وزارت علوم، تحقیقات و فناوری

دانشگاه تفرش

آنالیز دینامیکی غیر خطی افزایشی

(Incremental Nonlinear Dynamic Analysis)

با استفاده از نرم افزار

SAP2000

پروژه درس: طراحی خمیری سازه ها

استاد راهنما:

دکتر آریا اللهیار خسروشاهی

گرد آورندگان:

وحید مقدم-مهدی حسینی

دانشجویان کارشناسی ارشد مهندسی عمران

(گرایش سازه)

تابستان ۹۲

بسم الله الرحمن الرحیم

فهرست مطالب

مقدمه ۱

انواع تحلیل(پاسخ) سازه ۲

تحلیل های خطی ۲

انواع تحلیل خطی

الف)تحلیل استاتیکی خطی ۳

ب) تحلیل دینامیکی خطی (روش تحلیل مد ٤

معایب روش تحلیل دینامیکی خطی ٥

تحلیل های غیر خطی ٦

انواع تحلیل غیر خطی

الف - تحلیل استاتیکی غیر خطی(Push Over) ۷

فرضیات روش تحلیل استاتیکی غیر خطی ۹

مزایا و معایب روش تحلیل استاتیکی غیر خطی ۱۰

ب- تحلیل دینامیکی غیر خطی (NDA) ۱۱

منابع غیر خطی بودن ۱۳

تحلیل تاریخچه زمانی RHA ۱۳

تحلیل دینامیکی افزایشی IDA ۱٤

مزایا و معایب روش تحلیل دینامیکی غیر خطی ۱٥

قاب های خمش فولادی ۱٦

خصوصیات پاسخ لرزه ای قابهای خمشی فولادی..... ۱۶

حرکت زمین در اثر زلزله..... ۱۷

انتخاب رکورد زلزله..... ۱۸

زمین لرزه ۳۱ خرداد ماه ۱۳۶۹ رودبار – منجیل..... ۱۹

تعریف پروژه ۲۱

فرضیات آنالیز..... ۲۱

مشخصات طبقات..... ۲۲

محاسبه پریود سازه ۲۴

تنظیم پارامترهای تحلیل دینامیکی غیر خطی..... ۲۴

گرافهای اصلاح نشده شتاب ، سرعت و جابجایی زلزله منجیل

مؤلفه L شتابنگار آب بر..... ۲۶

گرافهای اصلاح شده شتاب ، سرعت و جابجایی زلزله منجیل

مؤلفه L شتابنگار آب بر..... ۲۶

گرافهای اصلاح نشده شتاب ، سرعت و جابجایی زلزله منجیل

مؤلفه T شتابنگار آب بر..... ۲۸

گرافهای اصلاح شده شتاب ، سرعت و جابجایی زلزله منجیل

مؤلفه T شتابنگار آب بر..... ۲۸

کنترل مدت زمان حرکت شدید زمین(مدت دوام) شتاب نگاشت استفاده شده بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ ایران..... ۳۰

مراحل مدل سازی ۳۲

بارگذاری..... ۳۳
تعریف مفاصل پلاستیک..... ۳۷
خلاصه جداول خروجی نرم افزار برای مقادیر لنگر، دوران و وضعیت مفاصل پلاستیک ٤۲
ترسیم منحنی لنگر-دوران برای هر مفصل در نرم افزار..... ٤۳
تعیین ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک(شماره گذاری)..... ٤٤
شماره گذاری مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مدل شماره۱..... ٤٥
منحنی جابجایی –زمان گره متناظر با مرکز جرم بام در مدل شماره ۱..... ٤٦
منحنی برش پایه –زمان مدل شماره ۱..... ٤۸
شماره گذاری مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مدل شماره۲..... ٤۹
منحنی جابجایی –زمان گره متناظر با مرکز جرم بام در مدل شماره۲..... ٥۰
منحنی برش پایه –زمان مدل شماره ۲..... ٥۲
شماره گذاری مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مدل شماره۳..... ٥۳
منحنی جابجایی –زمان گره متناظر با مرکز جرم بام در مدل شماره ۳..... ٥٤
منحنی برش پایه –زمان مدل شماره ۳..... ٥٦
منحنی برش پایه –جابجایی مدل شماره ۳..... ٥۷
شماره گذاری مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مدل شماره۴..... ٥۸
منحنی جابجایی –زمان گره متناظر با مرکز جرم بام در مدل شماره۴..... ٥۹
منحنی برش پایه –زمان مدل شماره ۴..... ٦۱

شماره گذاری مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مدل شماره۵..... ٦٢
منحنی جابجایی –زمان گره متناظر با مرکز جرم بام در مدل شماره۵..... ٦٣
منحنی برش پایه –زمان مدل شماره ۵..... ٦٥
شماره گذاری مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مدل شماره۶..... ٦٦
منحنی جابجایی –زمان گره متناظر با مرکز جرم بام در مدل شماره۶..... ٦٧
منحنی برش پایه –زمان مدل شماره ۶..... ٦٩
بحث درباره نتایج ٧٠
مراجع ٧٤

مقدمه

همزمان با پیچیده تر شـدن روش های تحلیل سـازه ها ، افزایش سـرعت کامپیوتر ها نیز امکان محاسـبات دقیق را فراهم می کند.از دیر باز جهت تحلیل و طراحی سازه ها از روش های متفاوتی استفاده شده است که این روشـها شـامل تحلیل اسـتاتیکی خطی ،تحلیل اسـتاتیکی غیرخطی،تحلیل دینامیکی خطی و در نهایت تحلیل دینامیکی غیر خطی می شـوند.بنابراین تحلیل ها تغییر عمده ای یافته واز حالت تحلیل ارتجاعی به تحلیل دینامیکی غیرخطی ارتقا یافته اند.

اصولاًبرای بررسی عملکرد واقعی ساختمان ها در هنگام زلزله باید تحلیل دینامیکی غیر خطی صورت گیرد تا تغییر مکانهای بیشینه و توزیع واقعی مفاصل پلاستیک مشخص شود. به این منظور باید از رکورد زلزله های موجود برای تحلیل دینامیکی استفاده کرد. پارامترهای حرکت زمین برای بیان خصوصیات حرکت زمین به کار می روند. مقادیر بیشینه حرکت زمین (بیشینه های شتاب ، سرعت و جابجایی) فرکانس حرکت و مدت زمان حرکت شدید از مشخصه های مهم زلزله هستند.

مطالعات نشان می دهند که نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی بستگی زیادی به خصوصیات رکورد زلزله دارد. برای انتخاب رکورد مناسب ،باید شرایط و خصوصیات ساختگاهی محل ثبت رکورد با موقعیت سازه مورد بررسی ،انطباق داشته باشد. روش متداول تشریح حرکات زمین ، استفاده از تاریخچه زمانی است که در آن پارامترهای حرکت به صورت شتاب ،سرعت و جابجایی هستند،معمولاً یکی از این پارامترها به صورت مستقیم اندازه گیری شده و سایر پارامترها با انتگرال و یا دیفرانسیل گیری محاسبه می شوند.

در این پروژه پس از بررسی انواع روش های تحلیل خطی ، غیر خطی و تعیین نقاط ضعف و قوت هرکدام ، روش پیشرفته تحلیل دینامیکی غیر خطی افزایشی IDA با استفاده از نرم افزار SAP2000 در قالب مدلهای نرم افزاری متعدد ،برای یک قاب خمشی فولادی مورد بررسی قرارمی گیرد.

انواع تحلیل(پاسخ) سازه ای

۱- استاتیکی خطی (که دارای دقت و پیچیدگی کمتری نسبت به سایر روشها می باشد.)

۲- دینامیکی خطی (طیف پاسخ)

۳- استاتیکی غیر خطی(پوش آور)

۴- دینامیکی غیر خطی (تاریخچه زمانی) که نسبت به سایر روشها دارای بیشترین دقت و پیچیدگی می باشد.

تحلیل های خطی

منظور ازتحلیل خطی، تحلیل سازه بادرنظر گرفتن رفتار ارتجاعی خطی برای اجزاءآن می باشد. بطورکلی روشهای تحلیل خطی هنگامی مناسب هستندکه هنگام زلزله رفتاراجزاءسازه درمحدوده خطی قرار داشته باشد و یا تعداد کمی از اجزاء از حد خطی خارج شوند .چنانچه نسبت نیروهای ناشی از زلزله به ظرفیت باربری اجزاء کوچکتر از ۲ باشد اثررفتارغیرخطی قابل توجه نبوده و می توان ازروشهای تحلیل خطی استفاده نمود.

در تحلیل خطی فقط اعضای اصلی مدل می شوند و اعضای غیراصلی فقط برای تغییرشکلهای حاصل ازتحلیل کنترل می شوند، زیرا اعضای غیراصلی معمولاً تحت بارهای رفت و برگشتی کاهش سختی و مقاومت قابل توجهی خواهند داشت و به سرعت ازسیستم باربری جانبی خارج می گردند.

روشهای تحلیل خطی با فرض ایجاد مفصل خمیری در نقاط انتهایی اعضا تنظیم شده اند به گونه ای که اگر در مدلی ، مفصل خمیری درنقطه ای غیر از دو انتها (نقاط میانی)ایجاد شود نتایج حاصل از تحلیل خطی درجهت اطمینان نخواهد بود لذا پس از تحلیل خطی برای اعضای تحت بارهای ثقلی قابل توجه،

دیاگرام لنگر خمشی باید ترسیم شود،تا با استفاده از آن احتمال ایجاد مفصل خمیری در طول عضو بررسی شود.

چنانچه $P\text{-}\Delta$ یا ترک خوردگی اجزاء بتنی یا بنایی مد نظر باشد، این آثار در تحلیل خطی به صورت ساده شده وارد می گردد. مثلاً اثر $P\text{-}\Delta$ در تحلیل استاتیکی خطی به صورت اضافه بار جانبی و اثر ترک خوردگی صرفاً با کاهش مشخصات مقاطع اعضاء درمدل وارد می شود.

انواع تحلیل خطی

الف)تحلیل استاتیکی خطی

روشهای تحلیل استاتیکی هنگامی مناسب هستند که پاسخ سازه هنگام زلزله عمدتاً ناشی از ارتعاش در مود اول باشد یابه عبارت دیگر اثر مودهای بالاتر قابل توجه نباشد. هنگامی اثر مودهای بالاتر از مود اول قابل توجه نیست که ساختمان کوتاه و منظم باشد،لذا برای ساختمانهای بلند و ساختمانهای نامنظم لازم است از روشهای تحلیل دینامیکی استفاده شود.

روش تحلیل استاتیکی خطی بر مبنای دو فرض اساسی زیر استوار است:

- رفتار خطی مصالح
- اثر استاتیکی نیروهای ناشی از زلزله بر روی سازه علیرغم دینامیکی بودن آن

در روش تحلیل استاتیکی خطی کل نیروی جانبی ناشی از زلزله به صورت ضریبی ازوزن ساختمان محاسبه می شود . این ضریب، همان شتاب طیفی ارتجاعی است . اگرنیروی جانبی بدست آمده از این طریق به سازه اعمال شود و رفتار سازه ارتجاعی خطی فرض شود، تغییر شکلهای حاصل ، با آن چه که در

زلزله طرح انتظار می رود برابر خواهدبود . اما در سازه های شکل پذیر رفتارسازه هنگام زلزله از محدودهٔ ارتجاعی خطی خارج می شود.

مقدار برش پایه در این روش چنان انتخاب شده است که حداکثر تغییرشکل سازه با آنچه که در زلزله ی سطح خطر موردنظر، پیش بینی می شود مطابقت داشته باشد . چنانچه تحت اثر بار واردشده ، سازه به طور خطی رفتار کند، نیروهای به دست آمده برای اعضای سازه نیز نزدیک به مقادیر پیش بینی شده هنگام زلزله خواهند بود؛ ولی اگر سازه رفتارغیرخطی داشته باشد، نیروهای محاسبه شده از این طریق بیش از مقادیر حد جاری شدن مصالح خواهند شد .به همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش،نتایج حاصل ازتحلیل خطی برای سازه هایی که هنگام زلزله رفتار غیرخطی دارند، اصلاح می شود.

در روش استاتیکی معادل تنها شتاب مبنای طرحPGA در استخراج روابط مدنظر قرار می گیرد و دیگر خصوصیات تحریک از قبیل محتوای فرکانسی ، زاویه فازی ، مدت زمان اثر زلزله و نیز اثرات مد های بالاتر و نیز اضمحلال مصالح در این روش لحاظ نمی گردد.

ب) تحلیل دینامیکی خطی (روش تحلیل مدها)

در روش تحلیل دینامیکی خطی ،نیروها و تغییر شکلهای ناشی از زلزله با استفاده از روابط تعادل دینامیکی حاکم بر مدل ارتجاعی سازه تعیین می شود.از آنجا که در این روش مشخصات دینامیکی سازه در تحلیل وارد می گردد، نتایج حاصل دقیق تر از روش تحلیل استاتیکی خطی است اما به هرحال رفتار غیرخطی مصالح مدل منظور نمی شود..

در این روش، تحلیل با فرض رفتار الاستیک خطی سازه و با استفاده از حداکثر بازتاب کلیه مدهای نوسانی سازه که در بازتاب کل سازه اثر قابل توجهی دارند انجام می گیرد.

حداکثر بازتابهای دینامیکی سازه از قبیل نیروهای داخلی اعضا , تغییر مکانها , نیروهای طبقات ,برشهای طبقات و عکس العمل پایه در هر مد را باید با روشهای آماری شناخته شده مانند روش جذر مجموع مربعات SRSS و یا روش ترکیب مربعی کامل بازتابهای حداکثر هر مدCQC تعیین نمود.

ترکیب اثرات حداکثر مدها در ساختمانهای نامنظم در پلان و یا در مواردی که زمانهای تناوب دو یا چند مد سازه با یکدیگر نزدیک باشند , باید صرفاً با روشهایی که اندرکنش مدهای ارتعاشی را در نظر می گیرد مانند روش ترکیب مربعی کامل انجام شود.

معایب روش تحلیل دینامیکی خطی

- مبنای آنالیز مودال(تحلیل طیفی) مستقل بودن مدهای ارتعاشی می باشد و تا زمانی عملکرد خوبی دارد که مدها به صورت مستقل در نظر گرفته می شوند.
- در سازه هایی که پتانسیل پیچش وجود داشته باشد،باعث می گردد که ، فرض مستقل بودن مدها ها نقض شود. (حرکت پیچشی ، همزمان با حرکت انتقالی در جهت x ،جهت y را هم تحت تاثیر خود قرار می دهد)
- در روش طیفی اثر زمان لحاظ نمی شود لذا اثر پیچش نیز در ترکیب مد ها منظور نمی گردد.
- در این روش جرم ها به صورت متمرکز در نظر گرفته می شوند که برای سیستم برشی والمان های با جرم گسترده این روش قابل توجیه نمی باشد که اگر تحلیل با روش های اجزاء محدود انجام گیرد دچار خطا می گردد.

تحلیل های غیر خطی

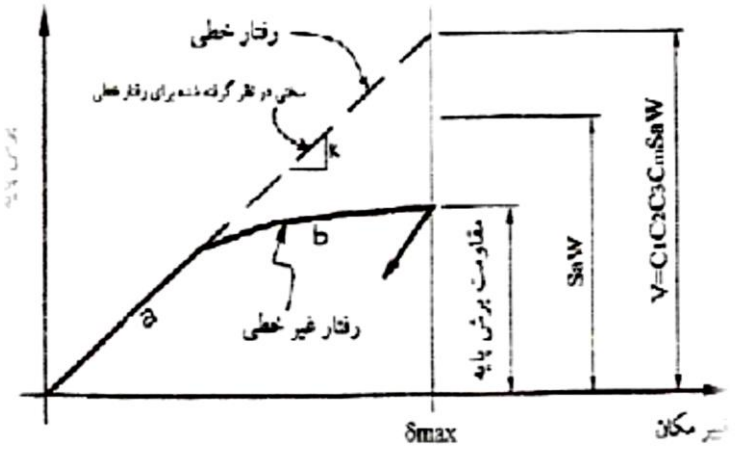
منظور از تحلیل غیرخطی، تحلیل سازه با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی اجزاء آن به دلیل رفتار غیر خطی مصالح ، ترک خوردگی واثرات غیرخطی هندسی می باشد.

در روشهای تحلیل غیر خطی مفصلهای خمیری در نقاط حداکثر لنگرهای ناشی از بارهای ثقلی پیش بینی شده و تحلیل مدل سازه بر این اساس انجام می شود .پس از تحلیل با استفاده از نتایج حاصل باید دیاگرام لنگر خمشی عضو مجدداً ترسیم شده ومحل تشکیل مفصلهای خمیری کنترل شود . برای این منظور مشابه روشهای خطی ،دیاگرام لنگر از جمع دیاگرام لنگر بارهای ثقلی و لنگرحاصل از تحلیل تحت بارجانبی زلزله (برخلاف روشهای خطی که لنگر متناظر با ظرفیت مورد انتظار عضو دردو انتها قرار داده می شد)بدست می آید و باید با ظرفیت مورد انتظار از عضودر تمام طول مقایسه گردد . چنانچه موقعیت پیش بینی شده برای مفصل خمیری صحیح نباشدلازم است تحلیل سازه مجدداً و با اصلاح موقعیت مفصل خمیری انجام شود.

در تحلیل غیر خطی تمام اعضای اصلی وغیراصلی مدل شده واثر کاهش مقاومت وسختی اجزاء(کاهندگی)در مدل وارد میشود.

شکل زیر اختلاف دو روش خطی و غیر خطی را نشان می دهد . خط منحنی بیانگر رفتار واقعی مصالح یا رفتارجزئی سازه و خط مستقیم بیانگر رفتار خطی می باشد. در محدودهٔ مشخص شده با حرف a اختلافی بین روش خطی و غیر خطی وجود ندارد . در محدودهٔ مشخص شده با حرف b که تغییر شکلهای حاصل از تحلیل خطی مشابه تغییر شکلهای تحلیل غیر خطی بدست آیند لازم است نیروی جانبی افزایش داده شود.

به این ترتیب تغییر شکل ها با دقت مطلوب محاسبه می گردند اما لازم است پیش از استفاده از نیروهای داخلی اعضاء،برای کنترل یا طراحی،آن ها را به نحوی مناسب اصلاح نمود.



انواع تحلیل غیر خطی

الف – تحلیل استاتیکی غیر خطی(Push Over)

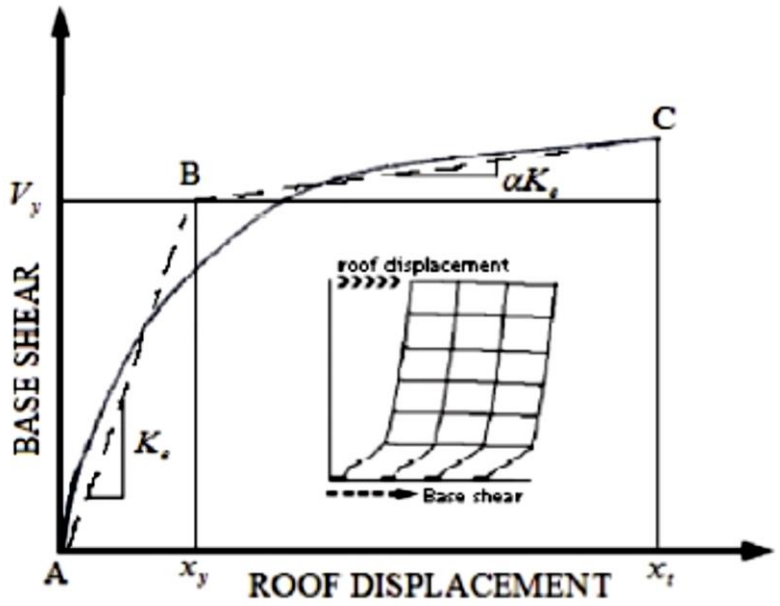
تحلیل پوش آور یک تحلیل استاتیکی غیر خطی تحت اثر بارهای جانبی فزاینده است. هدف ازتحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده ،برآورد رفتار مورد انتظار یک سیستم سازه ای به کمک تخمین مقاومت و تغییرشکل مورد نیاز، به وسیله انجام یک تحلیل استاتیکی غیر خطی با در نظر گرفتن زلزله های طراحی

و پس از آن مقایسه مقادیر مورد نیاز با ظرفیت های موجود در سطح رفتاری یاعملکردی مورد نظر است.این برآورد بر اساس شناسایی پارامترهای مهم رفتاری شامل تغییر مکان جانبی،تغییر شکل های نسبی اعضاء و اتصالات و ... خواهد بود.

روشهای تحلیلی که در طراحی بر اساس عملکرد و بهسازی لرزه ای سازه ها مطرح می شوند،عمدتا بر مبنای تحلیل استاتیکی غیر خطی می باشند .دلیل استفاده از این نوع آنالیز، سرعت بالای انجام آن ، سادگی تفسیر نتایج و دقت قابل قبول آن می باشد . این در حالی ست که تحلیل های پیچیده بجز در موارد خیلی خاص و یا با فرض وجود اطلاعات کافی برای نشان دادن رفتار صحیح سیکلی بار و تغییر شکل اعضای سازه ای، از نظر اقتصادی توجیه پذیر نمی باشد.

این روش به صورت یک سری تحلیل گام به گام می باشد.در هر گام از این تحلیل ،کاهش سختی اعضاء در اثر ایجاد مفاصل پلاستیک ،بر بارگذاری در گام بعدی تأثیر می گذارد.در این روش بار جانبی ناشی از زلزله با یک الگوی بار مشخص استاتیک ، به تدریج به صررت فزاینده به سازه اعمال می شود تا آنجا که تغییر مکان نقطه کنترل(مرکز جرم طبقه بام)تحت بار جانبی به مقدار مشخصی که تغییر مکان هدف نامیده می شود ،برسد و یا اینکه سازه فروبریزد.سپس تغییرشکل ها و نیروهای ایجاد شده در اعضاء با معیارهای پذیرش آنها در سطوح عملکردی مختلف مقایسه و سطح عملکرد سازه و اجزای سازه ای تعیین می شود. در واقع تغییر مکان هدف نشان دهنده تقاضای تغییر مکانی زلزله مورد انتظار می باشد.

یکی از از مهمترین نتایج این تحلیل تعیین نمودار بار-تغییرمکان یا منحنی ظرفیت است که با مشخص کردن نیروی برش پایه و تغییر مکان جانبی بالاترین سطح سازه(بام)در هر گام و رسم این دو پارامتر در مقابل هم بدست می آید که به منحنی پوش اور معروف میباشد.



فرضیات روش تحلیل استاتیکی غیر خطی

در تحلیل پوش اور ، هم توزیع نیرو و هم جابه جایی هدف با فرض آنکه پاسخ سازه با مد اول کنترل میشود و شکل مدی پس از تسلیم سازه تغییر نمی کند بنا نهاده شده است.

با توجه به اینکه پس از تسلیم سازه ، هر دو فرض فوق تقریبی هستند اما تحقیقات به تخمین های خوبی از نیازهای لرزه ای منجر شده اند اگر چه چنین تخمین های خوبی از نیازهای لرزه ای عمدتاً به سازه هایی با ارتفاع کوتاه یا متوسط محدود می شود که در آنها خاصیت غیر الاستیک در تمامی ارتفاع سازه توزیع می شود.

مزایا و معایب روش تحلیل استاتیکی غیر خطی

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

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

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

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

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

ب- تحلیل دینامیکی غیر خطی (NDA)

به طور کلی برای سیستم هایی که انتظار می رود رفتار غیر خطی داشته باشند نیروها و تغییر شکلها را می توان با استفاده از تحلیل های زیر به دست آورد:

الف- تحلیل های دقیق : به منظور تحلیل دقیق یک سازه می توان از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده نمود که در این روش ابتدا مشخصات غیر خطی اعضای سازه تعریف شده و سپس بااستفاده از شتاب نگاشت ها تحلیل مورد نظر صورت می پذیرد.

ب- تحلیل های ساده شده : به عنوان مثال استفاده از طیف پاسخ غیر خطی ویا استاتیکی غیر خطی

ج- تحلیل های تقریبی : مانند روش استاتیکی معادل که با در نظر گرفتن ضریب رفتار می توان به صورت تقریبی اثر رفتار غیر خطی را وارد نمود.

در آیین نامه ی ۲۸۰۰ حرکت زمین که در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار می گیرد، حرکت مربوط به زلزله ای است که احتمال وقوع آن و یا زلزله های بزرگ تر از آن در ۵۰ سال عمر مفید سازه، بیش از ۹۹/۵ درصد باشد. این زلزله در آیین نامه به عنوان زلزله ی طرح معرفی می شود.

در این روش نتایج شتاب زمین (رکورد) که در چندین زلزله ی گذشته ثبت شده است به عنوان بارگذاری بر سازه اعمال می شود. این رکوردها باید تا حد امکان نمایان گر حرکت لرزه ای واقعی زمین در محل احداث بنا باشند. بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ لازم است حداقل سه زوج شتاب نگاشت مربوط به مولفه های افقی سه زلزله مختلف، به عنوان تاریخچه ی زمانی انتخاب شوند، و هر زوج شتاب نگاشت پس از اصلاحاتی که در ادامه ذکر خواهد شد. به طور همزمان در دو راستای متعامد بر سازه اعمال گردند. این شاب نگاشت ها باید دارای سه ویژگی زیر باشند:

- شتاب نگاشت ها متعلق به زلزله هایی باشند که شرایط زلزله های طرح را ارضاء کنند و در آنها آثار بزرگی و فاصله از گسل در نظر گرفته شده باشد.

- ساختگاه های شتاب نگاشت ها باید به لحاظ ویژگی های زمین شناسی، لرزه شناسی و مشخصات لایه های خاک با زمین محل سازه تا حد امکان شباهت داشته باشند.
- مدت زمان حرکت شدید در شتاب نگاشت ها از حداکثر مقادیر۱۰ ثانیه و سه برابر زمان تناوب اصلی سازه کمتر نباشد.

استاندارد ۲۸۰۰ قید می کند که اگر سه زوج شتاب نگاشت ثبت شده با مشخصات مورد نظر در دسترس نباشد، می توان به جای آنها از زوج های مناسب شتاب نگاشت های شبیه سازی شده مصنوعی استفاده کرد.

با توجه به این که شتاب نگاشت ها هر یک مربوط به زلزله ی مشخصی از نظر شدت و زمان هستند باید زوج شتاب نگاشت ها را به روش زیر به مقیاس در آورد:

الف. حداکثر شتاب کلیه ی شتاب نگاشت ها با شتاب ثقل زمین برابر گردد بدین ترتیب همه شتاب نگاشت ها به مقدار حداکثر خود مقیاس می شوند.

ب. طیف پاسخ هر زوج شتاب نگاشت مقیاس شده در بند الف با منظور کردن میرایی ۵ درصد تعیین می شود.

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

د. طیف های پاسخ ترکیبی سه زوج شتاب نگاشت متوسط گیری شده و در محدوده ی زمان تناوب $0.2T$ و $1.5T$ با طیف طرح استاندارد مقایسه شود که T زمان تناوب اصلی ساختمان است. در این محدوده مقادیر متوسط سه طیف در هیچ حالت نباید کمتر از ۱/۴ برابر مقدار نظیر آن در طیف استاندارد باشد. به این ترتیب ممکن است لازم باشد که طیف متوسط گیری شده در ضریب مقیاسی ضرب شود تا شرط مورد اشاره در بند حاضر ارضا گرد.

ه. ضریب مقیاس به دست آمده باید در شتاب نگاشت های مقیاس شده در بند الف ضرب شده و در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گیرد.

با انجام مراحل گفته شده ، ماهیت زلزله های انتخاب شده برای اعمال شتاب نگاشت آنها به سازه جهت بارگذاری تحلیل مکانیکی به روش تاریخچه ی زمانی، به گونه ای اصلاح می شود که بر اساس ماهیت دینامیکی سازه از لحاظ پریود طبیعی و ساختگاه آن بتواند تحریک مناسبی برای سازه ی مورد نظر ایجاد کند.

منابع غیر خطی بودن

۱- هندسی (اثرات $P-\Delta$)

۲- مصالح (مصالحی که میتوانند رفتار غیر خطی از خود نشان دهند که این شامل مصالح ترد نمی گردد.

تحلیل غیر خطی دینامیکی می تواند به یکی از دو روش زیر انجام شود :

تحلیل تاریخچه زمانی(RHA)

تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)

تحلیل تاریخچه زمانی RHA

تحلیل تاریخچه زمانی که یکی از روش های تحلیل دینامیکی غیر خطی می باشد روشی پیچیده و در عین حال دقیق ترین روش برای ارزیابی نیازهای غیر الاستیک سازه تحت اثر شتاب نگاشت های حرکت زمین است.

در تحلیل تاریخچه زمانی، پاسخ سازه با استفاده از روابط دینامیکی در گام های زمانی کوتاه محاسبه می شود. در این روش باید پاسخ مدل سازه تحت تحریک شتاب زمین براساس حداقل سه شتاب نگاشت محاسبه شود(معمولا آیین نامه های زلزله مقرر می دارند که در صورت استفاده از ۳ رکورد، بیشینه پاسخ ها

و در صورت استفاده از ۷ رکورد، مقدار میانگین نتایج ملاک عمل قرار گیرند. البته نوعا تعداد بسیار بیشتری رکورد برای تعیین عملکرد سیستم نیاز است.)

به منظور تعیین عملکرد محتمل سازه تحت یک زلزله مشخص ، نتایج به دست آمده از این تحلیل می تواند به طور مستقیم با اطلاعات به دست آمده از آزمایشات بر روی نمونه های مولفه های سازه ای مقایسه شوند.

