

پایان نامه کارشناسی ارشد گرایش سازه

آشنایی با روش تحلیل بارافزون آداپتیو و استفاده از آن
در تعیین ضریب رفتار قابهای خمشی فولادی معمولی

زیر نظر استاد محترم :

جناب آقای دکتر علی کیهانی



ارائه دهنده :

مجید نظام دوست

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
بِه نام خدا

چکیده :

اخیراً تحلیل بار افزون (Pushover) بعنوان ابزاری مناسب در طراحی و ارزیابی سازه ها قرار گرفته است . کارآیی این روش به ویژه در مقایسه با تحلیل های خطی مربوط به دقت خوب آن در پیش بینی رفتار لرزه ای سازه هایی است که مود اول ارتعاش ، حاکم بر رفتار آنها می باشد . در این تحقیق یک روش جدید تحلیل غیر خطی در سازه های فولادی بررسی می شود که با استفاده از آن می توان محدودیتهای ذاتی روش را به حداقل رساند . یکی از بارزترین این محدودیتهای در روش بار افزون ناتوانی آن در مدل سازی تغییرات مشخصه های ارتعاشی سازه در طول جریان تحلیل غیر خطی می باشد . این تغییرات بویژه در سازه های بلند با پریمود بزرگ یا سازه هایی که در آنها مکانیزمهای محلی حادث می شود به چشم می خورد . این روش پیشنهادی با سود جستن از مشخصه های مودی سازه در سطوح مختلف رفتار غیر خطی، توزیع نیرو های جانبی را در ارتفاع سازه به هنگام می کند . در این تحقیق با طراحی ساختمانهای فولادی با ارتفاعهای مختلف بر اساس آیین نامه ایران (مساف) ، به بررسی رفتار لرزه ای آنها پرداخته شده است . در انتها ضریب رفتار این ساختمانها بر اساس روش ارائه شده در ATC-19 محاسبه شده و با ضرایب معرفی شده در آیین نامه ۲۸۰۰ مقایسه شده است .

واژه های کلیدی : ضریب رفتار- تحلیل دینامیکی غیر خطی - تحلیل بارافزون آداپتیو - شکل پذیری - تغییر مکان هدف

فهرست مطالب

صفحه

عنوان

فصل اول : دیباچه

فصل دوم : آشنائی با روش های تحلیل غیر خطی سازه ها

۳	۱-۲- روش تحلیل استاتیکی غیر خطی (بارافزون)
۵	۱-۱-۲- الگوی پخش بار ثابت
۶	۲-۱-۲- الگوی پخش بار متغییر
۷	۲-۲- روش تحلیل تاریخچه پاسخ غیر خطی
۸	۳-۲- سیستم های یک درجه آزادی
۸	۱-۳-۲- معادله حرکت
۱۲	۲-۳-۲- سیستم و تحرکات مورد بحث

فصل سوم : مروری بر روش های پیشنهادی اخیر برای تحلیل های بار افزون

۱۷	۱-۳- ساختمانهای چند طبقه در محدوده رفتار کشسان
۱۷	۱-۱-۳- تحلیل تاریخچه پاسخ مودی (RHA)
۲۱	۲-۱-۳- تحلیل طیف پاسخ مودی (RSA)
۲۳	۳-۱-۳- تحلیل بارافزون مودی (MPA)
۲۴	۴-۱-۳- ارزیابی نسبی روشهای تحلیل
۳۶	۲-۳- ساختمانهای چند طبقه در محدوده رفتار ناکشسان

- ۳۶ ۱-۲-۳- تحلیل تاریخچه پاسخ غیر خطی (NL-RHA)
- ۳۷ ۲-۲-۳- تحلیل تاریخچه پاسخ مودی جدا شده (UMRHA)
- ۴۷ ۳-۲-۳- تحلیل بار افزون مودی (MPA)
- ۴۹ ۴-۲-۳- ارزیابی نسبی روشهای تحلیلی
- ۶۰ ۳-۳- مقایسه روشهای بارافزون پیشنهادی FEMA و روش MPA
- ۶۰ ۱-۳-۳- تحلیل های بار افزون FEMA-273
- ۶۱ ۲-۳-۳- ارزیابی نسبی روشهای تحلیلی

فصل چهارم : روش تحلیل بار افزون آداپتیو

- ۶۶ ۱-۴- معرفی روش
- ۷۰ ۲-۴- معرفی نرم افزار Seismostruct
- ۷۲ ۳-۴- بررسی صحت عملکرد نرم افزار

فصل پنجم : تولید اطلاعات و ارزیابی نتایج حاصل از روشهای تحلیلی

- ۷۵ ۱-۵- سازه های فولادی مورد بحث
- ۷۸ ۲-۵- تحلیلهای مورد بحث
- ۷۸ ۱-۲-۵- تحلیل بار افزون معمولی (pushover)
- ۸۰ ۲-۲-۵- تحلیل بار افزون آداپتیو بدون در نظر گرفتن اثرات طیف
- ۸۰ ۳-۲-۵- تحلیل بارافزون آداپتیو بادر نظر گرفتن اثرات طیف
- ۸۱ ۴-۲-۵- تحلیل بارافزون آداپتیو باطیف حاصل از شتاب نگاشت زلزله ای خاص
- ۸۳ ۵-۲-۵- تحلیل تاریخچه پاسخ غیر خطی
- ۸۹ ۳-۵- ارزیابی نتایج حاصله لز تحلیل های مورد بحث

فصل ششم - ضریب رفتار و محاسبه آن برای سازه های مورد بحث

- ۹۶ ۱-۶- پاسخ نیرو- تغییر مکان سازه
- ۹۸ ۲-۶- شکل پذیری و نسبت شکل پذیری
- ۹۹ ۳-۶- محاسبه ضریب اصلاح پاسخ (R)
- ۹۹ ۱-۳-۶- ضریب مقاومت (R_S)
- ۱۰۲ ۲-۳-۶- ضریب شکل پذیری (R_{μ})
- ۱۰۴ ۳-۳-۶- ضریب نامعینی (R_R)
- ۱۰۵ ۴-۶- محاسبه ضریب رفتار در ساختمانهای مورد بحث

فصل هفتم - نتایج ۱۱۲

۱۱۶ واژه نامه فارسی به انگلیسی

۱۲۰ نامنامه

پیوست A

مراجع

فهرست جداول

- جدول ۱-۳- مقادیر بیشینه تغییر مکانهای طبقات حاصل از تحلیل RHA ۲۸
- جدول ۲-۳- مقادیر بیشینه تغییر مکانهای نسبی طبقات حاصل از تحلیل RHA ۲۸
- جدول ۳-۳- مقادیر بیشینه چرخشهای گرهی (بر حسب رادیان) حاصل از تحلیل RHA ۲۸
- جدول ۴-۳- مقادیر بیشینه تغییر مکانهای طبقات حاصل از تحلیل MPA (0.25*Elcen) ۳۴
- جدول ۵-۳- مقادیر بیشینه تغییر مکانهای نسبی طبقات حاصل از تحلیل MPA (0.25*Elcen) ۳۴
- جدول ۶-۳- مقادیر بیشینه چرخشهای گرهی حاصل از تحلیل MPA (0.25*Elcen) ۳۴
- جدول ۷-۳- مقادیر بیشینه تغییر مکانهای طبقات حاصل از تحلیل UMRHA ۵۴
- جدول ۸-۳- مقادیر بیشینه تغییر مکانهای نسبی طبقات حاصل از تحلیل UMRHA ۵۴
- جدول ۹-۳- مقادیر بیشینه تغییر مکانهای طبقات حاصل از تحلیل MPA (1.5*Elcen) ۵۸
- جدول ۱۰-۳- مقادیر بیشینه تغییر مکانهای نسبی طبقات حاصل از تحلیل MPA (1.5*Elcen) ۵۸
- جدول ۱۱-۳- مقادیر بیشینه چرخشهای گرهی حاصل از تحلیل MPA (1.5*Elcen) ۵۸
- جدول ۱۲-۳- مقادیر بیشینه تغییر مکانهای طبقات حاصل از تحلیل MPA-NLRHA-FEMA ۶۵
- جدول ۱۳-۳- مقادیر بیشینه تغییر مکانهای نسبی طبقات حاصل از تحلیل MPA-NLRHA-FEMA ۶۵
- جدول ۱-۵- مقاطع طراحی شده تیر وستون ساختمان ۴ طبقه ۷۶
- جدول ۲-۵- مقاطع طراحی شده تیر وستون ساختمان ۸ طبقه ۷۷
- جدول ۳-۵- مقاطع طراحی شده تیر وستون ساختمان ۱۲ طبقه ۷۷
- جدول ۱-۶- مقادیر مختلف ضریب نامعینی معرفی شده در ATC-19 ۱۰۴
- جدول ۲-۶- ضرایب مقاومت حاصله برای ساختمانهای نمونه ۱۰۸
- جدول ۳-۶- ضرایب شکل پذیری حاصله از روش نیومارک در ساختمانهای نمونه ۱۰۸
- جدول ۴-۶- ضرایب شکل پذیری حاصله از روش کراوینکلر در ساختمانهای نمونه ۱۰۸

- جدول ۶-۵- ضرایب شکل پذیری حاصله از روش میراندا در ساختمانهای نمونه..... ۱۰۹
- جدول ۶-۶- ضرایب حاصل از روش پیشنهادی نیومارک در ساختمانهای نمونه..... ۱۰۹
- جدول ۶-۷- ضرایب حاصل از روش پیشنهادی کراوینکلر در ساختمانهای نمونه..... ۱۱۰
- جدول ۶-۸- ضرایب حاصل از روش پیشنهادی میراندا در ساختمانهای نمونه..... ۱۱۰
- جدول ۶-۹- ضرایب رفتار حاصل از روش پیشنهادی و آیین نامه ۲۸۰۰ در ساختمانهای نمونه..... ۱۱۰
- جدول ۶-۱۰- مقایسه برش طراحی با نقطه برخورد منحنی بارافزون با منحنی دو خطی ۱۱۱

فهرست شکلها

- شکل (۱-۲): الف- سازه یک طبقه ایده ال سازی شده ب- رابطه هیستریزس دوخطی نیرو-تغییر شکل ۱۰
- شکل (۲-۲): سیستم کشسان - مومسان و سیستم خطی نظیر ۱۲
- شکل (۳-۲): قاب یک دهانه یک طبقه ۱۳
- شکل (۴-۲): منحنی بار افزون قاب یک درجه آزادی ۱۵
- شکل (۵-۲): پاسخ یک سیستم یک درجه آزادی به حرکات زمین لرزه ال سنترو ۱۶
- شکل (۱-۳): نمایش تحلیل تاریخچه پاسخ یک سازه چنددرجه آزادی در محدوده رفتار کشسان ۲۰
- شکل (۲-۳): ساختمان ۹ طبقه ۲۵
- شکل (۳-۳): اولین ۳ زمان تناوب ارتعاش طبیعی سازه و شکل مودهای آن ۲۶
- شکل (۴-۳): توزیع نیرویی بر اساس رابطه $S_n^* = m\phi_n$ ۲۶
- شکل (۵-۳): پاسخهای ناشی از مود اول ۲۹
- شکل (۶-۳): پاسخهای ناشی از مود دوم ۳۰
- شکل (۷-۳): پاسخهای ناشی از مود سوم ۳۱
- شکل (۸-۳): تاریخچه پاسخ تغییر مکان بام و جابجایی نسبی طبقه فوقانی حاصل از تحلیل RHA ۳۳
- شکل (۹-۳): تغییرات ارتفاعی تغییر مکان طبقات و جابجایی نسبی طبقات حاصل از تحلیل RHA ۳۳
- شکل (۱۰-۳): تغییرات ارتفاعی تغییر مکان طبقات و جابجایی نسبی طبقات حاصل از تحلیل MPA ۳۵
- شکل (۱۱-۳): تجزیه مودی تغییر مکانهای پشت بام ناشی از $P_{eff,1}(t) = -S1*0.25*Elcentro$... ۳۸
- شکل (۱۲-۳): تجزیه مودی تغییر مکانهای پشت بام ناشی از $P_{eff,1}(t) = -S1*1.5*Elcentro$ ۳۹
- شکل (۱۳-۳): تفسیر نمایشی تحلیل تاریخچه پاسخ مودی غیر همبسته برای سیستم نا کشسان ۴۱
- شکل (۱۴-۳): تغییر مکان پشت بام ناشی از نیروهای $P_{eff,n}(t) = -S_n \ddot{u}_g(t)$ ۴۲

- شکل (۳-۱۵): جابجایی نسبی طبقه فوقانی ناشی از تحلیل های **UMRHA,NL-RHA** ۴۳
- شکل (۳-۱۶): مشخصات سیستم یک درجه آزادی مربوط به **n** امین مود از منحنی بارافزون ۴۵
- شکل (۳-۱۷): تاریخچه پاسخ تغییر مکان بام و جابجایی نسبی آن ناشی از **UMRHA,NL-RHA** ۵۱
- شکل (۳-۱۸): تغییرات ارتفاعی تغییر مکانهای طبقات و جابجایی نسبی بین آنها **UMRHA** ۵۱
- شکل (۳-۱۹): تغییرات ارتفاعی خطاها در تغییر مکانهای طبقات و جابجایی نسبی **UMRHA** ۵۲
- شکل (۳-۲۰): خطاهای نتایج روش تحلیل **UMRHA** بصورت تابعی از شدت حرکات ارتعاشی زمین ۵۳
- شکل (۳-۲۱): منحنی های بارافزون مودی با تغییر مکانهای بیشینه بام بر اساس شتابهای مختلف ۵۵
- شکل (۳-۲۲): تغییرات ارتفاعی تغییر مکانهای طبقات و نسبتهای جابجایی نسبی طبقات **MPA** ۵۶
- شکل (۳-۲۳): نمایش خطاها در پاسخهای مربوطه **MPA** ۵۷
- شکل (۳-۲۴): توزیع نیرویی معرفی شده در **FEMA-273** برای سازه ۹ طبقه مورد بحث ۶۱
- شکل (۳-۲۵): منحنی های بارافزون مربوط به سه توزیع نیرویی **FEMA-273** ۶۲
- شکل (۳-۲۶): تغییرات ارتفاعی تغییر مکانهای طبقات حاصل از تحلیلهای بار افزون **FEMA-273** ۶۳
- شکل (۳-۲۷): نمایش خطاها در پاسخهای مربوطه **MPA-NL-RHA** ۶۳
- شکل (۴-۱): ترکیب الگوها ی بارهرمودر بار افزون آداپتیو توسط **SRSS** و **CQC** ۶۸
- شکل (۴-۲): نمایش تقسیم بندی مقاطع بتنی ۷۱
- شکل (۴-۳): محل قرارگیری مقاطع گوس در المانهای تیر وستون ۷۲
- شکل (۴-۴): شتاب نگاشت و طیف **Elcentro** ۷۳
- شکل (۵-۱): پلان وقابها انتخابی ساختمان های ۴ و ۸ و ۱۲ طبقه ۷۵
- شکل (۵-۲): نمایش تقسیمات اعضای سازه ای قابهای ساختمانی نمونه ۷۹
- شکل (۵-۳): طیف استاندارد ایران برگرفته از آیین نامه ۲۸۰۰ ۸۰
- شکل (۵-۴): شتاب نگاشت زلزله طیس ۸۱

- شکل (۵-۵) : شتاب نگاشت زلزله ناغان..... ۸۲
- شکل (۶-۵) : طیف حاصل از شتاب نگاشت طیس..... ۸۲
- شکل (۷-۵) : طیف حاصل از شتاب نگاشت ناغان..... ۸۳
- شکل (۸-۵) : منحنی رفتار هیستریزس ۴ طبقه باطیف طیس برای تحلیل های NLRHA-APA-PA..... ۸۵
- شکل (۹-۵) : منحنی رفتار هیستریزس ۴ طبقه باطیف ناغان برای تحلیل های NLRHA-APA-PA..... ۸۵
- شکل (۱۰-۵) : منحنی رفتار هیستریزس ۸ طبقه باطیف طیس برای تحلیل های NLRHA-APA-PA..... ۸۶
- شکل (۱۱-۵) : منحنی رفتار هیستریزس ۸ طبقه باطیف ناغان برای تحلیل های NLRHA-APA-PA..... ۸۶
- شکل (۱۲-۵) : منحنی رفتار هیستریزس ۱۲ طبقه باطیف طیس برای تحلیل های NLRHA-APA-PA..... ۸۷
- شکل (۱۳-۵) : منحنی رفتار هیستریزس ۱۲ طبقه باطیف ناغان برای تحلیل های NLRHA-APA-PA..... ۸۷
- شکل (۱۴-۵) : منحنیهای نیرو- تغییر مکان ۴ طبقه از تحلیلهای APA-PA با طیف ایران وبدون آن..... ۹۰
- شکل (۱۵-۵) : منحنیهای نیرو- تغییر مکان ۸ طبقه از تحلیلهای APA-PA با طیف ایران وبدون آن..... ۹۰
- شکل (۱۶-۵) : منحنیهای نیرو- تغییر مکان ۱۲ طبقه از تحلیلهای APA-PA با طیف ایران وبدون آن..... ۹۱
- شکل (۱۷-۵) : منحنیهای نیرو- تغییر مکان ۴ طبقه با Δ_{max}, V_{max} از تحلیلهای APA-PA-NLRHA..... ۹۲
- شکل (۱۸-۵) : منحنیهای نیرو- تغییر مکان ۴ طبقه با Δ, V_{max} از تحلیلهای PA-PA-NLRHA..... ۹۲
- شکل (۱۹-۵) : منحنیهای نیرو- تغییر مکان ۸ طبقه با Δ_{max}, V_{max} از تحلیلهای APA-PA-NLRHA..... ۹۳
- شکل (۲۰-۵) : منحنیهای نیرو- تغییر مکان ۸ طبقه با Δ, V_{max} از تحلیلهای APA-PA-NLRHA..... ۹۳
- شکل (۲۱-۵) : منحنیهای نیرو- تغییر مکان ۱۲ طبقه با Δ_{max}, V_{max} از تحلیلهای APA-PA-NLRHA..... ۹۴
- شکل (۲۲-۵) : منحنیهای نیرو- تغییر مکان ۱۲ طبقه با Δ, V_{max} از تحلیلهای APA-PA-NLRHA..... ۹۴
- شکل (۱-۶) : مدلسازی منحنی واقعی نیرو - تغییر مکان به روش برابری انرژی..... ۹۷
- شکل (۲-۶) : مدلسازی منحنی واقعی نیرو - تغییر مکان به روش پرستلی..... ۹۷
- شکل (۳-۶) : مدلسازی قابهای ساختمان ۴ طبقه توسط المانهای LINK..... ۱۰۱

شکل (۴-۶) : منحنی نیرو - تغییر مکان حاصله از تحلیل بار افزون آداپتو ۴ طبقه ۱۰۶

شکل (۵-۶) : منحنی نیرو - تغییر مکان حاصله از تحلیل بار افزون آداپتو ۸ طبقه ۱۰۶

شکل (۶-۶) : منحنی نیرو - تغییر مکان حاصله از تحلیل بار افزون آداپتو ۱۲ طبقه ۱۰۷

فصل اول-دیباچه

در هنگام وقوع زلزله های شدید و متوسط ، ساختمانها با ورود به ناحیه غیر ارتجاعی ، رفتار غیر-خطی دارند.از اینرودر صورت طراحی مناسب ، بر اثر تغییر شکلهای غیر ارتجاعی ، انرژی زیادی را به صورت انرژی میرایی وپسماند (Hysteresis) جذب نموده و در نتیجه ، توان تحمل نیروهای بزرگتری خواهند داشت.

تحلیل وطراحی سازه ها ، بر اساس رفتار ارتجاعی وعدم توجه به رفتار خمیری وظرفیت جذب ودفع انرژی آنها به هنگام تحمل نیروهای بزرگی مانند زلزله که نیروهای غیر دائمی وریسکی می باشند، باعث یک طرح غیر اقتصادی خواهد شد.

روشن است که تنها یک تحلیل دینامیکی غیر خطی می تواند بیانگر رفتار واقعی سازه ها در هنگام وقوع زلزله باشد.این نوع تحلیل ، به دانش کافی و صرف وقت وهزینه بسیار ، نیاز دارد.از اینرو با توجه به سهولت وگستردهی روشهای تحلیل استاتیکی غیر خطی (بارافزون)، از این روشها بهره می جویند و برای منظور نمودن اثرات مثبت رفتار خمیری در تحمل نیروهای جانبی ، همه آیین نامه های معتبر لرزه ای ، یک ضریب ویژه به نام ضریب رفتار ساختمان "Behavior Factor" یا تحت عنوان دیگری به نام " ضریب اصلاح پاسخ " "Response modification Factor" را جهت کاهش نیروی زلزله در نظر گرفته وطراح را مجاز به استفاده از تحلیل ارتجاعی با نیروهای کاهش یافته زلزله وطراحی با استفاده از این تحلیل می نماید.

بوسیله روش غیر خطی ایستایی در سازه هایی که تحت تاثیر نیروهای جانبی افزایشی در گامهای یکنواخت با شکل توزیع ارتفاعی نامتغیرگرفته اند ، مطلوبهای لرزه ای^۱ تا رسیدن به یک تغییر مکان هدف ، محاسبه می شوند.

هر دو تغییر مکان هدف و شکل توزیع نیرو بر اساس این فرض پایه گذاری شده اند که پاسخ بوسیله مود بنیادی ، تنظیم شده و این شکل مود پس از ایجاد تسلیم در سازه ، همچنان بدون تغییر شکل باقی می ماند.

آشکارا ست هر دو فرض فوق تقریبی هستند ، ولی تحقیقات محققین قبلی [2,3] نشانگر این مطلب می باشد که با وجود تقریبی بودن این فرضها ، برآوردهای خوبی از مطلوبهای لرزه ای به دست خواهد آمد . هر چند این چنین پیشگویی های رضایتبخش برای مطلوبهای لرزه ای ، منحصر به سازه های کم ارتفاع تا متوسط می باشد.

برای غلبه بر این محدودیتها ، محققین متعددی سعی کرده اند توزیع نیروهایی را معرفی کنند تا تطابق بهتری با توزیع نیروی اینرسی متغیر با زمان دارا باشد، هرچند این توزیع نیروهای آداپتیو و سازگار ممکن است بر آوردهای بهتری از مطلوبهای لرزه ای فراهم سازند ولی از نظر مفاهیم پیچیده و محاسبات طاقت فرسایی را برای کاربرد های معمول در مهندسی سازه بدنبال دارند.

در این پژوهش درفصول اولیه، مفاهیم کلی در رابطه با روشهای تحلیل غیر خطی سازه ها و لزوم استفاده از این تحلیلها بیان شده ، سپس آخرین روش پیشنهادی اخیر در مورد تحلیلهای بارافزون معرفی شده و در فصل چهارم روش جدید تحلیل " بارافزون آداپتیو " به همراه نرم افزار مورد استفاده جهت این تحلیل توضیح داده شده است .

به جهت تولید اطلاعات و مقایسه نتایج حاصل از این روش جدید در فصل پنجم ساختمانهای فولادی که با آیین نامه ایران طراحی شده اند در نظر گرفته شده و نتایج ، مورد ارزیابی قرار می گیرد . در فصل ششم با استفاده از این روش تحلیلی جدید و مطابق دستور العمل ATC-19 ضریب رفتار ساختمانهای مورد بحث محاسبه شده و با ضرایب ارائه شده در آیین نامه ۲۸۰۰ مقایسه می شود .

فصل دوم : آشنایی با روشهای تحلیل غیر خطی سازه ها

مقدمه :

ارزیابی کارایی سازه ها تحت تا ثیر نیروهای لرزه ای به شکل مناسب زمانی امکان پذیر است که برآورد مطلوبهای لرزه ای بر اساس تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی با بکار گیری مجموعه ای از شتابنگاشتهای انتخابی دقیق صورت پذیرد. هر چند در برابر این ادعا همیشه مشکلاتی وجود دارد که سد راه موضوع بوده است، بعنوان مثال انتخاب شتابنگاشت مناسب و یا عدم دسترسی به اطلاعات کافی مانند میرایی در سازه ها و حساسیت نتایج نسبت به نحوه توزیع جرم از جمله عواملی است که ارزیابی را ، دچار مشکل می کند . از اینرو یکی از موضوعات مهم در امر بازبینی سازه های طراحی شده و یا ارزیابی کارایی آنها ، یافتن روشی است که بتواند رفتار غیر خطی را لحاظ کرده و دارای تطابق قابل قبول با نتایج تحلیل تاریخچه پاسخ غیر خطی باشد ، بر این اساس روش تحلیل بار افزون هم اکنون بعنوان ابزاری مناسب در برآورد مطلوبهای لرزه ای سازه ها مورد استفاده قرار گرفته است.

۲-۱- روش تحلیل استاتیکی غیر خطی (بارافزون) :

در این روش، تحلیل منطبق بر رفتار غیر خطی مصالح و بدین صورت انجام می شود که یک مدل ریاضی از سازه مورد نظر در یک روش گام به گام تحت اثر بارگذاری افزایشی (یا تغییر مکانهای افزایشی) قرار گرفته و وا دار به جابجایی می شود تا به یک تغییر مکان معلوم برسد و یا خراب شود. به تغییر مکان معلوم ، تغییر مکان هدف اطلاق می شود که بر پایه معیارهای مختلفی همانند حداکثر تغییر مکان نسبی مجاز مربوط به حالت حدی نهایی ، محدودیت شکل پذیری ، جلوگیری از ناپایداری و ... تعیین می گردد.

جهت محاسبه این مقدار در برخی از آیین نامه ها روابطی ارائه شده است که در کارهای پژوهشی مورد استفاده قرار می گیرد . شایان ذکر است در آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله ایران [۱۸] در معرفی این مقدار هیچگونه بندی وجود ندارد والبته روشن است اکنون با توجه به گسترش روز افزون این روش ، این کاستی بیش از پیش به چشم می خورد.

مهمترین محصول تحلیل استاتیکی غیر خطی ، رابطه برش پایه بر حسب تغییر مکان بالای ساختمان است که به منحنی ظرفیت ساختمان معروف می باشد. این منحنی یک پوش خلاصه از ظرفیت ساختمان را در اختیار تحلیلگر قرار می دهد. با مطالعه این منحنی می توان دریافت در صورت اعمال نیرویی بیش از مقاومت کشسان سازه رفتار سازه چگونه تغییر خواهد کرد و با ملاحظه این رفتار مودهای شکست، نقاط ضعف و طبقات نرم شناخته شده و تدابیر مناسبی در جهت رفع این نقایص سنجیده می شود. پتانسیل خرابی یک سازه را می توان از روی الگوی خرابی اجزاء تشکیل دهنده آن سازه استنباط نمود، ولی نکته مهم اینست که مدل ریاضی که نقش مدلسازی رفتار خطی و غیر خطی سازه بعهده دارد باید بصورت سه بعدی ارزیابی شود. آشکار است در مورد سازه هایی که دارای درجه تقارن بالایی در پلان هستند می توان از تعمیم نتایج یک قاب دوبعدی از یک سازه به نتایج کلی دست یافت . یکی از مهمترین عوامل موثر بر نتایج حاصله از تحلیل استاتیکی غیر خطی الگوی پخش بار جانبی می باشد. به جهت تاثیر پذیری نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی از الگوی پخش بار جانبی ، انتخاب مناسب این الگو یکی از مواردی بوده است که محققین را در سالهای اخیر بر آن داشته است تا روشهای متفاوتی را در جهت مدلسازی بهتر ارائه دهند.

به طور کلی دو شیوه پخش بار وجود دارد :

۲-۱-۱- الگوی پخش بار ثابت :

در این شیوه پس از یافتن الگوی بارگذاری جانبی، در طول جریان تحلیل شکل الگو دستخوش تغییر نمی شود و تنها ضریب مقیاس بارهای جانبی وارده بر سازه است که در هر گام تحلیلی اصلاح می شود.

در ذیل تعدادی چند از الگوهای بارگذاری جانبی ثابت معرفی می شوند :

- الگوی پخش بار یکنواخت در تراز تمامی طبقات

- الگوی پخش بار بر اساس توزیع بار جانبی آیین نامه ۲۸۰۰ [۱۸]

$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (1-2)$$

$$F_{roof} = F_t + F_n \quad (2-2)$$

$$F_t = 0.07TV \leq 0.25V \quad (3-2)$$

که در روابط فوق :

W_i : وزن سازه مربوط به طبقه i و W_j : وزن سازه مربوط به طبقه j

h_i : ارتفاع تراز i ام نسبت به تراز مبنا و h_j : ارتفاع تراز j ام نسبت به تراز مبنا

F_{roof} : نیروی وارده به تراز پشت بام و F_j : نیروی وارده به تراز J ام

F_n : نیروی حاصله از رابطه (۱-۲) مربوط به تراز بام و T : زمان تناوب اصلی سازه بر حسب ثانیه

مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ اگر T برابر ۰.۷ ثانیه و یا کوچکتر باشد می توان F_t را صفر در نظر گرفت .

۲-۱-۲- الگوی پخش بار متغیر :

در این شیوه الگوی بارگذاری جانبی در طول جریان تحلیلی به همراه تغییراتی که در مشخصه های ارتعاشی سازه در اثر تغییر در ماتریس سختی پدیدار می شود دستخوش تغییر می گردد. در این حالت باز توزیع نیروهای اینرسی را می توان در ارتفاع سازه مدل سازی کرد، در صورتیکه این مدل سازی در الگوهای بارگذاری ثابت ممکن نیست . در کنار دقت بالاتر این الگو در مدل سازی رفتار واقعی سازه ، دارای حجم بالای محاسباتی بوده که کار را مشکل کرده است ، ولی تحقیقات محققین قبلی نشان داده که در برآورد مطلوبهای لرزه ای خصوصاً در سازه های بلند و یا آنهایی که دچار مکانیزمهای محلی میشوند ، استفاده از این الگو انکار ناپذیر است.

تعدادی چند از الگوهای پخش بار متغیر در ذیل معرفی می شوند :

- الگوی پخش بار بر اساس اشکال مودی استخراج شده از سختی های مماسی . در هر گام این شیوه پخش بار را گوپتا [4] در تحلیلهای استاتیکی غیر خطی معرفی می کند.

- الگوی پخش بار ، براساس و گونا ت [5] . در این الگو پخش بار متناسب با برش مقاوم طبقه در هر گام تحلیلی صورت می پذیرد .

شایان ذکر است با وجود پاسخهای دقیق تری که با استفاده از الگوهای بارگذاری فوق بدست می آید، ولی استفاده از این الگوها در تحلیلهای استاتیکی غیر خطی حجم بالایی از محاسبات را در اختیار می گیرد که البته این امر در کارهای رایج طاقت فرساست. بر همین اساس اخیراً چوپرا سعی داشته روشی را معرفی نماید که در مقابل ارائه پاسخهای دقیق تر از سهولت قابل قبولی نیز برخوردار باشد [10] .

روش پیشنهادی وی بنام تحلیل " بار افزون مودی " اثر مودهای بالاتر را با بکارگیری الگوهای ثابت مختلفی از بار گذاری جانبی لحاظ کرده و پاسخهای حاصله از این تحلیلها را همانند آنچه در روش طیفی داریم با یکدیگر ترکیب می کند تا نتایجی نزدیک تر به واقعیت ، بدست دهد . الگوهای بارگذاری را که چوپرا در تحلیلهای بار افزون مورد استفاده قرار می دهد بر اساس شکل مودهایی هستند که از تحلیل ویژه سازه ابتدایی و منطبق بر ماتریس سختی اولیه می باشد.

روشن است هنگامی که رفتار سازه از محدوده کشسان خارج می شود ، ماتریس سختی سازه نیز دستخوش تغییراتی می گردد که در نتیجه این تغییرات در شکل مودهای سازه نیز تغییر ایجاد شده که البته این تغییرات در روش پیشنهادی قابل مدل سازی نیست .

۲-۲- روش تحلیل تاریخچه پاسخ غیر خطی :

اصول ابتدایی این روش مشابه آنست که در روش استاتیکی غیر خطی ارائه شده است ، با این تفاوت که بارهای لرزه ای تابعی از زمان می باشند . در این تحلیل تغییر مکان هدفی موجود نیست و این در حالی است که به شکل مستقیمی از تاریخچه حرکات زمین استفاده می شود.

در برابر مشکلاتی که همواره پیرامون این روش موجود بوده است، ولی به عنوان دقیق ترین روش در ارائه پاسخهای لرزه ای سازه ها شناخته می شود . یکی از بارز ترین این مشکلات انتخاب شتابنگاشت مناسب در انجام تحلیل می باشد و این در صورتی است که پاسخهای حاصله به شدت وابسته به جنبش های زمین می باشند، لذا در راستای همین امر توصیه می شود ، تعداد قابل قبولی از شتابنگاشتهای محلی در انجام تحلیلهای پاسخ غیر خطی انتخاب شوند .

از دیگر مشکلاتی که همواره در این تحلیلها موجود بوده است حجم بسیار با لای خروجی هاست که در کارهای معمول رایج نیاز به ابزارهای محاسباتی خاص و صرف مدت زمان های تحلیلی زیادی را دارد.

هم اکنون به بررسی تحلیلهای مورد نظر برای سیستم یک درجه آزادی می پردازیم .

۳-۲- سیستم های یک درجه آزادی :

۳-۲-۱- معادله حرکت :

قاب یک طبقه ایده آلی را مطابق شکل (۲-۱-الف) بصورت یک سیستم یک درجه آزادی در نظر بگیرید. این سازه یک درجه آزادی متشکل است از جرم متمرکز m در تراز سقف، قاب بدون جرمی که سختی جانبی را تامین می کند و میراگر لزج خطی با ضریب میرایی c که باعث اتلاف انرژی ارتعاشی سازه می شود. رابطه چرخه ای (هیستریزیس) بین نیروی جانبی F_s و تغییر مکان جانبی جرم m نسبت به پایه بصورت تابع $f_s(u, \text{sign} \dot{u})$ معرفی می شود. برای یک تغییر شکل معلوم u در زمان t مقدار نیروی مقاوم F_s به تاریخچه قبلی حرکت سامانه و اینکه آیا در حال حاضر تغییر شکل در حال افزایش (سرعت $\dot{u} > 0$) و یا در حال کاهش (سرعت $\dot{u} < 0$) است، بستگی دارد. این رابطه نیروی جانبی - تغییر مکان را می توان به صورتیکه در شکل (۲-۱-ب) نمایش داده شده است، ایده ال سازی نمود، که به رابطه هیستریزیس دو خطی معروف می باشد. در بارگذاری ابتدایی تا زمانیکه نیرو از مقدار F_y (مقاومت تسلیم) متجاوز نشده است رفتار سیستم بصورت کشسان خطی با سختی جانبی k می باشد. زمانیکه نیرو به F_y و تغییر شکل به u_y (تغییر شکل تسلیم) می رسد، تسلیم آغاز می شود. در طول جریان تسلیم سختی قاب بصورت αK می باشد که $0 < \alpha < 1$ خواهد بود. مقاومت تسلیم در هر دو جهت تغییر شکل یکسان فرض می شود، باربرداری از نقطه حداکثر تغییر شکل شروع شده و در مسیری به موازات شاخه کشسان اولیه ادامه می یابد، به مشابه بارگذاری مجدد از نقطه حداقل تغییر شکل شروع شده و در مسیری به موازات شاخه کشسان اولیه ادامه می یابد. حال مقاومت تسلیم F_y را به کمک ضریب کاهش مقاومت

تسلیم به f_0 مربوط می نماییم . که f_0 مقاومت لازم برای بقای سازه در حوزه خطی در حین زلزله تعریف می شود،

$$R_y = \frac{f_0}{f_y} \quad (۴-۲)$$

آشکار است در سیستم های خطی $R_y = 1$ و برای سامانه هایی که در محدوده غیر کشسان تغییر شکل می دهند بزرگتر از یک است. برای مثال $R_y = 2$ بدین معناست که مقاومت سیستم $\frac{1}{2}$ مقاومت لازم برای بقای آن در حوزه کشسان در حین زلزله است. معادله حاکم برای

سیستم غیر کشسان که تحت تاثیر شتاب افقی زمین $\ddot{u}_g(t)$ قرار می گیرد بصورت زیر است :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \text{sign}\dot{u}) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (۵-۲)$$

برای یک تحریک مفروض $\ddot{u}_g(t)$ تغییر شکل $u(t)$ وابسته به سه عامل سیستم : ω_n ، ζ ، u_y به علاوه شکل رابطه نیرو - تغییر شکل می باشد. با تقسیم دو طرفین معادله (۵-۲) بر m داریم :

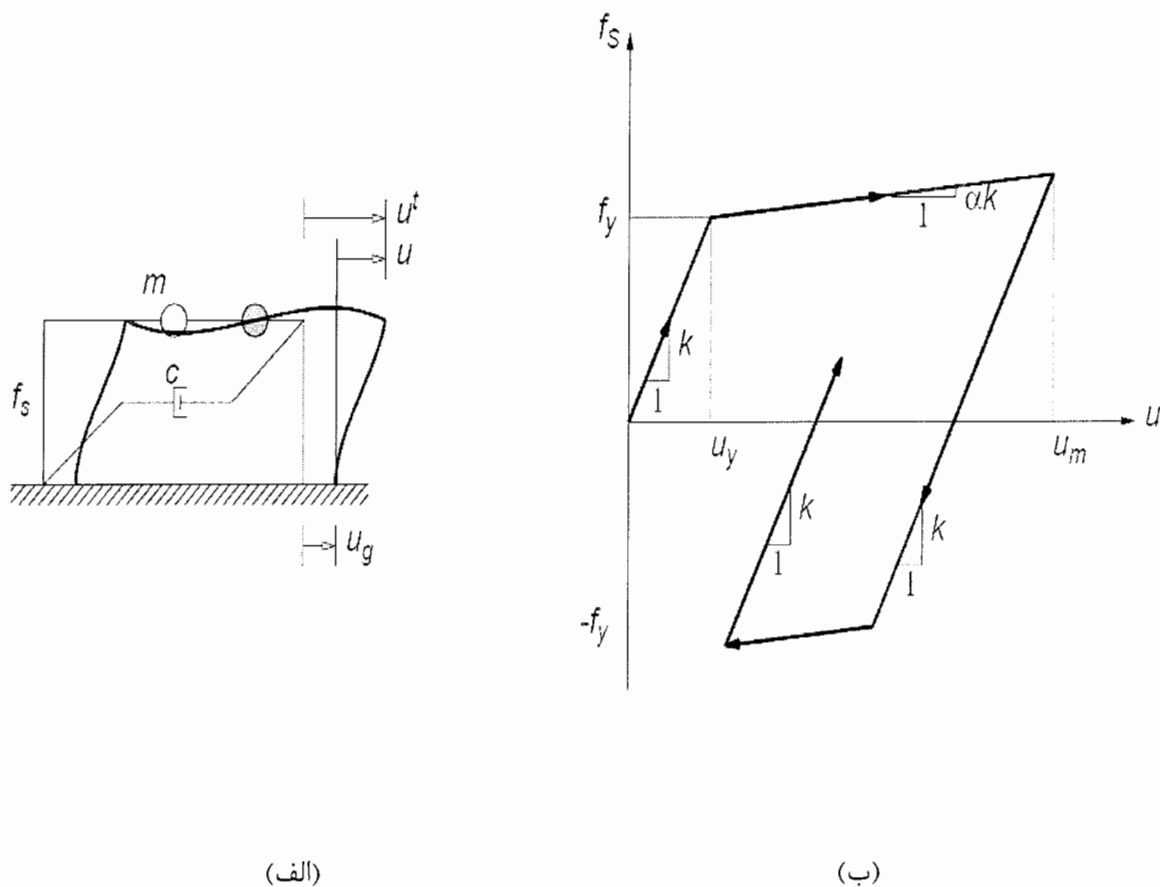
$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u_y \tilde{f}_s(u, \text{sign}\dot{u}) = -\ddot{u}_g(t) \quad (۶-۲)$$

که در آن :

$$\tilde{f}_s = \frac{f_s}{f_y} \quad \text{و} \quad \zeta = \frac{c}{2m\omega_n} \quad \text{و} \quad \omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (۷-۲)$$

کمیت ω_n بسامد طبیعی و $T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$ زمان تناوب طبیعی و ζ نیز نسبت میرایی سیستم

مرتفعش در محدوده کشسان می باشد ($u < u_y$) ، تابع $\tilde{f}_s(u, \text{sign}\dot{u})$ رابطه نیرو - تغییر شکل جانبی سیستم را به صورت بی بعد معرفی می کند.



شکل ۱-۲ (الف) سازه یک طبقه ایده‌آل سازی شده و (ب) رابطه هیستریزس دوخطی نیرو-تغییر شکل

قدر مطلق حداکثر تغییر شکل سیستم در شکل (۱-۲-ب) با u_m نمایش داده شده است. اگر u_m بر حسب تغییر شکل تسلیم سیستم همپایه گردد:

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (۱-۲)$$

این نسبت بدون بعد "نسبت شکل پذیری" نامیده می شود که برای سیستم هایی که تحت اثر تغییر شکلهای فراتر از حد کشسان قرار می گیرند، بزرگتر از واحد خواهد بود. برای یافتن عوامل موثر بر نسبت شکل پذیری رابطه زیر را در نظر می گیریم:

$$\mu(t) = \frac{u(t)}{u_y} \quad (9-2)$$

$$u(t) = u_y \mu(t) \quad \text{و} \quad \dot{u}(t) = u_y \dot{\mu}(t) \quad \text{و} \quad \ddot{u}(t) = u_y \ddot{\mu}(t)$$

با جایگذاری روابط فوق در معادله (۶-۲) و تقسیم طرفین معادله بر u_y رابطه زیر حاصل می

شود:

$$\ddot{\mu} + 2\zeta\omega_n\dot{\mu} + \omega_n^2\tilde{f}_s(\mu, \text{sign}\dot{\mu}) = -\omega_n^2 \frac{\ddot{u}_g(t)}{a_y} \quad (10-2)$$

که: $a_y = \frac{f_y}{m}$ شتاب جرمی مورد نیاز برای ایجاد نیروی تسلیم f_y می باشد.

با توجه به شکل (۲-۲) ضریب کاهش مقاومت تسلیم بصورت زیر تعریف می شود:

$$R_y = \frac{f_0}{f_y} = \frac{u_0}{u_y} \quad (11-2)$$

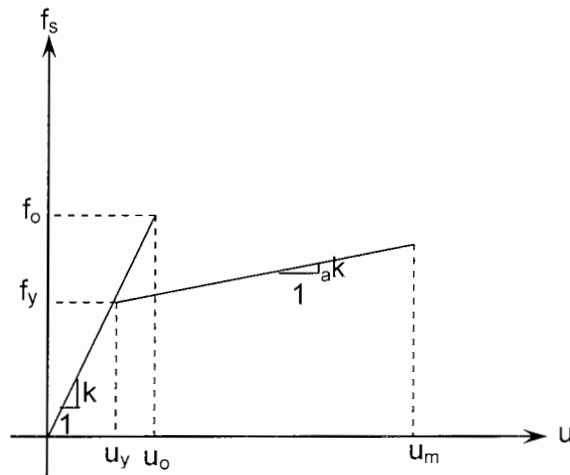
با جایگذاری رابطه (۱۱-۲) در رابطه a_y :

$$a_y = \frac{\omega_n^2 u_0}{R_y} \quad (12-2)$$

خاطر نشان می شود، تغییر شکل حداکثر u_0 برای سیستم خطی متناظر، تنها وابسته به

ω_n و ζ_y می باشد. لذا برای یک شتاب مفروض $\ddot{u}_g(t)$ ، وابسته به سه عامل سیستم:

ω_n ، ζ_y و R_y می باشد. [6]



شکل ۲-۲-سیستم کشسان-مومسان و سیستم خطی نظیر

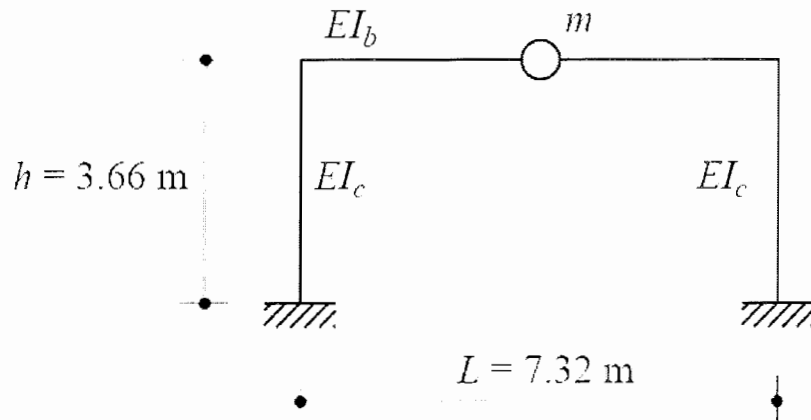
۲-۳-۲- سیستم و تحركات مورد بحث :

یک قاب یک طبقه را مطابق شکل (۳-۲) در نظر بگیرید. ابعاد و صلبیت خمشی عناصر مربوط به این قاب طوری تعریف شده اند که $T_n = 0.5^s$ و $\zeta = 5\%$ شده است. این سازه تحت تاثیر شتابهای زلزله ال سنترو قرار می گیرد، (Elcentro 1940) که با ضریب مقیاس ۲ مقیاس شده اند. برای این سیستم، $\frac{f_o}{w} = 1.8488$ می باشد. مقاومت تسلیم سیستم برای رفتار غیر کشسان بر اساس

$$R_y = 8 \text{ بصورت زیر بدست می آید}$$

$$\frac{f_y}{w} = \left(\frac{f_o}{w} \right) \div 8 = 0.2311$$

که اگر وزن طبقه 169.9kn باشد، برابر با 36.26kn حاصل خواهد شد.



