگاشتها از نرم افزار (seismo signal) استفاده کرده ام.

پلان معماری سازه منظم:



شکل (۱-۶) پلان سازه منظم

پلان معماری سازه نامنظم:



شکل (۶-۲) پلان سازه نامنظم

۶-۲ تحلیل استاتیکی معادل :

ضریب زلزله :

$$V = C.W \quad , C = \frac{A.B.I}{R}$$

A: شتاب مبنای طرح

A=۰/۳۵ شهر تهران

B: ضریب بازتاب ساختمان

$$\begin{aligned} T_s &= ۰/۱ \\ T_s &= ۰/۵ \text{ II خاک} \\ S &= ۱/۵ \end{aligned}$$

زمان تناوب :

سازه های ۵ طبقه

$$T_y T_x = ۰/۰۵(H)^{\frac{2}{3}} = ۰/۰۵(۱۶/۵)^{\frac{2}{3}} = ۰/۴۰۹$$

سازه های ۱۰ طبقه

$$T_y T_x = ۰/۰۵(H)^{\frac{2}{3}} = ۰/۰۵(۳۳)^{\frac{2}{3}} = ۰/۶۸۸$$

سازه های ۱۵ طبقه

$$T_y T_x = ۰/۰۵(H)^{\frac{2}{3}} = ۰/۰۵(۴۹/۵)^{\frac{2}{3}} = ۰/۹۳۳$$

ضریب بازتاب سازه ها :

سازه های ۵ طبقه

$$T_x < T_x T_y < T_s$$

$$B_x = B_y = S + 1 = 1/5 + 1 = 2/5$$

سازه های ۱۰ طبقه

$$T_x, T_y > T_s$$

$$B_x, B_y = (S + 1) \left(\frac{1/5}{\sqrt{6.88}} \right)^2 = 2/0.2$$

سازه های ۱۵ طبقه

$$T_x, T_y > T_s$$

$$B_x, B_y = (S + 1) \left(\frac{1/5}{\sqrt{9.33}} \right)^2 = 1/6.49$$

I: ضریب اهمیت سازه ها

با توجه به کاربرد سازه ها I=1

R: ضریب رفتار

$$R_x = R_y = 1$$

جدول ضریب زلزله

تعداد طبقات	A	B	I	R	C
طبقه ۵	۰.۳۵	۲.۵	۱	۷	۰.۱۲۵
طبقه ۱۰	۰.۳۵	۲.۰۲	۱	۷	۰.۱۰۱
طبقه ۱۵	۰.۳۵	۱.۳۴۹	۱	۷	۰.۰۸۲۴

نکته: سازه ۱۵ طبقه دارای $T > ۰/۷$ می باشد و مطابق آیین نامه باید نیروی شلاقی در تراز بام به مقدار F_t زیر به

سازه اعمال کرد:

$$F_t = ۰/۰۷ * T * V$$

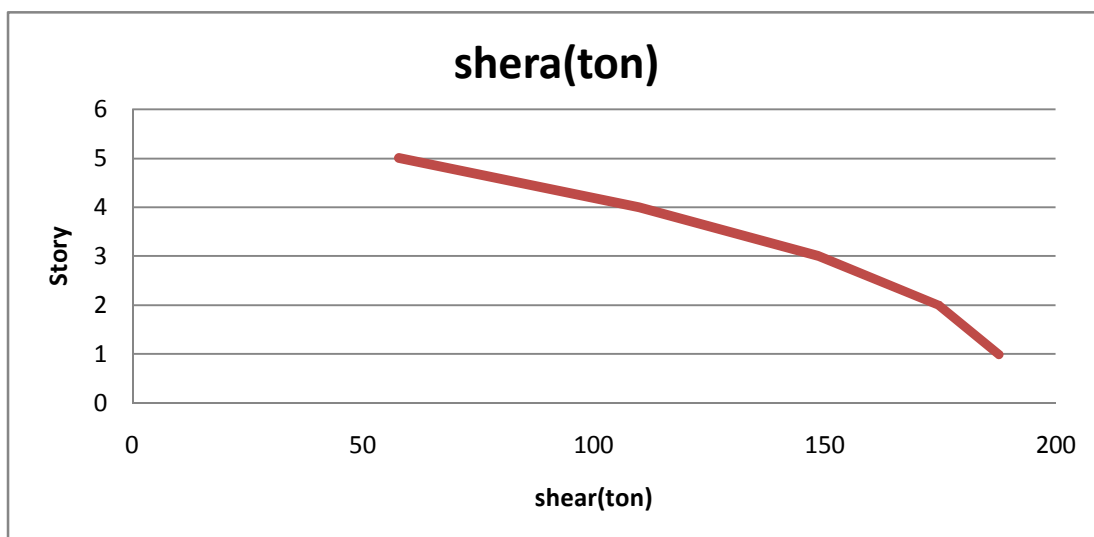
۶-۲-۱ نتایج آنالیز استاتیکی سازه های منظم:

تحلیل استاتیکی در سازه های منظم بسیار مرسوم است و بیشترین کاربرد تحلیل استاتیکی نیز در همین گروه سازه ها می باشد. در این قسمت می خواهیم نتایج تحلیل در سازه های منظم و با تعداد طبقات متفاوت را بررسی نماییم.

پس از انجام مدل سازی و بار گذاری سازه در سازه های منظم، نتایج خروجی آنها را با یکدیگر مقایسه می کنیم.

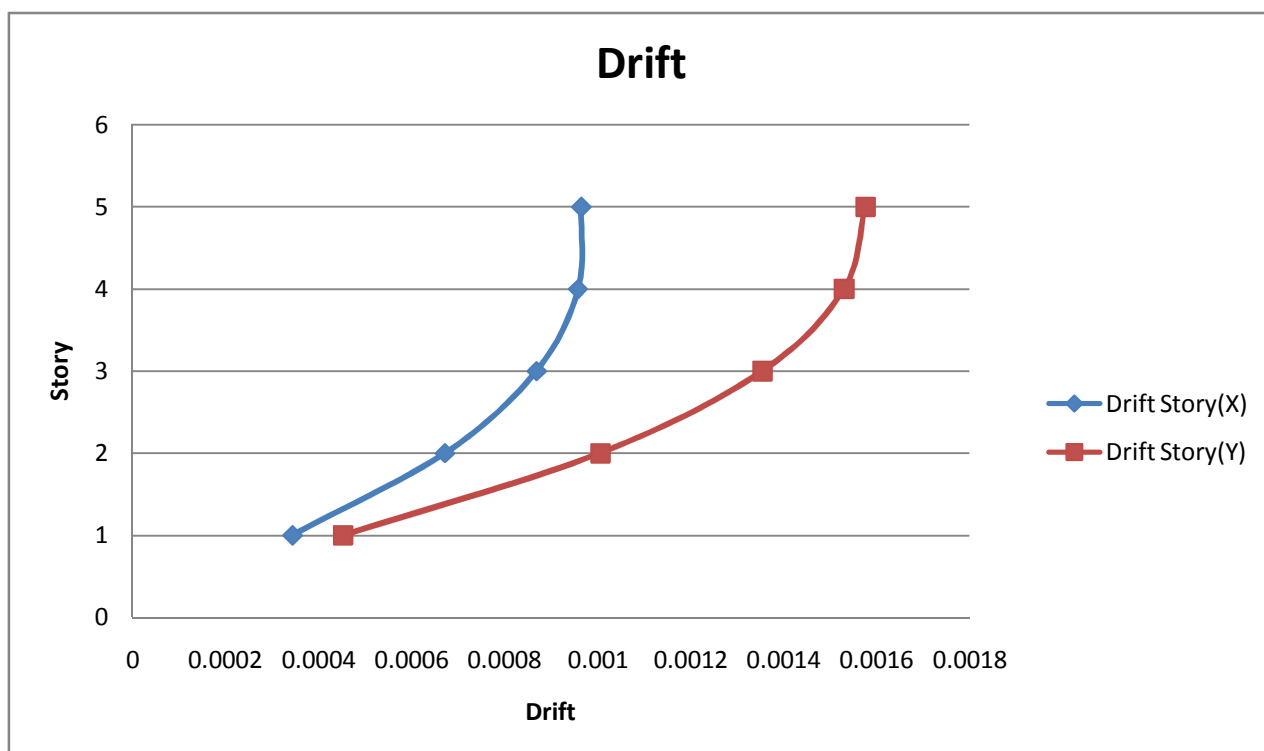
بررسی نتایج تحلیل سازه ها در بحث نیروی برشی پایه و طبقات و تغییر مکان نسبی طبقات می باشد.

۶-۲-۱-۱ سازه ۵ طبقه:



شکل (۶-۳) مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۵ طبقه منظم (تحلیل استاتیکی)

این نمودار بیانگر مقدار نیروی برش در طبقات می باشد و نشان می دهد هر چه ارتفاع افزایش یابد با توجه به نوع توزیع زلزله در تحلیل استاتیکی معادل مقدار نیرو کمتر می شود.

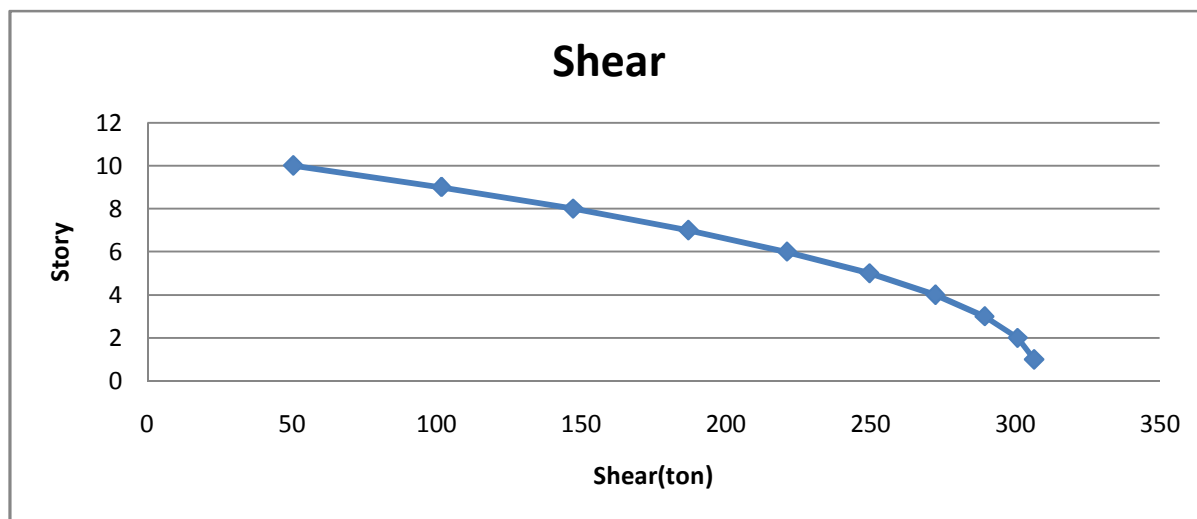


شکل (۴-۶) جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۵ طبقه منظم

این نمودار مقدار جابجایی نسبی طبقات را در دو جهت نشان می دهد. همانطور که مشاهده می شود تغییر مکان نسبی ماکزیمم در طبقه چهارم در دو جهت رخ داده است. همچنین با توجه به متفاوت بودن سختی در دو جهت سازه، تغییر مکان جانبی در دو جهت با یک دیگر متفاوت خواهد بود.

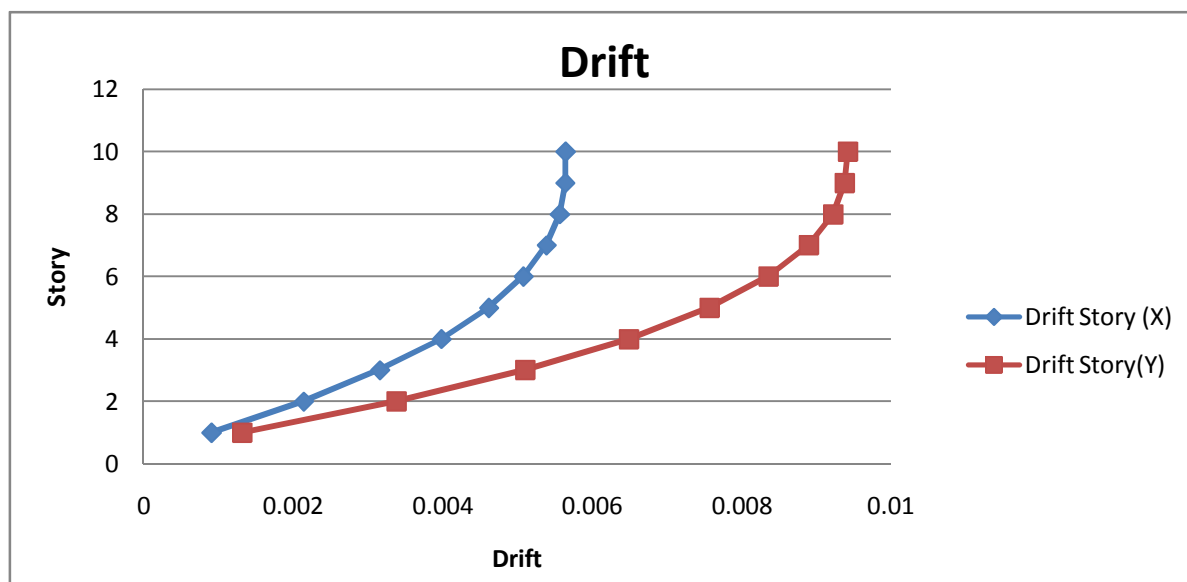
۶-۲-۱-۲ سازه ۱۰ طبقه :

نتایج تحلیل استاتیکی در سازه ۱۰ طبقه منظم و بررسی نتایج تحلیل استاتیکی این سازه به شرح زیر است.



شکل (۵-۶) مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۱۰ طبقه منظم

این نمودار نیز بیانگر توزیع نیروی زلزله در طبقات می باشد، با افزایش ارتفاع از نیرو زلزله کاسته می شود.

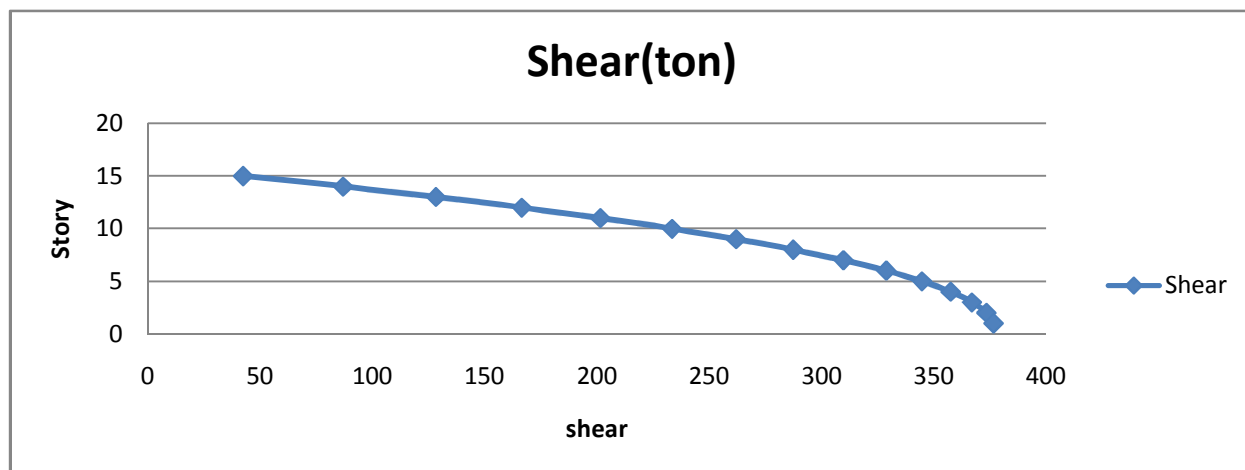


شکل (۶-۶) جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۱۰ طبقه منظم

این نمودار بیانگر تغییر مکان جانبی نسبی در طبقات می باشد که با توجه به نمودار این طور تفسیر می گردد تغییر مکان ماکزیمم در طبقه هشتم رخ داده است.

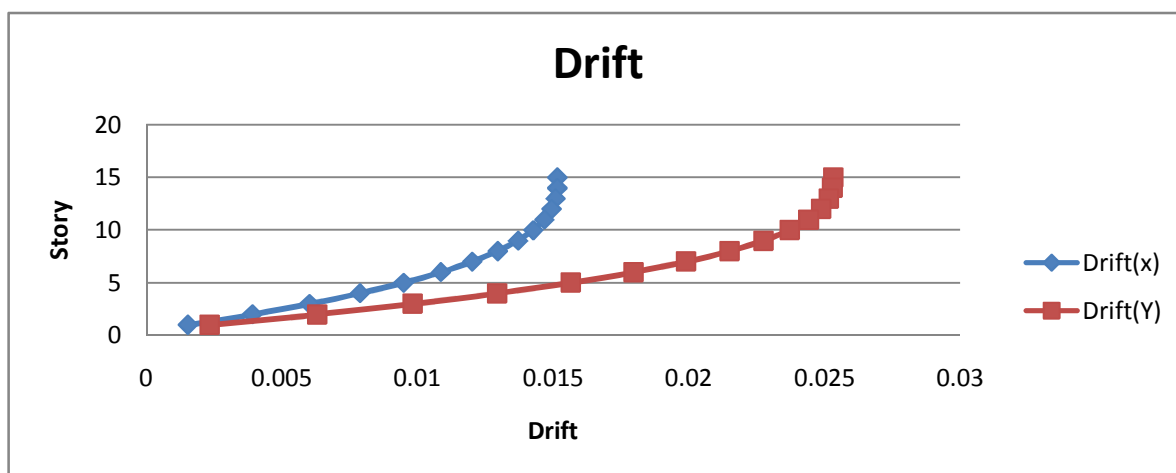
۶-۲-۱-۳ سازه ۱۵ طبقه:

از نکات مهم امروزه مهندسين بررسی نتایج تحلیل در سازه ها با ارتفاع زیاد می باشد. بررسی نتایج تحلیل استاتیکی سازه های مرتفع و مقایسه آن بادیگر تحلیل ها می تواند نتایج مفیدی برای انتخاب نوع تحلیل در سازه ها را بدهد. در اینجا می خواهیم نتایج خروجی تحلیل سازه ۱۵ طبقه منظم را در غالب نمودار بررسی کنیم.



شکل (۶-۷) مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۱۵ طبقه منظم

توزیع نیروی برشی در طبقات تحت بارهای استاتیکی که نشان می دهد با افزایش ارتفاع از مقدار نیروی برشی پایه کاسته می شود.



شکل (۶-۸) جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۱۵ طبقه منظم

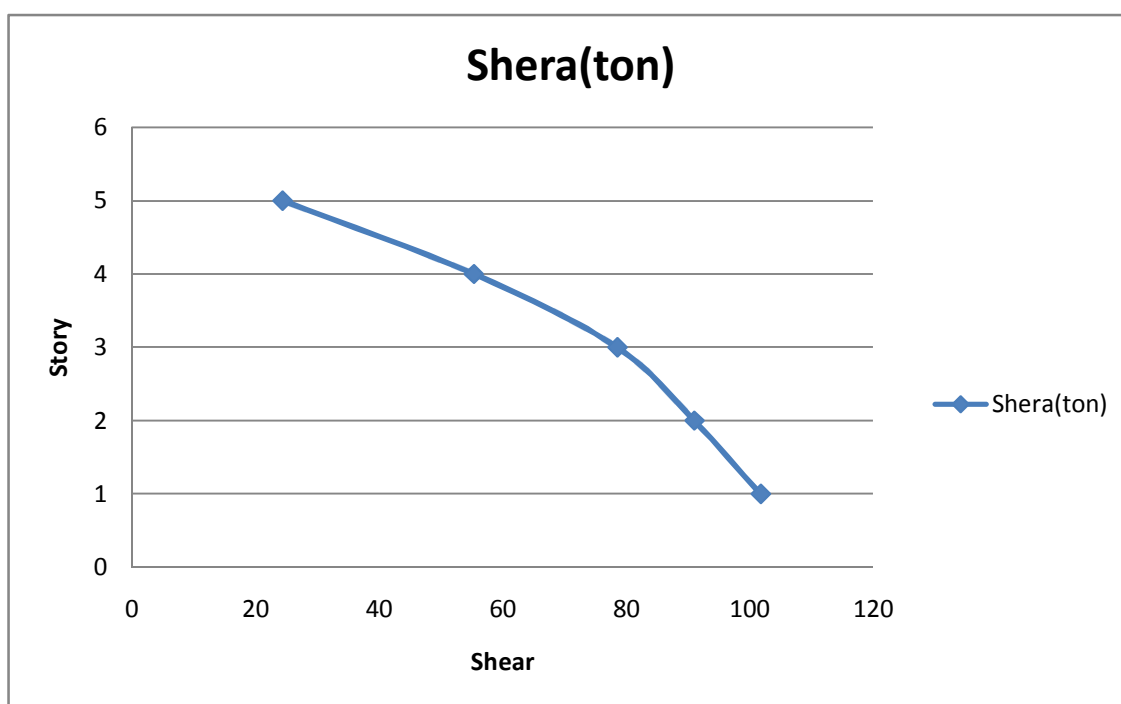
با بررسی نمودار مشخص می شود که تغییر مکان نسبی ماکزیمم در طبقه ۱۳ رخ داده است و همچنین با توجه به سازه موجود تغییر مکان نسبی در جهت Y بیشتر شده است نسبت به جهت X.

۶-۲-۲ نتایج آنالیز استاتیکی سازه های نامنظم:

در این بخش از فصل قصد داریم سازه های نامنظم و با ارتفاع های متفاوت را مورد بررسی قرار داده و نتایج تحلیل استاتیکی این سازه ها را با یکدیگر مقایسه کنیم.

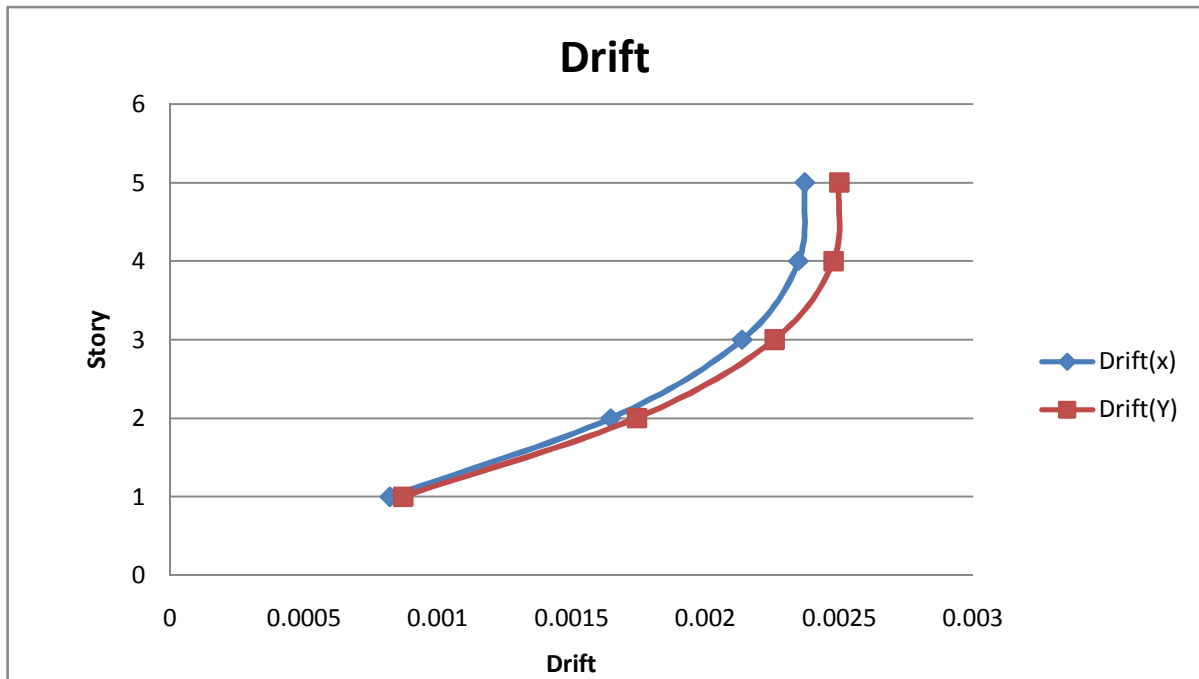
استفاده از کدام یک از تحلیل های موجود و تفاوت نتایج تحلیل در سازه های نامنظم بسیار حائز اهمیت می باشد. مقایسه نتایج تحلیل استاتیکی با سایر تحلیل ها می تواند علت مجاز نداشتن آیین نامه برای تحلیل سازه های نامنظم مرتفع را از این نوع تحلیل اثبات نمود.

۶-۲-۲-۱ سازه ۵ طبقه نامنظم:



شکل (۶-۹) مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۵ طبقه نامنظم

در تحلیل استاتیکی سازه ها همان طور که در بخش سازه های منظم بررسی شد از نیروی زلزله هر چه به سمت بالا میرویم کاسته می شود. که این موضوع می تواند از نکات ضعف این تحلیل باشد زیرا با توجه به نامنظمی سازه ممکن است نیروی برشی در طبقات بالاتر ماکزیمم شود، علت این نوع توضیح را این طور می توان تفسیر کرد که در تحلیل استاتیکی تنها یک مود خطی در نظر گرفته می شود و همین موضوع باعث می شود هر چه به ارتفاع می رویم از نیروی برشی کاسته می شود.



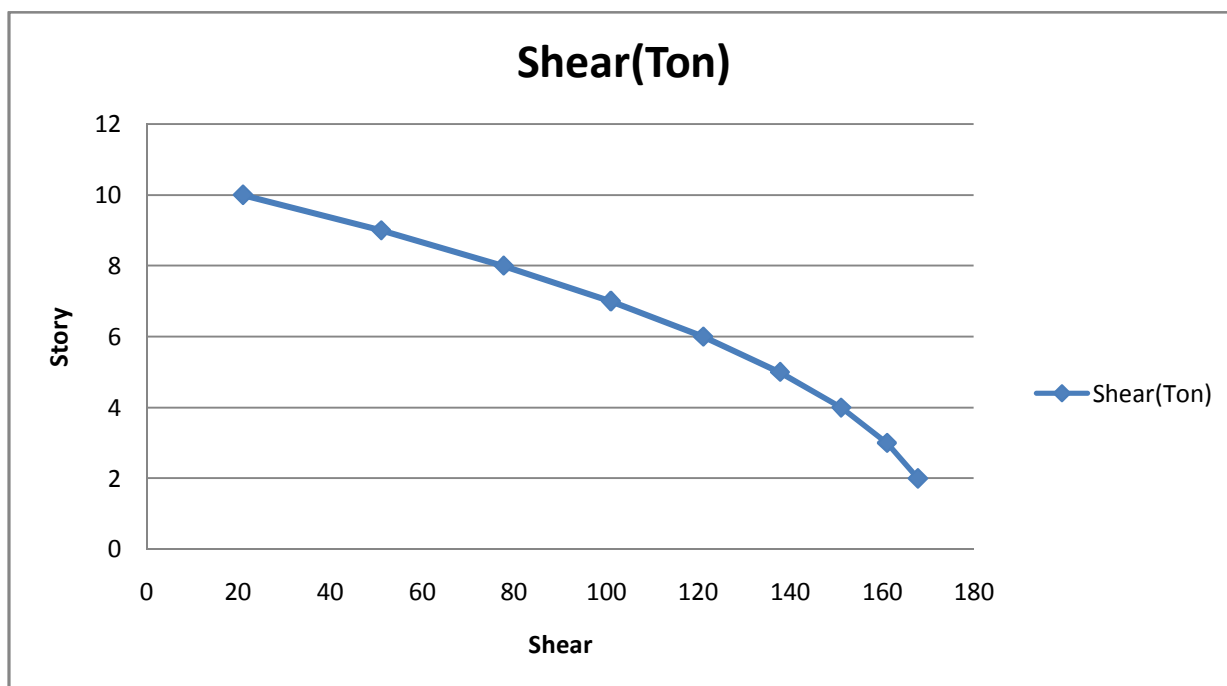
شکل (۶-۱۰) جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۵ طبقه نامنظم

این نمودار مقدار جابجایی نسبی طبقات در سازه ۵ طبقه نامنظم در دو جهت x و y را نشان می دهد.

تغییر مکان نسبی ماکزیمم در این سازه نامنظم در طبقه چهارم رخ داده است.

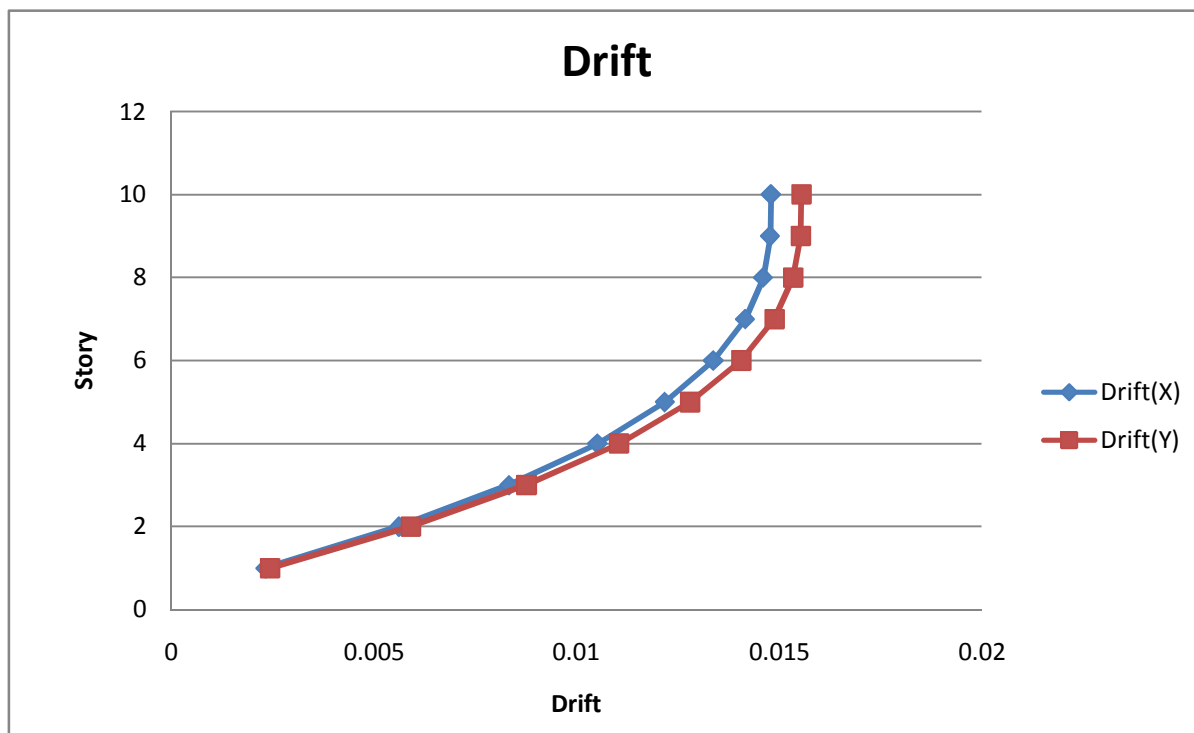
۶-۲-۲-۱۰ طبقه نامنظم:

استفاده از تحلیل استاتیکی در سازه های ۱۰ طبقه نامنظم طبق آیین نامه مجاز نیست، بررسی نتایج این نوع تحلیل در سازه ۱۰ طبقه نامنظم می تواند علت این موضوع را بهتر بیان کند.



شکل (۶-۱۱) مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۱۰ طبقه نامنظم

توزیع نیروی زلزله همان طور که مشاهده می شود با توجه به تحلیل استاتیکی به صورت خطی به سمت بالا کاسته شده است که این موضوع می تواند از نقاط ضعف تحلیل استاتیکی در سازه های نامنظم را نشان دهد زیرا توضیح دقیقی از نیروها را در ارتفاع نشان نمی دهد.