در تحلیل تاریخچه زمانی، آثار مودهای بالاتر و تغییرات در الگوی بار اینرسی به علت نرم شدگی سازه در خلال زلزله به طور خودکار درنظر گرفته می شود. سپس به طور مستقیم تغییر مکان کلی حداکثر که توسط یک شتاب نگاشت مشخص به سازه اعمال می شود، تعیین شده و احتیاجی به تخمین زدن این پارامتر بر پایه روابط تجربی– تئوریک نمی باشد.

این تحلیل به تغییراتی نظیر تغییر خصوصیات شتاب نگاشت و رفتار سخت شدگی غیر خطی المان های مورد استفاده بسیار حساس می باشد .به عنوان مثال دو رکورد که با استفاده از یک طیف پاسخ مقیاس شده اند، ممکن است در پیش بینی توزیع و مقدار رفتار غیر الاستیک سازه با هم تفاوت های قابل توجهی داشته باشند .به همین علت برای کاهش پراکندگی نتایج و برآورد صحیح نیاز های لرزه ای لازم است آنالیز های تاریخچه زمانی متعددی انجام شود .

تحلیل دینامیکی افزایشی IDA

یکی دیگر از روش های تحلیل دینامیکی غیر خطی ،تحلیل دینامیکی افزایشی می باشد .در این تحلیل، سازه تحت تاثیر یک سری از تحلیل های تاریخچه زمانی قرار می گیرد که شدت این تاریخچه زمانی ها به تدریج افزایش می یابد .به عبارت دیگر در این روش مقدار شتاب ماکزیمم به صورت افزایشی

از یک مقدار بسیار کم که در طی آن پاسخ سازه الاستیک است مقیاس شده وبه تدریج افزایش می یابد تا به نقطه حالت حدی هدف پس از تسلیم برسیم.

در این حالت مقادیر ماکزیمم برش پایه در مقابل تغییر مکان ماکزیمم بعد از هر بار اجرای تحلیل ترسیم می شود که به نمودار حاصل اصطلاحا نمودار پوش آور دینامیکی (Dynamic Push Over) یا منحنی های پوش IDA گفته می شود که شکل کلی آن شبیه همان نمودارهای پوش آور در تحلیل استاتیکی غیر خطی می باشد.

نرم افزار هایی که قادر هستند فرایند فوق را به صورت اتوماتیک و بسیار راحت انجام دهند عبارتند از:

Perform 3D و Opensees،SeismoStruct

همچنین نرم افزارSAP200 قادر به انجام فرایند فوق به صورت مرحله ای می باشد.

مزایا و معایب روش تحلیل دینامیکی غیر خطی

به طور کلی روش آنالیز دینامیکی غیر خطی در مقایسه با روش استاتیکی غیر خطی به علت اجتناب از تقریب های موجود برای ساده سازی مدل سازه ای، دقت بیشتری دارد. اما با توجه به حجم زیاد اطلاعات ورودی مورد نیاز (شتاب نگاشت حرکت زمین، رفتار هیسترتیک اعضای سازه و ...)و زمان بر بودن این آنالیز برای سازه ها با المان های زیاد، انجام چنین محاسبات زیاد وپیچیده، به علت محدودیت های نرم افزارها و سخت افزارهای موجود و حساس بودن این روش،تنها برای کارهای تحقیقاتی و یا طراحی سازه های خاص مناسب می باشد.

روش تحلیل دینامیکی غیرخطی برای تمام ساختمانها قابل استفاده است . اما نظر به اینکه نتایج حاصل از این روش حساس به شتاب نگاشت انتخاب شده برای تحلیل و مدل رفتارغیر خطی مصالح و اجزاء سازه می باشد، لازم است کنترل و تفسیر نتایج حاصل توسط افراد مجرب انجام گیرد.

قاب های خمش فولادی

در این سازه ها قابها متشکل از تیرها وستون های فولادی است. نیروهای جانبی را قابهای خمشی تحمل می کنند که سختی آنها از طریق اتصالات صلب تیرها و ستون ها تأمین می شود. قابهای خمشی برای انواع گسترده ای از کاربری ها شامل دفاتر ، بیمارستانها ،کتابخانه ها و ساختمانهای دولتی و دانشگاهی کاربرد دارد. در آغاز دهه ۱۹۶۰ بال ها و جان های تیر به صورت مستقیم به ستون ها جوش داده می شد تا اتصالات کاملاً گیرداری به وجود آورد که این آغاز عصر اجرای قابهای خمشی فولادی جوشی WSMF بود .

لچکی های برشی پیچ شده به جان تیروجوش خورده به ستونها بعدها جایگزین جوش در جان تیرها شد. این اتصالات متشکل از بالهای جوش خورده و جان های پیچیده شده به طور وسیعی در دهه های ۱۹۸۰ و ۱۹۹۰ مورد استفاده قرار می گرفت و اکنون به عنوان اتصالات پیش از زلزله نورث ریج شناخته می شود. پس از زلزله ۱۹۹۴ در نورث ریج ،مشخص گردید که این اتصالات ظرفیت دورانی پلاستیک کافی را برای اکثر کارکردهای لرزه ای فراهم نکرده است. اتصالات جدید تر برای ایجاد ظرفیت خمشی کامل در تیرها و فراهم نمودن ظرفیت دورانی غیر الاستیک بزرگ طراحی می شوند.

خصوصیات پاسخ لرزه ای قابهای خمشی فولادی

ساختمانهای با قاب خمشی فولادی عموماً انعطاف پذیر هستند و در عین حال تحت تاثیر تغییر مکانهای درون طبقه ای بزرگ قرار دارند. شکل پذیری این ساختمانها طی تسلیم و تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها و یا تسلیم برشی نواحی ستونی در اتصالات تیر به ستون بدست می آید. این رفتار غیر الاستیک به قابهای خمشی اجازه می دهد تا چرخه های بارگذاری وبار برداری زیادی را تحمل کنند.

حرکت زمین در اثر زلزله

رفتار یک ساختمان در مقابل زلزله به ویژگی حرکت زمین وابسته است. اندازه گیری اولیه ی حرکت زمین در یک زلزله، با اندازه گیری شتاب حرکتی زمین به صورت تابعی از زمان و در طول اثر زلزله که به شتاب نگاشت معروف است، انجام می شود. این اندازه گیری به کمک دستگاه های شتاب نگار که در ایستگاه های مشخصی نصب شده اند، صورت می گیرد. هر شتاب نگار معمولاً دو مولفه ی افقی شتاب حرکتی زمین در دو امتداد متعامد، و نیز مولفه های قائم شتاب حرکتی زمین را ثبت می کند.

اگرچه حالت ایده آل در ساختمان ها در مقابل زلزله آن است که ساختمان در مقابل اثر یک شتاب نگاشت مشخص، که احتمال وقوع آن در آینده، با قبول درصد ریسک مشخص، وجود دارد، طراحی شود، ولی به دلیل اشکالاتی که معمولاً برای تعیین مشخصات دقیق شتاب نگاشت فرضی در محل یک ساختمان وجود دارد، ترجیح داده می شود، به جای استفاده ی مستقیم از شتاب نگاشت ها، از روش هایی که حداکثر پاسخ یا بازتاب ساختمان را تعیین می کند، استفاده شود. متداول ترین این روش ها روش طیف بازتاب زلزله است.

اگر برای یک شتاب نگاشت معین و برای یک نسبت میرایی (استهلاک) ثابت، منحنی تغییرات حداکثر بازتاب شتاب مطلق، S_a ، برای یک سیستم با یک درجه آزادی و به ازای زمان های تناوب مختلف رسم شود، این منحنی ،طیف بازتاب شتاب نامیده می شود.

طیف بازتاب شتاب نیز مانند شتاب نگاشت، مربوط به یک زلزله ی خاص بوده و بنابراین چندان منطقی نیست که برای یک ساختمان مشخص، به تنهایی مبنای آنالیز و طراحی قرار گیرد. برای بر طرف کردن این اشکال، با استفاده از مجموعه ای از طیف های بازتاب زلزله های مختلف، ولی همگن با یکدیگر و هم ساز با زلزله ای که احتمالاً در منطقه ی احداث ساختمان در آینده به وقوع خواهد پیوست و با اجرای عملیات آماری مناسب، یک طیف هموار شده برای زلزله ی طرح یا زلزله ی سطح بهره برداری به دست می آید.

حداکثر کلیه ی بازتاب های یک سیستم یک درجه آزادی با زمان تناوب T و نسبت میرایی مشخص را می توان با در دست داشتن حداکثر پاسخ شتاب بر حسب زمان تناوب ساختمان که همان طیف بازتاب شتاب هموار شده، Sa، می باشد، به دست آورد. آیین نامه ها معمولاً مقادیر طیف بازتاب شتاب را به صورت استاندارد ارائه می کنند. آیین نامه ها همچنین اجازه می دهند که بر اساس مطالعات ویژه بر موقعیت کل ساختمان طیف ویژه ی ساختگاه را استخراج کرده و مبنای آنالیز دینامیکی قرار داد.

انتخاب رکورد زلزله

به منظور انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی رکوردهای زلزله منجیل از ایستگاه شتاب نگاشت واقع در شهر آب بر ،مرکز شهرستان طارم در شمال استان زنجان ،از سایت مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن برگرفته شده است.

شبکه شتابنگاری زلزله ایران ISMN

محل	تاریخ	زمان	طول	عرض	بزرگای				مرجع
					Ml	Ms	Mb	Mw	
رودبار - منجیل	۱۹۹۰/۰۶/۲۰	۲۱:۰۰:۰۹	٤۹.٤۱	۳٦.۹٦	-	۷.۷	۷.۳	-	NEIC
شبکه شتابنگاری مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن									

زمین لرزه ۳۱ خرداد ماه ۱۳٦۹ رودبار – منجیل

حدود ۳۰ دقیقه بامداد روز پنجشنبه ۳۱ خرداد ۱۳۶۹ خورشیدی مطابق با ساعت ۲۱ روز چهارشنبه بیستم ژوئن ۱۹۹۰ میلادی زمینلرزهٔ مخرب و ویرانگری با بزرگی تقریبی۷/۳= Mb و۷/۷ = Ms در استانهای گیلان و زنجان روی داد. این زمین لرزه دهشتناک سبب ویرانی شهرهای منجیل ، رودبار، لوشان و بخشهای وسیعی از مناطق طارم در استان زنجان گردید. حداکثر شدت این زمین لرزه در ناحیه منجیل حدود X (مقیاس MSK) برآورد شده است.

این زمینلرزه همراه با گسلش زمینلرزه ای در سه تکه ی نا پیوسته با حرکت نردبانی و با درازای ۸۰ کیلومتر در پهنه مهلرزه ای همراه بود. سه تکه گسلش یاد شده با فاصله هایی در روی زمین و با سازو کار راستالغز چپگرد نزدیک ۶۰ سانتی متر در درازنای گسله اندازه گیری شده است.

ساز و کار ژرفی گسلش این زمینلرزه با گسلش زمنیلرزه ای در رویه زمین همخوانی ندارد (Berberian et.al., 1994). این اختلاف ممکن است نشانگر همراه شدن گسلش روی زمین با ساختهای ثانوی دیگر باشد.

بررسی شتابنگاشتهای ثبت شده از این زمینلرزه نشان می دهد که شتاب حرکت زمین در حوالی مرکز زلزله بیش از (0.6 g) بوده است (معین فر، ۱۳۶۹). به طور کلی در شعاع ۲۵۰ کیلومتری از مرکز زلزله تعداد ۵۰ دستگاه شتابنگار در هنگام وقوع زلزله قرار داشت که ۲۳ دستگاه زلزله را ثبت کرده است. بیشترین شتاب افقی و قائم که از زلزله اخیر ثبت شده است در دستگاه شتابنگار آب بر است که در فاصله حدود ۱۰ کیلومتری گسل زمینلرزه قرار گرفته بود. حداکثر شتاب افقی شتابنگاشت به دست آمده از این شتابنگار حدود(0.65 g)و حداکثر شتاب قائم حدود(0.52 g)است.

از ویژگیهای مهم زمینلرزه رودبار – منجیل آن است که بر خلاف زمینلرزه های گذشته ایران که عموماً در مناطق کم جمعیت و در روستاهایی اتفاق می افتاد که فاقد ساختمانهای اساسی بود، در منطقه ای روی داد که دارای انواع ساختمانهای مختلف و همچنین سازه های مهمی نظیر سد ، سیلو، نیروگاه و برجهای آب بود. در

منطقه گیلان و زنجان خصوصاً در بخش زنجان و همچنین در ناحیه شرق منطقه زلزله زده نظیر کلیشم، ساختمانهای خشت و گلی یا سنگی متداول در سایر روستاهای ایران با سقف های سنگین فراوان است. این قبیل ساختمانها عموماً در اثر زمینلرزه خسارات شدید دیده و ویران شده بودند.ساختمانهای با مصالح بنایی مرکب از دیوارهای آجری و سقف های ساخته شده از تیر آهن و طاق ضربی بیشتر در داخل شهرهای زلزله زده موجود بوده است و این نوع ساختمانها بر حسب نوع ملات و نحوه اجرای کار و کاربرد کلاف بتن آرمه و یا عدم اجرای کلاف واکنشهای متفاوتی از خود نشان داده بودند.

تعریف پروژه

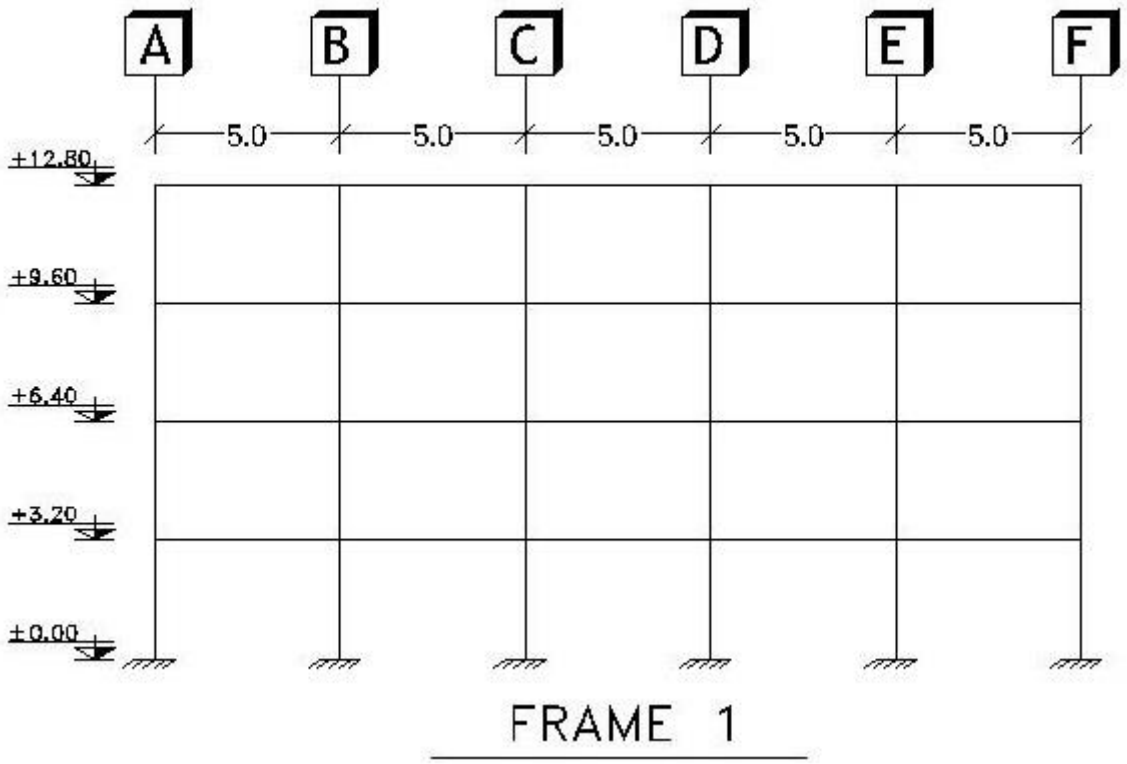
مطلوب است :

۱- ترسیم تغییر مکان طبقه فوقانی یک قاب فولادی خمشی در طول زلزله .

۲- تعیین محل و ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی.

فرضیات آنالیز

برای این منظور از یک قاب ساختمانی چهار طبقه با کاربری کتابخانه در شهر تهران استفاده شده است. خاک محل احداث ساختمان نوع چهار فرض می شود.



با توجه به آئین نامه ۲۸۰۰ مشخصات ساختمان فوق عبارتند از :

الف: طبقه بندی ساختمان :گروه ۲

ب-ضریب اهمیت ساختمان:۱/۴

ج-درصد میزان مشارکت بار زنده کتابخانه ها:۶۰ درصد

د- نوع زمین IV

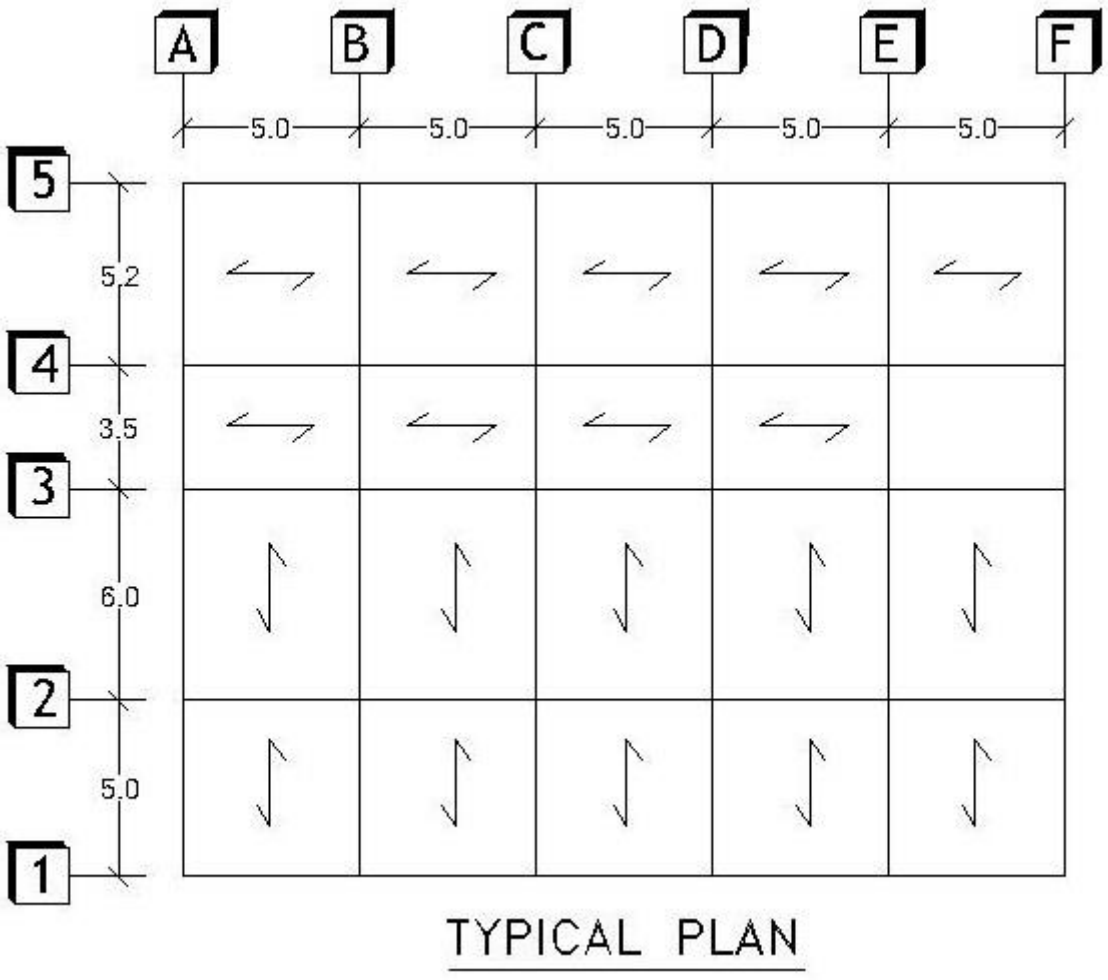
$T_0 = 0.15 \qquad T_S = 1 \qquad S = 1.75$

هـ - شهر تهران ،خطر نسبی خیلی زیاد:

$A = 0.35g$

مشخصات طبقات

طبقه	کاربری	ارتفاع	بار مرده	بار زنده
اول	پیلوت	3.2 m	$650kg/m^2$	$750kg/m^2$
دوم	مخزن کتاب	3.2 m	$650kg/m^2$	$350kg/m^2$
سوم	قرائت خانه برادران	3.2 m	$650kg/m^2$	$350kg/m^2$
چهارم	قرائت خانه خواهران	3.2 m	$750kg/m^2$	$150kg/m^2$



با توجه به پلان طبقات و یک طرفه بودن دال سقف ،سطح بارگیر قاب مورد نظر که در نمای ساختمان واقع گردیده است،۲/۵ متر می باشد بنابراین مقدار بار وارد بر تیرهای قاب به صورت زیر محاسبه می شود:

بار دیوار نمادار طبقات با احتساب ۲۰ درصد باز شو:

گچ و خاک و سفید کاری +آجر سفال ۱۵ سانتی + نمای سنگ تراورتن= $300kg/m^2$

بار دیوار نمادار بام :

سیمان کاری +آجر سفال ۱۰ سانتی + نمای سنگ تراورتن=$275kg/m^2$

تراز تیر	بار مرده ناشی از سقف kg/m	بار مرده ناشی از دیوار kg/m	مجموع بار مرده kg/m	بار زنده ناشی از سقف kg/m
طبقه اول	$2.5 \times 650 = 1625$	$300 \times 3 \times 0.8 = 720$	2345	$2.5 \times 750 = 1875$
طبقه دوم	$2.5 \times 650 = 1625$	$300 \times 3 \times 0.8 = 720$	2345	$2.5 \times 350 = 875$
طبقه سوم	$2.5 \times 650 = 1625$	$300 \times 3 \times 0.8 = 720$	2345	$2.5 \times 350 = 875$
طبقه چهارم	$2.5 \times 750 = 1875$	$275 \times 1 = 275$	2150	$2.5 \times 150 = 375$

محاسبه پریود سازه

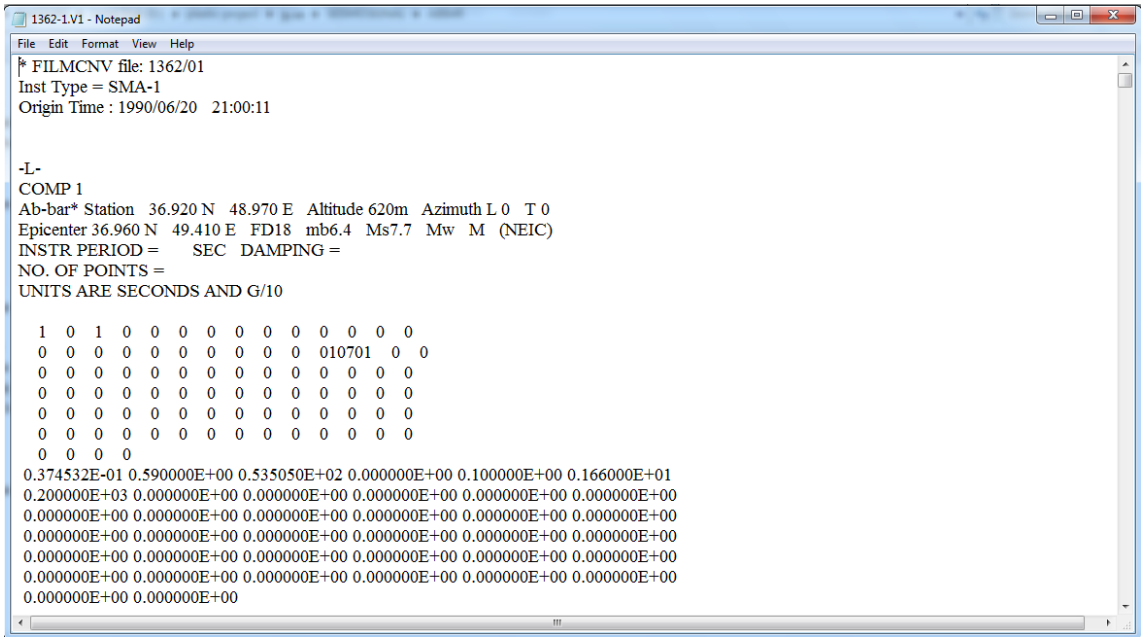
با توجه به رابطه (۵-۲) آئین نامه ۲۸۰۰ برای قابهای فولادی خمشی و با توجه به ارتفاع سازه از تراز پایه برابر با ۱۲/۸ متر داریم:

$$T = 0.08\, H^{(3/4)} = 0.54\ \ sec$$

تنظیم پارامترهای تحلیل دینامیکی غیر خطی

به منظور انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی لازم است تاریخچه زمانی شتاب یک زلزله به نرم افزار معرفی شود.که پیش از آن لازم است رکورد شتاب نگاشت مربوط به یک زلزله را با استفاده از نرم افزاری مناسب مقیاس و اصلاح نمود. بدین منظور در این پروژه از نرم افزار SeismoSignal .Ver 4.3.0 استفاده گردیده است.

همانگونه که قبلاً اشاره شد رکورد انتخاب شده ، مربوط به شتاب زلزله منجیل می باشد که حداکثر شتاب اصلاح نشده آن در رکوردهای ثبت شده ایستگاه آب بر میزان 0.65 g می باشد.

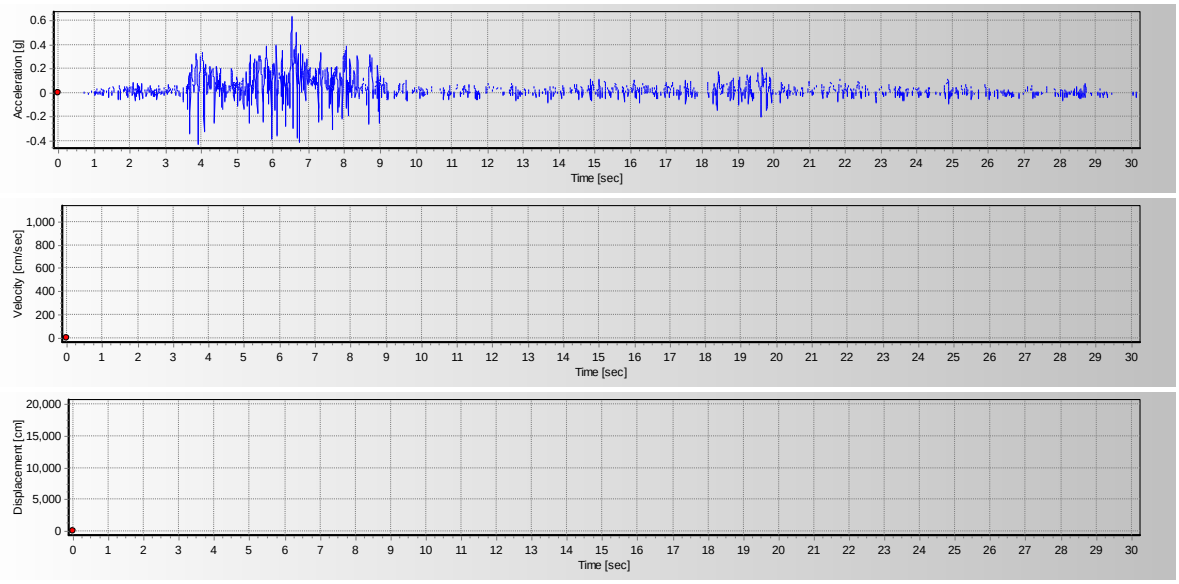


شتاب نگاشت آب بر در فواصل زمانی 0.005 ثانیه تعداد 6027 رکورد را مجموعاً در مدت 30.135 ثانیه ثبت نموده است که مقدار شتاب اصلاح شده آن برابر 0.585 g می باشد.

پس از وارد کردن رکوردهای شتاب منجیل در نرم افزار SeismoSignal خروجی مناسب شتاب برای نرم افزار SAP گرفته می شود.