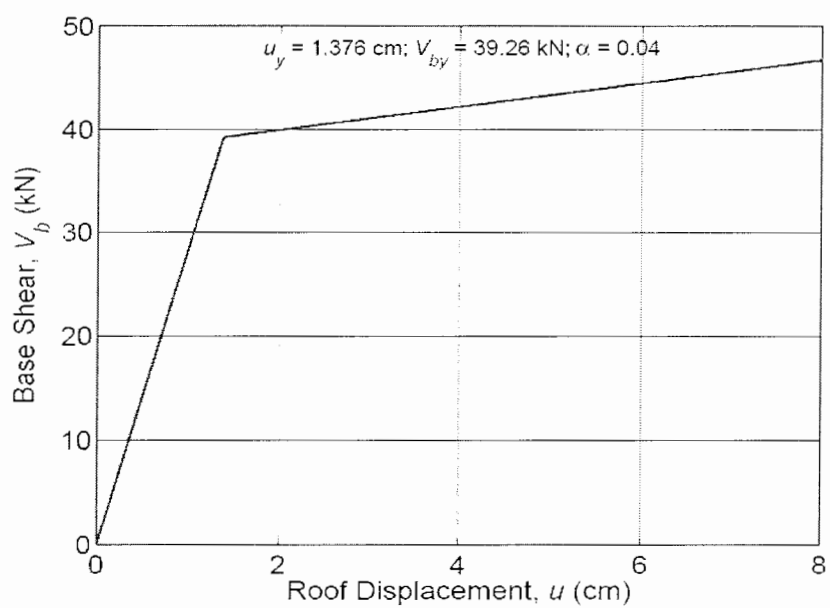
شکل ۲-۳- قاب یک دهانه یک طبقه

لنگر تسلیم در تیر و ستونهای قاب بعنوان لنگر خمشی ناشی از نیروی جانبی f_y تعریف می شوند. مشخصات عناصر قاب عبارتند از :

$$E = 2 \times 10^8 \text{ kpa}, I_c = 6.077 \times 10^7 \text{ mm}^4, I_b = 3.134 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

وسختی تسلیم هر عنصر قاب ۳٪ سختی اولیه در نظر گرفته می شود.

تحلیل قاب با مشخصات فوق لنگرهای تسلیم 21.65kn.m و 50.18kn.m را به ترتیب برای تیر و ستونها بدست می دهد. یک تحلیل بارافزون ایستا برای این سیستم یک درجه آزادی رابطه نیرو - تغییر مکان را مطابق شکل (۴-۲) بدست می دهد.



شکل ۴-۲- منحنی بار افزون قاب یک درجه آزادی مورد نظر

۲-۳-۱- تحلیل تاریخچه پاسخ غیر خطی (NL-RHA)

شکل (۲-۵) پاسخهای این سیستم را در اثر شتابهای زلزله با استفاده از روش تحلیل تاریخچه

پاسخ نشان می‌دهد. این شکل متشکل از پنج قسمت می‌باشد:

الف- نمایش تغییر مکان تراز سقف $u(t)$

ب- برش پایه $V_b(t)$ مقیاس شده به نسبت وزن

ج- چرخش یک گره تیر $\theta(t)$

د- چرخش مفصل خمیری در انتهای تیر $\theta_p(t)$

ه- شکل رابطه نیرو- تغییر مکان

مقادیر بیشینه پاسخها نیز در اشکال مشخص شده‌اند، آشکار است که این سیستم به طور محسوس

در محدوده‌ای فراتر از تغییر شکل تسلیم تحریک شده است و با استفاده از شکل (۲-۵-۵) ضریب

شکل پذیری برای این سازه $\mu = 5.35$ بدست می‌آید.

۲-۳-۲- تحلیل بار افزون

یک تحلیل بارافزون ایستا برای سیستم مورد نظر در محدوده رفتار غیرخطی تحت اثر نیروی

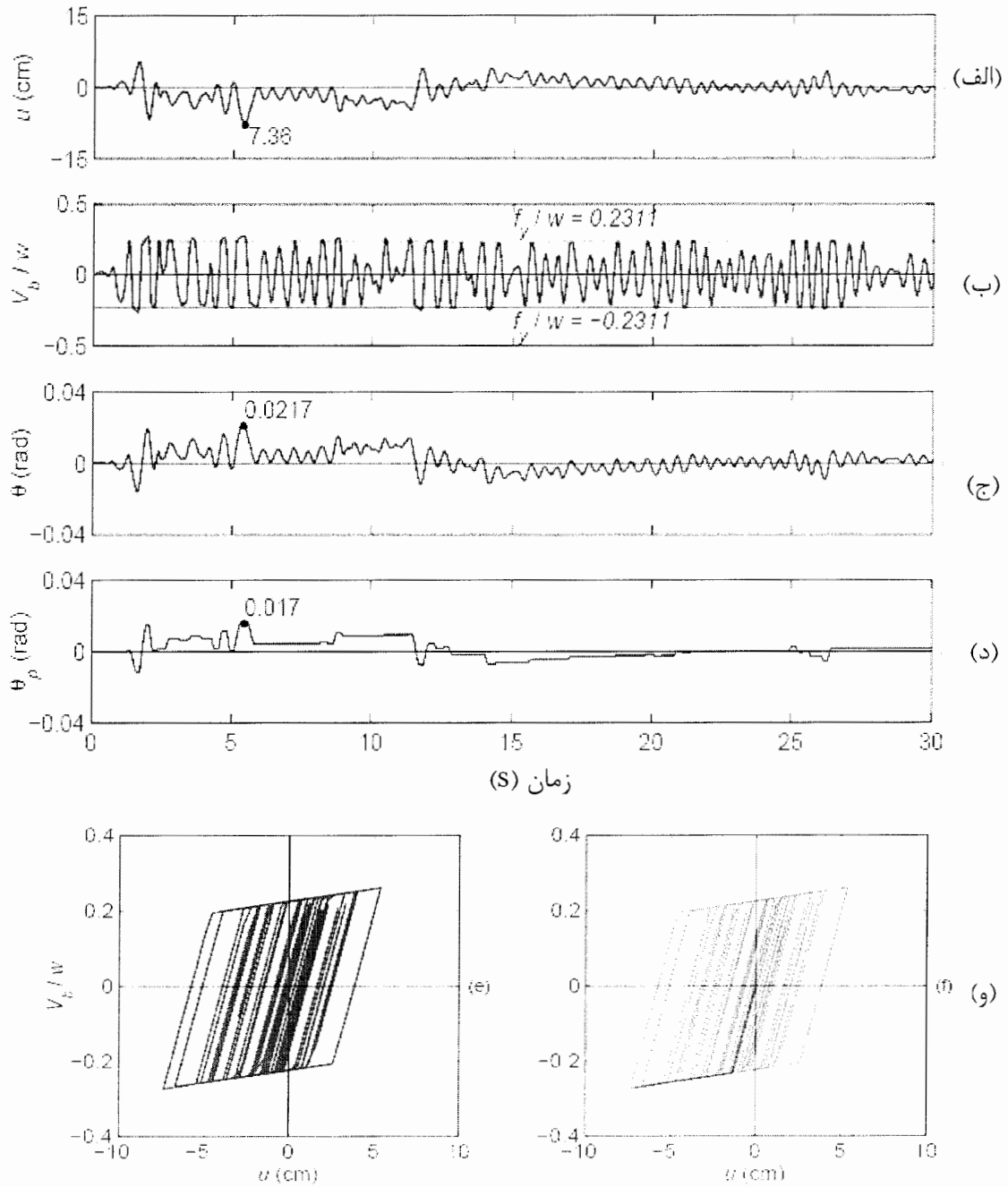
جانبی که به طور افزایشی در گامهایی یکنواخت به سازه اعمال می‌شود تا رسیدن به یک

تغییر مکان جانبی مشخص ($u_m = 7.36$) که همان مقدار بیشینه به دست آمده از روش تاریخچه پاسخ

است، صورت می‌گیرد. نتایج این تحلیل به صورت منحنی بار افزون در شکل (۲-۵-۶) و بر روی تاریخچه

رفت و برگشتی (هیستریزیس) نیرو- تغییر مکان ترسیم شده است، مشاهده می‌شود که منحنی بارافزون

برمسیر چرخه‌ایی در بارگذاری ابتدایی روی سیستم منطبق است.



شکل ۲-۵- پاسخ یک سیستم یک درجه آزادی به حرکات زمین لرزه ال سنترو: الف- تغییر مکان پایه، ج- چرخش گرهی، د- چرخش مفصل مومسان، ه- رابطه نیرو-تغییر مکان، و- منحنی بار افزون

فصل سوم :

مروری بر روشهای پیشنهادی اخیر برای تحلیل های بارافزون

۳-۱ - ساختمانهای چند طبقه در محدوده رفتار کشسان

۳-۱-۱- تحلیل تاریخچه پاسخ مودی (RHA)

معادله دیفرانسیل حاکم برای پاسخ یک سازه چند طبقه در برابر ارتعاشات افقی زمین لرزه $\ddot{u}_g(t)$

بصورت زیر می باشد:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -mi\ddot{u}_g(t) \quad (1-3)$$

در صورتیکه u برداری است که تغییر مکان جانبی N طبقه سازه را نسبت به زمین معرفی می کند. و m ، c و k به ترتیب ماتریسهای جرم، میرایی کلاسیک و سختی جانبی در سازه مورد نظر باشند و \dot{I} بردار واحد در نظر گرفته می شود.

طرف راست دستگاه معادله دیفرانسیل (۱-۳) را می توان بصورت نیروهای زلزله مؤثر در نظر گرفت که توزیع فضایی این نیروها در ارتفاع سازه بوسیله یک بردار $s=mi$ و قسمت متغیر آن با زمان $\ddot{u}_g(t)$ مشخص می شود؛ این توزیع نیرویی را می توان بصورت یک مجموع از نیروهای اینرسی مودی تعریف نمود. [6]

$$p_{eff}(t) = -mi\ddot{u}_g(t) \quad (2-3)$$

$$s = mi = \sum_{n=1}^N s_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n m \phi_n \quad (3-3)$$

که ϕ_n در رابطه (۳-۳) n امین شکل مود ارتعاش طبیعی سازه می باشد و:

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad , \quad M_n = \phi_n^T m \phi_n \quad , \quad L_n = \phi_n^T mi \quad (4-3)$$

بدین ترتیب نیروهای زلزله موثر بصورت زیر بیان می شوند :

$$P_{eff}(t) = \sum_{n=1}^N P_{eff,n}(t) = \sum_{n=1}^N -s_n \ddot{u}_g(t) \quad (5-3)$$

$P_{eff,n}(t)$ سهم n امین مود، در نیروهای $P_{eff}(t)$ بصورت زیر خواهد بود :

$$P_{eff,n}(t) = -s_n \ddot{u}_g(t) \quad s_n = \Gamma_n m \phi_n \quad (6-3)$$

خاطرنشان می شود پاسخ این سازه چند درجه آزادی به نیروی مؤثر در مود n ($P_{eff,n}$) تماما در همین مود می باشد و مودهای دیگر در این پاسخ همکاری نخواهند داشت که این امر بدلیل وجود رفتار سازه در محدوده کشسان حادث می شود. لذا معادله حاکم بر رفتار سازه در برابر این نیروها بصورت زیر در نظر گرفته می شود:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -s_n \ddot{u}_g(t) \quad (7-3)$$

با توجه به ویژگی تعامدی بردارهای شکل مود، می توان بردار تغییر مکان را بصورت ترکیب خطی از این بردارها نوشت :

$$u(t) = \sum_{n=1}^N u_n(t) \quad (8-3)$$

$$u_n(t) = \phi_n q_n(t) \quad (9-3)$$

عامل q_n دامنه نظیر شکل مود n ام نام دارد و بردار q ، بردار مختصات مودی خوانده می شود. رابطه (۸-۳) در واقع تغییر مکانها را بر حسب مجموعه مؤلفه های مودی ارائه می نماید.

اکنون با بکاربردن مختصات مودی در معادله دیفرانسیل حاکم و استفاده از ویژگی تعامدی مودها یک دستگاه معادله دیفرانسیل همبسته به N معادله ناهمبسته تبدیل می شود که N تعداد درجه های آزادی است.

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (10-3)$$

که در آن: ω_n بسامد ارتعاش طبیعی و ζ_n نسبت میرایی سازه در مود n ام می باشد. برای حل

معادله دیفرانسیل (۱۰-۳) از تغییر متغیر زیر بهره می‌جوئیم :

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (۱۱-۳)$$

و معادله به شکل روبرو ظاهر می‌شود:

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (۱۲-۳)$$

این معادله مشابه معادله حرکت یک سیستم یک درجه آزادی (SDF) با مشخصه‌های ارتعاشی ω_n و ζ_n که تحت شتاب پایه $\ddot{u}_g(t)$ قرار گرفته است ، می‌باشد.

با جایگذاری رابطه (۱۱-۳) در رابطه (۹-۳) تغییر مکانهای طبقات در هر مود دلخواه n بصورت زیر بدست می‌آید:

$$u_n(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (۱۳-۳)$$

و هر پاسخ دلخواه $r(t)$ در سازه مثل جابجایی نسبی طبقات و یا نیروهای داخلی اعضاء و ... بصورت زیر حاصل خواهند شد:

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t) \quad (۱۴-۳)$$

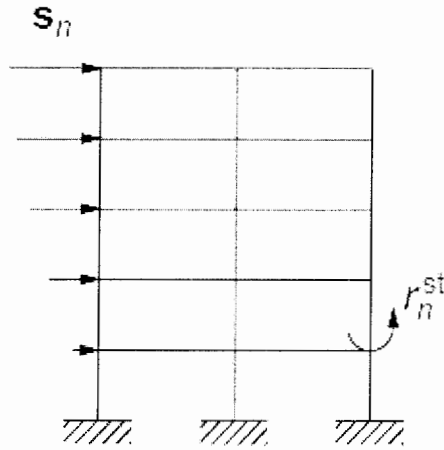
که r_n^{st} مقدار بدست آمده پاسخ r موردنظر از تحلیل ایستایی سازه تحت اثر بارهای جانبی S_n می‌باشد و $A_n(t)$ به صورت زیر معرفی می‌شود:

$$A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t) \quad (۱۵-۳)$$

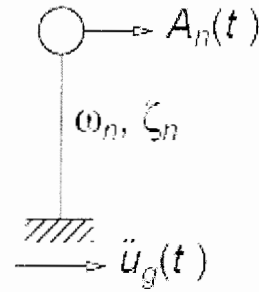
$A_n(t)$ شبه شتاب پاسخ در n امین مود برای یک سیستم یک درجه آزادی معادل می‌باشد.

دو روند تحلیلی که مقادیر r_n^{st} و $A_n(t)$ را مشخص می‌کنند بصورت شماتیک در شکل (۱-۳) نمایش داده شده‌اند .

Forces



(الف) تحلیل ایستایی سازه



(ب) تحلیل دینامیکی سیستم یک درجه آزادی

شکل ۳-۱- نمایش تحلیل تاریخچه پاسخ مودی یک سازه چند درجه آزادی در محدوده رفتار کشسان

آنچه مشخص است روابط (۳-۱۳) و (۳-۱۴) پاسخ سازه چند درجه آزادی را در اثر بارهای

$P_{eff}(t)$ بدست می دهند.

با رویهم گذاری پاسخ های مودی ، پاسخهای کلی سامانه در اثر تحریکات $P_{eff}(t)$ بصورت زیر

حاصل خواهند شد :

$$u(t) = \sum_{n=1}^N u_n(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (۳-۱۶)$$

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} A_n(t) \quad (۳-۱۷)$$

آنچه گفته شد روند تحلیل کلاسیک مودی (RHA) بود که در مقایسه با آنچه در کتابهای

آموزشی [6] بیان می شود، بسط مودی توزیع فضایی نیروهای زلزله مؤثر مورد استفاده قرار

گرفت. این ایده پایه و اساس منطقی را برای بارافزون مودی فراهم می سازد .

۳-۱-۲- تحلیل طیف پاسخ مودی (RSA)

مقدار بیشینه r_o در پاسخ نهایی $r(t)$ را می توان به طور مستقیم از طیف پاسخ شتاب زمین لرزه موردنظر و بدون انجام تحلیل تاریخچه زمانی (RHA)، تخمین زد. بدین صورت که در تحلیل طیف پاسخ مودی (RSA) بیشینه مقدار پاسخ در n امین مود، $r_n(t)$ از پاسخ کلی $r(t)$ از رابطه زیر حاصل می شود :

$$r_{no} = r_n^{st} A_n \quad (۱۸-۳)$$

که در آن A_n مختصات $A(T_n, \zeta_n)$ در طیف پاسخ (یا طرح) شبه شتاب برای سیستم یک درجه آزادی معادل در n امین مود می باشد و T_n زمان تناوب ارتعاشی طبیعی سازه چند درجه آزادی در مود n ام است. روشن است پاسخ کل بیشینه را نباید با جمع کردن مقادیرهای بیشینه مودی بدست آورد. چرا که پاسخهای بیشینه مودی هم زمان نبوده و از همه مهم تر هم راستا نمی باشد. لذا روشهای دیگری را باید انتخاب کرد.

تاکنون روشهای بسیاری برای یافتن یک ترکیب مناسب از پاسخهای مودی پیشنهاد شده است، از این میان پرستفاده ترین روشها ریشه دوم مجموع مربعات (SRSS) می باشد. این روش در سال ۱۹۵۱ میلادی به وسیله روزنبلوت ارائه گردید. [۲۳]

$$r_o \approx \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2} \quad (۱۹-۳)$$

البته باید اذعان داشت روش ترکیب SRSS برای سازه هایی که دارای بسامدهای ارتعاشی با اختلاف زیاد هستند پاسخهای مناسبی را فراهم می کند ولی اگر در سازه ای زمانهای تناوب مودهای مختلف نزدیک به هم باشند بطور معمول روش ترکیب درجه دوم کامل (CQC) بکار می رود:

$$r_o \approx \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 + \sum_{m=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{mn} r_{m0} r_{n0} \right)^{1/2} \quad (20-3)$$

در این رابطه m و n دو مود مختلفاند ($m \neq n$) و ρ_{mn} ضریب همبستگی مودهای مزبور نام دارد، ملاحظه می شود بخش اول این رابطه همان رابطه (SRSS) است و بخش دوم بوسیله روش CQC ارائه می شود. حاصل جمع دوم می تواند مثبت و یا منفی باشد بنابراین پاسخهای روش CQC امکان دارد بیشتر و یا کمتر از پاسخهای SRSS باشد. رابطه های زیادی برای ضریب

همبستگی (ρ_{mn}) ارائه شده است یکی از آنها رابطه کیورگیان می باشد:

$$\rho_{mn} = \frac{\sqrt{\xi_m \xi_n} (\xi_m + \beta_{mn} \xi_n) \beta_{mn}^{1.5}}{(1 - \beta_{mn}^2 + 4 \xi_m \xi_n \beta_{mn} (1 + \beta_{mn}^2) + 4(\xi_m^2 + \xi_n^2)) \beta_{mn}^2} \quad (21-3)$$

در این رابطه ξ_m و ξ_n به ترتیب نسبت های میرایی در مودهای m و n هستند و عامل β_{mn} بصورت زیر تعریف می شود:

$$\beta_{mn} = \frac{\omega_m}{\omega_n} \quad (22-3)$$

خاطر نشان می کند پس از ترسیم نمودار ρ_{mn} بر حسب β_{mn} می توان دریافت که ضریب همبستگی تنها به ازای مقدار β_{mn} نزدیک به یک ، مقدار قابل توجهی دارد و در بقیه نسبت های بسامد دو مود مختلف قابل چشم پوشی است.

۳-۱-۳- تحلیل بارافزون مودی

برای گسترش یک روش تحلیل بارافزون سازگار با روش تحلیل طیف پاسخ می توان تحلیل ایستایی سازه ای که تحت تاثیر نیروهای جانبی f_{no} قرار می گیرد را در نظر گرفت؛

$$f_{no} = \Gamma_n m \phi_n A_n \quad (۲۳-۳)$$

این تحلیل همان مقادیر پاسخهای بیشینه Γ_{no} را در مود n ام بدست می دهد.

روند این تحلیل بدین گونه است که سازه تحت اثر نیروهای جانبی افزایشی با توزیع ارتفاعی طبق رابطه زیر قرار می گیرد:

$$s_n^* = m \phi_n \quad (۲۴-۳)$$

و تا رسیدن به تغییر مکان بیشینه بام u_{rno} پیش می رود (اصطلاحا push می شود) و سپس در تغییر مکان مزبور روند تحلیل متوقف می شود و پاسخهای دلخواه برداشت می گردد. مقدار بیشینه تغییر مکان پشت بام در مود n ام از رابطه زیر حاصل می شود:

$$u_{rno} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \quad (۲۵-۳)$$

که $D_n = \frac{A_n}{\omega_n^2}$ می باشد و A_n شبه شتاب پاسخ از طیف پاسخ (یا طرح) در دسترس می باشد.

هر یک از پاسخهای مودی بیشینه از یک تحلیل بارافزون بدست می آیند، که از ترکیب این پاسخهای مودی بیشینه طبق روشهای ذکر شده پاسخ بیشینه نهایی Γ_0 را خواهیم یافت.

بنابراین روش تحلیلی بارافزون مودی (MPA) برای سیستم هایی در محدوده رفتار کشسان با روش تحلیل طیف پاسخ مودی (RSA) معادل خواهد شد.

۳-۱-۴- ارزیابی نسبی روشهای تحلیلی

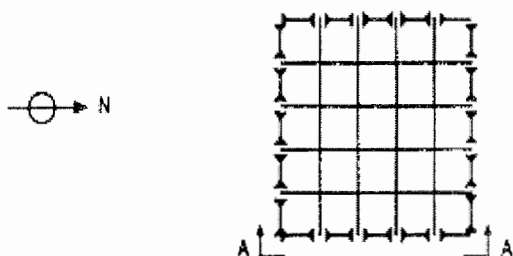
۳-۱-۴-۱- سیستم و شتابنگاشت مورد استفاده :

سازه ۹ طبقه نشان داده شده در شکل (۳-۲) را در نظر بگیرید. این سازه توسط شرکت مهندسین مشاور سازه براندو و جانستون برای فاز ۲ پروژه SAC طراحی شده است [9] و بعنوان یک سازه کنترلی (Benchmark) برای پروژه SAC محسوب می شود [11]. سازه مزبور دارای طول و عرضی حدود 45.73m می باشد و ارتفاعی حدود 37.19m دارد. دهانه های این سازه در فاصله مرکز تا مرکز 9.15m نسبت به یکدیگر در هر دو جهت قرار دارند.

سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در این ساختمان ترکیبی از قاب خمشی مقاوم (MRFS) که پیرامون ساختمان قرار دارد و قاب ساده ای است که در جهت شرقی - غربی قرار دارد .

دهانه های داخلی سازه شامل قابهای ساده با سقفهای مرکب می باشند. ستونها از مقاطع بال پهن فولادی از نوع 345mpa (50ksi) می باشند. پای ستونها به صورت اتصال مفصلی در نظر گرفته می شود و البته سازه در تراز (B-1) توسط زمین پیرامونی حفظ می شود. دیوهای بتنی شالوده و خاک اطراف بدین صورت فرض می شوند که ممانعت از حرکت افقی سازه در تراز زمین می کنند. کفهای طبقات به صورت مرکب (composite) از تیرهای بال پهن 248mpa (36ksi) و دال کف تشکیل شده اند. جرم لرزه ای سازه از قسمتهای مختلفی شامل قابهای فولادی، دال های کف طبقات، تیغه های داخلی و تشکیل می شود. این ساختمان توسط نرم افزار DRAIN-2DX مدل سازی شده و از مدل توسعه یافته M_1 بوسیله کراونیکلر و گوپتا برای اعضای فولادی استفاده می شود [8]. از تغییر شکل های برشی صرف نظر می شود ولی اثر تغییر شکل های بزرگ $(P - \Delta)$ در نظر گرفته می شود.

سه شکل مودارتعاشی طبیعی سازه و زمانهای تناوب آنها در محدوده ارتعاش کشسان در شکل (۳-۳) نمایش داده شده اند.



مشخصات

تیرها 248 mpa

تراز پایه - دومین طبقه $w36*160$

سومین - ششمین طبقه $w36*135$

هفتمین طبقه $w30*99$

هشتمین طبقه $w27*84$

نهمین طبقه $w24*68$

ستونها 345mpa

اتصالات:

<- نمایشگر اتصال مقاوم خمشی

- - نمایشگر اتصال ساده یا مفصلی

ارتفاع تراز پایه ۳,۶۵ m

ارتفاع تراز زمین 5.49 m

ارتفاع دومین تا هشتمین تراز 3.96m

دهانه ها : ۹,۱۵ m

جرم لرزه ای طبقات :

تراز زمین ۹,۶۵۵kg

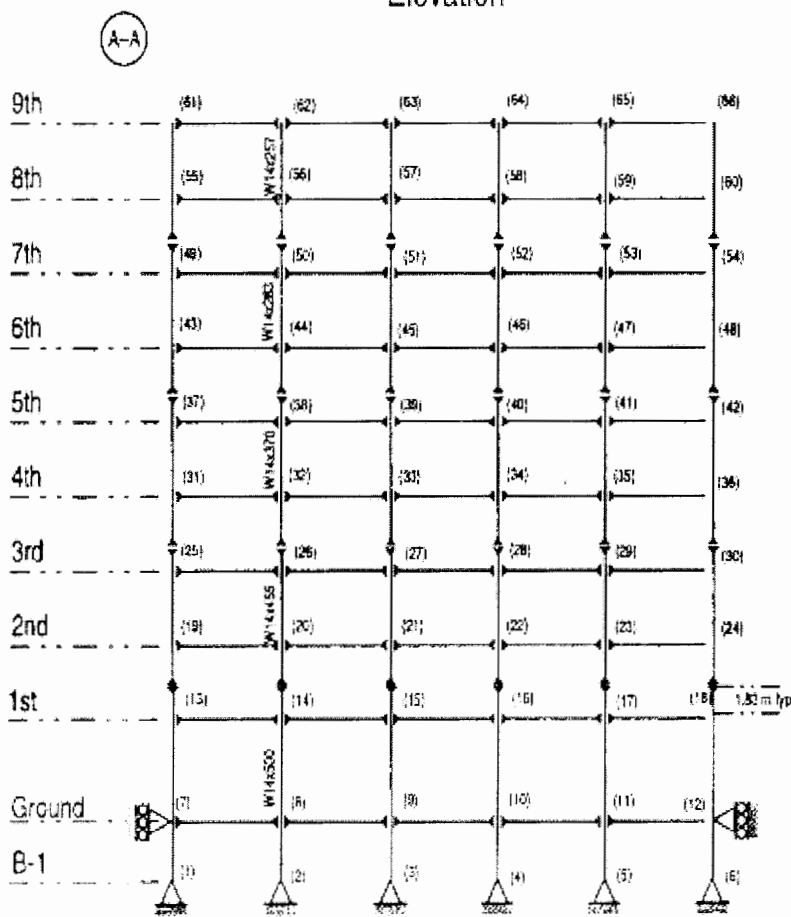
اولین تراز ۱,۰۱۶kg

دومین تا هشتمین تراز ۹,۸۹۵kg

نهمین تراز ۱,۰۷۶kg

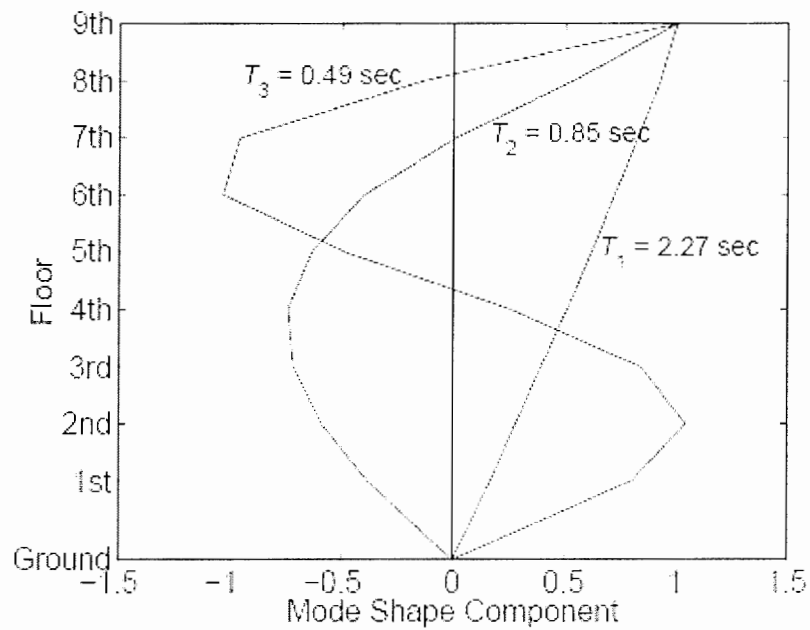
تمامی سازه ۹,۰۰۶kg

Elevation

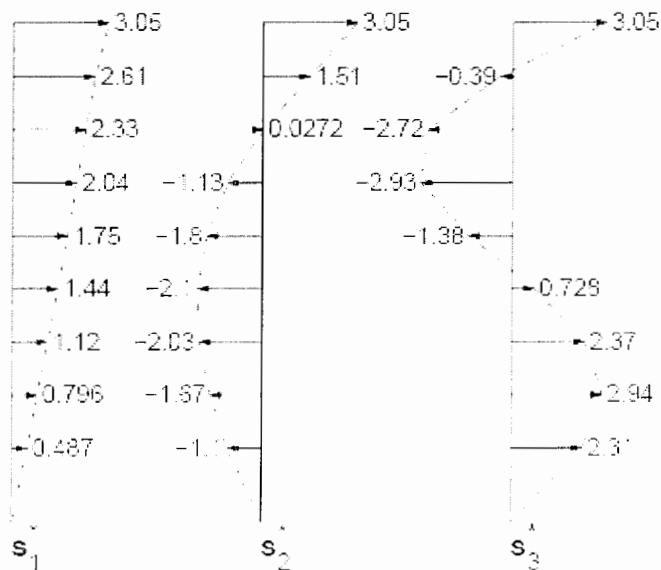


شکل ۳-۲- ساختمان ۹ طبقه (بر گرفته از sohtori سال ۲۰۰۰)

همچنین توزیع نیروهای S_n^* (رابطه ۳-۲۴) برای این سه مود در شکل (۳-۴) نمایش داده شده‌اند، که این توزیع نیرویی برای تحلیل بارافزون مورد استفاده قرار می‌گیرد.



شکل ۳-۳-اولین سه دوره تناوب ارتعاش طبیعی سازه و شکل مودهای آن



شکل ۳-۴-توزیع نیرویی بر اساس رابطه $s^* = m\phi$ $n=1,2,3$

برای اطمینان از رفتار سازه در محدوده کشسان شتابهای ضعیفی را برای زمین لرزه در نظر می‌گیریم که این کار را با استفاده از ضریب کاهشده 0.25 در شتابهای ثبت شده در زلزله ال سنترو (۱۹۴۰) انجام می‌دهیم.

۳-۱-۴-۲- تحلیل تاریخچه پاسخ (RHA):

پاسخ سازه در سه مود اول بطور جداگانه با استفاده از روش تحلیل RHA (معادلات ۳-۱۳ و ۳-۱۴) تعیین شده و نتایج در شکل‌های (۳-۵)، (۳-۶) و (۳-۷) نمایش داده شده‌اند. هر یک از این اشکال از پنج قسمت تشکیل شده‌اند:

الف) تغییر مکان پشت بام $u_{rn}(t)$

ب) برش پایه $V_{bn}(t)$ که به نسبت وزن سازه مقیاس شده است.

ج) چرخش گرهی $\theta_n(t)$ در یک گره خارجی در تراز پشت بام

د) رابطه برش پایه مقیاس شده و تغییر مکان تراز پشت بام $(V_{bn} - u_{rn})$

ه) منحنی بارافزون مربوط به n امین مود

خاطر نشان می‌کند که رابطه خطی بین برش پایه و تغییر مکان پشت بام در هر مود نمایانگر این مطلب است رفتار سازه در محدوده کشسان قرار دارد، مقادیر بیشینه پاسخ‌ها نیز در این اشکال مشخص شده‌اند.

مقادیر بیشینه تغییر مکانها در تمامی طبقات، جابجایی نسبی بین طبقات و چرخش یک گره خارجی در اتصالات صلب در جداول ۳-۱ و ۳-۲ و ۳-۳ مشاهده می‌شوند.

جدول ۳-۱- مقادیر بیشینه تغییر مکانهای طبقات (بر حسب درصدی از ارتفاع سازه)
حاصل از تحلیل RHA برای شتاب نگاشت 25*Elcentro.

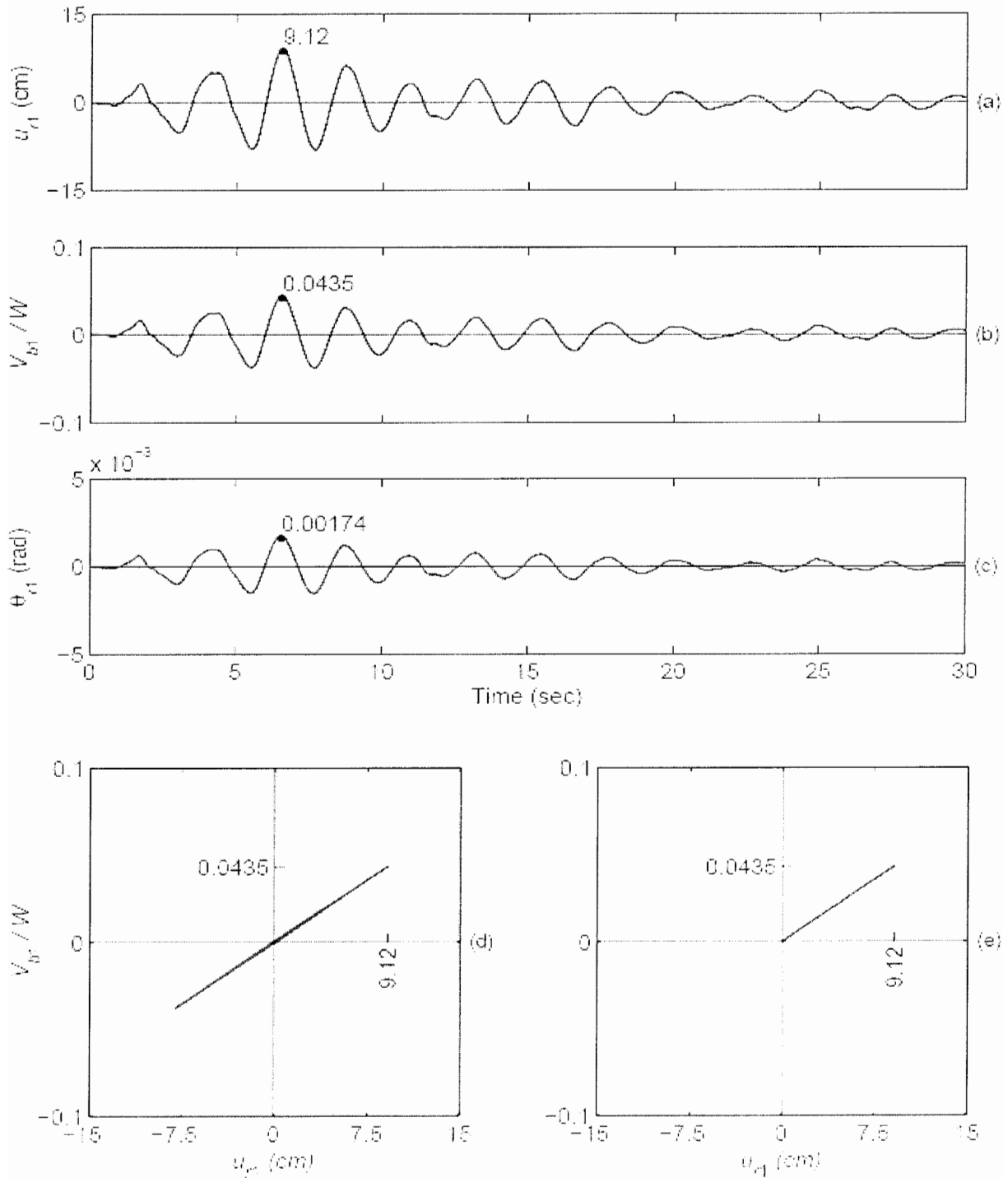
Floor	Displacement /Height (%)							Error (%)		
	Modal Response			Combined (RHA)			RHA (all modes)	1 Mode	2 Modes	3 Modes
	Mode 1	Mode 2	Mode 3	1 Mode	2 Modes	3 Modes				
1 st	0.042	0.023	-0.009	0.042	0.060	0.054	0.055	-23.9	9.7	-1.6
2 nd	0.069	0.035	-0.012	0.069	0.097	0.089	0.090	-23.4	7.6	-1.3
3 rd	0.097	0.043	-0.010	0.097	0.130	0.124	0.124	-22.1	4.6	-0.6
4 th	0.125	0.045	-0.003	0.125	0.159	0.157	0.156	-19.9	1.5	0.2
5 th	0.152	0.038	0.006	0.152	0.179	0.183	0.181	-16.0	-1.1	0.9
6 th	0.177	0.024	0.012	0.177	0.192	0.199	0.197	-10.1	-2.3	1.2
7 th	0.202	-0.001	0.011	0.202	0.202	0.205	0.203	-0.5	-0.6	1.0
8 th	0.227	-0.032	0.002	0.227	0.226	0.225	0.226	0.4	0.0	-0.4
9 th	0.245	-0.060	-0.011	0.245	0.258	0.265	0.264	-7.2	-2.4	0.3

جدول ۳-۲- مقادیر بیشینه تغییر مکانهای نسبی طبقات (بر حسب درصدی از ارتفاع طبقه)
حاصل از تحلیل RHA برای شتاب نگاشت 25*Elcentro.

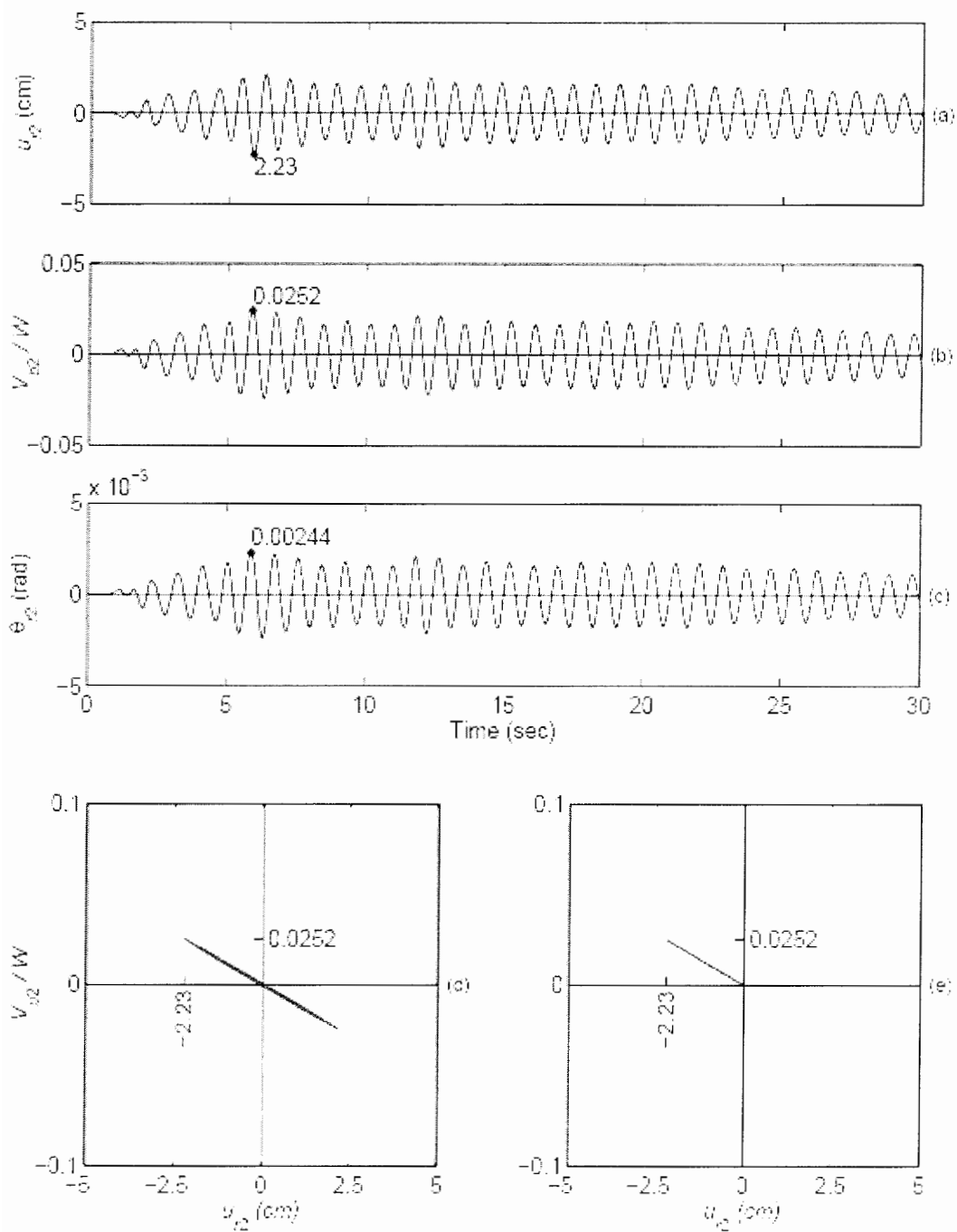
Story	Drift Ratio (%)							Error (%)		
	Modal Response			Combined (RHA)			RHA (all modes)	1 Mode	2 Modes	3 Modes
	Mode 1	Mode 2	Mode 3	1 Mode	2 Modes	3 Modes				
1 st	0.282	0.156	-0.062	0.282	0.406	0.364	0.370	-23.9	9.7	-1.6
2 nd	0.259	0.117	-0.026	0.259	0.350	0.333	0.336	-22.7	4.4	-0.8
3 rd	0.260	0.071	0.022	0.260	0.311	0.325	0.321	-19.1	-3.3	1.1
4 th	0.266	0.015	0.062	0.266	0.275	0.311	0.300	-11.2	-8.4	3.6
5 th	0.253	-0.060	0.080	0.253	0.265	0.263	0.266	-4.9	-0.4	-1.1
6 th	0.235	-0.133	-0.053	0.235	0.307	0.303	0.310	-24.4	-1.0	-2.2
7 th	0.237	-0.231	-0.008	0.237	0.399	0.400	0.407	-41.7	-2.1	-1.8
8 th	0.229	-0.295	-0.083	0.229	0.453	0.475	0.466	-50.8	-2.8	1.9
9 th	0.173	-0.261	-0.121	0.173	0.378	0.413	0.401	-56.9	-5.8	3.1

جدول ۳-۳- مقادیر بیشینه چرخشهای گرهی (بر حسب رادیان)
حاصل از تحلیل RHA برای شتاب نگاشت 25*Elcentro.

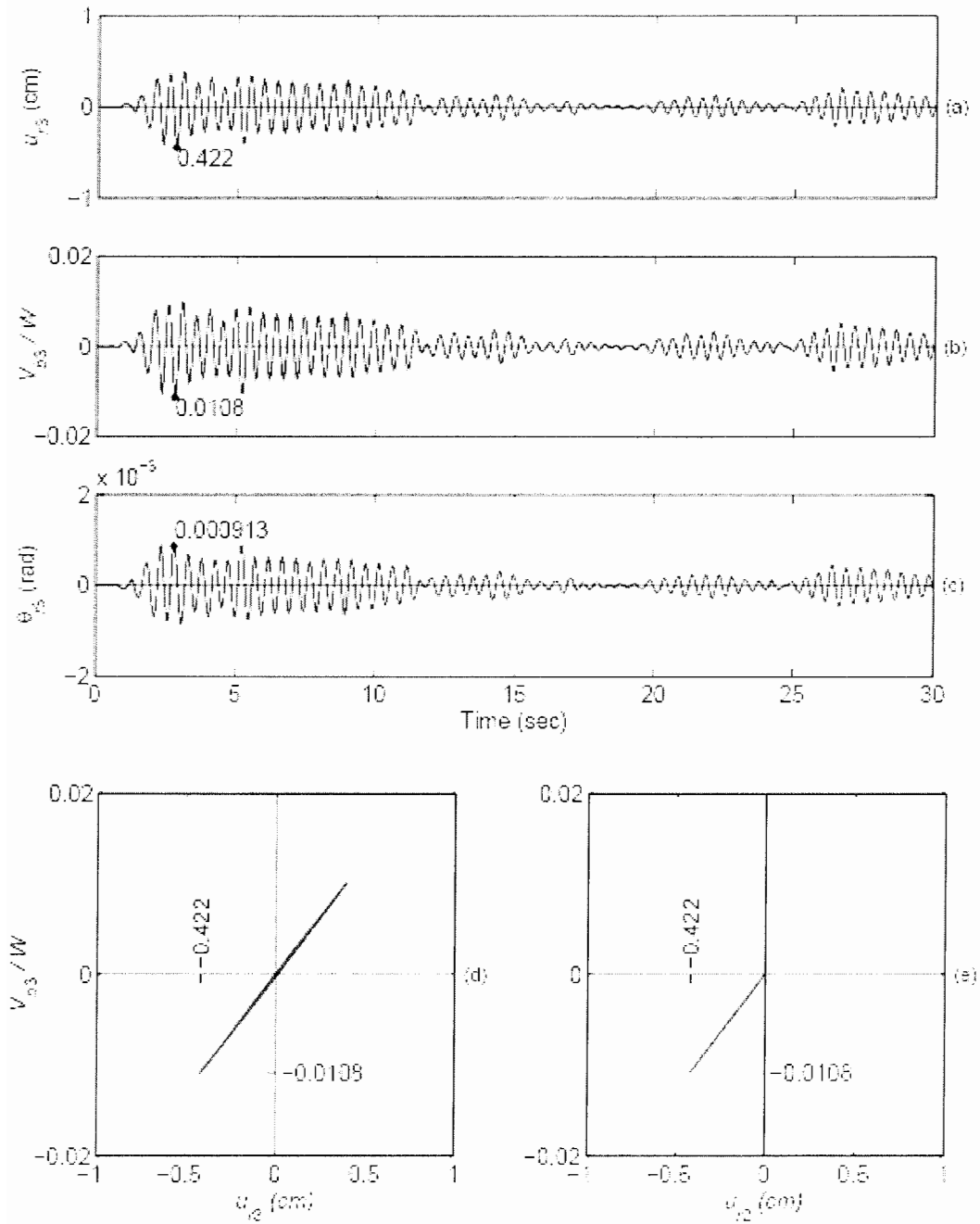
Floor	Joint Rotation (rad)							Error (%)		
	Modal Response			Combined (RHA)			RHA (all modes)	1 Mode	2 Modes	3 Modes
	Mode 1	Mode 2	Mode 3	1 Mode	2 Modes	3 Modes				
1 st	2.03E-03	-1.63E-03	3.28E-04	2.03E-03	2.66E-03	2.66E-03	2.65E-03	-23.2	-3.4	-5.8
2 nd	1.88E-03	-6.78E-04	1.66E-03	1.88E-03	2.14E-03	2.13E-03	2.38E-03	-20.8	-10.1	-10.4
3 rd	2.09E-03	-3.42E-04	-3.26E-04	2.09E-03	2.11E-03	2.33E-03	2.47E-03	-15.5	-14.8	-6.0
4 th	1.89E-03	1.74E-04	-5.11E-04	1.89E-03	1.89E-03	2.08E-03	1.94E-03	-3.8	2.6	7.3
5 th	1.76E-03	6.91E-04	-3.01E-04	1.76E-03	2.29E-03	2.09E-03	2.08E-03	-13.3	9.9	-3.7
6 th	1.63E-03	1.22E-03	-2.01E-04	1.63E-03	2.64E-03	2.50E-03	2.44E-03	-83.0	3.1	2.6
7 th	2.00E-03	2.24E-03	3.74E-04	2.00E-03	3.80E-03	4.15E-03	3.73E-03	-46.4	4.7	11.3
8 th	1.74E-03	2.44E-03	9.13E-04	1.74E-03	3.83E-03	4.43E-03	3.72E-03	-63.2	3.2	18.3
9 th	1.31E-03	1.99E-03	9.38E-04	1.31E-03	3.03E-03	3.63E-03	3.09E-03	-67.7	-2.9	18.1



شکل ۳-۵- پاسخهای ناشی از مود اول (a) تغییر مکانهای پشت بام (b) برش پایه
 (c) چرخشهای گرهی (d) تاریخچه نیرو-تغییر شکل (e) منحنی بار افزون
 براساس شتاب نگاشت Elcentro*25.