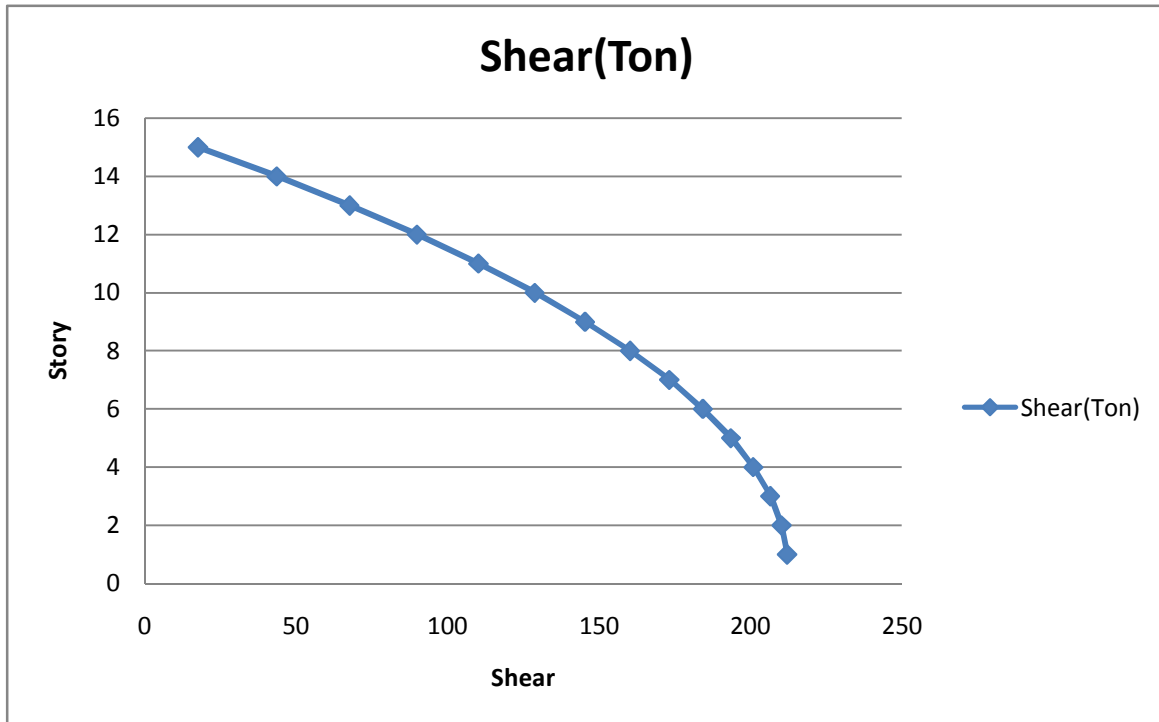


شکل (۶-۱۲) جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۱۰ طبقه نامنظم

این نمودار مقدار جابجایی طبقات در سازه ۱۰ طبقه نامنظم را نشان می دهد، همان طور که از نمودار تفسیر می گردد تا طبقه سوم تغییر مکان نسبی در دو جهت با یکدیگر برابر بوده و از طبقه سوم به بعد با توجه به نوع سازه تغییر مکان نسبی در جهت Y بیشتر شده است نسبت به جهت X.

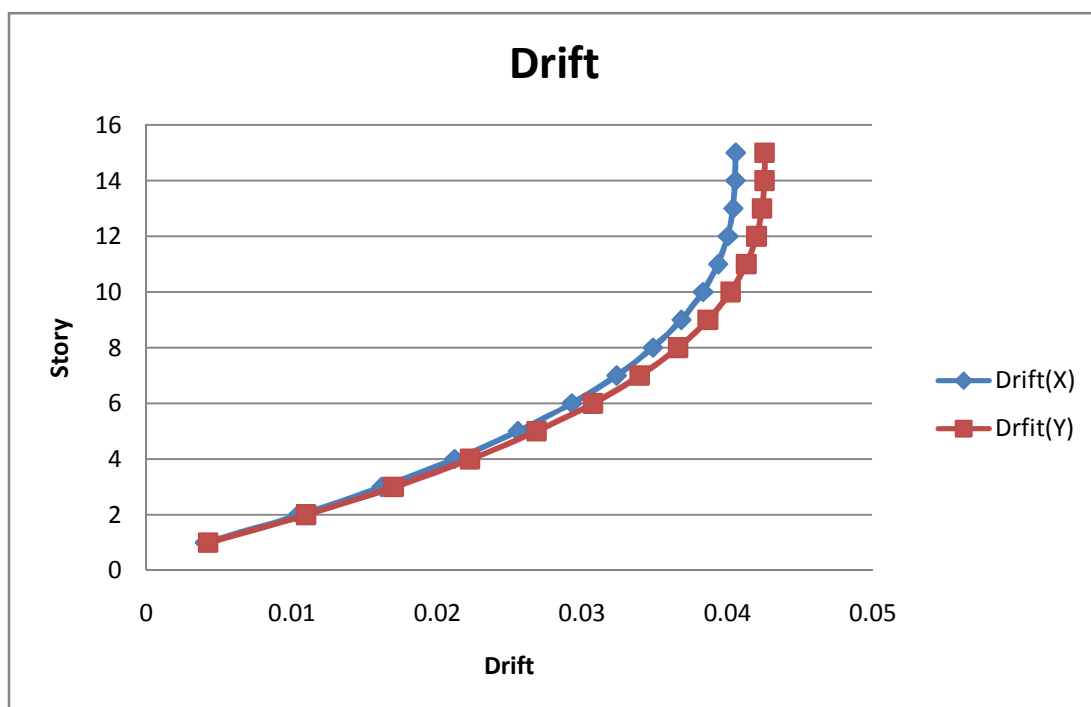
۶-۲-۳ سازه ۱۵ نامنظم طبقه:

همانطور که قبلاً ذکر شد اسفاده از تحلیل استاتیکی در سازه ۱۵ طبقه نامنظم مجاز نمی باشد. بررسی رفتار این نوع سازه ها می تواند علت این موضوع را بهتر نشان دهد.



شکل (۶-۱۳) مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۱۵ طبقه نامنظم

با توجه به نمودار موجود علت مجاز ندانستن تحلیل استاتیکی در سازه های نامنظم مرتفع را نحوه توزیع نیروی برشی می توان جستجو کرد. که همانند یک مد خطی ساده در نظر گرفته شده است که این موضوع در سازه های نامنظم کاملاً متفاوت خواهد بود.



شکل (۶-۱۴) جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۱۵ طبقه نامنظم

با توجه به نمودار این سازه تحت تحلیل استاتیکی قرار گرفته است و تغییر مکان نسبی ماکزیمم در طبقه ۱۲ رخ داده است.

۶-۳ تحلیل به روش طیفی (شبه دینامیکی):

در بارگذاری طیفی به علت در دست نبودن طیف ویژه ساختگاه، درجه اهمیت سازه (۳)، استفاده از طیف استاندارد آیین نامه ۲۸۰۰ کفایت می کند و فقط کافی است این طیف برای ساختمان مورد نظر مقیاس شود.

نکته: طبق بند ۲-۴-۲-۴ آیین نامه ۲۸۰۰ برای ساختمان های نامنظم باید برش استاتیکی و دینامیکی معادل سازه می شوند. یعنی اگر برش پایه دینامیکی از برش پایه استاتیکی کمتر باشد باید طیف بازتاب طرح در نسبت برش پایه استاتیکی به دینامیکی ضرب شود

بارگذاری طیفی بنابر آیین نامه ۲۸۰۰ انجام میشود. طیف متناظر با پریود ارتعاشی خاک از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$B = \begin{cases} 1 + S \left(\frac{T}{T_s} \right) & , \quad 0 \leq T \leq T_s \\ S + 1 & , \quad T_s \leq T \leq T_s \\ (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & , \quad T \geq T_s \end{cases}$$

$$II \text{ خاک} \begin{cases} T_s = 0.1 \\ T_s = 0.5 \\ S = 1.0 \end{cases}$$

$$B(T) = \begin{cases} 1 + \frac{1}{0.5 \left(\frac{T}{0.1} \right)} & , \quad 0 \leq T \leq 0.1 \\ \frac{2}{0.5} & , \quad 0.1 \leq T \leq 0.5 \\ \frac{2}{0.5 \left(\frac{0.5}{T} \right)^{\frac{2}{3}}} & , \quad T \geq 0.5 \end{cases}$$

برای ایجاد طیف استاندارد لازم است که ضریب طیف که همان $\frac{AI}{R}$ می باشد در مقادیر طیف بازتاب ساختمان (B) ضرب شود. که در این ضریب $A=0.35g$ و g شتاب ثقل زمین است.

این ضریب به صورت زیر بدست می آید :

$$\left(S_a / g \right) = \frac{A.B.I}{R}$$

شتاب طیفی : S_a

$$\frac{A.B.I}{R} = \frac{0.35 \times 9/81 \times 1}{\sqrt{\quad}} = 0.490 \frac{m}{sec^2} \quad \text{یا} \quad 49/0 \frac{cm}{sec^2}$$

۶-۳-۱ بررسی کفایت مدهای در نظر گرفته شده در تحلیل :

بر طبق بند ۲-۴-۲-۲ آیین نامه ۲۸۰۰ (تعداد مدهای نوسان) در هر یک از دو امتداد اصلی ساختمان باید حداقل سه مد اول نوسان یا تمام مدهای نوسان با زمان تناوب بیشتر از ۰/۴ ثانیه و یا تمام مد های نوسان که مجموع جرم موثر در آن ها بیشتر از ۹۰ درصد جرم کل سازه است ، هر کدام که تعدادشان بیشتر است ، در نظر گرفته شود.

ضمناً برای ترکیب اثر مدهای نوسان به دلیل نزدیکی مقادیر پیرودها به هم (بر هم کنش مدها) از روش CQC یا همان ترکیب مربعی کامل استفاده شده است.

جدول کفایت مدها:

تعداد مد	سازه ها
۱۵	۵ طبقه
۳۰	۱۰ طبقه
۴۵	۱۵ طبقه

۴-۶ آنالیز نتایج تحلیل دینامیکی:

در تحلیل دینامیکی برش طبقات در دو جهت با یکدیگر متفاوت خواهد بود. علت این امر از انجاست که

سختی سازه در دو جهت با یکدیگر متفاوت می باشد. و در تحلیل دینامیکی این تفاوت سختی در نتایج

تحلیل تاثیر گزار می باشد

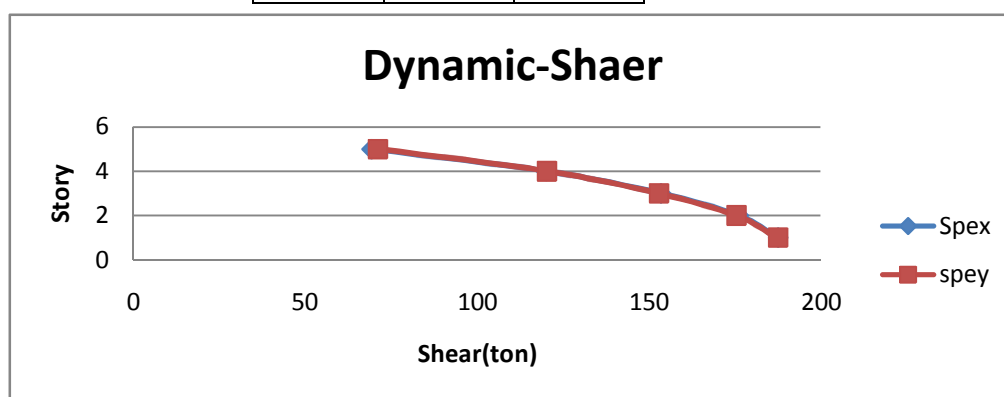
۴-۶-۱ سازه های منظم

۴-۶-۱-۱ سازه ۵ طبقه:

در جدول مقابل مقدار نیروی برشی ناشی از تحلیل دینامیکی طبقات را پس از هم پایه کردن با نیروی

برشی پایه استاتیکی نشان می دهد.

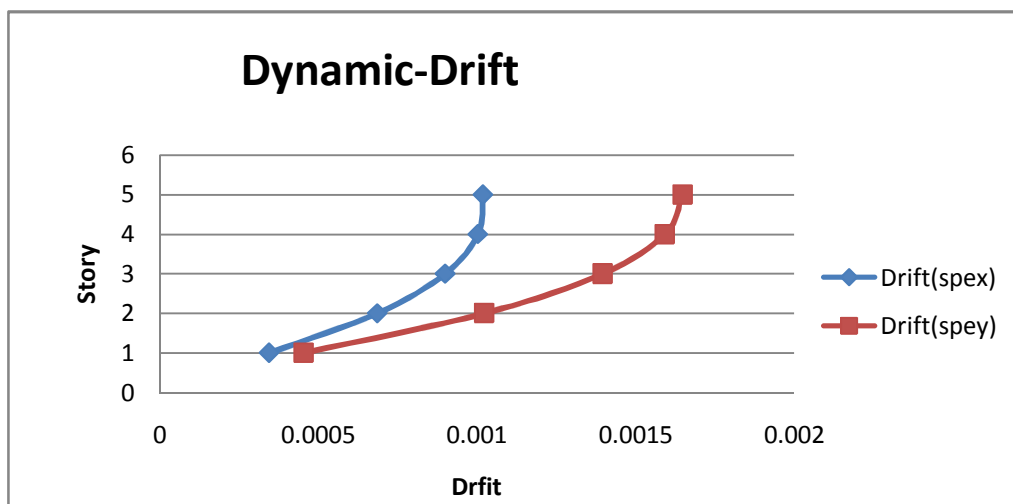
Story	spex	spey
5	69.32	71.14
4	120.1	120.4
3	153.6	152.9
2	176.2	175.5
1	187.6	187.6



شکل (۴-۱۵) مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۵ طبقه منظم

این نمودار بیگانگر مقدار برش پایه در طبقات بعد از هم پایه کردن را نشان می دهد. با مقایسه اعداد موجود در

نمودار و تحلیل استاتیکی مشخص می شود که نتایج این دو تحلیل در سازه ۵ طبقه منظم تفاوت چندانی ندارد.



شکل (۶-۱۶) جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۵ طبقه منظم

این نمودار بیانگر مقدار جابه جایی نسبی در طبقات تحت بارهای دینامیکی در دو جهت می باشد.

همانند نیروی برشی پایه، تفاوت چندانی بین تحلیل استاتیکی معادل و تحلیل دینامیکی طیفی در سازه ۵ طبقه منظم وجود ندارد.

این موضوع می تواند اثباتی باشد بر صحت آیین نامه که تحلیل سازه منظم را تحت تحلیل استاتیکی معادل را مجاز می داند.

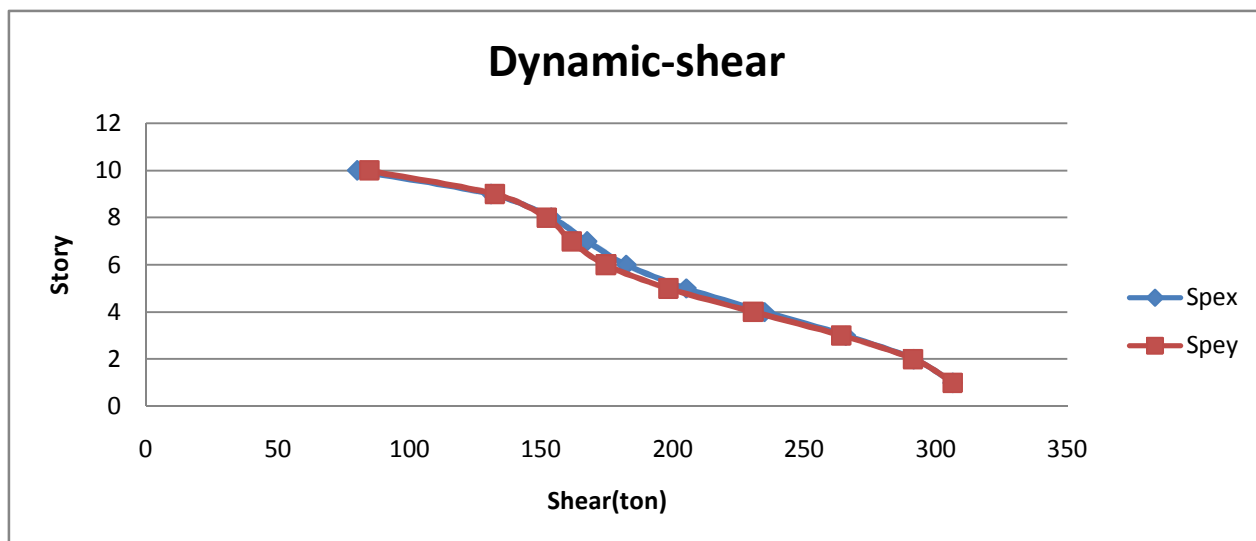
۶-۴-۱-۲ سازه ۱۰ طبقه:

استفاده از تحلیل دینامیکی طیفی در سازه های مرتفع در آیین نامه توصیه شده است، این موضوع را می توان این

طور تفسیر کرد که توزیع نیروی زلزله در تحلیل دینامیکی با استفاده از تعداد مد بیشتری انجام می پذیرد و

نتایج منطقی تری را ارائه می دهد.

story	spex	spey
10	80.22	84.78
9	131.1	132.5
8	154	152.2
7	167.6	161.7
6	182.5	174.7
5	205.3	198.4
4	235	230.7
3	265.9	264.2
2	291.6	291.5
1	306.5	306.5

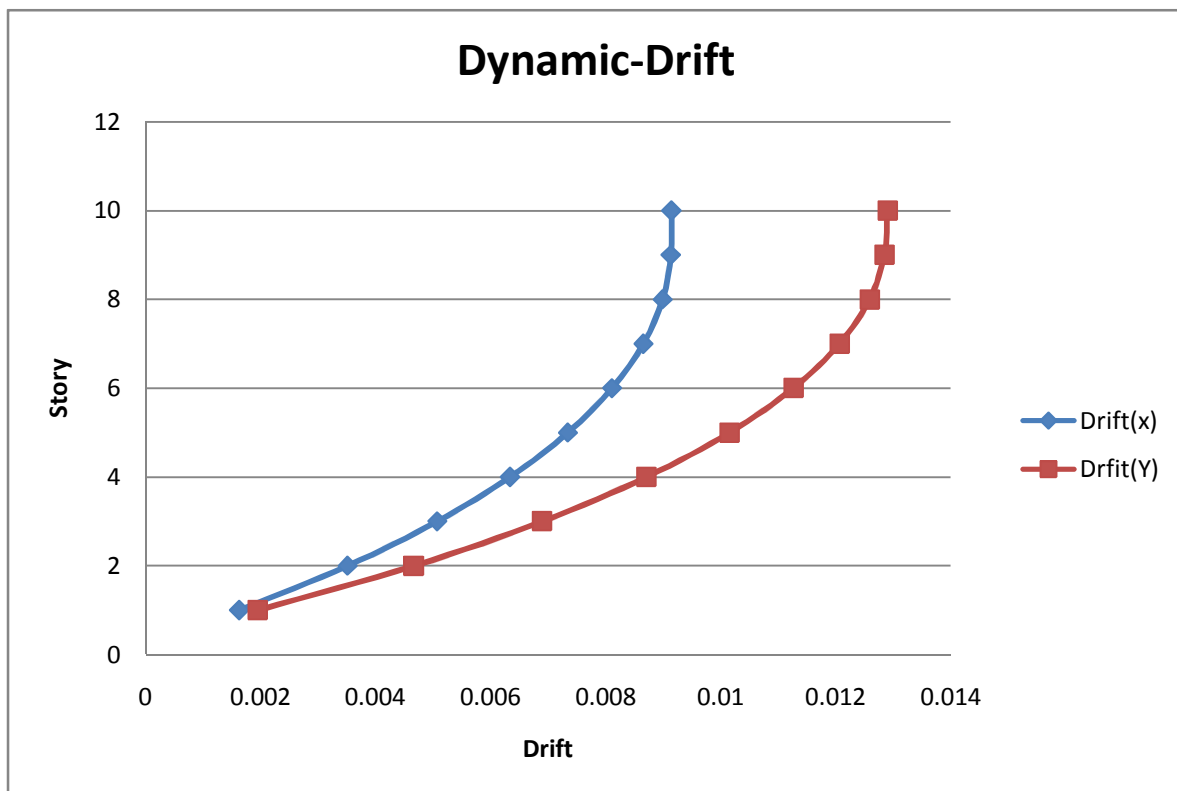


شکل (۶-۱۷) مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۱۰ طبقه منظم

نمودار فوق نیروی برشی در طبقات در دو جهت با اختلاف کوچکی را نشان میدهد.

با مقایسه اعداد موجود در تحلیل دینامیکی طیفی و استاتیکی این طور می توان برداشت کرد که تحلیل

دینامیکی در طبقات توزیع واقعی تری را نشان میدهد.



شکل (۶-۱۸) جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۱۰ طبقه منظم

این نمودار بیانگر تغییر مکان نسبی طبقات می باشد.

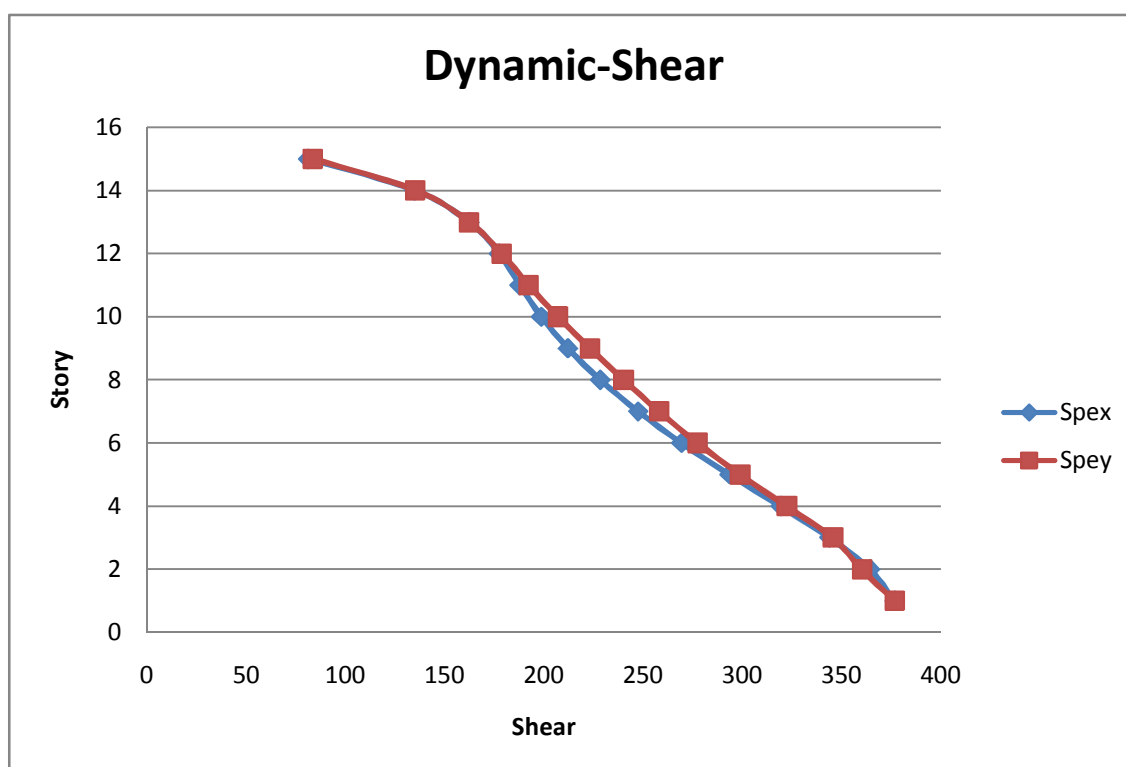
با توجه به نمودار تغییر مکان نسبی در جهت Y بیشتر بوده نسبت به جهت X .

۶-۴-۱-۳ سازه ۱۵ طبقه:

Story	Spex	Spey
15	81.36	83.55
14	134.7	135.2
13	162.4	162.1
12	177.3	178.5
11	187.7	192.2
10	198.6	206.9
9	212	223
8	228.3	240
7	247.4	257.8
6	269.2	277.2
5	293.4	298.7
4	319.1	322.2
3	343.7	345.4
2	364.2	360
1	376.5	376.5

با توجه به آیین نامه ۲۸۰۰ استفاده از تحلیل دینامیکی حتی در سازه های منظم با ارتفاع بیش از ۵۰ متر اجتناب نا پذیر است.

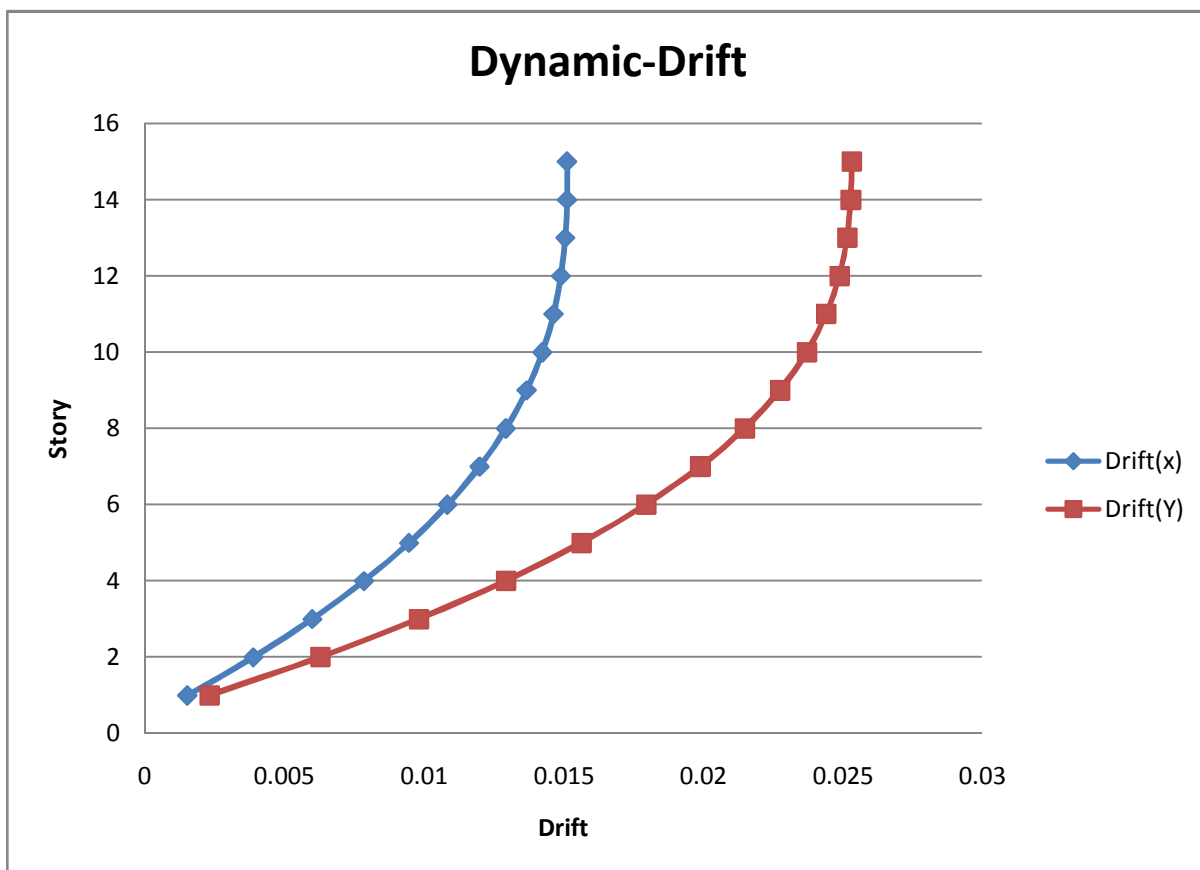
از این رو بررسی و مقایسه نتایج دو تحلیل استاتیکی معادل و دینامیکی طیفی در سازه های مرتفع می تواند مفید باشد.



شکل (۶-۱۹) مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۱۵ طبقه منظم

با توجه به اعداد موجود و مقایسه با نتایج تحلیل استاتیکی معادل توزیع نیرو در طبقات به طور واقعی تر و صحیح تری را نشان می دهد.

در تحلیل دینامیکی با توجه به تاثیر سختی در نتایج مقدار نیروی برشی در طبقات در دو جهت با یکدیگر متفاوت شده است.



شکل (۶-۲۰) جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۱۵ طبقه منظم

با توجه به نمودار تغییر مکان نسبی ماکزیمم در طبقه ۱۲ رخ داده است. از دیگر نکات این نمودار می توان به اختلاف تغییر مکان نسبی در دو جهت بیان کرد علت این امر برابر نبودن سختی سازه در دو جهت می باشد.

۶-۴-۲ سازه های نامنظم:

تحلیل سازه های نامنظم از حیث انتخاب نوع تحلیل بسیار حائز اهمیت است. مطابق با آیین نامه تحلیل استاتیکی

معادل در سازه های نامنظم تنها در سازه های با ارتفاع کم را مجاز می داند. علت این امر را این طور می توان

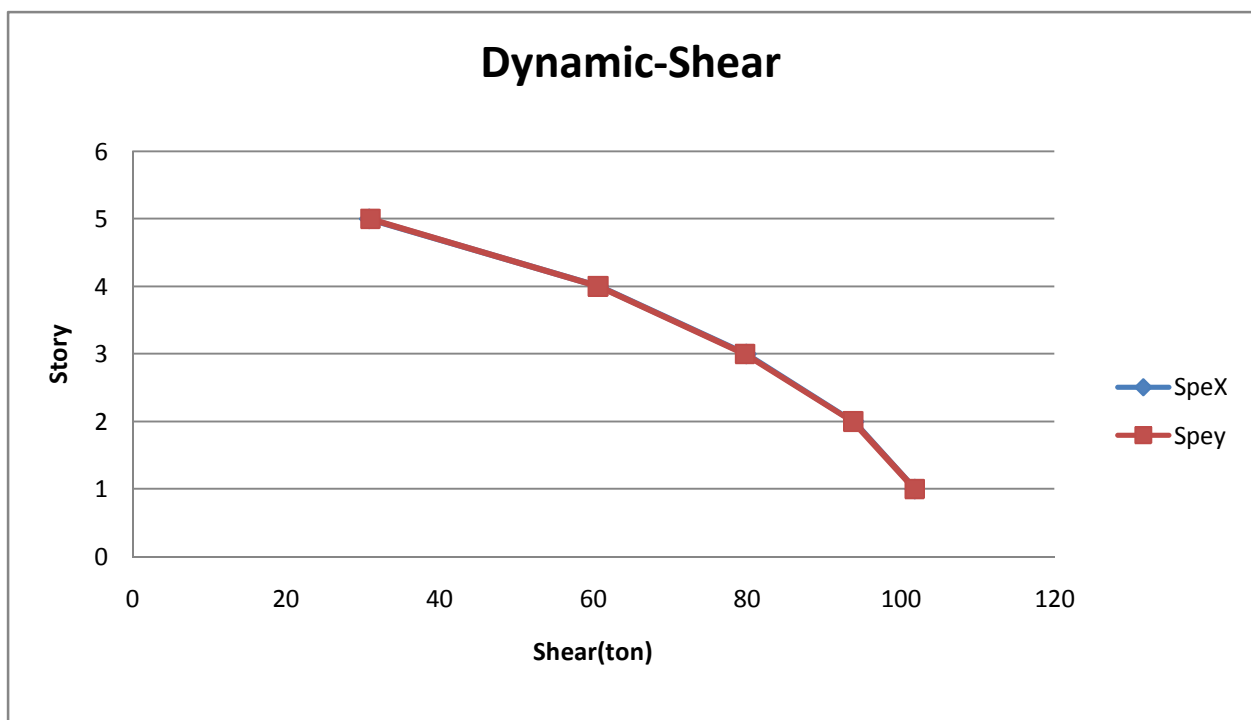
اثبات نمود که در تحلیل استاتیکی تنها یک مد از کل مدهای موجود را در نظر گرفته ، که این امر موجب

جواب های غیر واقعی و غیر منطقی در تحلیل سازه های نامنظم و مخصوصاً در سازه های نامنظم با ارتفاع زیاد می

شود. بررسی نتایج تحلیل دینامیکی می تواند صحتی باشد بر نکات آیین نامه.