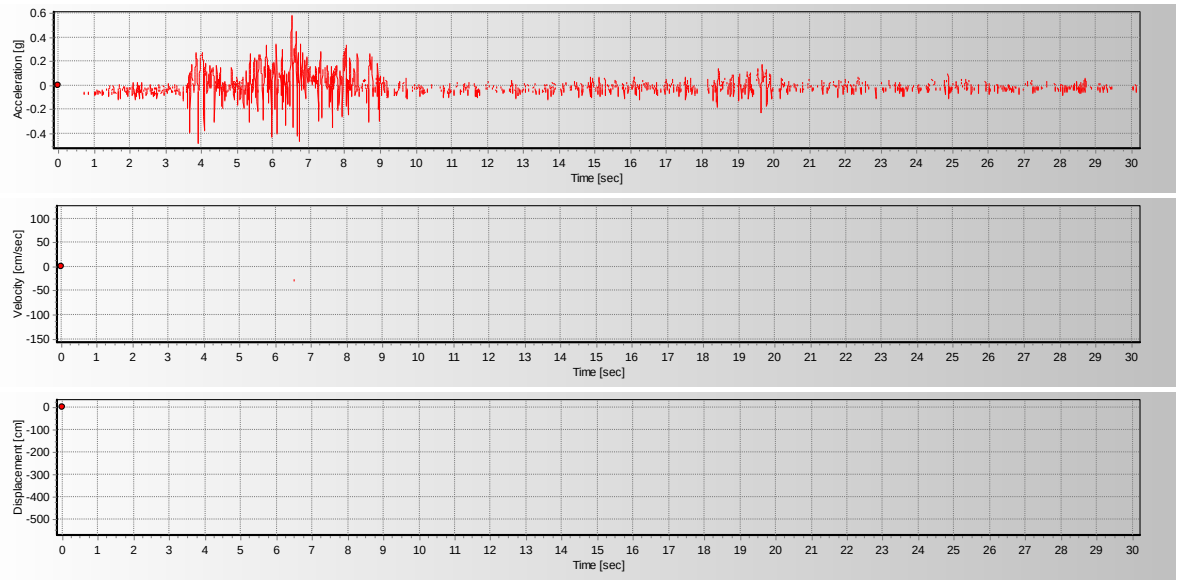
گرافهای اصلاح نشده شتاب ، سرعت و جابجایی زلزله منجیل

مؤلفه L شتابنگار آب بر

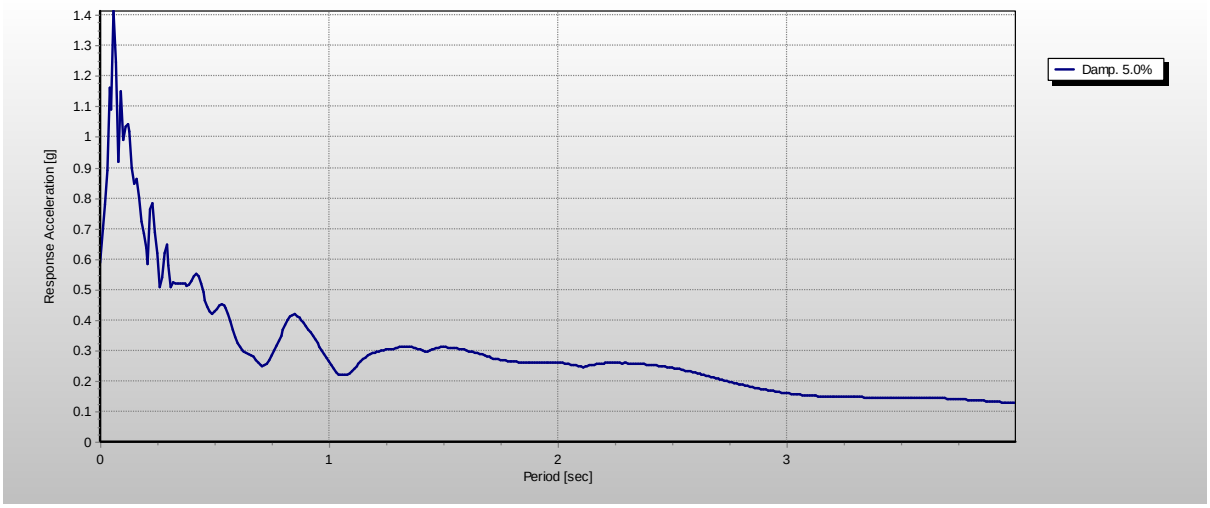


گرافهای اصلاح شده شتاب ، سرعت و جابجایی زلزله منجیل

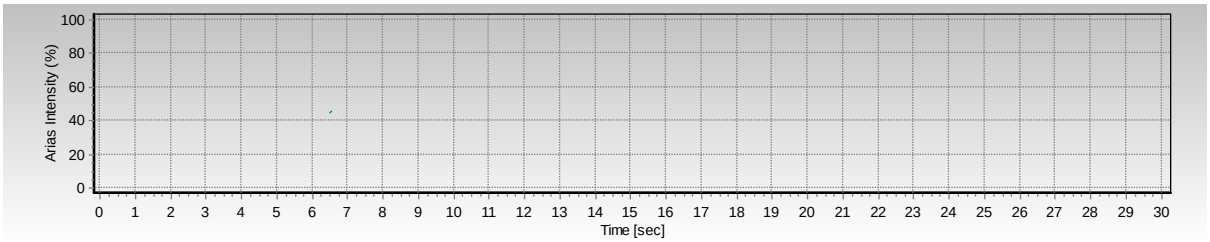
مؤلفه L شتابنگار آب بر



تاریخچه زمانی شتاب:

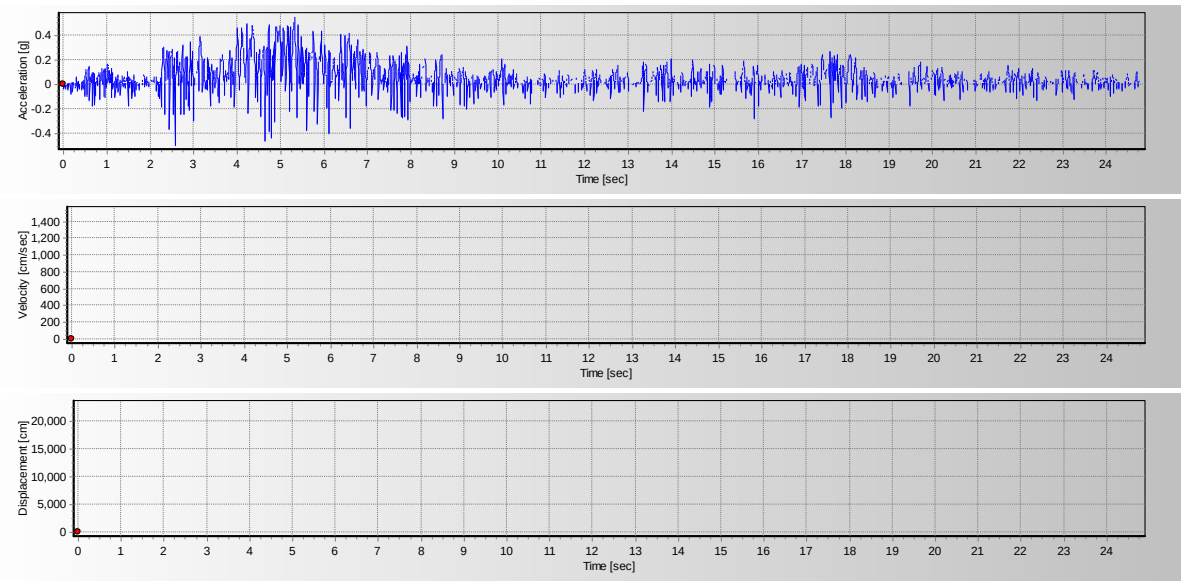


آریاس:



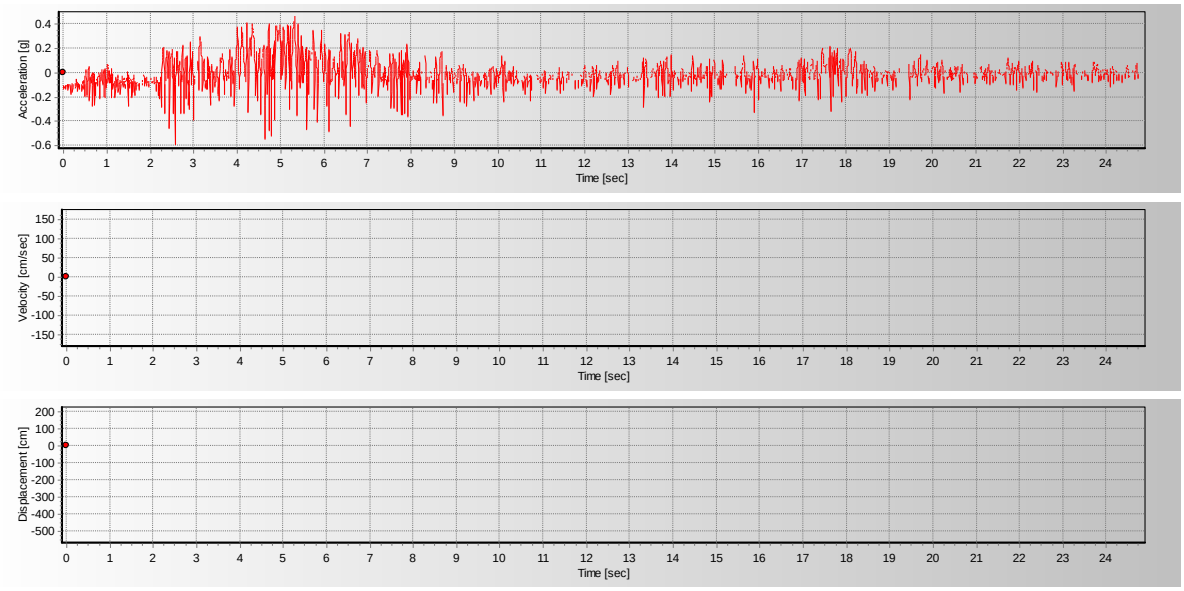
گرافهای اصلاح نشده شتاب ، سرعت و جابجایی زلزله منجیل

مؤلفه T شتابنگار آب بر

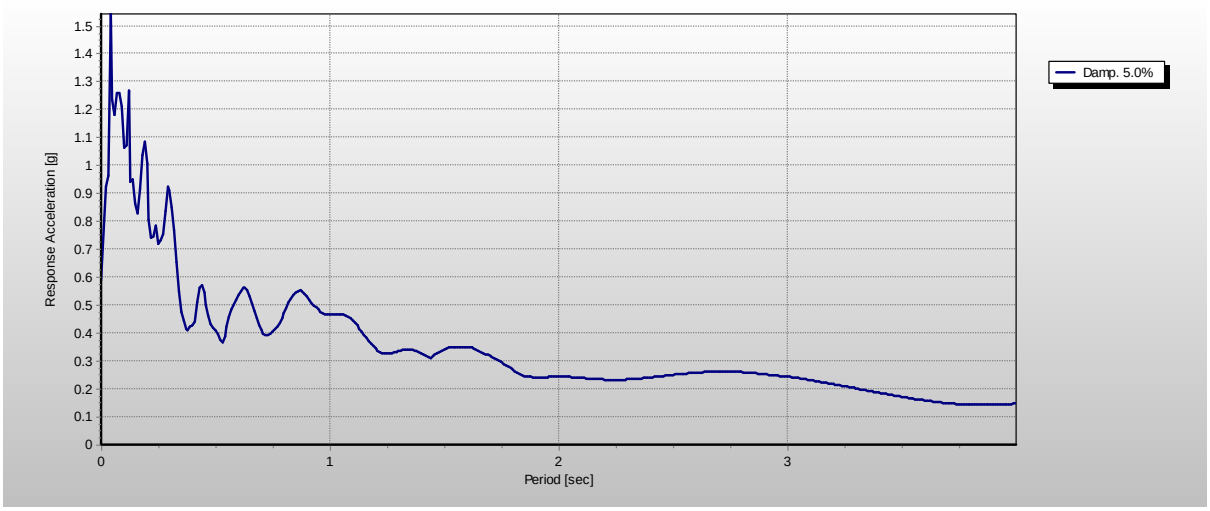


گرافهای اصلاح شده شتاب ، سرعت و جابجایی زلزله منجیل

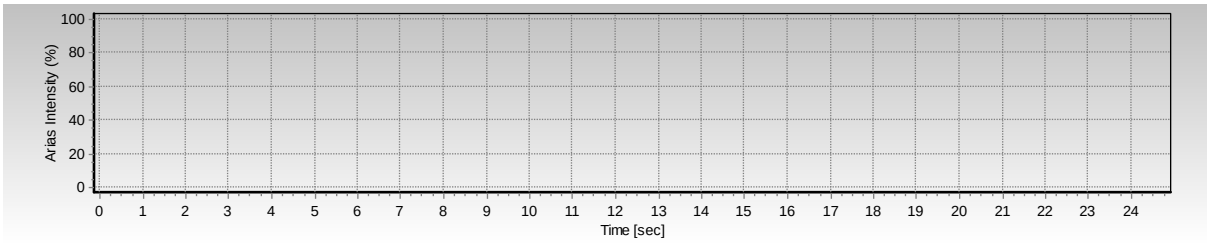
مؤلفه T شتابنگار آب بر



تاریخچه زمانی شتاب



آریاس



زلزله منجیل (شتابنگار آب بر)		
مقدار / مؤلفه شتاب	L	T
Max	0.585g @ t=6.525 sec	0.462g @ t=5.32 sec
Min	-0.482 @ t=3.905 sec	-0.59g @ t=2.565 sec
$Max\|L\| = 0.585g$		

$$Max|T| = 0.59g$$

کنترل مدت زمان حرکت شدید زمین(مدت دوام) شتاب نگاشت استفاده شده بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ ایران:

بر اساس بخش ۲ بند ۲-۴-۱-۴ آیین نامه ۲۸۰۰ برای هر شتاب نگاشت بایستی رابطه زیر برقرار باشد:

$(t_{0.95\ IA} - t_{0.05\ IA}) > (10\ SEC \text{ یا } 3T)$

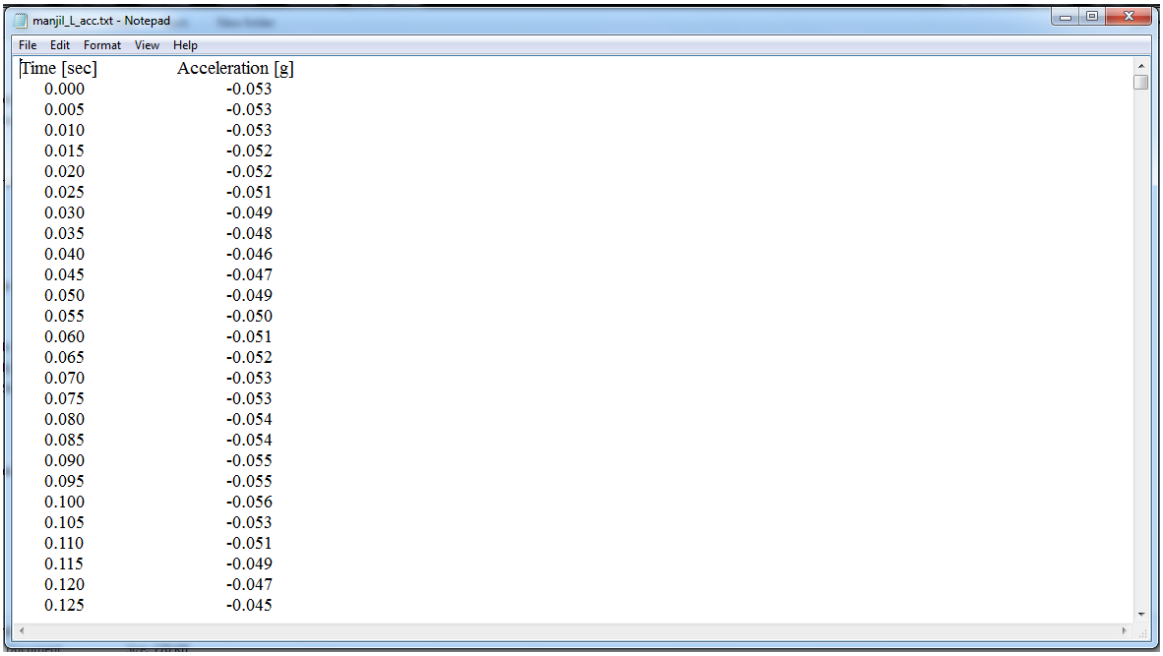
برای ساختمان در نظر گرفته شده در فرضیات آنالیز:

T=0.54 SEC

که برای این شتاب نگاشت رابطه فوق برقرار است.

خروجی شتاب برای نرم افزارSAP در فرمت txt به شکل زیر است:

زلزله منجیل شتابنگار آب بر		
مؤلفه شتاب / آریاس	L(m/sec)	T(m/sec)
I_A	1.922	3.402
$0.05\ I_A$	0.096	0.17
$0.95\ I_A$	1.826	3.232
مؤلفه شتاب / زمان	L(sec)	T(sec)
$t_{0.95\ IA}$	19.8	18.235
$t_{0.05\ IA}$	2.895	1.325
مدت دوام= $t_{0.95\ IA} - t_{0.05\ IA}$	16.91	16.91


manjil_L_acc.txt - Notepad

File Edit Format View Help

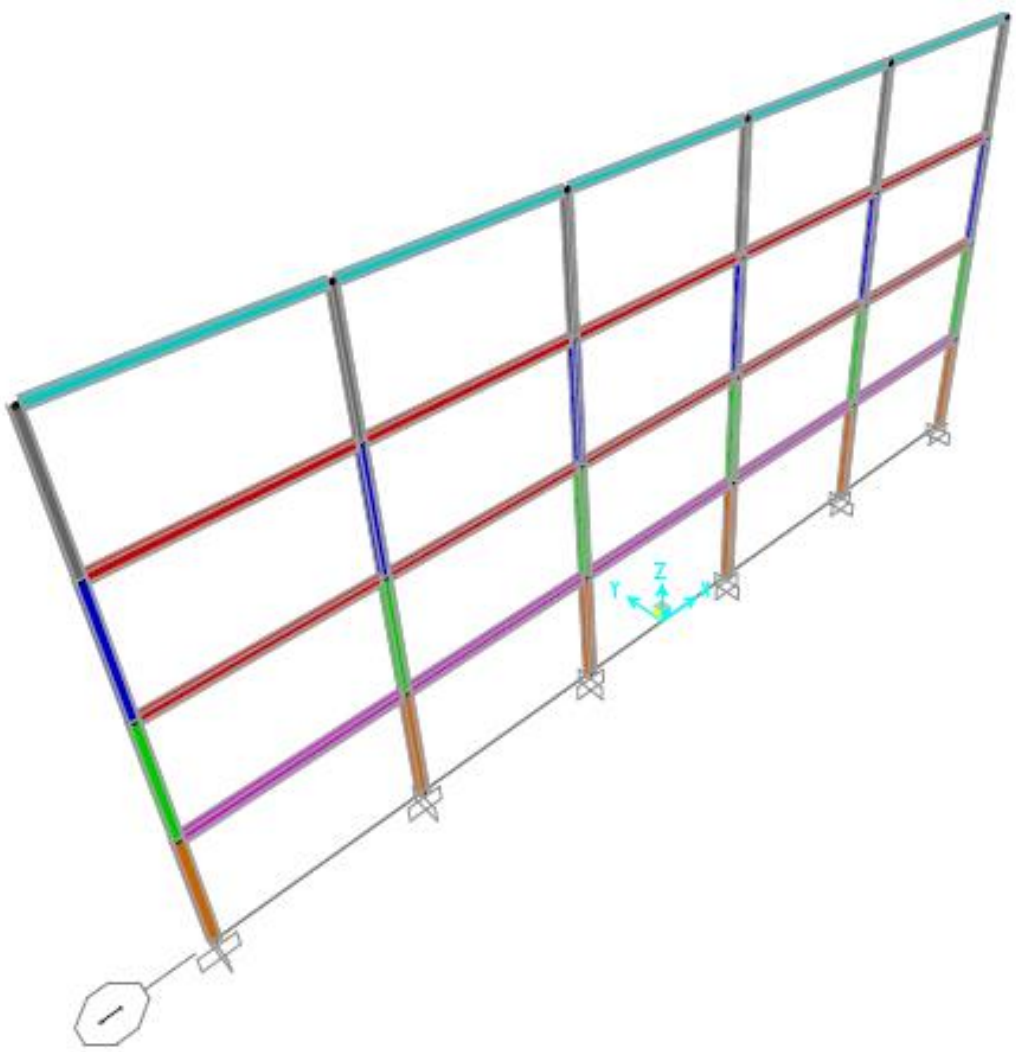
Time [sec]	Acceleration [g]
0.000	-0.053
0.005	-0.053
0.010	-0.053
0.015	-0.052
0.020	-0.052
0.025	-0.051
0.030	-0.049
0.035	-0.048
0.040	-0.046
0.045	-0.047
0.050	-0.049
0.055	-0.050
0.060	-0.051
0.065	-0.052
0.070	-0.053
0.075	-0.053
0.080	-0.054
0.085	-0.054
0.090	-0.055
0.095	-0.055
0.100	-0.056
0.105	-0.053
0.110	-0.051
0.115	-0.049
0.120	-0.047
0.125	-0.045

سپس شتاب اصلاح شده خروجی ، در نرم افزار SAP فراخوانده می شود.

مراحل مدل سازی

برای مدل سازی و آنالیز قاب از نرم افزارSAP2000 .ver 14.2.2 استفاده شده است.

برای تعریف هندسه قاب ، فاصله آکسهای سازه ، تعداد و ارتفاع طبقات ، وارد شده ، سپس مشخصات مصالح و مقاطع تعریف شده و مقاطع مناسب برای تحلیل به المانها اختصاص می یابند.درگام بعدی بارگذاری سازه انجام می گیرد.

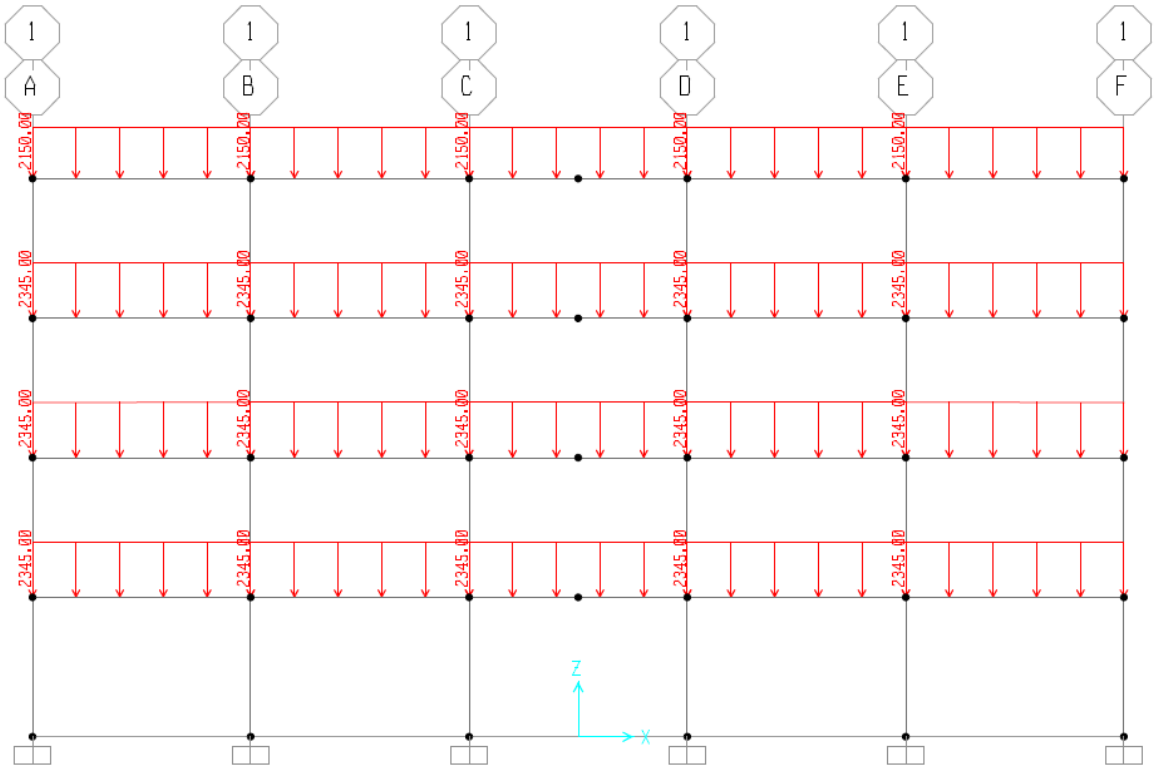


بارگذاری

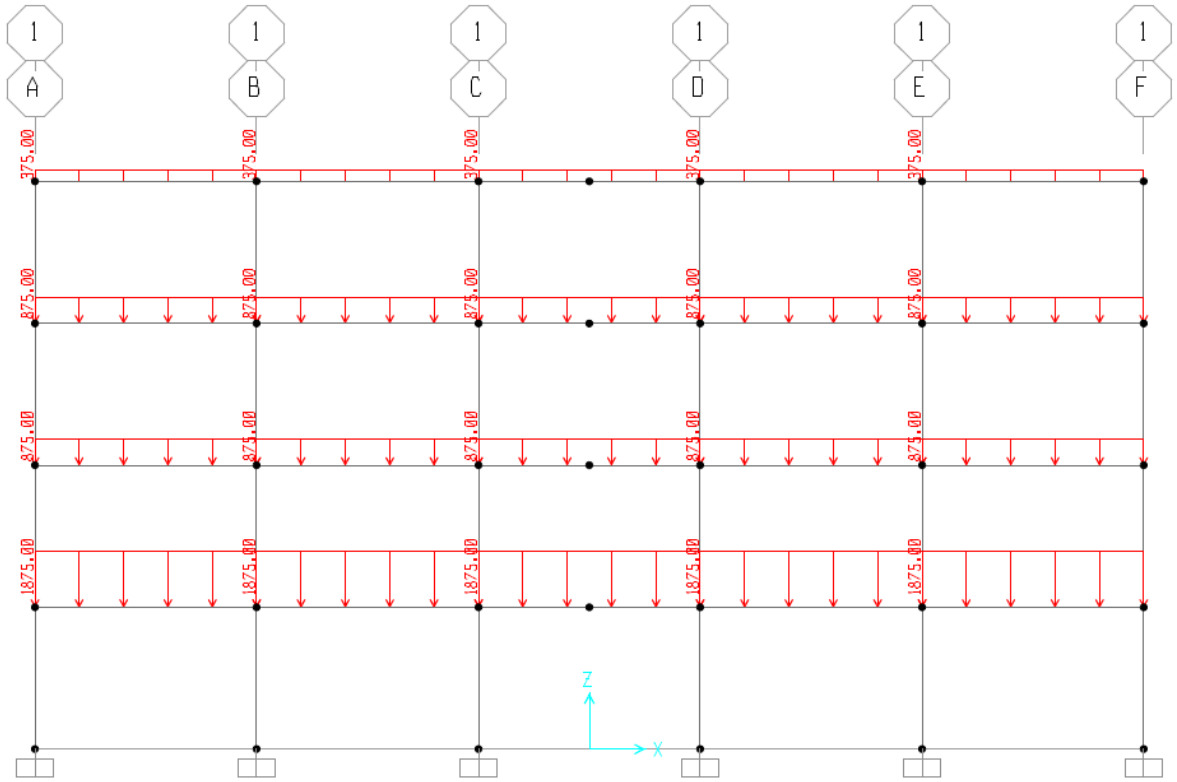
بارگذاری سازه شامل دو بخش است:

۱-بار استاتیکی (بارهای ثقلی)

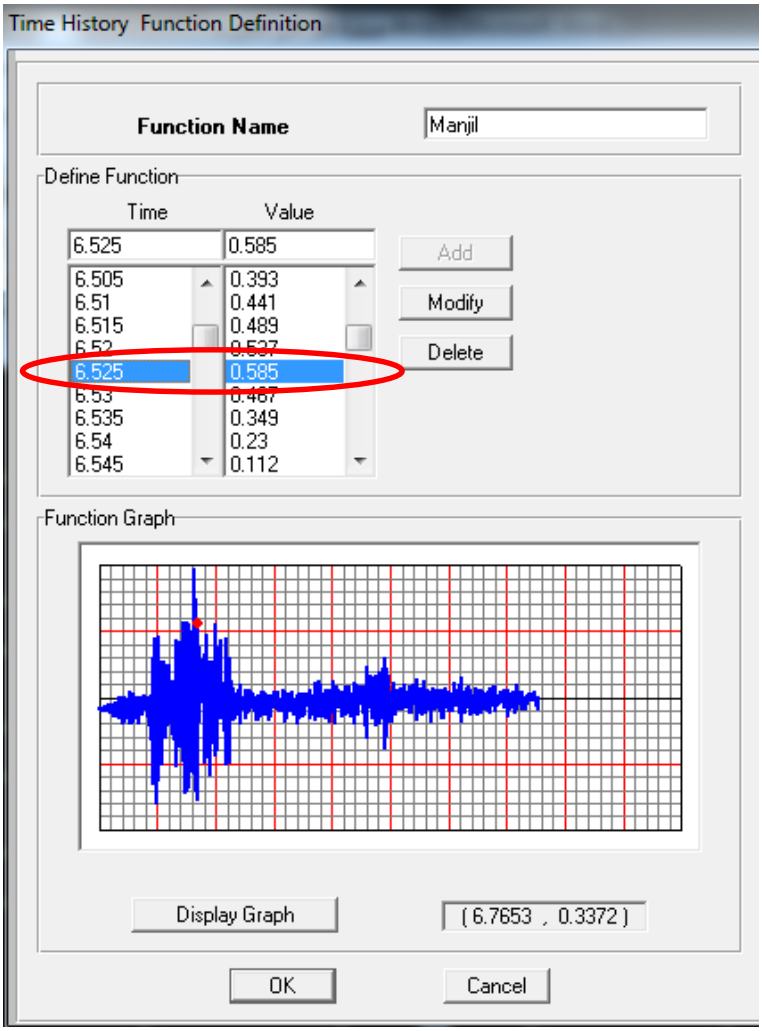
۲- بار دینامیکی (بار زلزله)



SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis - Frame Span Loads (DEAD) (As Defined) - Kgf, m,



SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis - Frame Span Loads (LIVE) (As Defined) - Kgf, m,



شتاب ماکزیمم

بارهای ثقلی بایستی قبل از بارهای جانبی به سازه اعمال گردند درواقع بارهای استاتیکی به عنوان شرایط اولیه بارگذاری دینامیکی در نظر گرفته می شوند. در این حالت به هنگام تعریف load case ها برای منظور کردن اثرات غیر خطی هندسی بایستی بارهای استاتیکی به صورت غیر خطی (Analysis Type) و پارامتر غیر خطی هندسی از نوع پی- دلتا تعریف شوند.

در مرحله بعد لازم است Load Patternو Load Case ها تعریف گردند.

