



کد مقاله: ۲-۱۱۹

تحلیل غیر خطی دینامیکی قاب فولادی در ارزیابی رفتار پساکمانشی و پاسخ لرزه ای سیستم

امیر حمزه کیخا^۱، حبیب اله سنجولی^۲، امید مختاری^۳

۱- عضو هیأت علمی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد زاهدان Ah.Keykha@yahoo.com

۲ و ۳- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد زاهدان

چکیده

عملکرد یک سازه پس از ایجاد تشکیل اولین مفصل پلاستیک یکی از اساسی ترین پارامترها در تعیین ضریب رفتار و تحلیل دینامیکی سازه می باشد. در این پژوهش با تحلیل رفتار کمانشی یک قاب فولادی در مودهای مختلف و بررسی دقیق مکانیزم خرابی آن توسط نرم افزار اجزای محدود آباکوس به آنالیز رفتار سازه پس از کمانش پرداخته شد. زوایای کمانش، کرنش های پلاستیک، تنش ها و نیروهای برشی پایه بوجود آمده در سازه که همگی از مهم ترین پارامترهای تعیین رفتار سازه می باشند، مورد ارزیابی قرار گرفته شده است و در پایان، شتابنگاشت سه زمین لرزه مختلف با ماهیت های فرکانسی متفاوت، که همگی آنها طبق آیین نامه ۲۸۰۰ هم پایه و اصلاح شدند به مدل اعمال شد و پاسخ های سازه در ایجاد کرنش پلاستیک معادل و نیروی برشی پایه با هم مقایسه شدند. نتایج حاصل از تحلیل ها نشان داد محل وقوع تشکیل مفصل پلاستیک تابعی از شماره مود فرکانسی بوده و همچنین وقوع زمین لرزه با ماهیت جابجایی گسل در افزایش کرنش های پلاستیک بوجود آمده نقش چشم گیری دارند و از طریق تشکیل مفصل پلاستیک در ستون باعث ایجاد خرابی سازه می شوند. همچنین زمین لرزه هایی با ماهیت گسل کور، برش پایه بسیار زیادی به سازه وارد کرده و مکانیزم خرابی از طریق ناپایدار کردن سازه در هندسه صورت می پذیرد.

کلمات کلیدی: تحلیل دینامیکی غیر خطی، رفتار پسا کمانشی، پاسخ لرزه ای قاب فولادی.

مقدمه

در گذشته مطالعات فراوانی در مورد کمانش الاستیک قابهای مسطح و روش های آن صورت پذیرفته است. اساس کار این مطالعات عمدتاً بر روی مفهوم کمانش الاستیک قاب تحت شرایط تعادل خشی بوده است. اخیراً نشان داده شده که کمانش الاستیک اولیه برای یک قاب پیوسته سخت، می تواند حالت ناپایداری در سازه ایجاد کند. لذا عملکرد سازه پس از کمانش نیز بسیار حائز اهمیت است و می بایست به دقت بررسی گردد و عکس العمل سازه پس از مکانیزم خرابی مورد بررسی قرار گیرد. لیندر و همکاران در سال ۱۹۹۰ بعد از مطالعه کمانش موضعی بال و کمانش کلی سازه به این نتیجه رسیدند که ثابت پیچش خالص مقطع به میزان ابعاد جان بستگی نداشته و تابعی از بال مقطع می باشد [۱]. شاید

احمد و همکارانش، در سال ۲۰۰۵ مقاومت خمشی پس از کمانش تیرها با جان شیاردار را به کمک روش اجزای محدود بررسی کردند و دریافتند مقاومت تیرهای I شکل با جان شیاردار، پس از وارد شدن به ناحیه رفتار پلاستیک، می تواند بوسیله مشخصات بال ارزیابی شود [۲]. مونجیهو و همکاران، در سال ۲۰۰۹ روشی نوین برای محاسبه ضریب اعوجاج در سازه پس از کمانش بیان کرده و توصیه کردند که برای محاسبه مقاومت سازه پس از کمانش پیچشی جانبی می بایست مرکز برش ایجاد شده در تیرهای (I) شکل مورد بررسی قرار گیرد [۳].