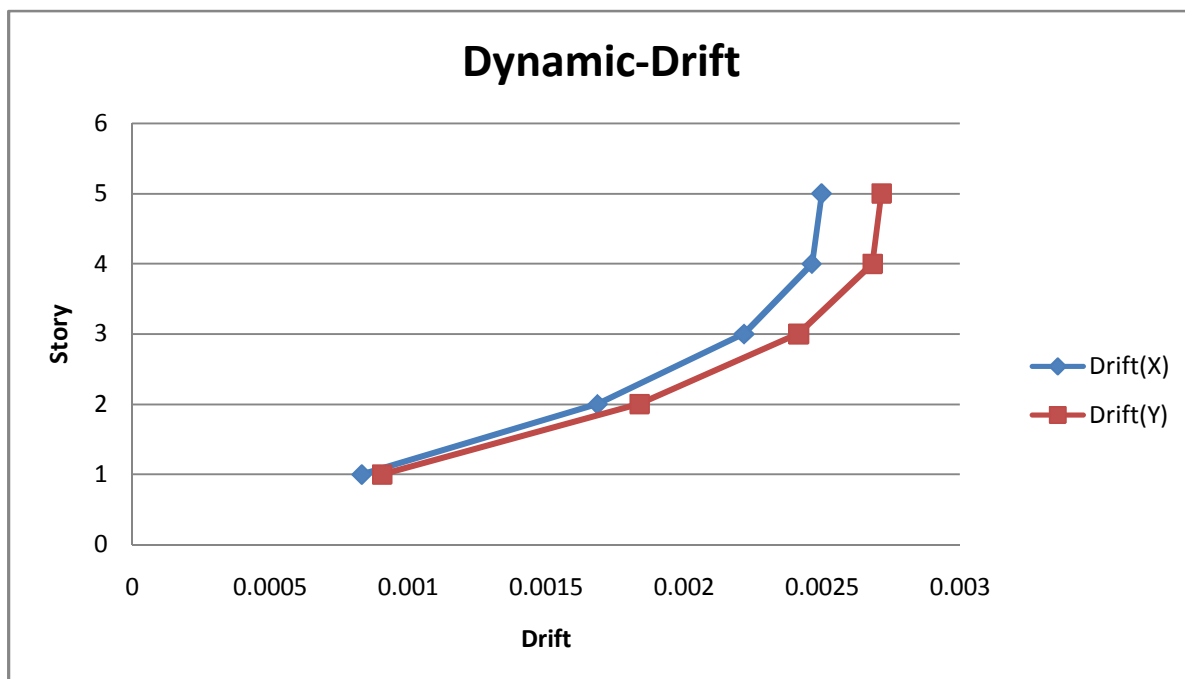
۶-۴-۱ سازه ۵ طبقه نامنظم:

Story	Spex	Spey
5	30.79	30.98
4	60.67	60.6
3	79.9	79.71
2	93.9	93.78
1	101.8	101.8



شکل (۶-۲۱) مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۵ طبقه نامنظم

با توجه به نتایج تحلیل و مقایسه با تحلیل استاتیکی معادل این طور به نظر می‌رسد با توجه به ارتفاع کم سازه (۵ طبقه) نتایج تحلیل استاتیکی معادل و دینامیکی اختلاف ناچیزی دارند تنها تفاوت آنها در این است که در تحلیل استاتیکی معادل نیروی برشی در هر دو جهت با هم برابر است ولی در تحلیل دینامیکی طیفی نیروها در هر جهت با یکدیگر متفاوت خواهد بود.



شکل (۶-۲۲) جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۵ طبقه نامنظم

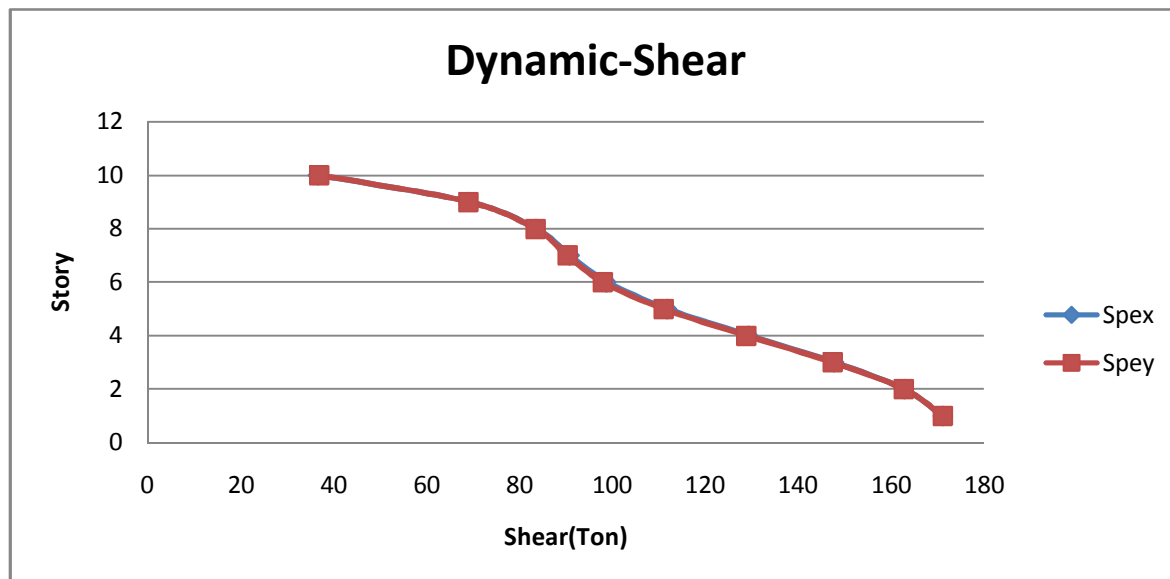
با توجه به نمودار فوق می‌توان این موضوع را فهمید که تغییر مکان نسبی ماکزیمم در طبقه چهارم رخ داده است.

۶-۴-۲ سازه ۱۰ طبقه نامنظم:

استفاده از تحلیل دینامیکی طیفی در سازه با ارتفاع زیاد اجتناب ناپذیر است.

در این قسمت می‌خواهیم نتایج تحلیل سازه ۱۰ طبقه نامنظم را مورد بررسی قرار دهیم.

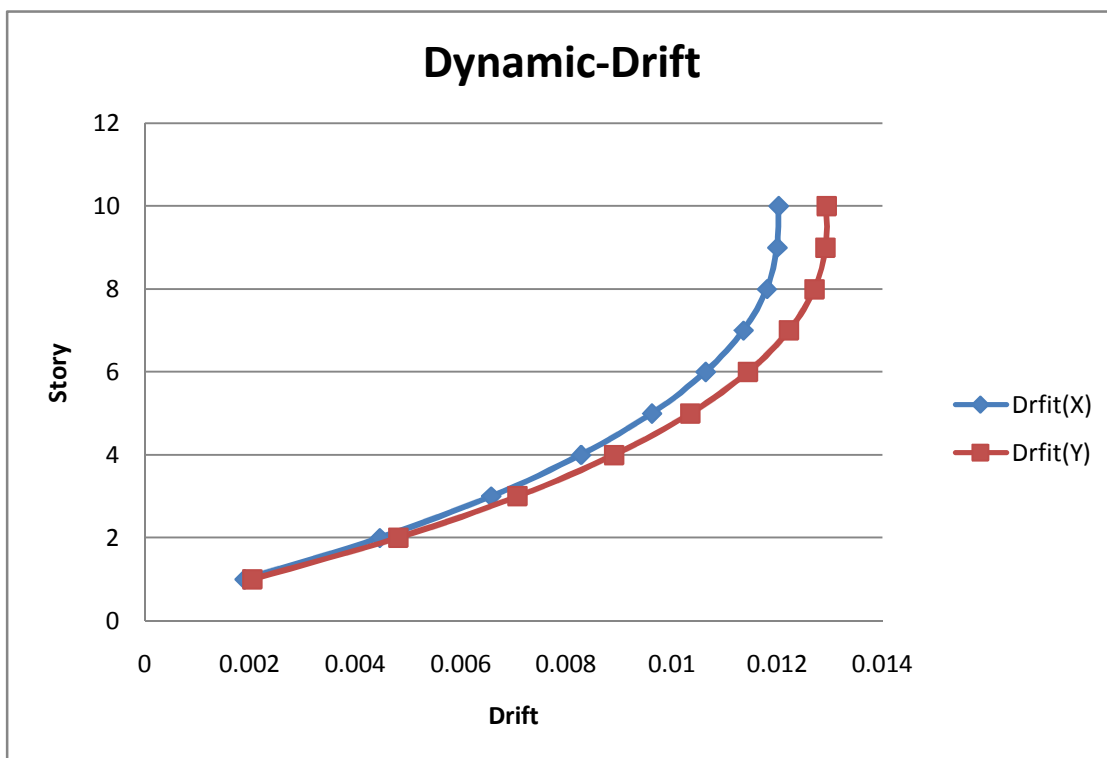
Story	Spex	Spey
10	36.64	36.88
9	68.94	68.99
8	83.55	83.4
7	90.8	90.32
6	98.71	97.95
5	111.8	111
4	129.3	128.8
3	147.7	147.4
2	162.8	162.7
1	171.1	171.1



شکل (۶-۲۳) مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۱۰ طبقه نامنظم

این نمودار توزیع نیروی برشی را در طبقات تحت تحلیل دینامیکی طیفی را نشان می‌دهد. با توجه

به نوع تحلیل نیروی برشی در دو جهت ارائه شده است.



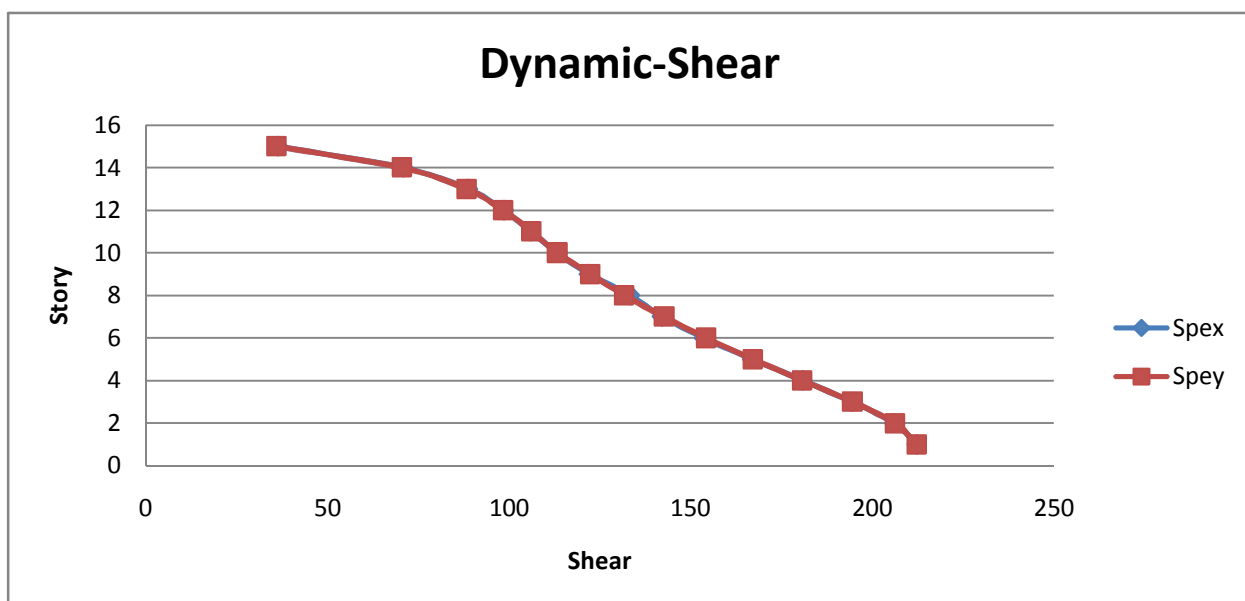
شکل (۶-۲۴) جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۱۰ طبقه نامنظم

با توجه به این نمودار تغییر مکان نسبی ماکزیمم در طبقه هشتم رخ داده است. با توجه به متفاوت بودن سختی در دو جهت تغییر مکان نسبی در دو جهت نیز با یکدیگر متفاوت خواهد بود.

۶-۴-۲-۳ سازه ۱۵ طبقه نامنظم:

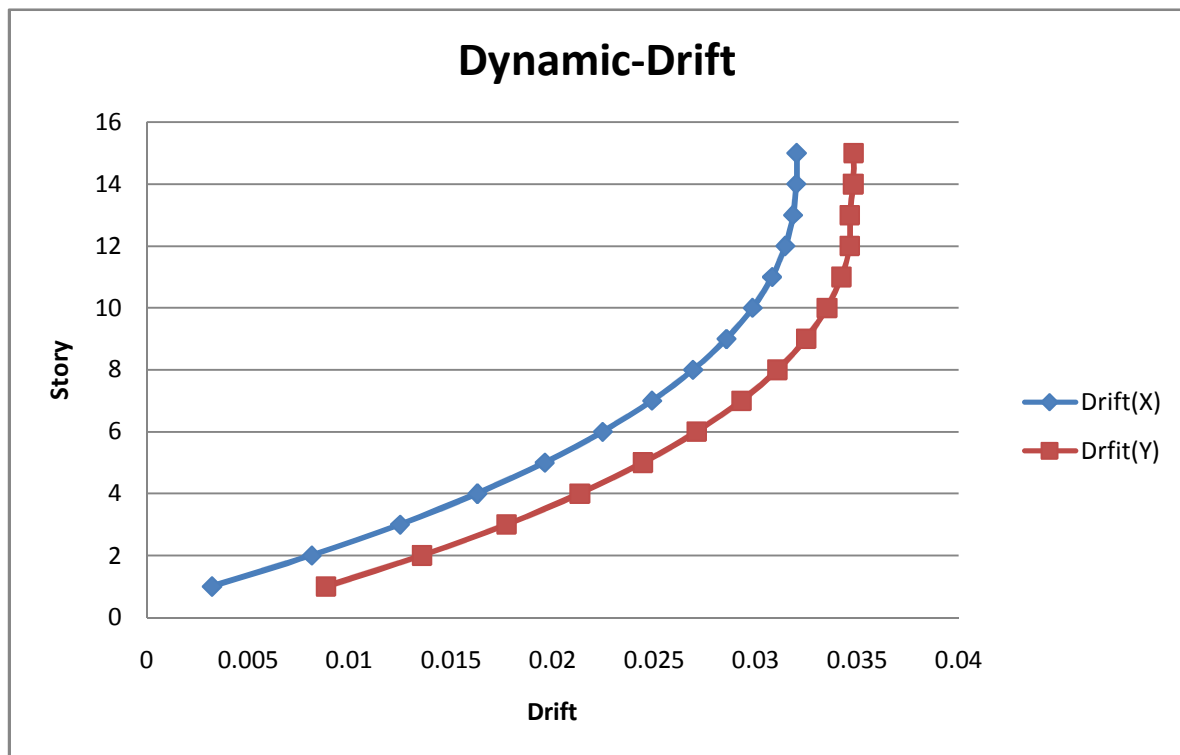
Story	Spex	Spey
15	36.26	35.95
14	70.74	70.41
13	88.57	88.21
12	98.55	98.32
11	105.9	106.1
10	113.3	113.2
9	121.9	122.3
8	133.3	131.6
7	142	142.6
6	153.6	154.1
5	166.7	167
4	180.7	180.6
3	194.3	194.4
2	205.9	206.1
1	212.1	212.1

همانطور که قبلاً هم متذکر شدیم در سازه های با ارتفاع زیاد (بیش از ۵ طبقه) باید از تحلیل دینامیکی استفاده کنیم. علت این امر این است که در تحلیل دینامیکی از تمامی مد های موجود در سازه (هر طبقه ۳ مد) استفاده می کند و جواب های منطقی تر و صحیح تری را می دهد.



شکل (۶-۲۵) مقدار نیروی برش در طبقات در سازه ۱۵ طبقه نامنظم

با مقایسه نمودار توزیع نیرو در سازه ۱۵ طبقه نامنظم با تحلیل استاتیکی مشخص می شود که در برخی طبقات اختلاف زیادی وجود دارد. به عنوان مثال در تحلیل استاتیکی معادل مقدار نیرو در طبقه ۱۵ برابر ۱۴.۴۶ تن می باشد که این عدد در تحلیل دینامیکی طیفی برابر است با ۳۶.۲۶ تن که این اختلاف بیش از دو برابر است.



شکل (۶-۲۶) جابه جایی نسبی (Drift) در طبقات در سازه ۱۵ طبقه نامنظم

این نمودار تغییر مکان نسبی در دو جهت سازه را نشان می دهد. با توجه به نمودار فوق تغییر مکان ماکزیمم نسبی در طبقه ۱۲ رخ داده است. این نتایج از تحلیل دینامیکی طیفی سازه به دست آمده است.

۶-۵ تحلیل به روش تاریخچه زمانی (لحظه به لحظه):

۶-۵-۱ انتخاب شتاب نگاشتها

ضوابط مربوط به انتخاب شتاب نگاشتها برای استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی در بند ۲-۴-۱-۴ آیین نامه ۲۸۰۰ ارائه شده است بدین منظور شتاب نگاشت‌هایی که در تعیین حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند بایستی تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا باشند.

در مورد انتخاب و نوع شتاب نگاشتها در فصل‌های آینده به طور کامل بحث خواهیم کرد.

در راه انتخاب شتاب نگاشت‌های مذکور، شتاب نگاشت‌های خام را مورد پردازش قرار داده و تصحیحاتی از قبیل اصلاح خط و پایه و اصلاح باند فرکانس روی آنها صورت می‌گیرد.

برای پردازش شتاب نگاشتها می‌توان از نرم افزار (seismo signal) استفاده کرد.

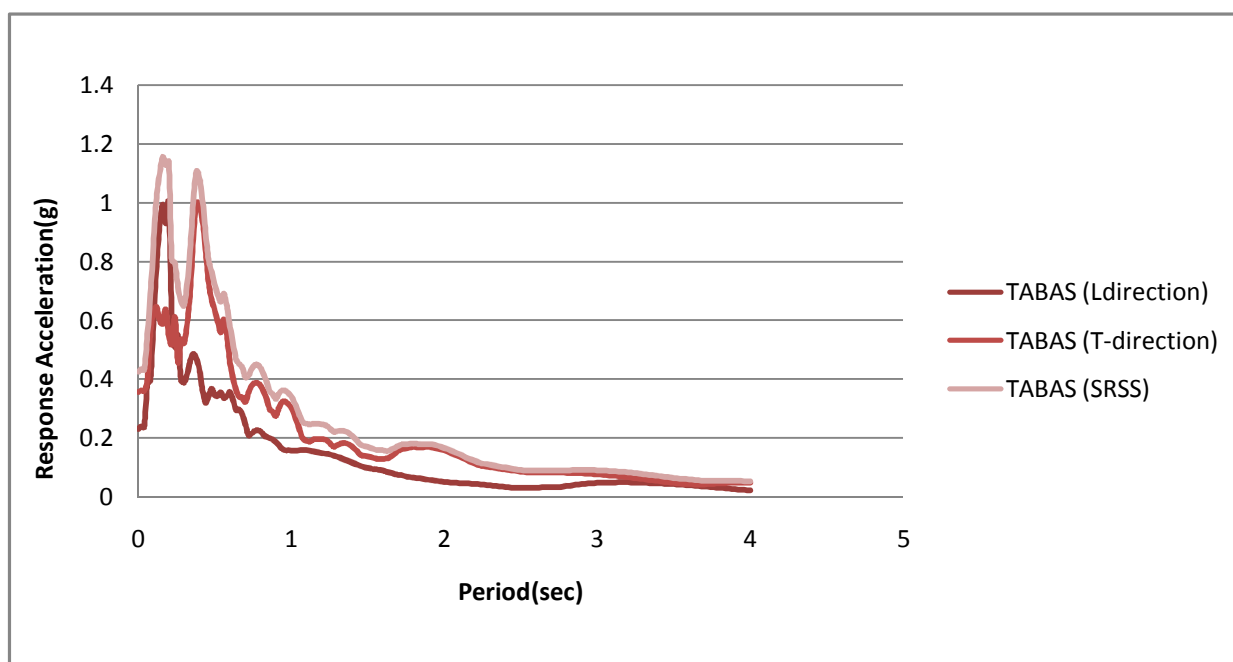
با توجه به نوع خاک و محل احداث سازه‌ها و بنا بر بند ۲-۴-۱-۴ آیین نامه ۲۸۰۰، سه زوج شتاب نگاشت متعلق به مولفه‌های افقی سه زلزله روی داده در طبرس، منجیل و northridge در نظر گرفته شده است.

با استفاده از نرم افزار seismo signal مدت زمان حرکت شدید زمین در آنها مورد بررسی قرار داده شده است. در این پروژه برای تعیین دوره شدید لرزه برای نگاشت‌های مذکور از روش پیشنهادی آیین نامه ۲۸۰۰ مرسوم به روش توزیع تجمعی انرژی استفاده شده است. در این روش دوره، حرکت شدید زمین مدت زمانی است که طی آن سهم انتگرال مربع شتاب که به شدت شتاب نگاشت نیز مرسوم است وجود داشته باشد.

۶-۵-۲ مراحل تحلیل تاریخچه زمانی:

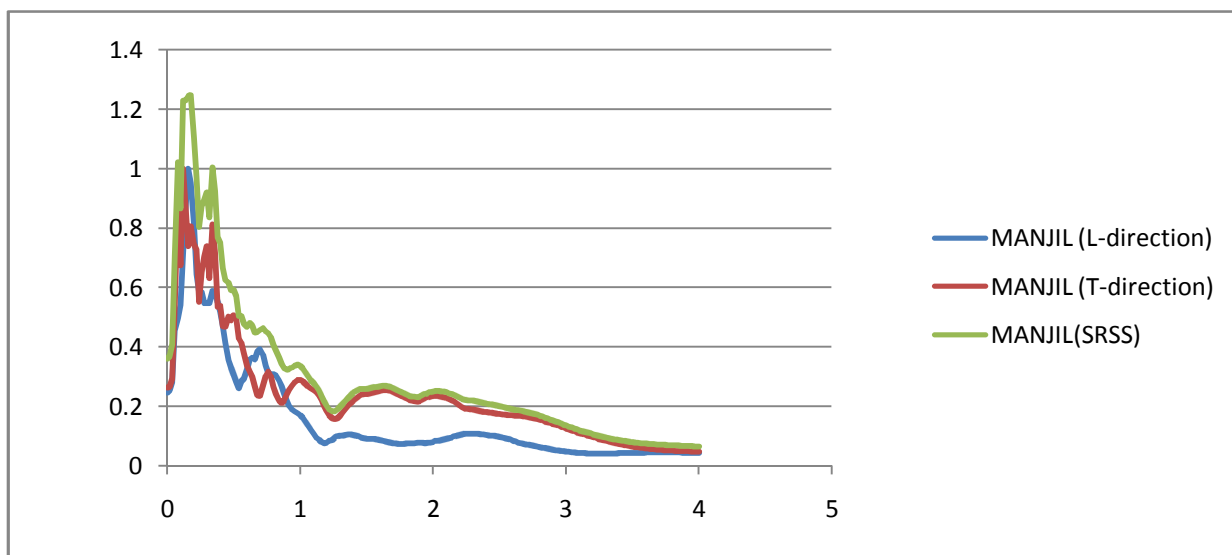
ابتدا باید بر اساس آیین نامه مبنی بر کنترل کفایت شتاب نگاشتها (تعیین ضریب مقیاس برای شتاب نگاشتها) در اولین گام بایستی کلیه شتاب نگاشتها به حداکثر خود مقیاس شوند بدین معنی که حداکثر شتاب همه آنها برابر با شتاب ثقل g ($981 \frac{cm}{s^2}$) می گردد.

در ادامه طیف پاسخ شتاب نگاشت های مقیاس شده با در نظر گرفتن میرایی ۵ درصد ترسیم شده است. ضمناً طیف های پاسخ هر زوج شتاب نگاشت با استفاده از روش SRSS یا همان جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب شده و طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته شده است.



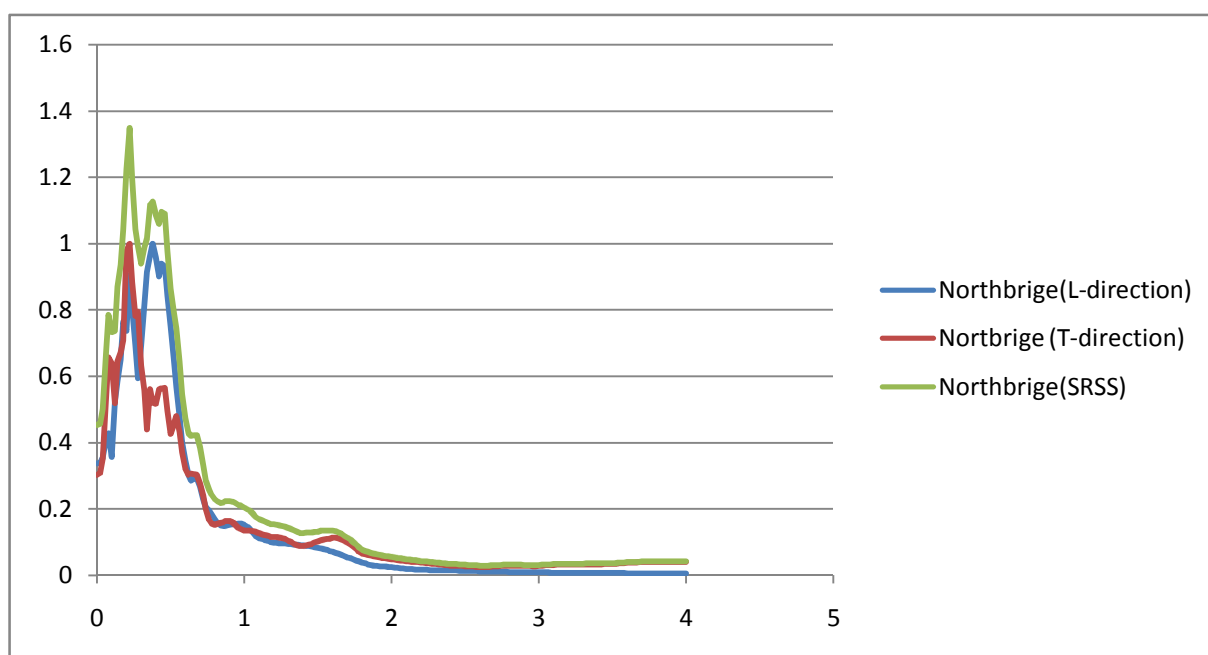
شکل (۶-۲۷) طیف پاسخ TABAS

در نمودار فوق طیف پاسخ به دست آمده از زلزله طبرس می باشد که در گام بعدی با استفاده از SRSS (جمع مجموع مربعات) یک طیف واحد حاصل می شود.



شکل (۶-۲۸) طیف پاسخ MANJIL

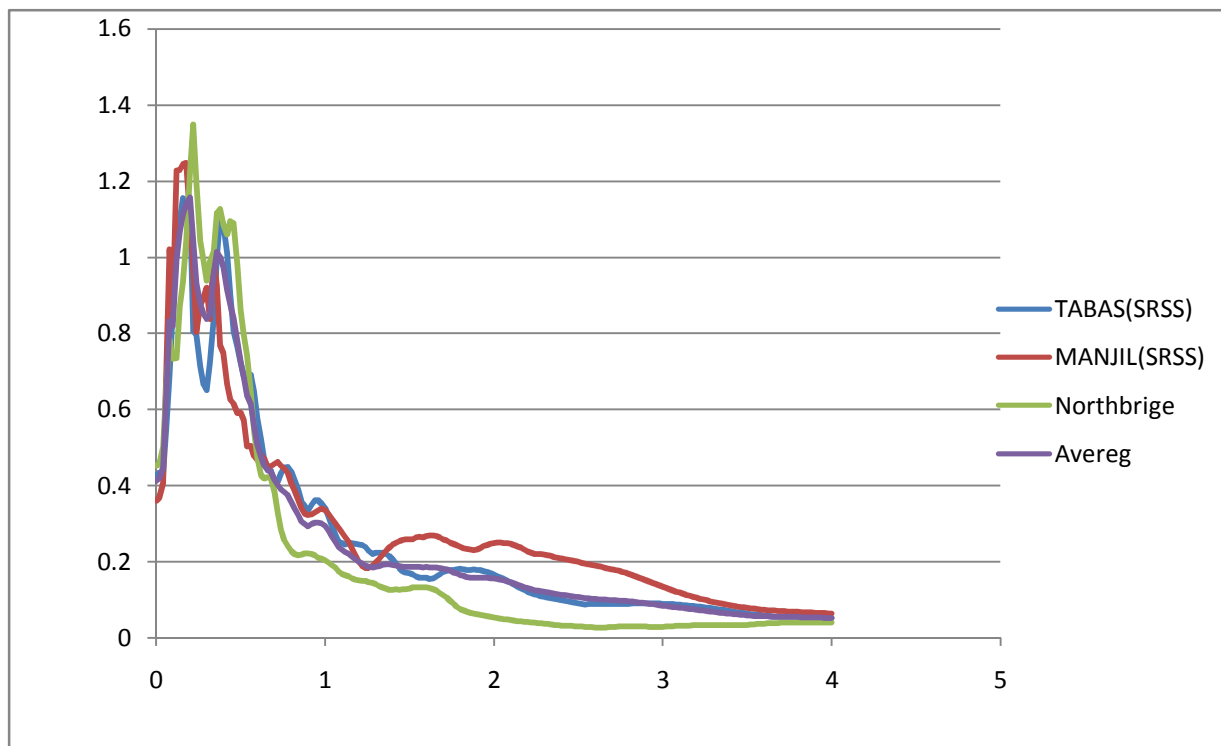
نمودار فوق طیف های پاسخ به دست آمده از زلزله منجیل می باشد که با استفاده از جمع مجموع مربعات با یک دیگر ترکیب شده اند و یک طیف واحد را تشکیل دادند.