شکل ۳-۶- پاسخهای ناشی از مود دوم : (a) تغییر مکانهای پشت بام (b) برش پایه
 (c) چرخشهای گرهی (d) تاریخچه نیرو-تغییر شکل (e) منحنی بار افزون
 براساس شتاب نگاشت 25*Elcentro.



شکل ۳-۷- پاسخهای ناشی از مود سوم : (a) تغییر مکانهای پشت بام (b) برش پایه
 (c) چرخشهای گرهی (d) تاریخچه نیرو-تغییر شکل (e) منحنی بار افزون
 براساس شتاب نگاشت 25*Elcentro.

۳-۱-۴-۳- تحلیل بارافزون مودی (MPA) :

تحلیل MPA برای مود اصلی ارتعاش بدین صورت انجام می شود که سازه تحت اثر توزیع بار معادله ۳-۲۴ به ازای $n=1$ (شکل ۳-۴) قرار می گیرد؛ این توزیع نیرو در گامهایی به صورت تدریجی اضافه می شود (اصطلاحاً سازه push می شود) و این روند تا جایی ادامه می یابد که تغییر مکان پشت بام به مقدار بیشینه حاصل از تحلیل RHA مربوط به مود اول $u_{r10} = 9.12cm$ برسد (شکل ۳-۵-a)، سپس با استفاده از نتایج حاصله منحنی: $V_b - u_r$ (برش پایه- تغییر مکان پشت بام) که منحنی بارافزون نام دارد ترسیم می شود (۳-۵-e).

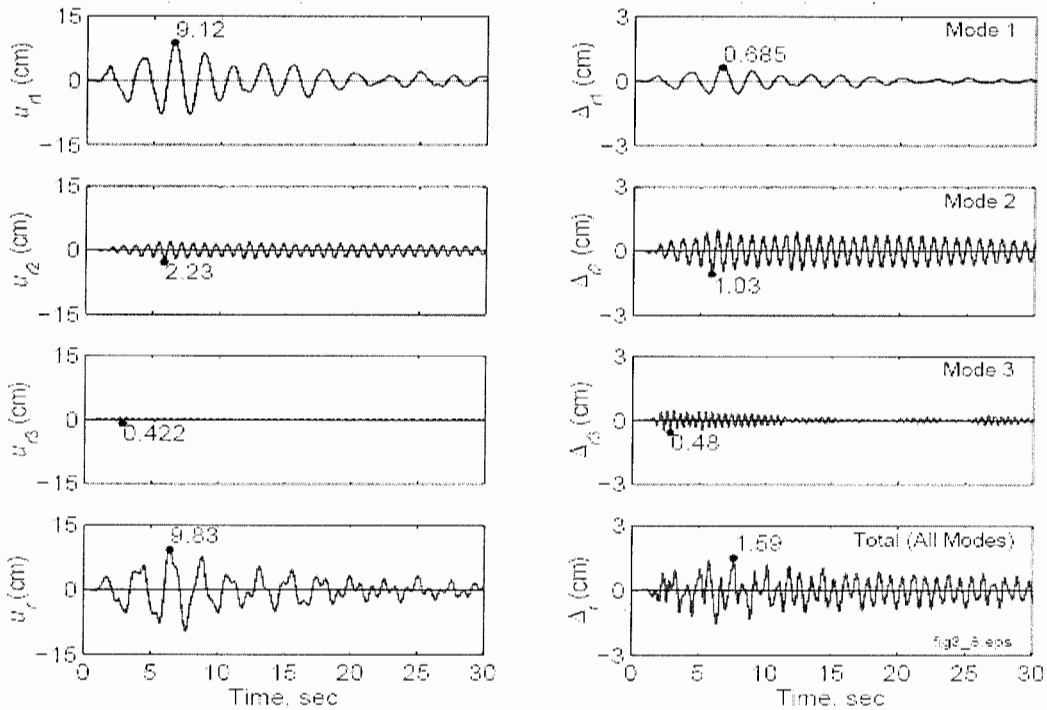
با مقایسه این منحنی برش پایه- تغییر مکان پشت بام حاصله از تحلیل RHA آشکار می شود که این دو منحنی با یکدیگر سازگارند و بر هم منطبق می باشند. خاطر نشان می کند علت این تطابق متناسب بودن مقادیر تغییر مکانهای طبقات بدست آمده از معادله (۳-۱۲) در تحلیل RHA با مقادیر شکل مود Φ_1 بدلیل رفتار کشسان سازه می باشد.

مقادیر مختلف تغییر مکانهای طبقات، جابجایی نسبی طبقات و چرخش گره های خارجی طبقات که از تحلیل MPA بدست آمده اند در جداول ۳-۴، ۳-۵ و ۳-۶ مشخص شده اند.

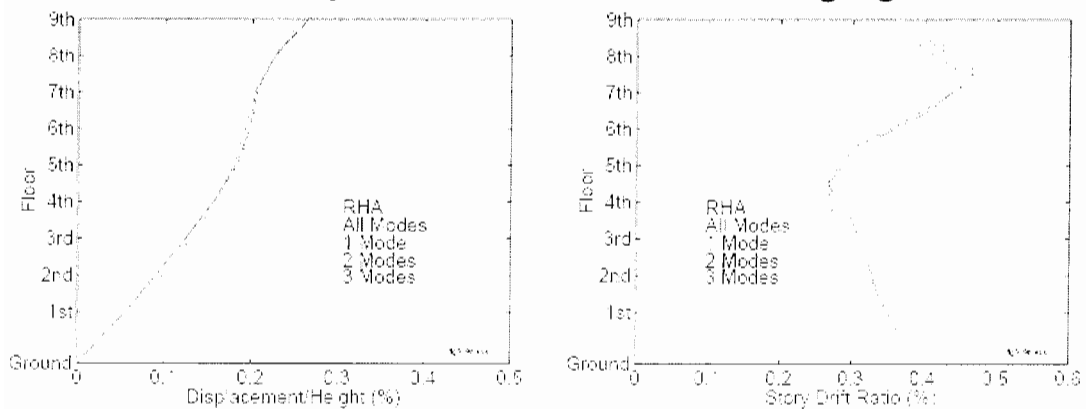
ملاحظه می شود مقادیر بیشینه این پاسخها همان مقادیر بیشینه حاصله از تحلیل RHA را معرفی می کنند (جداول ۳-۱ و ۳-۲ و ۳-۳)؛ به جز اینکه علامت جبری پاسخها را در نظر نمی گیرند. بنابراین می توان تایید کرد تحلیل MPA مقادیر دقیق پاسخهای مودی را بدست می دهد.

بطور مشابه انجام تحلیل MPA برای دومین و سومین مود با استفاده از شکل توزیع بار بدست آمده از معادله (۳-۲۴) به ازای $n=2$ و $n=3$ و اعمال بار بر روی سازه تا رسیدن به تغییر مکانهای بیشینه مودی $u_{r20}=2.23cm$ و $u_{r30}=0.422cm$ (مطابق شکلهای ۳-۶-a و ۳-۷-a) منحنی های بارافزون در هر یک از مودهای مزبور بدست می آیند.

این منحنی ها در شکل های (۳-۶-ع) و (۳-۷-ع) نمایش داده شده اند. مقادیر بیشینه تغییر مکانهای طبقات و جابجایی نسبی بین آنها به همراه چرخش گره های خارجی آنها در جداول ۳-۴ و ۳-۵ و ۳-۶ مشخص شده اند.



شکل ۳-۸- تاریخچه های پاسخ تغییر مکان پشت بام و جابجایی نسبی طبقه فوقانی حاصل از تحلیل RHA برای شتاب نگاشت زلزله 25*Elcentro : پاسخهای مربوط به سه مود ابتدایی و پاسخهای نهایی (الف) تغییر مکانهای طبقات (ب) جابجایی نسبی طبقات



۳-۹- تغییرات ارتفاعی تغییر مکانهای طبقات و جابجایی نسبی طبقات حاصل از تحلیل RHA برای شتاب نگاشت زلزله 25*Elcentro

جدول ۳-۴- مقادیر بیشینه تغییر مکانهای طبقات (بر حسب درصدی از ارتفاع سازه) حاصل از تحلیل MPA برای شتاب نگاشت زلزله 25*Elcentro.

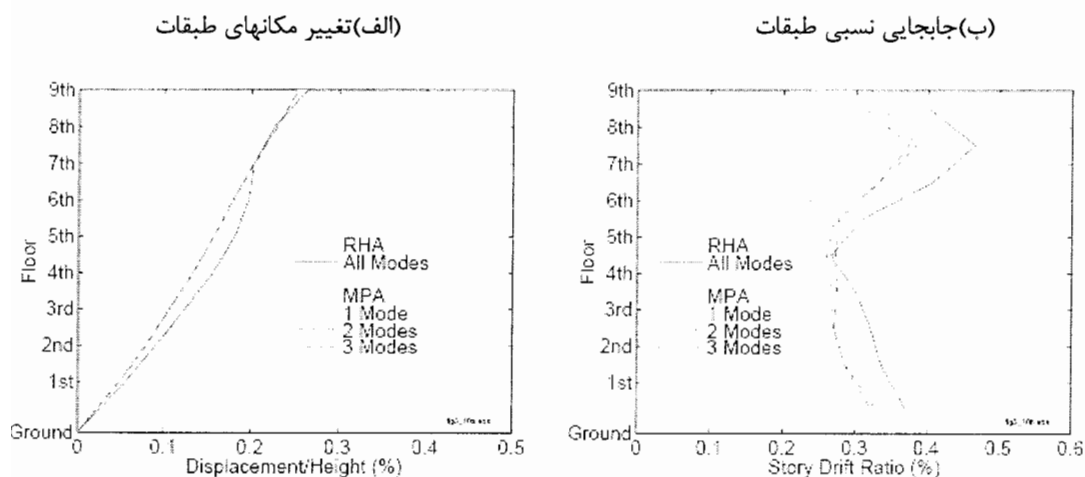
Floor	Displacement /Height (%)						RHA (All Modes)	Error (%)		
	Modal Response			Combined (MPA)				Modal Response		
	Mode 1	Mode 2	Mode 3	1 Mode	2 Modes	3 Modes		1 Mode	2 Modes	3 Modes
1 st	0.042	-0.023	0.009	0.042	0.048	0.048	0.055	-23.8	-12.9	-11.3
2 nd	0.069	-0.036	0.012	0.069	0.078	0.079	0.090	-23.4	-13.9	-12.9
3 rd	0.097	-0.043	0.010	0.097	0.106	0.106	0.124	-22.1	-14.8	-14.4
4 th	0.125	-0.045	0.003	0.125	0.133	0.133	0.156	-19.9	-14.9	-14.9
5 th	0.152	-0.038	-0.006	0.152	0.157	0.157	0.181	-16.0	-13.4	-13.4
6 th	0.177	-0.024	-0.012	0.177	0.179	0.179	0.197	-10.1	-9.2	-9.0
7 th	0.203	0.001	-0.011	0.203	0.203	0.203	0.203	-0.4	-0.4	-0.3
8 th	0.227	0.032	-0.002	0.227	0.229	0.229	0.226	0.4	1.4	1.4
9 th	0.245	0.060	0.011	0.245	0.253	0.253	0.264	-7.2	-4.4	-4.3

جدول ۳-۵- مقادیر بیشینه جابجایی نسبی طبقات (بر حسب درصدی از ارتفاع طبقه) حاصل از تحلیل MPA برای شتاب نگاشت زلزله 25*Elcentro.

Story	Drift Ratio (%)						RHA (all modes)	Error (%)		
	Modal Response			Combined (MPA)				Error (%)		
	Mode 1	Mode 2	Mode 3	1 Mode	2 Modes	3 Modes		1 Mode	2 Modes	3 Modes
1 st	-0.282	0.156	-0.062	0.282	0.322	0.328	0.370	-23.8	-12.9	-11.3
2 nd	-0.259	0.117	-0.026	0.259	0.285	0.286	0.336	-22.7	-15.2	-14.8
3 rd	-0.260	0.071	0.022	0.260	0.270	0.270	0.321	-19.1	-16.1	-15.9
4 th	-0.267	0.015	0.062	0.267	0.267	0.274	0.300	-11.2	-11.0	-8.7
5 th	-0.253	-0.060	0.080	0.253	0.260	0.272	0.266	-4.9	-2.3	2.2
6 th	-0.235	-0.133	0.058	0.235	0.270	0.276	0.310	-24.3	-13.1	-11.0
7 th	-0.237	-0.231	-0.008	0.237	0.331	0.332	0.407	-1.7	-18.6	-18.6
8 th	-0.230	-0.296	-0.088	0.230	0.374	0.385	0.465	-50.8	-19.7	-17.6
9 th	-0.173	-0.261	-0.121	0.173	0.313	0.336	0.401	-56.9	-21.9	-16.2

جدول ۳-۶- مقادیر بیشینه چرخشهای گرهی (بر حسب رادیان) حاصل از تحلیل MPA برای شتاب نگاشت زلزله 25*Elcentro.

Floor	Joint Rotation (rad)						RHA (all modes)	Error (%)		
	Modal Response			Combined (MPA)				Error (%)		
	Mode 1	Mode 2	Mode 3	1 Mode	2 Modes	3 Modes		1 Mode	2 Modes	3 Modes
1 st	-2.03E-03	1.03E-03	-3.42E-04	2.03E-03	2.25E-03	2.31E-03	2.65E-03	-23.2	-13.5	-12.9
2 nd	-1.89E-03	6.30E-04	-1.73E-05	1.89E-03	2.00E-03	2.00E-03	2.35E-03	-30.9	-15.5	-15.9
3 rd	-2.09E-03	3.43E-04	3.48E-04	2.09E-03	2.12E-03	2.15E-03	2.47E-03	-18.4	-14.3	-15.2
4 th	-1.89E-03	-1.74E-04	5.33E-04	1.89E-03	1.90E-03	1.97E-03	1.94E-03	-2.3	-2.3	1.4
5 th	-1.76E-03	-6.92E-04	5.23E-04	1.76E-03	1.89E-03	1.96E-03	2.05E-03	-18.3	-9.0	-6.6
6 th	-1.63E-03	-1.12E-03	2.09E-04	1.63E-03	2.04E-03	2.07E-03	2.44E-03	-33.0	-16.3	-17.9
7 th	-1.90E-03	-2.14E-03	-3.90E-04	1.90E-03	3.00E-03	3.03E-03	3.73E-03	-18.4	-18.4	-18.7
8 th	-1.74E-03	-2.44E-03	-9.53E-04	1.74E-03	3.00E-03	3.15E-03	3.72E-03	-33.2	-18.4	-17.7
9 th	-1.31E-03	-1.89E-03	-8.78E-04	1.31E-03	2.33E-03	2.57E-03	3.09E-03	-57.7	-20.9	-16.7



شکل ۳-۱۰- تغییرات ارتفاعی تغییر مکانهای طبقات و جابجایی نسبی طبقات حاصل از تحلیل MPA برای شتاب زلزله $25^*Elcentro$. -نواحی هاشور خورده نشانگر خطاهای ترکیب مودی می باشند.

شکل ۳-۱۰ و جداول ۳-۴، ۳-۵ و ۳-۶ مقادیر بر آورد را با استفاده از روش SRSS در ترکیب پاسخهای مودی با در نظر گرفتن تنها سه مود مشخص می کنند. همینطور مقادیر خطا را در این برآوردها به نسبت پاسخهای دقیق بدست آمده از روش RHA مربوط به تمام مودها معرفی می کنند. بررسی نتایج نشان می دهد که برای یک تعداد مود ثابت خطاها در نتایج روش MPA عموماً بزرگتر از مقادیر خطا در روش RHA می باشند (مقایسه شکل های ۳-۹ و ۳-۱۰).

هر چند هر دو روش مقادیر بیشینه یکسانی را در پاسخهای مودی معرفی می کنند، در روش تحلیل RHA تنها عدم در نظر گرفتن پاسخهای مودهای بالاتر سبب ایجاد خطا در پاسخها می شود و این در حالی است که خطاهای اضافی در روش بارافزون مودی (MPA) ناشی از تقریبی بودن ذاتی در روش ترکیب مودی است.

۱- البته عدم در نظر گرفتن مودهای بالاتر از مود سوم خطاهای بسیار کوچکی را در پاسخها ایجاد می کند.

۳-۲- ساختمانهای چند طبقه در محدوده رفتار ناکشسان

۳-۲-۱- تحلیل تاریخچه پاسخ غیر خطی :

بطور کلی برای هر عضو سازه‌ای منحنی بارگذاری اولیه در تغییر شکل‌های بزرگ بصورت غیر خطی است که البته به جهت ساده سازی محاسبات بصورت دوخطی در نظر گرفته می‌شود، همچنین منحنی‌های باربرداری و بارگذاری مجدد با منحنی بارگذاری اولیه متفاوت می‌باشند. این بدان معناست که ارتباط بین نیروهای جانبی f_s در N تراز طبقات و تغییر مکانهای جانبی مقدار یکه‌ای نیست و بستگی دارد به:

(الف) تاریخچه تغییر شکل، (ب) صعودی (سرعت مثبت) یا نزولی (سرعت منفی) بودن تغییر شکل بنابراین نیروهای مقاوم را می‌توان بصورت تابع زیر تعریف نمود:

$$f_s = f_s(u, \text{sign} \dot{u}) \quad (۳-۲۶)$$

لذا دستگاه معادله دیفرانسیل حاکم بر رفتار یک سازه ناکشسان بصورت زیر درمی آید:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \text{sign} \dot{u}) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (۳-۲۷)$$

حل مستقیم این دستگاه معادلات همبسته ما را به روش دقیق تحلیل تاریخچه پاسخ غیرخطی رهنمون می‌سازد. اگرچه روش تحلیل مودی کلاسیک ارائه شده در فصل قبل برای چنین سیستم خطی اعتبار ندارد ولی در ادامه بازنویسی معادله دیفرانسیل ۳-۲۷ در مختصات مودی برای سیستم خطی متناظر سودمند خواهد بود. بدین ترتیب که سختی هر عضو سازه‌ای این سیستم کشسان همان سختی اولیه آن در سیستم ناکشسان تعریف می‌شود همچنین میرایی و جرم هر دو سیستم همانند فرض می‌شود. بنابراین زمان تناوب ارتعاش طبیعی و شکل مودهای سیستم خطی متناظر با مشخصه‌های ارتعاشی سیستم غیرخطی که نوسانات کوچکی را متحمل می‌شود همانند خواهد بود. از بسط تغییر مکانهای سیستم غیرخطی در جملات مودهای ارتعاشی طبیعی سیستم خطی متناظر رابطه زیر حاصل می‌شود:

$$u(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (28-3)$$

با جایگذاری رابطه ۲۸-۳ در معادله ۲۷-۳ و پیش ضرب معادله حاصله در ϕ_n^T همچنین با استفاده از ویژگی تعامد مودها نسبت به ماتریسهای جرم و میرایی کلاسیک خواهیم داشت:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (29-3)$$

ملاحظه می شود تنها جمله ای که معادله دیفرانسیل فوق را از معادله (۳-۱۰) فصل قبل متمایز می کند بصورت زیر است:

$$F_{sn} = F_{sn}(q_n, \text{sign}\dot{q}_n) = \phi_n^T f_s(u_n, \text{sign}\dot{u}_n) \quad (30-3)$$

این نیروهای مقاوم که وابسته به تمامی مختصه های مودی $q_n(t)$ می باشند به همبسته بودن مختصه های مودی بدلیل تسلیم سازه دلالت می کنند. لذا معادلات دیفرانسیل ۲۹-۳، N معادله را در مختصات مودی $q_n(t)$ نشان می دهد که بدلیل رفتار ناکشسان سیستم، این مجموعه معادلات همبسته می باشند. حل همزمان این مجموعه معادلات همبسته و استفاده از رابطه ۲۸-۳ در حقیقت همان نتایج $u(t)$ حاصل از حل مستقیم معادله ۲۷-۳ را بدست خواهد داد. اگرچه حل معادله ۲۹-۳ به ندرت صورت می پذیرد چرا که مزیت خاصی نسبت به معادله ۲۷-۳ ندارد.

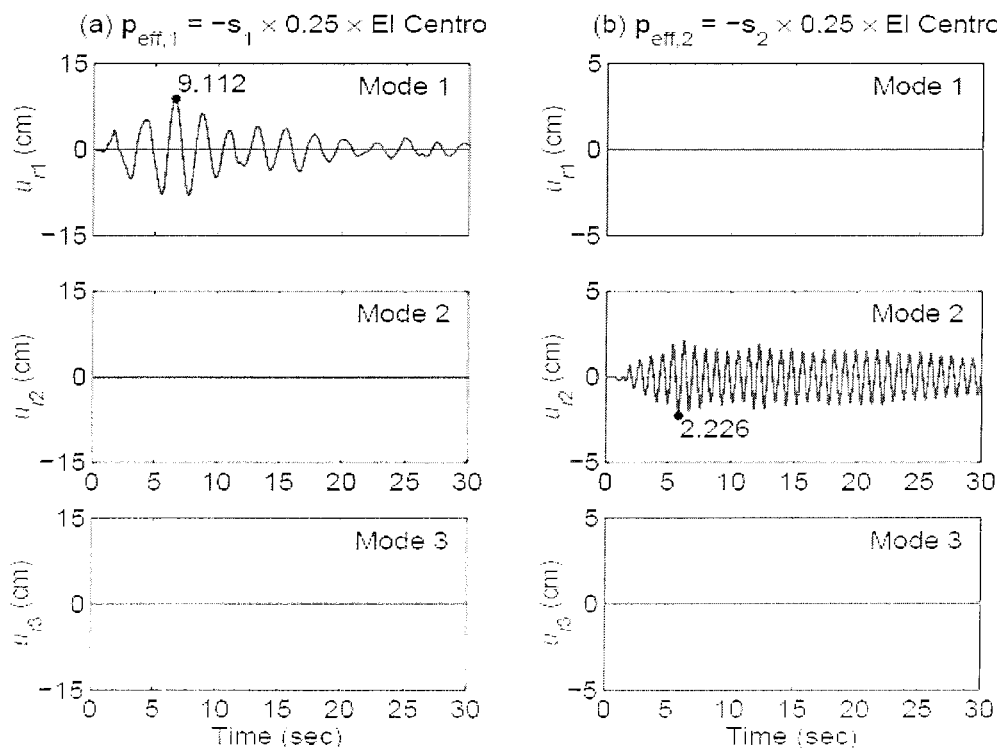
۲-۲-۳- تحلیل تاریخچه پاسخ مودی جدا شده $(UMRHA)^1$

تعداد N معادله دیفرانسیل (۲۹-۳) که در مختصات مودی بیان شده است را در نظر بگیرید، چنانچه از همبسته بودن این مجموعه معادلات چشم پوشی کنیم به روند تحلیل پاسخ مودی جدا شده $(UMRHA)$ که بعنوان یک مرحله مقدماتی برای دستیابی به روش تحلیل بارافزون مودی محسوب می شود، خواهیم رسید.

توزیع فضایی نیروهای زلزله مؤثر که از بسط در مختصات مودی معادله (۳-۶) حاصل می شود را در نظر بگیرید. در حالی که ϕ_n بردار شکل مودهای سیستم خطی متناظر می باشد. لذا دستگاه معادله دیفرانسیل حاکم بر پاسخ یک سیستم ناکشسان در اثر نیروهای $p_{eff,n}(t)$ حاصل از رابطه ۳-۶ بصورت زیر خواهد بود:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \text{sign}\dot{u}) = -s_n \ddot{u}_g(t) \quad (3-31)$$

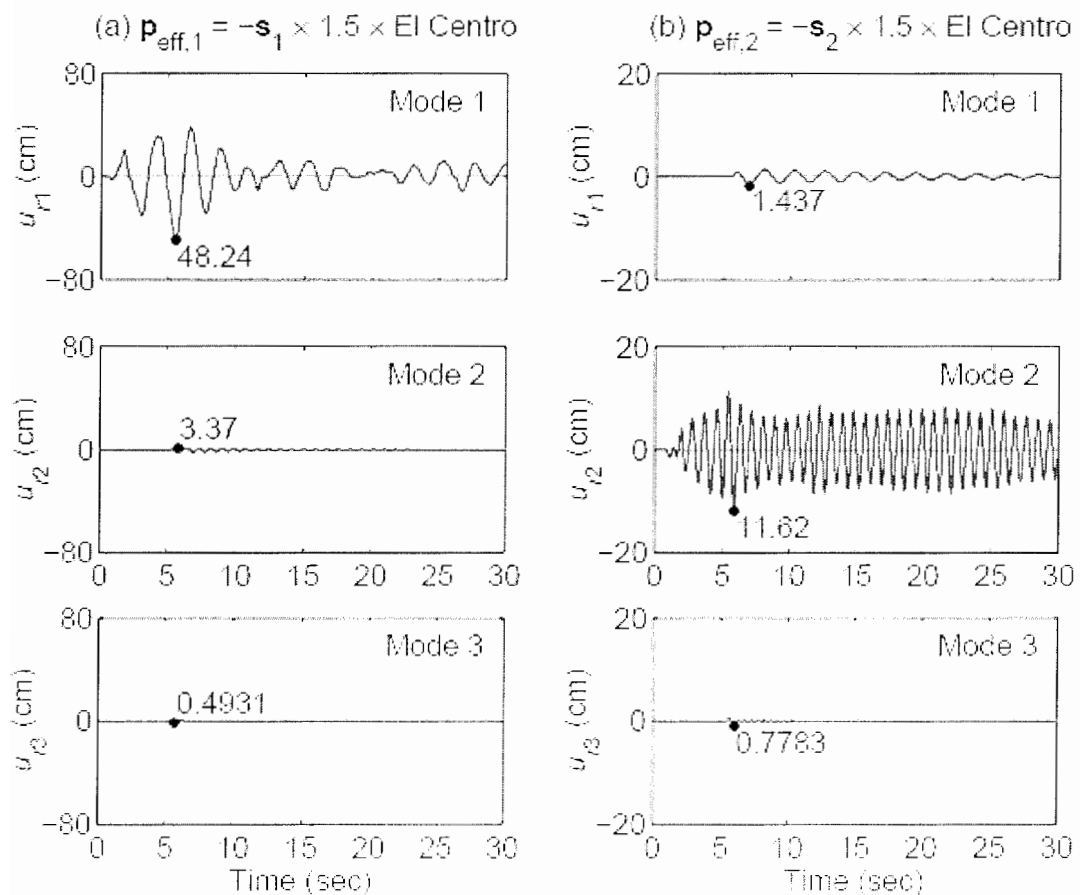
خاطرنشان می کند تا زمانی که رفتار سیستم در محدوده کشسان قرار دارد پاسخ سازه در برابر بارهای اعمالی در یک مود خاص تماما در همان مود خواهد بود و این درحالی است که زمانی سیستم وارد محدوده ناکشسان می شود مودهای دیگر نیز در پاسخها همکاری خواهند کرد. این موضوع را می توان با بررسی نتایج عددی حاصل از حل معادله ۳-۳۱ به کمک روش NL-RHA برای سازه انتخابی مورد بررسی قرار دارد؛ این نتایج در اشکال ۳-۱۱ و ۳-۱۲ نمایش داده شده اند.



شکل ۳-۱۱- تجزیه مودی تغییر مکانهای پشت بام ناشی از :

$P_{eff,2}(t) = -S_2 * 0.25 * Elcentro$ (b) $P_{eff,1}(t) = -S_1 * 0.25 * Elcentro$ (a)

آنچه در شکل ۳-۱۱ ملاحظه می شود تجزیه مودی تغییر مکان تراز بام برای سه مود ابتدایی ارتعاش این سازه تحت اثر شتابهای زلزله ال سنترو که با ضریب کاهش $0/۲۵$ مقیاس شده اند؛ هدف از اعمال این ضریب کاهش نگرهداری رفتار سیستم در محدوده کشسان می باشد. آشکار است پاسخ به تحریک $p_{eff,n}(t)$ تماما در مود n قرار دارد و مودهای دیگر ارتعاشی در این پاسخ نقش ندارند. حال اگر مؤلفه های شتاب زلزله را با ضریب افزایشی $۱/۵$ مقیاس کنیم سازه در طول زلزله دچار تسلیم می شود و همانطوری که در شکل ۳-۱۲ ملاحظه می شود پاسخ این سازه در برابر نیروی $p_{eff,n}(t)$ مختص به n امین مود نمی شود و مودهای دیگر نیز در این پاسخ همکاری دارند.



شکل ۳-۱۲- تجزیه مودی تغییر مکانهای پشت بام ناشی از:

$$P_{eff,1}(t) = -S1 \cdot 1.5 \cdot \text{Elcentro (b)}$$

$$P_{eff,2}(t) = -S2 \cdot 1.5 \cdot \text{Elcentro (a)}$$

شکل ۳-۱۲-a نشان می دهد در اثر تحریک $p_{eff,1}(t)$ از زمان حدود 5.2s لحظه ای که اولین تسلیم در سازه رخ می دهد، در دومین و سومین مود نیز پاسخهایی بوجود می آیند، گرچه این مقادیر حدود ۷٪ و ۱٪ مقدار تغییر مکان تراز بام در مود اول می باشند. به طور مشابه در اثر تحریک در مود دوم در مودهای اول و سوم نیز پاسخهایی بوجود می آیند که البته این مقادیر به ترتیب ۱۲٪ و ۷٪ مقدار تغییر مکان بام در مود دوم می باشند. (شکل ۳-۱۲-b)

اگر به طور تقریبی پاسخ سازه را در اثر تحریک $p_{eff,n}(t)$ بصورت معادله ۳-۹ در نظر بگیریم:

با جایگزینی رابطه مزبور در معادله مزبور در معادله ۳-۳۱ و پیش ضرب رابطه حاصل در ϕ_n^T به معادله ۳-۲۹ خواهیم رسید. در حقیقت پذیرفته ایم که نیروهای مقاوم F_{sn} تنها وابسته به یک مختصه مودی خاص (q_n) می باشند:

$$F_{sn} = F_{sn}(q_n, \text{sign}\dot{q}_n) = \phi_n^T f_s(q_n, \text{sign}\dot{q}_n) \quad (۳-۳۲)$$

لذا با این تقریب معادله ۳-۲۹ با استفاده از تغییر متغیر ۳-۱۱ بصورت زیر تبدیل می شود:

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \quad (۳-۳۳)$$

$$F_{sn} = F_{sn}(D_n, \text{sign}\dot{D}_n) = \phi_n^T f_s(D_n, \text{sign}\dot{D}_n) \quad (۳-۳۴)$$

ملاحظه می شود که معادله ۳-۳۳ برای یک مود خاص n همانند یک معادله حاکم بر رفتار یک سیستم یک درجه آزادی در محدوده رفتار ناکشسان می باشد که مشخصه های ارتعاشی این سیستم عبارتند از:

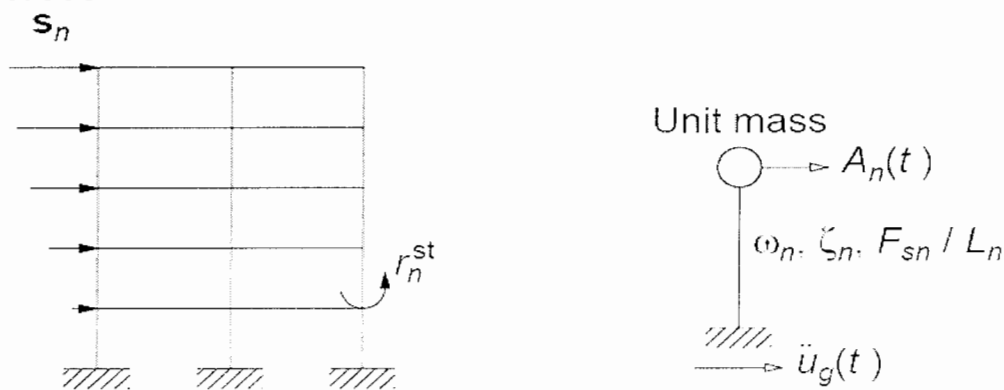
۱- بسامد ارتعاش طبیعی ω_n و نسبت میرایی ζ_n مربوط به n امین مود در سیستم چند درجه آزادی خطی متناظر.

۲- جرم واحد

۳- رابطه بین نیروی مقاوم و مختصات مودی $\left(\frac{F_{sn}}{L_n} - D_n \right)$ که طبق رابطه ۳-۳۴ تعریف می شود.

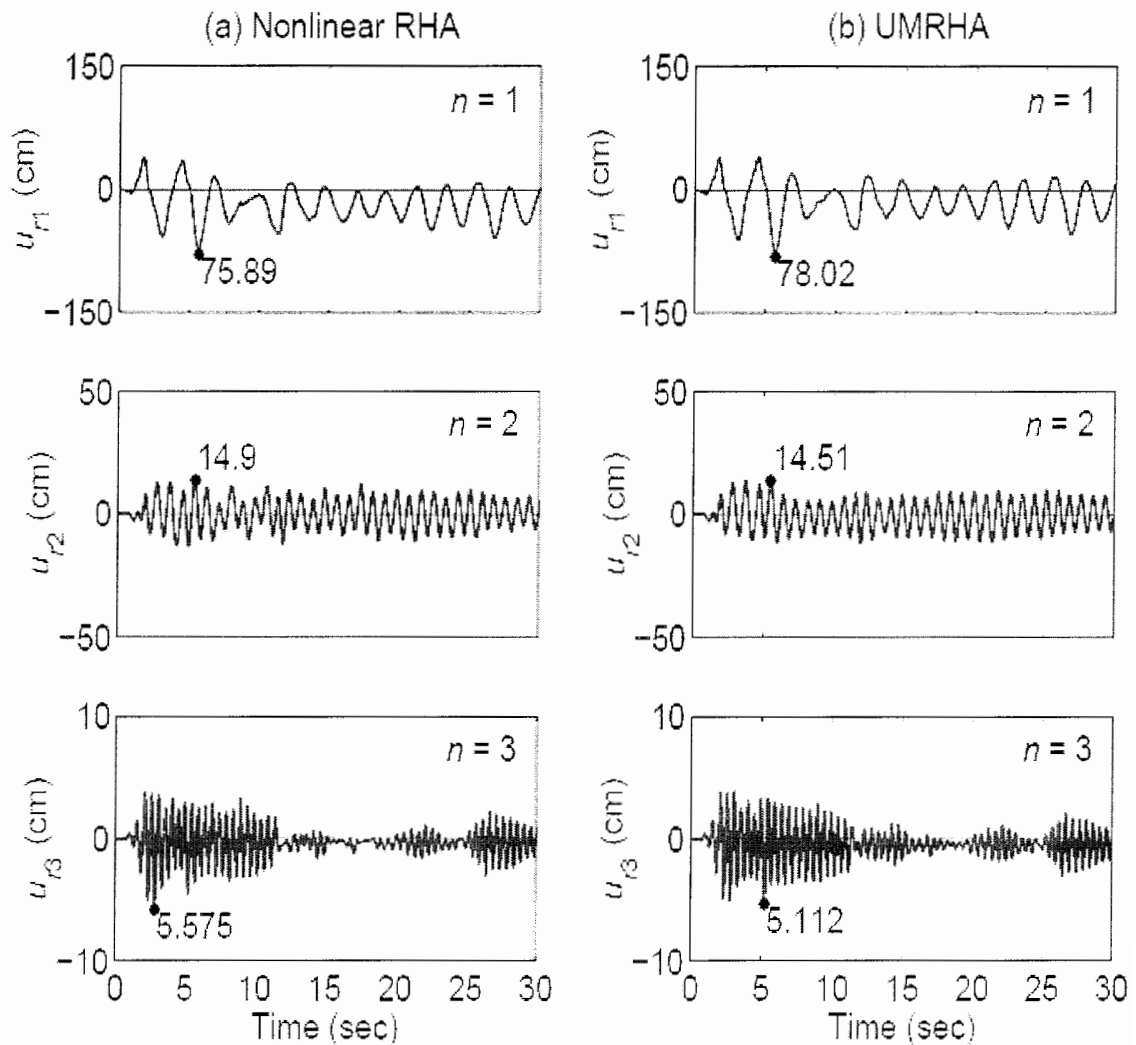
بدین ترتیب مقدار بیشینه $D_n(t)$ را نیز می توان با استفاده از طیف پاسخ ناکشسان (یا طیف طراحی) برآورد کرد. اگر معادلات ۲۹-۳ و ۳۳-۳ را با معادلات ۱۰-۳ و ۱۲-۳ مقایسه کنیم. ملاحظه می شود که در هر دو سیستم کشسان و ناکشسان بطور همانند از رابطه ۱۱-۳ استفاده شده است و این در حالی است که برخی محققین قبلی سیستم یک درجه آزادی ناکشسان را بصورت های متفاوتی تعریف نموده اند. [7] با حل معادله دیفرانسیل ۳۳-۳ مربوط به سیستم یک درجه آزادی غیرخطی معادل که پاسخهای $D_n(t)$ را بدست می دهد و جایگذاری مقادیر حاصله در رابطه ۱۳-۳ می توان تغییر مکانهای طبقات که مربوط به هر مود خاص n هستند را بدست آورد. همچنین مشابه فصل قبل هر گونه پاسخ دیگر از قبیل جابجایی نسبی طبقات و یا تغییر شکل های دیگر سازه $r_n(t)$ با استفاده از روابط ۱۳-۳ و ۱۴-۳ بدست می آیند. با این تفاوت که در اینجا $A_n(t)$ شبه شتاب پاسخ مربوط به n امین مود در سیستم یک درجه آزادی ناکشسان می باشد. در شکل ۱۳-۳ هر دو مرحله تحلیل مربوط به روابط ۱۳-۳ و ۱۴-۳ را برای دستیابی به مقادیر r_n^{st} و $A_n(t)$ نمایش داده ایم که معرف مقادیر پاسخ سازه چند درجه آزادی غیرخطی به نیروهای زلزله مؤثر $P_{eff,n}(t)$ مربوط به n امین مود می باشند.

Forces



(ب) تحلیل تاریخچه زمانی سیستم یک درجه آزادی ناکشسان (الف) تحلیل ایستایی سازه
 شکل ۱۳-۳ - تفسیر نمایشی تحلیل تاریخچه پاسخ مودی غیر همبسته برای سیستم چند درجه آزادی ناکشسان

اکنون با بهره گیری از روابط ۱۶-۳ و ۱۷-۳ می توان پاسخهای نهایی را در برابر تحریک کلی بدست آورد. $P_{eff,n}(t)$



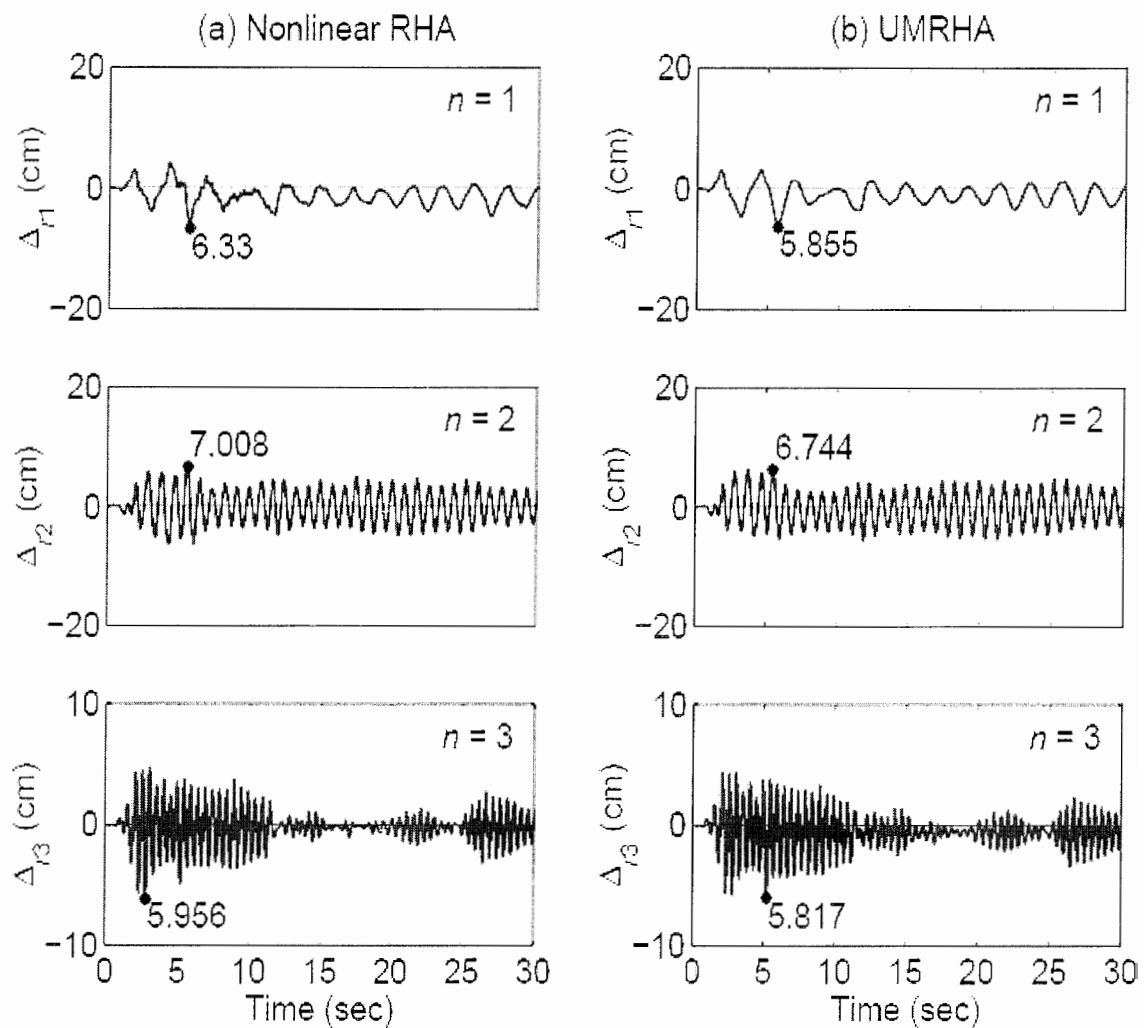
شکل ۳-۱۴- تغییر مکان پشت بام ناشی از نیروهای $P_{eff,n}(t) = -s_n \ddot{u}_g(t)$ و برای شتابهای

$$\ddot{u}_g(t) = 3 \times Elcentro$$

مقیاس شده بر اساس

(a) تحلیل دقیق به روش تاریخچه پاسخ غیر خطی (NL-RHA)

(b) تحلیل تقریبی به روش تاریخچه پاسخ مودی جدا شده (UMRHA)



شکل ۳-۱۵- جابجایی نسبی طبقه فوقانی ناشی از نیروهای $p_{eff,n}(t) = -s_n \ddot{u}_g(t)$ و $n=1,2,3,\dots$ اگر شتابها بر اساس $\ddot{u}_g(t) = 3 \times Elcentro$ مقیاس شده باشند. (a) تحلیل دقیق به روش تاریخچه پاسخ غیر خطی (NL-RHA) (b) تحلیل تقریبی به روش پاسخ مودی جدا شده (UMRHA)

۳-۲-۲-۱- بررسی فرضیات و دقت محاسبات

به جهت مقایسه روش تحلیل UMRHA با روش دقیق NL-RHA نتایج حاصله از هر دو روش در اشکال ۳-۱۴ و ۳-۱۵ نمایش داده شده‌اند، این نتایج از تحلیل سازه ۹ طبقه فصل قبل تحت اثر شتابهای زلزله ال سنترو با ضریب مقیاس ۳ بدست آمده‌اند. علت انتخاب ضریب مقیاس ۳ اطمینان از رفتار سازه در محدوده ناکشسان می‌باشد.

مشاهده می شود که خطاهای بدست آمده از روش تحلیل تقریبی برای تغییر مکانهای نسبی طبقه بام کمی بزرگتر از خطاهای مربوط به تغییر مکانهای طبقه مزبور می باشند، ولی برای چنین تحریکات شدیدی این خطاها درصدهای کمی را نشان می دهند.

دلیل وجود این خطاها را می توان ناشی از علل زیر دانست:

۱- از همبسته بودن مختصه های مودی $q_n(t)$ بدلیل تسلیم سازه، چشم پوشی شده است.

۲- رویهم گذاری پاسخهای مربوط به $p_{eff,n}(t)$ که $n=1,2,\dots,N$ با استفاده از رابطه ۳-۱۶ صورت گرفته است، که البته این رابطه تا زمانی کاملاً معتبر است که رفتار سیستم در محدوده کشسان باشد.

۳- منحنی رفتار $D_n - F_{sn}/L_n$ به جهت ساده سازی حل معادله دیفرانسیل ۳-۳۳ با تقریب به صورت دوخطی در نظر گرفته است.

۳-۲-۲-۲- مشخصه های مربوط به n امین مود سیستم یک درجه آزادی ناکشسان:

برای تعیین رابطه $\left(\frac{F_{sn}}{L_n} - D_n\right)$ قبل از حل معادله دیفرانسیل ۳-۳۳ بر اساس $D_n(t)$ ، از تحلیل غیرخطی ایستایی بهره می جوئیم؛ بدین ترتیب که از یک توزیع نیروی جانبی نامتغیر استفاده شده، سپس این توزیع نیرو در گامهایی بطور افزایشی به سازه اعمال می شود.