در این پروژه برای افزایش تدریجی شتاب وارده بر سازه شش مدل تهیه گردیده است که در هر مدل سازه ای در مرحله تعریف Load Case دینامیکی ، مقدار Scale Factor متفاوتی تعریف گردیده است.

شماره مدل	حداکثر شتاب زلزله	مقدار شتاب زمین	ضریب نمو شتاب ماکزیمم	شتاب اعمال شده به سازه	Scale Factor = ضریب نمو × g
۱	0.585 g	9.81 m/sec^2	0.6	0.351g	5.886
۲	0.585 g	9.81 m/sec^2	0.8	0.468g	7.848
۳	0.585 g	9.81 m/sec^2	1.0	0.585g	9.810
٤	0.585 g	9.81 m/sec^2	1.1	0.644g	10.971
٥	0.585 g	9.81 m/sec^2	1.2	0.702g	11.772
٦	0.585 g	9.81 m/sec^2	1.3	0.761g	12.753

بر اساس بند ۳-۲-۸ نشریه ۳۶۰ حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی ، Q_G،باید از روابط زیر محاسبه شود:

(ترکیب بار غیر خطی)

$$Q_G = 1.1[Q_L + Q_D]$$

$$Q_G = 0.9\, Q_D$$

Q_L = بار زنده Q_D = بارمرده

بنابراین لازم است دو Load Pattern با نامهای QG1،QG2 تعریف شود.

در تحلیل غیر خطی ابتدا سازه تحت اثر بارهای ثقلی تحلیل شده و پس از آن تحلیل تحت بارهای جانبی در انتهای بار ثقلی انجام می شود.

در گام بعدی لازم است مفاصل پلاستیک تعریف شوند.

تعریف مفاصل پلاستیک

برای اینکه المانهای تیر و ستون وارد ناحیه غیر خطی شده و رفتار غیر الاستیک از خود نشان دهند بایستی در نقاط مناسب مفصل پلاستیک تعریف شود که در این پروژه در نقاط ۵ درصد و ۹۵ درصد طول المان،مفصل از نوع $P-M_3$ به طور خودکار تعریف شده است.

هنگامیکه مفصل پلاستیک تعریف می کنیم لازم است مشخصات مصالح اصلاح شوند.

f_{ye}وF_{ue} برابر با مقادیر تنش تسلیم و تنش نهایی مورد نیاز مصالح فولادی می باشند که در مفاصل نوع $P-M_2-M_3, M$ که به صورت خودکار ایجاد می شونداستفاده می گردد.

این مقادیر برابرند با :

$$F_{ye} = R_y F_y$$

$$F_{ue} = R_t F_u$$

که ضرایب R_yوR_t بستگی به گرید فولاد دارند.

بر اساس FEMA-356 (جدول ۲-۵) برای فولاد ساختمانی گروه۴ $A36/A6M-00$ ، $F_y = 37\text{ksi}$، $F_u = 62\text{ksi}$ (معادل $F_y = 2601\ kg/cm^2$ $F_u = 4359\ kg/cm^2$) و بر اساس جدول ۳-۵ مقدار $R_t = 1.05$ و مقدار $R_y = 1.5$ توصیه شده است. برای سایر گریدهای فولاد که در جدول نیامده است مقدار:

$$R_y = R_t = 1.1$$

توصیه شده است.

مقادیر R_yو R_t در آئین نامه طراحی لرزه ای AISC-341-05 برای فولاد ASTM A36/A36M به ترتیب 1.5 و1.2 توصیه شده است.

همچنین بر اساس توضیح ذکر شده در سایتcsi این مقادیر معمولا 1.1 در نظر گرفته می شود.

در مدل SAP با تعریف $\mathrm{F}_y = 2400 \ \ kg/cm^2$ و $\mathrm{F}_u = 4000 \ \ kg/cm^2$ داریم.

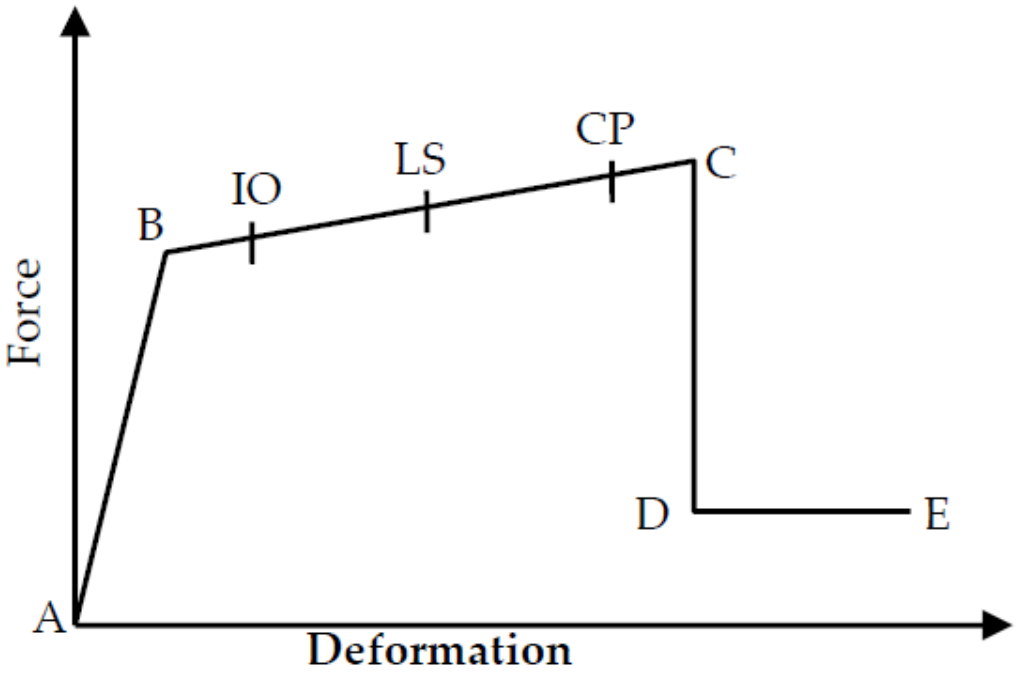
$$\mathrm{F}y_e = 1.1 \times 2400 = 2640 \ \ kg/cm^2$$

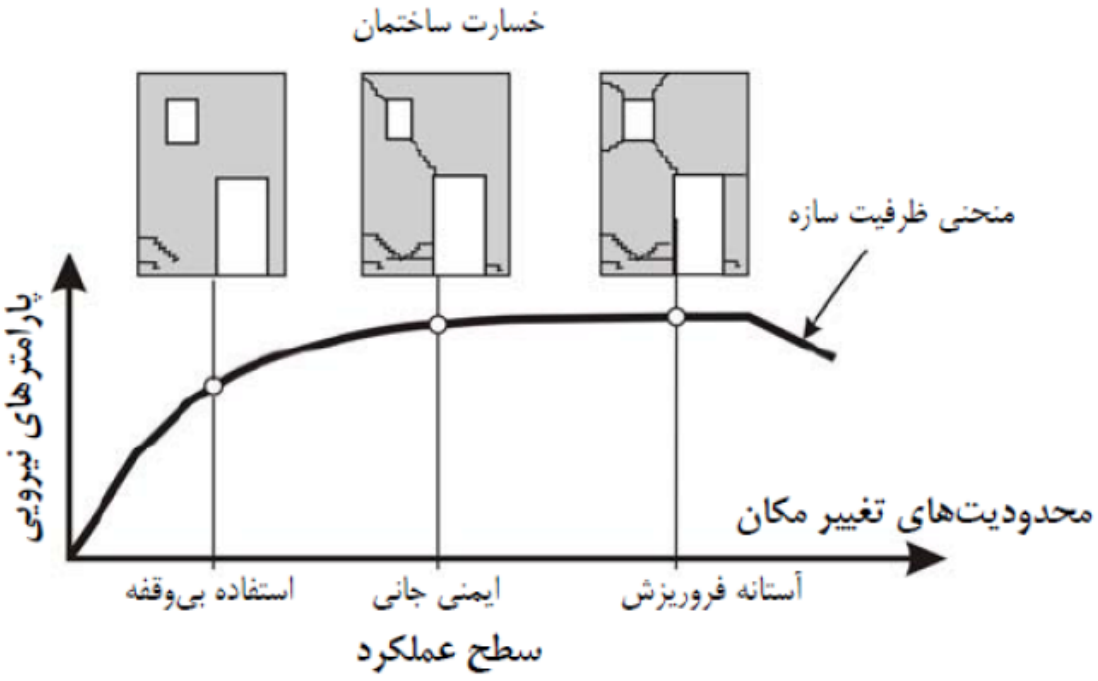
$$\mathrm{F}u_e = 1.1 \times 4000 = 4400 \ \ kg/cm^2$$

قاب مدل شده در نرم افزار دارای ۲۰ المان با تعریف تیر و ۲۴ المان با تعریف ستون می باشد.با تعریف دو مفصل برای هر المان(نقاط انتهایی ،خارج از محل اتصال تیر به ستون) جمعا ۸۸ مفصل پلاستیک برای اعضای قاب تعریف و تخصیص می یابد.

در نرم افزار Sap2000 ، پس از تحلیل ۷ نوع مفصل تشکیل می شود که هر کدام با رنگ خاصی مشخص شده و بیانگر تشکیل مفصل در انطباق با یک سطح عملکردی می باشند.

دیاگرام نیرو- جابجایی مفاصل پلاستیک مطابق شکل زیر است:





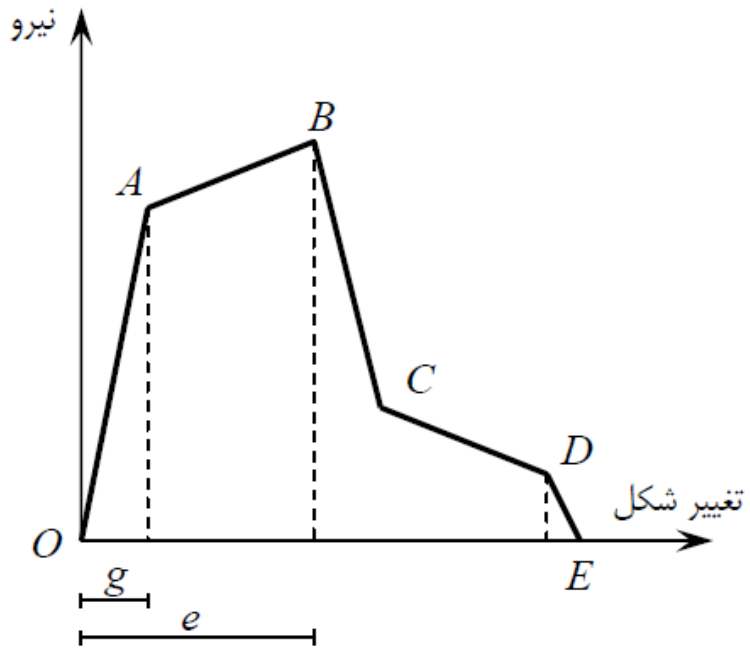
موقعی که اولین مفصل در یک عضو تشکیل می شود رنگ آن بنفش می باشد که متناظر با نقطه Bدر منحنی نیرو- جابجایی می باشد. سپس با افزایش تلاشها (لنگر ، برش و نیروی محوری) رنگ مفصلها تغییر می یابدکه در هر مرحله تعریف آن متفاوت خواهد بود که در زیر به طور خلاصه تعریف هر کدام ذکر شده است:

رنگ	حرف اختصاری	تعریف
بنفش	B	**متناظر با حد تسلیم منحنی نیرو-جابجایی**
آبی	IO	**سطح استفاده بدون وقفه Immediate occupancy متناظر با خط BC منحنی بیانگر رفتار خمیری کامل یا خمیری با امکان سخت شدگی است.**
فیروزه ای	LS	**سطح ایمنی جانی Life safety متناظر با خط BC منحنی**
سبز	CP	**آستانه فروریزش Collapse prevention متناظر با نقطهC برای اجزای سازه ای و متناظر با نقطه Eبرای اجزای غیر سازه ای بیانگر کاهش شدید مقاومت عضو بدون از بین رفتن آن می باشد.**
زرد	C	**متناظر با نقطه سخت شدگی منحنی نیرو- جابجایی و برابر با ظرفیت مورد انتظار**
نارنجی	D	**متناظر با نقطه کاهش مقاومت منحنی نیرو-جابجایی بیانگر رفتار خمیری مجدد اما نرم شونده است.**
قرمز	E	**متناظر با نقطه فروپاشی عضو در منحنی نیرو- جابجایی**

Symbol	B	IO	LS	CP	C	D	E

رفتار اجزای سازه با توجه به نوع تلاش داخلی آن ها و منحنی نیرو- تغییرشکل حاصل به صورت کنترل شونده توسط تغییر شکل ویا کنترل شونده توسط نیرو می باشد .

منحنی نیرو - تغییر شکل می تواند بیانگر رفتار شکل پذیر،نیمه شکل پذیر یا ترد باشد . در رفتار شکل پذیر، منحنی نیرو - تغییرشکل مطابق شکل زیر دارای چهار قسمت است . در قسمت اول (شاخه OA) رفتار ارتجاعی خطی است . در قسمت دو م (شاخه AB)رفتار خمیری کامل یا خمیری با امکان سخت شدگی است . در قسمت سوم (شاخه BC)مقاومت به شدت کاهش می یابد اما به طور کلی از بین نمی رود و در قسمت چهارم (شاخه CD)رفتار مجدد اً خمیری اما نرم شونده است. برای آ ن که اعضای اصلی، کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شوند باید نسبت تغییر شکل متناظر با آستانه ی کاهش مقاومت به تغییرشکل حد خطی بزرگتر از ۲ باشد، اما اعضای غیر اصلی که رفتاری مطابق شکل دارند با هر نسبت ازکنترل شونده توسط تغییرشکل محسوب می شوند.



شکل (۲-۱): منحنی رفتار عضو شکل‌پذیر

خلاصه جداول خروجی نرم افزار برای مقادیر لنگر، دوران و وضعیت مفاصل پلاستیک

SAP2000 v14.2.2 Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=0.6a=0.351g.SDB

Table: Frame Hinge States, Part 2 of 4

Table: Frame Hinge States, Part 2 of 4

Frame	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
			Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
30	MANJIL1	Min	2.760E-06	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	-9.70672
30	MANJIL1	Min	-4.307E-06	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	-7.97270
34	MANJIL1	Min	0.0887	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	-9.72250
34	MANJIL1	Min	0.0888	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	-7.99567
38	MANJIL1	Min	-4.400E-06	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	-9.71300
38	MANJIL1	Min	2.667E-06	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	-7.99407
41	MANJIL1	Min	-4.895E-04	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	-12.81677
41	MANJIL1	Min	-0.0015	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	-8.58860
42	MANJIL1	Min	-0.0021	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	-9.77051
42	MANJIL1	Min	-0.0035	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	-7.44758
44	MANJIL1	Min	-0.0042	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	-5.85566
44	MANJIL1	Min	-0.0061	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	-3.19747

Table: Frame Hinge States, Part 3 of 4

Table: Frame Hinge States, Part 3 of 4

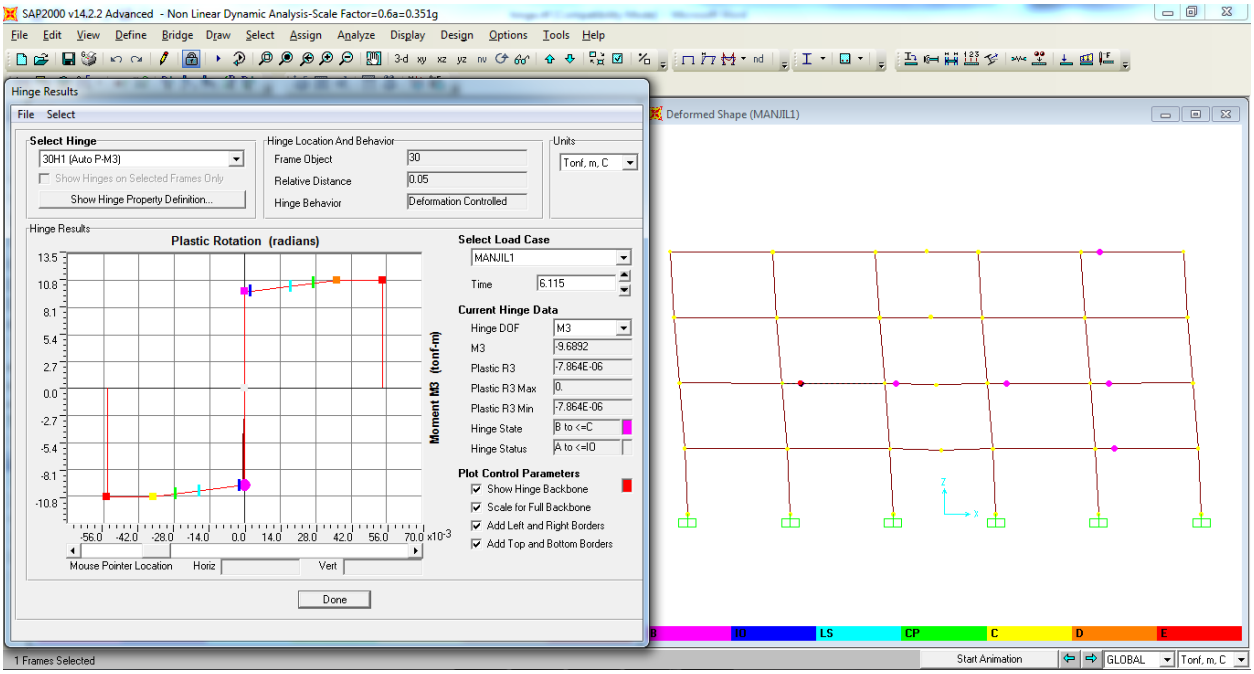
Frame	OutputCase	StepType	U1Plastic	U2Plastic	U3Plastic	R1Plastic	R2Plastic	R3Plastic
			m	m	m	Radians	Radians	Radians
30	MANJIL1	Min	-0.000012	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.000362
34	MANJIL1	Min	-0.000015	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.000459
38	MANJIL1	Min	-0.000016	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.000489
41	MANJIL1	Min	-0.000018	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.000592
42	MANJIL1	Min	-0.000054	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.001646
44	MANJIL1	Min	-0.000024	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	-0.000701

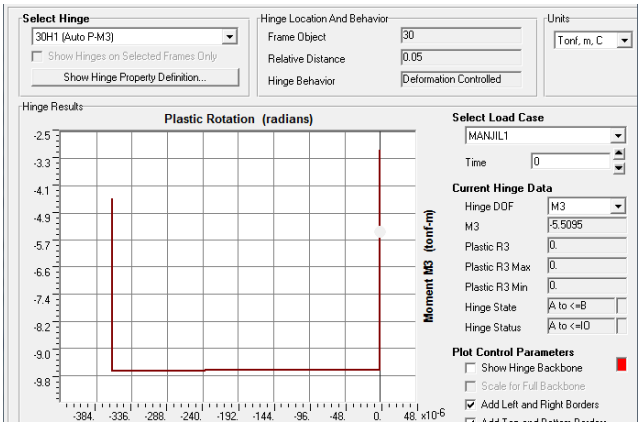
Table: Frame Hinge States, Part 4 of 4

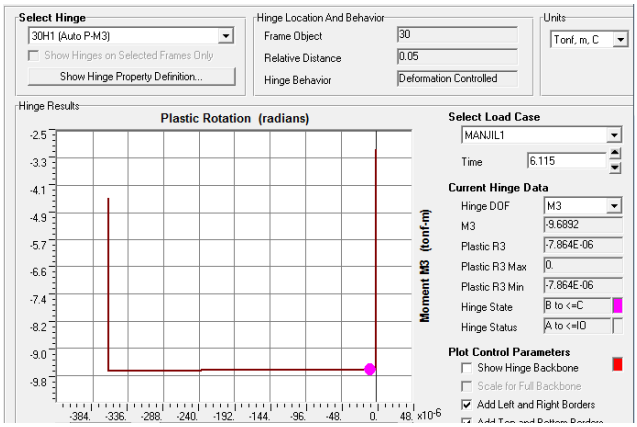
Table: Frame Hinge States, Part 4 of 4

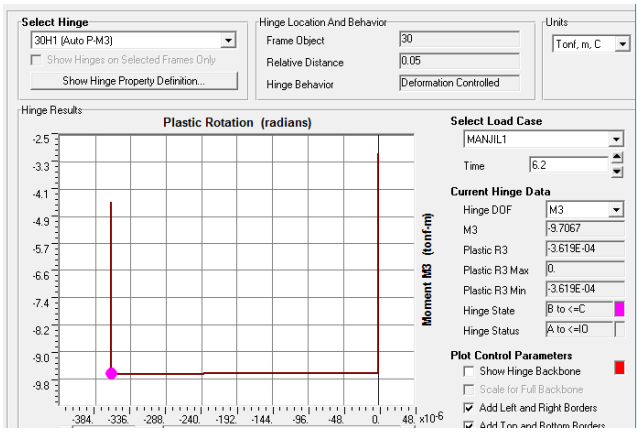
Frame	OutputCase	StepType	HingeState	HingeStatus
30	MANJIL1	Max	B to C	A to IO
30	MANJIL1	Min	A to B	A to IO
34	MANJIL1	Max	B to C	A to IO
34	MANJIL1	Max	A to B	A to IO
38	MANJIL1	Max	B to C	A to IO
38	MANJIL1	Max	A to B	A to IO
41	MANJIL1	Max	B to C	A to IO
41	MANJIL1	Max	A to B	A to IO
42	MANJIL1	Max	B to C	A to IO
42	MANJIL1	Max	A to B	A to IO
44	MANJIL1	Min	A to B	A to IO
44	MANJIL1	Min	A to B	A to IO

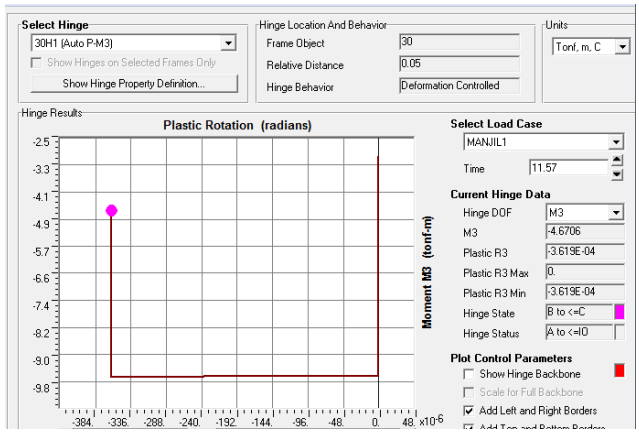
ترسیم منحنی لنگر-دوران برای هر مفصل در نرم افزار







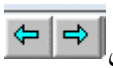




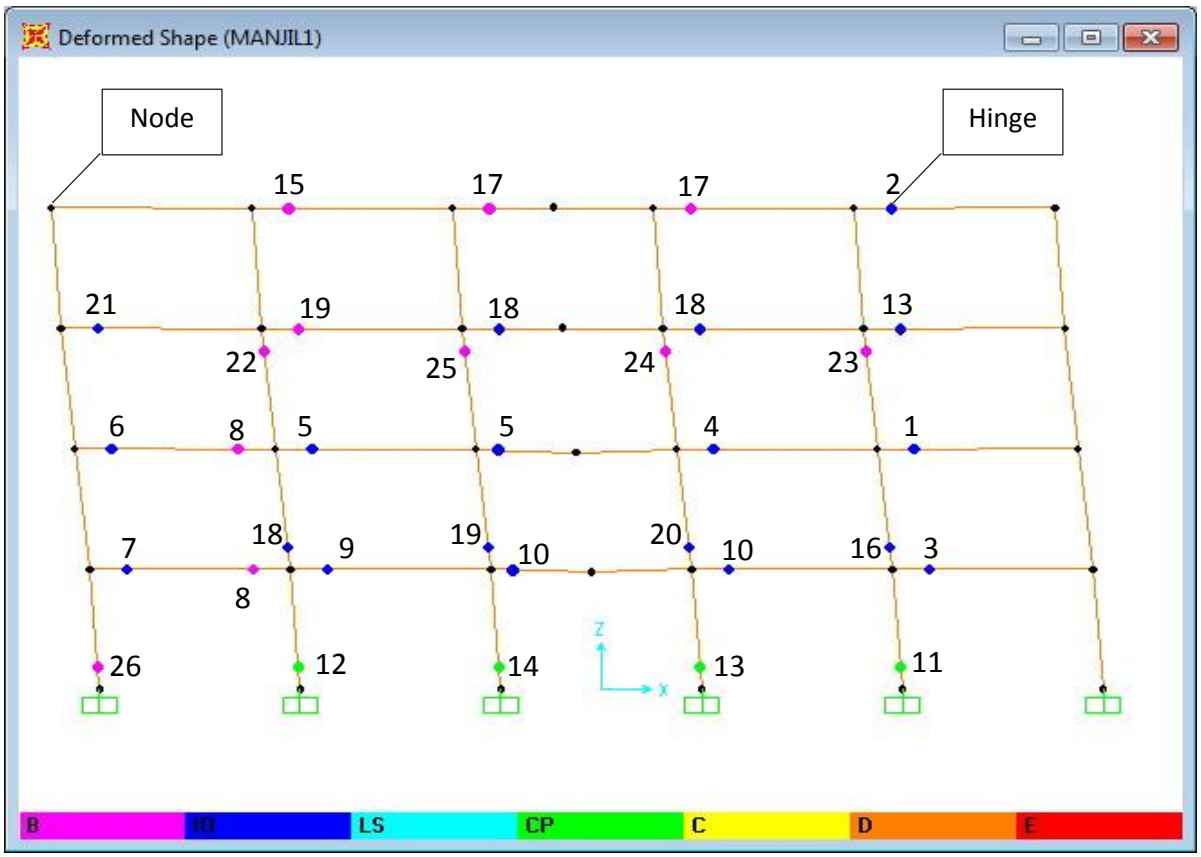
تعیین ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک(شماره گذاری)

برای تعیین ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک از مسیر:

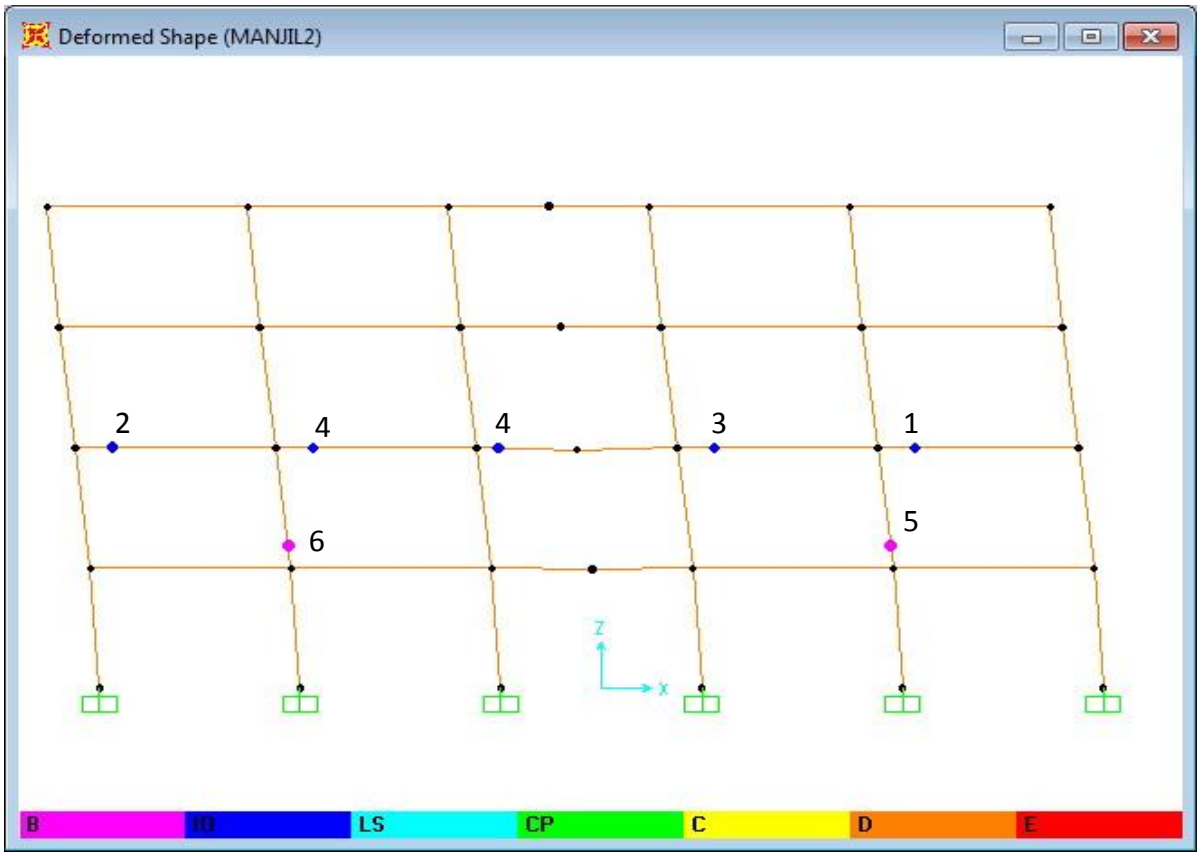
Display>Show Deformed Shape…

Load Case مورد نظر را انتخاب کرده و گزینه Timeرا فعال می نماییم سپس با وارد کردن مقادیری در محدوده زمان شتاب ماکزیمم به صورت سعی و خطا زمان اولین مفصل را می یابیم، سپس در پنجره اصلی نرم افزار با استفاده از کلیدهای  Step هارا افزایش داده تا مفاصل پلاستیک در اعضا تشکیل شوند.