شکل (۶-۲۹) طیف پاسخ Northbridge

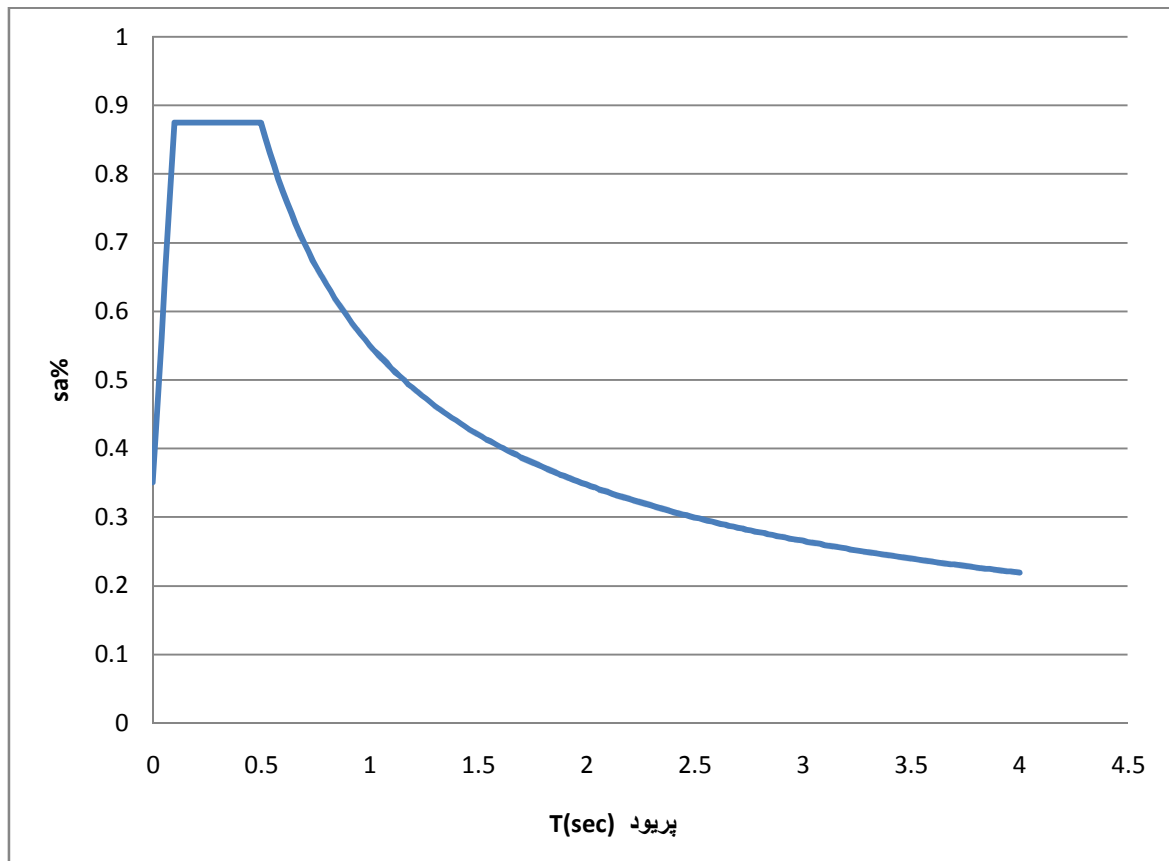
نمودار فوق طیف های پاسخ به دست آمده از زلزله Northbrige می باشد که با استفاده از جمع مجموع مربعات با یک دیگر ترکیب شده اند و یک طیف واحد را تشکیل دادند.

طیف های پاسخ ترکیبی هر سه زوج شتابنگاشت متوسط گیری شده و یک طیف کلی (طیف میانگین) که صرفاً برای مقایسه با طیف استاندارد می باشد به دست می آید.



شکل (۶-۳۰) طیف میانگین سه زوج شتابنگاشت

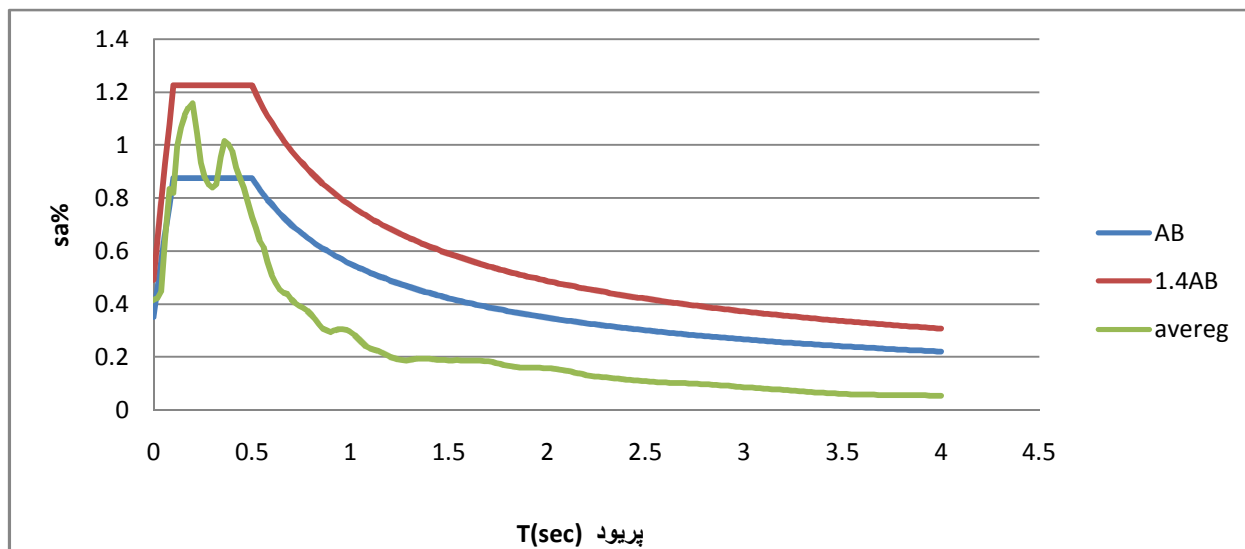
با توجه به اینکه طیف استاندارد ۲۸۰۰ بر حسب B (ضریب بازتاب) ترسیم شده است در اینجا برای مقایسه با طیف میانگین که بر حسب $Sa (\frac{cm}{sec^2})$ می باشد لازم است که طیف استاندارد ۲۸۰۰ (طیف بازتاب) در g ضرب شود.



شکل (۶-۳۱) طیف استاندارد آیین نامه ۲۸۰۰

طیف میانگین با ۱.۴ برابر طیف استاندارد (نه طیف طرح استاندارد) مقایسه می شود. و ضریب مقیاس چنان تعیین می گردد که مقادیر متوسط ها (طیف میانگین) در هیچ حالت در محدوده زمان تناوب $0.2T$ و $1.5T$ (زمان تناوب اصلی نوسان است) از ۱.۴ برابر طیف استاندارد کمتر نباشد.

علت ضرب عدد ۱.۴ در طیف استاندارد به نوعی بر گرفته از اثرات SRSS است که در اینجا طیف میانگین تاثیر داشتند: $\sqrt{2} = 1.4$ ، بدیهی است که با ضرب این عدد در طیف استاندارد، مقدار شتاب در نقطه شروع طیفها ($T=0$) در هر دو طیف استاندارد و میانگین یکی خواهد شد.



شکل (۶-۳۲) مقایسه میانگین طیف ها با ۱.۴ برابر طیف استاندارد

با توجه به شکل فوق و مقایسه بین طیف استاندارد ۱.۴ برابر شده و میانگین SRSS های شتاب نگاشتها (طیف

میانگین) در بازه ۰.۲T و ۱.۵T مشهود است که در این بازه طیف میانگین زیر طیف استاندارد قرار دارد.

TX, TY	تعداد طبقات
۰.۴۰۹	۵ طبقه
۰.۶۸۸	۱۰ طبقه
۰.۹۳۳	۱۵ طبقه

شتاب طیف طرح استاندارد		شتاب حاصل از میانگین رکوردها		بازه تغییرات شدید		TX, TY	تعداد طبقات
				۰.۲T	۱.۵T		
۰.۲T	۱.۵T	۰.۲T	۱.۵T				
۰.۷۷	۰.۷۷۵	۰.۸۲	۰.۵	۰.۰۸۱۸	۰.۶۱۳	۰.۴۰۹	۵ طبقه
۰.۸۷۵	۰.۵۴	۱.۰	۰.۲۷	۰.۱۳۷	۱.۰۳۲	۰.۶۸۸	۱۰ طبقه
۰.۸۷۵	۰.۴۴	۱.۱۲	۰.۱۹۲	۰.۱۸۶	۱.۴	۰.۹۳۳	۱۵ طبقه

لذا با در نظر گرفتن ضریبی به نام ضریب اصلاح برای شتاب نگاشت های در نظر گرفته شده همانطور که از گراف پائین نیز مشخص است طیف میانگین روی طیف استاندارد آیین نامه قرار می گیرد و با اصلاح می توان از آنها برای آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی استفاده کرد.

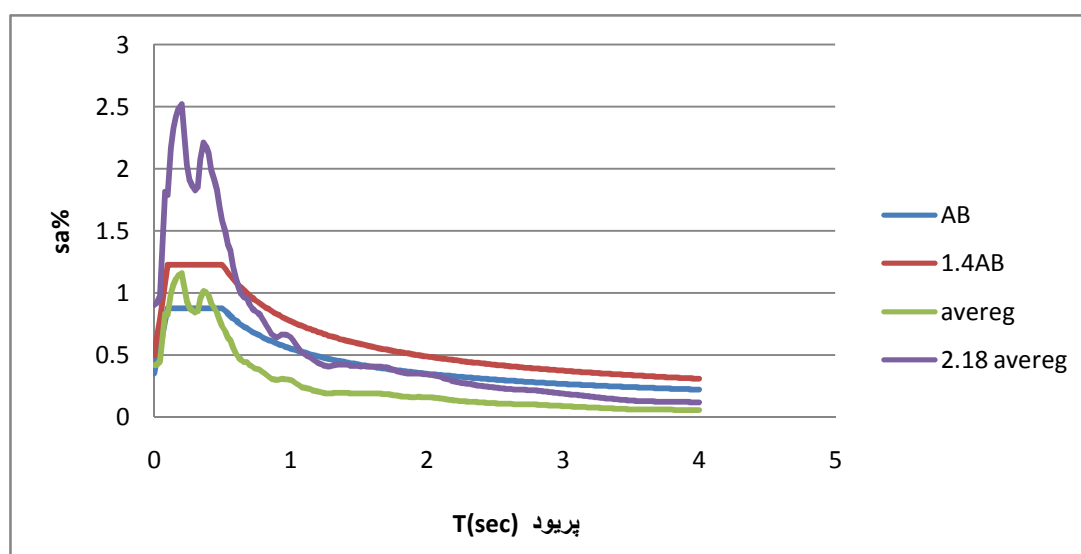
۶-۵-۳ مقدار T در سازها:

تعداد طبقات	ضریب اصلاح		ضریب اصلاح در نظر گرفته شده
	۰.۲T	۱.۵T	
۵ طبقه	۱.۳۱	۲.۱۸	۲.۱۸
۱۰ طبقه	۱.۶	۲.۸	۲.۸
۱۵ طبقه	۱.۰۹	۳.۳۱	۳.۳۱

$$\text{ضریب اصلاح} = \frac{1.4}{\frac{\text{شتاب حاصل رکورده}}{\text{شتاب حاصل طیف استاندارد}}}$$

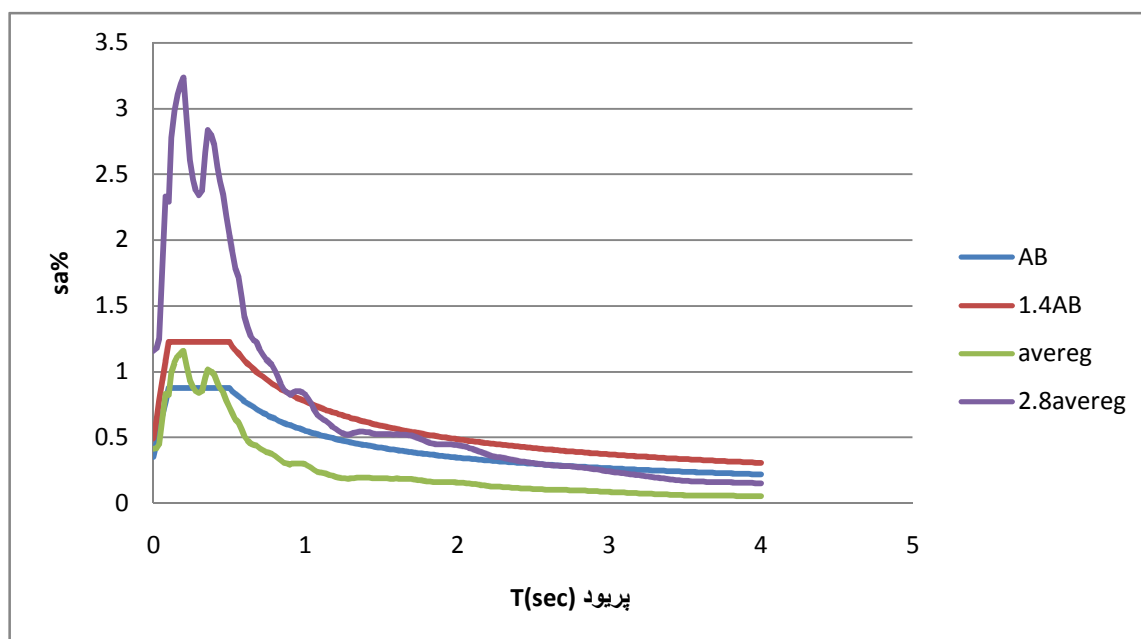
با توجه به فرمول پیشنهادی بالا مقدار ضریب اصلاح برای سازه های مختلف به صورت زیر به دست می آید.

سازه ۵ طبقه:



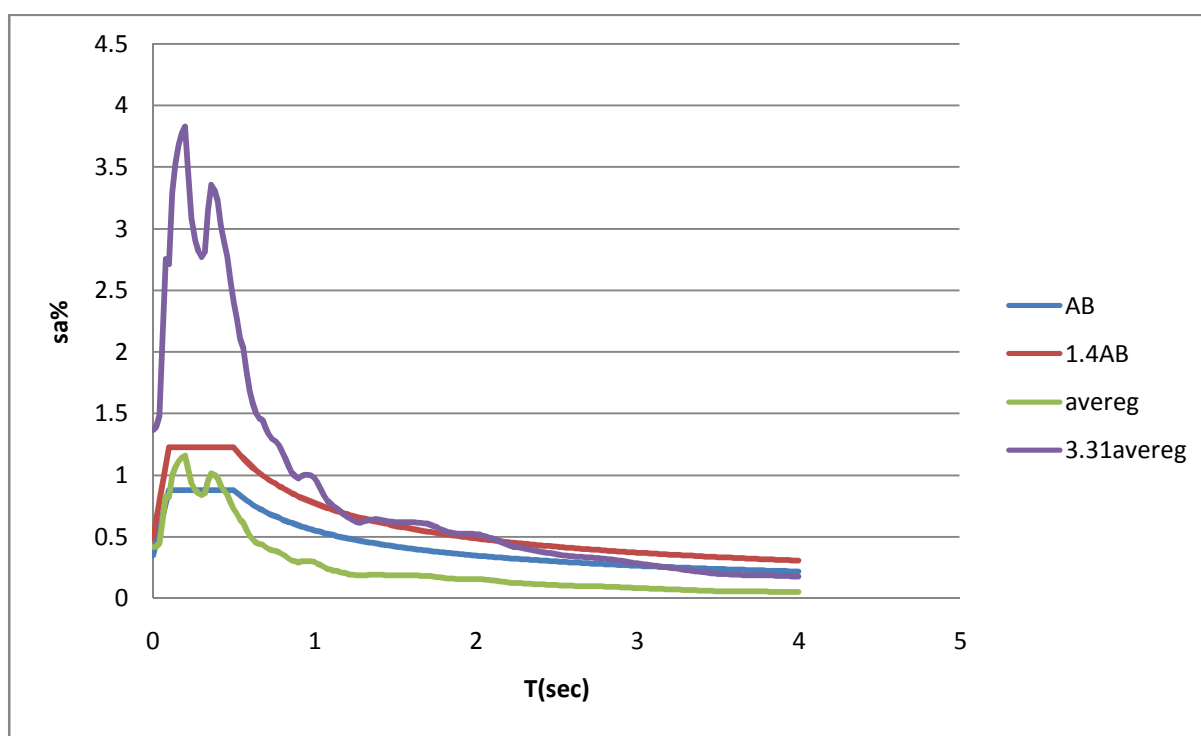
شکل (۶-۳۳) مقایسه طیف طرح با طیف استاندارد پس از اصلاح ضریب سازه ۵ طبقه

سازه ۱۰ طبقه:



شکل (۶-۳۴) مقایسه طیف طرح با طیف استاندارد پس از اصلاح ضریب سازه ۱۰ طبقه

سازه ۱۵ طبقه:



شکل (۶-۳۵) مقایسه طیف طرح با طیف استاندارد پس از اصلاح ضریب سازه ۱۵ طبقه

نکته ای خارج از بحث آنالیز تاریخچه زمانی:

در صورتی که بخواهیم از طیف طرح ویژه ساختگاه (این طیف بر گرفته از شتاب نگاشتهای ناشی از زلزله های حادث شده در محدوده ساختگاه می باشد که اثرات مربوط به ویژگی های لرزه شناسی، میزان خطرپذیری و مشخصات خاک در لایه های مختلف ساختگاه در آن لحاظ شده باشد بجای استفاده از طیف طرح استاندارد، در آنالیز شبه دینامیکی (طیفی) استفاده کنیم لازم است که ضریب مقیاس $(\frac{I}{R})$ در مقادیر طیف ضرب شود. ضمناً مقادیر این طیف نباید کمتر از دو سوم مقادیر طیف طرح استاندارد اختیار شود.

از برابرها را دادن برش های استاتیکی و برش دینامیکی (طیف طرح) نیز می توان ضریب مقیاس های گفته شده در آنالیز طیفی رانتيجه گرفت:

$$V = C \cdot W \quad \text{برش استاتیکی}$$

$$V = S_a \cdot M \rightarrow V = S_a \frac{W}{g} \rightarrow V = \frac{S_a}{g} \cdot W \quad \text{برش پایه دینامیکی}$$

$$\rightarrow \frac{S_a}{g} = A \cdot B \left(\frac{I}{R} \right) \rightarrow S_a = A g \cdot B \cdot \left(\frac{I}{R} \right)$$

در نهایت برای تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی سازه بر طبق بند ۲-۴-۳-۱ آئین نامه ۲۸۰۰ لازم است که هر زوج شتاب نگاشت اصلاح شده مربوط به هر یک از سه زلزله در نظر گرفته شده را به طور هم زمان در دو جهت عمود بر هم (راستای X و Y) ساختمان به آن اثر داده شوند.

برای این منظور رقوم مربوط به مولفه های L و T هر یک از سه زلزله هم زمان و به ترتیب در راستاهای X و Y به سازه اعمال و سه حالت تحلیل تاریخچه زمانی ایجاد می نمایم.

۶-۵-۴ نتایج تحلیل سازه منظم

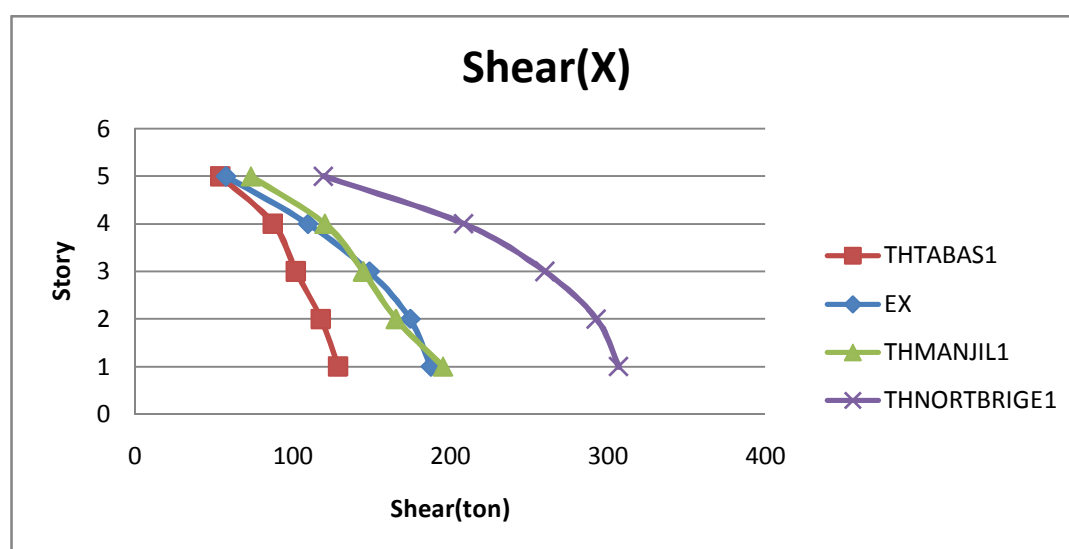
پس از انجام مدل سازی و بارگذاری، شتابنگاشت ها را به سازه اعمال می کنیم. پس از اعمال شتاب نگاشت ها سازه را تحلیل نموده، نتایج تحلیل را قبل و بعد از هم پایه کردن را می توان با یکدیگر مقایسه کرد.

۶-۵-۴-۱ سازه ۵ طبقه:

در جدول زیر نتایج تحلیل سازه تحت تحلیل تاریخیچه زمانی را قبل از هم پایه کردن می توان مشاهده نمود.

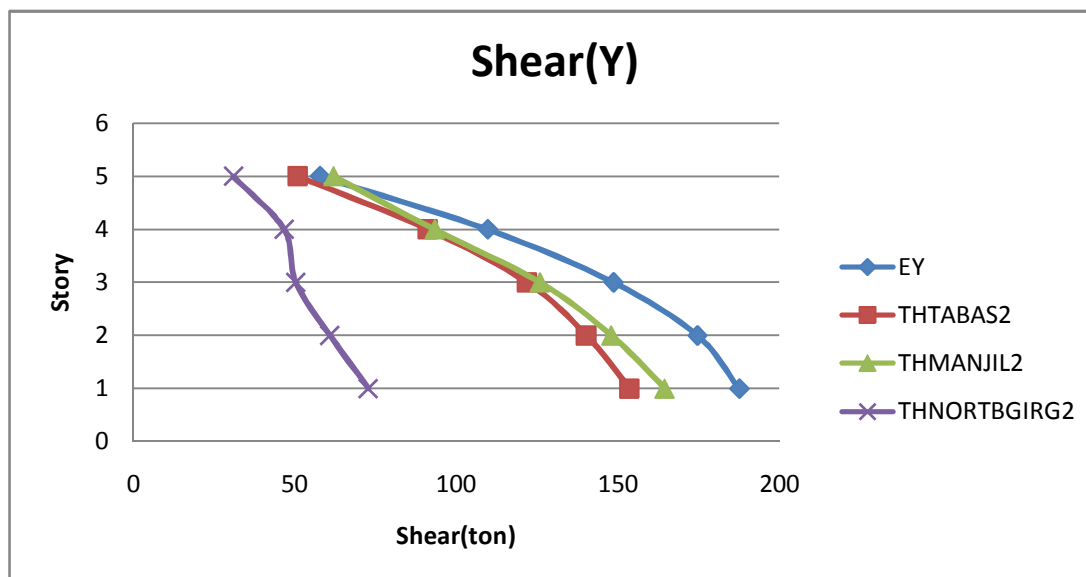
Story	EXEY	TABAS1	TABAS2	MANJIL1	MANJIL2	NORTHBRIGE1	NORTHBRIGE2
STORY5	57.7	54.25	50.84	73.52	61.86	119.53	30.87
STORY4	109.64	87.61	91.11	120.44	93.27	208.43	46.6
STORY3	148.6	102.04	121.75	144.82	125.81	259.93	50.13
STORY2	174.57	117.88	140.15	165.6	147.89	292.7	60.68
STORY1	187.55	128.82	153.52	195.58	164.4	306.77	72.58

جدول ۶-۱) نتایج تحلیل قبل از هم پایه کردن (برش)



شکل (۶-۳۶) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت X

همانطور که از نمودار برداشت می شود، نیروی برشی در جهت X سازه تحت زلزله Northbrige بیشتر شده از دیگر زلزله های اعمالی.



شکل (۶-۳۷) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت Y

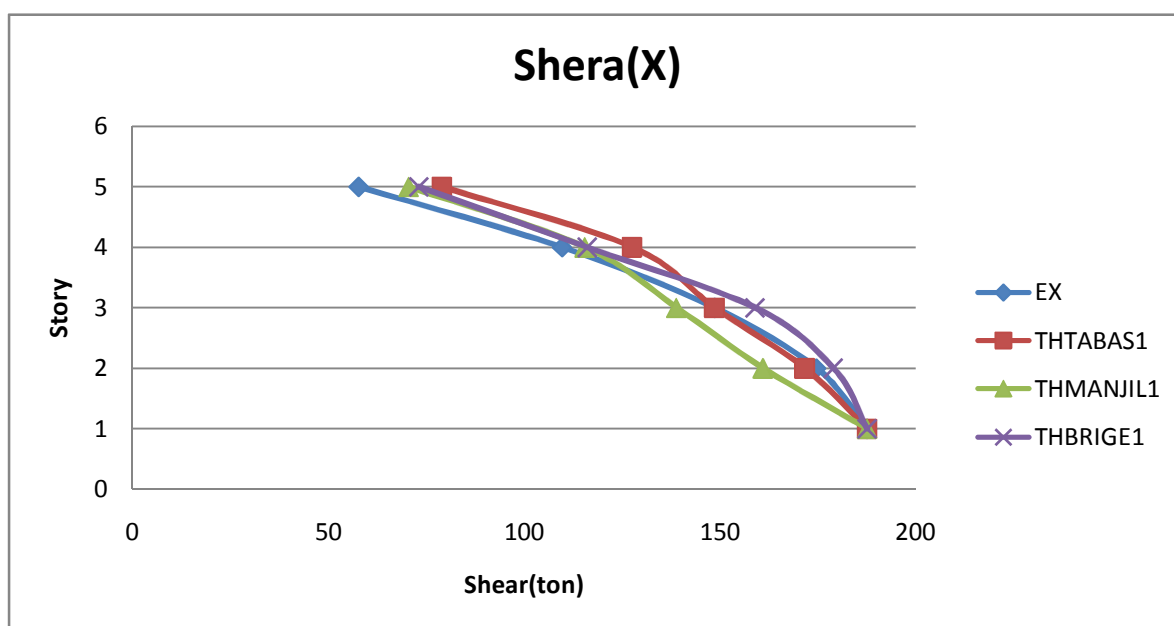
با توجه به نمودار فوق نیروی زلزله در جهت Y تحتی نیروی برشی پایه بیشتر شده است از دیگر زلزله های که اعمال شده است به سازه.

در جدول زیر نتایج تحلیل سازه تحت تحلیل تاریخیچه زمانی را بعد از پایه کردن می توان مشاهده

نمود.

	EX.EY	TABAS1	TABAS2	MANJIL1	MANJIL2	NORTHBRIGE1	NORTHBRIGE2
STORY5	57.7	78.99	62.1	70.49	75.57	73.07	79.78
STORY4	109.64	127.55	111.31	115.46	118.18	116.1	120.41
STORY3	148.6	148.56	148.73	138.84	153.69	158.91	129.54
STORY2	174.57	171.62	171.21	160.94	180.67	178.94	159.79
STORY1	187.55	187.55	187.55	187.55	187.55	187.55	187.55

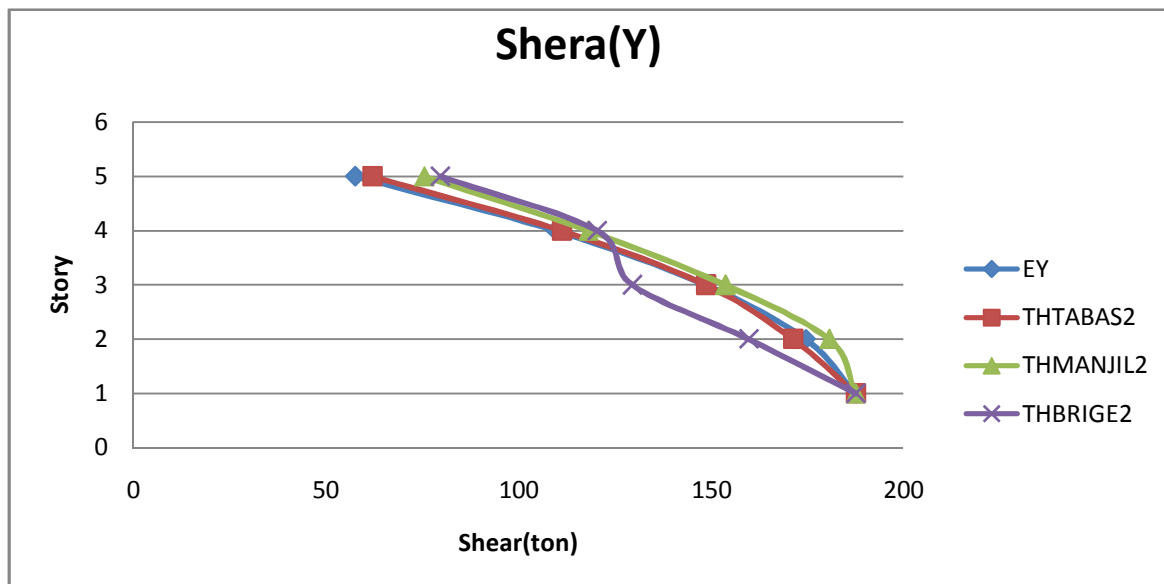
جدول ۶-۲) نتایج تحلیل بعد از هم پایه کردن (برش)



شکل (۶-۳۸) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت X

بعد از هم پایه کردن نیروی طبقه اول سازه در حقیقت مبنای همه شتاب نگاشت ها را یک نقطه

برگردانیدیم به طوری که در طبقه اول تمامی شتاب نگاشت ها یک مقدار نیروی برشی را نشان میدهند.



شکل (۶-۳۹) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت Y

نمودار فوق توزیع نیروی برشی را در طبقات تحت شتاب نگاشت های اعمالی و همچنین استاتیکی معادل را نشان می دهد. با توجه به منظم بودن سازه و ارتفاع کم سازه (۵ طبقه) نتایج بدست آمده اختلاف چندانی با تحلیل استاتیکی و دینامیکی طیفی ندارند.

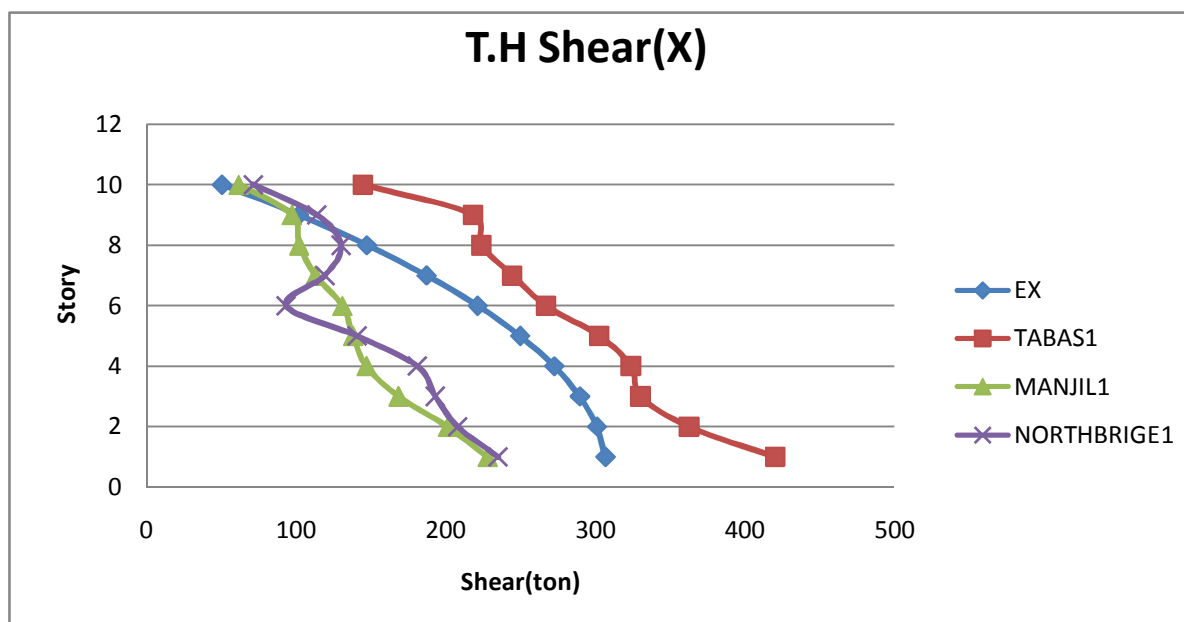
۶-۵-۴-۲ سازه ۱۰ طبقه:

در جدول زیر مقدار نیروی برشی در طبقات را می توان تحت نیروی زلزله استاتیکی و ناشی از زلزله

های اعمالی را قبل از هم پایه کردن مشاهده نمود.