حال در این پژوهش ابتدا با تحلیل فرکانسی و تعیین مدهای قاب یک طبقه با یک دهانه، تغییر شکل های بوجود آمده در سازه طی بارگذاری های متفاوت در چهار مود اول بررسی شد و سپس رفتار پس از کمانش کلی سازه مورد ارزیابی قرار گرفت و تغییر شکل های الاستیک و پلاستیک بوجود آمده در ستون ها با هم مقایسه گردید و با تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی مدل، رفتار سازه تحت اثر زمین لرزه مورد ارزیابی قرار گرفت.

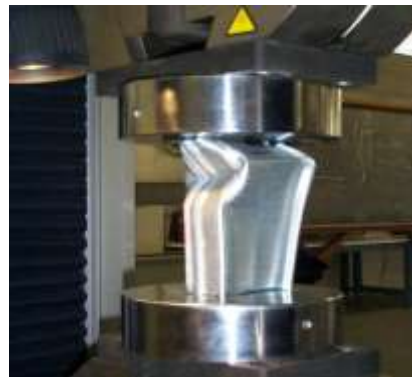
پسا کمانش

پدیده کمانش بطور کلی از نظر تاثیر گذاری بر اعضا به دو ناحیه تقسیم بندی می شود:

- کمانش کلی
- کمانش ناحیه ای: مثل کمانش موضعی جان و یا بال یک پروفیل فولادی I شکل



(ب) کمانش موضعی جان [۱۲]



الف) کمانش کلی

شکل ۱:

در این پژوهش هدف بررسی کمانش کلی اعضا می باشد که در نهایت منجر به ناپایداری بخشی از سازه و یا فروریزش آن می شود. در عمل، بسته به ضریب لاغری ستون، مود خرابی تسلیم محوری و یا کمانش می تواند در ناپایداری سازه حاکم باشد. پسا کمانش در حقیقت مرحله پس از کمانش عضو است که به دنبال بوجود آمدن کمانش رخ می دهد. وقتی که بار به بحرانی ترین حالت خود برسد، مقدار بار ممکن است تغییر نکند و یا حتی کاهش یابد ولی طی آن تغییر شکل رو به افزایش است. در بعضی از موارد، سازه بطور پیوسته به پذیرفتن بار ادامه می دهد و این مورد باعث افزایش تغییر شکل ها می شود که در نهایت منجر به ادامه در چرخه دوم کمانش یعنی مسیر پس از کمانش می شود. آنالیز رفتار پس از کمانش سازه ها عمدتاً بصورت غیر خطی است که مسلماً الگوی بهتری از حالات سازه نسبت به ناحیه خطی، بیان خواهد کرد [۴].

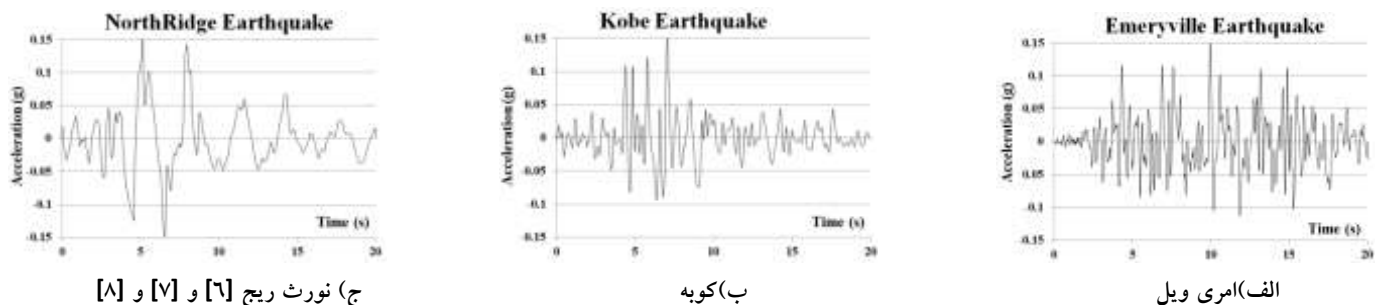
بررسی زمین لرزه :