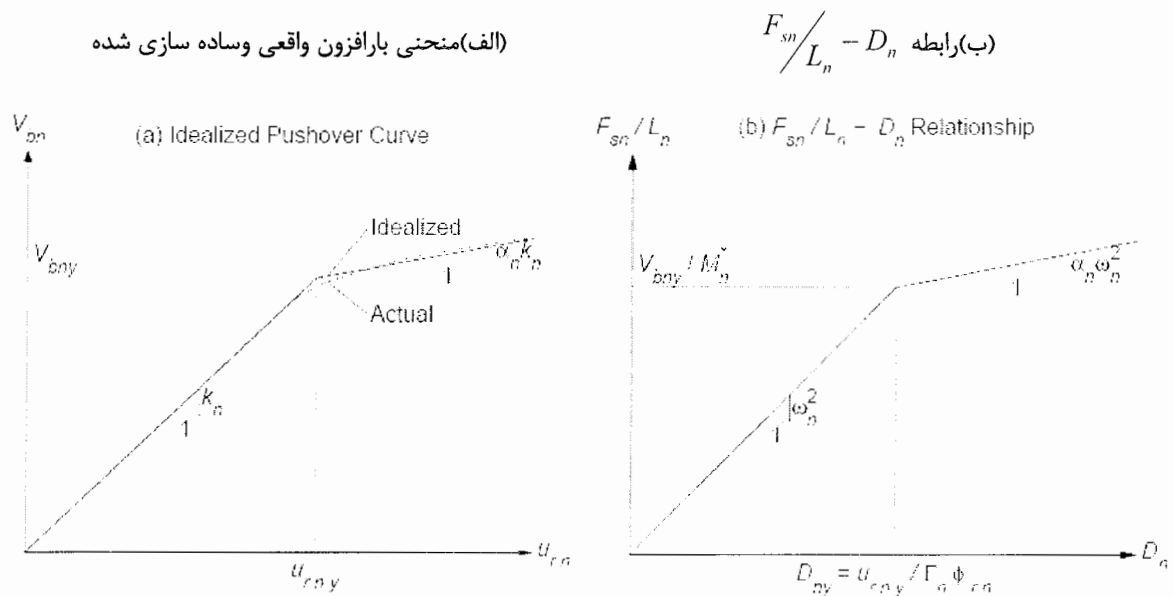
اینک سئوالی که به ذهن می رسد اینست که چه توزیع نیرویی نامتغیری را می توان بکار برد که

برای تعیین F_{sn} مناسب باشد؟

آشکار است از آنجایی که سیستم در محدوده رفتار ناکشسان قرار دارد هیچگونه توزیع نیرویی نامتغیر نمی تواند بر واقعیت کاملاً منطبق شود، لیکن همان توزیع نیرویی مورد استفاده در سازه های با رفتار کشسان بهترین انتخاب می باشد. لذا با در نظر گرفتن توزیع نیرویی رابطه ۳-۲۴ سازه تحت اثر بارگذاری افزایشی قرار می گیرد و تا رسیدن به یک تغییر مکان هدف پیش می رود.

از آنجایی که این تغییر مکان از ابتدای حل مشخص نیست میتوان تغییر مکانی را که در یک مورد خاص مورد انتظار است فرض کرد ، که البته ممکن است در نهایت امر به تکرار روند حل مساله منجر شود . پس از انجام تحلیل مربوطه ، منحنی برش پایه - تغییر مکان ترازیشت بام را ترسیم می کنیم که این منحنی به منحنی بار افزون معروف است . منحنی بار افزون مربوط به n امین مود که به صورت دوخطی ساده سازی شده است . در شکل ۳-۱۶- الف نمایش داده شده است .

در نقطه تسلیم سازه برش پایه مربوطه و تغییر مکان ترازیام به ترتیب با V_{bny} و U_{rny} در شکل مشخص شده اند .



شکل ۳-۱۶- مشخصه های سیستم یک درجه آزادی ناکشسان مربوط به n امین مود از منحنی بار افزون

هم اینک برای تبدیل منحنی بار افزون $V_{bn}-U_{rn}$ به منحنی F_{sn}/L_n-D_n از دو رابطه زیر بهره می جوئیم :

$$D_n = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad F_{sn} = \frac{V_{bn}}{\Gamma_n} \quad (3-35)$$

با استفاده از روابط فوق مقادیر F_{sn}/L_n و D_n در نقطه تسلیم بصورت زیر حاصل می شوند :

$$D_{ny} = \frac{u_{rny}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad \frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*} \quad (۳۶-۳)$$

که $M_n^* = L_n \Gamma_n$ جرم موثر مودی تعریف می شود .

حال همانطوری که در شکل ۳-۱۶- ب ملاحظه می شود با استفاده از روابط ۳-۳۶ می توان منحنی $F_{sn}/L_n - D_n$ را با استفاده از منحنی بارافزون ترسیم کرد ، رابطه زیر نشان می دهد که شیب اولیه منحنی شکل ۳-۱۶- ب ω_n^2 خواهد بود .

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \omega_n^2 D_{ny} \quad (۳۷-۳)$$

با استفاده از روابط ۳-۳۶ نیز می توان زمان تناوب ارتعاش سیستم یک درجه آزادی معادل با n امین مود را بدست آورد :

$$T_n = 2\pi \left(\frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}} \right)^{1/2} \quad (۳۸-۳)$$

۳-۲-۲-۳- بررسی گام به گام روش تحلیل UMRHA

جهت یافتن مطلوب های لرزه ای درسازه ای N طبقه متقارن درپلان که تحت تاثیر تحریکات ناشی از یک زلزله خاص در محدوده رفتار ناکشسان قرارداد با استفاده از روش UMRHA گامهای زیر را دنبال می کنیم :

۱- بسامد دورانی طبیعی ω_n و بردارهای شکل مود ϕ_n را برای سازه مورد نظر در محدوده رفتار خطی - کشسان بدست می آوریم .

۲- در n امین مود مورد نظریا استفاده از شکل توزیع نیروهای جانبی S_n^* طبق رابطه ۳-۲۴ و انجام تحلیل بارافزون منحنی برش پایه - تغییر مکان ترازبام $(V_b - U_{rn})$ را ترسیم می کنیم .

- ۳- منحنی بارافزون حاصله درگام قبل بصورت دوخطی ساده سازی می شود، که برای این کار از روش ارائه شده در FEMA-273 استفاده می شود. [1]
- ۴- منحنی بارافزون دوخطی ، به منحنی رفتار F_{sn}/L_n-D_n برای یک سیستم یک درجه آزادی معادل تبدیل می شود. این کار مطابق شکل ۳-۱۶-ب و با استفاده از ۳-۳۶ صورت می پذیرد .
- ۵- تاریخچه تغییرشکل $D_n(t)$ و شبه شتاب $A_n(t)$ مربوط به n امین مود مورد نظر ، برای سیستم یک درجه آزادی ، ناکشسان معادل طبق شکل ۳-۱۳-ب ، وبا استفاده از رابطه نیرو - تغییر مکان ، شکل ۳-۱۶-ب تعیین می شود .
- ۶- تاریخچه پاسخهای مختلف مودی ، با استفاده از روابط ۳-۱۳ و ۳-۱۴ محاسبه می شود .
- ۷- گامهای ۲ تا ۶ به تعداد مورد نیاز تا رسیدن به دقتی کافی از سرگرفته می شود . در موارد معمول در نظر گرفتن ۳ مود جهت رسیدن به دقتی قابل قبول کافی می باشد .
- ۸- پاسخهای مودی حاصله ، با استفاده از روابط ۳-۱۶ و ۳-۱۷ جهت یافتن پاسخهای نهایی رویهم گذاری می شود .
- ۹- مقادیر بیشینه r_0 از پاسخهای نهایی $r(t)$ حاصله درگام ۸ ، مطلوب های لرزه ای مورد نظر می باشند .

۳-۲-۳- تحلیل بارافزون مودی :

در این بخش روش تحلیل بارافزون مودی برای تخمین پاسخهای بیشینه r_{no} را در سازه چند درجه آزادی ناکشسان تحت اثر نیروهای زلزله موثر $p_{eff.n}(t)$ مورد توجه قرار می گیرد ، تحلیل غیرخطی ایستایی در سازه مزبور که تحت اثر نیروهای جانبی با شکل توزیع ارتفاعی S_n^* بر اساس رابطه ۳-۲۴ قرار میگیرد تا رسیدن به تغییر مکان پشت بام $u_{r_{no}}$ صورت می پذیرد . این مقدار تغییر مکان ترازبام طبق رابطه ۳-۲۵ مشخص می شود که در حالیکه D_n مقدار بیشینه $D_n(t)$ است که با توجه به

رفتارنا کشسان سازه همانند آنچه در قسمت قبل ذکر شد از حل معادله دیفرانسیل ۳-۳۳ بدست می آید. خاطر نشان می کند D_n را می توان بطور مستقیم از طیف پاسخ ناکشسان (یا طیف طراحی) و بدون نیاز به حل معادله دیفرانسیل مزبور بدست آورد.^۱

در این تغییر مکان هدف $u_{r_{no}}$ تحلیل بار افزون مقادیر بیشینه r_{no} مربوط به هر گونه پاسخ دلخواه را بدست می دهد. پاسخهایی چون: تغییر مکانهای طبقات، جابجایی نسبی طبقات، چرخشهای گرهی و چرخش مفصل پلاستیک و... باید توجه داشت که علت انتخاب شکل توزیع ارتفاع مربوط به نیروهای جانبی در روند تحلیلی فوق بر اساس رابطه (۳-۲) را می توان ناشی از دوعلل زیر دانست:

اولاً اینکه منطقی ترین انتخاب در میان نیروهای نامتغیر می باشد و ثانیاً اینکه بر اساس آنچه در بخش قبل عنوان شد استفاده از این شکل توزیع نیروها منجر به یافتن پاسخهای مودی دقیق در سازه کشسان شد. مقدار پاسخ r_{no} یک برآورد از مقدار بیشینه پاسخ سیستم ناکشسان را در برابر بارهای $p_{eff,n}(t)$ بر اساس معادله دیفرانسیل ۳-۳۱ معرفی می کند، همانطوری که در بخشهای قبلی برای سیستم کشسان نشان داده شد r_{no} نشانگر مقادیر پاسخهای بیشینه مربوط به سهم Π امین مود در پاسخهای $r_n(t)$ از پاسخ کلی $r(t)$ می باشد. هریک از پاسخهای مودی بیشینه r_{no} بوسیله یک تحلیل بار افزون حاصل می شوند. از ترکیب این پاسخهای مودی توسط یک روش مناسب^۲ همانند قبل تخمینی از پاسخ نهایی بیشینه r_0 حاصل خواهد شد. شایان ذکر است استفاده از هیچیک از روشهای ترکیب مودی مذکور در فصل قبل اساس و مبنایی نظری را در بر ندارند، هر چند منطقی به نظر می رسند، چرا که نتایجی را فراهم می سازند که در سازه های کشسان منطبق بر نتایج تحلیل به روش RHA می باشند.

۱-۱) T_n را با استفاده از رابطه ۳-۱۳ بدست می آوریم و در طیف طرح ناکشسان مختصات (T_n, ξ_n) ، شبه شتاب A_n

را می دهد که با استفاده از این مقدار پاسخ $D_n(t)$ قابل محاسبه است. [7] -۲ SRSS یا CQC

• بررسی گام به گام روش تحلیل بارافزون مودی

جهت یافتن مطلوب های لرزه ای برای سازه ای در محدوده رفتار ناکشسان تحت اثر تحریکات ناشی از زمین لرزه ای خاص به روش MPA گامهای زیر دنبال می شود:

• گامهای ۱ تا ۴ روش MPA همانند گامهای ۱ تا ۴ ذکر شده در روش UMRHA می باشند.

۵- مقدار تغییر مکان بیشینه D_n مربوط به n امین مود، برای سیستم یک درجه آزادی، ناکشسان معادل شکل ۳-۱۳-ب با رابطه نیرو - تغییر مکان مطابق شکل ۳-۱۶-ب از حل معادله دیفرانسیل ۳-۳۳ و یا با استفاده از طیف پاسخ ناکشسان (یا طیف طرح) تعیین می شود.

۶- تغییر مکان بیشینه تر از بام $U_{r_{no}}$ مربوط به n امین مود مورد نظر، در سیستم یک درجه آزادی ناکشسان معادل با استفاده از رابطه ۳-۲۵ تعیین می شود.

۷- در تغییر مکان هدف $U_{r_{no}}$ مقادیر مختلف مطلوب های لرزه ای، از نتایج تحلیل بارافزون استخراج می شود، این مقادیر همان پاسخهای مودی r_{no} می باشند.

۸- گامهای ۳ تا ۸، به تعداد مودهای مورد نیاز تا رسیدن به دقتی کافی انجام می شود، همچنانکه ذکر شد ممکن است موارد معمول در نظر گرفتن ۳ مود ابتدایی ارتعاش جهت دست یابی به دقتی قابل قبول کافی باشد.

۹- از ترکیب مقادیر پاسخهای بیشینه مودی به یکی از روشهای ترکیب مودی چون SRSS مقادیر نهایی پاسخها بدست می آید.

۳-۲-۴- ارزیابی نسبی روشهای تحلیلی:

به جهت بررسی مقایسه ای روشهای تحلیلی پاسخهای سازه ۹ طبقه توصیف شده در فصل قبل را از روشهای تقریبی UMRHA و MPA با نتایج روش دقیق Nonlinear - RHA مورد سنجش

قرار می گیرد. برای اطمینان از پاسخ سازه در محدوده ناکشسان تحریکات زمین لرزه ال سنترو را با ضرائب افزایشی متغیر از ۱ تا ۳ مقیاس می شود.

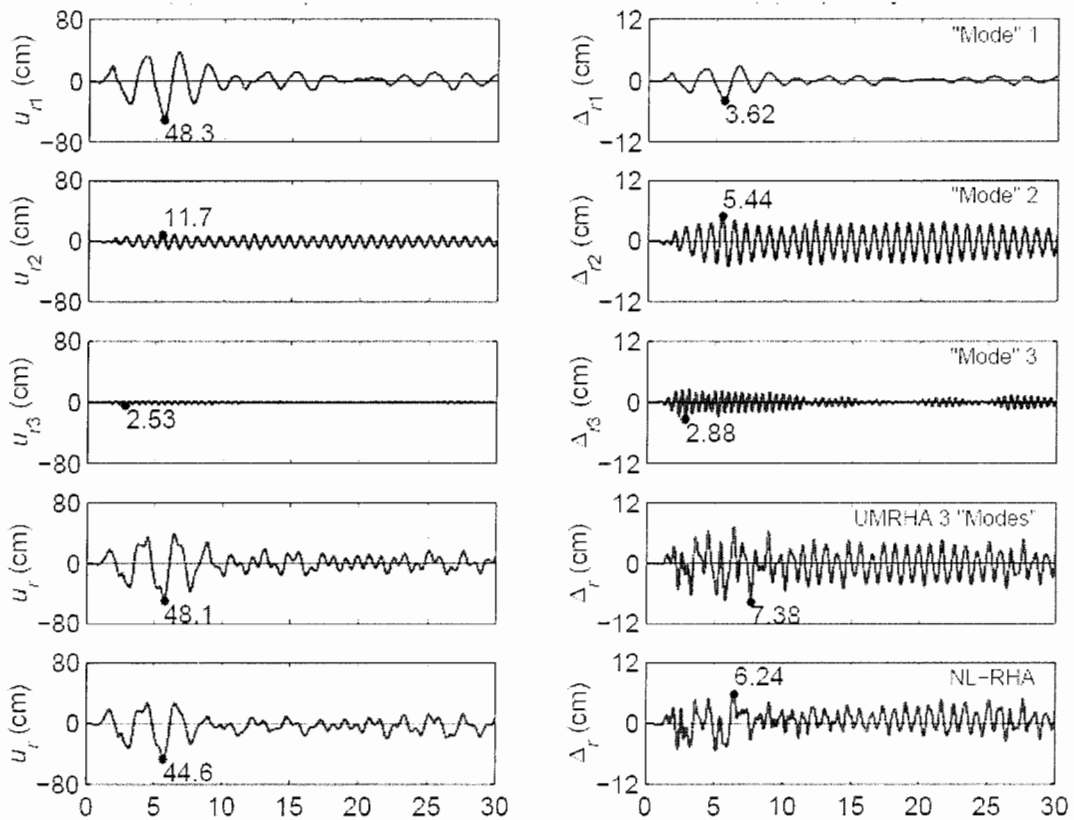
۳-۲-۴-۱- تحلیل تاریخچه پاسخ مودی ناهمبسته (UMRHA)

پاسخهای سازه ۹ طبقه، تحت تاثیر تحریکات زلزله ال سنترو با ضریب مقیاس ۱/۵ از روش UMRHA با در نظر گرفتن سه مود برای روند تحلیل بدست می آید. نتایج مربوط به تغییر مکان ترازبام و تغییر مکان نسبی آن به همراه پاسخهای دقیق حاصله از روش Nonlinear – RHA در شکل ۳-۱۷ نمایش داده شده است، مقادیر پیشینه این پاسخها نیز در شکل مشخص شده اند. مقادیر پیشینه مربوط به تغییر مکانهای طبقات و جابجایی نسبی آنها بصورت پاسخهای ترکیب شده به روش SRSS ناشی از یک، دو و سه مود به همراه پاسخهای دقیق و درصد خطاهای آنها نیز در جدول ۳-۷ و ۳-۸ موجود می باشند. مقادیر مختلف این پاسخها در شکل ۳-۱۸ و خطاهای آنها در مقایسه با پاسخهای دقیق در شکل ۳-۱۹ ترسیم شده اند. مشاهده می شود، همچنانکه سهم مودهای بیشتری، در یافتن پاسخها در نظر گرفته می شود، خطاها عموماً روبه کاهش می نهند، اگرچه عکس این ادعا نیز در بعضی از پاسخها به چشم می خورد.

بطور کلی نمی توان آن نوع همگرایی را که در کاهش درصد خطاها با در نظرگیری مودهای بالاتر در مورد سازه های کشسان وجود دارد. برای سازه های ناکشسان نیز انتظار داشت. علت این امر را می توان در عدم وجود یک نگره دقیق در فرضیات روش UMRHA در مقایسه با آنچه در تحلیل کلاسیک مودی در بخش قبل ذکر شد، دانست. در ادامه بررسی خواهیم کرد چگونه خطاها در روش UMRHA با تغییر مکانهای هدف که بوسیله حرکات زمین مشخص می شوند، تغییر خواهند کرده، بویژه زمانی که تغییر شکلهای سیستم فراتر از محدوده کشسان قرار می گیرند.

(الف) تغییر مکان پشت بام

(ب) جابجایی نسبی پشت بام

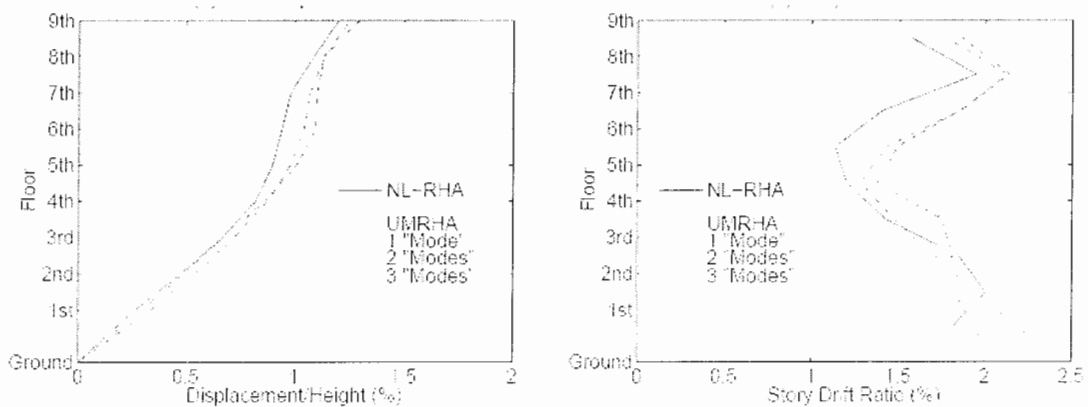


شکل ۳-۱۷- تاریخچه پاسخ تغییر مکان پشت بام و جابجایی نسبی آن ناشی از از شتابهای 1.5*Elcentro: پاسخهای مودی

مجزا و ترکیب شده حاصل از تحلیل UMRHA به همراه پاسخهای دقیق روش NL-RHA

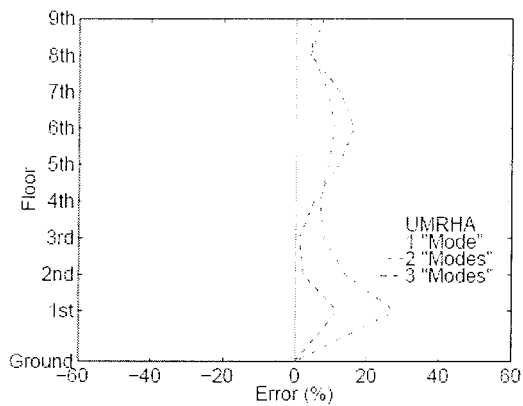
(الف) تغییر مکانهای طبقات

(ب) نسبتهای جابجایی نسبی طبقات

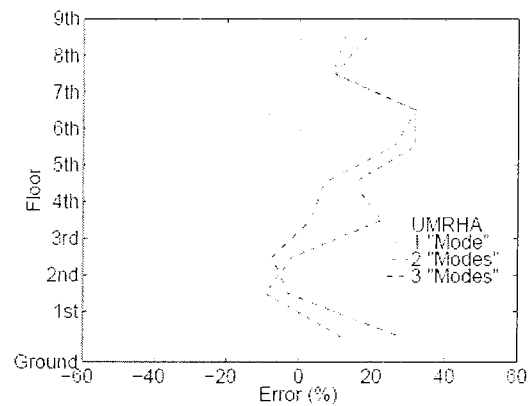


شکل ۳-۱۸- تغییرات ارتفاعی تغییر مکانهای طبقات و جابجایی نسبی بین آنها حاصل از تحلیل UMRHA و NL-RHA برای تحریکات 1.5*Elcentro

(الف) تغییر مکانهای طبقات



(ب) نسبتهای جابجایی نسبی طبقات



شکل ۳-۱۹- تغییرات ارتفاعی خطاها در تغییر مکانهای طبقات و جابجایی نسبی آنها که از تحلیل تقریبی UMRHA با در نظر گیری یک، دو و سه مود در روند تحلیل برای شتاب نگاشت $1.5 * Elcentro$ حاصل شده اند.

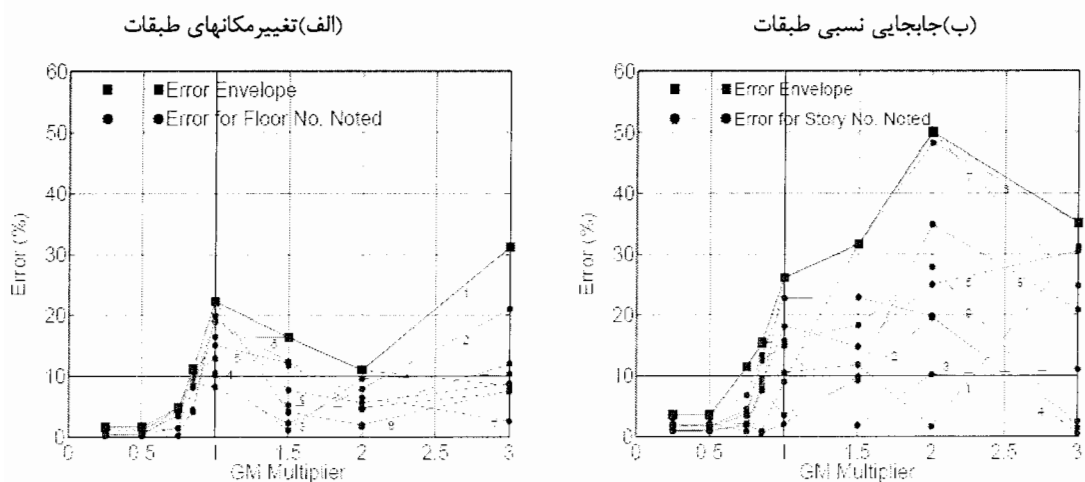
اینک تحلیل تقریبی UMRHA و تحلیل دقیق پاسخ غیرخطی برای شدت متغیر تحریک که از ضرب شتابهای زمین لرزه ال سنترو در ضرایب $0.25/5$ ، $0.75/2$ ، 1 ، 0 و 3 حاصل می شوند انجام خواهد شد، سپس برای هر تحریک خاص خطاها در پاسخهای دقیق تعیین می شوند، پیش از این در جداول ۳-۱ و ۳-۲ برای ضریب مقیاس $0.25/0$ و هم اکنون در جداول ۳-۶ و ۳-۷ برای ضریب مقیاس $1/5$ مقادیر این پاسخها به همراه خطاهای مربوطه معرفی شده اند.

شکل ۳-۲۰ بطور مختصر خطاها را در روش UMRHA بعنوان تابعی از شدت حرکات زمین نشان می دهد، شکل ۳-۲۰-الف نمایشگر خطاها در محاسبه تغییر مکانهای هر یک از طبقات و شکل ۳-۲۰-ب نمایشگر خطاها در محاسبه تغییر مکانهای نسبی طبقات می باشد. به جهت تفسیر این نتایج، دانستن نسبت تغییر شکلهای سیستم به تغییر شکلهای تسلیم مفید خواهد بود. برای این منظور منحنی های بار افزون حاصله با استفاده از شکل تسلیم سیستم مفید خواهد بود.

برای این منظور منحنی های بار افزون حاصله با استفاده از شکل توزیع نیرویی S_{ii}^* بر اساس رابطه

(۳-۲۴) برای سه سود ابتدایی در شکل ۳-۲۱ نمایش داده شده اند . ملاحظه می شود هر دو منحنی واقعی و ساده سازی شده بصورت دو خطی در این اشکال ترسیم شده اند .

هم اکنون با مراجعه به شکل ۳-۲۰ می توان دریافت : خطاها در محدوده تحریکات تا ضریب مقیاس بسیار کوچک (کمتر از ۵ درصد) و از ضریب مقیاس ۰/۷۵ تا ۱ مقدار این خطاها به سرعت افزایش می یابد و پس از این بدون نظم خاصی در همان محدوده باقی می ماند. آشکار است رفتار سازه تا ضریب مقیاس ۰/۷۵ در محدوده کشسان قرارداد و طبق آنچه در بخش قبل ذکر شد تنها عدم در نظرگیری مودهای بالاتر از مود سوم باعث ایجاد خطاها در پاسخها می شوند . و در این در حالی است که وجود خطاهای اضافی در روش UMRHA برای حالتی که سیستم در محدوده ناکشسان قرار میگیرد را می توان ناشی از دو علت دانست : اولاً اینکه همانطوری که ذکر شد فرضیات روش UMRHA برای سازه های ناکشسان از یک نگره دقیقی تبعیت نمی کند و صرفاً فرضیهایی تقریبی هستند و ثانیاً اینکه منحنی بار افزون مربوط به هر مود برای استفاده در حل معادله دیفرانسیل ۳-۳۵ مربوط به رفتار سیستم یک درجه آزادی معادل بصورت دو خطی تقریب زده می شود .



شکل ۳-۲۰- خطاها در نتایج روش تحلیل UMRHA بصورت تابعی از شدت حرکات ارتعاشی زمین

جدول ۳-۷- مقادیر بیشینه تغییر مکانهای طبقات (به نسبت ارتفاع سازه $H=37.14m$) حاصل از تحلیل UMRHA برای

شتاب نگاشت $1.5*Elcentro$

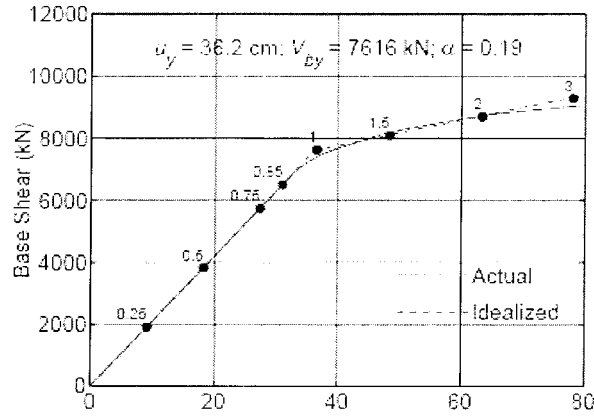
Floor	Displacement /Height (%)							Error (%)		
	"Modal" Response			Combined (UMRHA)			NL RHA	1 "Mode"	2 "Modes"	3 "Modes"
	"Mode" 1	"Mode" 2	"Mode" 3	1 "Mode"	2 "Modes"	3 "Modes"				
1 st	-0.220	-0.121	-0.055	0.220	0.333	0.291	0.260	-15.5	28.0	11.8
2 nd	-0.366	-0.187	-0.071	0.366	0.540	0.484	0.473	-22.7	14.0	2.3
3 rd	-0.513	-0.226	-0.057	0.513	0.722	0.676	0.668	-23.3	8.0	1.1
4 th	-0.663	-0.235	-0.018	0.663	0.877	0.863	0.820	-19.2	6.9	5.2
5 th	-0.806	-0.201	0.033	0.806	0.983	1.010	0.900	-10.5	9.2	12.1
6 th	-0.938	-0.126	0.071	0.938	1.044	1.096	0.942	-0.5	10.9	16.3
7 th	-1.072	0.003	0.065	1.072	1.070	1.104	0.982	9.1	8.9	12.4
8 th	-1.201	0.169	0.009	1.201	1.138	1.133	1.088	10.4	4.6	4.1
9 th	-1.298	0.315	-0.068	1.298	1.248	1.293	1.200	8.2	4.0	7.7

جدول ۳-۸- مقادیر بیشینه جابجایی نسبی طبقات (به نسبت ارتفاع طبقه) حاصل از تحلیل UMRHA برای شتاب نگاشت

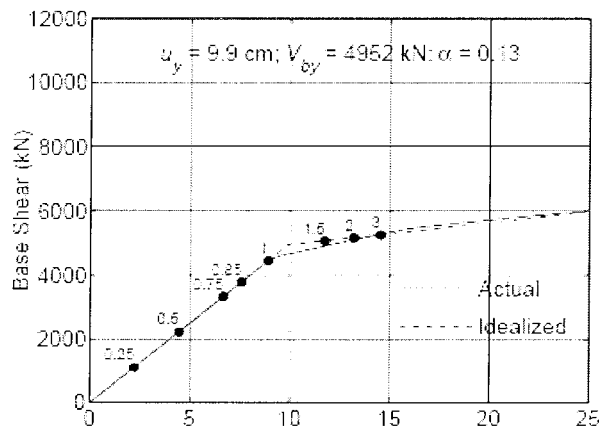
$1.5*Elcentro$

Story	Drift Ratio (%)							Error (%)		
	Modal Response			Combined (UMRHA)			NL RHA	1 "Mode"	2 "Modes"	3 "Modes"
	"Mode" 1	"Mode" 2	"Mode" 3	1 "Mode"	2 "Modes"	3 "Modes"				
1 st	-1.490	-0.820	-0.370	1.490	2.256	1.971	1.763	-15.5	28.0	11.8
2 nd	-1.372	-0.616	-0.154	1.372	1.942	1.819	2.003	-31.5	-3.0	-9.2
3 rd	-1.376	-0.371	0.130	1.376	1.707	1.811	1.844	-25.4	-7.4	-1.8
4 th	-1.410	-0.079	0.371	1.410	1.472	1.751	1.426	-1.1	3.2	22.8
5 th	-1.338	0.317	0.478	1.338	1.283	1.379	1.202	11.3	6.8	14.8
6 th	-1.241	0.698	0.350	1.241	1.430	1.495	1.135	9.3	25.9	31.6
7 th	-1.256	1.216	-0.049	1.256	1.856	1.852	1.407	-10.7	31.9	31.6
8 th	-1.214	1.554	-0.526	1.214	2.120	2.136	1.945	-37.5	9.0	9.8
9 th	-0.914	1.375	-0.727	0.914	1.772	1.863	1.575	-41.9	12.5	18.3

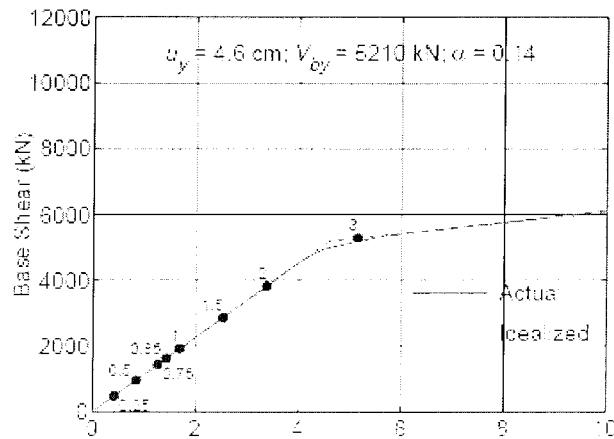
(الف) منحنی بارافزون مود "۱"



(ب) منحنی بارافزون مود "۲"



(ج) منحنی بارافزون مود "۳"



شکل ۳-۲۱- منحنی های بارافزون مودی با تغییر مکانهای بیشینه پشت بام معرفی شده بر اساس شتاب نگاشتهای

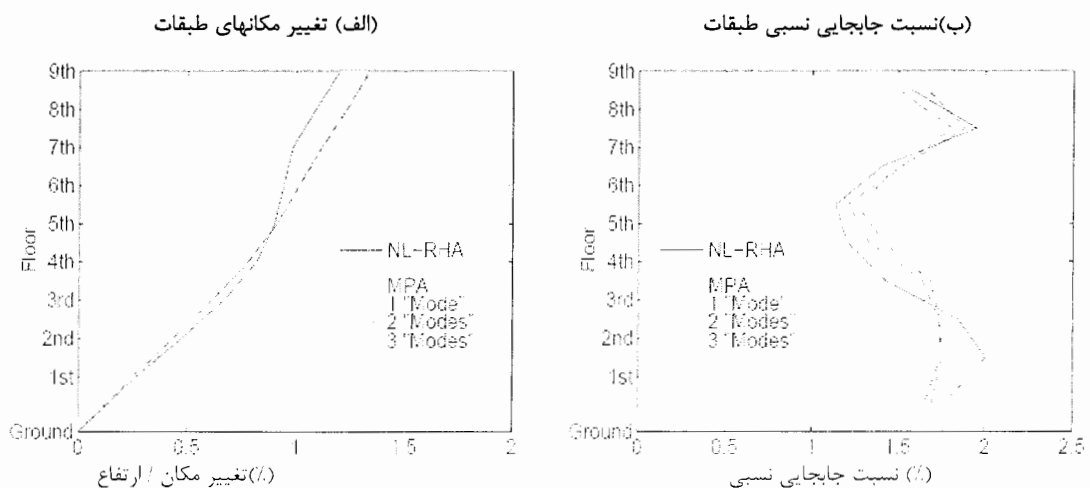
0.25,0.5,0.75,1,1.5,2,3*Elcentro:

۳-۲-۴-۲- تحلیل بارافزون مودی (MPA)

تحلیل بارافزون مودی با در نظر گرفتن پاسخهای ناشی از سه مود ابتدایی در سازه ۹ طبقه مورد نظر با در نظر گرفتن شتابهای زمین لرزه ال سنترو که با ضریب ۱/۵ مقیاس شده اند، انجام شده است. سازه تحت اثر توزیع نیروهای جانبی براساس رابطه ۳-۲۴ قرار می گیرد، شکل (۳-۴) و در هر یک از مودهای مربوطه تا تغییر مکان حاصل از تحلیل RHA برای سیستم یک درجه آزادی ناکشسان معادل مربوط به همان مود push می شود، مقادیر این تغییر مکانها مطابق شکل ۳-۱۷ عبارتند از

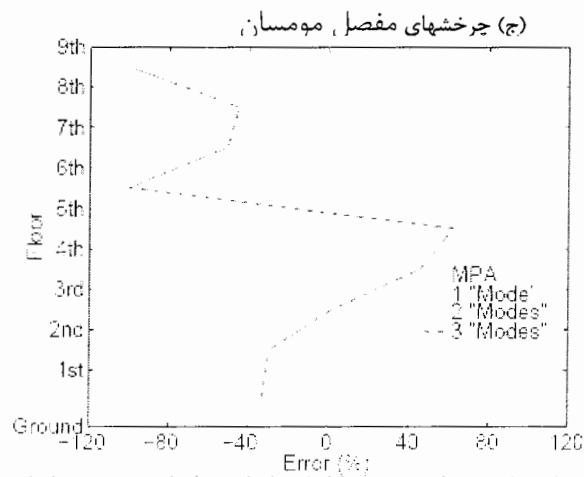
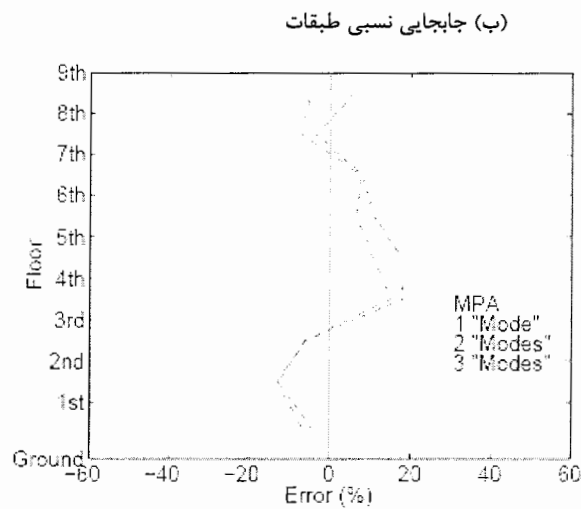
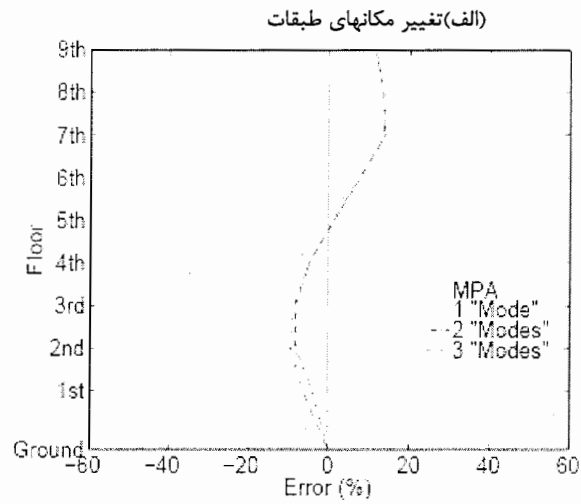
$$u_{r30} = 2.53^{cm} \quad u_{r20} = 11.7^{cm} \quad u_{r10} = 48.3^{cm} :$$

در هر کدام از تحلیلهای فوق منحنی های بارافزون مربوط بدست می آید که این منحنی ها در شکل ۳-۲۱ نشان داده شده اند. مقادیر بیشینه تغییر مکانهای طبقات و جابجایی نسبی آنها به همراه چرخشهای یک مفصل مومسان در انتهای تیرهای خارجی در تک تک طبقات به ترتیب در جداول ۳-۹، ۳-۱۰ و ۳-۱۱ موجود می باشند. در شکلهای ۳-۲۲ و ۳-۲۳ پاسخهای ترکیب شد مودی نیز براساس رابطه ۳-۱۹ نمایش داده شده اند و خطاها به نسبت پاسخهای دقیق حاصله از روش Nonlinear-RHA بدست آمده اند.



شکل ۳-۲۲- تغییرات ارتفاعی تغییر مکانها و جابجایی نسبی طبقات از تحلیل MPA و NL-RHA برای شتابنگاشت

۱.۵*Elcentro، نواحی هاشور خورده نمایشگر خطاها در پاسخهای روش MPA با در نظر گرفتن ۳ مود در روند تحلیل



شکل ۳-۲۳- نمایش خطاها در پاسخهای مربوطه به تغییر مکانهای طبقات و جابجایی نسبی بین آنها و چرخش مفصل مومسان حاصل

از تحلیل MPA با در نظر گرفتن یک، دو و سه مود در جریان تحلیل برای شتابنگاشت 1.5*Elcentro

جدول ۳-۹- مقادیر بیشینه تغییر مکانهای طبقات (به نسبت ارتفاع سازه) از تحلیل MPA برای 1.5*Elcentro

Floor	Displacement Height (%)							Error (%)		
	"Modal" Response			Combined (MPA)			NL RHA	"Modal" Response		
	"Mode" 1	"Mode" 2	"Mode" 3	1 "Mode"	2 "Modes"	3 "Modes"		1 "Mode"	2 "Modes"	3 "Modes"
1 st	0.222	-0.101	0.055	0.222	0.244	0.250	0.260	-14.3	-6.3	-3.9
2 nd	0.399	-0.156	0.071	0.399	0.429	0.435	0.473	-15.6	-9.4	-8.2
3 rd	0.581	-0.190	0.057	0.581	0.611	0.614	0.668	-13.1	-8.6	-8.2
4 th	0.756	-0.197	0.018	0.756	0.781	0.781	0.820	-7.9	-4.8	-4.8
5 th	0.895	-0.168	-0.033	0.895	0.910	0.911	0.900	-0.6	1.1	1.2
6 th	1.007	-0.105	-0.071	1.007	1.012	1.015	0.942	6.9	7.5	7.7
7 th	1.116	0.015	-0.066	1.116	1.116	1.118	0.982	13.6	13.6	13.8
8 th	1.220	0.176	-0.009	1.220	1.233	1.233	1.088	12.1	13.3	13.3
9 th	1.298	0.315	0.063	1.298	1.336	1.338	1.200	8.2	11.3	11.3

جدول ۳-۱۰- مقادیر بیشینه جابجایی نسبی طبقات (به نسبت ارتفاع هر طبقه) از تحلیل MPA برای 1.5*Elcentro

Story	Drift Ratio (%)							Error (%)		
	"Modal" Response			Combined (MPA)			NL RHA	"Modal" Response		
	"Mode" 1	"Mode" 2	"Mode" 3	1 "Mode"	2 "Modes"	3 "Modes"		1 "Mode"	2 "Modes"	3 "Modes"
1 st	-1.503	0.637	-0.371	1.503	1.652	1.694	1.763	-14.3	-6.3	-3.9
2 nd	-1.667	0.516	-0.154	1.667	1.745	1.752	2.003	-16.7	-12.8	-12.5
3 rd	-1.705	0.311	0.130	1.705	1.733	1.738	1.844	-7.5	-6.0	-5.8
4 th	-1.640	0.066	0.372	1.640	1.641	1.683	1.426	15.0	15.1	18.0
5 th	-1.304	-0.266	0.478	1.304	1.331	1.414	1.202	8.5	10.8	17.7
6 th	-1.053	-0.594	0.351	1.053	1.209	1.259	1.135	-7.2	6.5	10.9
7 th	-1.018	-1.125	-0.049	1.018	1.517	1.518	1.407	-27.6	7.8	7.9
8 th	-0.980	-1.514	-0.527	0.980	1.304	1.879	1.945	-49.6	-7.2	-3.4
9 th	-0.737	-1.505	-0.728	0.737	1.498	1.666	1.575	-53.2	-4.9	5.8

جدول ۳-۱۱- مقادیر بیشینه چرخشهای مفصل مومسان (رادیان) از تحلیل برای شتاب نگاشت 1.5*Elcentro

Floor	Hinge Plastic Rotation (rad)							Error (%)		
	"Modal" Response			Combined (MPA)			NL RHA	"Modal" Response		
	"Mode" 1	"Mode" 2	"Mode" 3	1 "Mode"	2 "Modes"	3 "Modes"		1 "Mode"	2 "Modes"	3 "Modes"
1 st	7.36E-03	0.00E-00	0.00E-00	7.36E-03	7.36E-03	7.36E-03	1.10E-02	-32.8	-32.8	-32.8
2 nd	6.72E-03	0.00E-00	0.00E-00	6.72E-03	6.72E-03	6.72E-03	9.52E-03	-29.5	-29.5	-29.5
3 rd	7.76E-03	0.00E-00	0.00E-00	7.76E-03	7.76E-03	7.76E-03	7.60E-03	2.1	2.1	2.1
4 th	4.37E-03	0.00E-00	0.00E-00	4.37E-03	4.37E-03	4.37E-03	2.89E-03	46.1	46.1	46.1
5 th	1.02E-03	0.00E-00	0.00E-00	1.02E-03	1.02E-03	1.02E-03	6.26E-04	62.2	62.2	62.2
6 th	0.00E-00	0.00E-00	0.00E-00	0.00E-00	3.19E-10	3.59E-10	9.50E-04	-100.0	-100.0	-100.0
7 th	0.00E-00	3.55E-03	0.00E-00	0.00E-00	3.55E-03	3.55E-03	7.18E-03	-100.0	-50.6	-50.6
8 th	0.00E-00	3.88E-03	0.00E-00	0.00E-00	3.88E-03	3.88E-03	7.03E-03	-100.0	-44.9	-44.9
9 th	0.00E-00	0.08E-00	0.00E-00	0.00E-00	0.00E-00	1.22E-10	2.37E-04	-100.0	-100.0	-100.0

از مقایسه نمودارهای ۲۳-۳ و ۱۹-۳ ، همچنین جداول ۹-۳ و ۱۰-۳ با جداول ۷-۳ و ۸-۳ می توان گفت :

خوشبختانه پاسخهای حاصله از روش MPA با در نظر گیری دویا سه مود در جریان تحلیل خطاهای کمتری را نسبت به پاسخهای کمتری را نسبت به پاسخهای روش UMRHA نشان می دهند . علت این امر را بدین صورت می توان تفسیر کرد که : خطای اضافی ناشی از روش ترکیب پاسخهای مودی خطاهای ناشی از فرضیات تقریبی در روش UMRHA را حذف می کنند .

خاطرنشان می کند یکی از مهمترین نکات قابل توجه در بررسی نتایج اینست که در نظر گرفتن تنها مود جهت بدست آوردن پاسخهای قابل قبول کافی نیست ، این مطلب بویژه در برآورد جابجایی نسبی طبقات مشهود است . (شکلهای ۲۲-۳ و جدول ۱۰-۳) .

با توجه به شکل ۲۳-۳ می توان دریافت روش MPA پاسخهای مربوط به تغییر مکانهای طبقات پایین را تا ۸٪ دست پایین معرفی می کند ، در حالیکه پاسخهای مربوط به تغییر مکانهای طبقات فوقانی تا حدود ۱۴٪ دست بالا معرفی شده اند ، و این در حالی است که این پاسخها در طبقات میانی سازه بسیار نزدیک به مقادیر دقیق می باشند . همچنین مقادیر جابجایی نسبی مربوط به طبقات تحتانی تا ۱۳٪ دست پایین و مربوط به طبقات میانی تا ۱۸٪ دست بالا برآورد شده اند .