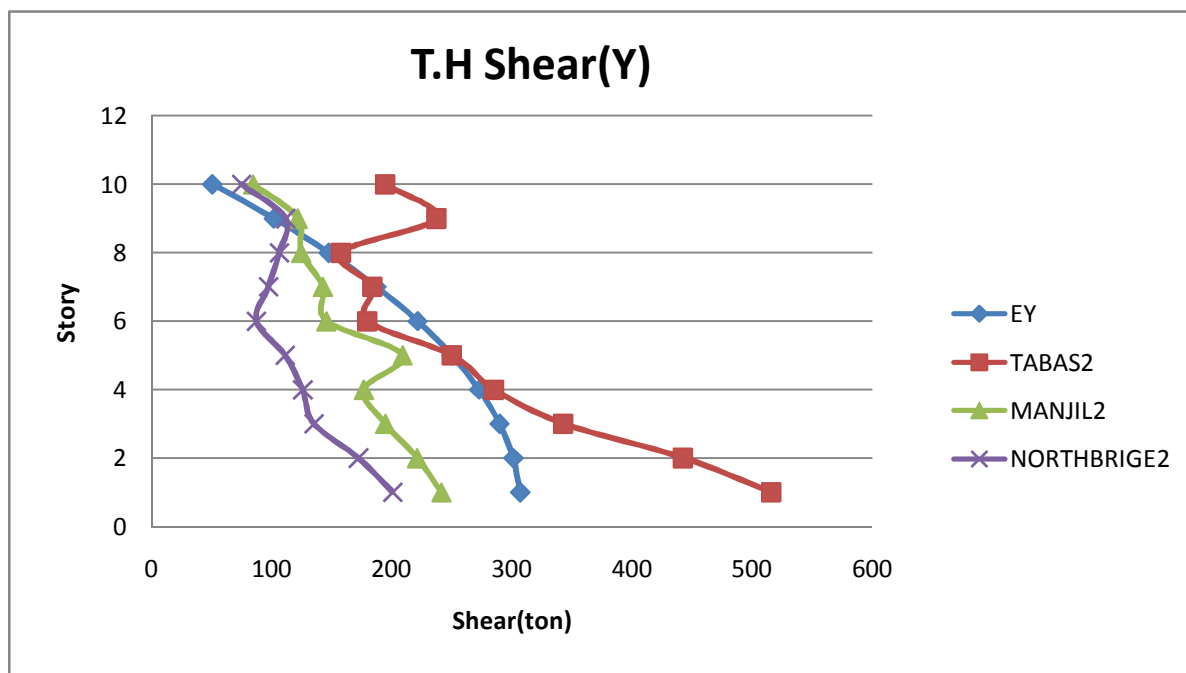
Story	EX	EY	Tabas 1	Tabas 2	Manjil 1	Manjil 2	Northbrige 1	Northbrige 2
10	50.55	50.55	144.65	194.45	61.75	84.53	71.34	74.75
9	101.75	101.75	218.31	237.01	97.32	121.46	113.84	111.65
8	147.26	147.26	223.6	157.64	102.08	124.41	130.02	106.21
7	187.08	187.08	244.42	183.54	112.98	142.26	119.3	97.23
6	221.21	221.21	266.87	179.51	130.93	145.3	93.29	87.16
5	249.65	249.65	302.52	249.7	138.09	208.77	140.85	111.15
4	272.41	272.41	323.65	284.83	147.02	176.35	181.13	125.63
3	289.47	289.47	330.05	342.69	168.48	194.29	193.04	134.99
2	300.85	300.85	362.54	442.31	201.44	220.72	208.06	172.02
1	306.54	306.54	420.07	515.73	227.93	240.89	234.92	200.54

جدول ۶-۳) نتایج تحلیل قبل از هم پایه کردن (برش)



شکل (۶-۴) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت X

با توجه به نمودار فوق نیروی برشی در جهت X ناشی از زلزله طبس بسیار بیشتر شده است از دیگر زلزله ها.



شکل (۴۱-۶) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت Y

با توجه به نمودار فوق نیروی زلزله در جهت Y ناشی از زلزله طیس تاثیر بیشتری داشته است. همچنین نیروی زلزله ناشی از شتاب نگاشت مربوط به زلزله Norhbrige کم ترین تاثیر را داشته است.

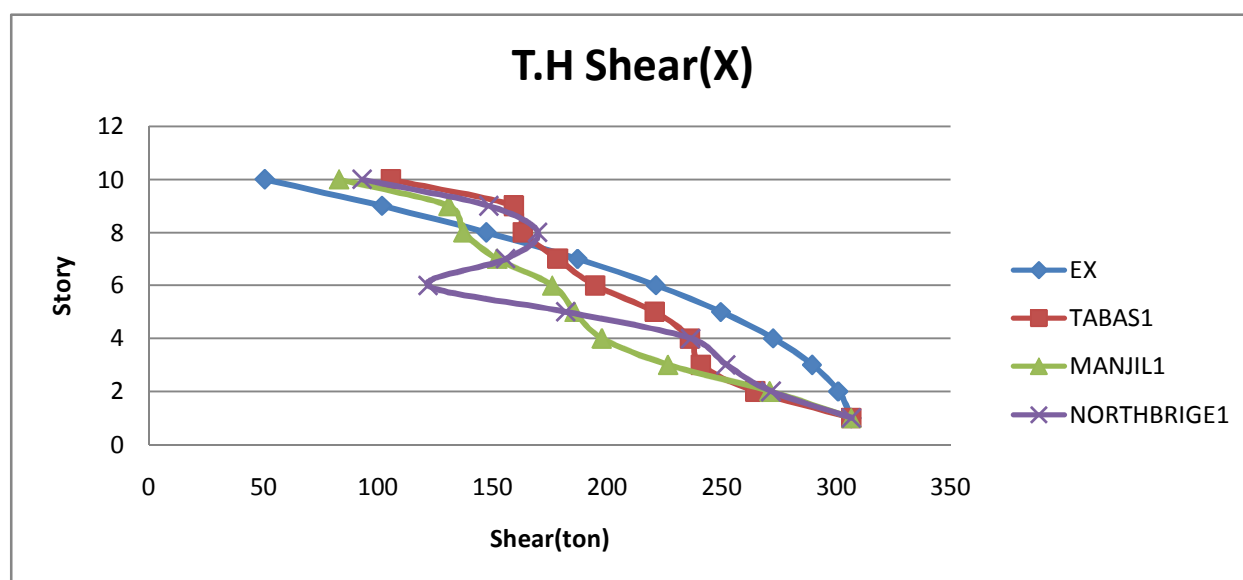
در جدول زیر مقدار نیروی برشی در طبقات را می توان تحت نیروی زلزله استاتیکی و ناشی از زلزله

های اعمالی رابعد از هم پایه کردن مشاهده نمود.

با هم پایه کردن در اصل یک مبنای واحد برای تمامی شتاب نگاشته در نظر گرفته شده است.

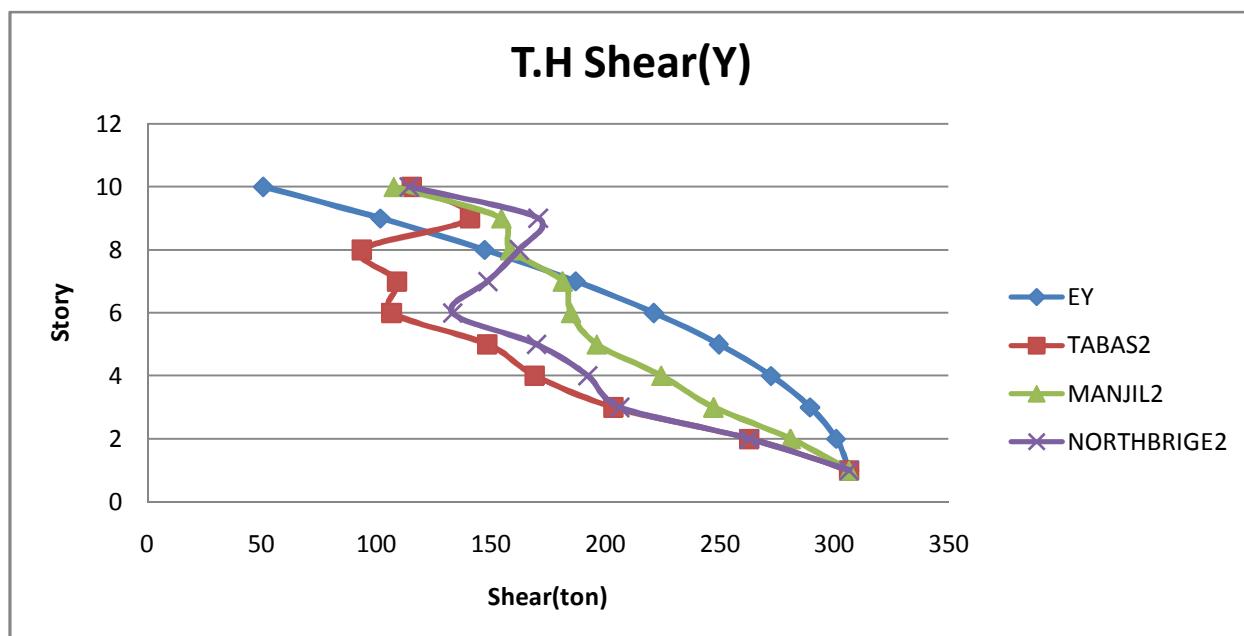
Story	EX	EY	Tabas 1	Tabas 2	Manjil1	Manjil2	Northbrige1	Northbrige2
10	50.55	50.55	105.56	115.6	83.05	107.6	93.08	114.26
9	101.75	101.75	159.31	140.9	130.9	154.6	148.5	170.66
8	147.26	147.26	163.16	93.7	137.3	158.4	169.7	162.35
7	187.08	187.08	178.36	109.1	152	181.4	155.7	148.63
6	221.21	221.21	194.74	106.7	176.08	185	121.73	133.24
5	249.65	249.65	220.75	148.4	185.71	196.3	182.01	169.91
4	272.41	272.41	236.17	169.3	197.7	224.5	236.4	192.3
3	289.47	289.47	240.84	203.7	226.6	247.3	251.88	206.34
2	300.85	300.85	264.55	262.9	270.9	281	271.49	262.9
1	306.54	306.54	306.54	306.54	306.54	306.54	306.54	306.54

جدول ۵-۶) نتایج تحلیل بعد از هم پایه کردن (برش)



شکل (۴۲-۶) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت X

با توجه به نمودار، نیروی برشی تمامی زلزله ها هم پایه شده اند و به یک عدد واحد رسیده اند.



شکل (۶-۴۳) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت Y

این نمودار توزیع نیروی زلزله را تحت شتاب نگاشتهای اعمالی را پس از هم پایه کردن نشان می دهد.

از نکات مهم این نمودار به نوع توزیع نیرو در طبقات تحت شتاب نگاشتهای مختلف می باشد، در تحلیل ها استاتیکی و دینامیکی طیفی هر چه به سمت بالا میرفتیم از نیروی برشی کاسته می شد، ولی در این تحلیل که واقعی ترین حالت را نشان می دهد در برخی طبقات بالا اعداد بیشتری را می توان مشاهده نمود. و توزیع نیرو کاملاً به رفتار واقعی سازه شبیه است.

این موضوع مهمترین مزیت تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی نسبت به دیگر تحلیل ها به حساب آید.

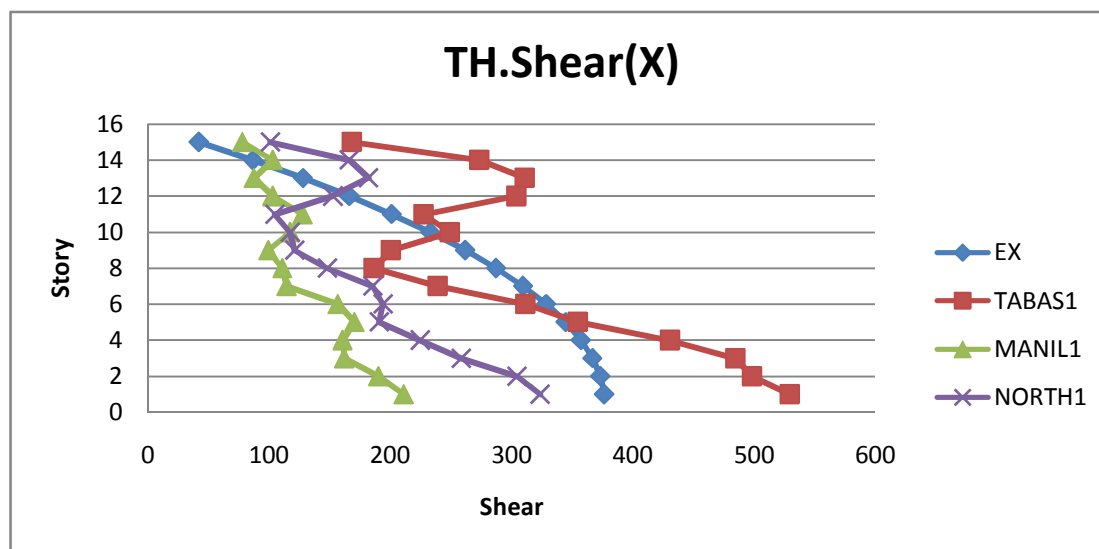
۶-۵-۴-۳ سازه ۱۵ طبقه:

در جدول زیر مقدار نیروی برشی در طبقات را می توان تحت نیروی زلزله استاتیکی و ناشی از زلزله

های اعمالی را قبل از هم پایه کردن مشاهده نمود.

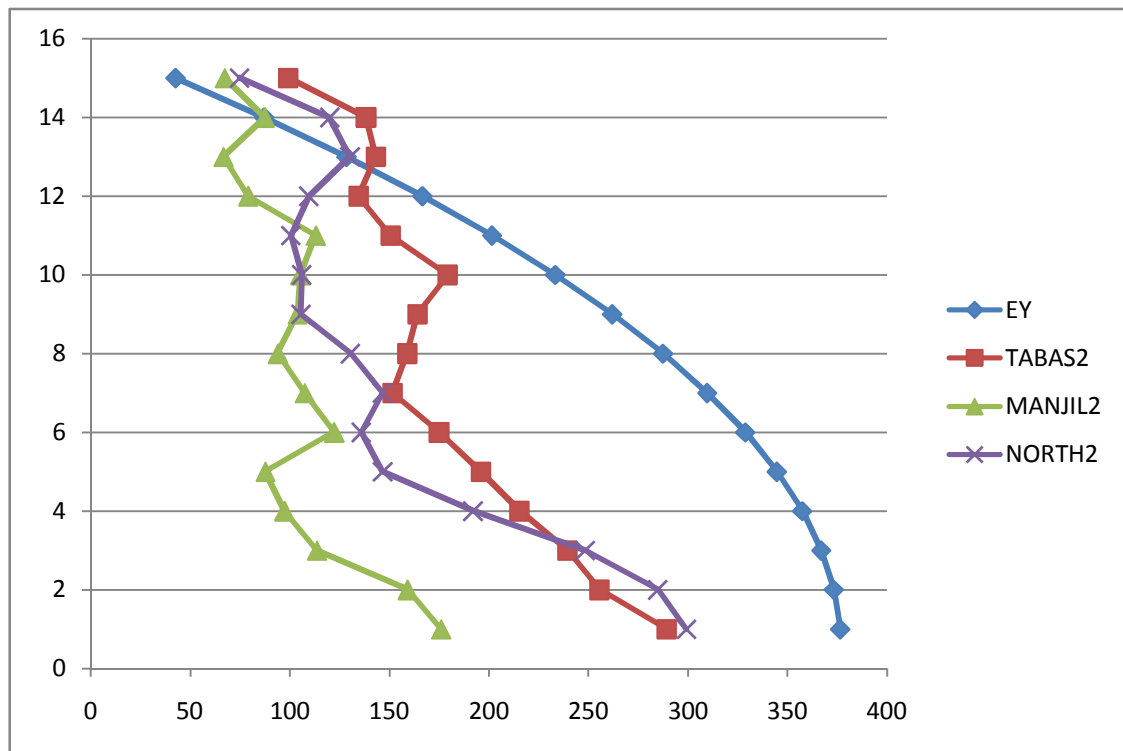
Story	EX+EY	tabas1	tabas2	manjil1	manjil2	northbrige1	northbrige2
15	42.42	168.4	99.12	78.15	67.2	101.28	74.89
14	86.97	273.27	138.19	103.16	87.29	166.46	120.08
13	128.33	311.01	143.15	87.54	66.54	182.26	130.26
12	166.52	304.3	134.37	103.1	78.94	152.75	109.6
11	201.52	227.39	150.5	127.72	112.94	104.95	100.61
10	233.34	249.2	179.26	117.45	105.17	117.7	105.98
9	261.98	200.46	164.02	99.52	103.7	121.21	105.6
8	287.44	186.56	158.87	111.09	93.82	148.11	130.5
7	309.71	239.3	151.53	114.73	107.38	185.79	146.64
6	328.81	311.67	174.86	156.79	122.08	194.1	135.91
5	344.72	354.72	195.91	170.58	87.59	191.02	146.66
4	357.44	430.72	215.3	160.77	97.17	225.15	191.98
3	366.99	484.54	239.4	162.14	113.55	258.84	248.22
2	373.35	498.48	255.55	190.26	159.02	304.6	284.8
1	376.54	529.6	289.26	211.15	175.9	323.73	299.11

جدول ۶-۵) نتایج تحلیل قبل از هم پایه کردن (برش)



شکل (۶-۴۴) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت X

نمودار فوق توضیح نیروی برشی را تحت تحلیل تاریخیچه زمانی نشان می دهد. این نتایج قبل از هم پایه کردن می باشد. با توجه به نمودار زلزله ناشی از طبس بیشترین مقدار نیروی برشی را در جهت X گزارش کرده است.

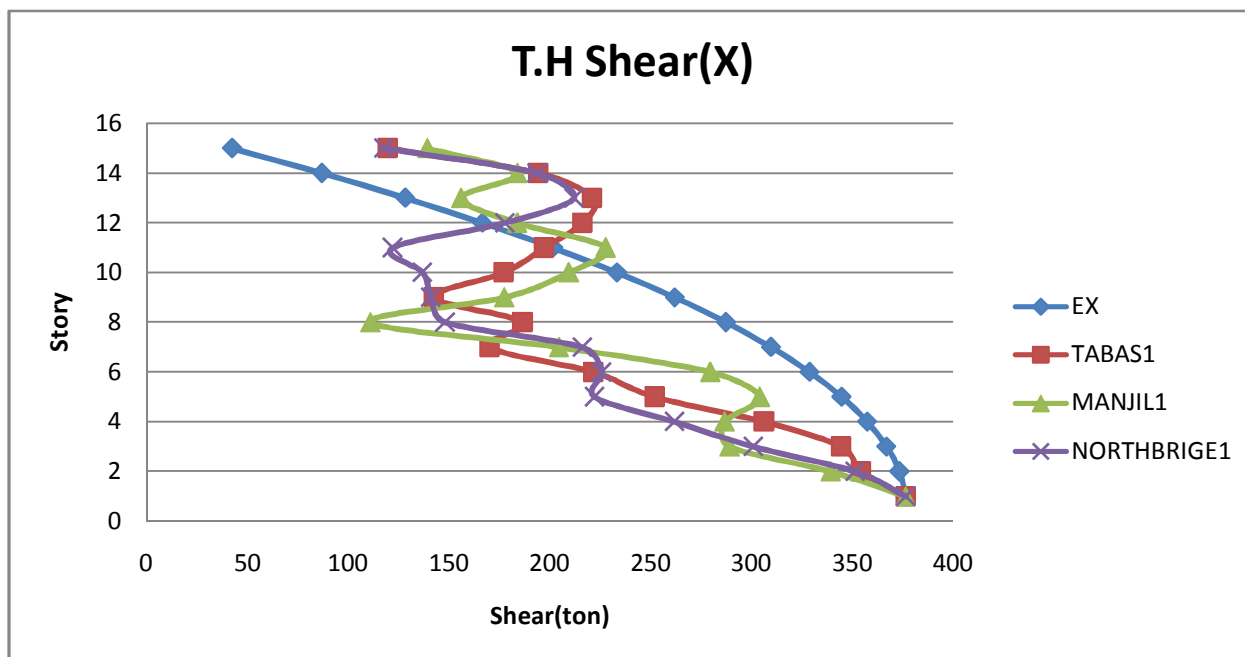


شکل (۴۵-۶) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت Y

با توجه به نمودار فوق نیروی ناشی از سه شتاب نگاشت اعمالی کمتر بوده است از نیروی برشی ناشی از تحلیل استاتیکی معادل و همچنین توزیع نیروهای ناشی از زلزله های اعمالی دقیق تر می باشد.

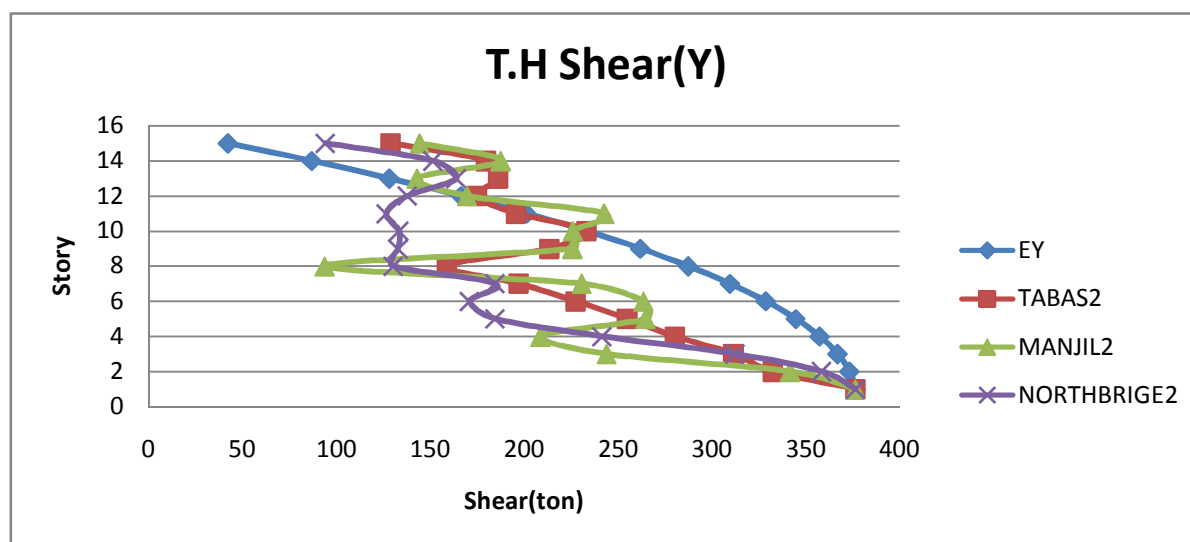
Story	EX.EY	tabas1	tabas2	manjil1	manjil2	northbrige1	northbrige2
15	42.42	119.73	129.02	139.36	144.43	117.8	94.28
14	86.97	194.29	179.89	183.96	187.62	193.61	151.6
13	128.33	221.12	186.35	156.1	143.01	211.99	163.98
12	166.52	216.35	174.91	183.85	169.67	177.67	137.97
11	201.52	197.21	195.9	227.75	242.75	122.06	126.65
10	233.34	177.17	233.35	209.45	226.04	136.9	133.42
9	261.98	142.52	213.51	177.47	225.89	140.98	132.93
8	287.44	186.56	158.87	111.09	93.82	148.11	130.5
7	309.71	170.13	197.25	204.6	230.75	216.1	184.6
6	328.81	221.59	227.62	279.59	263.68	225.76	171.1
5	344.72	252.19	255.02	304.19	264.81	222.18	184.63
4	357.44	306.23	280.27	286.7	208.84	261.88	241.68
3	366.99	344.49	311.63	289.14	244.05	301.06	312.47
2	373.35	354.41	332.66	339.29	341.79	351.44	358.52
1	376.54	376.54	376.54	376.54	376.54	376.54	376.54

جدول ۶-۶ نتایج تحلیل بعد از هم پایه کردن (برش)



شکل (۶-۴۶) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت X

با توجه به نمودار فوق توضیح دقیق و واقعی نیروی زلزله های اعمالی را می توان مشاهده نمود. همیشه نتایج واقعی و مفید جواب هایی نیستند که مقدار کمتری را می دهند. همانطور که مشاهده می شود نیروی زلزله در طبقه ۱۵ ناشی از تحلیل استاتیکی معادل کمتر شده است از سایر نیروها. اما توضیح آن نمی تواند به دقیقی و درستی سایر نتایج باشد. زیرا تنها از یک مد استفاده شده است و رفتار واقعی در نظر گرفته نشده است.



شکل (۶-۴۷) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت Y

در این نمودار نیز توضیح دقیق نیروهای برشی در طبقات به نمایش گذاشته شده است. تمامی نیروهای به برش پایه استاتیکی معادل هم پایه شده اند.

۶-۵-۵ سازه های نامنظم:

استفاده از سازه های نامنظم در پلان و در ارتفاع یکی از پر کاربرد ترین نوع سازه های امروزه می باشد. همانطور که قبلا نیز اشاره شد انتخاب نوع تحلیل در این گونه سازه ها بسیار حائز اهمیت است زیرا رفتار این سازه ها پیچیده تر است نسبت به سازه های منظم.

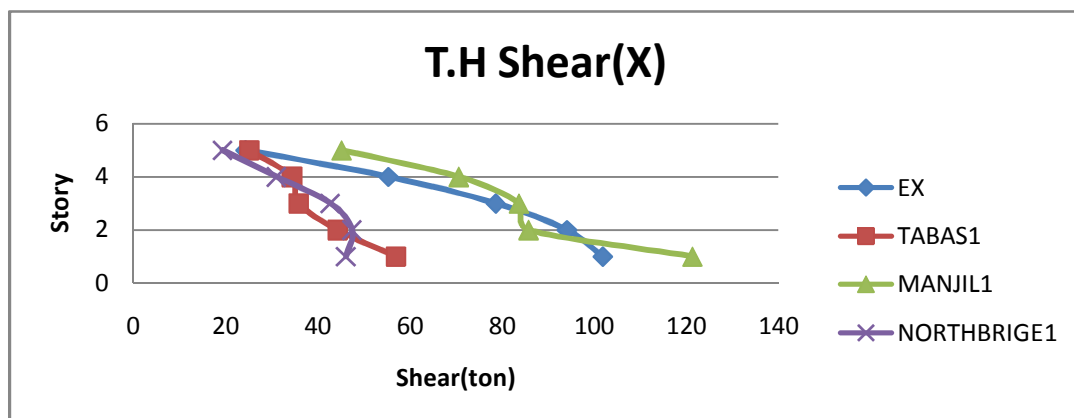
از آنجا که آیین نامه استفاده از تحلیل استاتیکی معادل را در سازه های نامنظم با ارتفاع زیاد را مجاز نمیداند، می خواهیم نتایج تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی را در این گونه سازه ها با ارتفاع کوتاه و بلند را مورد ارزیابی قرار دهیم و نتایج تحلیل تاریخچه زمانی را با سایر تحلیل های دیگری که انجام شده مقایسه کنیم.

۶-۵-۵-۱ سازه ۵ طبقه نامنظم:

همانطور که از اعداد جدول ۶-۵ مشاهده می شود، نتایج تحلیل تاریخچه زمانی نسبت به دو تحلیل دیگر (استاتیکی معادل و دینامیکی طیفی) تفاوت چندانی ندارد زیرا ارتفاع این سازه کوتاه می باشد (۵ طبقه) از این رو می توان به این نکته پی برد که چرا آیین نامه تحلیل استاتیکی و دینامیکی طیفی را در سازه نامنظم با ارتفاع کوتاه مجاز می داند.

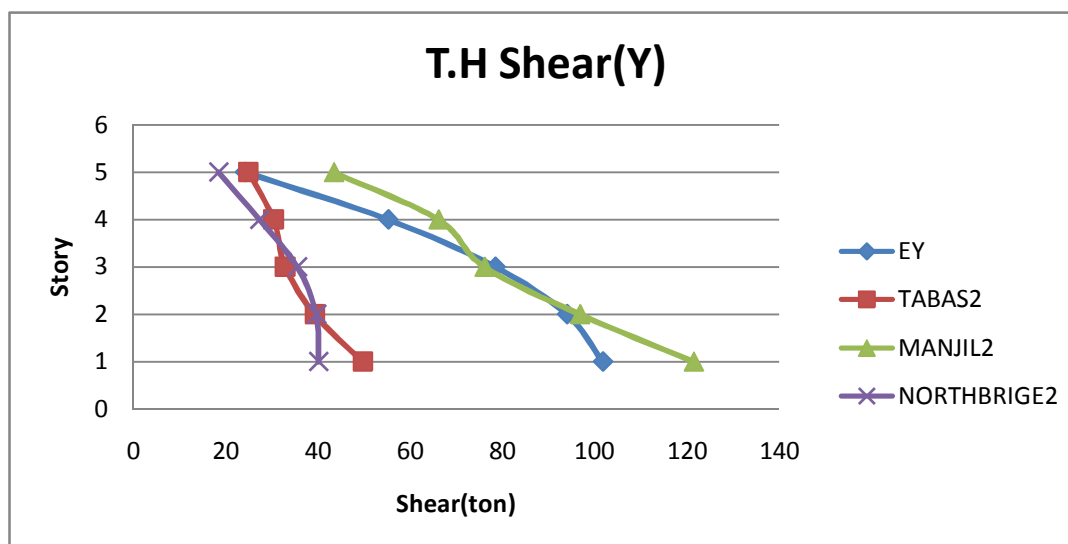
Story	EX+Ey	tabas1	tabas2	manjil1	manjil2	northbrige1	northbrige2
5	24.33	25.13	24.98	45.14	43.53	19.37	18.58
4	55.32	34.36	30.44	70.58	66.18	31.06	27.47
3	78.56	35.88	32.95	83.63	76.14	42.74	35.66
2	94.05	44.26	39.34	85.71	96.82	47.42	39.75
1	101.8	56.95	49.77	121.29	121.45	46.11	40.2

جدول ۶-۷) نتایج تحلیل قبل از هم پایه کردن (برش)



شکل (۶-۴۸) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت X

نمودار فوق نتایج تحلیل تاریخچه زمانی رابر روی سازه ۵ طبقه نا منظم نشان می دهد. در این سازه نیروی زلزله ناشی از شتاب نگاشت منجیل بیشترین مقدار برش پایه را گزارش کرده است. گفتنی است که این نتایج قبل از هم پایه کردن می باشد.