می توان گفت این بخش از آنالیز یکی از مهم ترین قسمت های این بررسی بوده، چراکه کوچکترین اشتباه در انتخاب و اعمال زلزله باعث بروز خطاهای بسیار بزرگی در پاسخ های بدست آمده از نرم افزار خواهد شد. محتوی فرکانسی زلزله ها به طور مستقیم بر رفتار مدل در طول زمین لرزه تاثیر می گذارد. از آنجاییکه این محتوی فرکانسی نیز خود متأثر از نحوه ی تشکیل زلزله و چگونگی حرکات گسل ها می باشد لذا تمامی شتاب-نگاشت های منتخب در این تحقیق از زمین لرزه هایی که با ماهیت های مختلف تشکیل شده اند انتخاب شده و از لحاظ محتوی با یکدیگر متفاوت بوده در نتیجه تاثیرات مختلفی بر پاسخ تحلیل خواهند داشت. برای دستیابی به این هدف سه زلزله مختلف با ماهیت های متفاوت انتخاب شد [۵]. زلزله نورث ریج که قدرت این زمین لرزه ۶/۹ ریشتر و عمق کانون آن ۱۹ کیلومتر بوده که اوج شتاب زلزله در آن حدود ۶ ثانیه با مقدار حداکثر شتاب معادل ۰/۵ g بوقوع پیوست. این زلزله در امتداد یک گسل کور اتفاق افتاد. در گسل کور سطح لغزش تا سطح زمین نمی رسد [۶]. همچنین زلزله کوبه با قدرت ۶/۸ ریشتر انتخاب شد که کانون زلزله در عمق ۱۶ کیلومتری از سطح زمین قرار داشت و مقدار ماکسیمم برای شتاب زلزله در ۲۴ ثانیه و اوج شتاب ۰/۳۵ g اتفاق افتاد. ماهیت زمین لرزه کوبه جابجایی گسل و حرکات تکتونیکی آنها بر روی هم بوده است [۷]. در آخر نیز زلزله امری وایل با ماهیت لغزش گسل مورد بررسی قرار گرفت که کانون زلزله در عمق ۳ تا ۵ کیلومتری سطح زمین قرار داشت و شدت آن ۶/۹ ریشتر با $PGA=0.25\text{ g}$ بوده است [۸].

سپس تمامی نگاشت های خام زمین لرزه به مقدار ۰/۱۵ هم پایه شدند و برای صرفه جویی در زمان تحلیل و بررسی زمان موثر زلزله از روش اصلاح تریفانک و بردی مطابق رابطه ۱ استفاده شده است [۹].

$$T_{\text{eff}} = T_{0.95} \cdot T_{0.5} \quad (1)$$

در این رابطه $T_{0.05}$ و $T_{0.95}$ به ترتیب، مربوط به زمانی است که نگاشت زلزله ۹۵ درصد و ۵ درصد انرژی زلزله را به سازه وارد می کند. انرژی زلزله با سطح زیر نمودار a_2 رابطه مستقیم دارد که در آن a بیانگر شتاب می باشد. در نتیجه با استفاده از سطح زیر نمودار a_2 و نگاشت هر زلزله با استفاده از نرم افزار متلب، زمان موثر هر زلزله را بدست می آوریم.