۳-۳- مقایسه روشهای تحلیل بارافزون معرفی شده در FEMA¹ و روش MPA :

۳-۳-۱- تحلیلهای بارافزون [1] FEMA-273 :

در این تحلیلها منحنی های بارافزون از ترسیم مقادیر برش پایه در مقابل تغییر مکانهای پشت بام برای سازه مورد نظر بدست می آیند . بدین صورت که سازه تحت اثر نیروهای جانبی با شکل توزیع ارتفاعی نامتغیر در طول جریان تحلیل قرار می گیرد و این نیروها بطور تدریجی افزایش می یابند تا تغییر مکان پشت بام به مقدار مشخصی برسد ، سپس مطلوب های لرزه ای دلخواه چون تغییر مکانهای طبقات و جابجایی نسبی بین آنها و یا چرخش مفاصل مومسان مربوط به این تغییر مکان هدف از نتایج تحلیل برداشت می شود . در FEMA سه توزیع نیروی جانبی برای استفاده در تحلیلهای بارافزون معرفی شده اند :

۱- توزیع یکنواخت Uniform : $S_j^* = m_j$ (که J شماره طبقه در سازه مورد نظر است
 $N, \dots, 2, 1 = J$)

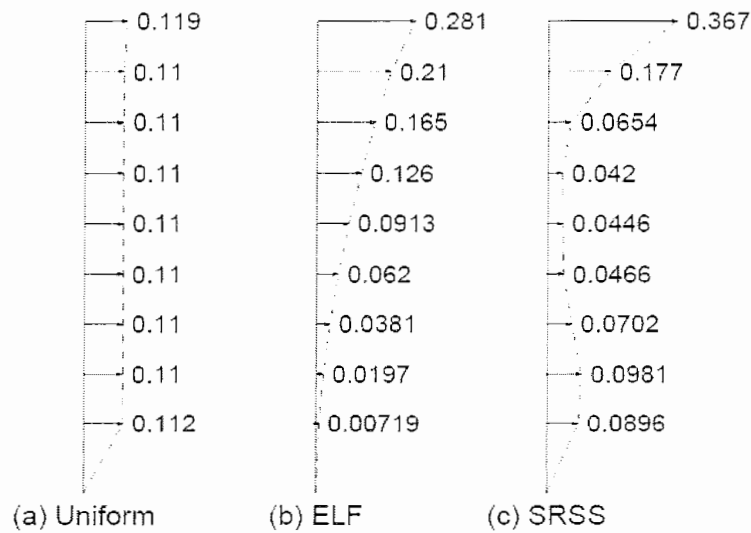
۲- توزیع نیروی جانبی معادل ELF : $S_j^* = m_j h_j^k$

که h ارتفاع طبقه J از روی ترازپی می باشد و توان k برای زمان تناوب بنیادی سازه $T_1 \leq 0.5^s$ برابر واحد (k=1) و برای $T_1 \geq 2.5^s$ برابر دو (k=2) منظور می شود مقادیر دیگر k بین این دو مقدار برای T_1 بصورت خطی تغییر می کند .

۳- توزیع SRSS : که S^* توزیع نیروهای برشی طبقات حاصل از تحلیل طیفی برای سازه کشسان معادل در نظر گرفته می شود .

1- Federal Emergency Management Agency(1997)

2- Equivalent lateral force

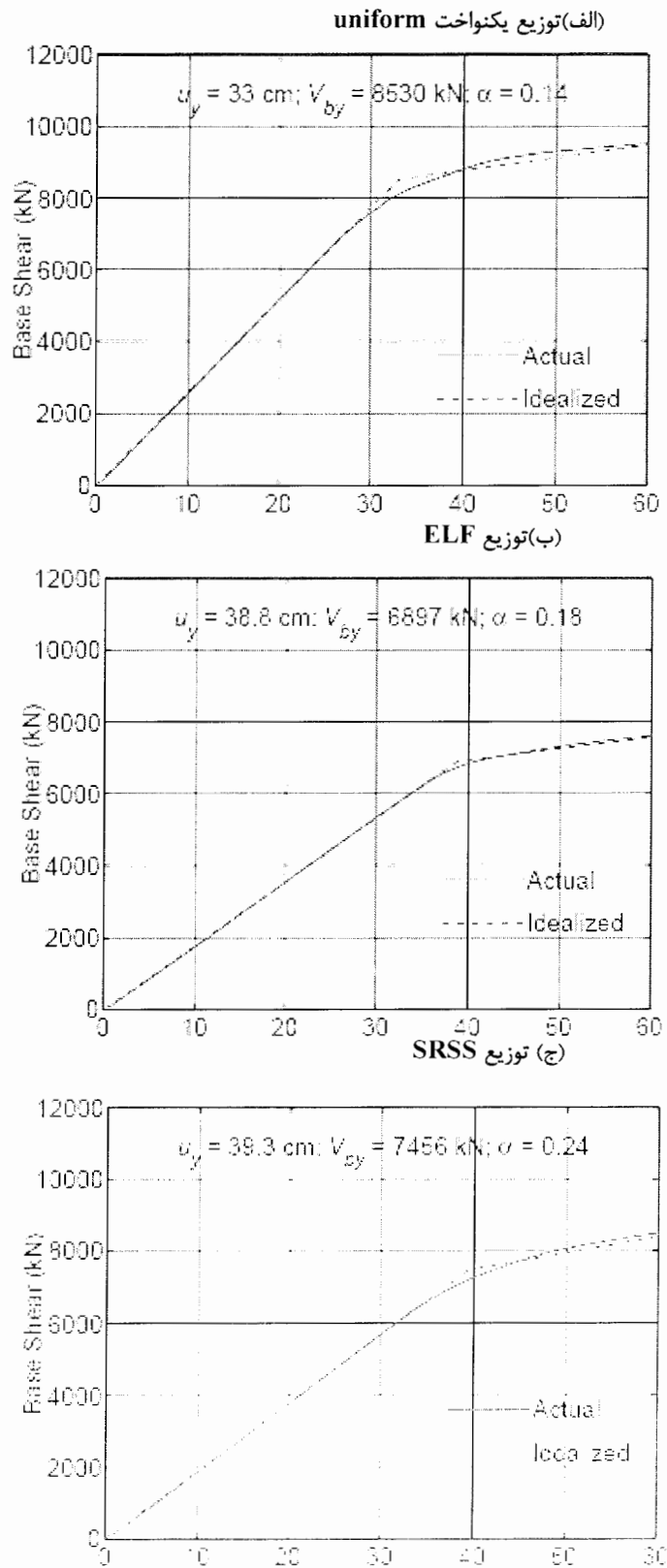


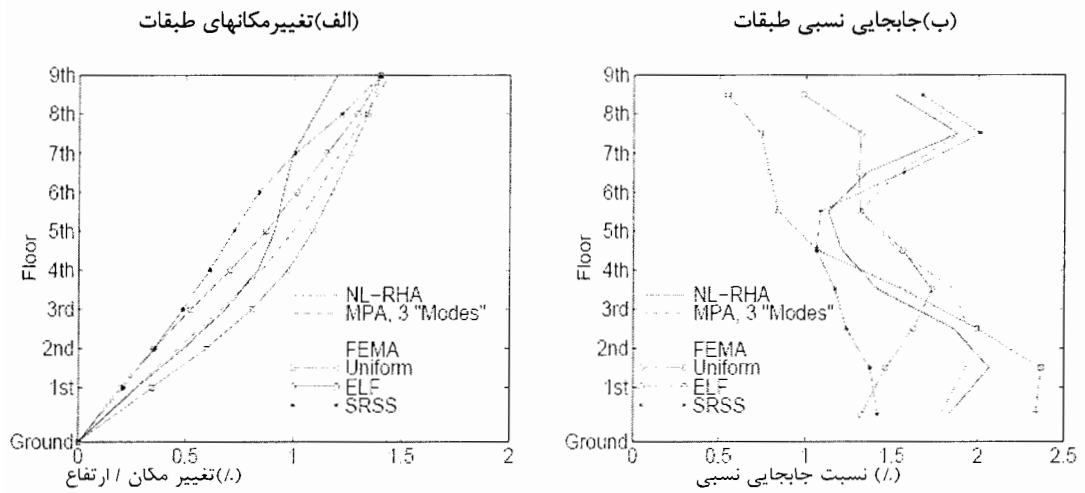
شکل ۳-۲۴- توزیع های نیرویی معرفی شده در FEMA-273 برای سازه ۹ طبقه مورد بحث

۳-۳-۲- ارزیابی نسبی روشهای تحلیلی

در این بخش نتایج حاصله از پنج تحلیل مختلف را برای سازه ۹ طبقه انتخابی با یکدیگر مقایسه خواهیم کرد. که عبارتند از: سه تحلیل بارافزون براساس سه توزیع نیرویی معرفی شده در FEMA و تحلیل تقریبی MPA با در نظر گرفتن سه مود در روند تحلیل و تحلیل دقیق NL-RHA که اثر بارهای ثقیلی نیز در تمامی تحلیلها در نظر گرفته می شود. سه توزیع نیرویی معرفی شده در FEMA برای سازه مورد نظر در شکل ۳-۲۴ نمایش داده شده اند، که اولین و دومین توزیع با توجه به ویژگیهای سازه بدست آمده اند و سومین توزیع مربوط به SRSS از تحلیل طیفی آن حاصل شده است. با استفاده از هر یک از سه توزیع نیرویی فوق تحلیل های بارافزون مربوط تا رسیدن به تغییر مکان هدف ۵۲cm انجام می شوند، که این مقدار تغییر مکان هدف از تحلیل تاریخچه پاسخ سیستم یک درجه آزادی ناکشسان مربوط به اولین مود در برابر شتابنگاشت $1.5 \times \text{Elcentro}$ حاصل شده است. منحنی های بارافزون در هر یک از این حالات در شکل ۳-۲۵ نمایش داده می شوند.

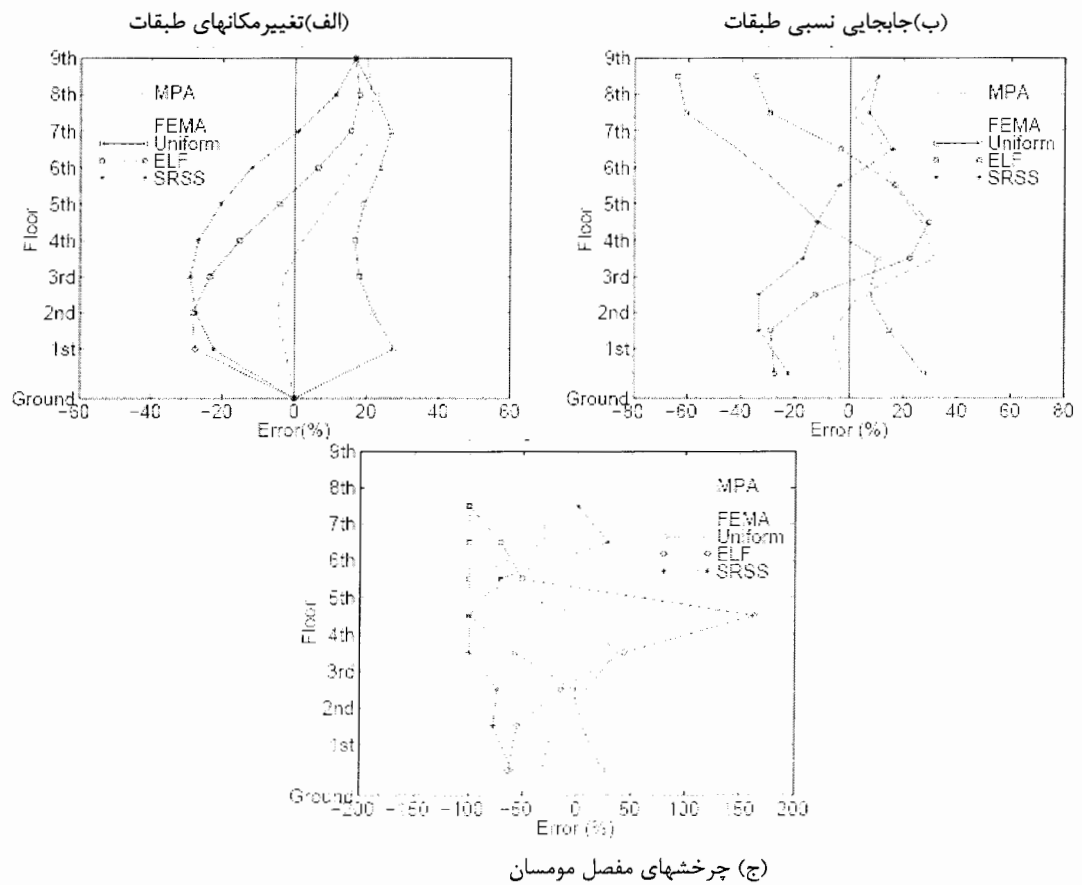
شکل ۳-۲۵- منحنی های بارافزون مربوط به سه توزیع نیرویی FEMA





شکل ۳-۲۶- تغییرات ارتفاعی تغییر مکانهای طبقات و جابجایی نسبی آنها حاصل از تحلیلهای بارافزون FEMA و تحلیل

MPA به همراه پاسخهای دقیق حاصل از تحلیل NL-RHA



شکل ۳-۲۷- نمایش خطاها در پاسخها حاصل از تحلیلهای بارافزون FEMA و MPA

پاسخهای مربوط به تغییر مکانهای طبقات و جابجایی نسبی آنها به ترتیب در اشکال ۳-۲۶-الف و ۳-۲۶-ب و همچنین جداول ۳-۱۲ و ۳-۱۳ مشخص شده اند . در این جداول مقادیر بیشینه تغییر مکانهای طبقات و جابجایی نسبی بین آنها حاصل از تحلیلهای بارافزون FEMA و MPA و تحلیل به روش NL-RHA به همراه خطاهای برآورد این پاسخها به نسبت پاسخهای دقیق روش NL-RHA مشخص شده است .

برای نمایش مقادیر خطاهای موجود در پاسخهای هر یک از روشهای تحلیلی FEMA و MPA به نسبت پاسخهای دقیق حاصل از روش NL-RHA مقایر این خطاها در نمودارهای شکل ۳-۲۷ ترسیم شده اند . با توجه به این نمودارها می توان دریافت روند تحلیلی MPA در برآورد مطلوب های لرزه ای دقیق تراژهریک از سه توزیع نیروی FEMA می باشد .

جدول ۳-۱۲- مقادیر بیشینه تغییرمکانهای طبقات (به نسبت ارتفاع سازه $H=34.17m$) حاصل از تحلیلهای بار افزون

NL-RHA, MPA, و FEMA

Floor	Displacement /Height (%)				Error (%)				
	FEMA			MPA	NL RHA	FEMA			MPA
	Uniform	ELF	SRSS			Uniform	ELF	SRSS	
1 st	0.344	0.195	0.209	0.263	0.270	27.6	-27.7	-22.5	-2.6
2 nd	0.597	0.351	0.355	0.466	0.490	21.8	-28.4	-27.5	-4.8
3 rd	0.809	0.524	0.487	0.667	0.686	17.9	-23.7	-29.1	-2.8
4 th	0.975	0.708	0.611	0.854	0.836	16.7	-15.3	-26.9	2.2
5 th	1.089	0.875	0.724	0.998	0.913	19.3	-4.2	-20.6	9.4
6 th	1.178	1.015	0.84	1.109	0.953	23.7	6.5	-11.9	16.4
7 th	1.262	1.154	1.007	1.214	0.998	26.5	15.6	0.9	21.7
8 th	1.341	1.294	1.221	1.330	1.098	22.2	17.9	11.2	21.2
9 th	1.399	1.399	1.399	1.436	1.199	16.7	16.7	16.7	19.8

جدول ۳-۱۳- مقادیر بیشینه جابجایی نسبی طبقات (به نسبت درصدی از ارتفاع هر طبقه) حاصل از تحلیلهای بار افزون

NL-RHA, MPA, و FEMA

Story	Displacement /Height (%)				Error (%)				
	FEMA			MPA	NL RHA	FEMA			MPA
	Uniform	ELF	SRSS			Uniform	ELF	SRSS	
1 st	2.335	1.323	1.417	1.783	1.830	27.6	-27.7	-22.5	-2.6
2 nd	2.367	1.462	1.372	1.927	2.064	14.7	-29.2	-33.5	-6.6
3 rd	1.992	1.623	1.234	1.938	1.858	7.2	-12.6	-33.6	4.3
4 th	1.560	1.730	1.168	1.860	1.414	10.3	22.3	-17.4	31.5
5 th	1.067	1.562	1.061	1.530	1.207	-11.6	29.4	-12.1	26.8
6 th	0.839	1.314	1.083	1.310	1.128	-25.6	16.5	-3.9	16.2
7 th	0.789	1.306	1.566	1.530	1.353	-41.7	-3.5	15.8	13.1
8 th	0.736	1.318	2.011	1.888	1.877	-60.8	-29.8	7.1	0.5
9 th	0.547	0.984	1.672	1.673	1.515	-63.9	-35.0	10.4	10.5

فصل چهارم : روش تحلیل بار افزون آداپتیو

۴-۱- معرفی روش :

استراتژی این روش بر اساس این فرض بنا نهاده شده است که با محاسبه مشخصه های مودی سیستم در طول تحلیل در هر گام الگوی توزیع نیروهای جانبی وارده به سازه بهنگام می شود. مشخصات مودی سیستم با توجه به تغییرات لحظه ای که در ماتریس سختی سازه پدیدار می شود، با انجام تحلیلهای ویژه و با در نظر گرفتن شکل طیف محلی و یا شکل طیف حاصل از یک شتاب نگاشت خاص بدست می آیند و جهت مقیاس کردن نیروهای جانبی اعمالی مورد استفاده قرار می گیرند. بدین طریق می توان با استفاده از این روش ، محاسبات تحلیل بار افزون را برای هر زمین لرزه خاص ، بطور جداگانه ای انجام داد. شایان ذکر است به دو گونه مختلف می توان تحلیل بار افزون آداپتیو را انجام داد ، یکی به روش تحلیل بار افزون آداپتیو نیرویی (FAP) و دیگری به روش تحلیل بار افزون آداپتیو تغییر مکان (DAP). روشن است در این روش تحلیلی پاسخهای لرزه ای به شکل کاملی از اثر پذیری سطوح تغییر شکلهایی که سازه باید آنها را متحمل شود ، بدست می آیند، چرا که الگوی بارگذاری در روش FAP و یا تغییر مکانی در روش DAP که قرار است بصورت نموی در هر یک از گامهای تحلیل به سازه اعمال شوند ، به هنگام می شوند. لذا توسط این روش می توان ظرفیت لرزه ای یک سازه را نسبت به هر زمین لرزه خاص بدست آورد . همچنین از آنجایی که این روش به شکل موثری از تمامی مولفه های مودی سازه در مقیاس کردن نیروهای جانبی استفاده می کند ، لزوم استفاده از آن هنگامی بیشتر به چشم می خورد که هدف ، یافتن پاسخهای لرزه ای در سازه های مرتفع باشد و به آنهایی که از درجه تقارن بالایی برخوردار نیستند. چرا که اثر مودهای بالاتر در محاسبه پاسخهای لرزه ای این سازه ها از اهمیت ویژه ای برخوردار است .

گفته شد که در هرگام روش بارافزون آداپتیو توسط انجام یک تحلیل ویژه یا به کمک یک طیف خاص ، مشخصات مودی سیستم با توجه به ماتریس سختی همان گام تعیین می شود. همانطور که به یاددارید در سیستم چنددرجه آزادی بدون میرایی تحت ارتعاش آزاد معادله حاکم بصورت زیر است :

$$M\ddot{U} + KU = 0 \quad (1-4)$$

جوابهای معادله فوق به فرم زیر می باشد :

$$U(t) = q_n(t)\phi_n \quad (2-4)$$

که ϕ_n شکل مودی است که تابع زمان نبوده و $q_n(t)$ تغییرات زمانی تغییر شکل مختصه n ام است. مختصه مودی را می توان به فرم یک تابع هارمونیک نوشت :

$$q_n(t) = A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t \quad (3-4)$$

با قرار دادن رابطه (۳-۴) در (۲-۴) و سپس در (۱-۴) به رابطه زیر خواهیم رسید :

$$[-\omega_n^2 M \phi_n + K \phi_n] q_n(t) = 0 \quad (4-4)$$

برای برقراری رابطه (۴-۴) بایستی داشته باشیم : $K \phi_n = \omega_n^2 M \phi_n$ یا $[K - \omega_n^2 M] \phi_n = 0$ با فرض $\omega_n^2 = \lambda_n$ خواهیم داشت :

$$[K - \lambda_n M] \phi_n = 0 \quad (5-4)$$

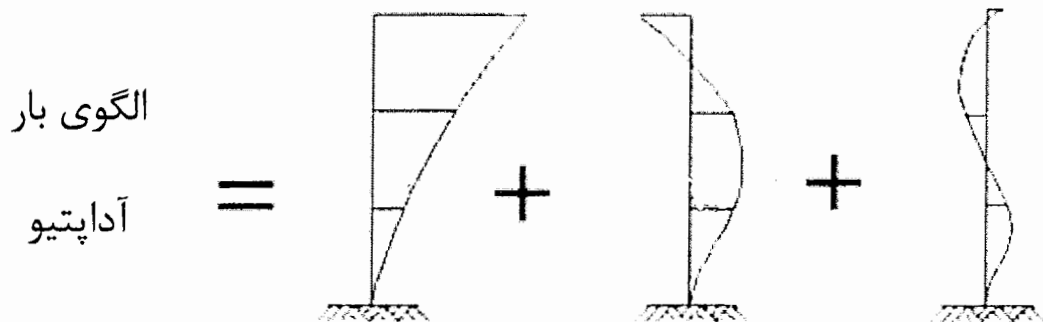
برای اینکه معادله (۵-۴) دارای جواب باشد باید :

$$|K - \lambda_n M| = 0 \quad (6-4)$$

معادله (۶-۴) به معادله مشخصه معروف است که با حل آن مقادیر فرکانس های طبیعی سیستم ω_n و از روی آن بردارهای شکل مود ، بدست می آید .

نرم افزار مورد استفاده در این پروژه به کمک الگوریتم Lanczos [12] فرکانسهای طبیعی سازه ω_n و شکل های مود ϕ_n را در اختیار می گذارد .

در روش بار افزون آداپتیو پس از تعیین اشکال مودی خاص در هر گام از روی هر مود یک الگوی نیرویی (یا الگوی تغییر مکانی) بدست می آید . شکل (۱-۴) سپس هر کدام از این الگوهای مودی توسط یکی از روشهای CQC یا SRSS با هم ترکیب شده یک الگوی بار رابدست می دهند که برای اعمال به سازه و انجام تحلیل بار افزون مورد استفاده قرار می گیرد .



شکل (۱-۴) ترکیب الگوهای بار هر مود توسط cqc یا $srss$ در بار افزون آداپتیو

مراحل اساسی روش تحلیل بار افزون آداپتیو را می توان در گامهای زیر بیان کرد :

گام ۱ - در هر مرحله از تحلیل بار افزون قبل از بکارگیری هر بارگذاری افزایشی ، یک تحلیل مقدار ویژه انجام می شود که حالت سختی سیستم را در انتهای گام ماقبل در نظر می گیرد ، سپس زمانهای تناوب سازه و همچنین بردارهای ویژه نظیر بدست می آیند .

گام ۲- با استفاده از بردارهای شکل مودی وضرایب مشارکت تحلیلهای ویژه، نیروهای طبقات به شکل جداگانه ای برای هر مود مطابق رابطه (۴-۱) بدست می آیند. در صورتیکه شکل طیف خاصی مورد نظر باشد، می توان مقادیر متناظر این طیف را برای هر مود ارتعاشی در محاسبه الگوهای بارگذاری جانبی مورد استفاده قرار داد.

$$F_{ij} = \Gamma_j \phi_{ij} M_i S_a(j) \quad (۴-۱)$$

i = شماره طبقه و j = شماره مود ارتعاش و Γ_j = ضریب مشارکت مودی

ϕ_{ij} = شکل مود نرمالیزه شده جرمی و $S_a(j)$ شتاب طیفی که به ازای زمان تناوب T_j از منحنی طیف پاسخ شبه شتاب بدست می آید.

گام ۳- نیروهای جانبی مودی حاصله از گام قبل با استفاده از روش ترکیب جذر مجموع مربعات (SRSS) و یا روش (CQC) با یکدیگر ترکیب می شوند. اگر تحلیل ویژه به هر دلیلی، چون همگرایی، متوقف شود دو گام قبل حذف شده والگوی بارگذاری بر اساس الگوی افزایشی ما قبل مورد استفاده قرار می گیرد. این حالت در مواردی که سطوح بالایی از رفتار غیر کشسان در سیستم پدیدار می شود، بدلیل ظاهر شدن مقادیر منفی در درایه های قطری ماتریس سختی، که منجر به تولید زمانهای تناوب مودی موهومی وشکل موده های غیر واقعی می شود.

گام ۴- ضریب بار \bar{r} به هنگام می شود (افزایش می یابد) بارهایی که در تراز هر طبقه بکارگیری می شوند بعنوان محصولی از ضریب بار به هنگام شده، بارهای اسمی در تراز طبقات والگوی بارگذاری (یا تغییر مکان) حاصله از مراحل ذکر شده فوق مورد محاسبه قرار می گیرند.

گام ۵- بارهای حاصله از مرحله قبل به سازه اعمال می شوند وبا حل معادلات حاکم بر رفتار سیستم، پاسخهای سازه در حالت تعادل جدید بدست می آیند.

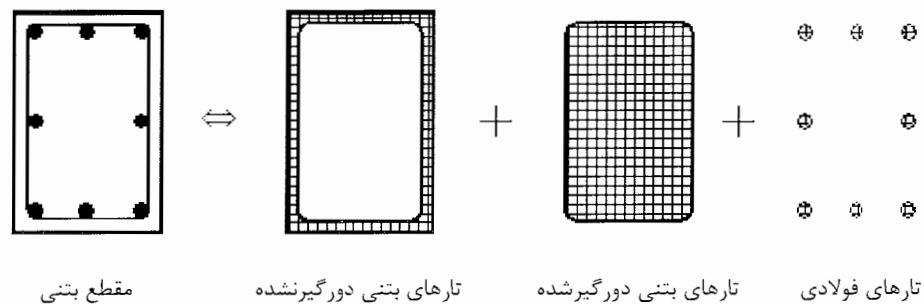
گام ۶- ماتریس سختی سازه مورد محاسبه قرار گرفته و برای افزایش بعدی در تحلیل بار افزون آداپتیو به گام اول برمی گردد .

گامهای فوق به شکل موثری در نرم افزار تحلیل Seismostruct قرار گرفته اند که در این تحقیق نیز از این نرم افزار استفاده شده است [12]. این برنامه بر اساس نگره جزء محدود تحلیل‌های مورد نظر را انجام می دهد و هر دو رفتار غیر خطی مواد و غیر خطی هندسی را در طول روند تحلیل در نظر می گیرد.

۴-۲- معرفی نرم افزار Seismostruct :

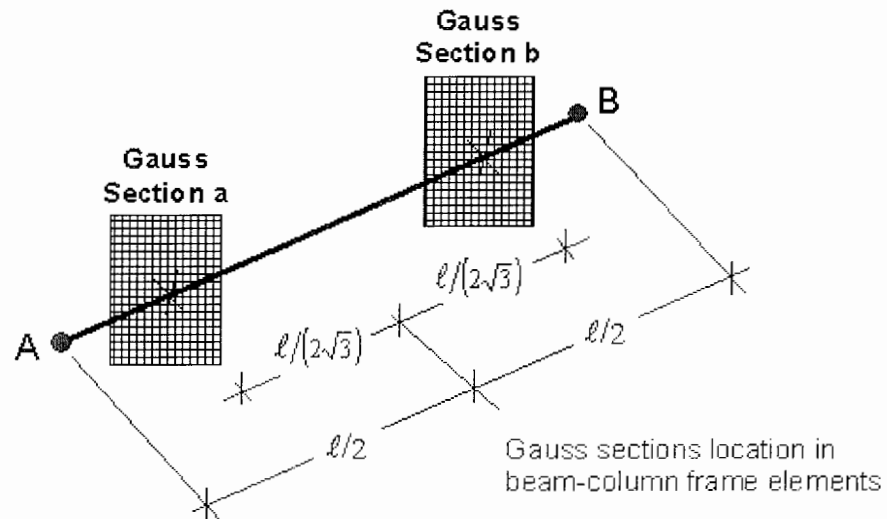
این نرم افزار تحلیلی با مدلسازی قابهای ساختمانی به صورت جزء محدود ، هر دو اثر غیر خطی مواد و غیر خطی هندسی را در محاسبه پاسخهای لرزه ای سازه تحت اثر بارهای استاتیکی و دینامیکی مورد محاسبه قرار می دهد . بعلاوه وجود مدل‌های مختلفی از منحنی های مشخصه برای مصالح فولادی و بتنی در نرم افزار ، پهنه وسیعی از مدل سازیهای متفاوتی برای مقاطع بتنی مسلح و یا فولادی و حتی مرکب در اختیار تحلیلگر قرار می گیرد . توانایی مدل سازی صریح از توزیع رفتار غیر ارتجاعی در طول عضو وهمینطور مقطع عرضی آن ، این نگرش را در ذهن تحلیلگر ایجاد می کند که برآورد دقیقی از توزیع خرابیهای مختلف را در اجزای تشکیل دهنده سازه بدست آورد . وجود پایداری عددی در برنامه در کنار دقت بالای آن در سطوح بالای کرنشی ، باعث وجود این امکان می شود که پاسخهای دقیقی از سازه در محدوده رفتار غیر ارتجاعی و حتی بارگذاری تا لحظه فروپاشی سازه بدست آید . در این نرم افزار عناصر سازه ای با استفاده از یک مدل تیر ستون بر اساس توزیعی از تارهایی با خاصیت شکل پذیری در طول المان های سازه معرفی می شوند . بررسی رفتار غیر خطی هندسی در هر دو حالت محلی (اثر تیر ستون) و کلی (تغییر مکانهای بزرگ) مورد ارزیابی قرار می گیرد . نظر به اینکه یک تابع شکل کرنشی محوری ثابت که از قاعده مکعبی تبعیت

می کند، فرض می شود ، رفتار غیر خطی مواد نیز به شکل صریحی با استفاده از بکارگیری تارهایی که دارای خاصیت رفتار غیر ارتجاعی هستند و توزیع این تارها در مقطع عرضی و در طول عضو ارزیابی می شود. در مدل سازی اعضا توسط تارهای مذکور ، حالت تنش - کرنش در هر مقطع ویا هر المان تیر ستون از اجتماع پاسخهای تنش - کرنش تک محوری غیر خطی مربوط به هر یک از تارهای منحصر بفرد که از تقسیمات مقطع عضو حاصل شده است ، بدست می آید. اگر از تعداد تارهای مناسبی جهت مدل سازی اجزأ استفاده گردد ، می توان اظهار داشت که توزیع رفتار غیر خطی مواد را در هر یک از مقاطع به شکل دقیقی مدل سازی کرده ایم . شکل (۲-۴) نحوه تقسیم بندی هر یک از اجزای یک مقطع بتنی را نشان می دهد .



شکل ۲-۴ - نمایش تقسیم بندی مقاطع بتنی

دو مقطع گوس مطابق شکل (۳-۴) در هر المان برای استفاده در انجام محاسبات انتگرال گیری عددی مربوط به معادلات حاکم حاصله از تابع شکل ، مورد استفاده قرار می گیرد. آشکار است اگر از تعداد المانهای کافی به جهت مدل سازی اجزای سازه ای استفاده شود ، می توان طول مفاصل پلاستیک اعضا را در سطوح بالای رفتار غیر ارتجاعی با دقت خوبی تخمین زد .



شکل ۴-۳- محل قرارگیری مقاطع گوس در المانهای تیر و ستون

۴-۳- بررسی صحت عملکرد نرم افزار

در اینجا جهت بررسی صحت عملکرد نرم افزار و درستی نتایج سازه کنترلی ۹ طبقه پروژه SAC

(صفحه ۲۵) را به کمک نرم افزار Seismostruct توسط روش تحلیل بار افزون آداپتیو ، آنالیز

کرده و پاسخهای تغییر مکانی طبقات را بار روشهای UMRHA و روش MPA و نیز باروش دقیق

NL-RHA مطابق با جداول (۷-۳) و (۹-۳) مقایسه می کنیم .

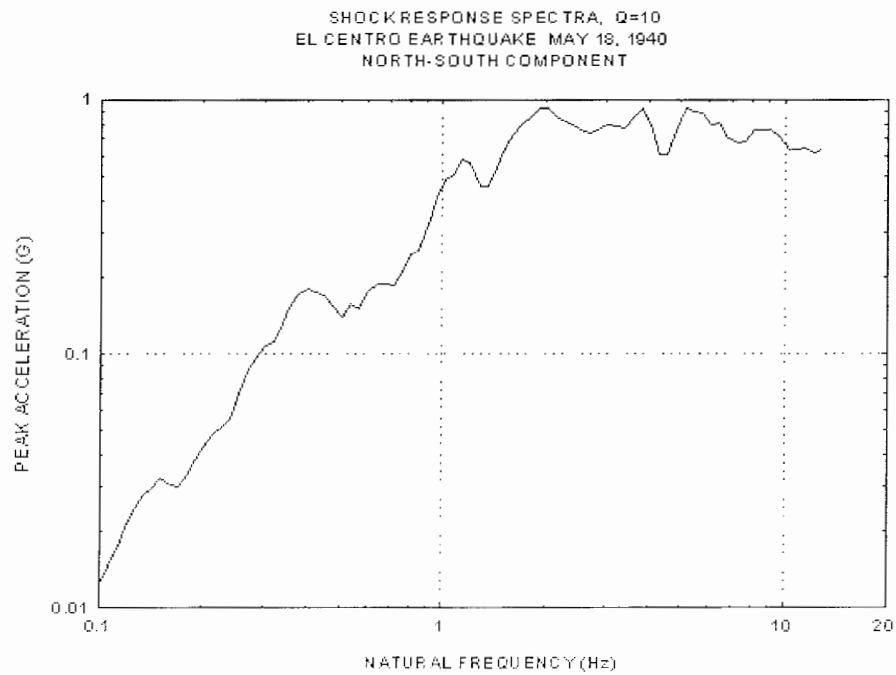
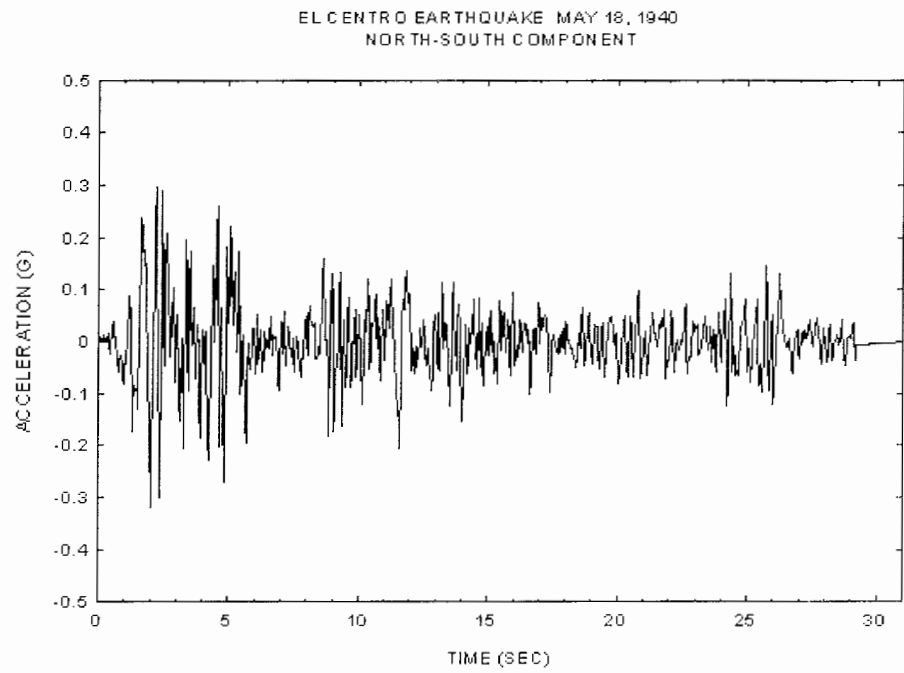
جهت انطباق نتایج جهت تحلیل بار افزون آداپتیو از طیف شتاب نگاشت زلزله Elcentro که جهت

اطمینان از رفتار غیر خطی ، شتابهای آن در ضریب مقیاس 1.5 ضرب شده است ، استفاده می

کنیم .

نتایج بطور خلاصه در جدول (۴-۱) آورده شده است .

طیف شتاب نگاشت Elcentro را در شکل (۴-۴) مشاهده می کنید .



شکل ۴-۴- شتاب نگاشت زلزله ال سنترو به همراه طیف مربوطه

Floor	Displacement/Height(%)			
	UMRHA	MPA	APA	NL-RHA
1 ST	0.291	0.250	0.257	0.260
2 ND	0.484	0.435	0.468	0.473
3 RD	0.676	0.614	0.652	0.668
4 TH	0.863	0.781	0.820	0.820
5 TH	1.010	0.911	0.910	0.900
6 TH	1.096	1.015	0.937	0.942
7 TH	1.104	1.118	0.987	0.982
8 TH	1.133	1.233	1.094	1.088
9 TH	1.293	1.338	1.212	1.200

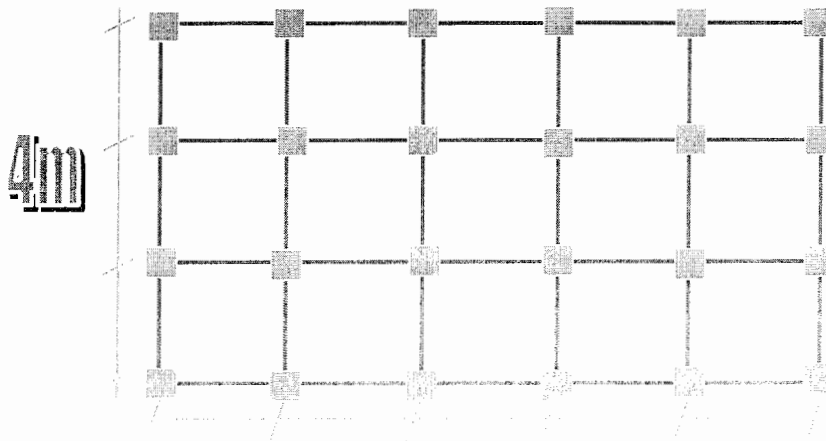
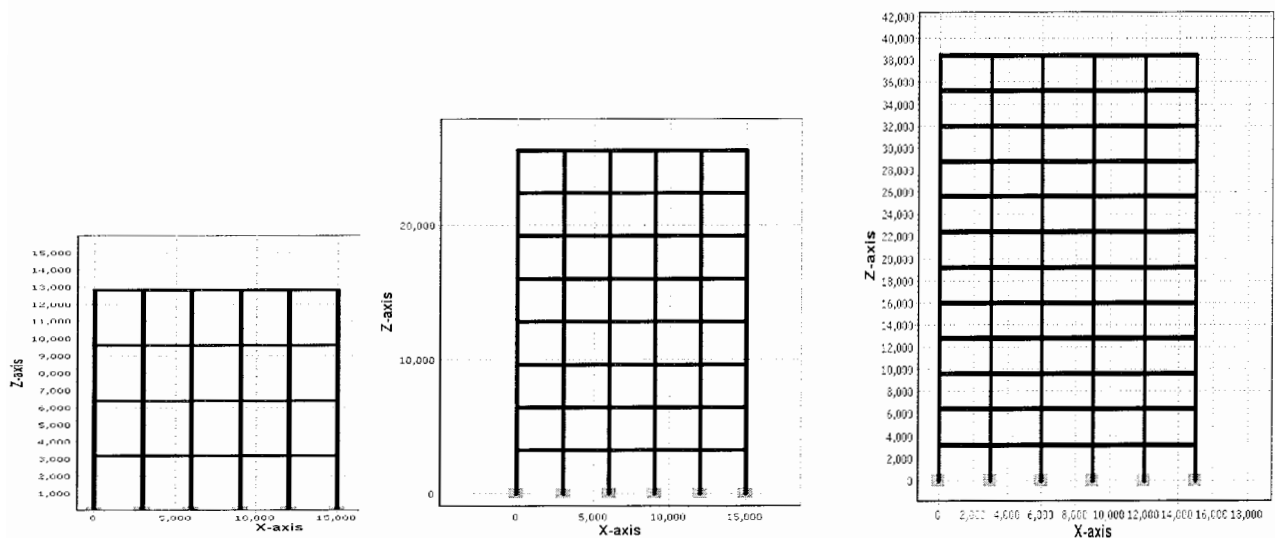
جدول (۱-۴)

در این جدول مقادیر بیشینه تغییر مکانهای طبقات (به نسبت ارتفاع سازه $H=37.14$ m) حاصل از تحلیلهای UMRHA و MPA و APA به همراه جوابهای دقیق حاصل از روش NL-RHA برای شتاب نگاشت $1.5*Elcentro$ آورده شده است .

فصل پنجم : تولید اطلاعات و ارزیابی نتایج حاصل از روشهای تحلیلی

۱-۵- سازه های فولادی نمونه :

سه نمونه ساختمان فولادی ۴ ، ۸ و ۱۲ طبقه مطابق شکل (۱-۵) جهت بررسی در این تحقیق انتخاب شده اند . طراحی این ساختمانها بر مبنای آیین نامه ایران [۲۰] انجام شده است . جهت انجام محاسبات تحلیلی یکی از قابهای جهت عرضی این ساختمانها انتخاب می شود .



ساختمانهای ۴ و ۸ و ۱۲ طبقه



شکل ۱-۵- پلان وقابهای انتخابی از

ساختمانهای مزبور مسکونی بوده و هر سه دارای پلان یکسان به ابعاد ۱۲*۱۵ متر می باشد ، سیستم باربر جانبی در برابر نیرو های زلزله در این ساختمان از نوع قاب خمشی فولادی معمولی فرض شده است . ستونها دارای تکیه گاه گیردار و مقاطع آنها در شکل نشان داده شده است . کفها به اندازه کافی صلب در نظر گرفته شده ، بار ثقلی کف شامل اثر تیغه های داخلی طبق آیین نامه ۵۱۹ محاسبه شده است ، بطوریکه برای طبقات ساختمان $D.L.=8.5kpa$ و $L.L.=2kpa$ و برای بام $D.L.=8 kpa$ و $L.L.=1.5kpa$ در نظر گرفته می شود.

در هر سه ساختمان ارتفاع هر طبقه ، $3.2m$ در نظر گرفته شده است . موقعیت ساختمانها در مشهد فرض شده و زمین منطقه از نوع II ($T_0=0.1, T_s=0.5$) در نظر گرفته می شود ، شتاب مبنای طرح برای پهنه زلزله خیزی با خطر نسبی زیاد و ضریب رفتار ساختمانها با توجه به سیستم قاب خمشی معمولی فولادی عدد ۵ انتخاب می شود . تنش جاری شدن فولادها عدد $2kg/cm^2$ در 2400 در نظر گرفته می شود . جدول (۱-۵) تا (۳-۵) نتایج نهایی طراحی قابهای انتخابی از سازه های مورد نظر را نشان می دهد . [۲۱ و ۲۲]

جدول (۱-۵) ساختمان ۴ طبقه - مقاطع طراحی شده تیر و ستون

تیرها			ستونها		
مقطع	طبقه		مقطع	طبقه	
PL40*8/20*8	۱	خارجی	BOX35*10	۲-۱	خارجی
PL30*10/15*10	۴-۲		BOX25*8	۳	
			BOX25*6	۴	
PL40*12/20*12	۱	داخلی	BOX40*15	۱	داخلی
PL40*10/20*10	۲		BOX35*12	۳-۲	
PL30*10/30*10	۴-۳		BOX25*8	۴	

جدول (۲-۵) ساختمان ۸ طبقه - مقاطع طراحی شده تیر و ستون

تیرها			ستونها		
مقطع	طبقه		مقطع	طبقه	
PL40*10/20*10	۴-۱	خارجی	BOX45*15	۱	خارجی
			BOX40*12	۲	
			BOX35*10	۶-۳	
			BOX25*8	۷	
PL40*8/20*8	۵		BOX25*6	۸	
			PL30*10/15*10	۸-۶	
PL40*15/20*15	۲-۱	داخلی	BOX45*15	۱	داخلی
			BOX40*15	۳-۲	
PL40*12/20*12	۵-۳		BOX40*12	۴	
			BOX35*12	۵	
PL40*10/20*10	۶		BOX35*10	۶	
			BOX25*10	۷	
PL30*10/30*10	۸-۷		BOX25*8	۸	

جدول (۳-۵) ساختمان ۱۲ طبقه - مقاطع طراحی شده تیر و ستون

تیرها			ستونها		
مقطع	طبقه		مقطع	طبقه	
PL30*15/30*15	۹-۱	خارجی	BOX55*15	۳-۱	خارجی
			BOX45*12	۶-۴	
			BOX40*10	۹-۷	
PL30*10/30*10	۱۲-۱۰		BOX35*10	۱۲-۱۰	
			PL30*15/30*15	۶-۱	
PL30*20/30*20	۹-۷	داخلی	BOX50*15	۳-۱	داخلی
			BOX45*12	۶-۴	
PL30*10/30*10	۱۲-۱۰		BOX45*15	۹-۷	
			BOX40*10	۱۲-۱۰	

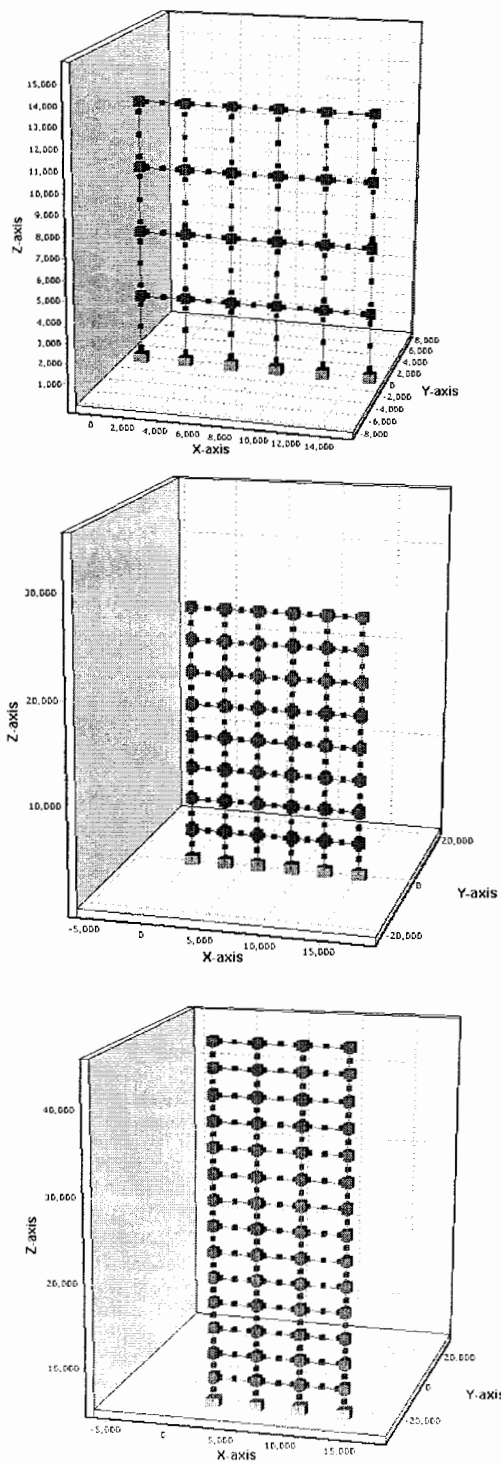
هر یک از قابهای مورد بحث توسط نرم افزار Seismostruct تحلیل شده اند . مدلسازی اجزای سازه ای در این ساختمانها به صورت تقسیمات جزء محدود انجام شده است ، نمایشی از تقسیمات اعضای سازه ای مربوط به هر یک از ساختمانهای مورد نظر در شکل (۲-۵) نشان داده شده اند . این تقسیمات بدین شکل صورت گرفته اند که هر عضو سازه ای به چهار المان تقسیم شده است .