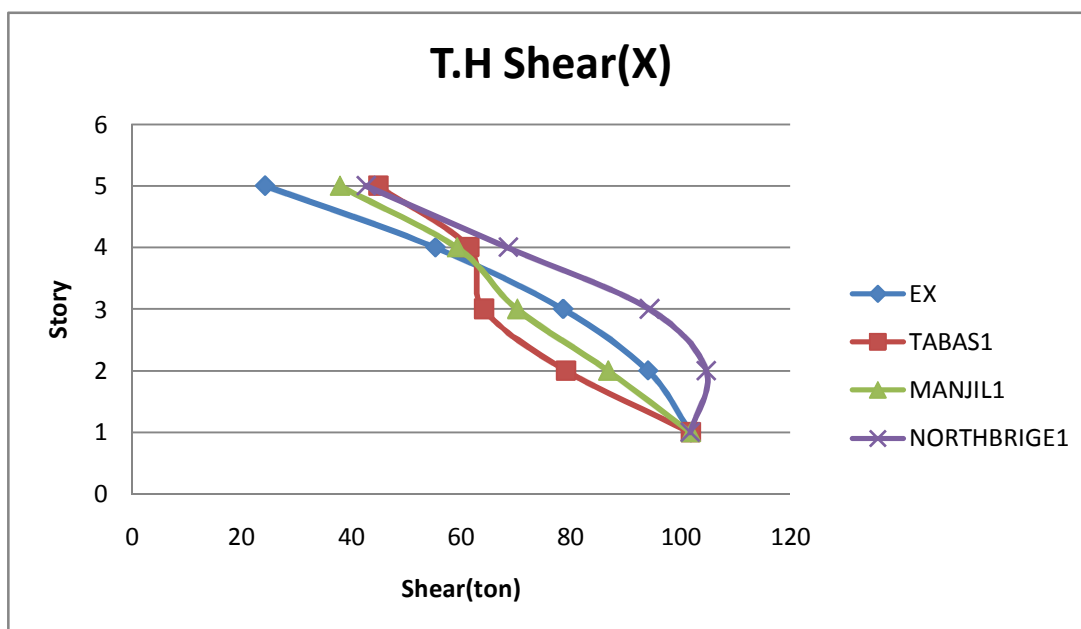
شکل (۶-۴۹) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت Y

در نمودار فوق همانند شکل ۵-۴۸ نیروی برشی پایه ناشی از زلزله منجیل در جهت Y ماکزیمم شده است. از نکات دیگر این نمودار ار تفاوت نحوه توزیع نیروهای زلزله های اعمالی با استاتیکی معادل می باشد.

Story	EX, Ey	tabas1	tabas2	manjil1	manjil2	northbrige1	northbrige2
5	24.33	44.92	51.09	37.89	36.48	42.7	47.06
4	55.32	61.42	62.25	59.24	52.64	68.57	74.5
3	78.56	64.13	67.41	70.19	63.81	94.35	90.3
2	94.05	79.11	80.47	86.76	81.14	104.68	100.66
1	101.8	101.8	101.8	101.8	101.8	101.8	101.8

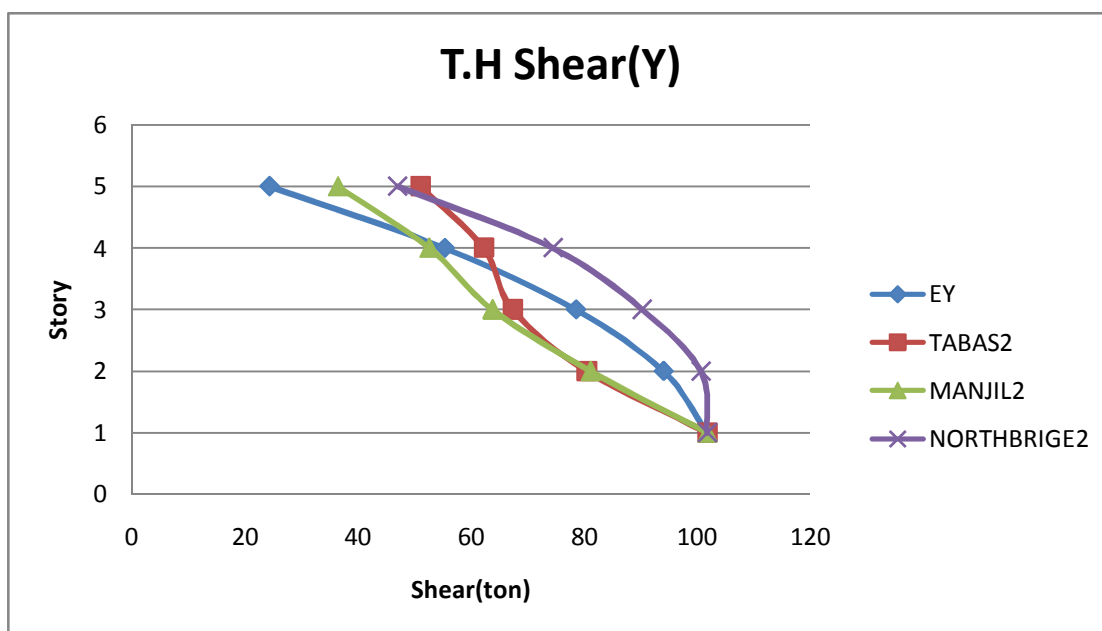
جدول ۶-۸) نتایج تحلیل بعد از هم پایه کردن (برش)

بعد از هم پایه کردن تمامی نیروهای ناشی از زلزله های اعمالی در پایه سازه به یک عدد واحد میرسند. این عمل پایه و مبنای اعمال نیروهای شتاب نگاشت هارا مشخص می کند.



شکل (۶-۵۰) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت X

در نمودار فوق تمامی زلزله های اعمالی و برش پایه با یک دیگر هم پایه شده اند. در این حالت نیروهای ناشی از شتابنگاشت ها توضیح جدید را بعد هم پایه کردن از خود نشان می دهند.



شکل (۶-۵۱) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت Y

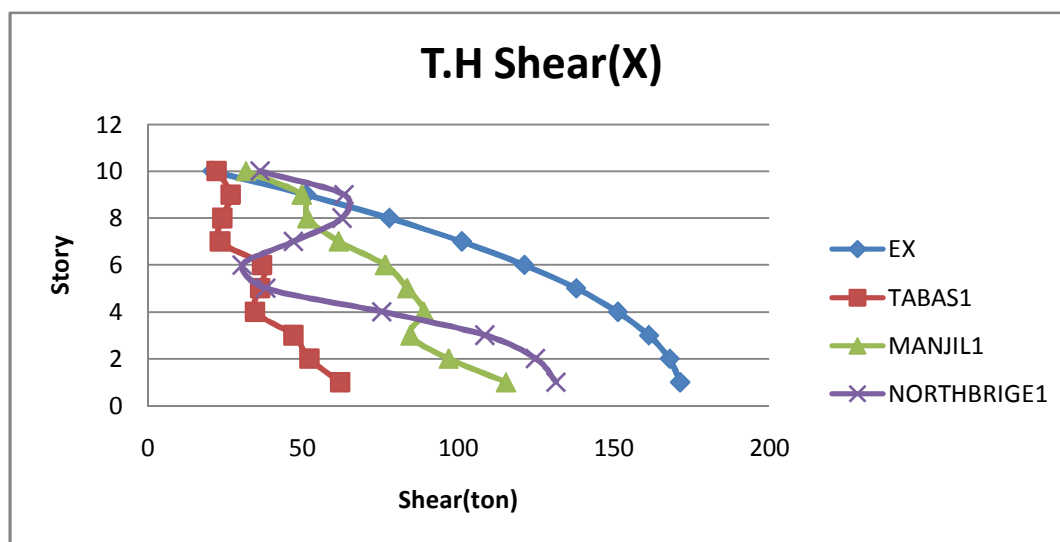
در نمودار فوق نیروی زلزله ناشی از شتابنگاشت مربوط به زلزله Norhtbrig جواب های بیشتری نسبت به سایر شتابنگاشت ها و نیروی برشی استاتیکی معادل داده است. این امر کاملاً طبیعی و بسته به نوع رفتار سازه می تواند متفاوت باشد.

۵-۵-۲ سازه ۱۰ طبقه نامنظم:

بیشترین کاربرد تحلیل های دینامیکی، تحلیل سازه های با ارتفاع زیاد می باشد. همانطور که در جدول زیر مشاهده می شود نتایج تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی در تمامی شتاب نگاشت های اعمالی اعداد کمتری را نسبت به تحلیل استاتیکی معادل گزارش کرده اند. این موضوع می تواند یکی از مزایای تحلیل تاریخچه زمانی در سازه های مرتفع باشد که جواب های بهینه تری را ارائه می دهد.

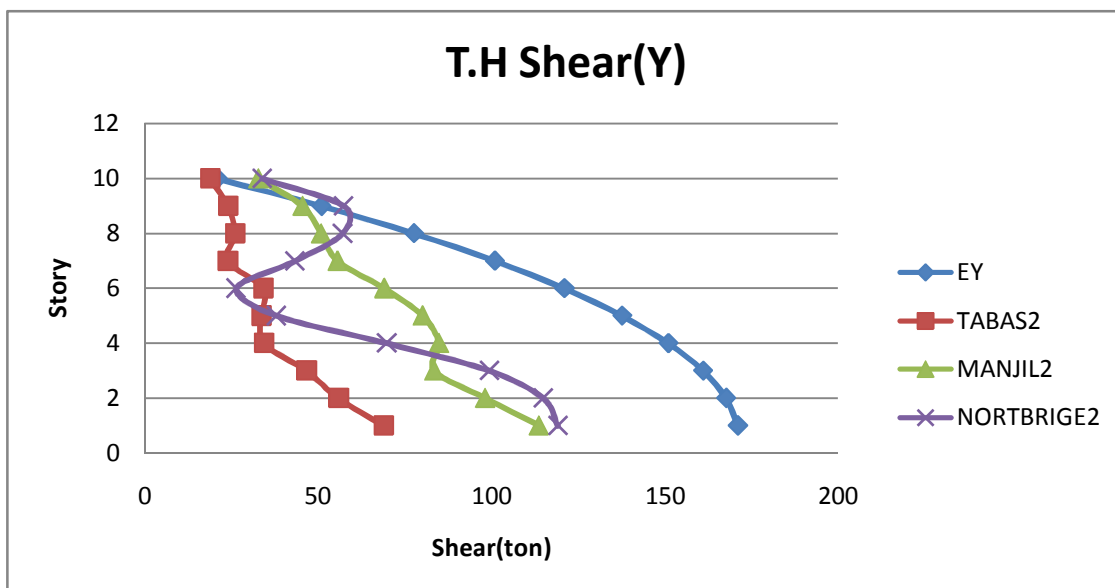
Story	EX,EY	Tabas1	Tabas2	Manjil1	Manjil2	Northbrige1	Northbrige2
10	20.96	22.31	18.98	31.79	32.84	36.21	33.95
9	50.99	26.8	24.09	49.69	45.6	63.3	57.49
8	77.69	24.06	26.11	51.47	50.95	62.55	57.14
7	101.04	23.4	24.05	61.52	55.71	46.92	43.45
6	121.07	36.87	34.3	76.42	69.16	30.53	26.48
5	137.75	36.18	33.79	83.51	80.21	38.14	38.13
4	151.1	34.63	34.43	88.85	84.92	75.46	69.88
3	161.1	46.87	46.71	84.53	83.56	108.47	99.41
2	167.78	52.07	55.94	96.82	98.26	124.73	114.96
1	171.12	61.88	68.94	115.18	113.75	131.35	119.15

جدول ۶-۹) نتایج تحلیل بعد از هم پایه کردن (برش)



شکل (۶-۵۲) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت X

با توجه به نمودارهای توضیح نیرو در طبقات به دقت بودن روش تحلیل تاریخچه زمانی می توان اشاره کرد.



شکل (۶-۵۳) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت Y

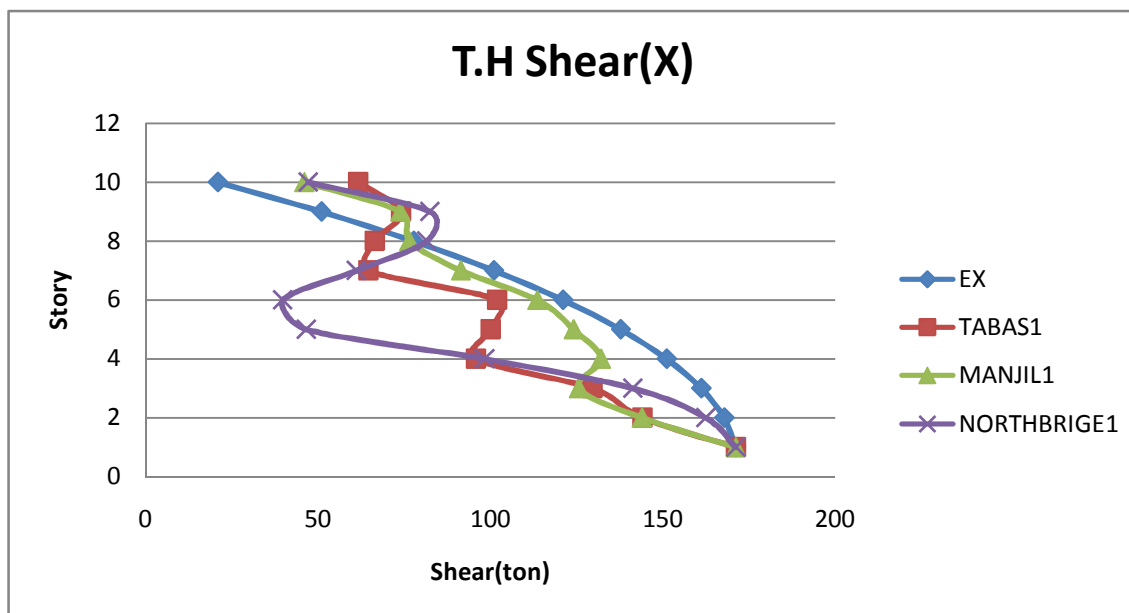
در نمودار فوق توضیح نیروهای برشی در طبقات توسط شتاب نگاشت های اعمالی قابل مشاهده می باشد. باز هم مشاهده می شود که جواب های تحلیل تاریخیچه زمانی اعداد کمتری را گزارش کرده اند.

Story	EX-EY	Tabas1	Tabas2	Manjil1	Manjil2	Northbrige1	Northbrige2
10	20.96	61.7	47.14	46.08	49.43	47.17	48.77
9	50.99	74.1	59.82	73.86	68.62	82.47	83.04
8	77.69	66.53	118.69	76.5	76.68	81.49	82.1
7	101.04	64.71	59.73	91.44	83.84	61.13	62.43
6	121.07	101.96	85.17	113.59	104.09	39.77	38.05
5	137.75	100.04	83.91	124.12	120.71	46.69	54.79
4	151.1	95.75	85.51	132.06	127.8	98.31	100.4
3	161.1	129.6	116.01	125.64	125.77	141.31	142.83
2	167.78	144	138.92	143.91	147.89	162.49	165.18
1	171.12	171.12	171.12	171.12	171.12	171.12	171.12

جدول ۶-۱۰) نتایج تحلیل بعد از هم پایه کردن (برش)

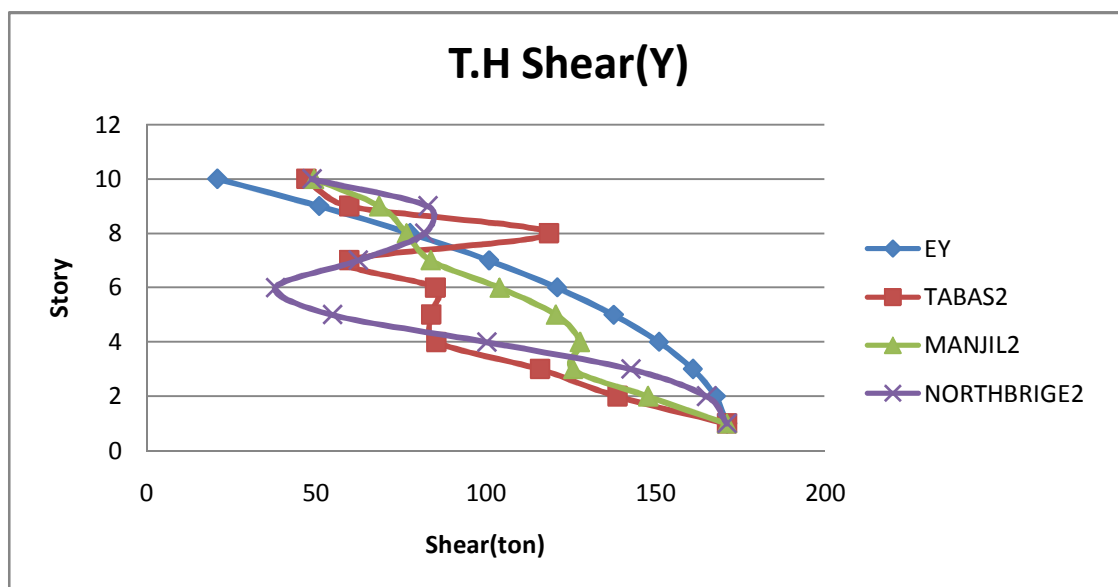
همانطور که در قسمت قبل (قبل از هم پایه کردن) مشاهده کردیم که نیروهای گزارش شده ناشی از شتابنگاشتها نسبت به نیروی استاتیکی معادل بهینه تر بود. حال می خواهیم نتایج را بعد از هم پایه کردن با یکدیگر مقایسه کنیم.

از مقایسه اعداد با دیگر تحلیل های انجام شده (استاتیکی معادل و دینامیکی طیفی) مشاهده می شود روش تحلیل تاریخیچه زمانی در طبقات بالا جواب های متفاوت تری نسبت به دو تحلیل دیگر می دهد. علت این امر را می توان این طور تفسیر کرد که این روش بسیار دقیق تر عمل کرده و توضیح واقعی نیروها را به ما نشان می دهد.



شکل (۵۴-۶) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت X

نمودار فوق توزیع نیروها را در طبقات ناشی از شتابنگاشت ها و استاتیکی معادل بعد از هم پایه کردن برش پایه نشان می دهد. برش پایه در تمامی شتابنگاشت ها از یک عدد شروع شده است ولی عملکرد آنها در ارتفاع متفاوت بوده است. علت این امر متفاوت بودن نوع زلزله های می باشد.



شکل (۵۵-۶) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت Y

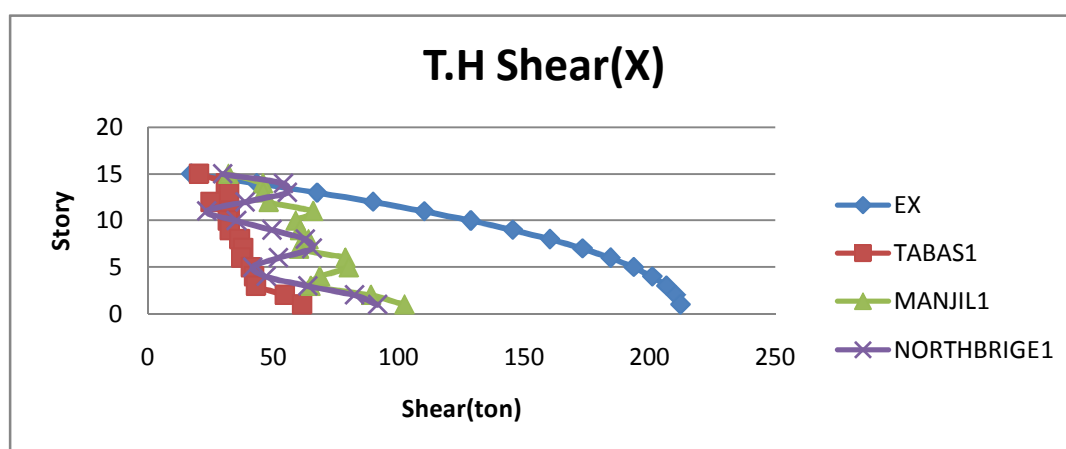
در نمودار فوق نیز توزیع نیروی زلزله در جهت Y را می توان مشاهده نمود. این اعداد بعد از هم پایه کردن در برشی پایه بدست آمده است.

۶-۵-۳-سازه ۱۵ طبقه نامنظم:

همانطور که در قسمت قبل مشاهده شد تحلیل سازه نامنظم ۵ طبقه به روش تاریخچه زمانی اختلاف چندان با دیگر تحلیل ها نداشت اما در تحلیل تاریخچه زمانی سازه ۱۰ طبقه اختلاف های زیادی مشاهده شد علت این امر اختلاف ارتفاع این دو سازه بود و می توان نتیجه گرفت که استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی در سازه های بلند ترمی تواند علاوه بر داده های معتبر تر، توضیح واقعی نیروها در طبقات را نیز را نسبت به تحلیل های دیگر موجود گزارش کند. از این رو می خواهیم جواب های تحلیل تاریخچه زمانی را در یک سازه با ارتفاع زیاد (۱۵ طبقه) را مورد بررسی قرار دهیم.

Story	EX-EY	tabas1	tabas2	manjil1	manjil2	northbrige1	northbrige2
15	17.46	20.38	20.28	32.04	31.13	29.77	29.18
14	43.48	31.02	33.23	45.77	44.16	54.06	52.75
13	67.51	32.25	29.77	45.86	41.98	55.64	55.01
12	89.76	25.01	24.48	48.01	46.49	38.71	40.53
11	110.15	32.7	30.32	65.81	63.38	23.48	21.95
10	128.69	31.81	29.9	58.8	56.04	35.32	37.23
9	145.37	32.6	30.71	60.58	57.57	49.52	49.03
8	160.2	36.56	35.63	63.92	60.35	62.77	62.92
7	173.18	37.92	36.79	60.13	61.89	65.34	64.52
6	184.3	37.29	33.89	78.63	75.82	52.07	51.56
5	193.57	41.14	38.92	79.98	75.54	41.77	43.73
4	200.9	42.31	36.31	68.47	63.01	47.19	45.5
3	206.55	43.13	44.64	64.84	63.01	63.62	61.03
2	210.26	54.48	51.06	88.84	86.31	82.31	78.55
1	212.11	61.43	57.24	102.19	100.02	91.44	86.41

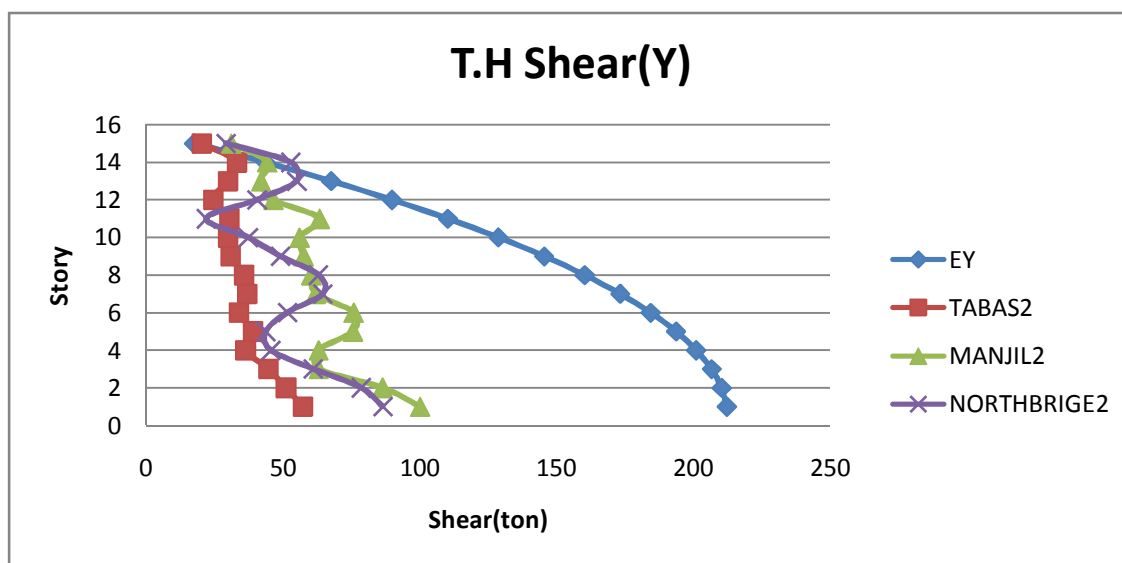
جدول ۶-۱۱) نتایج تحلیل قبل از هم پایه کردن (برش)



شکل (۶-۵۶) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت X

همانطور که از نمودار بالا مشاهده می شود تحلیل های تاریخچه زمانی سازه جواب های نزدیک به هم را گزارش می کنند. اما این نتایج اختلاف زیادی با تحلیل استاتیکی معادل دارد.

این همان اختلاف تحلیل تاریخچه زمانی با سایر تحلیل ها در سازه های بلند و نامنظم می باشد. که جواب های بهینه تر و دقیق تری را گزارش می کند.



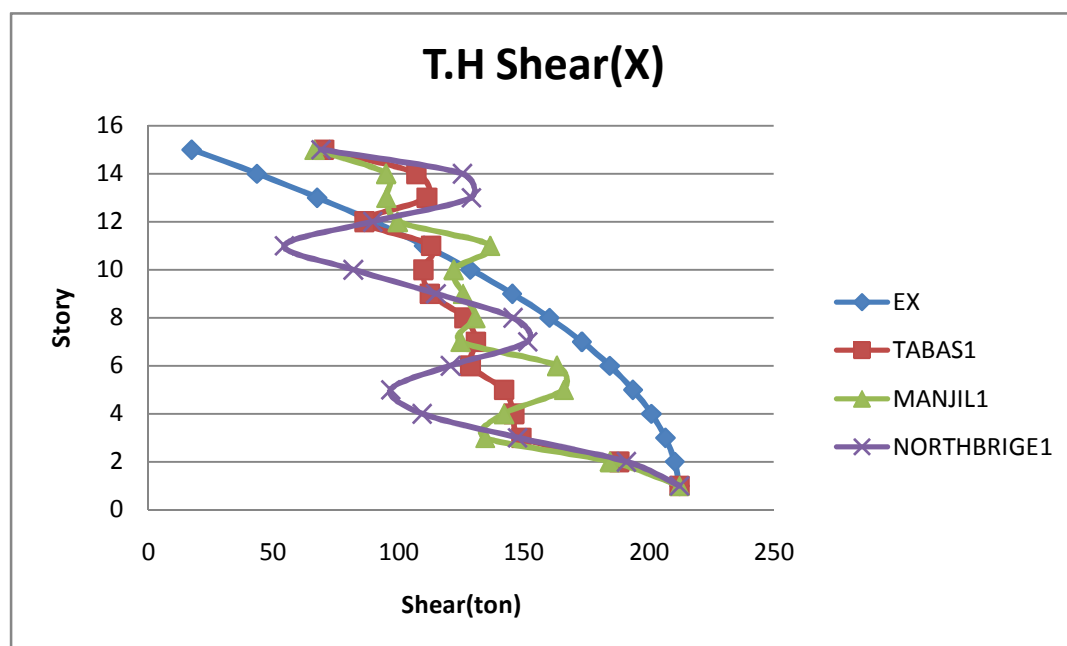
شکل (۶-۵۷) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخچه زمانی قبل از هم پایه کردن در جهت Y

در این نمودار نیز اختلاف زیاد بین تحلیل های تاریخچه زمانی و استاتیکی معادل مشهود است.

این موضوع یکی از مزایای تحلیل تاریخچه زمانی نسبت به دیگر تحلیل ها می باشد که در سازه های با ارتفاع زیاد جواب های بهینه تری را گزارش می کند.

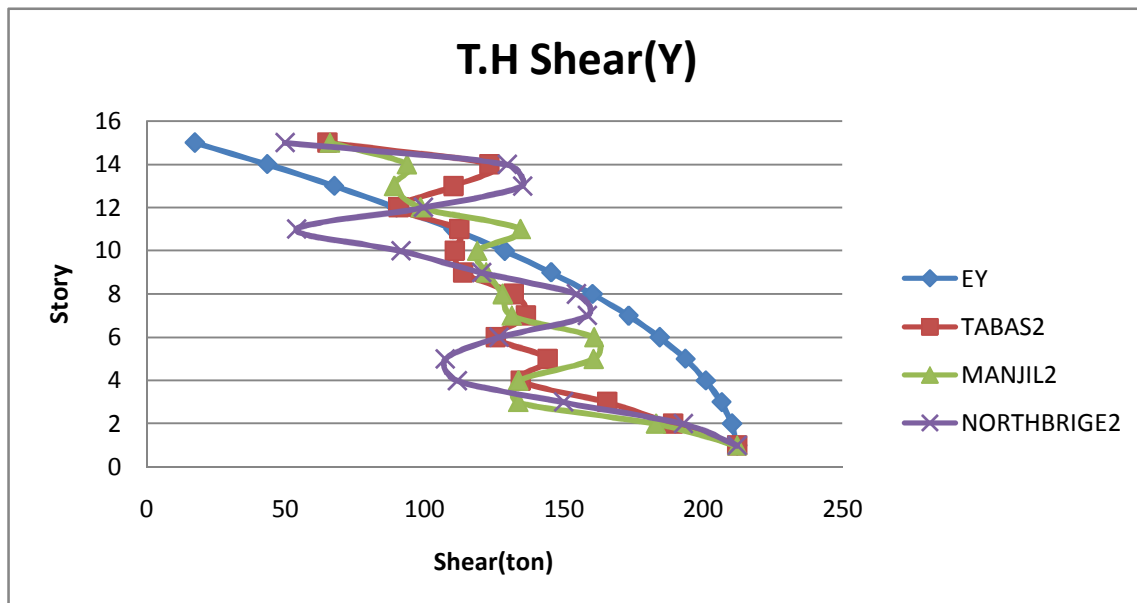
Story	EX.EY	tabas1	tabas2	manjil1	manjil2	northbrige1	northbrige2
15	17.46	70.37	65.13	66.5	66.01	69.06	49.79
14	43.48	107.12	123.15	95	93.65	125.4	129.48
13	67.51	111.36	110.32	95.19	89.03	129.07	135.04
12	89.76	86.37	90.73	99.65	98.58	89.78	99.49
11	110.15	112.91	112.36	136.59	134.4	54.46	53.89
10	128.69	109.85	110.8	122.04	118.84	81.93	91.38
9	145.37	112.56	113.78	125.74	122.09	114.87	120.35
8	160.2	126.22	132.03	130.59	127.97	145.6	154.44
7	173.18	130.95	136.33	124.81	131.24	151.57	158.37
6	184.3	128.74	125.56	163.2	160.79	120.78	126.57
5	193.57	142.04	144.2	166	160.61	96.89	107.35
4	200.9	146.08	134.55	142.12	133.62	109.47	111.68
3	206.55	148.94	165.42	134.58	133.63	147.57	149.82
2	210.26	188.13	189.18	184.39	183.04	190.93	192.81
1	212.11	212.11	212.11	212.11	212.11	212.11	212.11

جدول ۶-۱۲) نتایج تحلیل بعد از هم پایه کردن (برش)



شکل (۶-۵۷) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخیچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت X

در نمودار فوق توضیح نیرو بعد از هم پایه کردن را نشان می دهد. توضیح دقیق نیروها در طبقات می تواند از مهم ترین نکات نمودار فوق باشد.



شکل (۶-۵۸) نیروی برشی طبقات تحت تحلیل تاریخچه زمانی بعد از هم پایه کردن در جهت Y

در نمودار فوق توزیع نیروهای شتاب نگاشت های اعمالی و استاتیکی معادل قابل مشاهده می باشد. با مقایسه نحو توزیع نیروی استاتیکی با تاریخچه زمانی می توان به واقعی ودقیق بودن تحلیل تاریخچه زمانی پی برد.

این نکته نیز بسیار حائز اهمیت است که نتیجه واقعی نتیجه بهینه تر نیست نتیجه واقعی بایدطوری باشد که رفتار اصلی سازه را در نظر بگیرد. همانطور که مشاهده می شود در این سازه نیروی برشی ناشی از تحلیل استاتیکی معادل در طبقات بالا به مراتب کمتر شده اما با توجه به نحوه توزیع نمی تواند درک و رفتار دقیقی از سازه را گزارش کند.

بررسی نتایج

آیین نامه فعلی اجازه می دهد که نتایج حاصله از تحلیل تاریخچه زمانی، همپایه شوند. به طوری که حداکثر برش پایه دینامیکی، با برش پایه حاصله از تحلیل ساده استاتیکی دو بعدی برابر شوند (و یا حتی کمتر باشند). البته این دیدگاه پایه تئوری قوی ندارد. اگر چه این دیدگاه تا زمانی که تصحیح و جایگزینی برایش پیدا نشده می تواند به منظور انجام بارگذاری دینامیکی که مقررات آیین نامه را ارضا می کند پذیرفته شده باشد.