شماره گذاری مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مدل شماره ۱

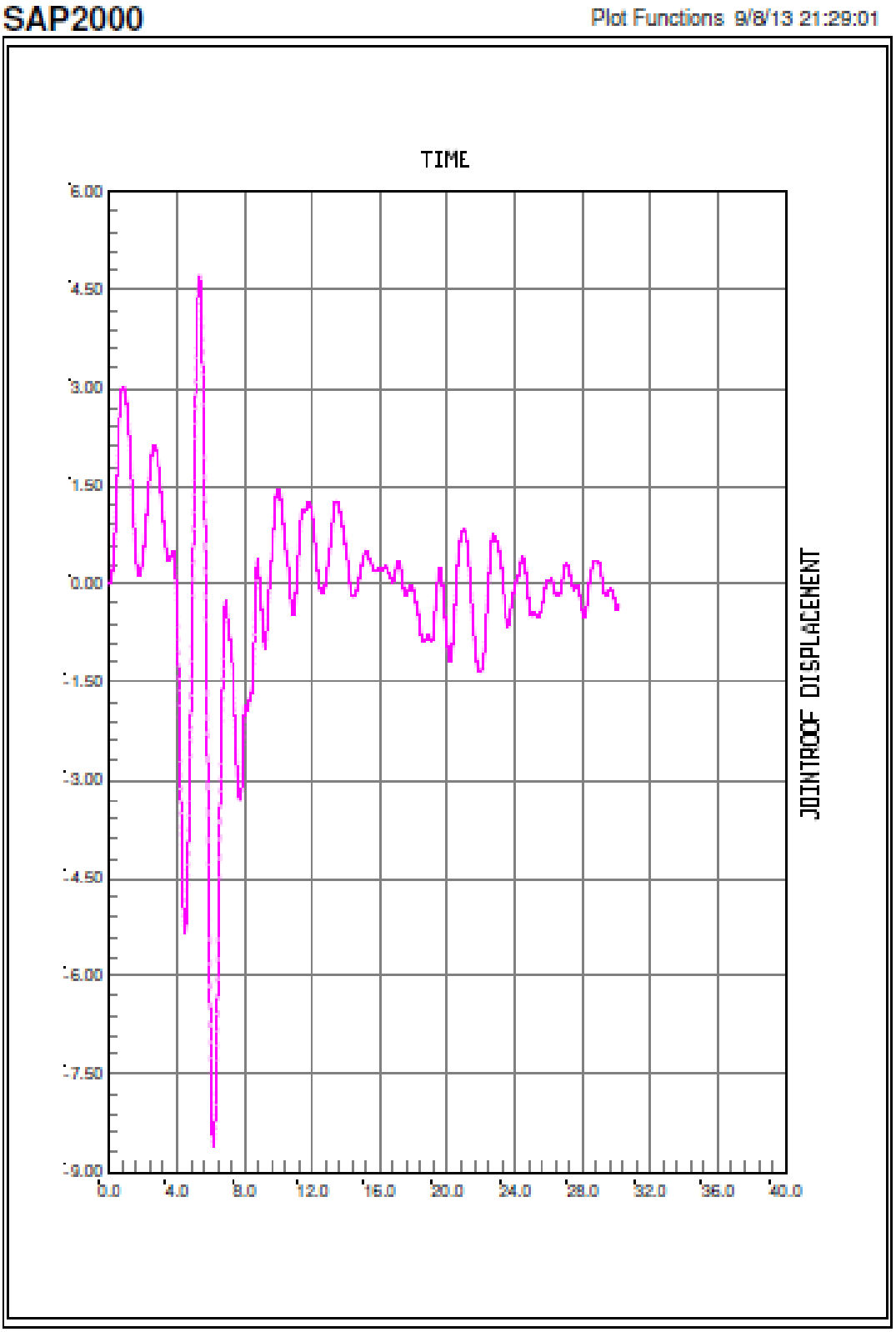


Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=0.6a=0.351g

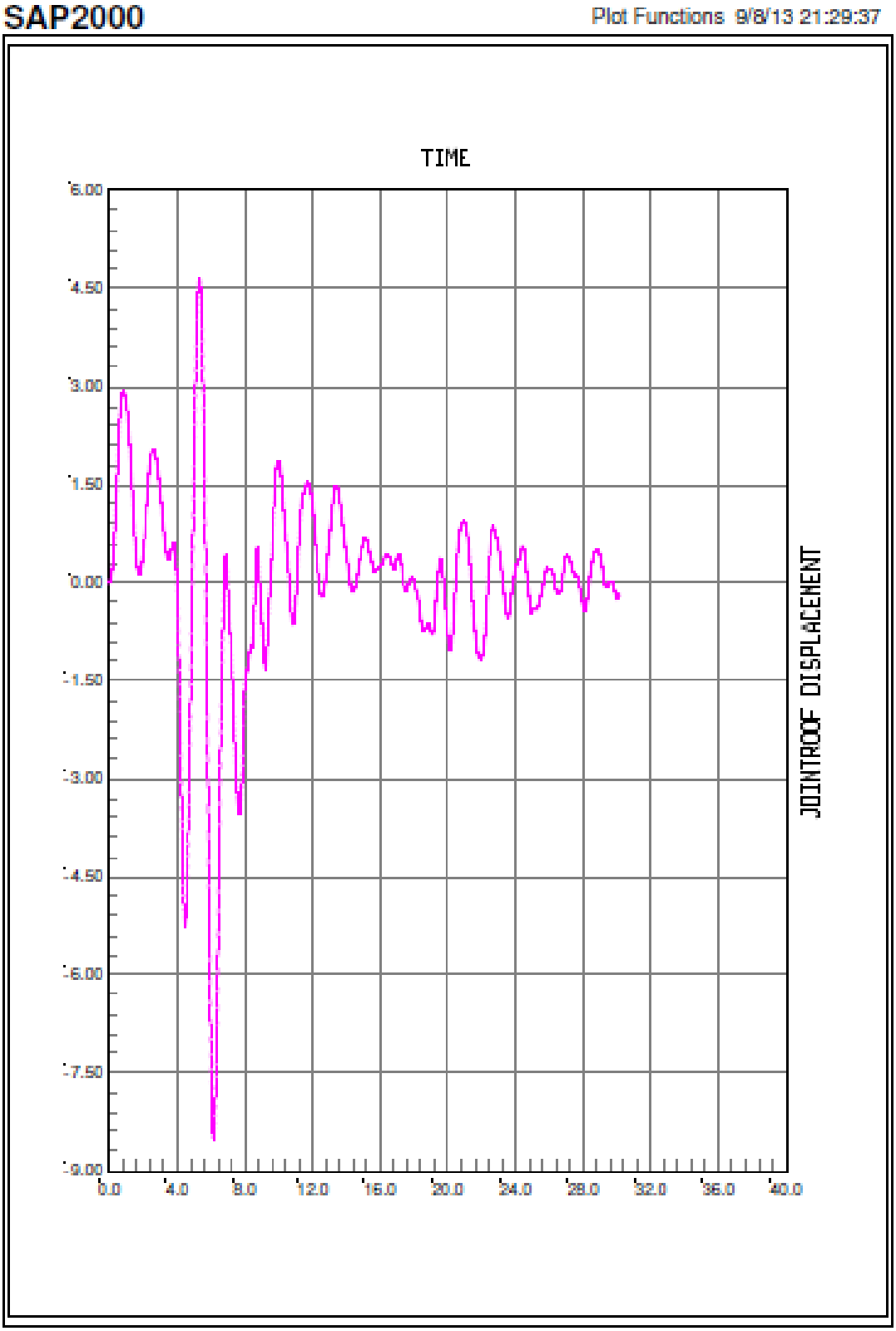


Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=0.6a=0.351g

منحنی جابجایی –زمان گره متناظر با مرکز جرم بام در مدل شماره ۱

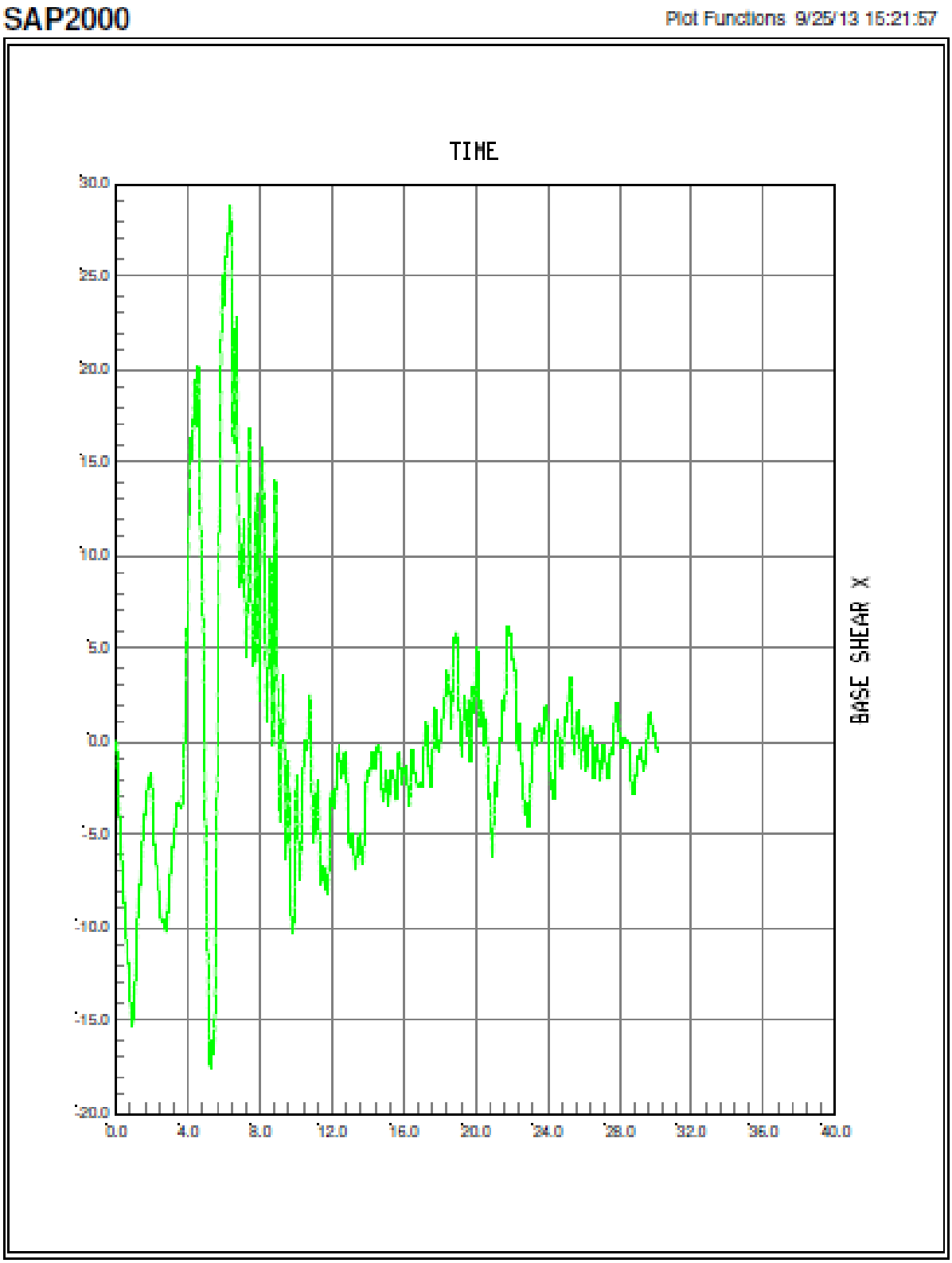


SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=0.6a=0.351g - Case:MANJIL1 - N, cm,
JointRoof Displacement: Joint Roof Displacement Displacement UX Vs TIME
Min is -8.612e+00 at 6.1550e+00 Max is 4.725e+00 at 5.3500e+00



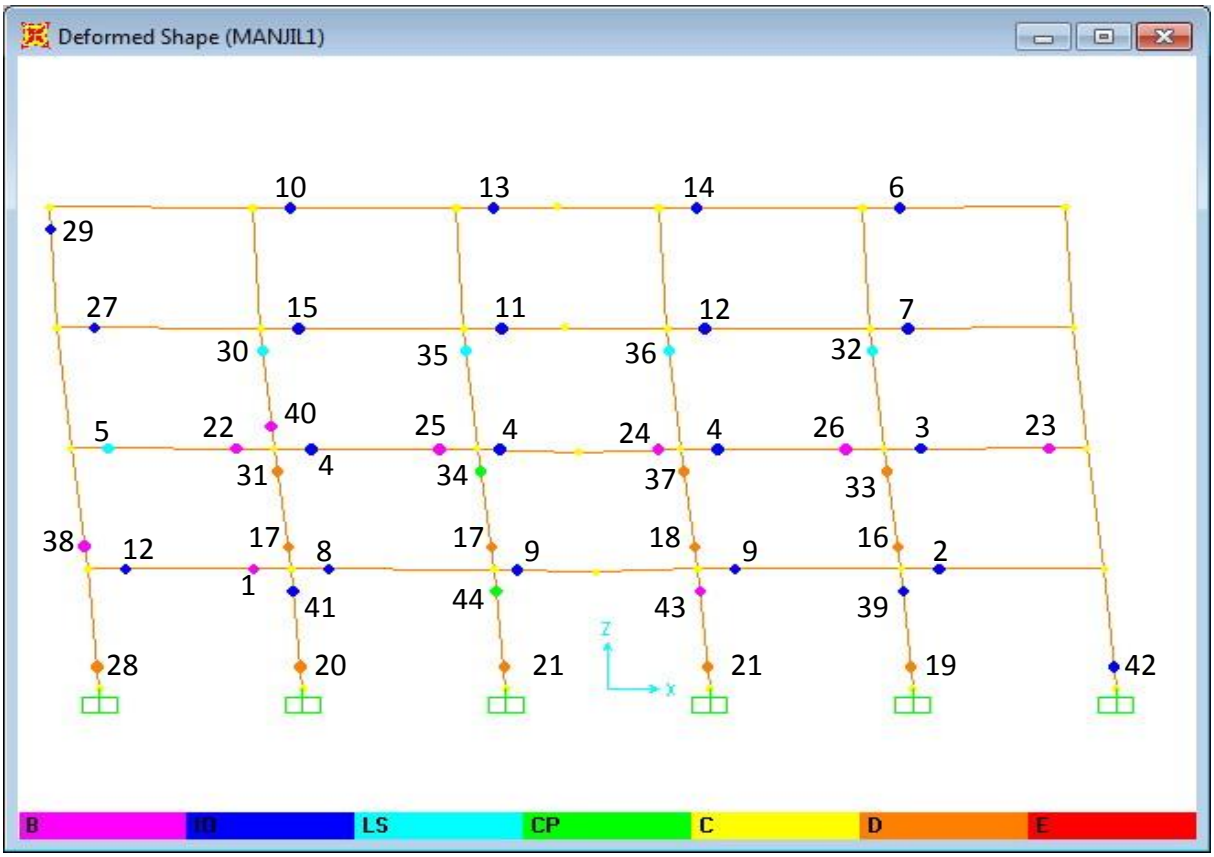
SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=0.6a=0.351g - Case:MANJIL2 - N, cm,
JointRoof Displacement: Joint Roof Displacement Displacement UX Vs TIME
Min is -8.515e+00 at 6.1350e+00 Max is 4.660e+00 at 5.3350e+00

منحنی برش پایه –زمان مدل شماره ۱

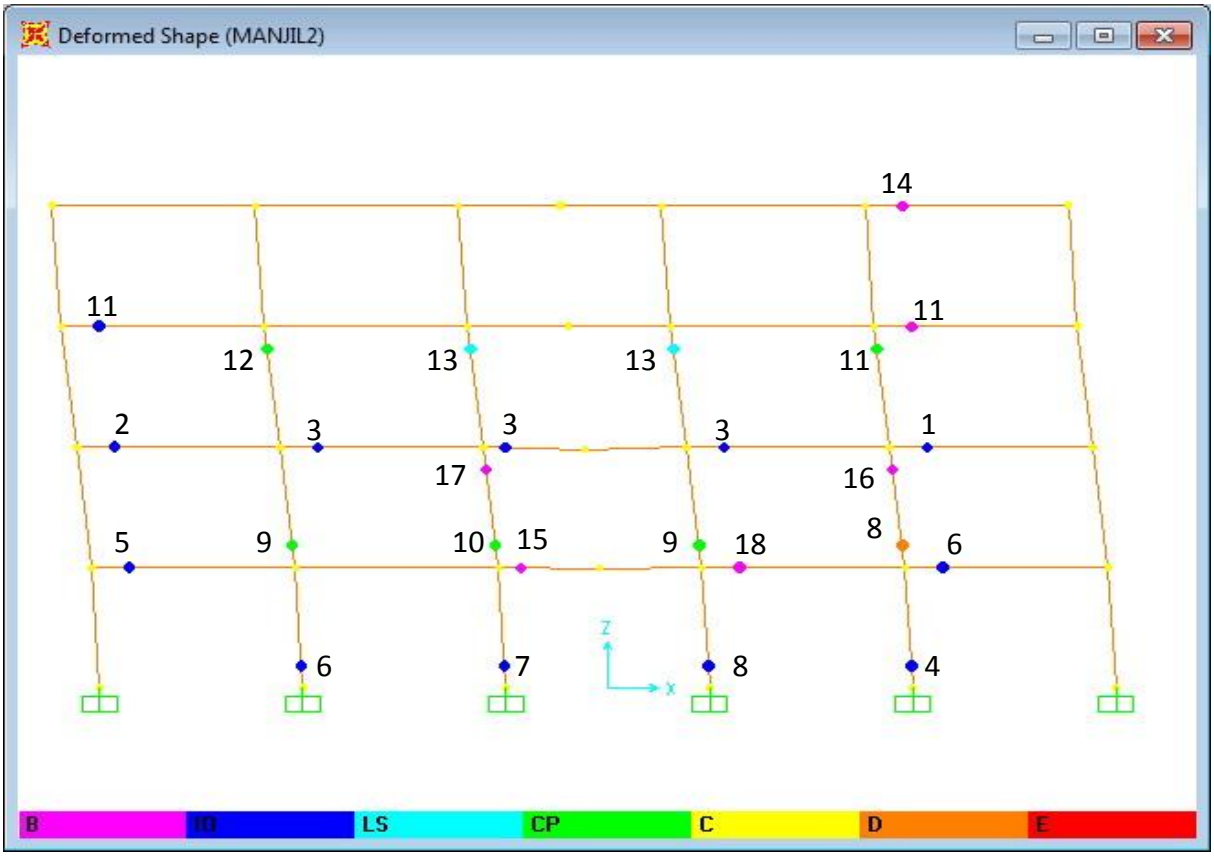


SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=0.6a=0.351g - Case:MANJIL1 - Tonf, m, C Units
Base Shear X: Base Shear X Vs TIME
Min is -1.754e+01 at 5.2350e+00 Max is 2.879e+01 at 6.3400e+00

شماره گذاری مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مدل شماره ۲

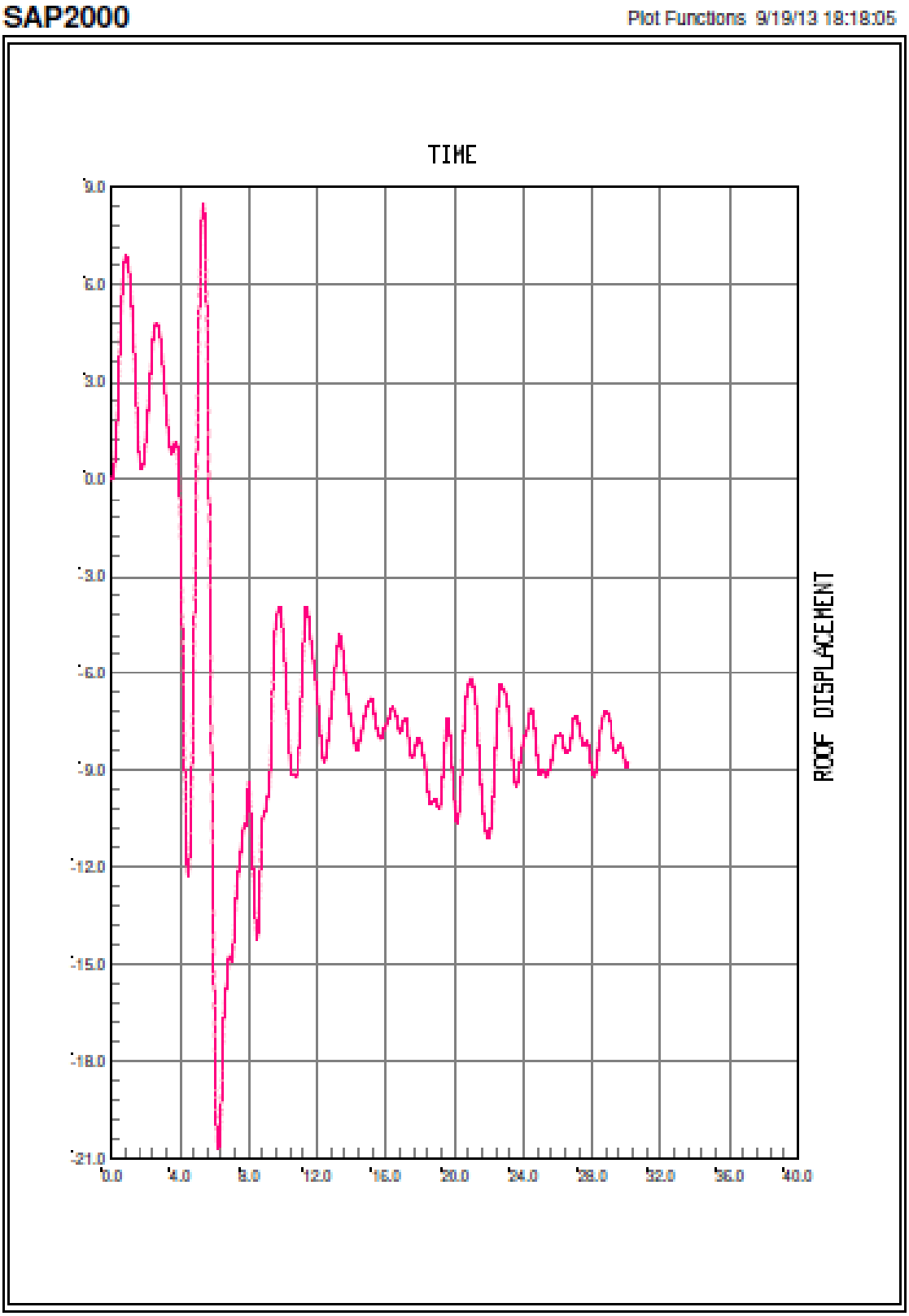


Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=0.8a=0.468g



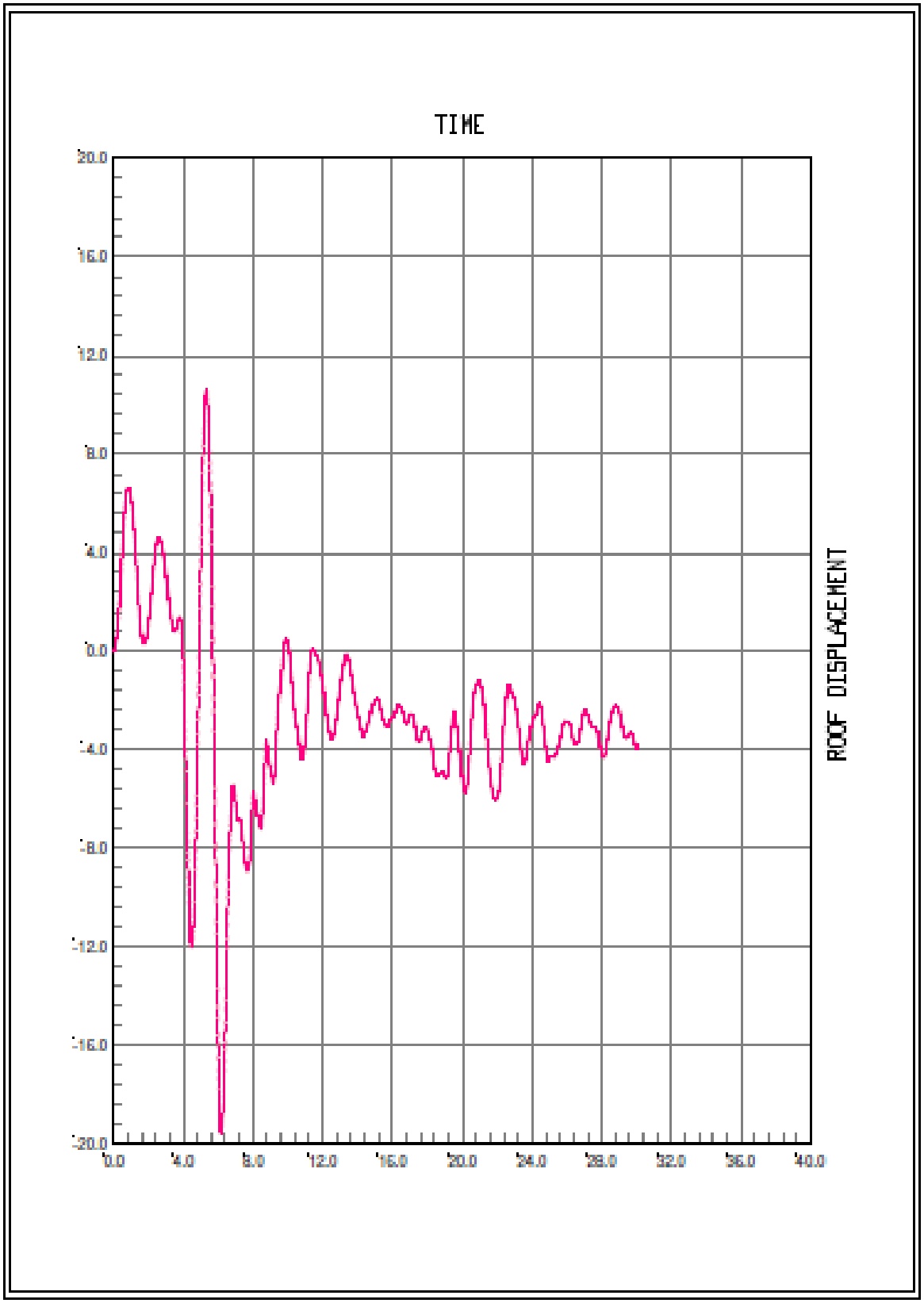
Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=0.8a=0.468g

منحنی جابجایی –زمان گره متناظر با مرکز جرم بام در مدل شماره ۲



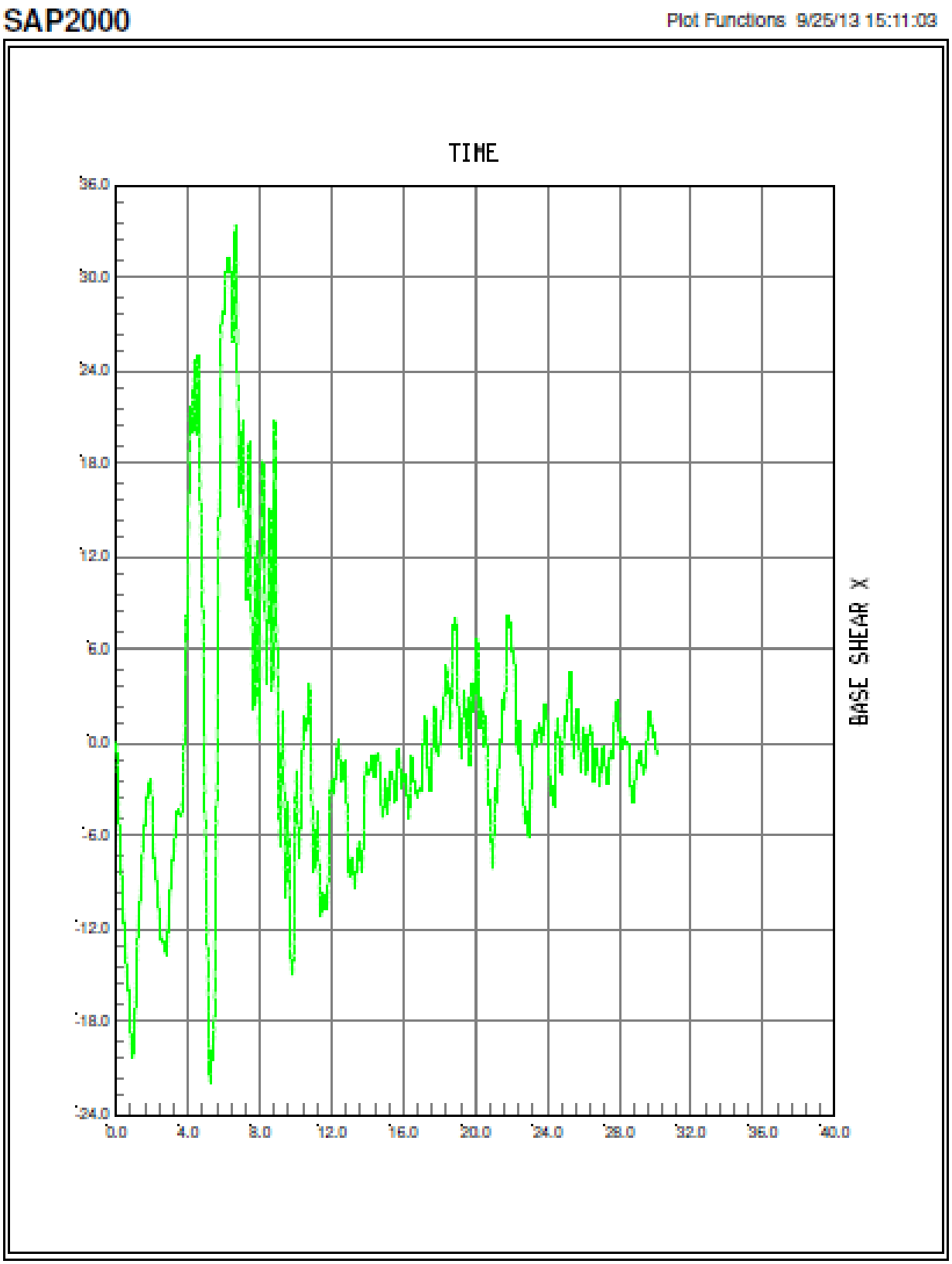
SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=0.8a=0.468g - Case:MANJIL1 - N, cm, C Units
ROOF DISPLACEMENT: Joint Roof Displacement Displacement UX Vs TIME
Min is -2.065e+01 at 6.2200e+00 Max is 8.515e+00 at 5.3550e+00