۲-۵- تحلیل‌های مورد بحث :

جهت تولید اطلاعات و مقایسه آنها تحلیل‌های گوناگونی به شرح زیر انجام می شود :

۲-۵-۱- تحلیل بارافزون (Pushover) :

در این روش تحلیلی پاسخهای حاصله بدون اثر پذیری از سطوح تغییر شکلهایی که سازه باید آنها را متحمل شود ، بدست می آیند. چرا که الگوی بارگذاری جانبی در طول روند تحلیل ثابت فرض می شود. این الگوی بارگذاری در ابتدای تحلیل توسط تحلیلگر جهت انجام محاسبات معرفی می شود. آشکار است استفاده از این الگوی ثابت قابلیت باز توزیع نیروی اینرسی را در محاسبه پاسخهای لرزه ای سازه در بر ندارد ، که این یکی از محدودیتهای ذاتی روش است . عدم لحاظ تغییراتی که در مشخصه های مودی سازه در اثر تغییر ماتریس سختی سازه پدیدار می شوند ، سبب ایجاد خطاهایی در پاسخهای حاصل از این روش می شود . در این تحقیق برای هر یک از ساختمانهای مورد نظر یک الگوی بارگذاری بر اساس توزیع بار جانبی آیین نامه ۲۸۰۰ محاسبه می شود . سپس سازه تحت اثر این الگوی بارگذاری قرار گرفته و نیروهای جانبی به صورت افزایشی در گامهایی به سازه اعمال می شوند .



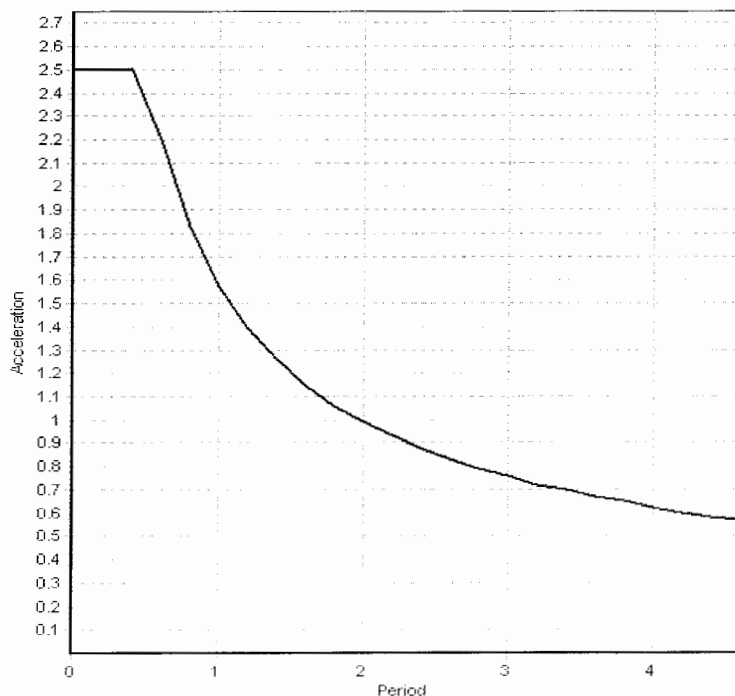
شکل ۵-۲- نمایش تقسیمات اعضای سازه ای قابهای ساختمانی نمونه

۵-۲-۲- تحلیل بار افزون آداپتیو بدون در نظر گرفتن اثرات طیف :

در این تحلیل نیروهای جانبی اسمی بطور یکنواخت در تراز طبقات تعریف می شوند، درمحل اتصالات تیر به ستون جرم مربوط به هر گره اختصاص داده می شود. الگوی نیروهای جانبی اعمالی به سازه در هر گام تحلیلی بعنوان محصولی از بارهای اسمی وضریب مقیاس نیرویی حاصله از ترکیبات مودی و نیروهای طیفی بدست می آید. (به بخش ۴-۱ رجوع شود).

۵-۲-۳- تحلیل بارافزون آداپتیو بادر نظر گرفتن اثرات طیف طرح ایران :

در این تحلیل الگوی توزیع بارهای جانبی در هر گام تحلیلی بر اساس مشخصات مودی سازه حاصل طیف استاندارد ایران بر گرفته از آیین نامه ۲۸۰۰ محاسبه می شود و برای گام بعدی با توجه به حالت جدید ماتریس سختی سازه به هنگام می شود. شکل (۵-۳) طیف مورد نظر را برای خاک نوع II نشان می دهد.

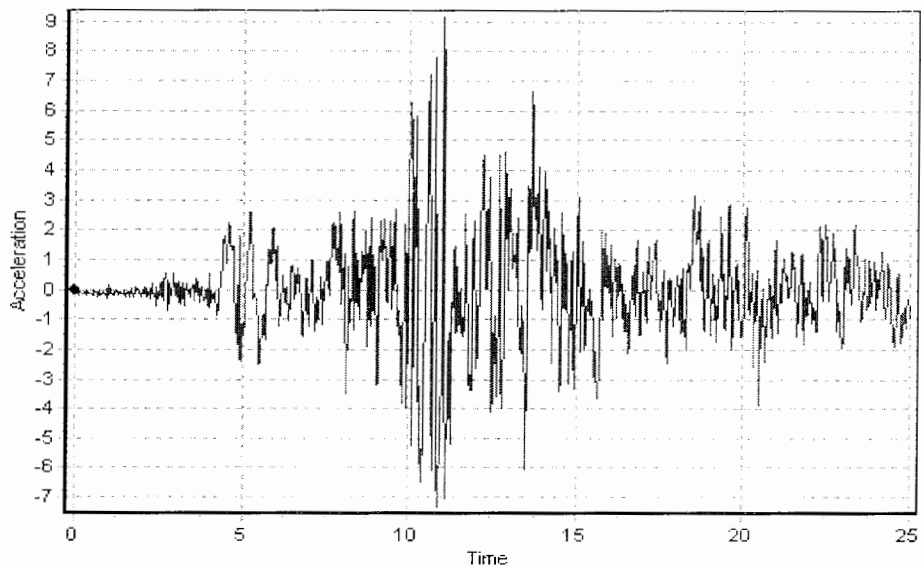


شکل ۵-۳- طیف استاندارد ایران برگرفته از آیین نامه ۲۸۰۰ برای خاک نوع دو

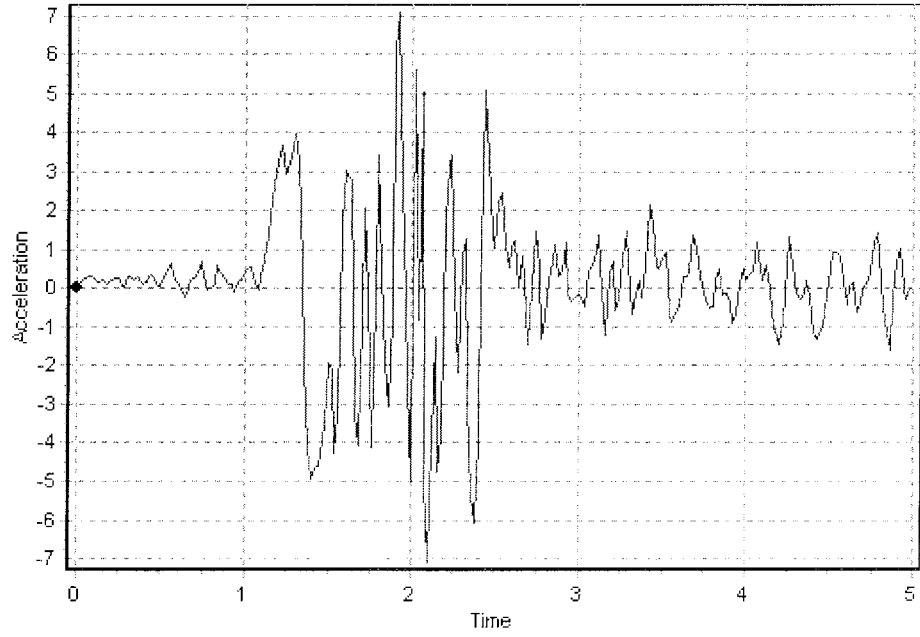
۵-۲-۴- تحلیل بارافزون آداپتیو با طیف حاصل از شتابنگاشت یک زلزله خاص :

- در این تحلیل الگوی توزیع بار جانبی در هر گام تحلیلی بر اساس مشخصات مودی سازه حاصل از طیف حاصل از شتابنگاشت زلزله مورد نظر محاسبه می شود، در این تحقیق جهت ارزیابی پاسخهای حاصل از روش تحلیل بارافزون آداپتیو با نتایج دقیق ناشی از تحلیل تاریخچه زمانی بر اساس رفتار غیر خطی ، طیف های حاصل از شتاب نگاشت زلزله های ناغان و طبس استفاده می شود .

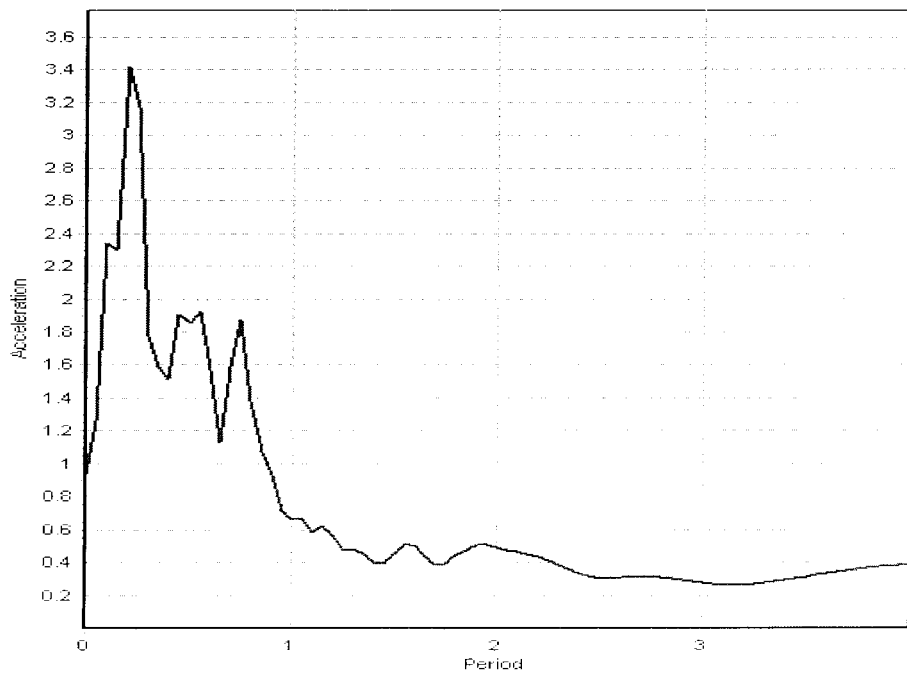
شکلهای (۴-۵) و (۵-۵) به ترتیب شتاب نگاشت زلزله طبس و ناغان و شکلهای (۶-۵) و (۷-۵) طیفهای حاصل از این شتاب نگاشتها را نشان می دهند .



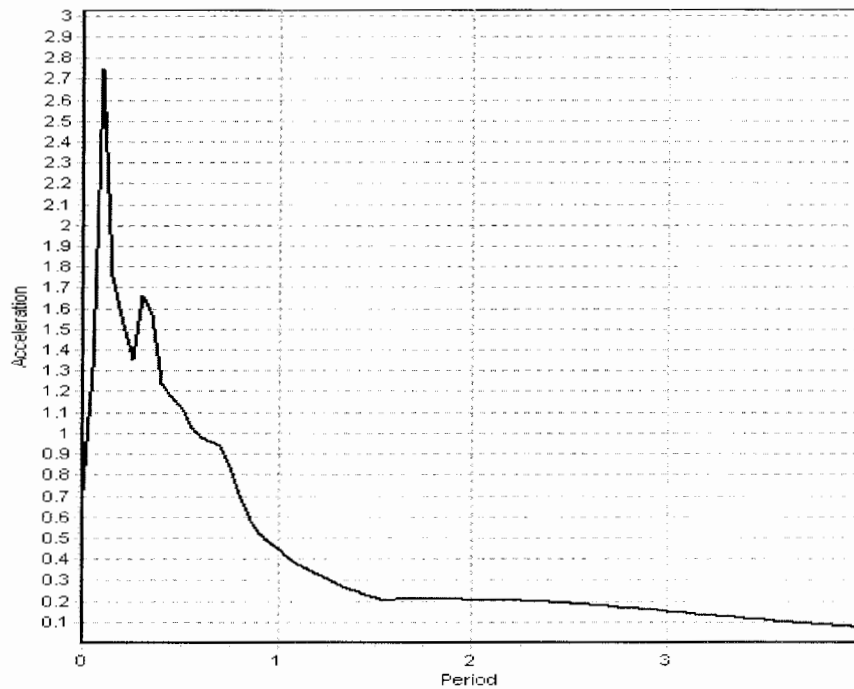
شکل (۴-۵) شتاب نگاشت زلزله طبس



شکل (۵-۵) شتاب نگاشت زلزله ناغان



شکل (۶-۵) طیف حاصل از شتاب نگاشت طیس



شکل (۵-۷) طیف حاصل از شتاب نگاشت ناغان

۵-۲-۵- تحلیل تاریخچه پاسخ غیر خطی (Nonlinear Time History) :

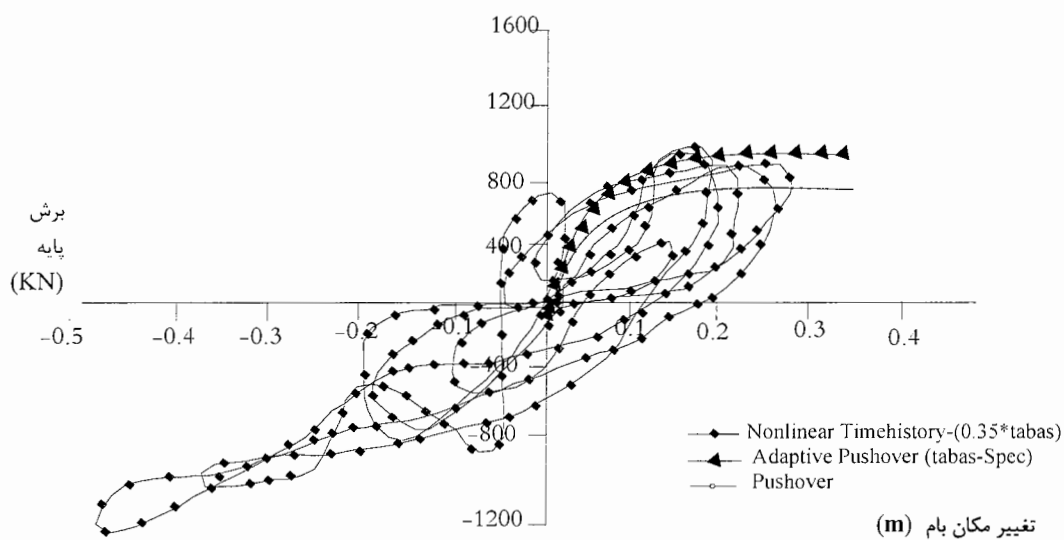
این تحلیل با استفاده از ضرایب مقیاس مختلفی برای شتاب نگاشت مورد نظر انجام می شود تا بتوان تعداد نقاط بیشتری را برای مقایسه با روشهای دیگر در اختیار گرفت . یکی از مشکلاتی که در امر ارزیابی پاسخهای حاصله از روش تحلیل تاریخچه پاسخ در پرده ابهام قرار دارد اینست که در هر تحلیل تاریخچه پاسخ چگونه می توان نقاطی را بدست آورد تا در ارزیابی نتایج با منحنی های ظرفیت حاصل از تحلیلهای بار افزون سازگار باشد . لذا در این مقوله ، شیوه های متفاوت برداشت نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه پاسخ غیر خطی بحث می شود .

پس از اتمام هر تحلیل تاریخچه پاسخ غیر خطی بر اساس یک ضریب مقیاس خاص برای شتاب نگاشت مورد استفاده ، منحنی رفتار هیستریزیس مربوطه ترسیم می شود. این منحنی مقادیر برش پایه بر حسب تغییر مکان تراز بام مربوط به هر گام زمانی را معرفی می کند، شکلهای (۵-۸) تا

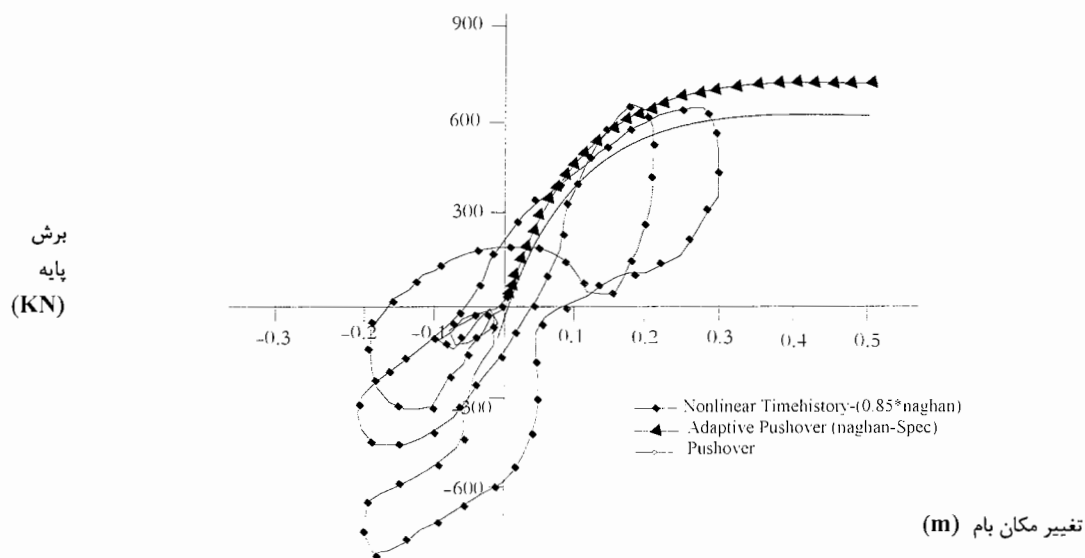
(۵-۱۳) نمایشی از این منحنی ها را برای ساختمانهای مورد بحث ، نشان می دهند. خاطر نشان می کند در هر یک از شکلهای مزبور منحنیهای رفتار هیستریزیس از یک تحلیل تاریخچه زمانی با ضریب مقیاسی خاص حاصل شده اند. (این ضرایب در هر یک از شکلهای فوق معرفی شده اند.)

به جهت تولید اطلاعات کافی برای ارزیابی نتایج حاصل از تحلیلهای بار افزون و بار افزون آدپتیو در مقایسه با پاسخهای دقیق ناشی از این روش ، این تحلیلهای با ضرایب مقیاس مختلفی برای شتاب نگاشتهای مورد نظر انجام شده اند که تنها به ذکر نمونه هایی بسنده کرده ایم .

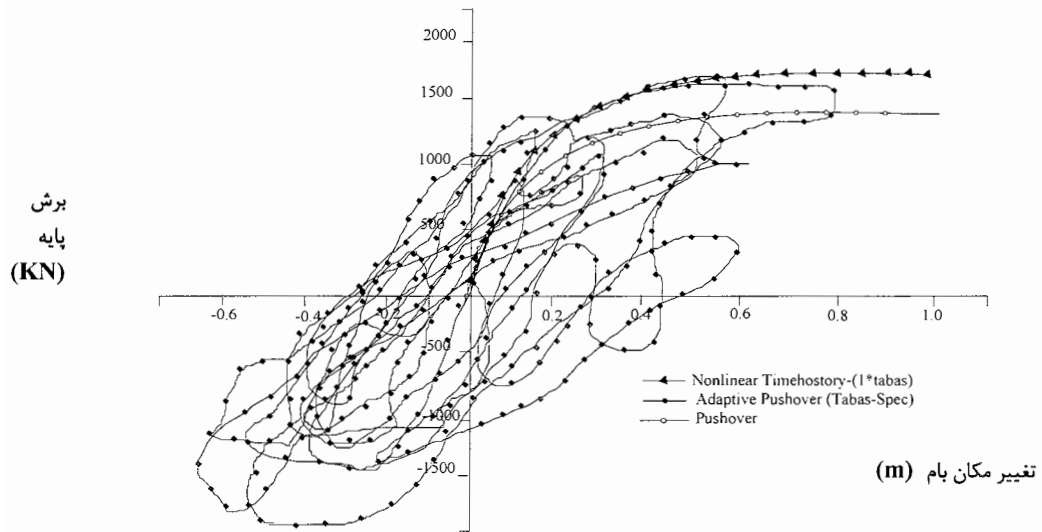
شایان ذکر است هر یک از تحلیلهای فوق با استفاده از نرم افزار Seismostruct و با صرف مدت زمانهای طولانی انجام شده است که همانگونه که بحث شد این موضوع یکی از مشکلات استفاده از این تحلیلهای در کارهای رایج بوده است .



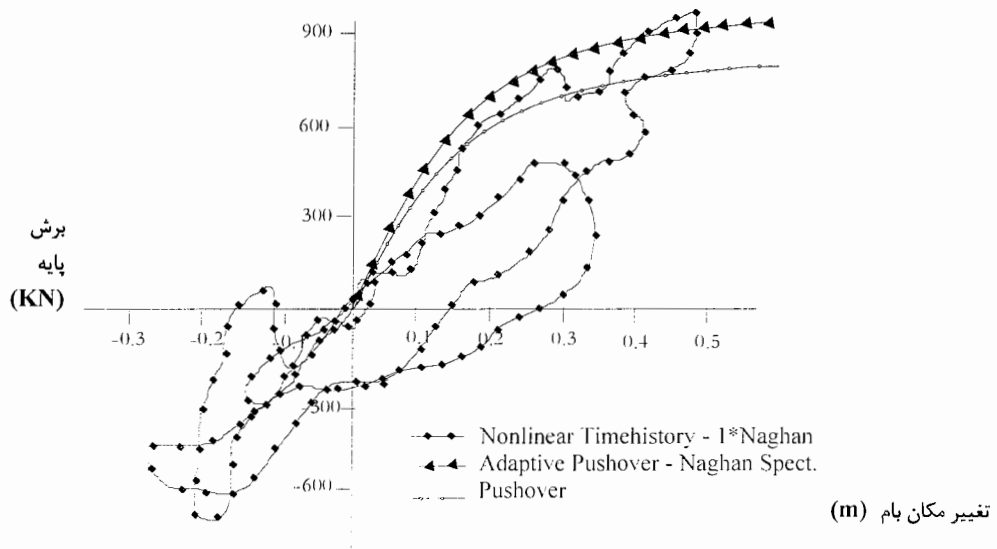
شکل ۵-۸- منحنی رفتار هیستریزس ساختمان ۴ طبقه حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی براساس شتاب نگاشت طیس به همراه منحنیهای بارافزون و بار افزون آداپتیو با طیف نظیر



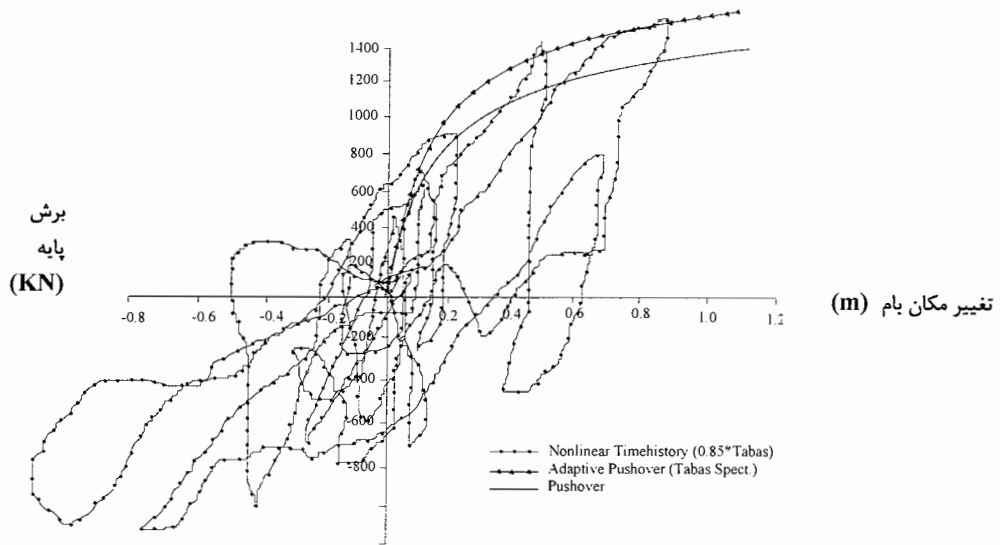
شکل ۵-۹- منحنی رفتار هیستریزس ساختمان ۴ طبقه حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی بر اساس شتاب نگاشت ناغان به همراه منحنیهای بار افزون و بار افزون آداپتیو با طیف نظیر



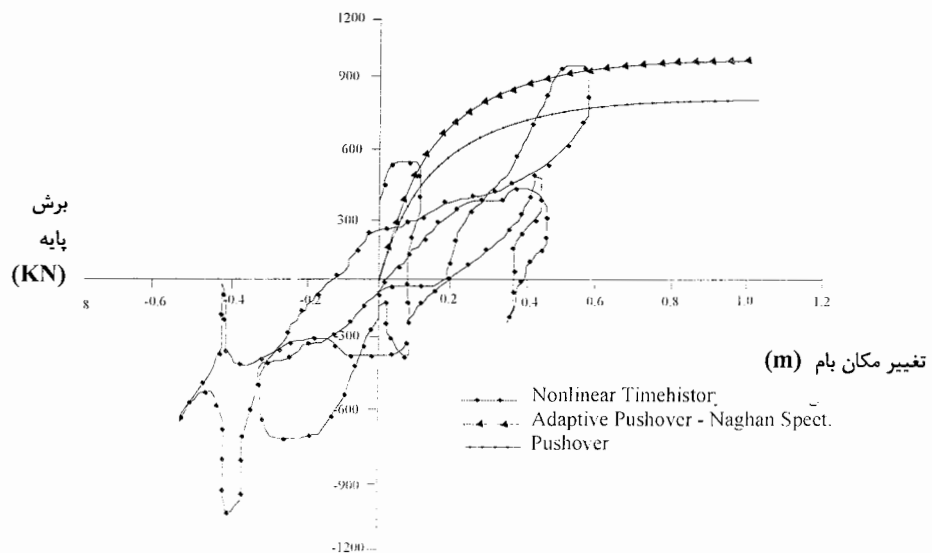
شکل ۵-۱۰- منحنی رفتار هیستریزس ساختمان ۸ طبقه حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی بر اساس شتاب نگاشت طیس به همراه منحنیهای بارافزون و بارافزون آداپتیو با طیف نظیر



شکل ۵-۱۱- منحنی رفتار هیستریزس ساختمان ۸ طبقه حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی بر اساس شتاب نگاشت ناغان به همراه منحنیهای بارافزون و بارافزون آداپتیو با طیف نظیر



شکل ۵-۱۲- منحنی رفتار هیستریزس ساختمان ۱۲ طبقه حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی بر اساس شتاب نگاشت طیس به همراه منحنیهای بارافزون و بارافزون آداپتیو با طیف نظیر



شکل ۵-۱۳- منحنی رفتار هیستریزس ساختمان ۱۲ طبقه حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی بر اساس شتاب نگاشت ناغان به همراه منحنیهای بارافزون و بارافزون آداپتیو با طیف نظیر

آنچه از تحلیلهای بار افزون در اختیار است، نتایج مربوط به برش پایه بر حسب تغییر مکان تراز بام می باشد، می توان سه شیوه برداشت نتایج را در تحلیلهای تاریخچه پاسخ غیر خطی در نظر گرفت :

(الف) در این روش مقدار برش پایه حداکثر و تغییر مکان بام نظیر با استفاده از نمودار رفتار هیستریزیس سازه مربوط به هر تحلیل تاریخچه پاسخ غیر خطی برداشت می شود و به عنوان یک نقطه در مقایسه با نتایج حاصل از تحلیلهای بار افزون مورد استفاده قرار می گیرد. آشکار است در این شیوه برداشت نتایج، نقاط نظیر برش پایه و تغییر مکان بام مربوط به یک گام زمانی می باشد.

(ب) در روش دیگر می توان تغییر مکان حداکثر بام و برش پایه نظیر را از نتایج مربوط به هر تحلیل تاریخچه پاسخ غیر خطی خاص برداشت نمود. آشکار است در این شیوه برداشت نتایج نیز نقاط نظیر برش پایه و تغییر مکان بام مربوط به یک گام زمانی می باشند.

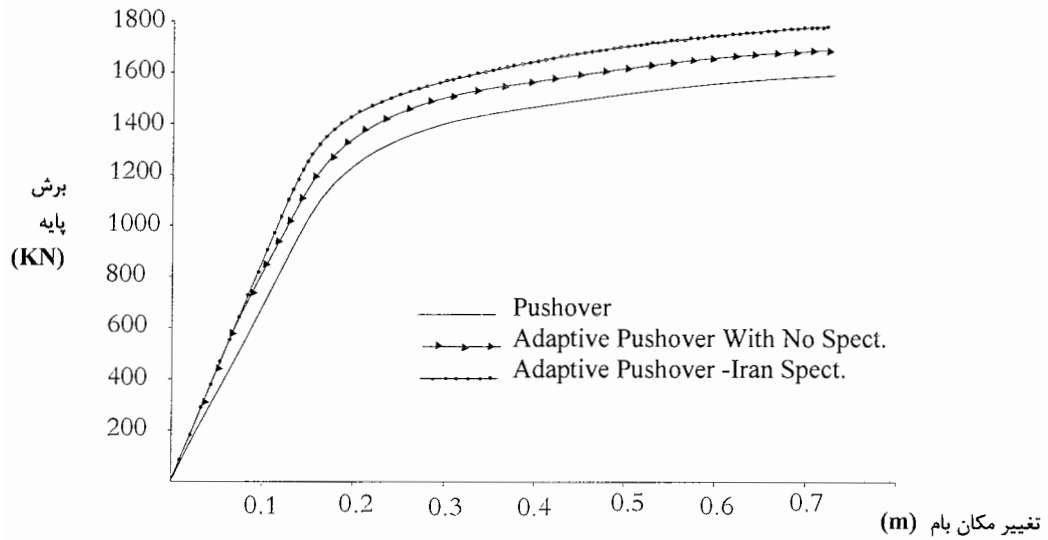
(ج) در این روش برداشت مقادیر برش پایه حداکثر به همراه تغییر مکان حداکثر بام و بدون توجه به گام زمانی که هر یک در آن قرار گرفته از نتایج تحلیل تاریخچه پاسخ غیر خطی برداشت می شوند. هم اکنون بررسی می شود که کدامین شیوه برداشت، نتایج منطقی را با تحلیلهای بار افزون معرفی می کند؟

پس از بررسی نتایج حاصله از سه شیوه مذکور فوق روشن شد که نتایج حاصل از برداشت تغییر مکان حداکثر بام و برش پایه نظیر هیچگونه انطباقی را با نتایج حاصل از تحلیلهای بار افزون و بارافزون آداپتیو نشان نمی دهد. لذا نتایج مربوط به دو روش دیگر در این تحقیق مورد ارزیابی قرار خواهد گرفت.

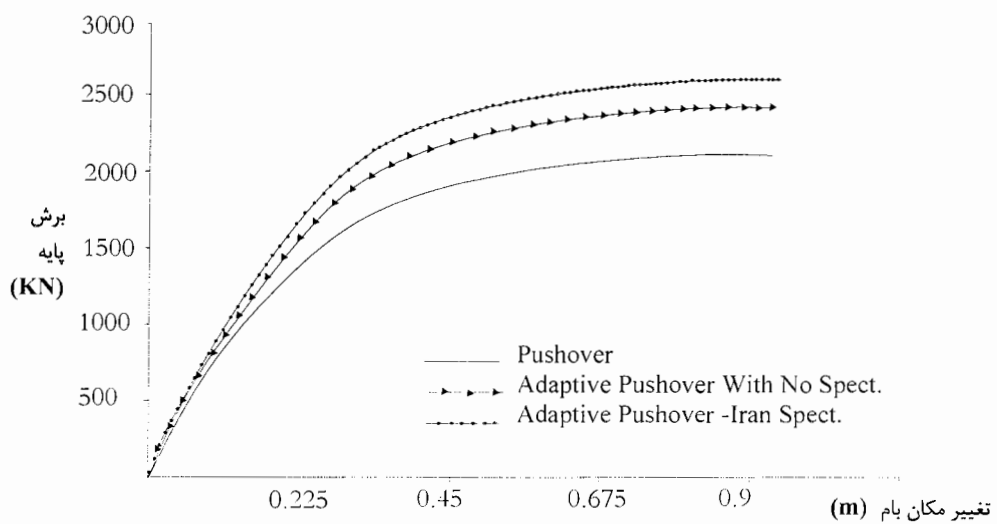
۵-۳- ارزیابی نتایج حاصله از تحلیلهای مورد بحث :

هنگامی که رفتار سازه از محدوده خطی خارج می شود ماتریس سختی سازه دستخوش تغییراتی می گردد ، لذا در تحلیلهای بار افزون زمانی می توان از مدل سازی منطبق بر رفتارهای واقعی سازه اطمینان حاصل کرد که باز توزیع نیروهای اینرسی در طول جریان تحلیل مورد توجه قرار گیرد . روشن است در روش تحلیل بار افزون آدپتیو این قابلیت وجود دارد که الگوی بارگذاری جانبی در هرگام به هنگام شود و این در حالی است که در تحلیل به روش بار افزون معمولی با استفاده از الگوی ثابت در سرتاسر جریان تحلیل این امکان موجود نیست . همچنین می توان گفت ، اثر مودهای بالاتر در یافتن الگوی بار گذار ی جانبی در روند تحلیل بارافزون آدپتیو لحاظ می شود در حالیکه روش تحلیل بار افزون معمولی تنها اثر مود اول را در یافتن پاسخهای سازه لحاظ می کند . از طرف دیگر در روش تحلیل بار افزون آدپتیو این امکان وجود دارد تا با توجه به منطقه قرار گیری ساختمان ، از طیف محلی در جریان تحلیل بهره جست که البته این امکان نیز در روش بار افزون معمولی وجود ندارد . به منظور مقایسه نتایج تحلیلهای بار افزون آدپتیو و معمولی با یکدیگر منحنی های برش پایه بر حسب تغییر مکان بام برای هر یک از ساختمانهای مورد بحث در شکل‌های (۵-۱۴) تا (۵-۱۶) نمایش داده می شوند .

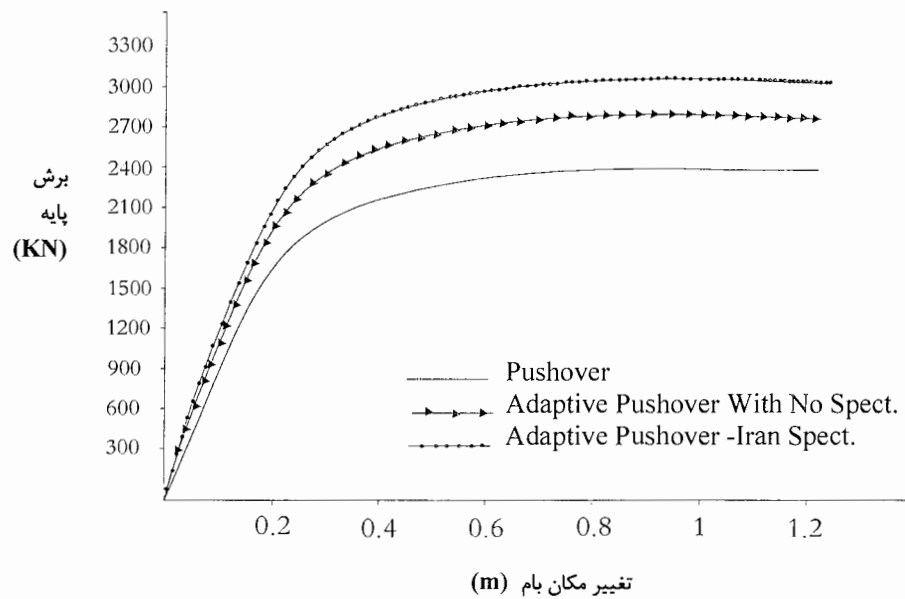
ملاحظه می شود تحلیل بار افزون معمولی رفتار نرم تری را در مقایسه با دو روش بار افزون آدپتیو بدون اثرات طیفی و بار افزون آدپتیو با طیف استاندارد ایران برای قابهای مورد نظر پیش بینی نموده است . به عبارت دیگر در یک برش پایه ثابت ، روش بار افزون معمولی تغییر مکان بیشتری را در ناحیه رفتار غیر خطی بدست می دهد و البته این در حالی است که هر سه روش رفتار تقریباً یکسانی را در محدوده خطی ارائه می دهند . نکته دیگر اینکه اختلاف بین پاسخهای حاصل از روش تحلیل بار افزون معمولی و بار افزون آدپتیو با افزایش ارتفاع ساختمان بیشتر به چشم می خورد و این در حالی است که عدم انطباق پاسخها را می توان چشم پوشی از اثرات مودهای بالاتر در نتایج تحلیل بار افزون معمولی دانست .



شکل ۵-۱۴- منحنیهای نیرو-تغییر مکان ساختمان ۴ طبقه حاصل از تحلیلهای بار افزون و بار افزون آداپتیو با اثر طیف ایران و بدون آن



شکل ۵-۱۵- منحنیهای نیرو-تغییر مکان ساختمان ۸ طبقه حاصل از تحلیلهای بار افزون و بار افزون آداپتیو با اثر طیف ایران و بدون آن

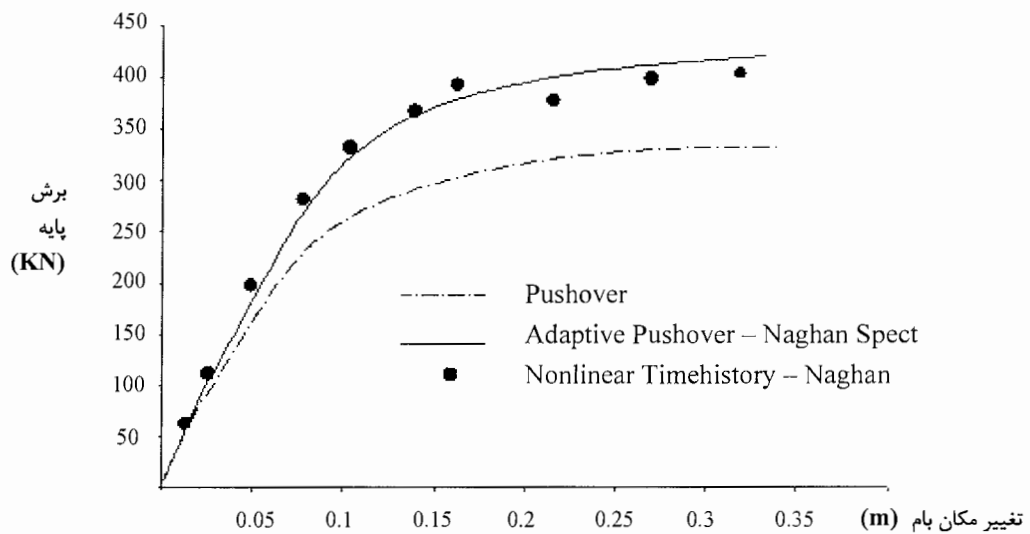


شکل ۵-۱۶- منحنیهای نیرو-تغییر مکان ساختمان ۱۲ طبقه حاصل از تحلیلهای بار افزون و بار افزون آداپتیو با اثر طیف ایران و بدون آن

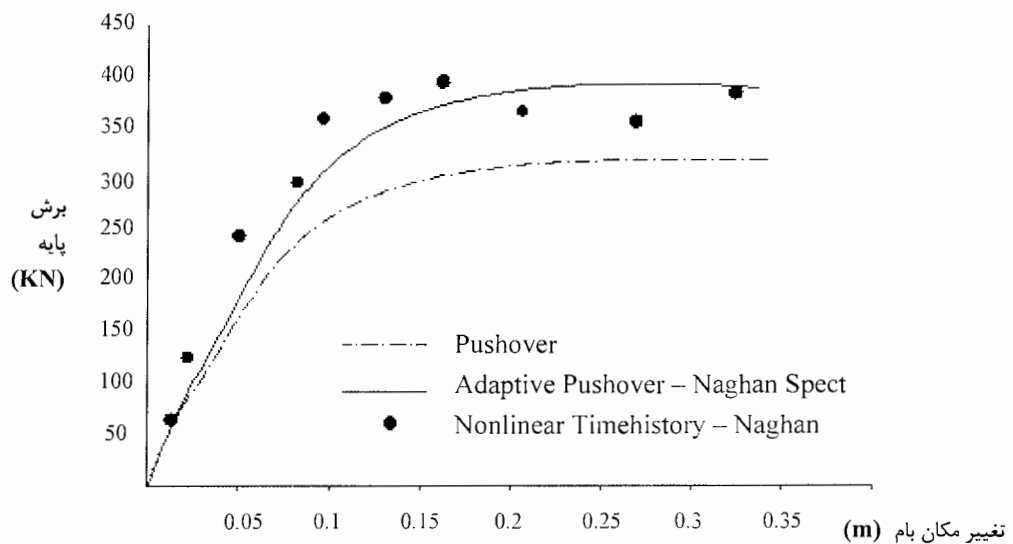
هم اکنون جهت ارزیابی انطباق نتایج حاصل از تحلیل بار افزون آداپتیو با پاسخهای دقیق حاصل از تحلیلهای تاریخچه پاسخ غیر خطی برای شتاب نگاشت های مورد استفاده در نمودارهایی نتایج را به تصویر کشیده می شود .

شکلهای (۵-۱۷) تا (۵-۲۲) برای ساختمانهای مورد بحث نتایج حاصل از تحلیل بارافزون آداپتیو را بر اساس طیف حاصل از شتاب نگاشت ناغان به همراه پاسخهای دقیق حاصل از تحلیل تاریخچه پاسخ غیر خطی را نشان می دهند.

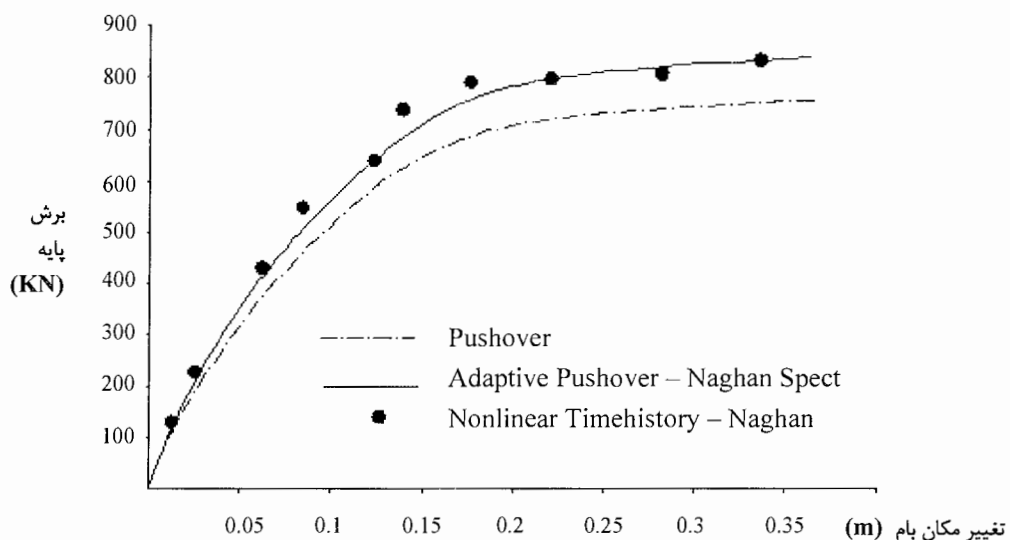
هر یک از نقاط منحصر به فرد در این نمودارها از یک تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی حاصل شده است ، این مقادیر بر اساس برش پایه حداکثر و تغییر مکان بام نظیر ویا بر اساس برش پایه حداکثر و تغییر مکان حد اکثر بام از نتایج تحلیلهای مذکور بر حسب ضرایب مختلفی برای مقیاس شتابهای مورد نظر حاصل شده اند .