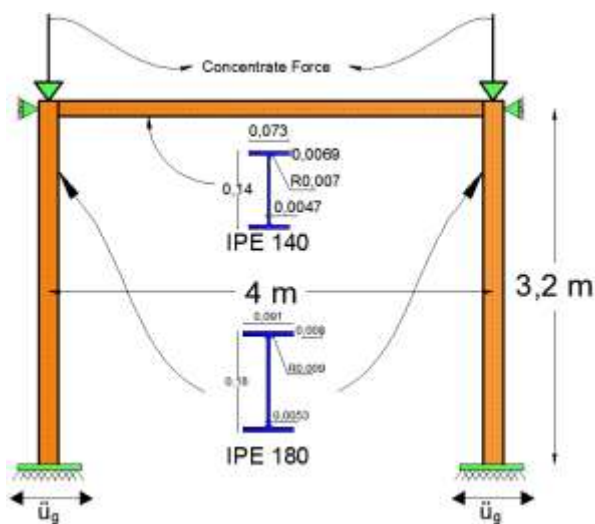


شکل ۲: نگاشت های هم پایه و اصلاح شده مربوط به زمین لرزه های

با توجه به نمودارهای فوق حداکثر زمان لازم برای تحلیل ۱۹/۵ ثانیه می‌باشد. در نتیجه زمان تحلیل لرزه‌ای تونل ۲۰ ثانیه انتخاب شد و این نگاهت‌ها در معرفی شرایط مرزی، به قسمت تحتانی زمین اعمال شدند. همچنین از آنجاییکه شتاب‌های مورد نظر بر حسب g می‌باشند، در عدد ۹/۸۱ که همان شتاب با توجه به نمودارهای فوق حداکثر زمان لازم برای تحلیل ۱۹/۵ ثانیه می‌باشد. در نتیجه زمان تحلیل لرزه‌ای تونل ۲۰ ثانیه انتخاب شد و این نگاهت‌ها در معرفی شرایط مرزی، به قسمت تحتانی زمین اعمال شدند. همچنین از آنجاییکه شتاب‌های مورد نظر بر حسب g می‌باشند، در عدد ۹/۸۱ که همان شتاب جاذبه بر حسب متر بر مجذور ثانیه است ضرب خواهند شد [۵].

مدلسازی به روش اجزای محدود:

در این پژوهش عملکرد پساکمانشی یک قاب یک دهانه و یک طبقه توسط نرم افزار اجزای محدود آباکوس مورد بررسی قرار گرفت. هندسه مدل به نحوی انتخاب شده که بتوان با روابط مقاومت مصالح پیشرفته، بارهای بحرانی آنرا بدست آورد و بدین ترتیب با مقادیر حاصل از تحلیل مقایسه نمود. برای این منظور تعیین مقادیر ویژه بارهای بحرانی در مودهای کمانشی مختلف و نیز شکل مودها توسط حلگر مختص کمانش نرم افزار و مقایسه آن با مقادیر تئوریک صورت پذیرفت، همچنین رفتار قاب پس از کمانش اعضا با در نظرگیری اثرات غیر خطی شدن در هندسه و مصالح بوسیله روش حل استاتیکی ریکس مورد بررسی قرار خواهد گرفت. در ادامه با اعمال ۳ شتاب نگاهت مختلف به محل تکیه گاه قاب، عملکرد لرزه ای قاب تحت اثر زمین لرزه ها با ماهیت های متفاوت نیز ارزیابی خواهد شد.



شکل ۳: مدل قاب مورد مطالعه

کمانش یک عضو ناشی از عدم تقارن در بارگذاری، عدم مستقیم بودن عضو و یا عدم تقارن سطح مقطع آن در طول به دلیل وجود نقص هایی چون اعوجاج و یا ترک های ریز می باشد. این عدم تقارن ها در حین افزایش بار محوری، تاثیر تجمعی داشته و در نهایت موجب کمانش عضو

خواهند شد. البته این موارد در شبیه سازی عددی و در نرم افزار در نظر گرفته نمی شوند. علت اصلی این امر عدم قطعیت ها و پیچیدگی علل ایجاد کمانش می باشند. بنابراین از آنجا که مدل ها در نرم افزار بصورت ایده آل متقارن در نظر گرفته می شوند، باید به نحوی اثرات این عوامل در قالب تعریف نقص اولیه در عضو لحاظ گردد. واضح است این نقص اولیه در اعضا و بارگذاری های کاملاً متقارن لازم است اعمال شوند. در صورت عدم تعریف نقص اولیه در عضو متقارن، اینم عضو می تواند در سطوح بالای بار کمانش کند. البته این کمانش ناشی از ناپایداری های ناچیز عددی بوده که حالتی تجمعی دارند و به هیچ عنوان نباید با کمانش واقعی اشتباه گرفته شوند. با کنترل ساده ای می توان با توجه به بار کمانشی بالای این نوع کمانش ها، به غیر واقعی بودن آنها پی برد. متأسفانه این کنترل در برخی مراجع علمی معتبر انجام نشده و کمانش ناشی از ناپایداری عددی بعنوان کمانش واقعی معرفی شده است [۱۰].

برای تعریف خواص مصالح منحنی تنش کرنش فولاد مطابق جدول زیر در ناحیه پلاستیک تعریف می شوند.