SAP2000 Plot Functions 9/19/13 18:18:54



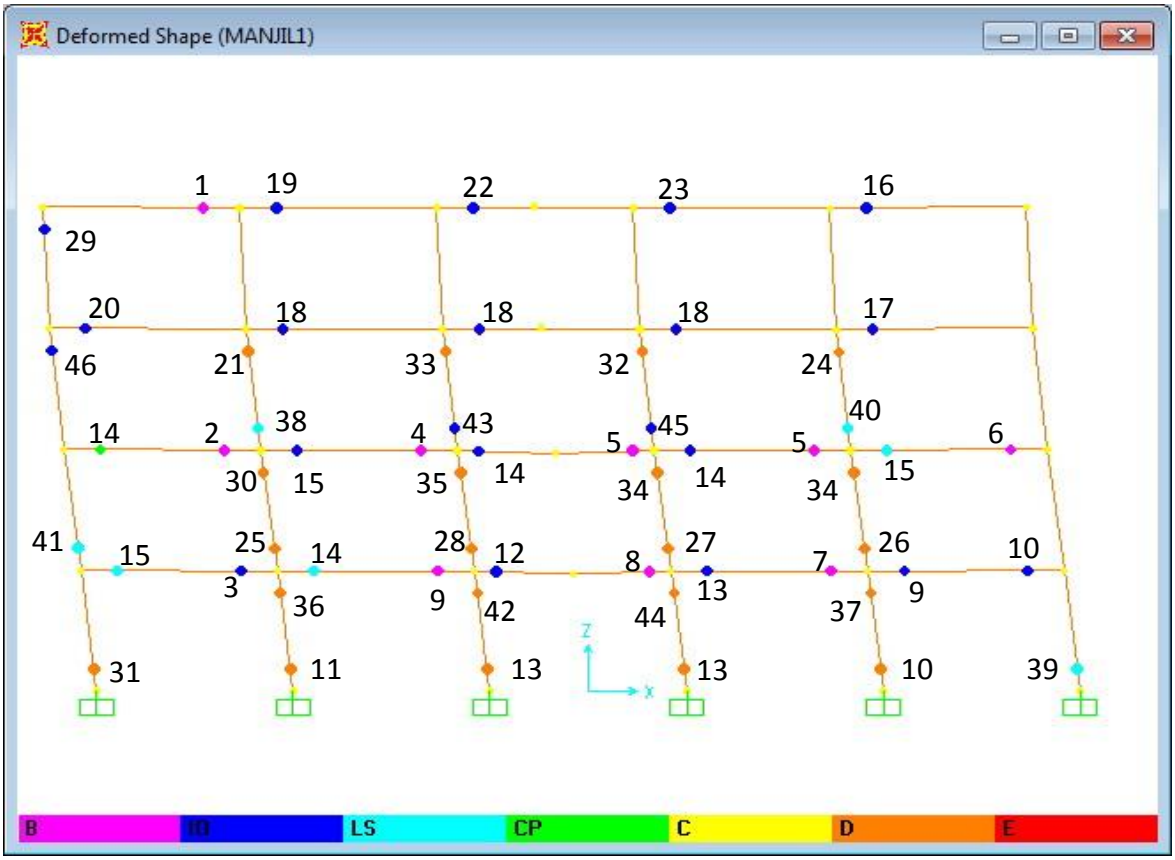
SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=0.8a=0.468g - Case:MANJIL2 - N, cm, C Units
ROOF DISPLACEMENT: Joint Roof Displacement Displacement UX Vs TIME
Min is -1.953e+01 at 6.1450e+00 Max is 1.060e+01 at 5.3350e+00

منحنی بر پایه –زمان مدل شماره ۲

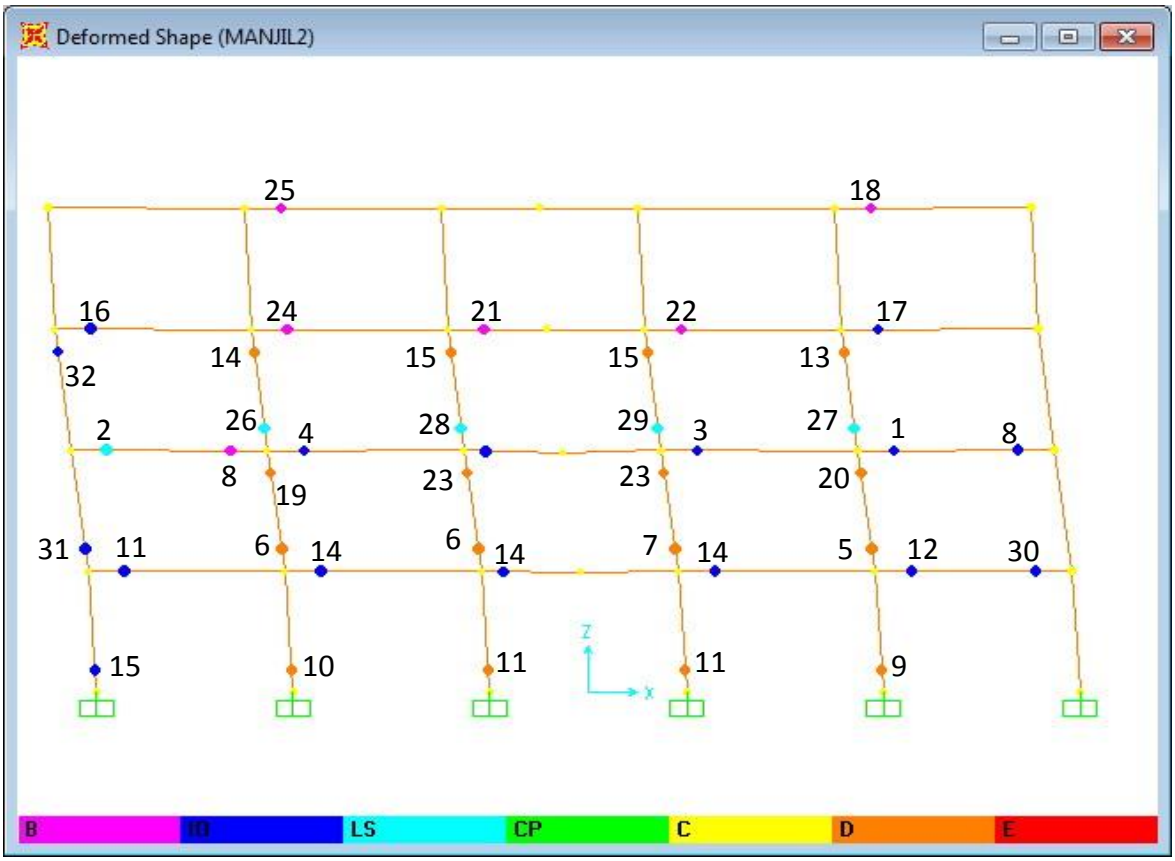


SAP2000 v 14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=0.8a=0.468g - Case:MANJIL1 - Tonf, m, C Units
Base Shear X: Base Shear X Vs TIME
Min is -2.192e+01 at 5.2400e+00 Max is 3.343e+01 at 6.6600e+00

شماره گذاری مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مدل شماره ۳

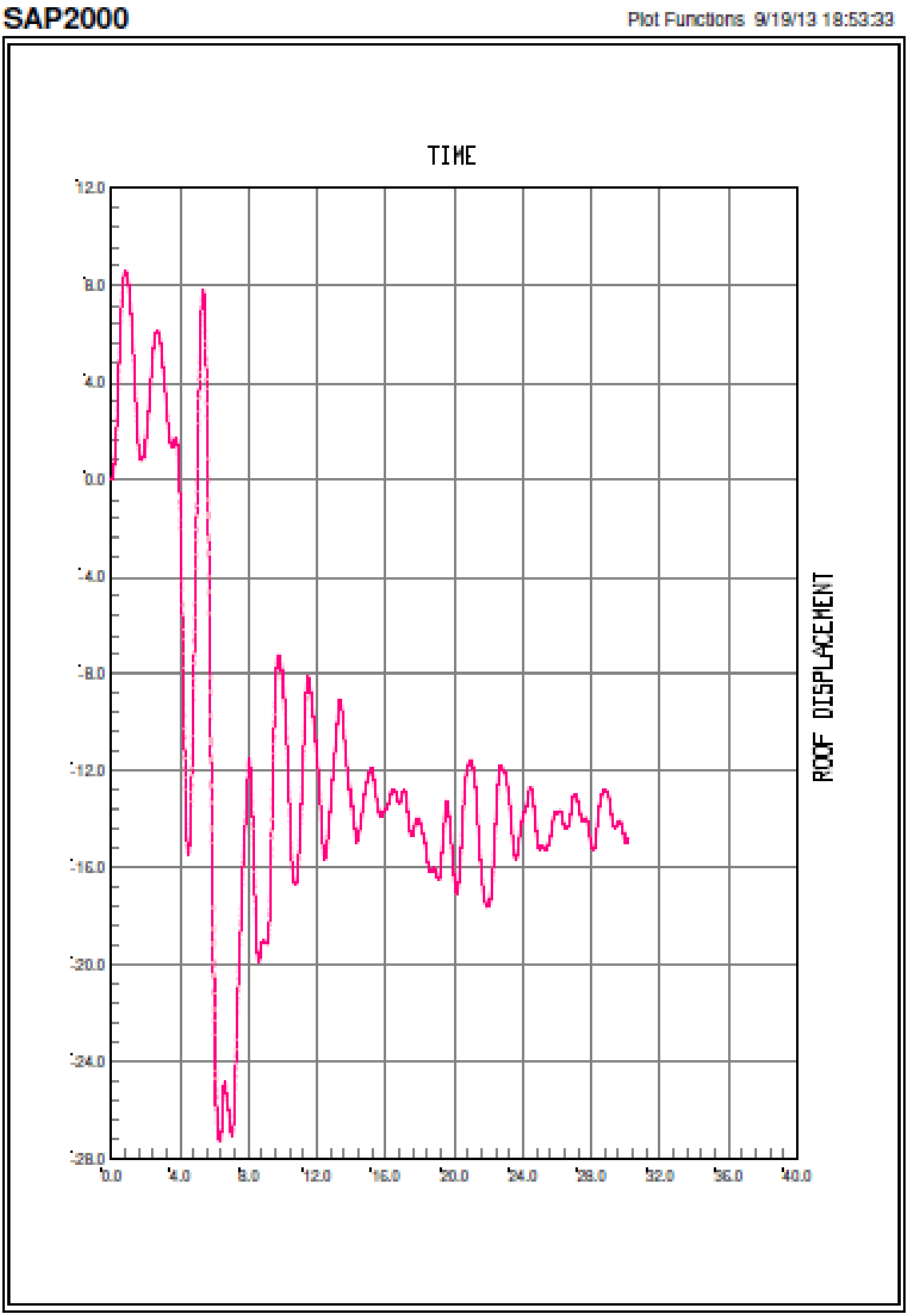


Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=a=0.585g



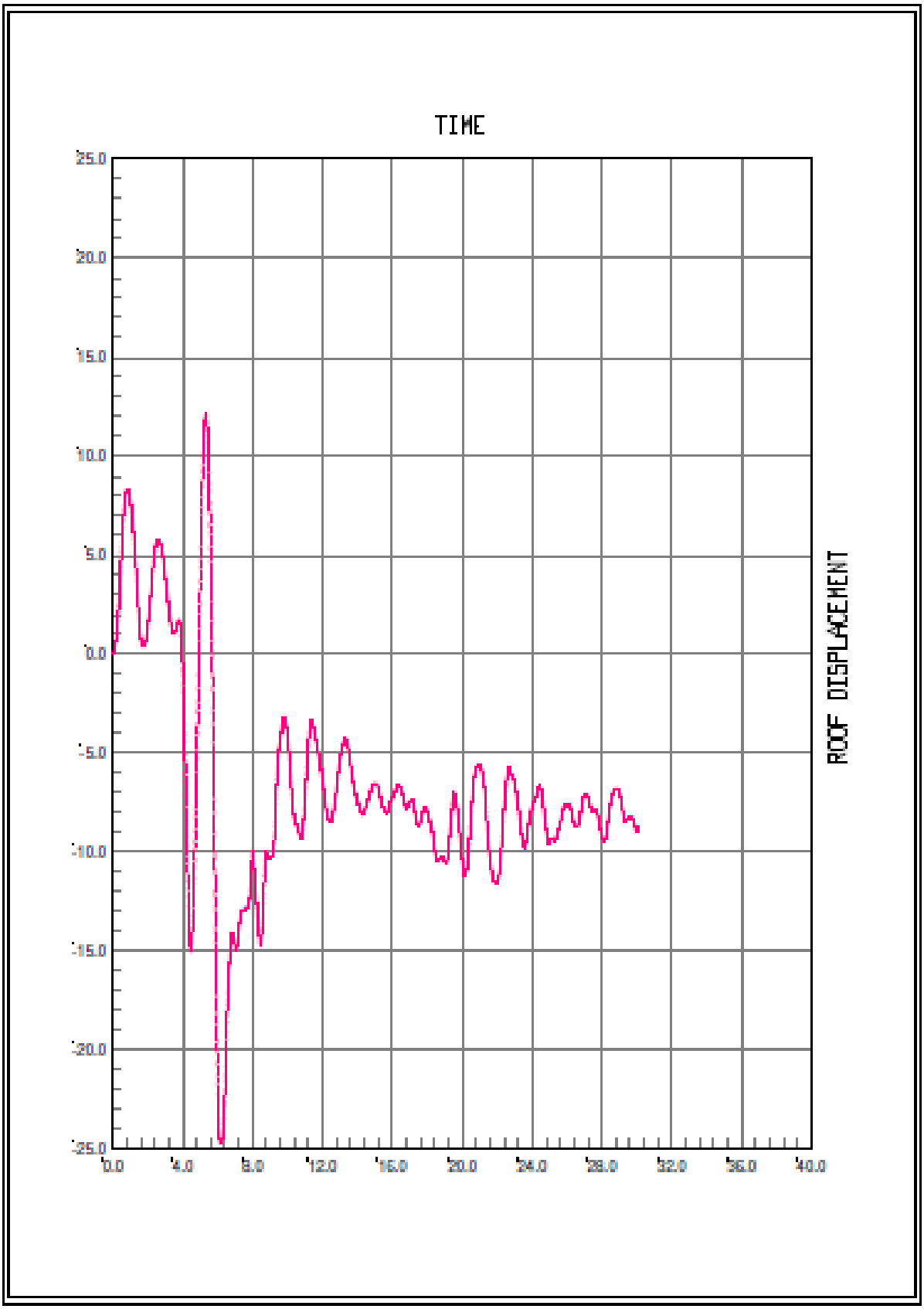
Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=a=0.585g

منحنی جابجایی –زمان گره متناظر با مرکز جرم بام در مدل شماره ۳



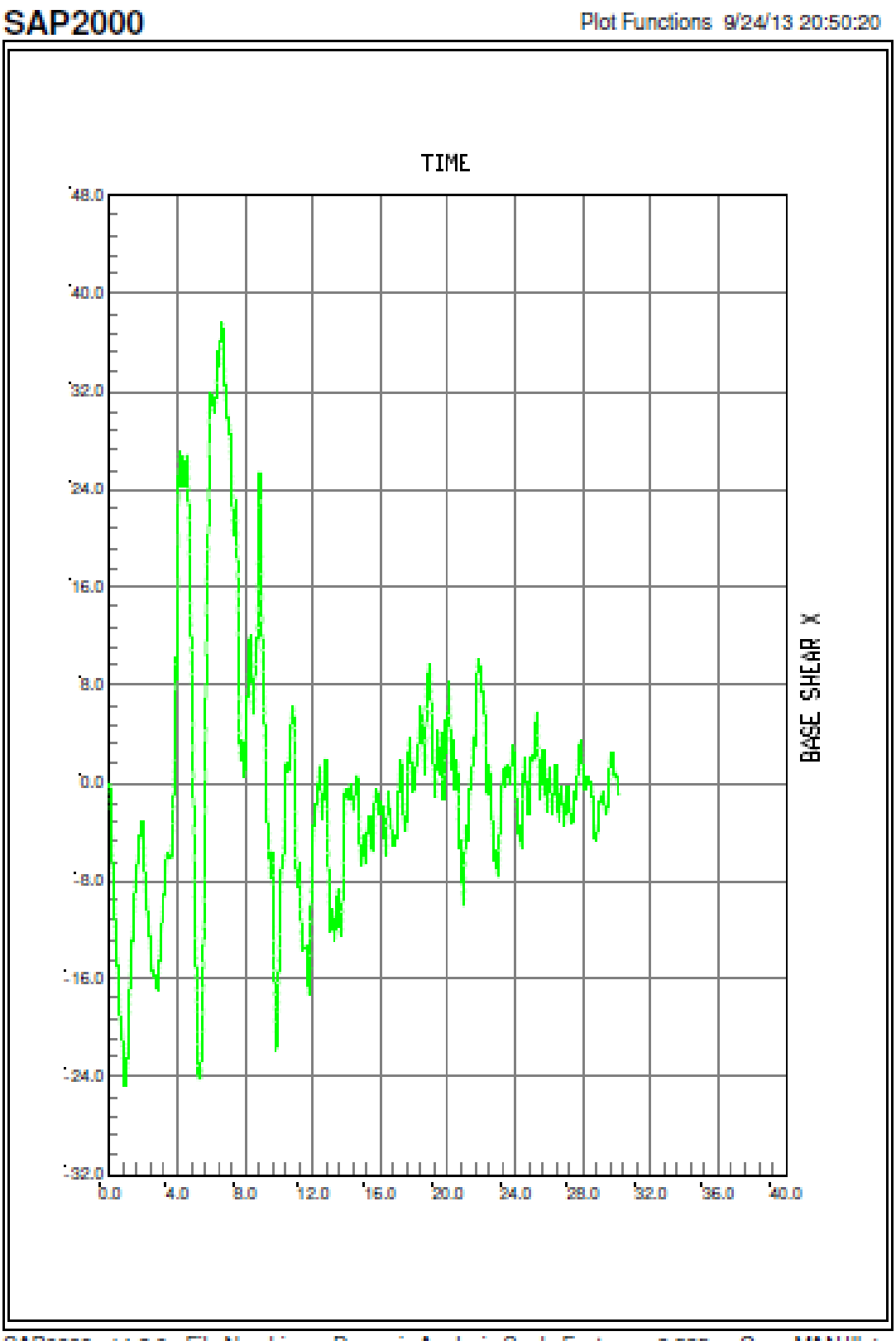
SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=a=0.585g - Case:MANJIL1 - N, cm, C Units
ROOF DISPLACEMENT: Joint Roof Displacement Displacement UX Vs TIME
Min is -2.727e+01 at 6.3000e+00 Max is 8.635e+00 at 8.3500e-01

SAP2000 Plot Functions 9/19/13 18:54:09



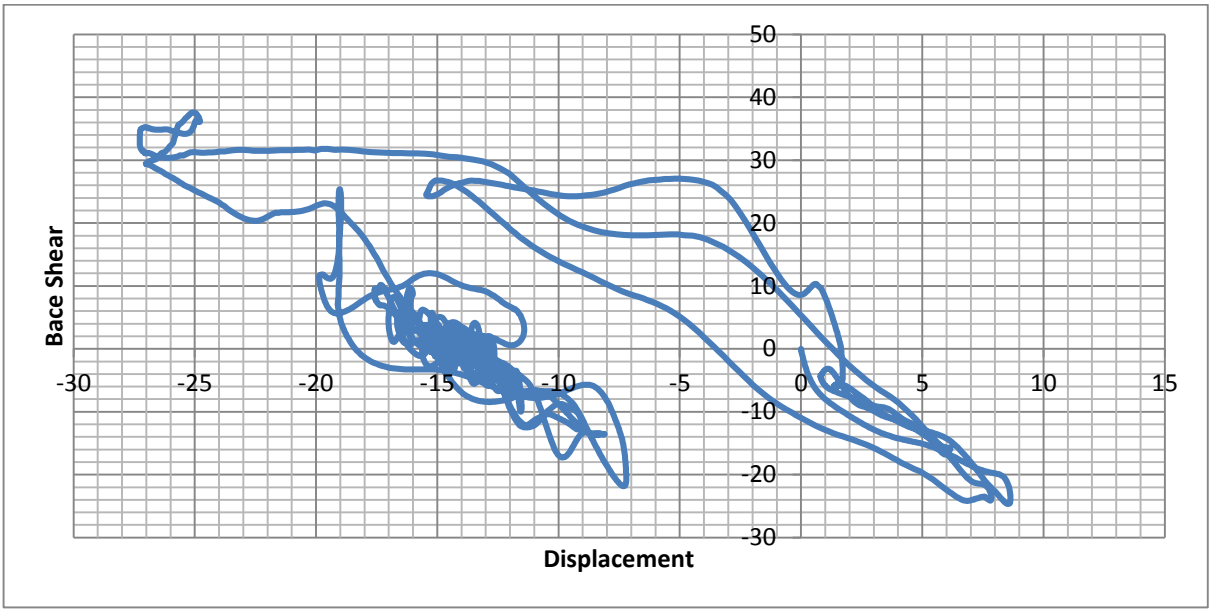
SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=a=0.585g - Case:MANJIL2 - N, cm, C Units
ROOF DISPLACEMENT: Joint Roof Displacement Displacement UX Vs TIME
Min is -2.474e+01 at 6.1800e+00 Max is 1.215e+01 at 5.3400e+00

منحنی برش پایه –زمان مدل شماره ۳

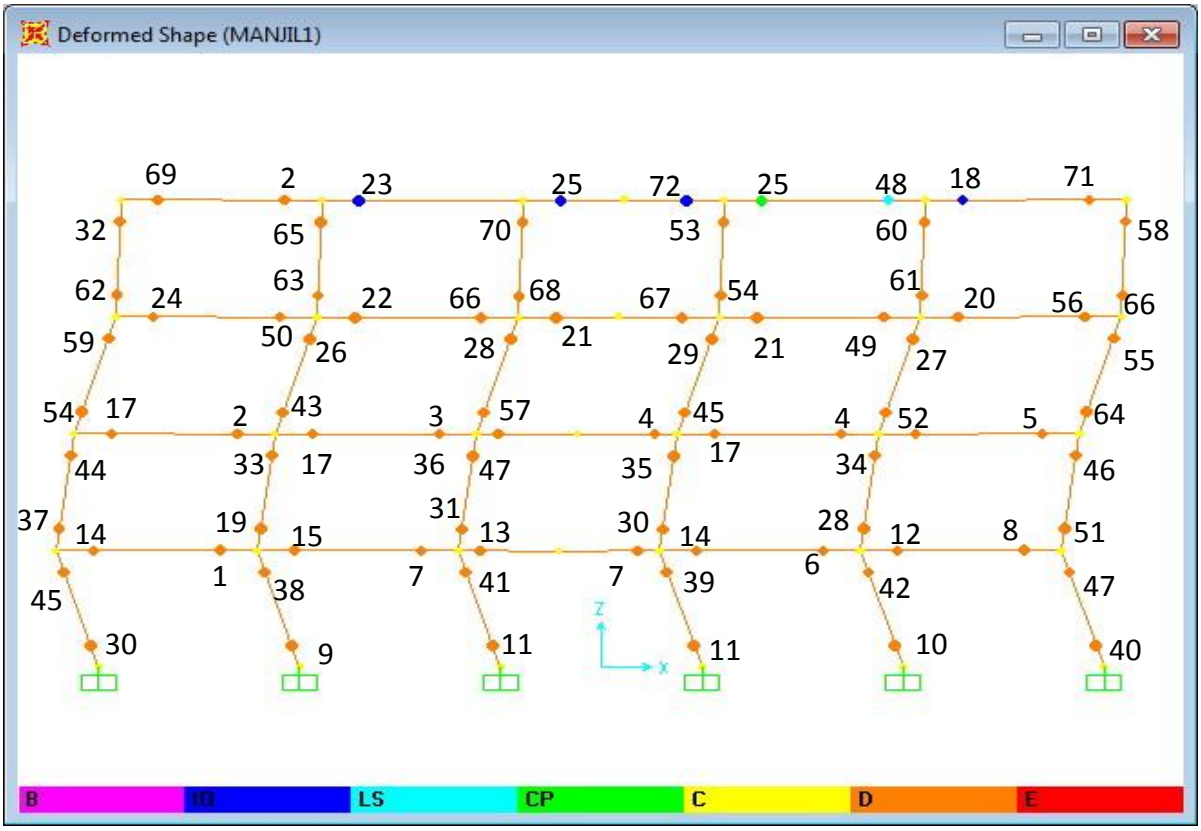


SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=a=0.585g - Case:MANJIL1 - Tonf, m, C
Base Shear X: Base Shear X Vs TIME
Min is -2.467e+01 at 9.0500e-01 Max is 3.761e+01 at 6.6600e+00