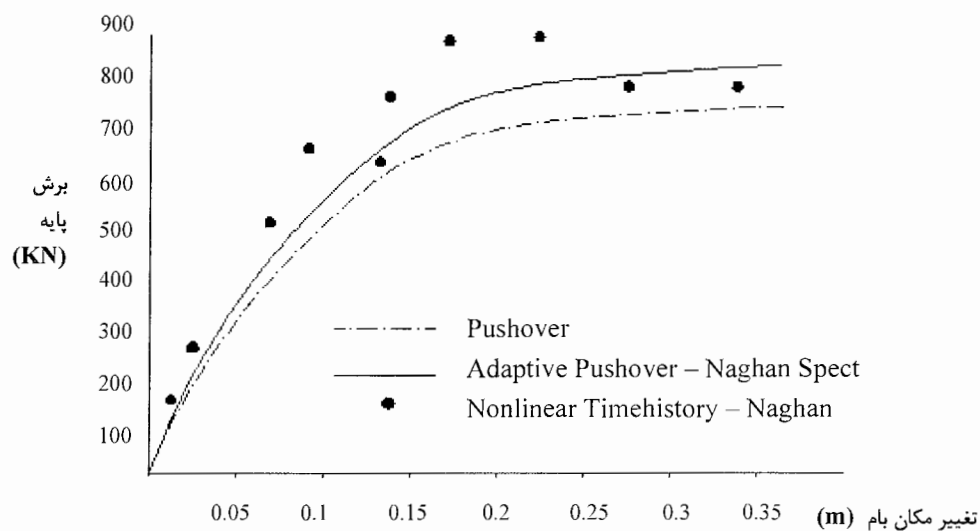
شکل ۵-۱۷- منحنیهای نیرو-تغییر مکان ساختمان ۴ طبقه حاصل از تحلیلهای بار افزون و نتایج دقیق حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی بر اساس ضرایب مختلف مقیاس شتابنگاشت ناغان .
(نقاط منحصر بفرد مربوط به برش پایه حداکثر و تغییر مکان حداکثر بام در تحلیلهای دینامیکی غیر خطی اند.)



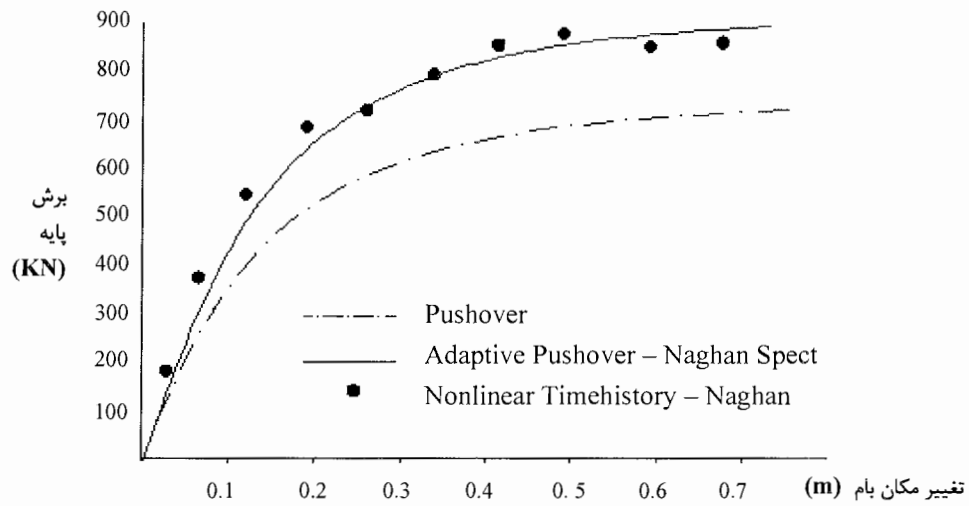
شکل ۵-۱۸- منحنیهای نیرو-تغییر مکان ساختمان ۴ طبقه حاصل از تحلیلهای بار افزون و نتایج دقیق حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی بر اساس ضرایب مختلف مقیاس شتابنگاشت ناغان .
(نقاط منحصر بفرد مربوط به برش پایه حداکثر و تغییر مکان بام نظیر در تحلیلهای دینامیکی غیر خطی اند.)



شکل ۵-۱۹- منحنیهای نیرو-تغییر مکان ساختمان ۸ طبقه حاصل از تحلیلهای بار افزون و نتایج دقیق حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی بر اساس ضرایب مختلف مقیاس شتابنگاشت ناغان. (نقاط منحصر بفرد مربوط به برش پایه حداکثر و تغییر مکان حداکثر بام در تحلیلهای دینامیکی غیر خطی اند.)

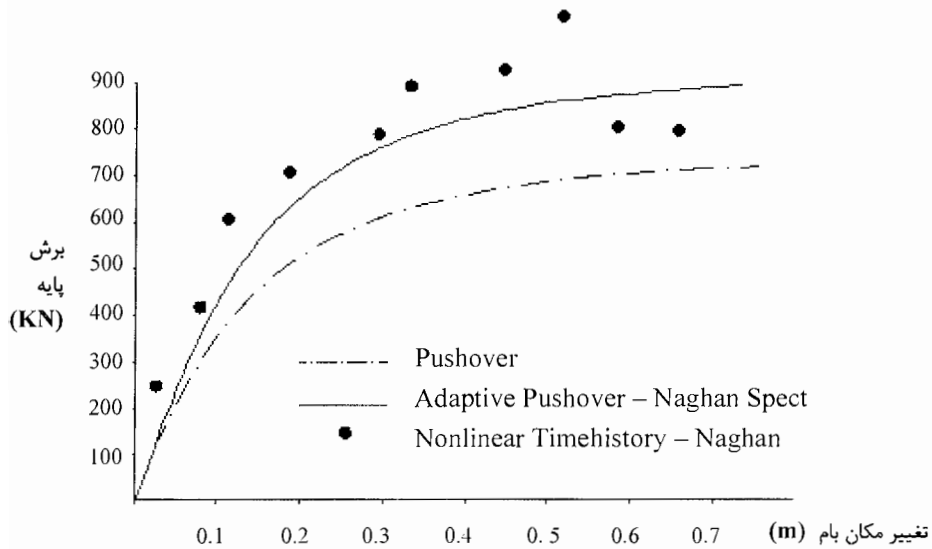


شکل ۵-۲۰- منحنیهای نیرو-تغییر مکان ساختمان ۸ طبقه حاصل از تحلیلهای بار افزون و نتایج دقیق حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی بر اساس ضرایب مختلف مقیاس شتابنگاشت ناغان. (نقاط منحصر بفرد مربوط به برش پایه حداکثر و تغییر مکان بام نظیر در تحلیلهای دینامیکی غیر خطی اند.)



شکل ۵-۲۱- منحنیهای نیرو-تغییر مکان ساختمان ۱۲ طبقه حاصل از تحلیلهای بار افزون و نتایج دقیق حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی بر اساس ضرایب مختلف مقیاس شتابنگاشت ناغان .

(نقاط منحصر بفرد مربوط به برش پایه حداکثر و تغییر مکان حداکثر بام در تحلیلهای دینامیکی غیر خطی اند.)



شکل ۵-۲۲- منحنیهای نیرو-تغییر مکان ساختمان ۱۲ طبقه حاصل از تحلیلهای بار افزون و نتایج دقیق حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی بر اساس ضرایب مختلف مقیاس شتابنگاشت ناغان .

(نقاط منحصر بفرد مربوط به برش پایه حداکثر و تغییر مکان بام نظیر در تحلیلهای دینامیکی غیر خطی اند.)

از مطالعه نمودارهای مربوطه میتوان دریافت ، برداشت نتایج حاصل از شیوه برداشت مقادیر حداکثر برش پایه و تغییر مکان حداکثر بام ، انطباق بهتری را با نتایج تحلیل بار افزون آداپتو به کمک طیف حاصله از شتابنگاشت مورد استفاده را نشان می دهند. اما مهمترین نتیجه آشکار از بررسی نتایج این است که روش بار افزون معمولی (Pushover) در ارائه پاسخهای دقیق از یک ضعف نسبی برخوردار است که البته این ناتوانی بویژه در سازه های بلند بیشتر به چشم می خورد.

همچنانکه بحث شد شکل‌های (۵-۸) تا (۵-۱۳) رفتار هیستریزس سازه را که از یک تحلیل تاریخچه پاسخ غیر خطی با ضریب مقیاس مشخصی برای شتابنگاشت‌های مورد نظر بدست آمده بودند ، در کنار منحنیهای ظرفیت سازه نشان می دهند که از مطالعه این نمودارها نیز می توان توانایی بالای روش آداپتو را در ارائه پوش صحیحی از نتایج به نسبت روش معمولی بارافزون مشاهده کرد .

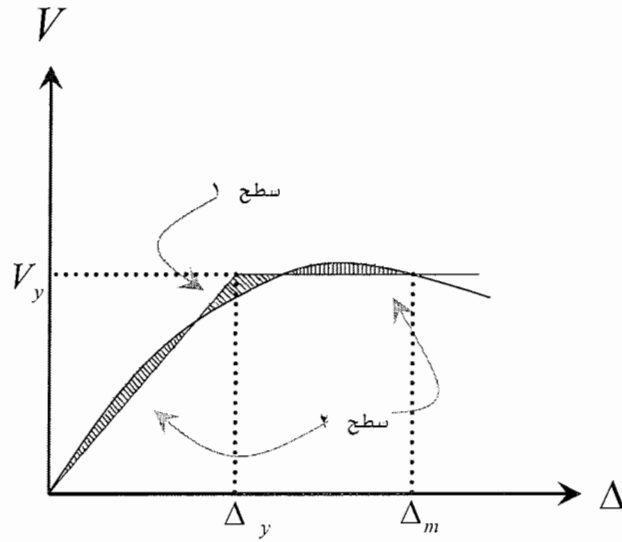
شایان ذکر است یافتن منحنیهای هیستریزس نیازمند صرف مدت زمانهای تحلیل طولانی می باشد واز این حیث سهولت و مدت زمان کم مورد نیاز در تحلیل‌های بارافزون یکی از ویژگیهای انکار ناپذیر این تحلیلها می باشد . ارائه پاسخهای منطبق بر نتایج دقیق با صرف مدت زمانهایی بسیار کمتر را می توان از تواناییهای بالای روش بار افزون آداپتو نام برد .

فصل ششم - ضریب رفتار و محاسبه آن برای سازه های مورد بحث :

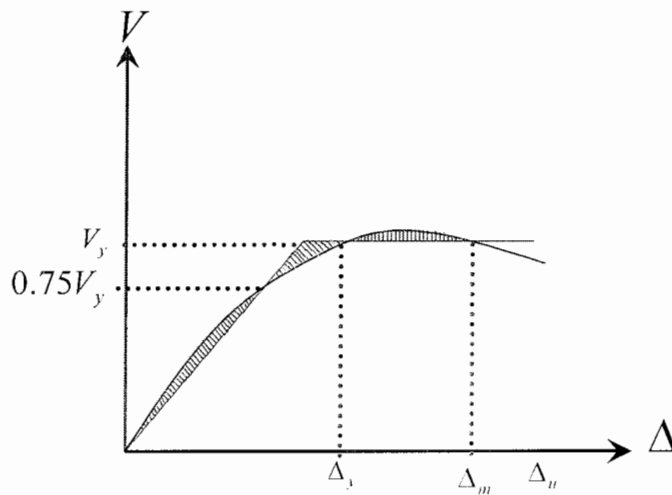
در اکثر آیین نامه های ساختمانی حاضر برای طراحی اعضاء سازه ای ، در سیستمهای لرزه ای از نیروهای جانبی مشخصی در تحلیلهای خطی استفاده می شود. این نیروها از تقسیم نیروهای مربوط به پاسخ کشسان سازه بر ضریب اصلاح پاسخ یا ضریب رفتار R بدست می آیند. استراتژی استفاده از این ضریب بر اساس این فرض بنا شده است که سازه در حین زمین لرزه تغییر شکلهایی فراتر از حد کشسان را بدون شکست تحمل کند و به مقاومتیایی بیش از مقاومت طراحی سازه برسد . ضریب اصلاح پاسخ R برای اولین بار توسط (ATC-3-06) ، انجمن تکنولوژی کاربردی در سال ۱۹۸۷ پیشنهاد گردید. آنچه در این تحقیق پیش رو دارید استفاده از روش پیشنهادی ATC-19 در محاسبه ضریب اصلاح پاسخ سازه هاست. [13]

۱-۶- پاسخ نیرو - تغییر مکان سازه ها :

یک نمونه منحنی رفتار نیرو - تغییر مکان مطابق شکل (۱-۶) نمایش داده شده است. این منحنی ارتباط پاسخهای یک سازه را به نسبت بارهای افزایشی که به سازه اعمال می شوند و یا تغییر مکانهایی که بصورت نموی به سازه اعمال می شوند، نشان می دهد. به جهت یافتن نیروهای طراحی تقریب این منحنی به صورت دوخطی پهنه وسیعی از محاسبات را در بر گرفته است. از میان روشهای متفاوتی که برای مدل سازی این منحنی غیر خطی به شکل دوخطی وجود دارد ، طبق توصیه ATC-19 از روش برابری مقادیر انرژی استفاده می کنیم. در این روش فرض بر اینست که سطح محصور در زیر منحنی واقعی و سطح محصور در زیر منحنی دو خطی برابر است ، بنابراین دو سطح ۱ و ۲ نمایش داده شده در شکل (۱-۶) باید با هم برابر باشند.



شکل ۶-۱- مدلسازی منحنی واقعی نیرو-تغییر مکان به روش "برابری انرژی"



شکل ۶-۲- مدلسازی منحنی واقعی نیرو-تغییر مکان به روش "پریستلی"

لازم به ذکر است تحقیقات پریستلی [14] نشان می دهد که سختی کشسان بر اساس رفتار نیرو - تغییر مکان قاب در نقطه $0.75V_y$ حاصل می شود، شکل (۲-۶) منحنی دو خطی براساس روش پریستلی را نمایش می دهد.

که در هر دو شکل (۱-۶) و (۲-۶):

V_y : نیروی تسلیم سازه

Δ_y : تغییر مکان تسلیم سازه

Δ_m : تغییر مکان نظیر حالت حدی مورد نظر

Δ_u : تغییر مکان سازه دقیقاً قبل از خرابی و ناپایداری کل سازه می باشد. اگر سختی کشسانی سازه را K_0 بنامیم، این مقدار از حاصل تقسیم نیروی تسلیم بر تغییر مکان تسلیم بدست می آید. سختی ثانویه K_1 را می توان به صورت ضریبی از سختی کشسان اولیه در نظر گرفت.

$$K_1 = \alpha K_0 = \frac{V_o - V_y}{\Delta_m - \Delta_y} \quad (1-6)$$

که در این رابطه V_o : نیروی برشی حداکثر مقاوم سازه می باشد.

۲-۶- شکل پذیری و نسبت شکل پذیری:

توانایی جذب انرژی در محدوده رفتار غیر ارتجاعی در یک سازه را بعنوان شکل پذیری آن تعریف می کنیم و همچنین نسبت شکل پذیری μ را از رابطه زیر محاسبه می کنیم:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (2-6)$$

۳-۶- محاسبه ضریب اصلاح پاسخ (R) :

طبق آخرین تحقیقات جهت محاسبه ضریب اصلاح پاسخ R در ATC-19 [13] فرمول جدیدی ارائه شده است ، بطوریکه ضریب R را از حاصلضرب ۳ ضریب به شکل زیر معرفی می کند :

$$R = R_s R_{\mu} R_R \quad (۳-۶)$$

که در آن R_s : ضریب مقاومت ، R_{μ} : ضریب شکل پذیری و R_R : ضریب نامعینی می باشد.

۳-۶-۱- ضریب مقاومت (R_s) :

آنچه در گزارش ATC-19 بیان شده است ، اینست که جهت یافتن ضریب مقاومت از تحلیل استاتیکی غیر خطی (بارافزون) استفاده می شود. لذا در این تحقیق به جهت بررسی نتایج منطبق بر آیین نامه ایران واز این نظر که سازگاری بهتری را برای مقایسه ضریب رفتار سازه های مورد بحث با آنچه در آیین نامه ۲۸۰۰ معرفی شده است ایجاد کنیم ، از تحلیل بار افزون آدپتیو بر مبنای طیف استاندارد ایران بهره می گیریم ، ضریب مقاومت به صورت زیر محاسبه می شود :

$$R_s = \frac{V_o}{V_d} \quad (۴-۶)$$

که در این رابطه :

V_o : نیروی مقاوم حداکثر سازه حاصله از تحلیل بار افزون آدپتیو

V_d : نیروی برشی طراحی است که سازه مورد نظر برای آن طراحی شده است.

لازم به ذکر است که در این پژوهش نیروی برشی طراحی برای هر یک از سازه های مورد بحث مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ به صورت تقریبی از کل وزن سازه بدست آمده است .

$$V_d = \frac{ABI}{R} \times W \quad (5-6)$$

$$B = 1 + S \left(\frac{T}{T_o} \right) = 1 + S = (1 + S) \left(\frac{T_s}{T} \right)^2 \quad (6-6)$$

$$0 \leq T \leq T_o \Leftrightarrow T_o \leq T \leq T_s \Leftrightarrow T \geq T_s$$

$$T = 0.08H^{\frac{3}{4}} \quad (7-6)$$

که در این روابط:

A: شتاب مبنای طراحی که برای مشهد ۰/۳۵ در نظر گرفته می شود

B: ضریب بازتاب ساختمان

T_o : با توجه به خاک منطقه عدد ۰/۱ فرض می شود

T_s : با توجه به خاک منطقه عدد ۰/۵ فرض می شود

S: با توجه به خاک منطقه عدد ۱/۵ فرض می شود

H: ارتفاع ساختمان مورد نظر از تراز پایه بر حسب متر

I: ضریب اهمیت ساختمان

R: ضریب رفتار ساختمانها (با توجه به سیستم باربر جانبی قاب خمشی فولادی معمولی برای

سازه های مورد بحث عدد ۵ در نظر گرفته می شود)

یکی از مهمترین نکات قابل بحث اینست که در برآورد ضریب رفتار ساختمانها باید شکل سه بعدی

آنها، مورد آنالیز قرار گیرد. به عبارت دیگر در محاسبه ضریب رفتار سازه باید اثر کلیه قابها لحاظ

شود، بدین منظور با توجه به تقارنی که در پلان سازه های انتخابی وجود دارد می توان هر یک از

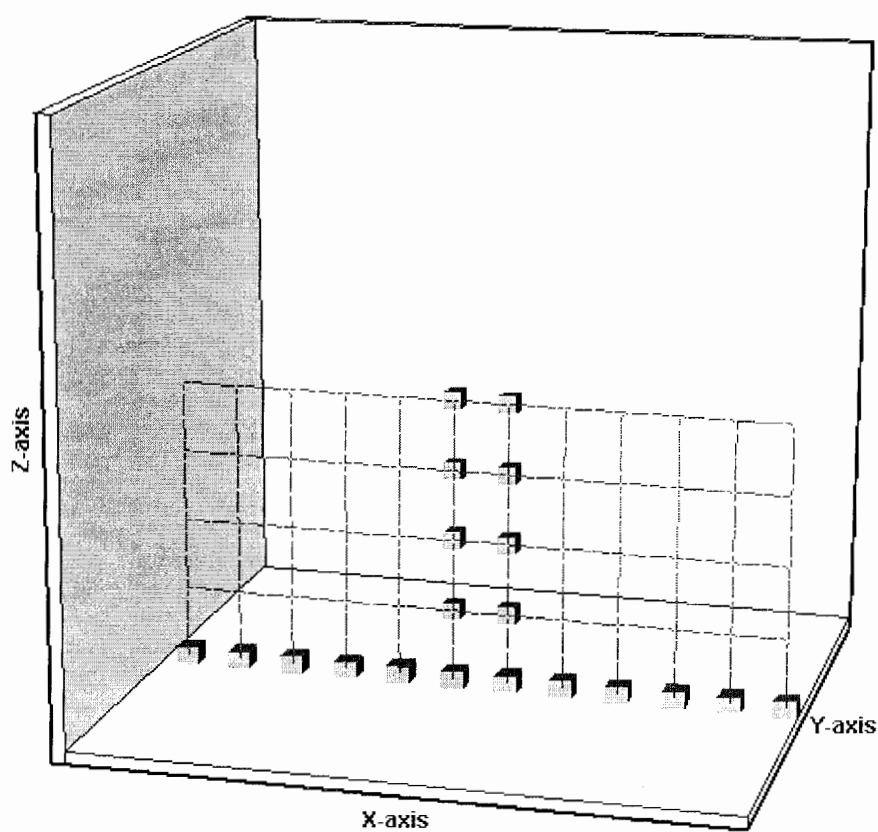
قابهای جهت عرضی را در کنار هم و توسط اعضای صلب دو سر مفصل به یکدیگر متصل کرد، به

شکلی که مجموعه قابها در جهت مربوطه همانند سیستمی از فنر های موازی قرار گیرند به شکلی

که نیروها در آنها به نسبت سختی تقسیم می شوند، ولی همواره تغییر مکان آنها در تراز طبقات با

هم برابر است. بدیهی است فقط، در صورتی که پلان سازه متقارن باشد می توان از اثرات پیچش صرف نظر کرد و این مدل سازی را منطبق بر واقعیت دانست.

شکل (۳-۶) نمایشی از این مدل سازی را برای ساختمان ۴ طبقه نشان می دهد.



شکل ۳-۶- مدل سازی قابهای ساختمان ۴ طبقه توسط المانهای LINK

۶-۳-۲- ضریب شکل پذیری (R_μ):

نسبت شکل پذیری μ عبارتی است که می تواند برای یک سیستم ویا یک عضو مطرح شود، بدین طریق که این نسبت برای یک سیستم شکل پذیری تغییر مکانی را بازگو می کند واین امر در حالی است که برای یک عضو این نسبت بازگو کننده نسبت شکل پذیری کرنشی ویا انحنایی آن می باشد. با توجه به مقوله مورد بحث، آنچه از نسبت شکل پذیری در نظر داریم، شکل پذیری تغییر مکانی است که در سازه های مورد بحث ارزیابی می شود.

با مشخص شدن نسبت شکل پذیری μ طبق رابطه (۶-۲) هم اکنون به دنبال یافتن فرمولی برای محاسبه ضریب شکل پذیری هستیم. ارائه فرمولی مناسب برای محاسبه ضریب شکل پذیری، یکی از موضوعاتی بوده است که در سالهای اخیر محققین مختلفی را بر آن داشته است تا تحقیقات زیادی را در این مقوله انجام دهند. از میان تحقیقات به عمل آمده طبق توصیه ATC-19، روشهای پیشنهادی نیومارک، کراوینکلر و میراندا را در این پژوهش جهت یافتن ضریب شکل پذیری انتخاب می کنیم.

۶-۳-۱- روش نیومارک وهال [15]:

نیومارک وهال با توجه به زمانهای تناوب اصلی سازه (T) روابطی را برای یافتن ضریب شکل پذیری یک سازه یک درجه آزادی با رفتار کشسان - مومسان به شکل زیر معرفی می کنند:

$$R_\mu = 1 \quad \text{اگر } T < 0.08 \text{ (sec)}$$

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

$$R_\mu = \mu \quad \text{اگر } T > 1$$

برای مقادیر مختلف T ضریب شکل پذیری R_μ با استفاده از درونیایی خطی از روابط فوق بدست می آید.

۶-۳-۲-۲- روش کراوینکلر [16]:

کراوینکلر رابطه ای را برای محاسبه ضریب شکل پذیری ارائه می دهد که بر حسب مقادیر مختلف زمان تناوب سازه (T) و شیب منحنی نیرو - تغییر مکان در قسمت ثانویه (α) تغییر می کند :

$$R_{\mu} = [C(\mu - 1) + 1] \frac{1}{C} \quad (۸-۶)$$

$$C(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (۹-۶)$$

پارامترهای a و b بر حسب مقادیر مختلف α مطابق زیر بدست می آیند :

$\alpha = 0\%$	و	$b=0.42$	و	$a=1$
$\alpha = 2\%$	و	$b=0.37$	و	$a=1$
$\alpha = 10\%$	و	$b=0.29$	و	$a=1$

برای مقایسه مختلف α از درونیابی خطی بهره می گیریم .

۶-۳-۲-۳- روش میراندا و برترو [17]:

این روش به نسبت دو روش قبلی جدید تر می باشد و طبق توصیه ATC-19 [13] در بین سه روش پیشنهادی از درجه اعتبار بالا تری برخوردار است . در این روش فرمول محاسبه ضریب شکل پذیری بر حسب زمان تناوب سازه و محل قرار گیری ساختمان معرفی می شود ، (از این حیث که زمین مربوطه سنگی ، رسوبی و یا خاک نرم باشد).

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \quad (۱۰-۶)$$

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} * e^{-1.5(LnT-0.6)^2}$$

برای زمین های سنگی

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} * e^{-2(LnT-0.2)^2}$$

برای زمین های رسوبی

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} * e^{-3(Ln(T/T_g)-0.25)^2}$$

برای زمین های خاکی نرم

در رابطه اخیر T_g : پریود غالب زمین لرزه می باشد.

۳-۳-۶- ضریب نامعینی (R_R):

یک سیستم مقاوم در برابر زلزله باید دارای قابلهای مقاومی باشد که نقش انتقال بارهای لرزه ای و نیروهای اینرسی ناشی از زمین لرزه را به پی ساختمان دارا باشند. تا کنون راه حل دقیقی برای محاسبه ضریب نامعینی ارائه نشده است. ولی آنچه در ATC-19 [13] توصیه شده است، معرفی مقادیر مختلف این ضریب بر حسب تعداد پانلهای مقاوم سازه در برابر بارهای لرزه ای می باشد که در جدول ۱-۶ ارائه شده است.

تعداد پانلهای مقاوم در برابر بارهای جانبی	ضریب اضافی R_R
۲	۰/۷۱
۳	۰/۸۶
۴	۱

جدول ۱-۶- مقادیر مختلف ضریب نامعینی معرفی شده در ATC-19

۴-۶- محاسبه ضریب رفتار در ساختمانهای مورد بحث :

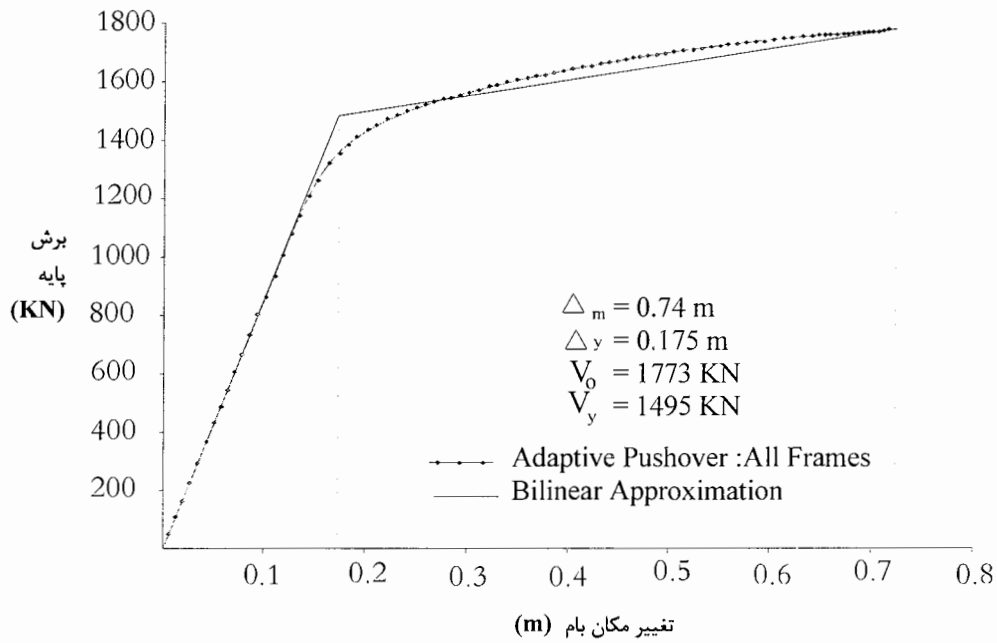
جهت ارزیابی ضریب رفتار ارائه شده در آیین نامه ۲۸۰۰ ایران، ساختمانهای ۴ و ۸ و ۱۲ طبقه مورد بحث را در نظر گرفته می شود و طبق دستور العمل ATC-19 ضریب رفتار این سازه ها محاسبه می شود. پس از طراحی کامل این ساختمانها با مدل سه بعدی آنها، مدل سازی قابهای جهت عرضی طبق آنچه ذکر شد انجام می گیرد، بدین طریق که هر یک از این قابها توسط المانهای صلب دو سر مفصلی در تراز طبقات به یکدیگر متصل می شود.

شکل (۳-۶) مدلسازی قاب طبقه مورد بحث را نشان می دهد، جهت انطباق هر چه بیشتر نتایج با دستور العمل های آیین نامه ۲۸۰۰ از تحلیل بارافزون آداپتیو بر اساس طیف استاندارد ایران بر حسب زمین نوع ۲ استفاده می شود.

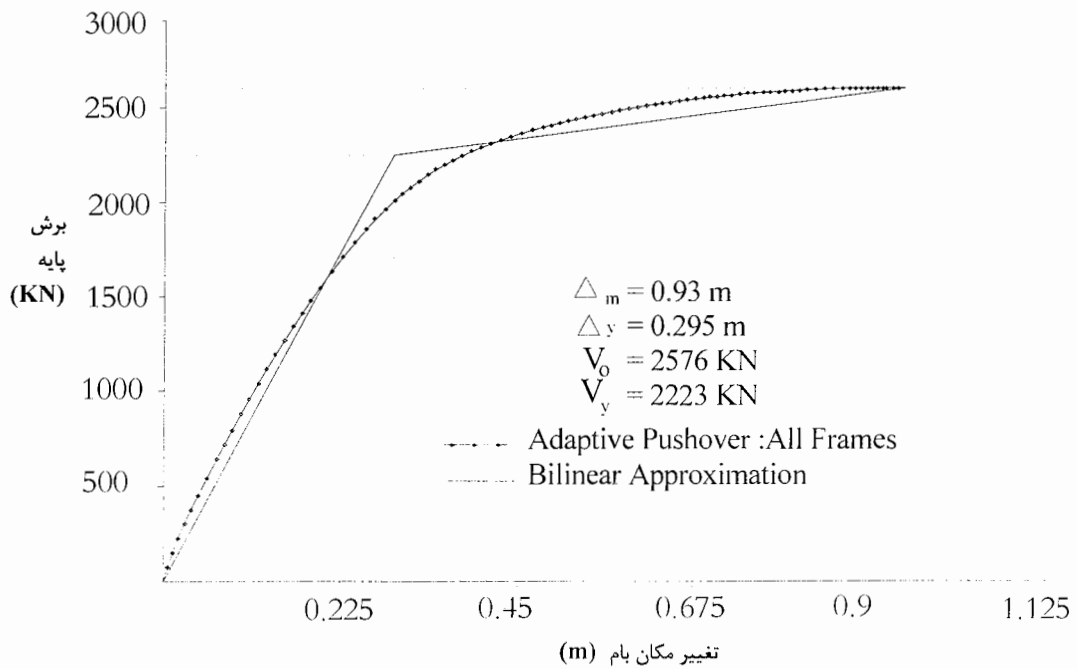
تحلیلهای بار افزون آداپتیو در هر یک از سازه های مورد بحث تا لحظه ناپایداری سازه انجام می شود. به عبارت دیگر سطح عملکرد سازه در محاسبه ضریب رفتار آنها " پیشگیری فروپاشی " در نظر گرفته شده است.

منحنیهای نیرو - تغییر مکان واقعی حاصله از این تحلیلهای همراه منحنیهای دو خطی تقریبی برای هر یک از سازه های مورد بحث در شکلهای (۴-۶) و (۵-۶) و (۶-۶) نمایش داده شده اند. شایان ذکر است جهت مدل سازی منحنیهای واقعی به صورت دو خطی مطابق آنچه ذکر شد از روش برابری انرژی استفاده شده است. اکنون با استفاده از این منحنیها مقادیر ضرایب مقاومت R_s و نسبتهای شکل پذیری μ را برای هر یک از ساختمانهای مورد بحث محاسبه کرده و مطابق روشهای مورد نظر ضرایب رفتار آنها بدست می آید.

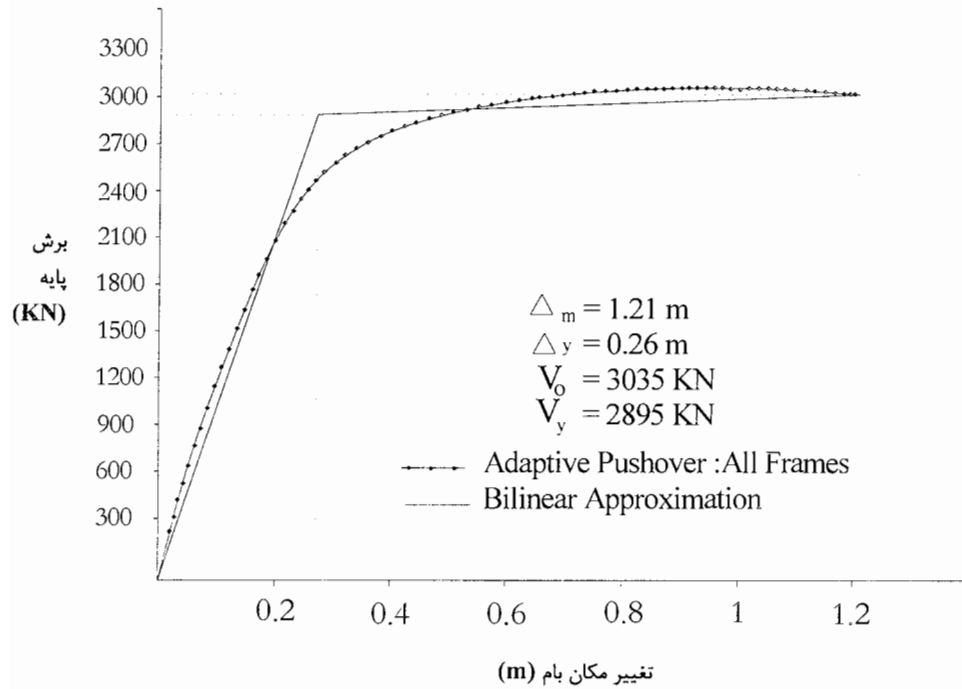
نتایج مربوط به محاسبه هر یک از ضرایب تشکیل دهنده R در جداول ۲-۶، ۳-۶، ۴-۶ و ۵-۶ نمایش داده شده اند.



شکل ۴-۶- منحنی نیرو-تغییر مکان حاصله از تحلیل بارافزون آداپتیو برای ساختمان ۴ طبقه



شکل ۵-۶- منحنی نیرو-تغییر مکان حاصله از تحلیل بارافزون آداپتیو برای ساختمان ۸ طبقه



شکل ۶-۶- منحنی نیرو-تغییر مکان حاصله از تحلیل بارافزون آداپتیو برای ساختمان ۱۲ طبقه

ساختمان	$V_o(KN)$	$V_d(KN)$	R_S
طبقه ۴	۱۷۷۳	۱۰۲۵	۱/۷۳
طبقه ۸	۲۵۷۶	۱۶۰۰	۱/۶۱
طبقه ۱۲	۳۰۳۵	۱۹۹۷	۱/۵۲

جدول (۲-۶) ضرایب مقاومت حاصله برای ساختمانهای نمونه

ساختمان	$\Delta_m(m)$	$\Delta_y(m)$	μ	$T(s)$	R_μ
طبقه ۴	۰/۷۴	۰/۱۷۵	۴/۲۳	۰/۵۴۱	۵/۳۷
طبقه ۸	۰/۹۳	۰/۲۹۵	۳/۱۵	۰/۹۱	۵/۲۲
طبقه ۱۲	۱/۲۱	۰/۲۶	۴/۶۷	۱/۲۳۴	۴/۶۷

جدول (۳-۶) ضرایب شکل پذیری حاصله از روش نیومارک برای ساختمانهای نمونه

ساختمان	$\Delta_m(m)$	$\Delta_y(m)$	μ	$T(s)$	α	a	b	c	R_μ
طبقه ۴	۰/۷۴	۰/۱۷۵	۴/۲۳	۰/۵۴۱	۲/۳	۱	۰/۲۵	۰/۸۱۹	۴/۸۵
طبقه ۸	۰/۹۳	۰/۲۹۵	۳/۱۵	۰/۹۱	۲/۶	۱	۰/۳۳	۰/۴۴	۴/۵۳
طبقه ۱۲	۱/۲۱	۰/۲۶	۴/۶۷	۱/۲۳۴	۲/۸	۱	۰/۸۳	۱/۲۳	۴/۰۱

جدول (۴-۶) ضرایب شکل پذیری حاصل از روش کراوینگر برای ساختمانهای نمونه

ساختمان	$\Delta_m (m)$	$\Delta_y (m)$	μ	$T (s)$	ϕ	R_μ
۴ طبقه	۰/۷۴	۰/۱۷۵	۴/۲۳	۰/۵۴۱	۱/۰۴	۴/۱
۸ طبقه	۰/۹۳	۰/۲۹۵	۳/۱۵	۰/۹۱	۰/۷۵	۳/۸۵
۱۲ طبقه	۱/۲۱	۰/۲۶	۴/۶۷	۱/۲۳۴	۱/۲۴	۳/۹۵

جدول (۵-۶) ضرایب شکل پذیری حاصل از روش میراندا برای ساختمانهای نمونه

شایان ذکر است در محاسبه ضریب شکل پذیری R_μ به روش "میراندا" زمین منطقه را رسوبی در نظر گرفته شده، همچنین مقدار ضریب نامعینی R_R مطابق جدول ۶-۱ برای هر یک از سازه های مورد نظر "یک" در نظر گرفته می شود. روشن است تعداد خطوط مقاوم در برابر بارهای لرزه ای در هر یک از سازه ها بیشتر از یکی است. جدول ۶-۶ تا ۶-۸ مقادیر مختلف ضریب رفتار را که از هر یک از روشهای پیشنهادی بدست آمده اند، نشان می دهند. جهت ارزیابی نتایج نهایی، این مقادیر در جدول ۶-۹ کنار مقادیر معرفی شده در آیین نامه ۲۸۰۰ نشان داده می شود.

ساختمان	R_S	R_μ	R_R	R
۴ طبقه	۱/۷۳	۵/۳۷	۱	۹/۳
۸ طبقه	۱/۶۱	۵/۲۲	۱	۸/۴
۱۲ طبقه	۱/۵۲	۴/۶۷	۱	۷/۱

جدول (۶-۶) ضرایب حاصل از روش پیشنهادی نیومارک در ساختمانهای نمونه

ساختمان	R_S	R_μ	R_R	R
۴ طبقه	۱/۷۳	۴/۸۵	۱	۸/۴
۸ طبقه	۱/۶۱	۴/۵۳	۱	۷/۳
۱۲ طبقه	۱/۵۲	۴/۰۱	۱	۶/۱

جدول (۶-۷) ضرایب حاصل از روش پیشنهادی کراوینکلر در ساختمانهای نمونه

ساختمان	R_S	R_μ	R_R	R
۴ طبقه	۱/۷۳	۴/۱	۱	۷/۱
۸ طبقه	۱/۶۱	۳/۸۵	۱	۶/۲
۱۲ طبقه	۱/۵۲	۳/۹۵	۱	۶/۰

جدول (۶-۸) ضرایب حاصل از روش پیشنهادی میراندا در ساختمانهای نمونه

نتایج نهایی:

ساختمان	روش نیومارک	روش کراوینکلر	روش میراندا	آیین نامه ۲۸۰۰
۴ طبقه	۹/۳	۸/۴	۷/۱	۵
۸ طبقه	۸/۴	۷/۳	۶/۲	۵
۱۲ طبقه	۷/۱	۶/۱	۶	۵

جدول (۶-۹) ضرایب رفتار حاصل از روش پیشنهادی و آیین نامه ۲۸۰۰ در ساختمانهای نمونه

آشکار است ضرایب رفتار معرفی شده در آیین نامه ۲۸۰۰ از مطالعات آماری گوناگونی بدست آمده اند، آنچه از بررسی نتایج روشن می شود اینست که انطباق قابل قبولی بین ضرایب رفتار پیشنهادی و نمونه های محاسباتی وجود دارد، که البته این امر در مورد سازه های بلند بیشتر به چشم می خورد.

ATC-19 بین روشهای پیشنهادی خود جهت یافتن ضریب رفتار سازه ها روش "میراندا" را توصیه می کند، و این در حالی است که ضرایب رفتار حاصله از این روش انطباق نسبتاً خوبی را با آنچه در آیین نامه ۲۸۰۰ موجود است نشان می دهند. همانند آنچه در بخش های قبلی ذکر شد تحقیقات پرستلی [14] نشان می دهد که نقطه برخورد منحنی واقعی نیرو - تغییر مکان با منحنی مدل سازی شده به صورت دو خطی، حدود نقطه نظیر $0.75V_y$ می باشد و البته وی بر این اعتقاد است که رفتار سازه تا قبل از این نقطه در محدوده کشسان قرار دارد، از بررسی نتایج می توان دریافت در هر یک از منحنیهای مورد نظر نقطه برخورد این دو منحنی، تقریباً همین نقطه را معرفی می کند، اما نکته جالب اینست که برش متناظر این نقطه در هر یک از سازه های مورد بحث تقریباً برش طراحی را در سازه ها معرفی می کند.

این نکته را با مقایسه منحنیهای نیرو - تغییر مکان و اعداد موجود در جدول ۶-۳ برای V_d می توان دریافت. در جدول (۶-۱۰) این مقایسه انجام شده است. بدیهی است نیروی طراحی را که آیین نامه ۲۸۰۰ بدست می دهد از درجه اعتبار خوبی برخوردار است.

ساختمان	$V_d(KN)$	$0.75V_y(KN)$
۴ طبقه	۱۰۲۵	۱۱۲۱
۸ طبقه	۱۶۰۰	۱۶۶۷
۱۲ طبقه	۱۹۹۷	۲۰۳۸

جدول (۶-۱۰) مقایسه برش طراحی با نقطه برخورد منحنی بار افزون با منحنی دوخطی

فصل هفتم – نتایج :

امروزه استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی از سطح مطالعات پژوهشی و تحقیقاتی فراتر رفته و این در حالی است که کاربرد وسیع این روش تحلیلی در طراحی و ارزیابی سازه‌ها اهمیت ویژه‌ای را در بر گرفته است .

اهمیت این روش تا جایی بوده است که در آخرین نسخه‌های نرم افزارهایی چون ETABS2000 که کاربرد وسیعی در مهندسی سازه دارد ، به طور جداگانه ای این روش مورد توجه قرار گرفته است . روشهای تحلیل خطی بدلیل ضعفی که در پیش بینی رفتار سازه در مرحله رفتار غیر خطی مواد دارند، جوابگوی نیازهای مهندسين برای طراحی دقیق و ارزیابی سازه‌ها نمی باشند .

لذا روشهای استاتیکی غیر خطی سعی دارند تا با حفظ سهولت تحلیل تا حد امکان رفتار غیر خطی را مدلسازی کرده و بینش مناسبی را در مورد رفتار سازه حین زلزله به تحلیلگر ارائه دهند . خاطر نشان می کند زمانیکه تحلیلگر در مورد سطح قابل قبول مقاومت برای سازه ای که با ضوابط آیین نامه ای خاص طراحی شده دچار تردید می شود ، می تواند از تحلیل‌های بار افزون بهره گرفته و از نتایج حاصل از این روش در امر مقاوم سازی سازه مورد نظر استفاده کند .

آنچه از بررسی نتایج حاصله از تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی متداول روشن شد این بود که این تحلیلها در سازه‌هایی که دارای پرپود کوچکی هستند و مود اول ، حاکم بر رفتار آنها می باشد ، برآوردهای قابل قبولی از تغییر شکل‌های سراسری و نحوه ناپایداری این سازه‌ها را بدست می دهند . ولی در ارتباط با سازه‌های بلند که دارای پرپود بزرگی هستند و مودهای بالا تر اثر قابل توجهی در پاسخهای لرزه ای آنها دارند ، نتایج حاصله از این روشهای متداول انطباق خوبی را با نتایج دقیق نشان نمی دهند .

آنچه در این پژوهش بررسی شد مقایسه روشهای پیشنهادی اخیر برای تحلیل‌های بار افزون و روش جدید بار افزون آداپتیو بود ، که در انتهای هر فصل به شکل جدا گانه ای نتایج مورد ارزیابی قرار گرفت ، هم اکنون نتایج نهایی به طور خلاصه در موارد زیر بیان می شود :

- در تحلیل‌های بار افزون متداول از یک الگوی بار گذاری ثابت در طول جریان تحلیلی استفاده می‌شود، لذا آشکار است این تحلیلها توانایی باز توزیع نیروهای اینرسی را در بر ندارند و نمی‌توان مدلسازی منطقی را نسبت به رفتار واقعی سازه در آنها انتظار داشت.

- در روش بار افزون مودی با استفاده از الگوی بارگذاری جانبی بر اساس اشکال مودی استخراج شده از حالت ابتدایی سازه می‌توان مقادیر خطا را تا حدی کاهش داد، ولی از آنجایی که این اشکال مودی با استفاده از ماتریس سختی ابتدایی سازه محاسبه می‌شوند و البته این ماتریس در طول جریان تحلیلی دستخوش تغییر می‌شود، روشن است هنوز هم نمی‌توان گفت مدلسازی کاملاً منطقی را بر رفتار واقعی سازه اعمال شده است.

- استراتژی روش بار افزون آداپتیو با در نظر گرفتن اثر مودهای بالا تر در پاسخهای سازه و با استفاده از باز توزیع نیروهای اینرسی در ارتفاع سازه در هر گام تحلیلی پاسخهای نزدیکی را به نسبت تحلیل تاریخچه پاسخ غیر خطی در اختیار تحلیلگر قرار می‌دهد.

- در روش بار افزون آداپتیو با استفاده از طیف حاصل از یک شتاب نگاشت خاص در جریان تحلیل به موازات ایجاد خرابیهایی که در اجزای سازه ای پدیدار می‌شود و تغییراتی که در ماتریس سختی سازه اتفاق می‌افتد، باز توزیع نیروهای اینرسی تغییر می‌کند و این استراتژی با در نظر گرفتن طیف حاصل از شتاب نگاشت مورد نظر به جهت استفاده در مقیاس کردن الگوهای نیروهای جانبی، می‌توان جوابهای نزدیکی را به نسبت پاسخهای دقیق حاصل از تحلیل تاریخچه پاسخ غیر خطی بدست آورد.

- آشکار است طیف استاندارد ایران بر گرفته از مطالعات آماری بسیاری می‌باشد، با استفاده از این طیف در تحلیل‌های بار افزون آداپتیو می‌توان انتظار داشت پاسخهای یک سازه را در محدوده رفتار غیر کشسان هر چه بیشتر منطبق به طیف انتخابی کرده ایم و این در حالی است که استفاده

از روش متداول بار افزون این انعطاف را در منطبق کردن پاسخهای یک سازه با طیف محلی مورد نظر در بر ندارد .