جدول ۱: مشخصات مصالح فولاد در ناحیه عملکرد غیرخطی [۱۱]

ρ (وزن مخصوص)	E (ضریب ارتجاعی)	ν (ضریب پواسون)	f_y (تنش تسلیم)	f_u (تنش گسیختگی)	ϵ_{up} (کرنش نهایی)
$\frac{kg}{m^3}$	(GPa)		(MPa)	(MPa)	
۷۸۵۰	۲۰۰	۰/۳	۲۶۰	۳۸۰	۰/۲۵

لازم به ذکر است تنش های ون مایسز واقعی و کرنش های واقعی پلاستیک (پسماند) در جدول ۱ مشاهده می شوند که معیار تسلیم مصالح با این رفتار، معیار مایسز می باشد که بیشتر برای فلزات کاربرد دارد.

بطور کلی رفتار پسا کمانشی می تواند با ۲ روش انجام شود:

تعیین مقادیر ویژه کمانشی و شکل مودهای مربوطه و ترکیب خطی آنها برای تعیین رفتار کمانشی بصورت شرایط اولیه.

اعمال مستقیم نقص اولیه در اعضای سیستم مثلاً بصورت اعمال تغییر مکان نسبتاً ناچیز به انتهای یک تیر با یک بار گسترده کوچک در جهت خارج صفحه دیوار برشی فولادی [۱۲].

روش اول از نظر دقت مدلسازی و دقت در نتایج از روش دوم بهتر می باشد و در اکثر موارد از این روش برای تحلیل مسائل مسائل پسا کمانشی استفاده می گردد. این امر به این دلیل است که رفتار پسا کمانشی همانند رفتار مودال یک سیستم متأثر از مودهای کمانشی مختلف بوده که ساده سازی در ایجاد نقص اولیه می تواند سبب ایجاد خطاهایی در نتایج نسبت به واقعیت گردد.

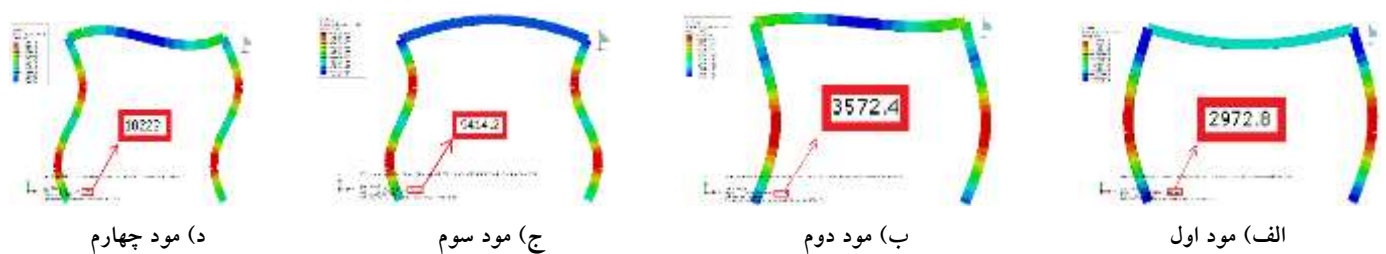
در این تحقیق از روش اول استفاده می شود به این صورت که مودهای کمانشی سیستم توسط تحلیل کمانشی تعیین می شوند و نتایج مربوط به شکل مودها بصورت نقص اولیه در یک مدل جدید معرفی می شوند. بنابراین، این تحلیل شامل دو مرحله آنالیز می باشد. اولی برای تعیین مودهای کمانشی و دومی برای تحلیل رفتار پسا کمانشی. لازم به ذکر است امکان تعریف این دو گام در یک مرحله وجود نداشته و هر یک از این گام ها می بایست در یک مدل جداگانه ایجاد گردند.