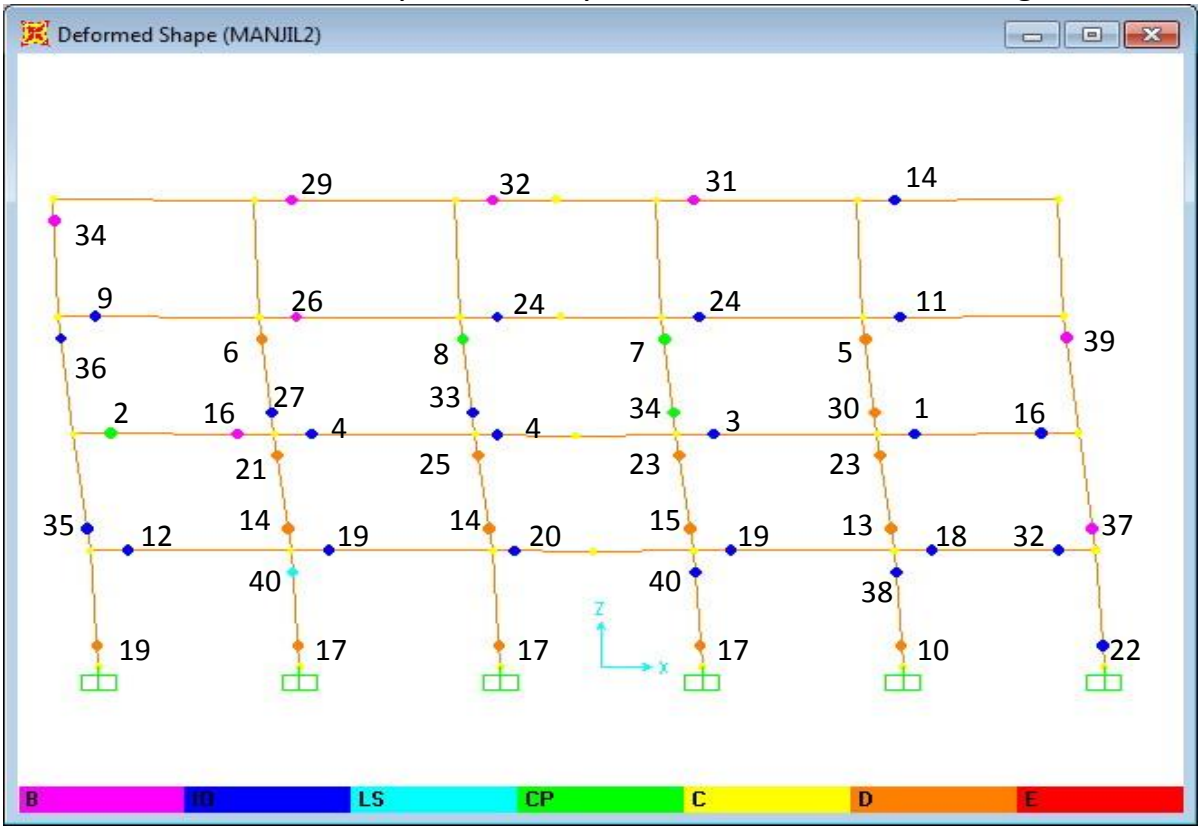
منحنی برش پایه –جابجایی مدل شماره ۳



شماره گذاری مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مدل شماره ۴

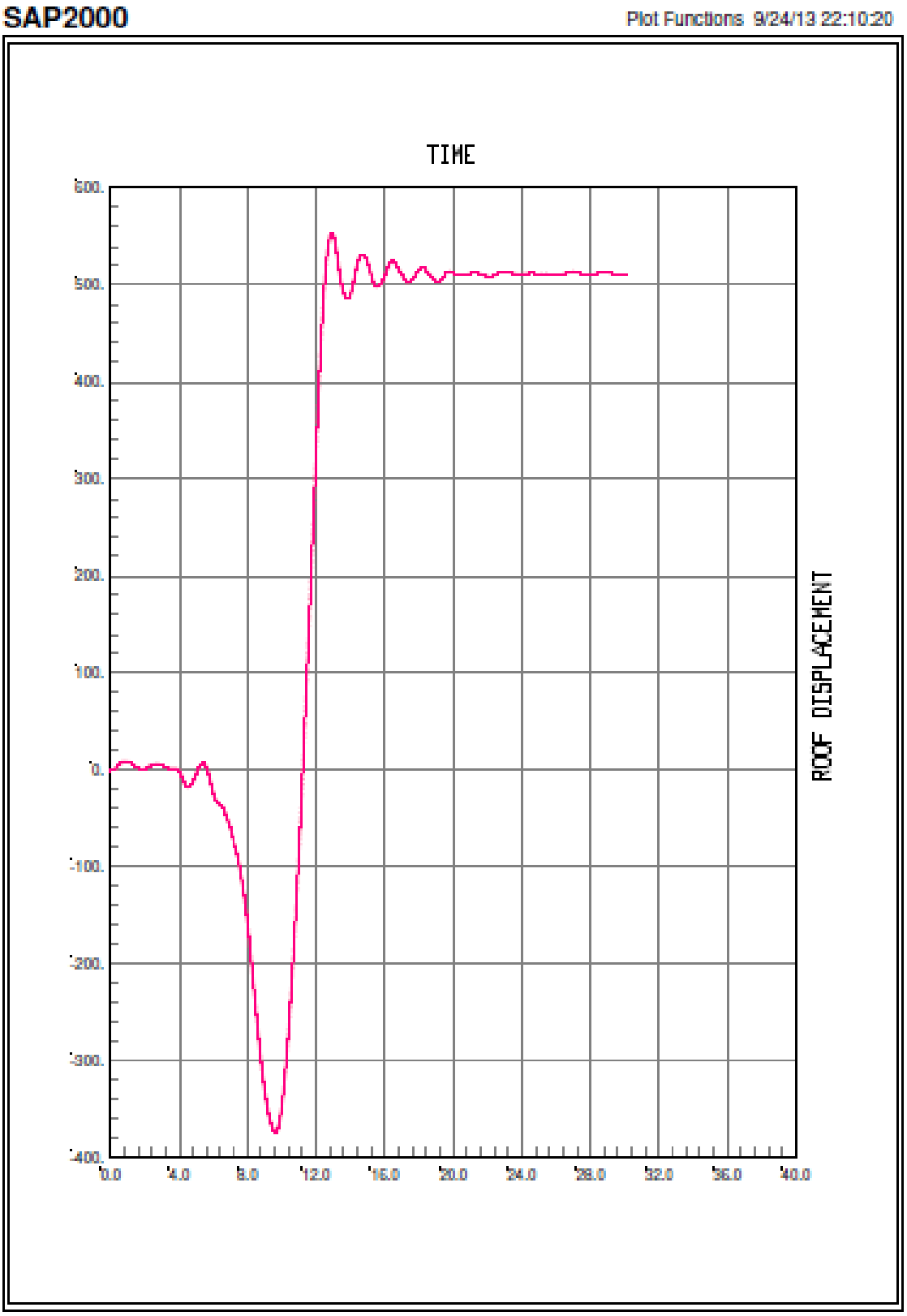


Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=1.1a=0.644g



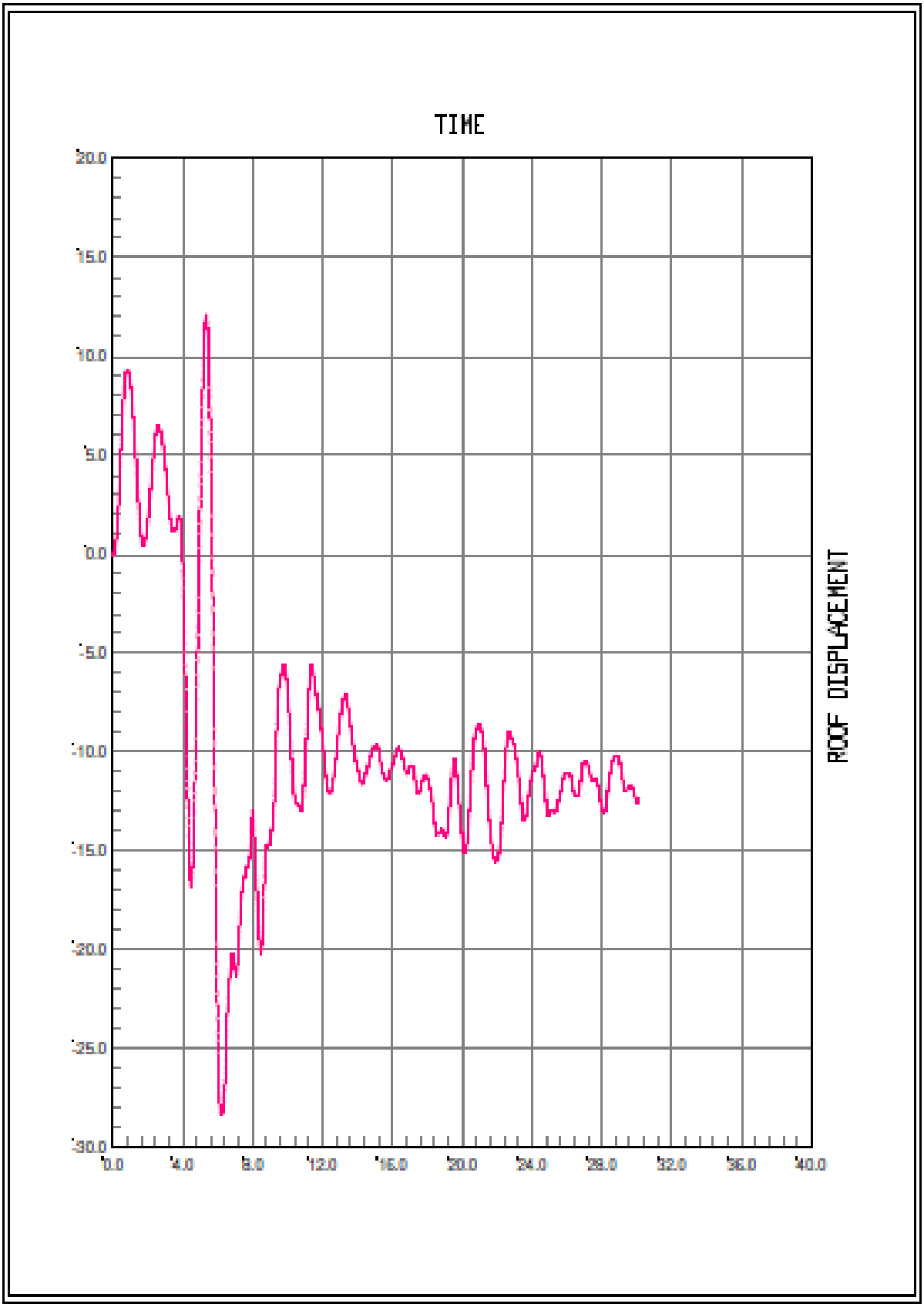
Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=1.1a=0.644g

منحنی جابجایی –زمان گره متناظر با مرکز جرم بام در مدل شماره ۴



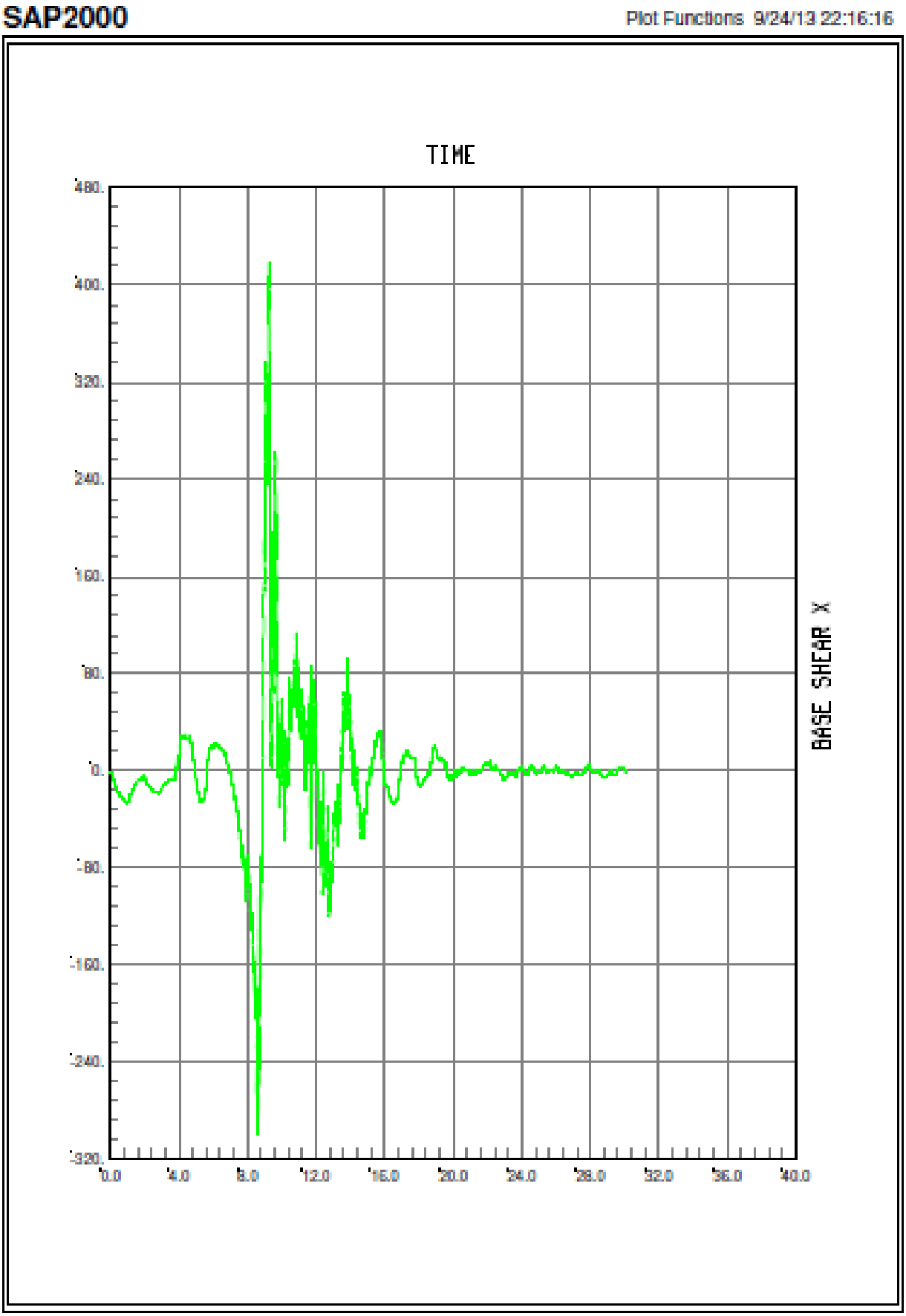
SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=1.1a=0.644g - Case:MANJIL1 - N, cm, C Units
ROOF DISPLACEMENT: Joint Roof Displacement Displacement UX Vs TIME
Min is -3.729e+02 at 9.6400e+00 Max is 5.540e+02 at 1.2910e+01

SAP2000 Plot Functions 9/24/13 22:10:47



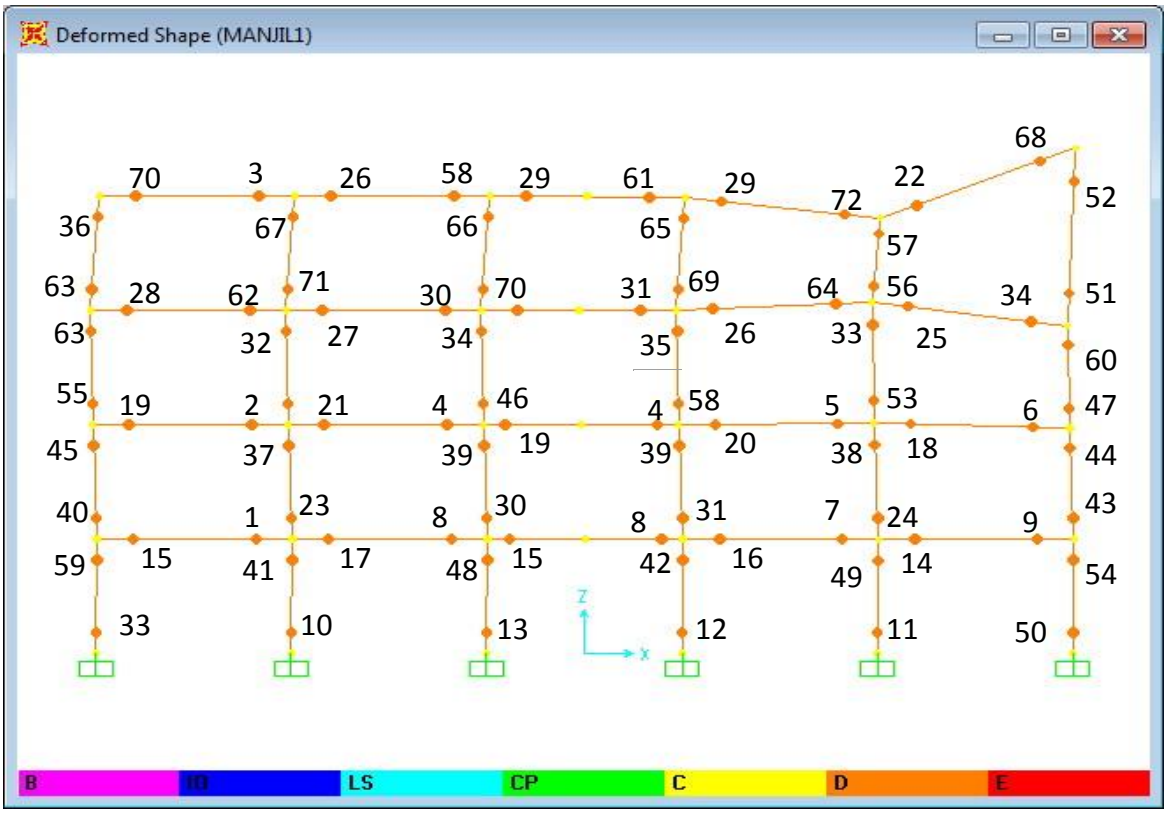
SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=1.1a=0.644g - Case:MANUAL2 - N, cm, C Units
ROOF DISPLACEMENT: Joint Roof Displacement Displacement UX Vs TIME
Min is -2.831e+01 at 6.2100e+00 Max is 1.212e+01 at 5.3400e+00

منحنی برش پایه –زمان مدل شماره ۴

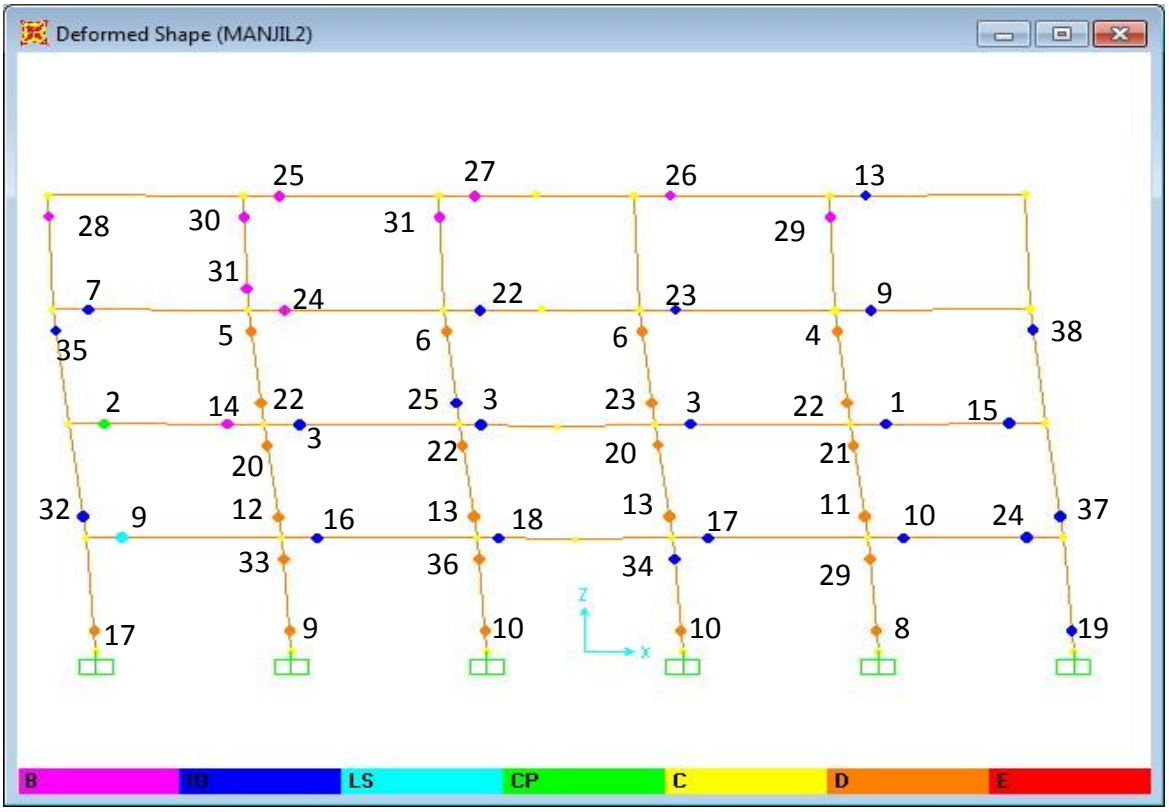


SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear DynamicAnalysis-Scale Factor=1.1a=0.644g - Case:MANJIL1 - Tonf, m, C Units
Base Shear X: Base Shear X Vs TIME
Min is -2.985e+02 at 8.6050e+00 Max is 4.191e+02 at 9.2300e+00

شماره گذاری مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مدل شماره۵

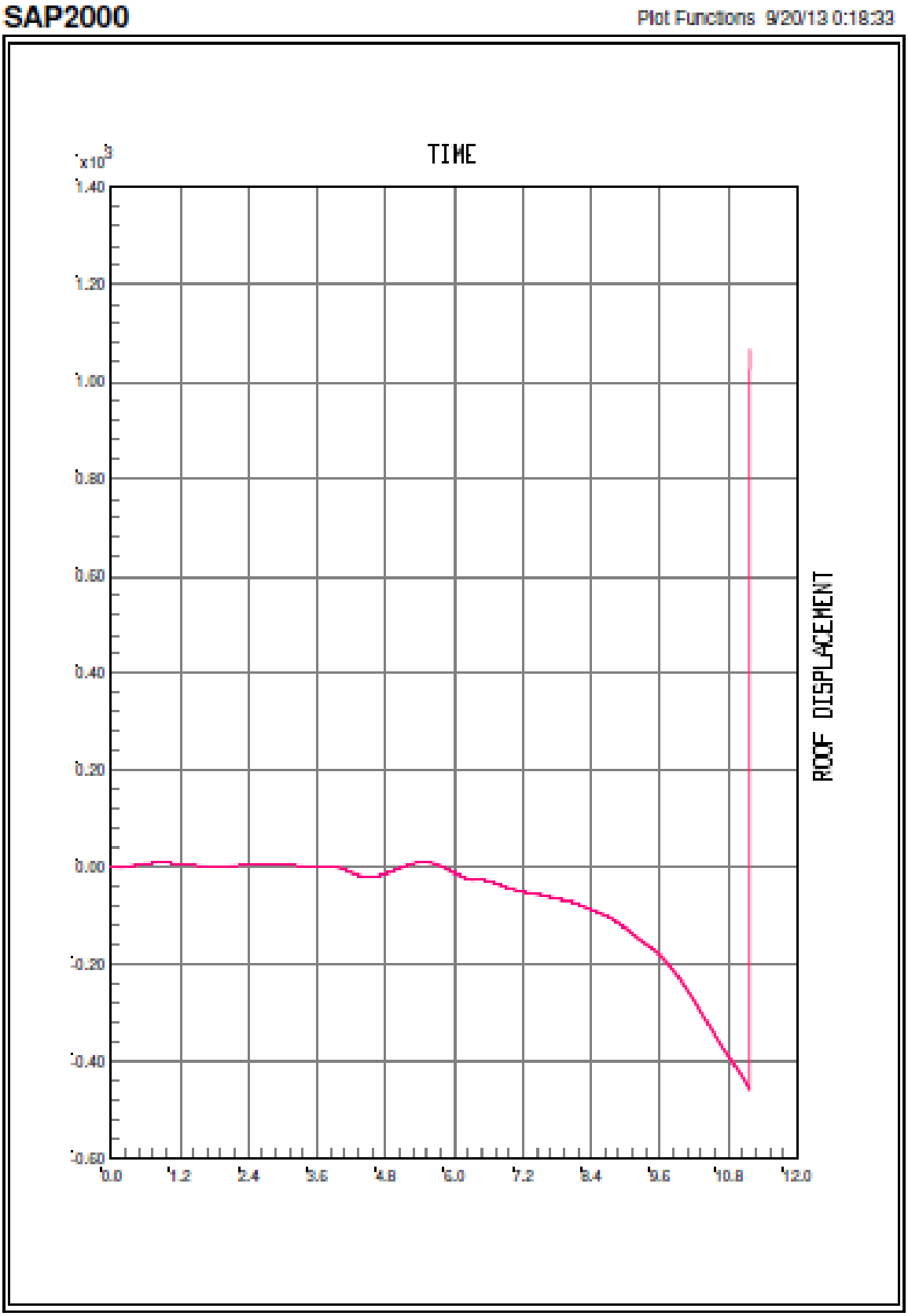


Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=1.2a=0.702g

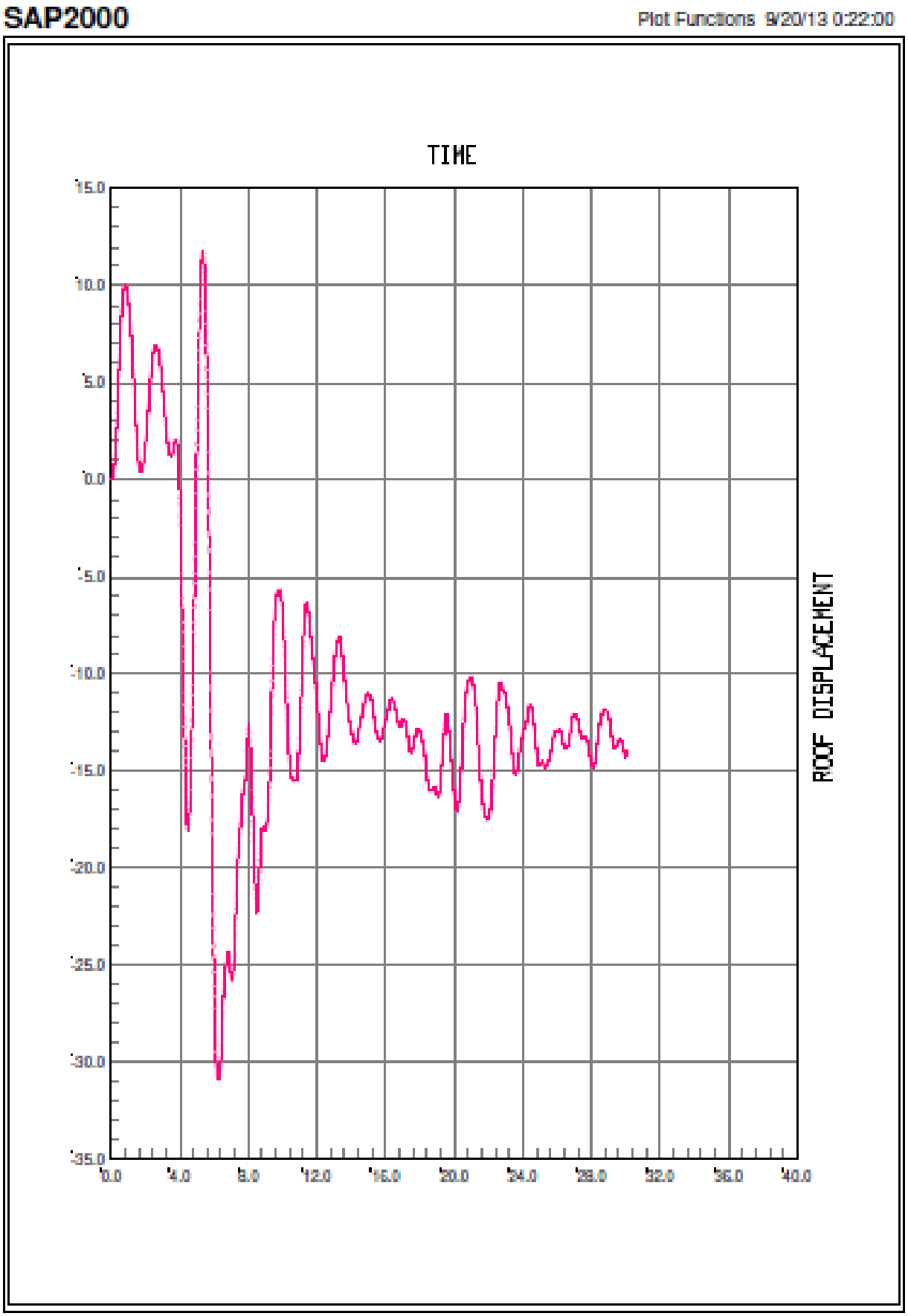


Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=1.2a=0.702g

منحنی جابجایی –زمان گره متناظر با مرکز جرم بام در مدل شماره ۵

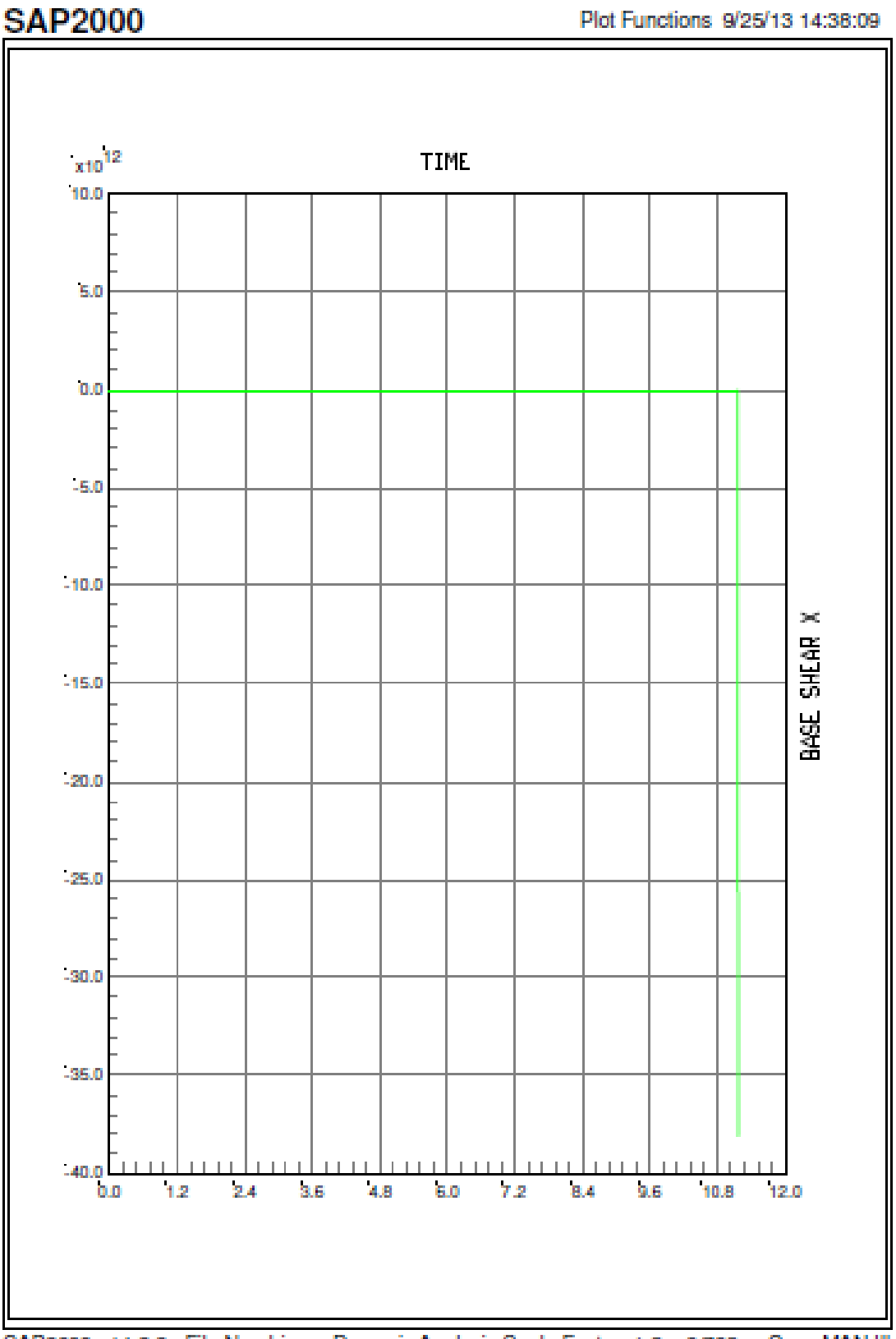


SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=1.2a=0.702g - Case:MANJIL1 - N, cm, C Units
ROOF DISPLACEMENT: Joint Roof Displacement Displacement UX Vs TIME
Min is -4.558e+02 at 1.1165e+01 Max is 1.067e+03 at 1.1170e+01