– آشکار است اعدادی که در آیین نامه ۲۸۰۰ ایران برای ضریب رفتار ساختمانها ارائه شده است ، مبتنی بر نگره دقیقی نیستند و از مطالعات آماری حاصل شده اند ، آنچه در این پژوهش بررسی شد استفاده از روش پیشنهادی ATC-19 [13] بود که برای ساختمانهای مورد بحث وبه کمک روش تحلیل بار افزون آداپتیو بر اساس طیف استاندارد ایران بکار گیری شد .نتایج انطباق قابل قبولی را با اعداد ارائه شده نشان دادند، شایان ذکر است این انطباق در مورد سازه های بلند بیشتر مشهود است ، خاطر نشان می کند با توجه به استفاده از روش تحلیل بار افزون آداپتیو با طیف ایران می توان گفت در محاسبه ضرایب رفتار ساختمانهای مورد بحث تا حد امکان از ضوابط آیین نامه ۲۸۰۰ بهره جسته ایم واین در حالی است که توانایی این انطباق ، به هیچ وجه با استفاده از روشهای متداول بار افزون ممکن نبود.

– یافتن پاسخهای لرزه ای دقیق در سازه ها نیازمند ملاحظات صریحی در رفتار غیر خطی آنها می باشد، از آنجایی که روش تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی بعنوان دقیق ترین روش در ارائه پاسخهای دقیق استفاده می شده است ، ولی بکار گیری این روش همواره با مشکلاتی همراه بوده است که باعث شده اند علی رقم دقت بالای آن ، تنها در گستره مطالعات پژوهشی از آن استفاده شود ، در راستای همین امر مهندسين در کارهای رایج همواره بدنبال روشهای ساده تری بوده اند که بتواند جوابهای قابل قبولی را ارائه دهد. همانگونه که بحث شد مدت زمان مورد نیاز بسیار زیاد ، جهت تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی وحجم بالای خروجیها را می توان از جمله مشکلات مربوطه نام برد . آنچه از بررسی نتایج حاصل از تحلیلهای بار افزون آداپتیو دریافتیم توانایی بالای روش در ارائه پاسخهای تا حد امکان نزدیک به نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی بود، نکته قابل توجه اینست که با صرف مدت زمانی به مراتب کمتر از آنچه در تحلیل های تاریخچه زمانی غیر خطی

مورد نیاز است و ضمن سهولت روند تحلیل ، به نتایجی منطبق دست یافته شد ، لذا می توان گفت استفاده از این روش نه تنها در مطالعات پژوهشی که در کاربردهای رایج نیز به جهت توجیه های اقتصادی آن توصیه می شود .

– پیشنهاد ها :

با توجه به انجام رسیدن این پژوهش ، هم اکنون نکاتی بیان می شود که امکان تحقیق و مطالعه در آنها وجود دارد ، لذا پیشنهادهای زیر جهت پژوهشهای آینده ارائه می شود .

– در این تحقیق آنچه از نتایج تحلیل بار افزون آداپتیو به شکل کاملی مورد ارزیابی قرار گرفت منحنیهای نیرو – تغییر مکان حاصل از این روش بودند و این در حالی است که می توان مقایسه نتایج مربوط به پاسخهای دیگری چون تغییر مکان نسبی طبقات ، چرخشهای گرهی ، نیروهای اعضاء و..... را نیز مورد توجه قرار داد.

– از آنجایی که ساختمانهای مورد بحث در این پژوهش متقارن بودند ، لزوم انتخاب ساختمانهایی نامتقارن جهت ارزیابی نتایج حاصل از روش بار افزون آداپتیو احساس می شود .

– در این پژوهش جهت انجام تحلیلهای بار افزون آداپتیو از طیف کشسان مورد استفاده قرار گرفت ، لذا می توان از طیف غیر کشسان نیز در انجام این تحلیلهای نیز بهره جست .

الف

Pattern	الگو
Curvature	انحناء
Incremental	افزایش نموی
Experimental	آزمایشگاهی
Life safety	امنیت جانی

ب

Pushover	بار افزون
Modal Pushover	بارافزون مودی
Adaptive Pushover	بارافزون آداپتیو
Efficiency	بازده ، کارایی
Base Shear	برش پایه
Maximum	بیشینه
Estimate	برآورد

پ

Fundamental Period	پریود اصلی سازه
Research	پژوهش

ت

Yield	تسلیم
Excitation	تحریک

Analysis	تحلیل
Analyst	تحلیل‌گر
Analytical	تحلیلی
Brittle	ترد
Equilibrium	تبادل
Deformation	تغییر شکل عضوی
Displacement	تغییر مکان
Target Displacement	تغییر مکان هدف
ج	
Collapse prevention	جلوگیری از فروپاشی
Yielding	جاری شدن
خ	
Exterior	خارجی
Damage	خرابی
Linear	خطی
چ	
Chord rotation	چرخش وتری
د	
Bilinear	دوخطی

	س	
Structure		سازه
Trial & Error		سعی و خطا
Portion		سهم
	ش	
Ground Motion		شتابنگاشت
Ductility		شکل پذیری
	ص	
Explicit		صریح
Rigid		صلب
	ع	
Performance		عملکرد
	غ	
Nonlinear		غیر خطی
Inelastic		غیر کشسان
	ک	
Elastic		کشسان
	ل	
Seismic		لرزه ای
	م	
Plastic Hinge		مفصل مومسان

Strength		مقاومت
Demand		مطلوب
Plastic		مومسان
	ن	
Collapse		ناپایداری
Software		نرم افزار
Portion		نسبت
Theory		نگره
Ultimate		نهایی
	ه	
Objective		هدف
Simultaneously		همزمان
convergence		همگرایی
	ی	
Uniform		یکنواخت

براسی	Bracci
برترو	Bertero
پریستلی	Pristley
چوپرا	Chopra
کراوینکلر	Krawinkler
کونات	Kunnath
گوپتا	Gupta
میراندا	Miranda
نیومارک	Newmark
هال	Hall

پیوست A

معرفی نرم افزار Seismostruct

نرم افزار Seismostruct یک نرم افزار تحلیل استاتیکی و دینامیکی سازه هاست که بر اساس نگره اجزا محدود ، هر دو اثر غیر خطی مواد و غیر خطی هندسی المانهای سازه را در روند آنالیز سازه در نظر می گیرد تا مدل سازی منطقی بر رفتار واقعی سازه انجام شود.

نرم افزار فوق را می توان از سایت اینترنتی www.seismosoft.com به حجم 8mb بطور zip شده download کرد. نرم افزار فوق با داشتن پهنه وسیعی از مقاطع به همراه منحنی های مختلف مشخصه مقاطع فولادی ، بتنی و حتی مرکب در کتابخانه خود به تحلیلگر این اجازه را می دهد که بتواند انواع سازه ها را تحت تحلیلهای مختلف استاتیکی و دینامیکی قرار دهد . نمونه ای از این مقاطع و منحنی ها را در شکل های A1 و A2 مشاهده می کنید .

این نرم افزار با داشتن یک محیط گرافیکی همانند نرم افزارهای sap و etabs امکان مدل کردن راحتی را برای سازه ها در اختیار تحلیلگر ، قرار می دهد.

جهت آشنایی با نرم افزار فوق در این پیوست سازه کنترلی ۹ طبقه پروژه SAC (صفحه ۲۴ پایان نامه) را توسط این نرم افزار مدل و آنالیز می کنیم .

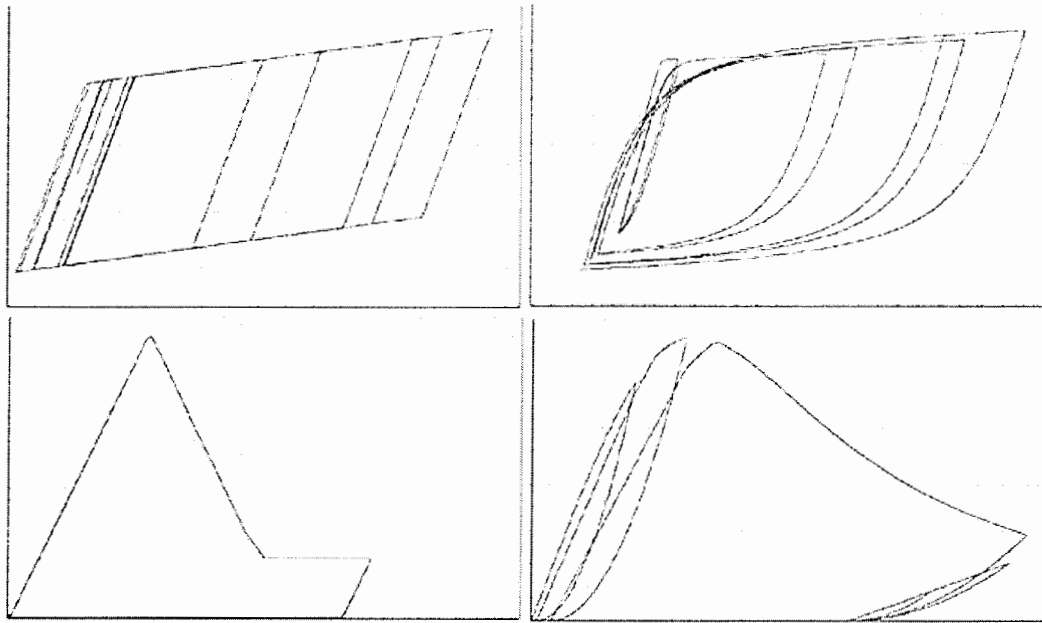
جهت انجام مدل و آنالیز سازه کفایت منوهای بالای صفحه اصلی نرم افزار را که شامل :

Materials- Sections-Element Classes-Nodes-Element Connectivity-)

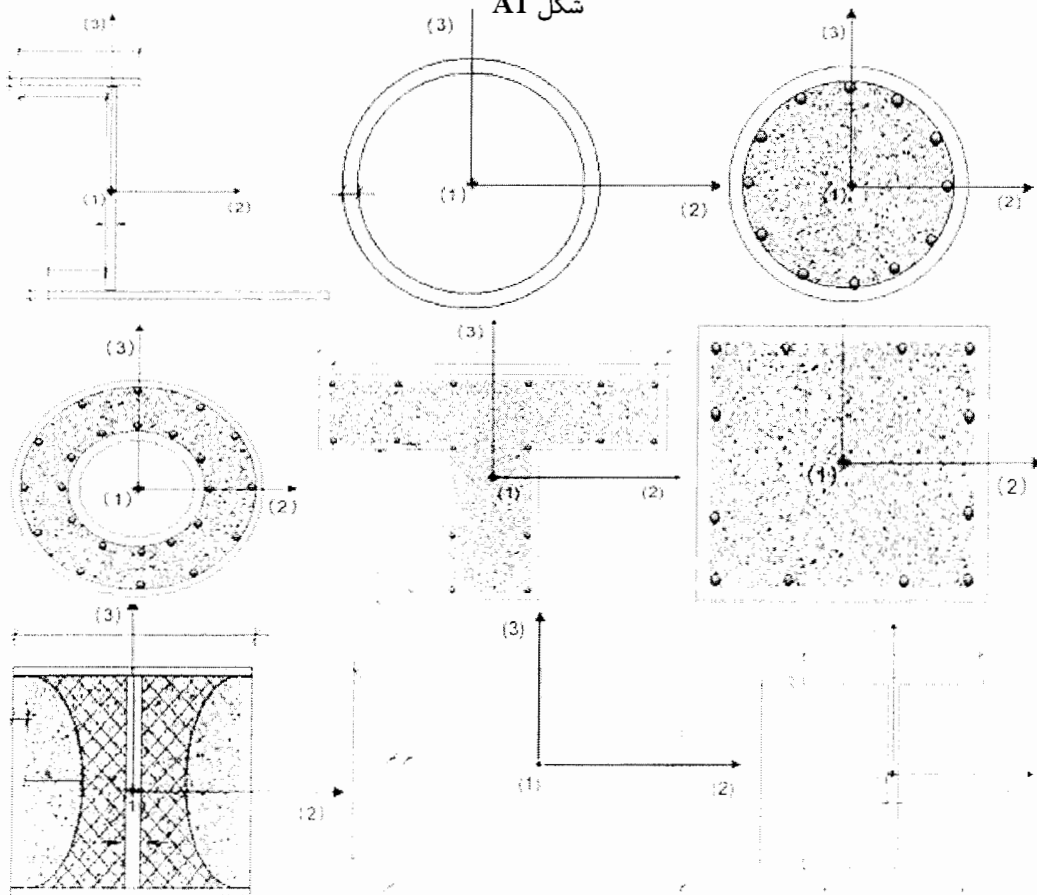
Restraints-Applied Loading-Loading Phases-Adaptive Parameters-

(Performance Criteria-Analysis Output

می باشد را به ترتیب باز و اطلاعات مورد نیاز را وارد کنیم .



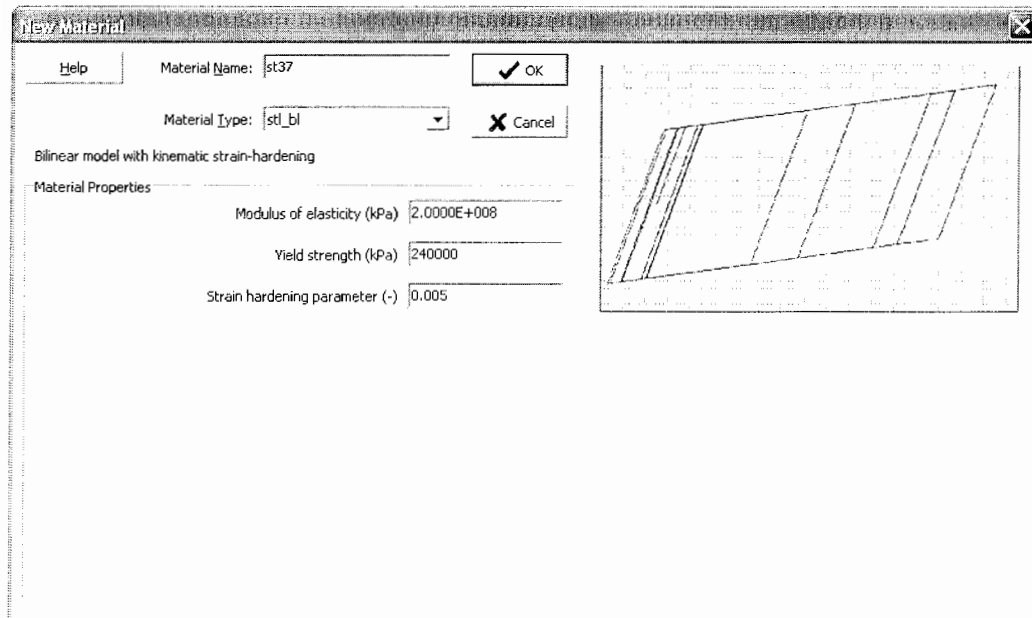
شکل A1



شکل A2

(۱) Materials مشخص کردن جنس و منحنی مشخصه مصالح :

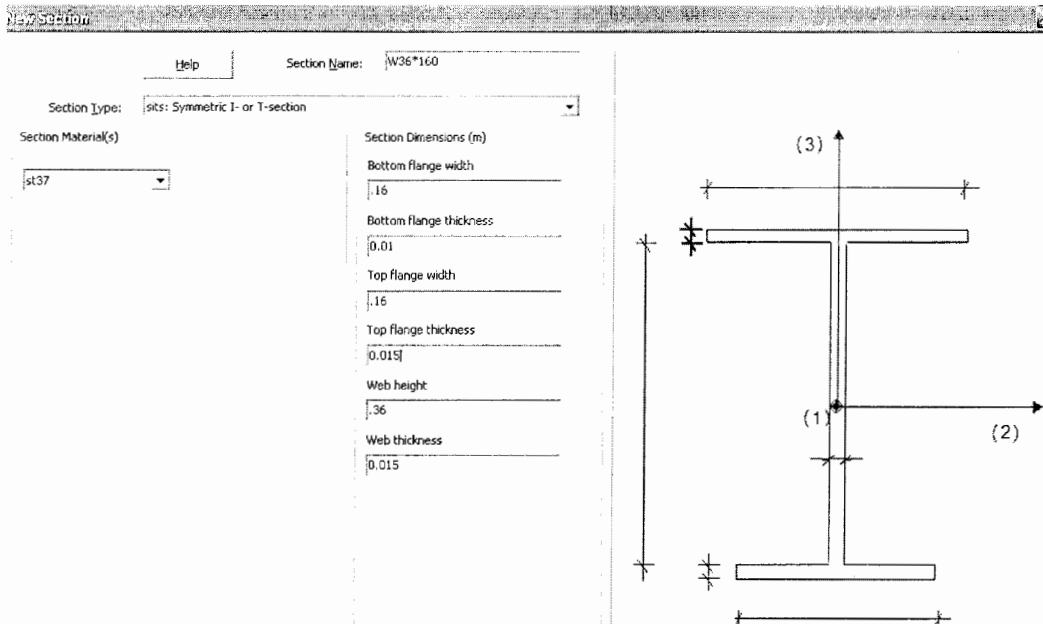
با زدن گزینه Add در قسمت Material Name نام st37 را که بیانگر اینست که مصالح مصرفی ما از نوع فولاد st37 است ، را وارد می کنیم . در قسمت Material Type منحنی مشخصه فولاد را stl-bl که بیانگر منحنی دو خطی تنش - کرنش فولاد است را انتخاب می کنیم . در قسمت Material Properties مقدار مدول الاستیسیته و نیز مقاومت جاری شدن فولاد را وارد می کنیم . (شکل A3)



شکل A3

(۲) Sections معین کردن مقاطع :

گزینه Add را زده و در قسمت Section Name نام مقطع را وارد می کنیم ، به عنوان مثال ، یکی از مقاطع سازه ۹ طبقه کنترلی w36*160 است که یک مقطع I شکل است را در نظر بگیرید . در قسمت Section Name نام w36*160 را وارد و در قسمت Section Type مقطع را sits:symmetric I-or T-section انتخاب کنید . در قسمت Section Material نوع st37 را انتخاب و در قسمت section dimension ابعاد هندسی مقطع را به m وارد می کنیم . به تعداد مقطع بکار رفته در سازه باید در این قسمت ، section تعریف کنیم . (شکل A4)



شکل A4

(۳) Element Classes معین نوع المانها :

سه تیپ کلی المان برای برنامه شناخته شده است که عبارتند از :

- Beam-Column Element types : المانهای تیر وستون

- Joint Element Types : المانهای گرهی

- Mass Element Types : المانهای جرمی

المانهای تیر ستون شامل *infrm* و *refrm* برای حالت غیر الاستیک و *elfrm* برای حالت

الاستیک استفاده می شود. المانهای گرهی نیز شامل *joint* و *rejoint* است که نوع *rejoint*

مربوط به المانهای *Link* است که در این مدل نیازی به اینها نداریم. المانهای جرمی نیز شامل

lmass (جرم متمرکز) و *dmass* (جرم گسترده) می باشد. چون در روش *Adaptive*

Pushover جرمها در محل اتصال تیر به ستون متمرکز و به هر گره اختصاص داده می شود، لذا در این برنامه المانهای تیر ستون از نوع *infrm* و المانهای جرمی از نوع *lmass* در نظر می گیریم.

در قسمت *Beam-Column Element Types* گزینه *Add* را زده و در قسمت

Element Classes یک نام مثلا *Bemw36*160* را وارد می کنیم. در قسمت *Element*

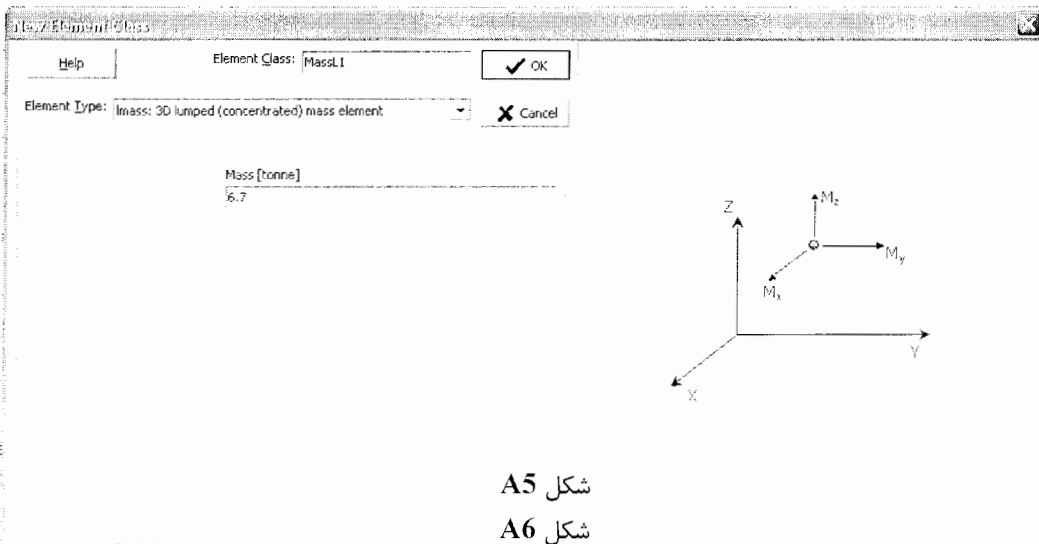
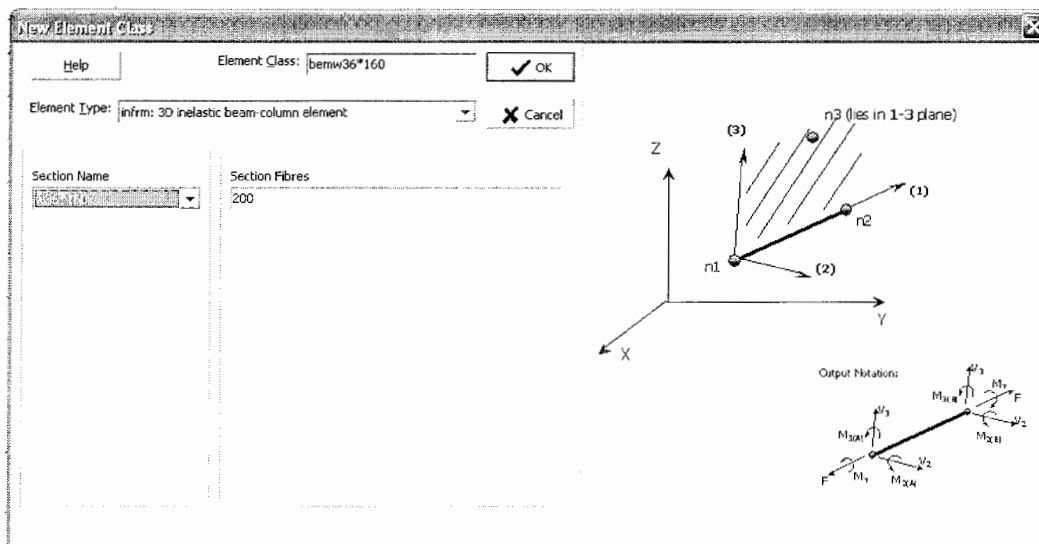
Type گزینه *infrm:3D inelastic beam-column element* را انتخاب می کنیم سپس در

قسمت *section name* نام مقطع فوق را که قبلا در قسمت *section* تعریف کردیم را انتخاب

و در قسمت *Section Fibres* مشخص می شود که مقطع به چه تعداد خانه مش بندی و تقسیم

شود. در اینجا ما عدد ۲۰۰ را وارد می کنیم. روند فوق را به تعداد مقاطع موجود در سازه تکرار می کنیم.

در قسمت Mass element types بازنه گزینه Add المانهای جرمی را تعریف می کنیم بدین طریق که در قسمت element classe یک نام مثل Mass11 برای المان جرمی تعریف کرده و در قسمت element type هم گزینه lmass:3D lumped mass element را فعال می کنیم و میزان جرم متمرکز را نیز به تن در قسمت Mass وارد می کنیم. به تعداد تیبهای مختلف جرم متمرکز در گرهبها تکرار می کنیم. (شکل A5 و A6)



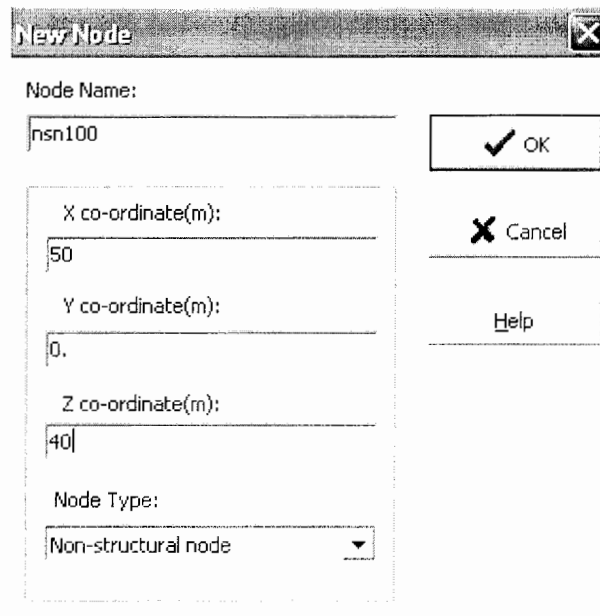
شکل A5

شکل A6

(۴) Nodes معرفی کردن گره ها :

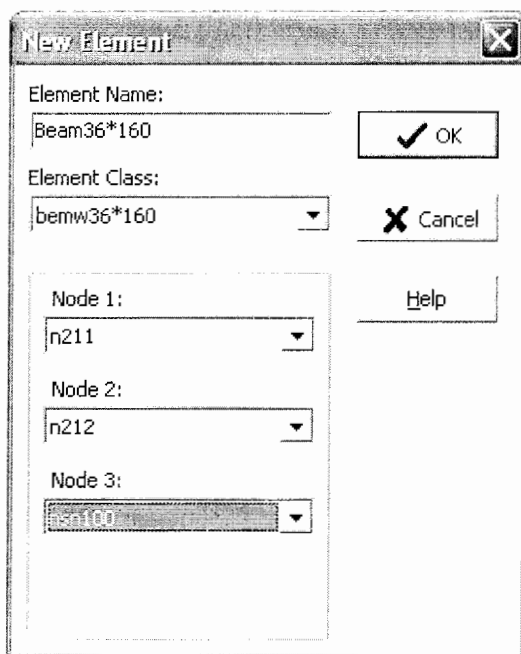
با زدن گزینه Add پنجره New Node باز شده که ابتدا نام گره و سپس مختصات (X,Y,Z) گره به ترتیب وارد شده و در قسمت Node Type حالت سازه ای بودن (structural node) یا غیر سازه ای بودن گره (Non-structural node) را مشخص می کنیم. لازم به ذکر است که برای هر قاب ، علاوه بر معرفی کردن گره های سازه ای باید یک گره غیر سازه ای در نقطه ای در صفحه قاب و خارج از آن ، معرفی شود تا موقعیت گره های سازه ای با توجه به این گره ها مشخص شود .

(شکل A7)



(۵) Element Connectivity موقعیت المانهای تیروستون و المانهای جرمی :

گزینه Add را زده و با باز شدن پنجره New Element در قسمت element name یک نام برای المان مورد نظر انتخاب می کنیم ، مثلاً برای عضو فوق نام Beam36*160 را وارد می کنیم و در قسمت element classes نامی را که برای عضو مورد نظر در قسمت element classe وارد کردیم را می آوریم . سپس نام و شماره گره ، گره های ابتدایی و انتهایی به همراه گره غیر سازه ای که المان در قاب آن قرار گرفته است را وارد می کنیم . پس از معرفی تمام المانهای تیروستون می توان جهت مدلسازی اجزای سازه ای بصورت تقسیمات جز محدود با انتخاب المانها در گزینه Subdivide تعداد تقسیمات برای اعضا را مشخص کرد که ما در اینجا اعضا را به ۴ عضو تقسیم می کنیم . (شکل A8)

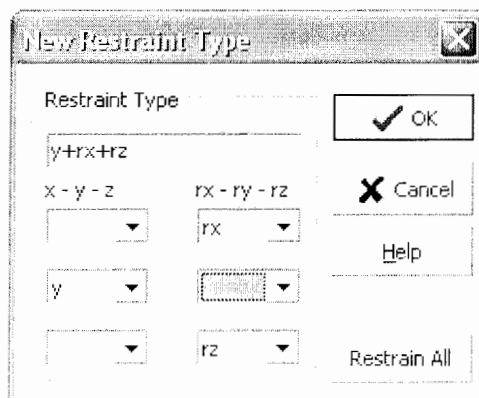


شکل A8

(۶) Restraints آزاد سازیهای گرهی :

شامل آزادیهای انتقالی و دورانی گرهی می باشد . در پنجره New Restraint Type برای گره های تکیه گاهی گزینه Restraint All را زده تا در همه جهات انتقالی و دورانی مقید شوند . و برای سایر گره ها اگر مثلاً در صفحه (x,Z) بود حالت $y+rx+rz$ که حرکت انتقالی در جهت y و نیز دورانی حول X و Z بسته شده را انتخاب می کنیم .

شکل A9

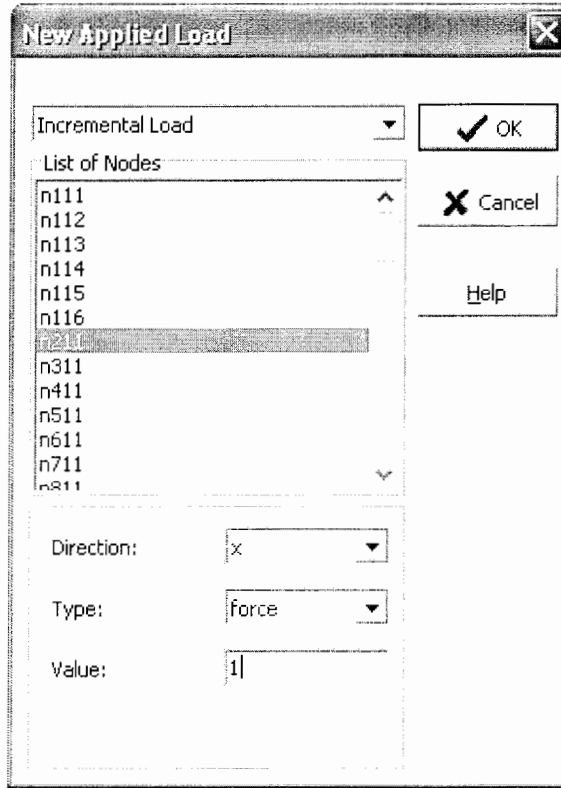


(۷) Applied Loading وارد کردن بارها :

در روش آنالیز Adaptive Pushover دو نوع بار دائمی (permanent) و بار افزایشی (incremental) به سازه اثر می کند ، بارهای دائمی را خود برنامه بطور خودکار در گره ها اعمال

می کند و فقط نیاز است بارهای افزایشی را در گره های طبقات وارد کنیم. فرقی نمی کند با چه توزیعی اینکار را انجام دهیم چون خود نرم افزار در حین اعمال بارهای افزایشی ، شکل توزیع بار جانبی را مطابق اشکال مودی تنظیم و وارد می کند .

(شکل A10)



(۸) Loading Phases تعیین تغییر مکان هدف :

با زدن گزینه Add در قسمت Phases Type حالت Adaptive Response Control را انتخاب می کنیم سپس در قسمت Target Displacement مقدار تغییر مکان هدف را 0.5 m وارد کرده و تعداد گامها برای وارد کردن بارهای افزایشی را 100 وارد می کنیم. (شکل A11)

(۹) Adaptive Parameters مشخص کردن پارمترهای آنالیز آدپتیو :

در این قسمت پارمترهایی نظیر نحوه ترکیب مودی (SRSS,CQC) - جهت وارد شدن جنبش های زمین لرزه و نوع مقیاس کردن که می تواند بر حسب نیرو یا تغییر مکان باشد و ... را می توان تنظیم کرد . همچنین در این قسمت می توان یک طیف خاص را برای انجام آنالیز آدپتیو برای سازه در نظر گرفت . اینکار در قسمت Spectral Amplification هم بصورت وارد کردن طیف بصورت دستی وهم بصورت فراخوانی از یک فایل متنی قابل اجراست . (شکل A12)

New Phase

Phase Type:
 Adaptive Response Control

Target Displacement
 0.5

Steps
 100

Node Name
 n911

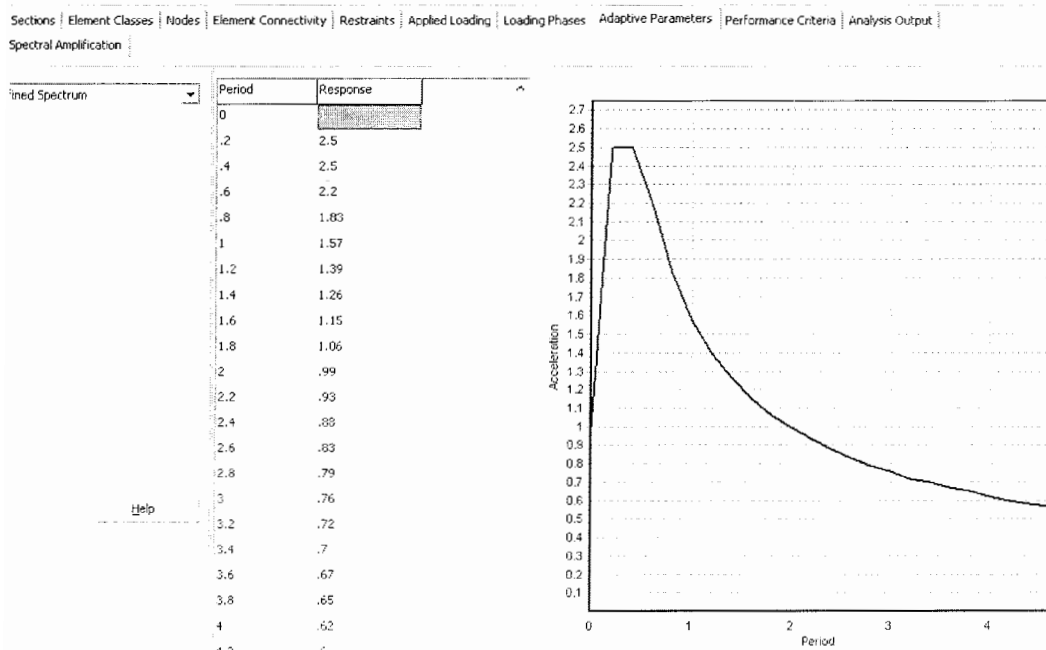
Direction

OK

Cancel

Help

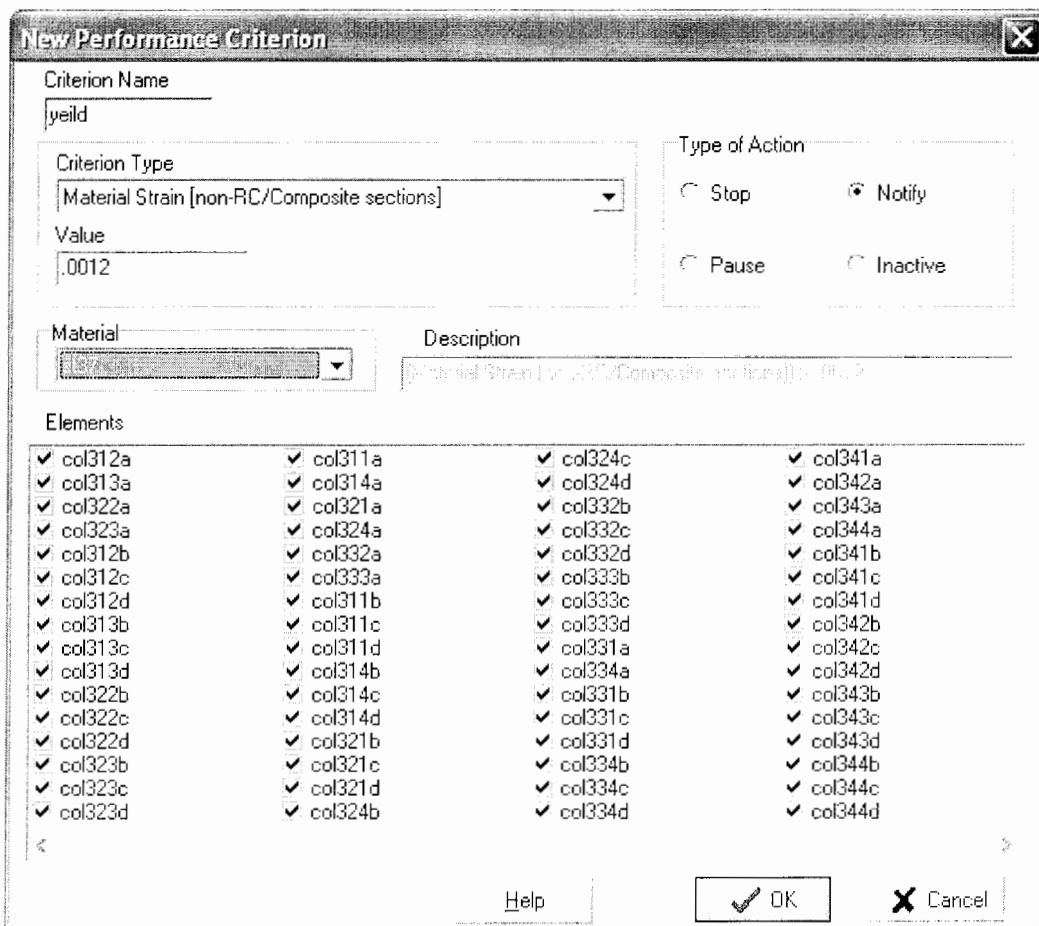
شکل A11



شکل A12

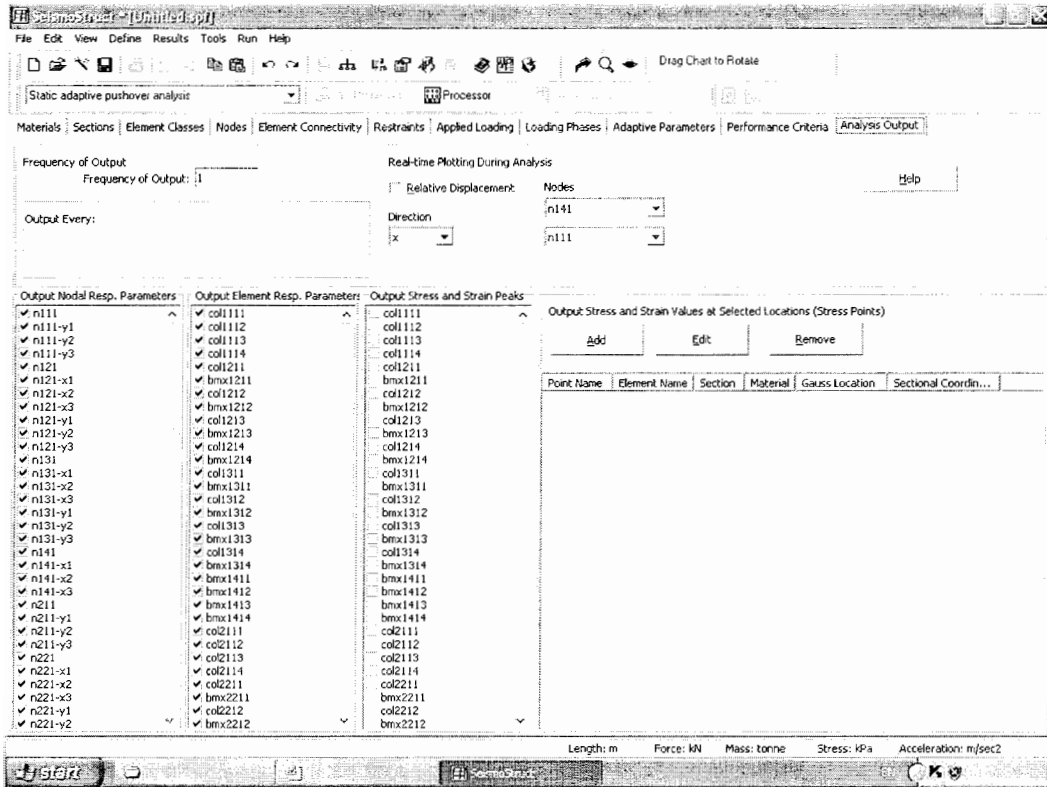
(۱۰) Performance Criteria :

در این گزینه کنترل می شود که در چه لحظه ای چه عضوی جاری می شود ، با زدن گزینه Add پنجره New Performance Criterion باز می شود که در قسمت Criterion Type حالت material strain(non-RC/composite section) را بدلیل فلزی بودن سازه انتخاب می کنیم . در قسمت Value مقدار کرنش جاری شدن فولاد یعنی 0.0012 را وارد و در قسمت Type of Action به نرم افزار می گوییم در زمان رسیدن کرنش عضو به کرنش جاری شدن برنامه متوقف شود یا فقط یک گزارش به ما بدهد . در قسمت Material نوع st37 و در پنجره element المانهایی که می خواهیم این کنترل در مورد آنها انجام شود را انتخاب می کنیم . (شکل A13)



(۱۱) Analysis Output تنظیم خروجی ها :

نوع خروجیهای مورد انتظار برنامه مثل پاسخهای گرهی - پاسخهای عضوی و نیز تنش کرنش و ... در این قسمت برای چاپ و گرفتن خروجی مشخص می شود . (شکل A14)



(شکل A14)

پیوست B

روشهای نرمالایز کردن یک بردار :

۱- روش نرم اقلیدسی :

در این روش تمام درایه های ماتریس شکل مود بر مقدار η تقسیم می شود .

$$\eta = \sqrt{a_1^2 + a_2^2 + a_3^2 + \dots + a_n^2}$$

$$\begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ a_n \end{Bmatrix} \xrightarrow{\eta} \begin{Bmatrix} \frac{a_1}{\eta} \\ \frac{a_2}{\eta} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \frac{a_n}{\eta} \end{Bmatrix}$$

۲- نرمالایز کردن با استفاده از بزرگترین درایه :

نخست بزرگترین عدد از نظر قدر مطلق پیدا می شود. فرض کنید $|a_i| \geq |a_m|$ که $m \neq i$ و

$m = 1, n$. آنگاه همه درایه ها بر a_i تقسیم می شود .

$$\begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ a_n \end{Bmatrix} \xrightarrow{a_i} \begin{Bmatrix} \frac{a_1}{a_i} \\ a_i \\ \frac{a_2}{a_i} \\ a_i \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \frac{a_n}{a_i} \\ a_i \end{Bmatrix}$$

۳- نرمالایز کردن نسبت به ماتریس جرم :
 در این حالت درایه های شکل مودی بر مقدار ξ تقسیم مس شوند .

$$\xi = \{\phi\}^T [M] \{\phi\}$$

$$\begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ a_n \end{Bmatrix} \xrightarrow{\xi} \begin{Bmatrix} \frac{a_1}{\xi} \\ \xi \\ \frac{a_2}{\xi} \\ \xi \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \frac{a_n}{\xi} \\ \xi \end{Bmatrix}$$

مراجع :

(1)-Building Seismic safety Concl.NEHERP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA-273.Federal Emergency Agency:Washington , DC ,1997.

(2)-Saiidi M,Sozen MA.Simple non-linear seismic analysis of R/C structure. Journal of Structural Division .ASCE 1981 ; 107(ST5):937-951.

(3)-Krawinkler H,Seneviratna GDPK.pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation.Engineering Structure 1998:20(4-6):452-464

(4)-Gupta A,Krawinkler H.Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures (SAC Task 5.4.3).report No.132.john Blume Earthquake Engineering .Stanford University,CA,1999.

(5)-Bracci JM,Kunnath SK,Reinhorn AM.Seismic performance and retrofit evaluation for reinforced concrete structures .Journal of Structural Engineering.ASCE 1997:123(1):3-10.

(6)-Chopra AK.Dynamics of Structures:Theory and Applications to Earthquake Engineering.prentice-hall Englewood Cliffs.NJ ,2001.

(7)-Villaverde R.Simplified response spectrume seismic analysis of non-linear structures.journal of structural Engineering Mechanics,ASCE 1996;122:282-285.

(8)- Allahabadi R, Powell GH. DRAIN-2DX user guide. Report No. UCB/EERC-88/06, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 1988.

(9)- Chopra AK, Goel R. Modal pushover analysis of SAC building, Proceeding SEAOC Convention, San Diego California, 2001.

(10)- Chopra AK, Goel R. Modal pushover analysis procedure to estimating seismic demands for building, journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics 2002;31:561-582.

(11)- Ohtori Y, Christenson RE, Spencer Jr, Dyke S. Benchmark Control problems for seismically Excited Nonlinear Building, <http://www.nd.edu/~quake/>, Notre Dame University, Indiana, 2000.

(12) "Seismosoft Manual and Program description of the program . [online] 2004

(13) ATC-19, Structural Response Modification Factors, NATIONAL SCIENCE FOUNDATION GRANT No. FCE-8600721 and NATIONAL CENTER FOR EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH NCEER Project No. 92-4601

(14) Priestley, T. and Priestley M. I. N. 1992, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley and sons. New York

(15) Newmark, N. M. and Hall, W. J. 1982 – Earthquake Spectra and Design EERI, Monograph series. EERI Oakland

(16) Krawinkler, H. and Nassar, A. A. 1992 " seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities ." Nonlinear seismic Analysis and design of

reinforced concrete buildings ." Fajfar,Krawinkler.edd Elsevier Applied science Newyork.

(17) Bertero V.V.1986 "evaluation of response reduction factors " Recommended by ATC and SEAOC ." proceeding of the third U.S. National conference on Earthquake Engineering,Charleston,North California

۱۸- آیین نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله -استاندارد ۲۸۰۰-ویرایش سوم - کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله، تهران ، مرکز تحقیقات ساختمان ومسکن

۱۹- دینامیک سازه ها وتعیین نیروهای زلزله (نظریه و کاربرد)
تالیف :آنیل چوپرا - ترجمه : شاپور طاحونی

۲۰- مقررات ملی ساختمان ایران - مبحث ۱۰ : طرح واجرای ساختمانهای فولادی - دفتر تدوین وترویج مقررات ملی ساختمان

۲۱- تکنیکهای مدل سازی ، تحلیل وطراحی کامپیوتری سازه ها -
تالیف : مهندس حسن باجی - مهندس جواد هاشمی

۲۲ - طراحی سازه های فولادی - تالیف : دکتر مجتبی ازهری-دکترسیدرسول میرقادری

۲۳ -- تحلیل لرزه ای سازه ها -- نویسندگان : دکتر محمد رضا رضایی پژند-مهندس محمد موئدیان ، دانشگاه امام رضا -۱۳۷۸