بند ۲-۴-۲-۴-۱

الف) در سازه های نامنظم، مقادیر بازتاب ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضریب شوند.

ب) در سازه های منظم در صورتی که در تحلیل طیفی از طیف استاندارد استفاده شده باشد، مقادیر بازتاب باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند.

پ) در سازه های منظم در صورتی که در تحلیل طیفی از طیف طرح ویژه ساختگاه استفاده شده باشد، مقادیر بازتاب باید در ۸۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل دینامیکی ضرب شوند.

اصلاح مقادیر بازتاب در مواردی مورد استفاده قرار می گیرد که برش پایه به دست آمده از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی خطی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل باشد. مقدار برش پایه تحلیل تاریخچه زمانی خطی بسته به منظم یا نا منظم بودن سازه باید افزایش داده شود و بازتاب های سازه متناسب با آنها اصلاح می گردد. (انجام این کار الزامی است)

در سازه های نامنظم، مقادیر بازتاب ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی خطی ضرب شوند.

در صورتی که برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی خطی بیشتر از برش پایه استاتیکی معادل باشد، مقدار برش پایه تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی خطی و کلیه بازتاب های سازه و اعضای آن را می

توان به نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی خطی کاهش داد. (انجام این کار الزامی نیست)

یکی از اشتباهات مشاهده شده در مقیاس کردن تاریخچه زمانی زلزله، مقیاس کردن یک مولفه مجزا با یک جفت مولفه حوزه فرکانسی برای هم خوانی بسیار نزدیک با طیف طرح هدف در دامنه وسیعی از دوره های تناوب ارتعاشی می باشد. این کار می تواند ویژگیهای انرژی رکورد پایه را کاملاً تغییر داده و منجر به نیازهای لرزه ای بسیار غیر واقعی بشود.

در مورد ضوابط مربوط به آیین نامه ۲۸۰۰ ضریب ۱.۴ را این گونه می توان توجیه کرد از آنجا که دو مولفه عمود بر هم (یک جفت) از هر رکورد بر اساس روش SRSS برآیند گرفته می شوند در نتیجه از نظر آماری می توان گفت که این برآیند حدوداً $\sqrt{2}$ برابر هر رکورد می باشد. در نتیجه ضریب ۱.۴ به منظور اطمینان از این است که طیف هر یک از مولفه های هر کدام از رکورد ها به تنهایی در حدود طیف طرح استاندارد باشد

یکی دیگر از ضریب های موجود برای فرآیند متوسط گیری اشاره شده در محدوده ۰.۲T تا ۱.۵T می باشد که این گونه می توان تفسیر کرد به علت تغییرات شدید در طیف پاسخ، به منظور اطمینان از عدم خطا در تعیین پاسخ سازه به علت بیشینه ها و کمینه های محلی، فرآیند متوسط گیری در محدوده نسبتاً وسیع در محدوده تغییرات شدید بین زمان های ۰.۲T تا ۱.۵T انجام می شود.

نقد آیین نامه ۲۸۰۰ و مقایسه با آیین نامه
ایران و آمریکا (ASCE-۰۷)

۷-۱-۲ نقد و بررسی آیین نامه ایران

در فصل گذشته هر سه روش تحلیل های موجود در سازه ها را بررسی کردیم و با توجه به نتایج به این نتیجه رسیدیم که تحلیل تاریخچه زمانی بهترین روش برای سازه های نا منظم و مرتفع می باشد زیرا جواب های منطقی و واقعی تری را می دهد.

استفاده از این نوع تحلیل به دلیل مشکلات و حجم بالای عملیات کمتر مورد توجه قرار گرفته است. در این فصل می خواهیم روش تحلیل تاریخچه زمانی را بر روی یک سازه ۱۵ طبقه نا منظم به هر دو روش آیین نامه ایران و آمریکا را مورد بررسی قرار داده و تفاوت های نتایج را ارزیابی نماییم.

قبل از هر چیز می خواهیم بندهای آیین نامه ۲۸۰۰ در قسمت تحلیل تاریخچه زمانی را مورد بررسی قرار داده و نقدی بر این آیین نامه داشته باشیم.

۷-۲-۱ شتاب نگاشت ها

۷-۲-۱-۱ انتخاب شتابنگاشت ها

اولین گام در تحلیل تاریخچه زمانی انتخاب شتاب نگاشت ها می باشد

در بند ۷-۲-۱-۴-۱ آیین نامه ۲۸۰۰ اطلاعاتی در مورد انتخاب شتاب نگاشت ها داده است که مهمترین آنها به شرح زیر است:

الف) شتابنگاشت ها متعلق به زلزله هایی باشند که شرایط زلزله طرح را ارضا کنند و در آن آثار: بزرگ، فاصله از گسل، ساز و کار چشمه لرزه زا در نظر گرفته شده باشد.

ب) ساختگاه شتاب نگاشت ها باید به لحاظ ویژگی های زمین شناسی، تکتونیکی، لرزه شناسی و به خصوص مشخصات لایه های خاکی با زمین محل ساخت، تا حد امکان مشابهت داشته باشد.

شتاب نگاشت های مربوط به هر خاک باید با محل احداث یکی باشد. مثلاً استفاده از شتاب نگاشت مربوط به خاک تیپ II برای خاک تیپ III و بر عکس مجاز نیست.

پ) مدت زمان حرکت شدید زمین در شتابنگاشت ها حداقل برابر با ۱۰ ثانیه یا سه برابر زمان تناوب اصلی سازه، هر کدام بیشتر است، باشد.

مدت زمان حرکت شدید زمین، اثر قابل ملاحظه ای بر خرابی زلزله دارد. بسیاری از فرآیندهای فیزیکی مانند کاهش سختی و مقاومت انواع سازه ها به تعداد سیکل های بار یا تنش که در حین زلزله بوجود می آید بستگی دارد.

یک حرکت با مدت کوتاه حتی اگر دامنه بزرگی داشته باشد، ممکن است تعداد کافی سیکل بار، حتی رسیدن سازه به گسختگی ایجاد نماید. از طرفی دیگر حرکت با دامنه متوسط اما مدت زمان طولانی، سیکل های بارگذاری کافی جهت ایجاد خرابی در سازه تولید خواهد کرد.

شتابنگاشت زلزله، تمام شتاب ها از زمان شروع تا زمان بازگشت حرکات به سطح اولیه خود، می باشد. به منظور کاربرد مهندسی، تنها بخش حرکات شدید یک شتابنگاشت مورد توجه است.

چنانچه سه زوج شتاب نگاشت ثبت شده با مشخصات مورد نظر در دسترس نباشد، می توان به جای آن ها از زوج های مناسب شتابنگاشت شبیه سازی شده مصنوعی به کار گرفت.

در مورد این بند آیین نامه متأسفانه توضیح دقیق داده نشده است و کاملاً مختصر گفته شده است.

مبنای تهیه شتابنگاشت های شبیه سازی شده مصنوعی به این شرح است که بر اساس تبدیل معکوس فوریه از یک تابع چگالی طیفی می باشد. پس از تهیه رکورد، طیف های حاصل از آن را با طیف ارتجاعی AB_{2800} و یا طیف طرح استاندارد $S_a = \frac{AB}{R}$ مقایسه می کنند.

روش های معمول برای ایجاد حرکات مصنوعی زمین به شرح زیر است:

الف) اصلاح رکوردهای واقعی زمین

ب) ایجاد حرکات مصنوعی زمین در حوزه زمین

ج) ایجاد حرکات مصنوعی در حوضه فرکانس

د) ایجاد تابع مصنوعی با استفاده از تابع Green

ه) استفاده از تئوری موجک و رویش های نوین عددی مانند شبکه مصنوعی

۷-۲-۲ تعداد شتاب نگاشت ها

تعداد شتاب نگاشت ها حداقل سه زوج شتاب نگاشت متعلق به مولفه های افقی زلزله مختلف ثبت شده که باید شرایطی که قبلا بحث شد را ارضا کنند.

هنگامی که از سه زوج شتابنگاشت استفاده می شود حداکثر بازتاب های بدست آمده از تحلیل با سه زوج شتابنگاشت مورد نظر است.

به جای سه زوج شتاب نگاشت می توان از هفت زوج شتاب نگاشت با مشخصات عنوان شده در آن بند استفاده نمود. هنگامی که از هفت زوج شتاب نگاشت استفاده شود، مقدار متوسط بازتاب های بدست آمده از آن ها را به عنوان بازتاب نهایی تلقی کرد.

۷-۳ مقیاس سازی

مطابق بند ۲-۴-۱-۴-۲ آیین نامه روش های مقیاس در آوردن زوج شتاب نگاشت ها انتخاب شده به شرح زیر است:

(الف) کلیه شتاب نگاشت ها به مقدار حد اکثر خود مقیاس می شوند، بدین معنی که حداکثر شتاب همه آنها برابر با شتاب ثقل زمین (g) شود.

(ب) طیف پاسخ شتاب نگاشت هر یک از زوج شتاب نگاشت های مقیاس شده با اعمال نسبت میرایی ۵ درصد مشخص شود.

(پ) طیف پاسخ شتاب هر زوج شتابنگاشت با استفاده از روش جذر مربعات با یکدیگر ترکیب شده و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته شود.

(ت) طیف های پاسخ ترکیبی سه زوج شتابنگاشت ، متوسط گیری شده و در زمان تناوب $T = 0.2$ و $T = 1.5$ با طیف طرح استاندارد مقایسه می گردد.

ضریب مقیاس آن چنان تعیین شود که در این محدوده مقادیر متوسط ها در هر حالت حداقل مساوی $1/4$ برابر مقدار نظیر آن در طیف استاندارد باشد.

T : زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان بر حسب ثانیه

(ث) ضریب مقیاس تعیین شده ، باید در شتابنگاشت های مقیاس شده در بند (الف) ضرب گردد و در تحلیل دینامیکی استفاده شود.

تغییرات لازم بر روی تاریخچه های زمانی انتخاب شده ، برای داشتن سطح مشخصی از سازگاری با طیف استاندارد طرح را ((مقیاس کردن)) می نامند. عمل مقیاس کردن را می توان در حوزه زمان یا فرکانس انجام داده معمولا رکورد های خام (اصلاح نشده) قبل از مقیاس کردن را رکورد پایه می نامیم . می توان با ایجاد رکورد های مصنوعی زمین لرزه نیز به نتایج مقیاس شده مطلوب رسید . معمولا سطح یا میزان مقیاس به وسیله ضوابط آیین نامه های طرح لرزه ای حاکم تعریف می شود. این ضوابط در سال های اخیر ، مرتبا تغییر کرده اند. یکی از اشتباهات مشاهده شده در مقیاس کردن تاریخچه زمانی زلزله ، مقیاس کردن یک مولفه مجزا با یک جفت مولفه حوزه فرکانسی برای هم خوانی بسیار نزدیک با طیف طرح هدف در دامنه وسیعی از دوره های تناوب ارتعاشی می باشد. این کار می تواند ویژگی های انرژی رکورد پایه را کاملا تغییر داده و منجر به نیاز های لرزه ای بسیار غیر واقعی بشود.

در مورد ضوابط مربوط به آیین نامه ۲۸۰۰ ضریب ۱.۴ را این گونه می توان توجیه کرد از آنجا که دو مولفه عمود بر هم (یک جفت) از هر رکورد بر اساس SRSS برآیند گرفته می شوند.

در نتیجه از نظر آماری می توان گفت که این برآیند حدود $\sqrt{2}$ برابر هر رکورد می باشد. در نتیجه ضریب ۱.۴ به منظور اطمینان از این است که طیف هر یک از مولفه های هر کدام از رکورد ها به تنهایی در حدود طیف طرح استاندارد باشد.

یکی دیگر از ضریب های موجود برای فرآیند متوسط گیری اشاره شده در محدوده ۰.۲T تا ۱.۵T می باشد که این گونه می توان تفسیر کرد به علت تغییرات شدید در طیف پاسخ ، به منظور اطمینان از عدم خطا در تعیین پاسخ سازه به علت بیشینه ها و کمینه های محلی ، فرآیند متوسط گیری در محدوده نسبتا وسیع در محدوده تغییرات شدید بین زمان های ۰.۲T تا ۱.۵T انجام می شود.

۷-۴ هم پایه کردن

آیین نامه فعلی اجازه می دهد که نتایج حاصله از تحلیل تاریخچه زمانی ، همپایه شوند. به طوری که حداکثر برش پایه دینامیکی ، با برش پایه حاصله از تحلیل ساده استاتیکی دو بعدی برابر شوند (و یا حتی کمتر باشند). البته این دیدگاه پایه تئوری قوی ندارد . اگر چه این دیدگاه تا زمانی که تصحیح و جایگزینی برایش پیدا نشده می تواند به منظور انجام بارگذاری دینامیکی که مقررات آیین نامه را ارضا می کند پذیرفته شده

الف) در سازه های نامنظم، مقادیر بازتاب ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضریب شوند.

ب) در سازه های منظم در صورتی که در تحلیل طیفی از طیف استاندارد استفاده شده باشد، مقادیر بازتاب باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند.

پ) در سازه ای منظم در صورتی که در تحلیل طیفی از طیف طرح ویژه ساختگاه استفاده شده باشد، مقادیر بازتاب باید در ۸۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل دینامیکی ضرب شوند.

اصلاح مقادیر بازتاب در مواردی مورد استفاده قرار می گیرد که برش پایه به دست آمده از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی خطی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل باشد. مقدار برش پایه تحلیل تاریخچه زمانی خطی بسته به منظم یا نامنظم بودن سازه باید افزایش داده شود و بازتاب های سازه متناسب با آن ها اصلاح می گردد. (انجام این کار الزامی است).

در سازه های نامنظم، مقادیر بازتاب ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی خطی ضرب شوند.

در صورتی که برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی خطی بیشتر از برش پایه استاتیکی معادل باشد، مقدار برش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی خطی و کلیه بازتاب های سازه و اعضای آن را می توان به نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه بدست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی خطی کاهش داد.

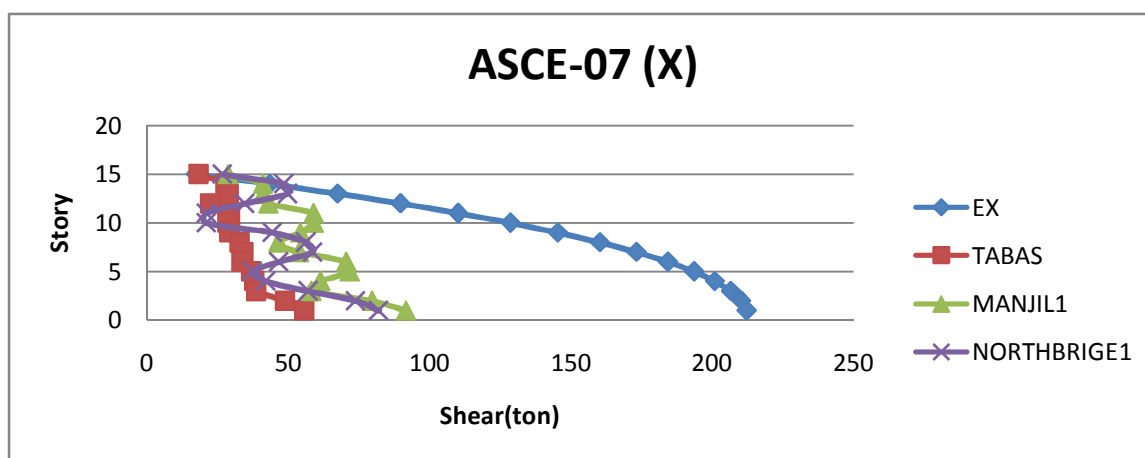
۴-۷ مقایسه نتایج تحلیل تاریخچه زمانی ایرن و امریکا:

در این قسمت قست داریم یک سازه ۱۵ طبقه نامنظم را تحت تحلیل تاریخچه زمانی به هر دوروش آیین نامه ایران و امریکا قرار داده و نتایج را با یک دیگر مقایسه کنیم. (نتایج تحلیل به روش آیین نامه ایران در فصل ششم شرح داده شده است)

با انجام این کار می توان نقاط ضعف و تفاوت های موجود بین دو آیین نامه را با یکدیگر مقایسه نمود.

Story	EX-EY	tabas1	tabas2	manjil1	manjil2	northbrige1	northbrige2
15	17.46	18.27	18.18	28.73	27.91	26.69	26.17
14	43.48	27.82	29.8	41.04	39.6	48.47	47.3
13	67.51	28.92	26.7	41.13	37.64	49.89	49.33
12	89.76	22.43	21.95	43.05	41.68	34.71	36.34
11	110.15	29.32	27.19	59.01	56.83	21.05	19.68
10	128.69	28.53	27.19	59.01	56.83	21.05	19.68
9	145.37	29.23	27.53	54.32	51.62	44.4	43.96
8	160.2	32.78	31.95	46.51	54.11	56.28	56.41
7	173.18	34.01	47.9	53.92	55.49	58.59	57.85
6	184.3	33.43	30.39	70.5	67.99	46.69	46.23
5	193.57	36.89	34.89	71.72	67.91	37.45	39.22
4	200.9	37.94	32.56	61.4	56.5	42.2	40.8
3	206.55	38.68	40.03	58.14	56.5	57.04	54.73
2	210.26	48.86	45.78	79.66	77.39	73.8	70.43
1	212.11	55.61	51.33	91.63	89.68	81.99	77.48

جدول (۱-۷) نتایج تحلیل قبل از هم پایه کردن (برش)



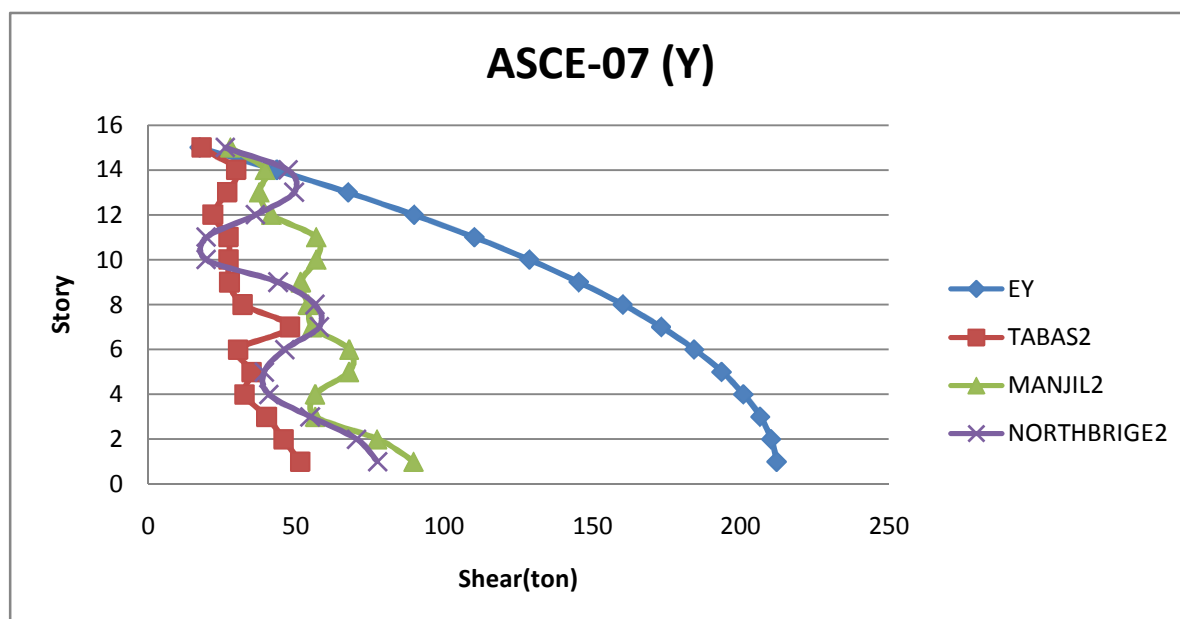
شکل (۱-۷) نتایج تحلیل قبل از هم پایه کردن (برش) ASCE-۰۷ در جهت X

در نمودار فوق نتیجه تحلیل تاریخچه زمانی را به روش آیین نامه امریکا مشاهده می کنیم. با توجه به

اعداد گزارش شده و مقایسه با تحلیل تاریخچه زمانی به روش آیین نامه ایران مشخص می شود که نتایج

تحلیل به روش آیین نامه امریکا بهینه تر می باشد.

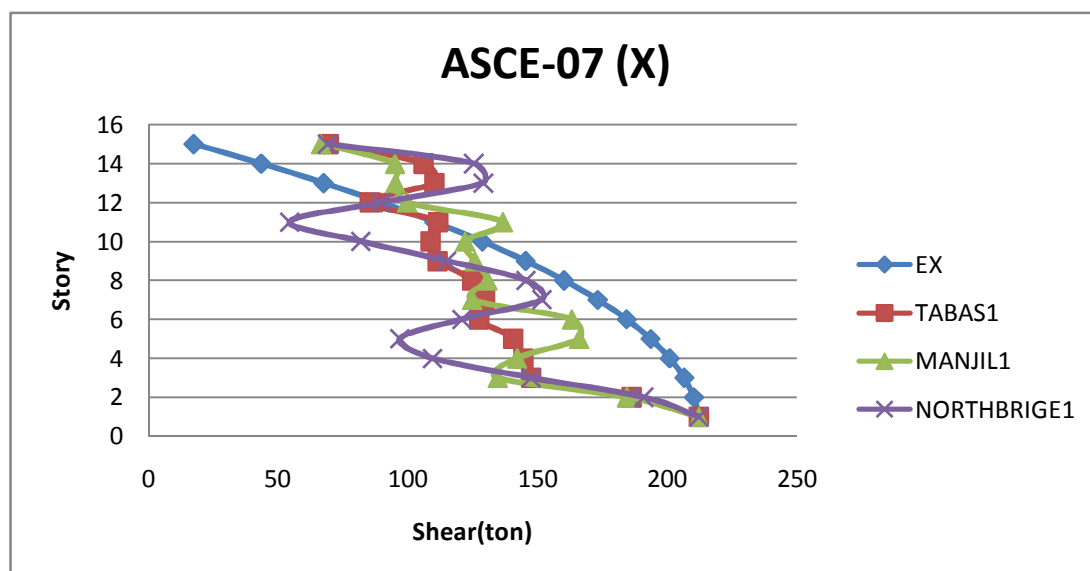
شکل (۷-۲) نتایج تحلیل قبل از هم پایه کردن (برش) ۷-ASCE در جهت Y



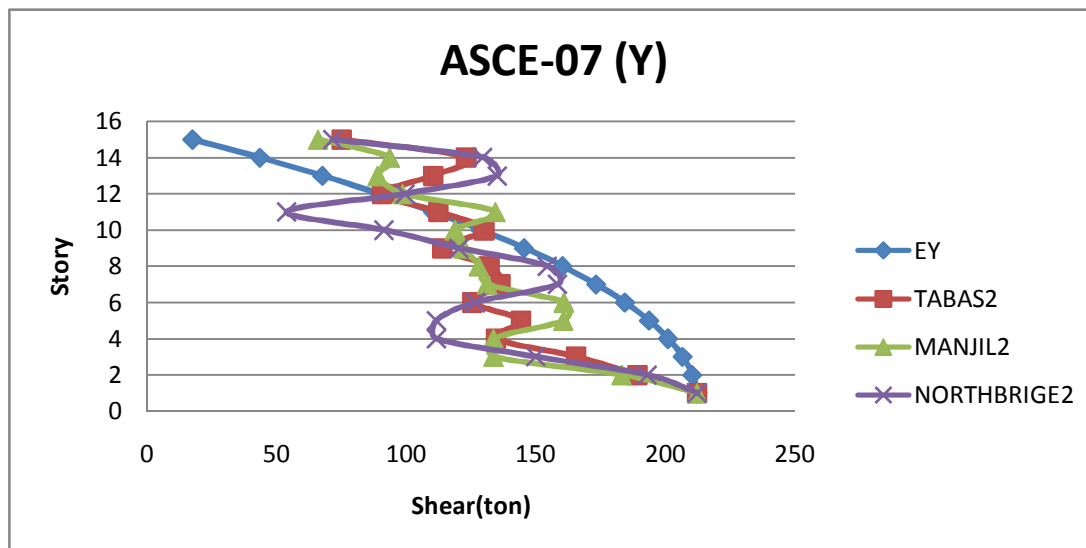
در نمودار فوق نتایج تحلیل تاریخچه زمانی در جهت Y مشاهده می شود.

Story	EX+EY	tabas1	tabas2	manjil1	manjil2	northbrige1	northbrige2
15	17.46	69.69	75.12	66.5	66.01	69.09	71.64
14	43.48	106.1	123.14	95	93.65	125.4	129.48
13	67.51	110.3	110.31	95.19	89.03	129.07	135.05
12	89.76	85.55	90.72	99.65	98.59	89.78	99.49
11	110.15	111.84	112.35	136.59	134.41	54.46	53.89
10	128.69	108.8	130.04	122.04	118.84	81.93	91.38
9	145.37	111.49	113.77	125.74	122.1	114.87	120.36
8	160.2	125.02	132.02	130.59	127.98	145.6	154.44
7	173.18	129.7	136.31	124.81	131.25	151.57	158.38
6	184.3	127.52	125.55	163.2	160.8	120.78	126.57
5	193.57	140.68	144.19	166	160.62	96.89	111.69
4	200.9	144.69	134.54	142.12	133.63	109.47	111.69
3	206.55	147.52	165.41	134.58	133.63	147.57	149.82
2	210.26	186.33	189.17	184.39	183.05	190.93	192.82
1	212.11	212.11	212.11	212.11	212.11	212.11	212.11

جدول ۷-۲) نتایج تحلیل بعد از هم پایه کردن (برش)



شکل ۷-۳) نتایج تحلیل بعد از هم پایه کردن (برش) ASCE-۰۷ در جهت X



شکل (۷-۴) نتایج تحلیل بعد از هم پایه کردن (برش) ASCE-۰۷ در جهت Y

همانطور که از مقایسه نتایج به دست آمده از تحلیل سازه به روش آیین نامه ایران و آمریکا مشخص می شود که نتایج تحلیل به روش آیین نامه ایران قدری محافظه کارانه تر است از آیین نامه آمریکا می باشد علت این موضوع را در متفاوت بودن ضریب قرار گیری طیف طرح با طیف طرح استاندارد می توان دانست. (ایران ۱.۴ و آمریکا ۱.۳)

به عنوان یک نتیجه دیگر در مقایسه نتایج می توان این نکته را نیز متذکر شد که آیین نامه ایران در قسمت تحلیل تاریخچه زمانی برگرفته از آیین نامه آمریکا می باشد که در برخی ضرایب تفاوت های وجود دارد.

جمع بندی و نتیجه گیری

جمع بندی و نتیجه گیری

با توجه به مطالعات انجام شده می توان نتیجه گرفت که بحث تحلیل تاریخچه زمانی هنوز جایگاه اصلی خود را در تحلیل و طراحی عملی سازه ها به دست نیاورده است و ضوابط آیین نامه ای در بسیاری از موارد از جمله انتخاب رکوردهای زلزله، مقیاس نمودن مولفه های رکورد زلزله، نحوه اعمال مولفه های شتاب به سازه، تحلیل های غیر خطی و تعریف شاخص های خرابی روش های یکسانی را ارائه نمی نمایند. تجربه و تحقیقات بیشتری در این زمینه برای رسیدن به راهکارهای جامع و کاربردی مورد نیاز است.

در این پایان نامه به بررسی روشهای مختلف تحلیل با مدل سازی و انجام تحلیل های لازم پرداخته شد و همچنین روش تحلیل تاریخچه زمانی را با دیگر آیین نامه ها مورد مقایسه قرار گرفت. پس از انجام تحلیل های لازم و مقایسه کردن این آیین نامه با دیگر آیین نامه ها به نتایج زیر رسیدیم:

۱. در صورت وجود شتابنگاشت های حقیقی سازگار برای منطقه ی مورد نظر، استفاده از شتابنگاشت های موجود در تحلیل تاریخچه زمانی در اغلب ضوابط توصیه می شود در صورت عدم وجود شتابنگاشت های سازگار با شرایط منطقه، می توان از شتابنگاشت هایی که منطبق با طیف طراحی منطقه باشد استفاده کرد.

۲. استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی دشواری هایی دارد که همانطور که بررسی شد، از مهم ترین مشکلات این روش، عدم متوسط گیری چند شتاب نگاشت در یک ساختگاه است. از این رو طراحی بر مبنای طیف، جایگزین روش تاریخچه زمانی می شود که حاصل آن روش های ساده تری می باشد. با توجه به این نکته در سازه های کم اهمیت و کم ارتفاع استفاده از روش های ساده را می توان جایگزین روش تحلیل تاریخچه زمانی کرد.

۳. استفاده از ضریب ۱.۴ برابر طیف آیین نامه که در آیین نامه ۲۸۰۰ توصیه شده است، تا حدودی محافظه کارانه بوده و مقدار ۱.۳ توصیه شده در آیین نامه های دیگر می تواند به نتایج واقعی تری منجر

شود استفاده از ضرایب محافظه کارانه موجب می شود که عملاً ضریب اطمینان موثر در تحلیل های تاریخچه زمانی که روش دقیق تری نسبت به روش های استاتیکی هستند بر خلاف منطق مهندسی بالاتر بوده و در نتیجه تمایل به استفاده از مزایای بالقوه این روش تضعیف می شود. انتظار می رود در ویرایش های بعدی آیین نامه این ناسازگاری به نحوی تعدیل شود.

۴. علیرغم مطالعات فراوان جهت محاسبه زاویه بحرانی مولفه های زلزله، هنوز نتیجه قطعی در این ارتباط وجود ندارد و بهتر است با تغییر زاویه اعمال مولفه های زلزله با بازه مناسب پاسخ ماکزیمم سازه به طور مستقیم محاسبه شود.

۵. در مورد تحلیل تاریخچه زمانی در ناحیه غیر خطی هنوز اتفاق نظر جامعی بین متخصصین به وجود نیامده و تحقیقات وسیع تر کاربردی این زمینه لازم و ضروری به نظر می رسد.

۶. توزیع نیرو در ارتفاع بسیار حائز اهمیت است و با توجه به تحلیل های انجام تحلیل تاریخچه زمانی توزیع دقیق نیروها را در ارتفاع بیان میکند.

۷. اصلاح مقادیر بازتاب در مواردی مورد استفاده قرار می گیرد که برش پایه به دست آمده از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل باشد. طبق آیین نامه موجود انجام این عمل الزامی است

۸. در صورتی که برش پایه بدست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی بیشتر از برش پایه استاتیکی باشد، مقدار برش پایه تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی و کلیه بازتاب های سازه و اعضای آن را می توان به نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه بدست آمده از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی کاهش داد.

پیشنهادهات

جهت انجام تحقیقات بیشتر که فرصت در این پایان نامه نبوده است انجام تحقیقات زیر پیشنهاد می شود:

۱. انجام تحلیل های دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی

این تحلیل مستلزم تحقیقات بیشتر و همچنین بسیار زمان بر و پرهزینه می باشد اما به کار بردن این روش می تواند بسیار مهم و پر کاربرد باشد

۲. انجام تحلیل تاریخچه زمانی در تحلیل سازه های مرتفع مانند برج ها

در این پایان نامه ما در سازه های تا ۱۵ طبقه را بررسی نمودیم که جواب های گرفته شده تفاوت های زیادی با دیگر تحلیل ها داشت حال اگر این مقایسه در سازه های با ارتفاع بیش از ۱۵ مثلاً تا ۵۰ طبقه انجام پذیرد چه نتایجی خواهد داد.