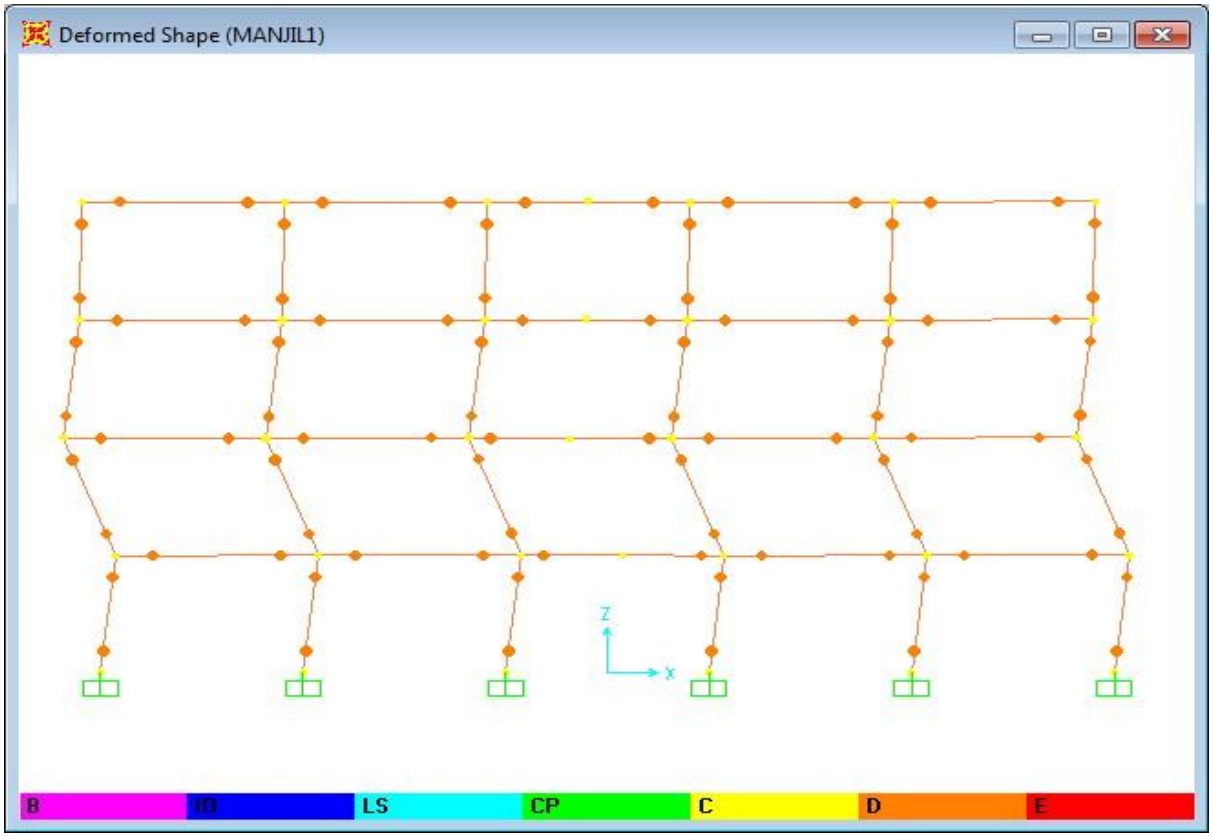
SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=1.2a=0.702g - Case:MANUIL2 - N, cm, C Units
ROOF DISPLACEMENT: Joint Roof Displacement Displacement UX Vs TIME
Min is -3.086e+01 at 6.2700e+00 Max is 1.181e+01 at 5.3450e+00

منحنی برش پایه –زمان مدل شماره ۵

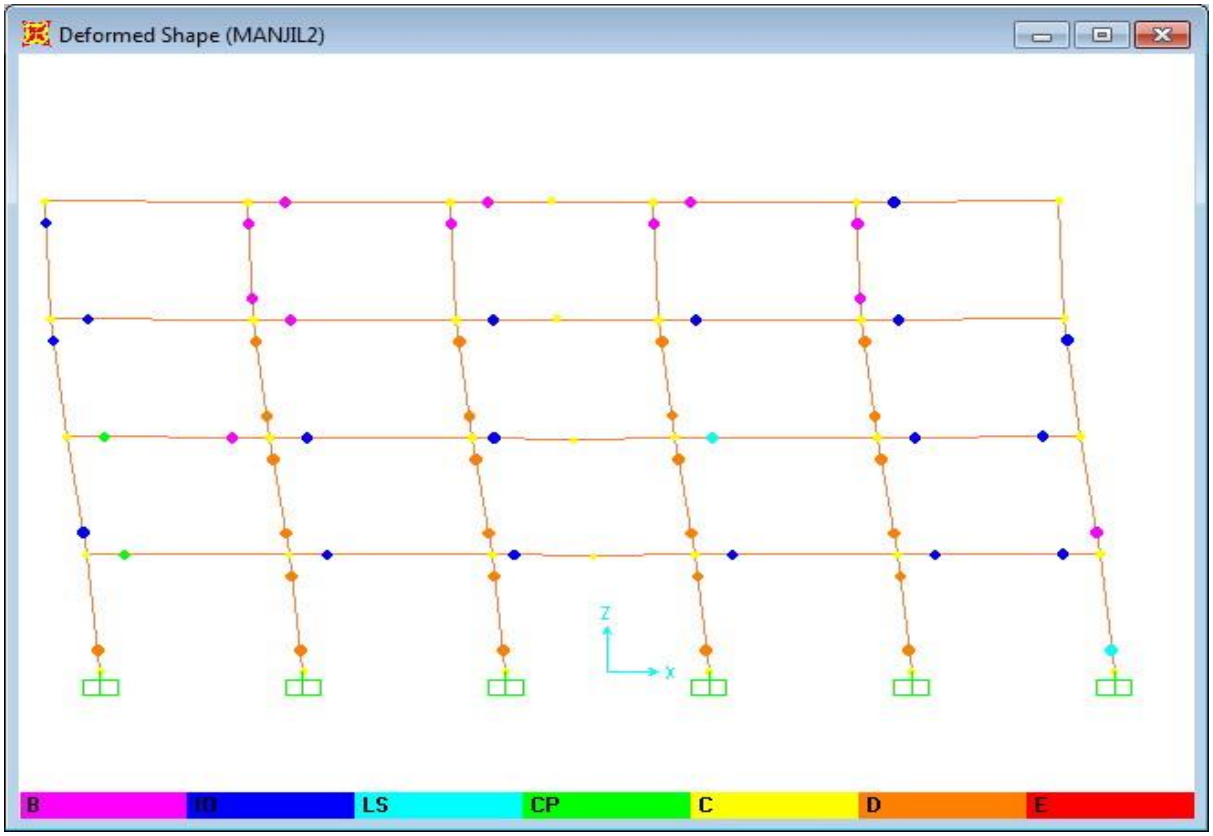


SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=1.2a=0.702g - Case:MANJIL1 - Tonf, r
Base Shear X: Base Shear X Vs TIME
Min is -3.807e+13 at 1.1170e+01 Max is 3.238e+03 at 1.1165e+01

مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مدل شماره۶

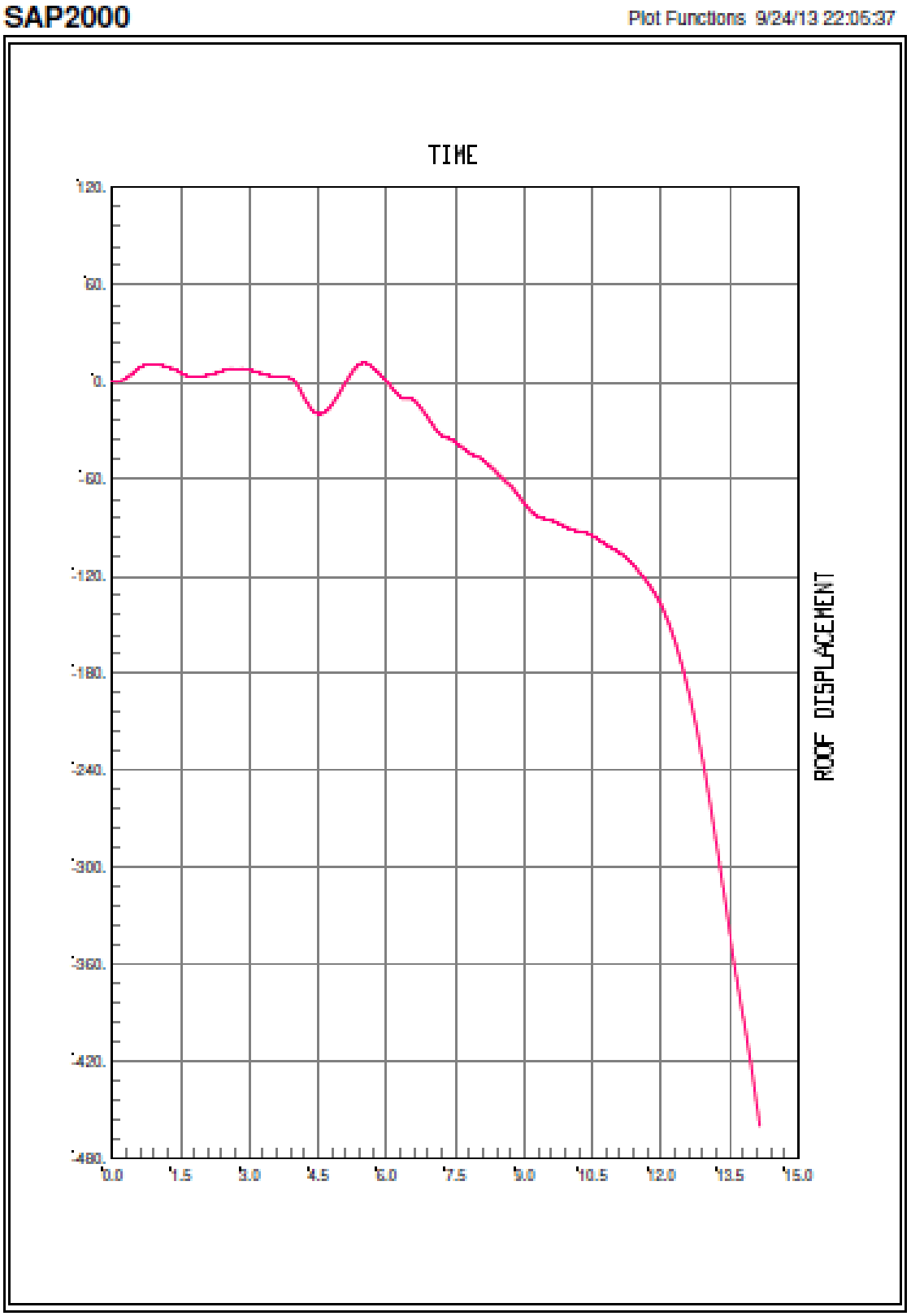


Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=1.3a=0.761g



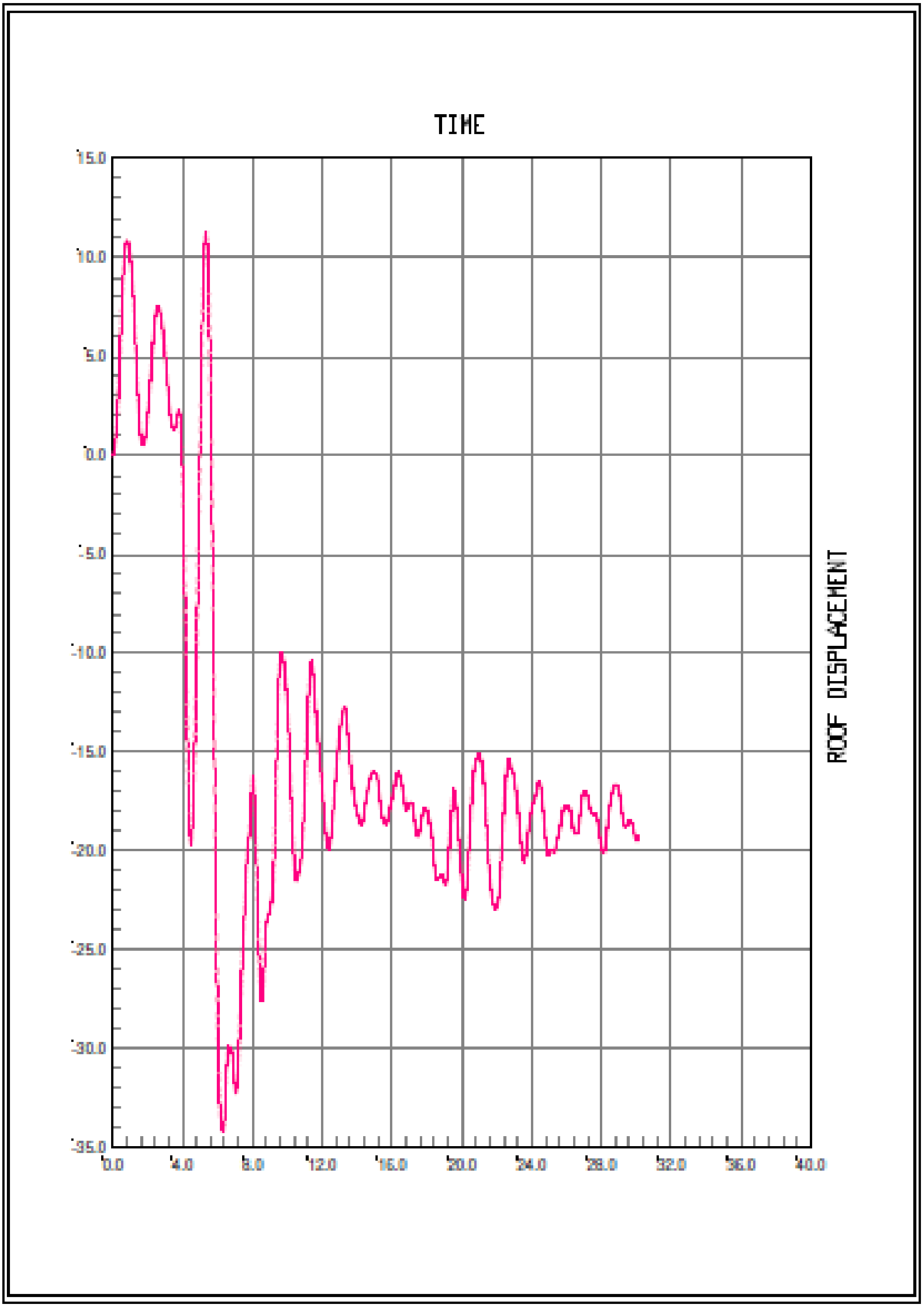
Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=1.3a=0.761g

منحنی جابجایی –زمان گره متناظر با مرکز جرم بام در مدل شماره۶



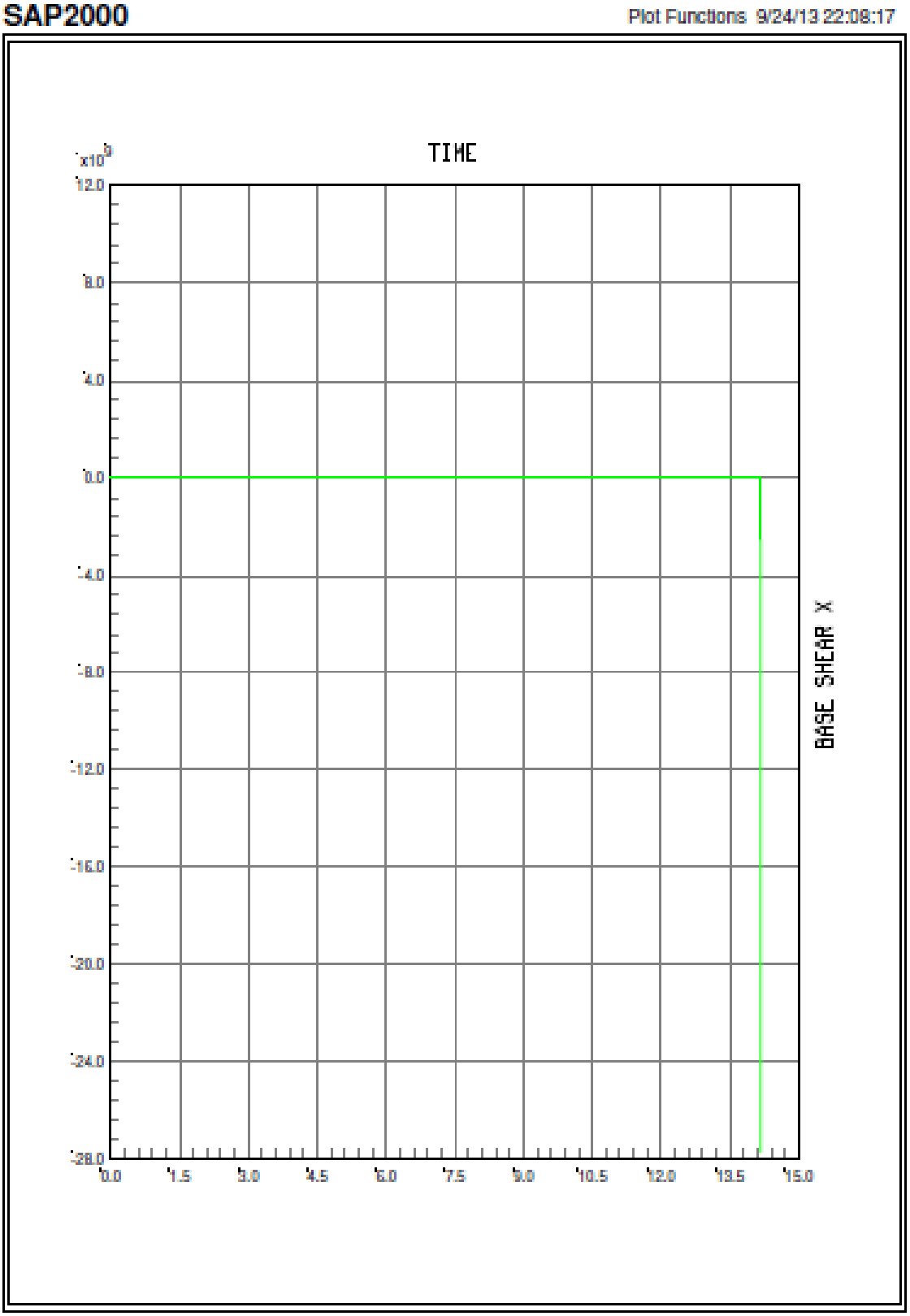
SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=1.3a=0.761g - Case:MANJIL1 - N, cm, C Units
ROOF DISPLACEMENT: Joint Roof Displacement Displacement UX Vs TIME
Min is -4.590e+02 at 1.4160e+01 Max is 1.223e+01 at 5.4850e+00

SAP2000 Plot Functions 9/24/13 22:06:29



SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=1.3a=0.761g - Case:MANJIL2 - N, cm, C Units
ROOF DISPLACEMENT: Joint Roof Displacement Displacement UX Vs TIME
Min is -3.420e+01 at 6.3000e+00 Max is 1.132e+01 at 5.3500e+00

منحنی برش پایه –زمان مدل شماره ۶



SAP2000 v14.2.2 - File:Non Linear Dynamic Analysis-Scale Factor=1.3a=0.761g - Case:MANJIL1 - Tonf, m, C Units
Base Shear X: Base Shear X Vs TIME
Min is -2.768e+10 at 1.4165e+01 Max is 8.020e+03 at 1.4160e+01

بحث درباره نتایج

- پس از آنالیز هر مدل در نقاطی که مفصل تعریف شده است، ممکن است مفاصل متفاوتی مطابق با سطوح عملکردی مختلف تشکیل گردد . با توجه به سطح عملکردی تعریف شده برای طرح سازه ،چنانچه مفصلی در آن سطح قرار نگیرد، نشانه ضعیف بودن مقطع المان در آن قسمت بوده و نیاز به تقویت مقطع و آنالیز مجدد سازه می باشد.
- برای کنترل مکانیزم تیر ،در نقاط ۵۰ درصد طول تیرها در یک مدل مفصل پلاستیک تعریف شد که پس از تحلیل ملاحظه گردید ،مکانیزم تیرتشکیل نمی شود.
- در مدل SAP برای آنکه اعضای اصلی کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شوند باید نسبت تغییر شکل متناظر با آستانه کاهش مقاومت (رنگ فیروزه ای) به تغییر شکل حد خطی (رنگ بنفش) بزرگتر از ۲ باشد.

$$\frac{LS}{B} > 2 \qquad \Longrightarrow \qquad Deformation\ Control$$

- در مدل شماره ۱ شتاب وارد بر سازه برابر با سطح خطر بسیار زیاد در آیین نامه ۲۸۰۰ می باشد .
- در قاب آنالیز شده مشاهده می گردد تا شتاب0.585g رفتار سازه تحت رکورد منجیل نسبتاً یکسان است ولی در شتاب 0.644g تفاوت شدیدی در پاسخ سازه تحت زلزله مشاهده می گردد.
- با توجه به مقدار ماکزیمم جابجایی نسبی تراز فوقانی سازه در شتاب های گوناگون ملاحظه می شود که شتاب با ضریب1.2 بیشترین تحریک را به سازه وارد کرده است. همچنین شتاب با ضریب0.6 کمترین اثر را بر روی سازه داشته است.

- شتاب با ضریب1.1 باعث فروریزش سازه می گردد.در واقع در این سطح شتاب با اتمام زمان زلزله جابجایی سازه محدود نشده و افزایش می یابد ولی در ضرایب کمتر از 1.1 با توجه به منحنی های جابجایی – زمان با اتمام زمان زلزله جابجایی سازه به سمت صفر میل می کند.
- در مدل های ۱و۲و۳ حداکثر جابجایی سازه در محدوده زمان حداکثر شتاب منجیل(۶/۵۳۵ ثانیه) اتفاق می افتد.
- مشاهده می گردد که مفاصل الزاماً در زمان اوج شتاب تشکیل نمی گردند بلکه با تداوم یافتن زمان زلزله و افزایش جابجاییها و در نتیجه کاهش سختی سازه مفاصل جدید تری در نقاط بیشتری تشکیل شده و بقیه مفاصل هم که قبلاً ایجاد شده اند تغییر وضعیت میدهند(دوران آنها افزایش می یابد، به عنوان مثال مفصلی از حالت B به حالت D تغییروضعیت می دهد).
- با توجه به الگوی توزیع مفاصل ملاحظه می گردد که در مدلهای سازه ای، درصد شروع تشکیل مفاصل در تیرهای طبقه دوم از سایر طبقات بیشتر است که این مساله در ساختمانها ی مختلفی در زلزله های گذشته مشاهده گردیده است ،در واقع مقادیر تلاشها در اعضای طبقه دوم بیشتر است.
- مشاهده می شود با افزایش ضریب شتاب ، مفاصل در زمانی کمتر از زمان شتاب ماکزیمم در نقاط مختلف تشکیل می شوند و با پیشرفت زمان به تعداد آنها افزوده می شود و میزان تغییر وضعیت آنها هم سریعتر می گردد.
- از نتایج آنالیز مشخص می گردد که تحت Load caseء Manjil 2 تعداد کمتری مفصل پلاستیک نسبت به Manjil 1 در سازه تشکیل می شود که علت آن تاثیر حضور بارهای زنده در حالت Manjil 1 می باشد. یعنی در ساختمانی که در آن احتمال حضور بارهای زنده وجود دارد امکان تشکیل مفاصل پلاستیک بیشتر ،در نقاط مختلف سازه وجود دارد.

- مشاهده می شود با افزایش ضریب شتاب وارده، ضمن افزایش تعداد مفاصل پلاستیک در سازه که با کاهش سختی سازه همراه است ، سازه نرم تر شده و میزان جابجایی نسبی بام نیز افزایش می یابد و به گونه ای که تحت شتاب 0.6a حداکثر تغییر مکان نسبی متناظر با بام برابر 8.61- سانتی متر است و تحت شتاب 1.2aحداکثر تغییر مکان نسبی بام به 1067+ سانتی متر می رسد.
- بند(۳-۵-۲) آئین نامه ۲۸۰۰:

تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح یا تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی طرح ،در هر طبقه تغییر مکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار واقعی سازه، رفتار غیر خطی ،در تحلیل آن بدست می آید.

- بند (۴-۵-۲) آیین نامه ۲۸۰۰:

تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد . در رعایت این محدودیت آثار ناشی از $P-\Delta$ باید در محاسبه تغییر مکانها منظور شده باشد.

برای ساختمانهای با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰/۷ ثانیه $\Delta_M <$ ۰/۰۲۵ برابر ارتفاع طبقه

برای ساختمانهای با زمان تناوب اصلی بیشتر از ۰/۷ ثانیه $\Delta_M \leq$ ۰/۰۲ برابر ارتفاع طبقه

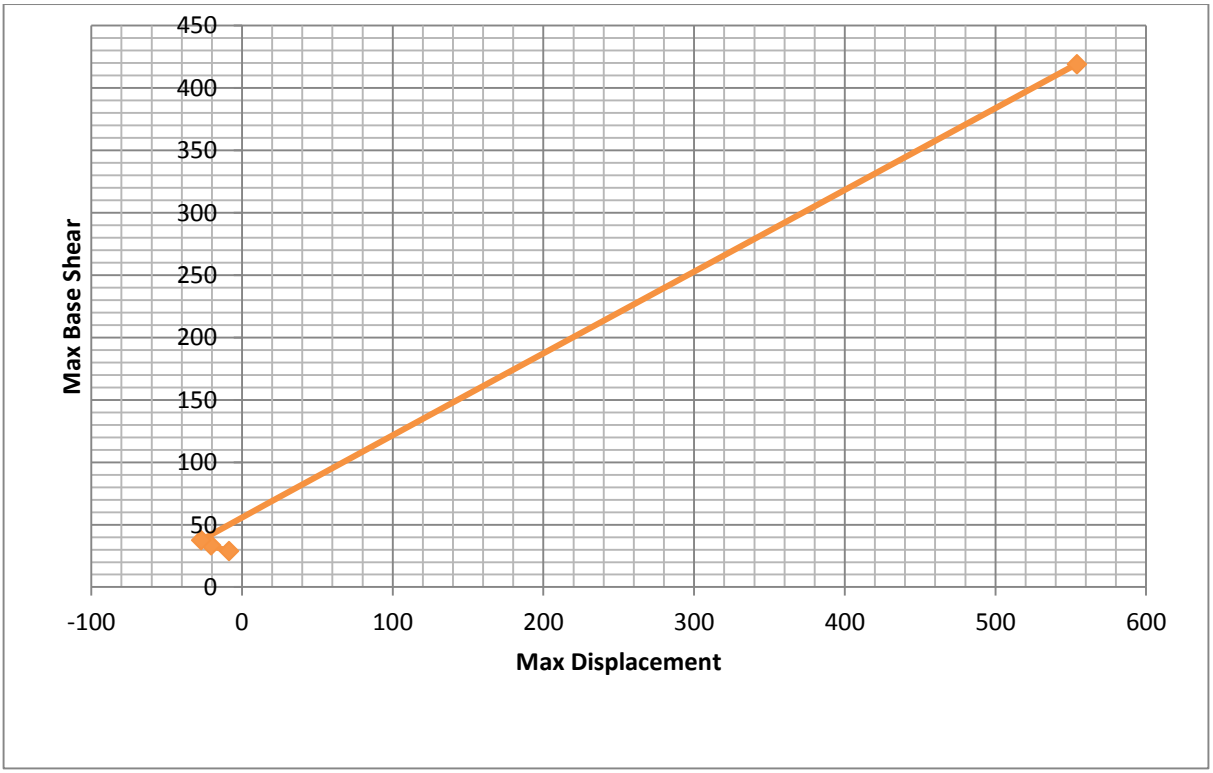
با توجه به بند فوق تقریباً مدل شماره ا رابطه $\Delta_M <$ ۰/۰۲۵ برابر ارتفاع طبقه را ارضا می کند:

$$\Delta_M = 8.61 \cong 0.025 \times 320 = 8 \quad cm$$

- مقادیر حداکثر تغییر مکان نسبی بام و برش پایه متناظر با آن تحت اثر شتابهای مختلف در مدل های مختلف در جدول زیر خلاصه شده است:

شماره مدل	شتاب اعمالی	حداکثر جابجایی (cm)	حداکثر برش پایه (Ton)
1	0.351g	-8.61	28.79
2	0.468g	-20.65	33.43
3	0.585g	-27.27	37.61
4	0.644g	+554	419.1
5	0.702g	+1067	3.81×10^{13}
6	0.761g	-459	2.77×10^{10}

با توجه به اینکه در مدل شماره ۴ سازه فروریخته محسوب می گردد در ترسیم منحنی حداکثر جابجایی- حداکثر برش پایه مقادیر متناظر با مدلهای ۵ و ۶ در نظر گرفته نمی شوند.



مراجع:

۱- آریا اللهیارخسرو شاهی، جزوه درسی طراحی خمیری سازه ها-دانشگاه تفرش، سالتحصیلی۹۲-۹۱.

۲- داود مستوفی نژاد، بارگذاری سازه ها.

۳- حسن مقدم، مهندسی زلزله.

۴- علی کاوه، طرح و تحلیل پلاستیک سازه ها.

۵- مجتبی اصغری سرخی،آشنایی با مفاهیم تحلیل های غیر خطی استاتیکی و دینامیکی.

۶- مسعود اکبری،تحلیل دینامیکی غیرخطی با نرم افزار Seismo Struct.

۷- دستورالعمل بهسازی لرز ه ای ساختمانهای موجود،نشریه شماره ۳۶۰.

۸- آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله-استاندارد۲۸۰۰.

9- Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-05

10- PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS,FEMA356

11- SAP2000 User Manual

12- www.csiamerica.com

13- www.bhrc.ac.ir