۳. انجام تحلیل در سازه های ضریب رفتار های متفاوت

در این پایان نامه ما سیستم مهار جانبی دیوار برشی را مورد استفاده قرار دادیم، حال می توان همین تحلیل ها را بر روی سیستم های دیگر مانند سیستم بادبندی، قاب خمشی و یا سیستم های دوگانه انجام داد و نتایج را با یکدیگر مقایسه کرد.

۴. تولید شتاب نگاشت های مصنوعی

با توجه به این که در تاریخچه زلزله ایران شتاب نگاشت های لازم برای تحلیل وجود ندارد استفاده از شتاب نگاشت های مصنوعی با توجه به مجاز دانست آیین نامه فعلی می توان بسیار پر کاربرد باشد اما مستلزم تحقیقات بیشتر می باشد.

۵. انجام تحقیقات بیشتر بر روی تاثیر ساختگاه بر روی شتاب نگاشت ها

پیوست ۱

نتایج عددی تحلیل استاتیکی

نتایج عددی آنالیز سازه ها:

۱. تحلیل استاتیکی معادل

۱.۱ سازه ۵ طبقه منظم

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY5	EX	Top	0	57.7	0	568.346	0	0
STORY5	EY	Bottom	0	0	57.7	-452.946	190.41	0
STORY4	EX	Top	0	109.64	0	1079.971	0	-190.41
STORY4	EY	Bottom	0	0	109.64	-860.687	552.228	0
STORY3	EX	Top	0	148.6	0	1463.689	0	552.228
STORY3	EY	Bottom	0	0	148.6	-1166.49	1042.601	0
STORY2	EX	Top	0	174.57	0	1719.501	0	-1042.6
STORY2	EY	Bottom	0	0	174.57	-1370.36	1618.677	0
STORY1	EX	Top	0	187.55	0	1847.407	0	1618.68
STORY1	EY	Bottom	0	0	187.55	-1472.3	2237.606	0

۱- نتایج تحلیل استاتیکی معادل در سازه ۵ طبقه منظم (برش)

Story	Item	Load	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY5	Max Drift X	EX	896.667	0	1540	0.00097	
STORY5	Max Drift Y	EY	0	913.333	1650		0.001576
STORY4	Max Drift X	EX	896.667	0	1320	0.000958	
STORY4	Max Drift Y	EY	0	913.333	1320		0.00153
STORY3	Max Drift X	EX	896.667	0	990	0.000869	
STORY3	Max Drift Y	EY	0	913.333	990		0.001355
STORY2	Max Drift X	EX	896.667	0	660	0.000672	
STORY2	Max Drift Y	EY	0	913.333	660		0.001006
STORY1	Max Drift X	EX	896.667	0	330	0.000344	
STORY1	Max Drift Y	EY	0	913.333	330		0.000453

۲- نتایج تحلیل استاتیکی معادل در سازه ۵ طبقه منظم (جابجایی نسبی)

۲.۱ سازه ۱۰ طبقه منظم

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY10	EX	Top	0	50.55	0	497.953	0	0
STORY10	EY	Bottom	0	0	50.55	-396.846	166.827	0
STORY9	EX	Top	0	101.75	0	1002.242	0	166.827
STORY9	EY	Bottom	0	0	101.75	-798.741	502.603	0
STORY8	EX	Top	0	147.26	0	1450.498	0	502.603
STORY8	EY	Bottom	0	0	147.26	-1155.98	988.557	0
STORY7	EX	Top	0	187.08	0	1842.723	0	988.557
STORY7	EY	Bottom	0	0	187.08	-1468.57	1605.916	0
STORY6	EX	Top	0	221.21	0	2178.915	0	1605.92
STORY6	EY	Bottom	0	0	221.21	-1736.5	2335.908	0
STORY5	EX	Top	0	249.65	0	2459.076	0	2335.91
STORY5	EY	Bottom	0	0	249.65	-1959.77	3159.761	0
STORY4	EX	Top	0	272.41	0	2683.204	0	3159.76
STORY4	EY	Bottom	0	0	272.41	-2138.39	4058.702	0
STORY3	EX	Top	0	289.47	0	2851.3	0	-4058.7
STORY3	EY	Bottom	0	0	289.47	-2272.36	5013.96	0
STORY2	EX	Top	0	300.85	0	2963.365	0	5013.96
STORY2	EY	Bottom	0	0	300.85	-2361.67	6006.763	0
STORY1	EX	Top	0	306.54	0	3019.397	0	6006.76
STORY1	EY	Bottom	0	0	306.54	-2406.32	7018.337	0

۳- نتایج تحلیل استاتیکی معادل در سازه ۱۰ طبقه منظم (برش)

Story	Item	Load	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY10	Diaph D1 X	EX	8.967	0	33	0.005644	
STORY10	Diaph D1 Y	EY	0	9.133	33		0.009419
STORY9	Diaph D1 X	EX	8.967	0	29.7	0.005641	
STORY9	Diaph D1 Y	EY	0	9.133	29.7		0.00938
STORY8	Diaph D1 X	EX	8.967	0	26.4	0.005567	
STORY8	Diaph D1 Y	EY	0	9.133	26.4		0.009224
STORY7	Diaph D1 X	EX	8.967	0	23.1	0.005389	
STORY7	Diaph D1 Y	EY	0	9.133	23.1		0.0089
STORY6	Diaph D1 X	EX	8.967	0	19.8	0.005081	
STORY6	Diaph D1 Y	EY	0	9.133	19.8		0.008361
STORY5	Diaph D1 X	EX	8.967	0	16.5	0.00462	
STORY5	Diaph D1 Y	EY	0	9.133	16.5		0.007568
STORY4	Diaph D1 X	EX	8.967	0	13.2	0.003986	
STORY4	Diaph D1 Y	EY	0	9.133	13.2		0.006491
STORY3	Diaph D1 X	EX	8.967	0	9.9	0.003164	
STORY3	Diaph D1 Y	EY	0	9.133	9.9		0.005102
STORY2	Diaph D1 X	EX	8.967	0	6.6	0.002143	
STORY2	Diaph D1 Y	EY	0	9.133	6.6		0.003384
STORY1	Diaph D1 X	EX	8.967	0	3.3	0.000908	
STORY1	Diaph D1 Y	EY	0	9.133	3.3		0.001318

۴- نتایج تحلیل استاتیکی معادل در سازه ۱۰ طبقه منظم (جابه جایی نسبی)

۳.۱ سازه ۱۵ طبقه منظم

Story	Load	Loc	VX	VY	T	MX	MY
STORY15	EX	Top	42.42	0	417.821	0	0
STORY15	EY	Bottom	0	42.42	-332.984	139.981	0
STORY14	EX	Top	86.97	0	856.63	0	-139.981
STORY14	EY	Bottom	0	86.97	-682.695	426.973	0
STORY13	EX	Top	128.33	0	1264.095	0	-426.973
STORY13	EY	Bottom	0	128.33	-1007.43	850.477	0
STORY12	EX	Top	166.52	0	1640.217	0	-850.477
STORY12	EY	Bottom	0	166.52	-1307.18	1399.992	0
STORY11	EX	Top	201.52	0	1984.996	0	-1399.99
STORY11	EY	Bottom	0	201.52	-1581.95	2065.016	0
STORY10	EX	Top	233.34	0	2298.431	0	-2065.02
STORY10	EY	Bottom	0	233.34	-1831.74	2835.048	0
STORY9	EX	Top	261.98	0	2580.522	0	-2835.05
STORY9	EY	Bottom	0	261.98	-2056.56	3699.589	0
STORY8	EX	Top	287.44	0	2831.27	0	-3699.59
STORY8	EY	Bottom	0	287.44	-2256.39	4648.136	0
STORY7	EX	Top	309.71	0	3050.674	0	-4648.14
STORY7	EY	Bottom	0	309.71	-2431.25	5670.189	0
STORY6	EX	Top	328.81	0	3238.735	0	-5670.19
STORY6	EY	Bottom	0	328.81	-2581.12	6755.248	0
STORY5	EX	Top	344.72	0	3395.453	0	-6755.25
STORY5	EY	Bottom	0	344.72	-2706.02	7892.811	0
STORY4	EX	Top	357.44	0	3520.827	0	-7892.81
STORY4	EY	Bottom	0	357.44	-2805.94	9072.377	0
STORY3	EX	Top	366.99	0	3614.857	0	-9072.38
STORY3	EY	Bottom	0	366.99	-2880.88	10283.45	0
STORY2	EX	Top	373.35	0	3677.544	0	-10283.4
STORY2	EY	Bottom	0	373.35	-2930.84	11515.52	0
STORY1	EX	Top	376.54	0	3708.888	0	-11515.5
STORY1	EY	Bottom	0	376.54	-2955.81	12758.09	0

۵- نتایج تحلیل استاتیکی معادل در سازه ۱۵ طبقه منظم (برش)

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY15	Diaph D1 X	EX	40	8.967	0	49.5	0.015135	
STORY15	Diaph D1 Y	EY	32	0	9.133	49.5		0.025323
STORY14	Diaph D1 X	EX	40	8.967	0	46.2	0.015134	
STORY14	Diaph D1 Y	EY	32	0	9.133	46.2		0.025291
STORY13	Diaph D1 X	EX	40	8.967	0	42.9	0.015072	
STORY13	Diaph D1 Y	EY	32	0	9.133	42.9		0.02516
STORY12	Diaph D1 X	EX	40	8.967	0	39.6	0.014922	
STORY12	Diaph D1 Y	EY	32	0	9.133	39.6		0.024882
STORY11	Diaph D1 X	EX	40	8.967	0	36.3	0.014657	
STORY11	Diaph D1 Y	EY	32	0	9.133	36.3		0.024414
STORY10	Diaph D1 X	EX	40	8.967	0	33	0.014254	
STORY10	Diaph D1 Y	EY	32	0	9.133	33		0.023716
STORY9	Diaph D1 X	EX	40	8.967	0	29.7	0.01369	
STORY9	Diaph D1 Y	EY	32	0	9.133	29.7		0.022753
STORY8	Diaph D1 X	EX	40	8.967	0	26.4	0.012947	
STORY8	Diaph D1 Y	EY	32	0	9.133	26.4		0.021491
STORY7	Diaph D1 X	EX	40	8.967	0	23.1	0.012007	
STORY7	Diaph D1 Y	EY	32	0	9.133	23.1		0.019902
STORY6	Diaph D1 X	EX	40	8.967	0	19.8	0.010856	
STORY6	Diaph D1 Y	EY	32	0	9.133	19.8		0.01796
STORY5	Diaph D1 X	EX	40	8.967	0	16.5	0.00948	
STORY5	Diaph D1 Y	EY	32	0	9.133	16.5		0.015645
STORY4	Diaph D1 X	EX	40	8.967	0	13.2	0.007869	
STORY4	Diaph D1 Y	EY	32	0	9.133	13.2		0.012937
STORY3	Diaph D1 X	EX	40	8.967	0	9.9	0.006014	
STORY3	Diaph D1 Y	EY	32	0	9.133	9.9		0.009822
STORY2	Diaph D1 X	EX	40	8.967	0	6.6	0.003908	
STORY2	Diaph D1 Y	EY	32	0	9.133	6.6		0.006291
STORY1	Diaph D1 X	EX	40	8.967	0	3.3	0.00154	
STORY1	Diaph D1 Y	EY	32	0	9.133	3.3		0.00233

۶- نتایج تحلیل استاتیکی معادل در سازه ۱۵ طبقه منظم (جابه جایی نسبی)

۱.۲ سازه ۵ طبقه نامنظم

Story	Load	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY5	EX	0	24.33	0	265.778	0	0
STORY5	EY	0	0	24.33	-121.747	80.28	0
STORY4	EX	0	55.32	0	609.047	0	-80.28
STORY4	EY	0	0	55.32	-277.314	262.825	0
STORY3	EX	0	78.56	0	866.499	0	-262.825
STORY3	EY	0	0	78.56	-393.989	522.069	0
STORY2	EX	0	94.05	0	1038.134	0	-522.069
STORY2	EY	0	0	94.05	-471.772	832.446	0
STORY1	EX	0	101.8	0	1123.951	0	-832.446
STORY1	EY	0	0	101.8	-510.664	1168.388	0

۷- نتایج تحلیل استاتیکی معادل در سازه ۵ طبقه نامنظم (برش)

Story	Item	Load	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY5	Max Drift X	EX	3.333	20	15.4	0.002371	
STORY5	Max Drift Y	EY	0	13.333	15.4		0.002498
STORY4	Max Drift X	EX	1.667	20	13.2	0.002347	
STORY4	Max Drift Y	EY	0	13.333	13.2		0.002477
STORY3	Max Drift X	EX	1.667	20	9.9	0.002137	
STORY3	Max Drift Y	EY	0	13.333	9.9		0.002256
STORY2	Max Drift X	EX	3.333	20	6.6	0.001647	
STORY2	Max Drift Y	EY	0	13.333	6.6		0.001742
STORY1	Max Drift X	EX	5	20	3.3	0.000822	
STORY1	Max Drift Y	EY	0	13.333	3.3		0.00087

۸- نتایج تحلیل استاتیکی معادل در سازه ۵ طبقه نامنظم (جابجایی نسبی)

۲.۲ سازه ۱۰ طبقه نامظم

Story	Load	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY10	EX	0	-20.96	0	228.955	0	0
STORY10	EY	0	0	-20.96	-104.879	69.158	0
STORY9	EX	0	-50.99	0	561.63	0	-69.158
STORY9	EY	0	0	-50.99	-255.645	237.424	0
STORY8	EX	0	-77.69	0	857.341	0	-237.424
STORY8	EY	0	0	-77.69	-389.658	493.787	0
STORY7	EX	0	-101.04	0	1116.087	0	-493.787
STORY7	EY	0	0	-101.04	-506.92	827.234	0
STORY6	EX	0	-121.07	0	1337.871	0	-827.234
STORY6	EY	0	0	-121.07	-607.431	1226.754	0
STORY5	EX	0	-137.75	0	1522.69	0	-1226.75
STORY5	EY	0	0	-137.75	-691.189	1681.334	0
STORY4	EX	0	-151.1	0	1670.545	0	-1681.33
STORY4	EY	0	0	-151.1	-758.196	2179.962	0
STORY3	EX	0	-161.11	0	1781.437	0	-2179.96
STORY3	EY	0	0	-161.11	-808.451	2711.627	0
STORY2	EX	0	-167.78	0	1855.364	0	-2711.63
STORY2	EY	0	0	-167.78	-841.955	3265.316	0
STORY1	EX	0	-171.12	0	1892.328	0	-3265.32
STORY1	EY	0	0	-171.12	-858.706	3830.016	0

۹- نتایج تحلیل استاتیکی معادل در سازه ۱۰ طبقه نامظم (برش)

Story	Item	Load	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY10	Max Drift X	EX	1.667	20	30.8	0.014799	
STORY10	Max Drift Y	EY	0	13.333	30.8		0.015552
STORY9	Max Drift X	EX	1.667	20	29.7	0.014782	
STORY9	Max Drift Y	EY	0	20	29.7		0.015536
STORY8	Max Drift X	EX	1.667	20	26.4	0.014606	
STORY8	Max Drift Y	EY	0	13.333	26.4		0.015352
STORY7	Max Drift X	EX	1.667	20	23.1	0.014165	
STORY7	Max Drift Y	EY	0	13.333	23.1		0.014889
STORY6	Max Drift X	EX	1.667	20	19.8	0.01338	
STORY6	Max Drift Y	EY	0	13.333	19.8		0.014063
STORY5	Max Drift X	EX	1.667	20	16.5	0.012183	
STORY5	Max Drift Y	EY	0	13.333	16.5		0.012806
STORY4	Max Drift X	EX	1.667	20	13.2	0.01052	
STORY4	Max Drift Y	EY	0	13.333	13.2		0.011058
STORY3	Max Drift X	EX	1.667	20	9.9	0.008345	
STORY3	Max Drift Y	EY	0	13.333	9.9		0.008773
STORY2	Max Drift X	EX	3.333	20	6.6	0.005626	
STORY2	Max Drift Y	EY	0	20	6.6		0.005917
STORY1	Max Drift X	EX	5	20	3.3	0.002336	
STORY1	Max Drift Y	EY	0	13.333	3.3		0.002451

۱۰- نتایج تحلیل استاتیکی معادل در سازه ۱۰ طبقه نامنظم (جابه جایی نسبی)

پیوست ۲

نتایج عددی تحلیل دینامیکی طیفی

۲. تحلیل دینامیکی طیفی

۱.۲ سازه ۵ طبقه منظم

در جدول زیر منظور از spex و spey به ترتیب نیروی برشی دینامیکی در جهت X و Y می باشد.

Story	spex	spey
5	69.32	71.14
4	120.1	120.4
3	153.6	152.9
2	176.2	175.5
1	187.6	187.6

۱۱- نتایج تحلیل دینامیکی طیفی در سازه ۵ طبقه منظم (برش)

Story	Item	Load	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY5	Max Drift X	SPEX	8.967	0	15.4	0.001019	
STORY5	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	16.5		0.001649
STORY4	Max Drift X	SPEX	8.967	0	13.2	0.001003	
STORY4	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	13.2		0.001593
STORY3	Max Drift X	SPEX	8.967	0	9.9	0.0009	
STORY3	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	9.9		0.001397
STORY2	Max Drift X	SPEX	8.967	0	6.6	0.000686	
STORY2	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	6.6		0.001024
STORY1	Max Drift X	SPEX	8.967	0	3.3	0.000345	
STORY1	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	3.3		0.000454

۱۲- نتایج دینامیکی طیفی در سازه ۵ طبقه منظم (جابه جایی نسبی)

۲.۲ سازه ۱۰ طبقه منظم

در جدول زیر منظور از $spex$ و $spey$ به ترتیب نیروی برشی دینامیکی در جهت X و Y می باشد.

story	spex	spey
10	80.22	84.78
9	131.1	132.5
8	154	152.2
7	167.6	161.7
6	182.5	174.7
5	205.3	198.4
4	235	230.7
3	265.9	264.2
2	291.6	291.5
1	306.5	306.5

۱۳- نتایج تحلیل دینامیکی طیفی در سازه ۱۰ طبقه منظم (برش)

Story	Item	Load	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY10	Max Drift X	SPEX	8.967	0	30.8	0.009136	
STORY10	Max Drift Y	SPEY	0	10.567	31.9		0.012899
STORY9	Max Drift X	SPEX	8.967	0	29.7	0.009125	
STORY9	Max Drift Y	SPEY	15.7	9.133	29.7		0.012847
STORY8	Max Drift X	SPEX	8.967	0	26.4	0.008983	
STORY8	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	26.4		0.012587
STORY7	Max Drift X	SPEX	8.967	19.7	23.1	0.008649	
STORY7	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	23.1		0.012067
STORY6	Max Drift X	SPEX	8.967	0	19.8	0.008105	
STORY6	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	19.8		0.011262
STORY5	Max Drift X	SPEX	8.967	19.7	16.5	0.007338	
STORY5	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	16.5		0.010151
STORY4	Max Drift X	SPEX	8.967	0	13.2	0.006333	
STORY4	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	13.2		0.008708
STORY3	Max Drift X	SPEX	8.967	19.7	9.9	0.005066	
STORY3	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	9.9		0.006894
STORY2	Max Drift X	SPEX	8.967	0	6.6	0.003509	
STORY2	Max Drift Y	SPEY	15.7	9.133	6.6		0.004659
STORY1	Max Drift X	SPEX	8.967	0	3.3	0.001624	
STORY1	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	3.3		0.001949

۱۴- نتایج دینامیکی طیفی در سازه ۱۰ طبقه منظم (جابه جایی نسبی)

۲.۳ سازه ۱۵ طبقه منظم

در جدول زیر منظور از $spex$ و $spey$ به ترتیب نیروی برشی دینامیکی در جهت X و Y می باشد.

<i>Story</i>	<i>Spex</i>	<i>Spey</i>
15	81.36	83.55
14	134.7	135.2
13	162.4	162.1
12	177.3	178.5
11	187.7	192.2
10	198.6	206.9
9	212	223
8	228.3	240
7	247.4	257.8
6	269.2	277.2
5	293.4	298.7
4	319.1	322.2
3	343.7	345.4
2	364.2	360
1	376.5	376.5

۱۳- نتایج تحلیل دینامیکی طیفی در سازه ۱۵ طبقه منظم (برش)

Story	Item	Load	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY15	Max Drift X	SPEX	8.967	0	47.3	0.022509	
STORY15	Max Drift Y	SPEY	4.5	9.133	48.4		0.035313
STORY14	Max Drift X	SPEX	8.967	0	46.2	0.022501	
STORY14	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	46.2		0.035272
STORY13	Max Drift X	SPEX	8.967	0	42.9	0.022389	
STORY13	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	42.9		0.035052
STORY12	Max Drift X	SPEX	8.967	0	39.6	0.022108	
STORY12	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	39.6		0.034585
STORY11	Max Drift X	SPEX	8.967	0	36.3	0.021632	
STORY11	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	36.3		0.033824
STORY10	Max Drift X	SPEX	8.967	0	33	0.020941	
STORY10	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	33		0.032732
STORY9	Max Drift X	SPEX	8.967	0	29.7	0.020023	
STORY9	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	29.7		0.03128
STORY8	Max Drift X	SPEX	8.967	0	26.4	0.018863	
STORY8	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	26.4		0.02944
STORY7	Max Drift X	SPEX	8.967	0	23.1	0.017447	
STORY7	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	23.1		0.027188
STORY6	Max Drift X	SPEX	8.967	0	19.8	0.01576	
STORY6	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	19.8		0.024496
STORY5	Max Drift X	SPEX	8.967	0	16.5	0.013783	
STORY5	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	16.5		0.021337
STORY4	Max Drift X	SPEX	8.967	0	13.2	0.011494	
STORY4	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	13.2		0.017682
STORY3	Max Drift X	SPEX	8.967	0	9.9	0.008868	
STORY3	Max Drift Y	SPEY	15.7	9.133	9.9		0.013497
STORY2	Max Drift X	SPEX	8.967	0	6.6	0.005879	
STORY2	Max Drift Y	SPEY	0	9.133	6.6		0.008747
STORY1	Max Drift X	SPEX	8.967	19.7	3.3	0.002499	
STORY1	Max Drift Y	SPEY	15.7	9.133	3.3		0.003396

۱۶- نتایج دینامیکی طیفی در سازه ۱۵ طبقه منظم (جابه جایی نسبی)

۲.۲ سازه ۵ طبقه نامنظم

در جدول زیر منظور از $spex$ و $spey$ به ترتیب نیروی برشی دینامیکی در جهت X و Y می باشد.

Story	Spex	Spey
5	30.79	30.98
4	60.67	60.6
3	79.9	79.71
2	93.9	93.78
1	101.8	101.8

۱۷- نتایج تحلیل دینامیکی طیفی در سازه ۵ طبقه نامنظم (برش)

Story	Item	Load	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY5	Max Drift X	SPEX	1.667	20	15.4	0.002498	
STORY5	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	15.4		0.002715
STORY4	Max Drift X	SPEX	3.333	20	13.2	0.002463	
STORY4	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	13.2		0.002683
STORY3	Max Drift X	SPEX	3.333	20	9.9	0.002217	
STORY3	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	9.9		0.002415
STORY2	Max Drift X	SPEX	3.333	20	6.6	0.001686	
STORY2	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	6.6		0.001838
STORY1	Max Drift X	SPEX	0	20	3.3	0.000831	
STORY1	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	3.3		0.000906

۱۸- نتایج دینامیکی طیفی در سازه ۵ طبقه نامنظم (جابه جایی نسبی)

۲.۳ سازه ۱۰ طبقه نامنظم

در جدول زیر منظور از $Spex$ و $Spey$ به ترتیب نیروی برشی دینامیکی در جهت X و Y می باشد.

Story	Spex	Spey
10	36.64	36.88
9	68.94	68.99
8	83.55	83.4
7	90.8	90.32
6	98.71	97.95
5	111.8	111
4	129.3	128.8
3	147.7	147.4
2	162.8	162.7
1	171.1	171.1

تحلیل دینامیکی طیفی در سازه ۵ طبقه نامنظم (برش)

۱۹- نتایج تحلیل دینامیکی طیفی در سازه ۱۰ طبقه نامنظم (برش)

Story	Item	Load	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY10	Max Drift X	SPEX	1.667	20	31.9	0.01202	
STORY10	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	31.9		0.012933
STORY9	Max Drift X	SPEX	3.333	20	29.7	0.011996	
STORY9	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	29.7		0.012911
STORY8	Max Drift X	SPEX	3.333	20	26.4	0.011799	
STORY8	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	26.4		0.012699
STORY7	Max Drift X	SPEX	3.333	20	23.1	0.011357	
STORY7	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	23.1		0.012221
STORY6	Max Drift X	SPEX	3.333	20	19.8	0.010638	
STORY6	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	19.8		0.011445
STORY5	Max Drift X	SPEX	3.333	20	16.5	0.00962	
STORY5	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	16.5		0.010349
STORY4	Max Drift X	SPEX	3.333	20	13.2	0.008277	
STORY4	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	13.2		0.008906
STORY3	Max Drift X	SPEX	3.333	20	9.9	0.006573	
STORY3	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	9.9		0.007075
STORY2	Max Drift X	SPEX	3.333	20	6.6	0.004462	
STORY2	Max Drift Y	SPEY	0	20	6.6		0.004809
STORY1	Max Drift X	SPEX	0	20	3.3	0.0019	
STORY1	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	3.3		0.002046

۲۰- نتایج دینامیکی طیفی در سازه ۱۰ طبقه نامنظم (جابجایی نسبی)

۳.۳ سازه ۱۵ طبقه نا منظم

در جدول زیر منظور از $spex$ و $spey$ به ترتیب نیروی برشی دینامیکی در جهت X و Y می باشد.

<i>Story</i>	<i>Spex</i>	<i>Spey</i>
15	36.26	35.95
14	70.74	70.41
13	88.57	88.21
12	98.55	98.32
11	105.9	106.1
10	113.3	113.2
9	121.9	122.3
8	133.3	131.6
7	142	142.6
6	153.6	154.1
5	166.7	167
4	180.7	180.6
3	194.3	194.4
2	205.9	206.1
1	212.1	212.1

۲۱- نتایج تحلیل دینامیکی طیفی در سازه ۱۵ طبقه نا منظم (برش)

Story	Item	Load	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY15	Max Drift X	SPEX	1.667	20	48.4	0.032019	
STORY15	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	47.3		0.034807
STORY14	Max Drift X	SPEX	3.333	20	46.2	0.032003	
STORY14	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	46.2		0.034792
STORY13	Max Drift X	SPEX	3.333	20	42.9	0.031843	
STORY13	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	42.9		0.034621
STORY12	Max Drift X	SPEX	3.333	20	39.6	0.031461	
STORY12	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	39.6		0.034208
STORY11	Max Drift X	SPEX	3.333	20	36.3	0.030809	
STORY11	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	36.3		0.033503
STORY10	Max Drift X	SPEX	1.667	20	33	0.029853	
STORY10	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	33		0.032467
STORY9	Max Drift X	SPEX	1.667	20	29.7	0.028566	
STORY9	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	29.7		0.03107
STORY8	Max Drift X	SPEX	1.667	20	26.4	0.026922	
STORY8	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	26.4		0.029286
STORY7	Max Drift X	SPEX	1.667	20	23.1	0.024899	
STORY7	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	23.1		0.027087
STORY6	Max Drift X	SPEX	1.667	20	19.8	0.022472	
STORY6	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	19.8		0.024447
STORY5	Max Drift X	SPEX	1.667	20	16.5	0.019613	
STORY5	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	16.5		0.021337
STORY4	Max Drift X	SPEX	1.667	20	13.2	0.016292	
STORY4	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	13.2		0.017723
STORY3	Max Drift X	SPEX	1.667	20	9.9	0.012474	
STORY3	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	9.9		0.013569
STORY2	Max Drift X	SPEX	3.333	20	6.6	0.008124	
STORY2	Max Drift Y	SPEY	0	20	6.6		0.008839
STORY1	Max Drift X	SPEX	5	20	3.3	0.003212	
STORY1	Max Drift Y	SPEY	0	13.333	3.3		0.003482

۲۲- نتایج دینامیکی طیفی در سازه ۱۵ طبقه نامنظم (جابه جایی نسبی)

- [١] Dynamics of structures, theory and application to earthquake engineering, chopra anil k.
- [٢] Dynamics of Structures, ٢nd ed., ١٩٩٣, clough, ray W
- [٣] Associate Committee on National Building Code, National Building Code of canada ١٩٩٠, National research council, Ottawa
- [٤] Cruz, E.F. and Chopra, A.K., "Improve code-Type Earthquake Analysis Procedure for Building," Journal of Structural Engineering, ASCE, ١٩٩٠, pp. ٦٧٩-٧٠٠
- [٥] International Conference of Building officials, Uniform Building Code, ICBO, Whittier, Calif., ١٩٩٤
- [٦] ASCE standard, "minimum design loads for building and other structures", ASCE/SEI ٧-٠٥
- [٧] Athanatopoulou, A.M., "Critical orientation of three correlated seismic components", engineering Structures ٢٧(٢٠٠٥) ٣٠١-٣١٢.
- [٨] Baker J.W., C.A. Cornell, "which spectral Acceleration ARE you Using?", earthquake Spectra, volume ٢٢, No., pages ٢٩٣-٣١٢, may ٢٠٠٦
- [٩] Baker J.W., C.A. Cornell, (٢٠٠٥) "A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon" Earthquake eng. struct. Dyn. ٣٤, ١١٩٣-١٢١٧

[۱۰] Beyer, K. and Bommer J.J. (۲۰۰۷), "selection and Scaling of real Accelerograms for Bi-Directional Loading: A Review of Current Practise and Code Provisions" Journal of Earthquake Engineering, ۱۱: ۱۳-۴۵.

[۱۱] Bommer J.J. and Acevedo, A. [۲۰۰۴] "The use of real earthquake accelerograms as input to Dynamic analysis." Journal of Earthquake Engineering ۸ (special issue ۱), ۴۳-۹۱

[۱۲] Chuan, W.F. and Scwthorn, C. "Earthquake Engineering Handbook". CRC Press, Boca Raton London New York Washington, D.C. ۲۰۰۳

[۱۳] Eurocode ۹, "Design provisions for earthquake resistance of structures", DDENV, ۱۹۹۸.

[۱۴] Fema ۳۶۸, "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Building and Other Structures", ۲۰۰۰ Edition

[۱۵] International Building Code. ۲۰۰۳

[۱۶] Naeim, f., Almoradi, a., and Pezeshk, s. [۲۰۰۴] "selection and scaling of ground motion time histories for structural design using genetic algorithms," Earthquake Spectra ۲۰ (۲), ۴۱۳-۴۲۶

[۱۷] Wilson, E.I., "Three dimensional static and dynamic analysis of structures", computers and structures, Inc. ۱۹۹۵, California, ۹۴۷۰۴ USA

[۱۸] Uniform Building Code, ۱۹۹۷.

[۱۹] تحلیل های مورد نیاز در بهسازی لرزه ای سازها-شایان پاک نیت، احسان پاک

نیت، تهران، انتشارات متفکرانه، ۱۳۹۰

[۲۰] آیین نامه زلزله ایران، ۲۸۰۰

[۲۱] تفسیر مفهومی کاربردی آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، ویرایش سوم آیین نامه، تابش

پور، جلد دوم

[۲۲] مهندسی زلزله، مبانی و کاربرد، حسن مقدم-تهران، فراهنگ، ۱۳۸۱

[۲۳] پایگاه اطلاع رسانی شتاب نگاشت ها، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن (www.bhrc.ac.ir)

[۲۴] پایگاه اطلاع رسانی شتاب نگاشت ها، دانشگاه پیر بر کلی امریکا (www.peer.berkeley.edu)