همچنین المان ویژه مقطع تیر در نرم افزار، قادر به شبیه سازی رفتار غیرخطی هندسی و نیز غیرخطی مصالح بوده و توانایی مدل سازی رفتار کمانشی و پس کمانشی را دارد و در تحلیل ها از آن استفاده خواهد شد. برای دنبال نمودن مسیر تعادل سازه و گذر از نقطه بحرانی به محدوده پس بحرانی، از روش استاتیک ریکس استفاده می شود. با این روش حالت های تعادل استاتیکی در لحظه ناپایداری جستجو می شود. ریکس برای وضعیت هایی که بارگذاری تناسبی است، یعنی وقتی که بزرگی نیروها با یک پارامتر اسکالر به نام ضریب تناسبی بار یا LPF کنترل می شود، کاربرد دارد. این روش می تواند حتی برای حالت های پیچیده و ناپایدار راه حل مناسب را فراهم نماید. این روش همچنین برای حل مسائل بارحدی یا مسائل ناپایداری با رفتار نرم شونده مناسب است [۱۳].

در این مدل اندرکنش بین اجزا بصورت گیردار بوده و از تغییر مکان جانبی انتهای فوقانی قاب جلوگیری شده است. همچنین شرایط مرزی برای تکیه گاه ها بصورت مفصل در نظر گرفته شده است. در تحلیل کمانشی، بار ۱ تن به انتهای ستون ها در محل اتصال به تیر وارد شده و در مرحله تحلیل استاتیک ریکس، این مقدار بار در مقدار ویژه مود ضرب شده و دوباره به همان نقطه با مقدار جدید اعمال می شود. برای مش بندی مدل نیز از ۳۰ المان ۲ بعدی با تابع شکل درجه ۱ استفاده شده است.

نتایج و بحث :

مقدار بار بحرانی کمانشی مدل در هر مود از کادر مشخص شده در پایین صفحه خروجی خوانده می شود. لازم به ذکر است این عدد، مقدار ویژه کمانشی مدل عددی بوده و مقدار آن در هر سیستم سازه ای، وابسته به مقدار بار اعمالی می باشد. به عبارت دیگر مقدار این پارامتر با بزرگی بارهای اعمالی رابطه عکس دارد؛ بطوریکه حاصلضرب مقادیر ویژه در بارهای اعمالی همواره باید عددی ثابت باشد.



شکل ۴: مودهای کمانشی قاب

لازم به ذکر است در بسیاری از سیستم های سازه ای عملکرد مدل بیشتر متأثر از مود کمانشی اول و حداکثر دوم بوده و مانند آنالیز مودال، مشارکت مودهای بعدی در تعیین عملکرد کلی سازه قابل صرف نظر کردن می باشد. به این ترتیب مقدار بار بحرانی مود اول کمانشی سیستم برابر $3031 \text{ KN} = 2972.8 \times 1000 \text{ N}$ می باشد. حال این مقدار را به منظور اطمینان از صحت نتایج مدل عددی، با مقدار تئوری مقایسه می کنیم.

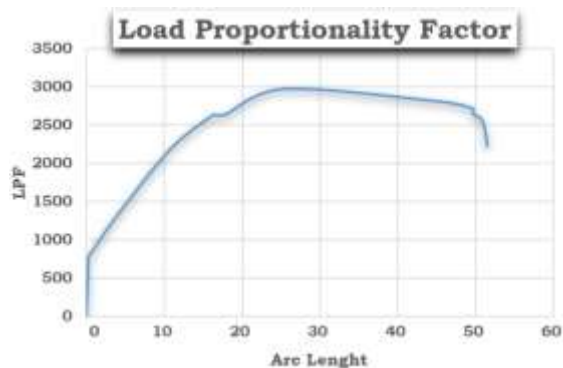
به عنوان یک راه حل تقریبی اما ساده و سریع برای قاب هایی که حرکت جانبی آنها مهار شده است می توان از رابطه زیر استفاده نمود.

$$P_{cr} = \frac{(\eta_1+0.4)(\eta_2+0.4)}{(\eta_1+0.2)(\eta_2+0.2)} \times \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (2)$$

که در این رابطه EI حاصلضرب مدول یانگ مصالح ستون (یا عضو تحت کمانش) در ممان اینرسی مقطع حول محور کمانشی و نیز L بیانگر طول ستون (یا عضو تحت کمانش) می باشد. همچنین ضرایب η_1 و η_2 وابسته به شرایط مرزی ستون (یا عضو تحت کمانش) می باشند. این ضرایب از رابطه زیر محاسبه می شوند:

$$\eta_i = \frac{EI}{k_i L} \quad (3)$$

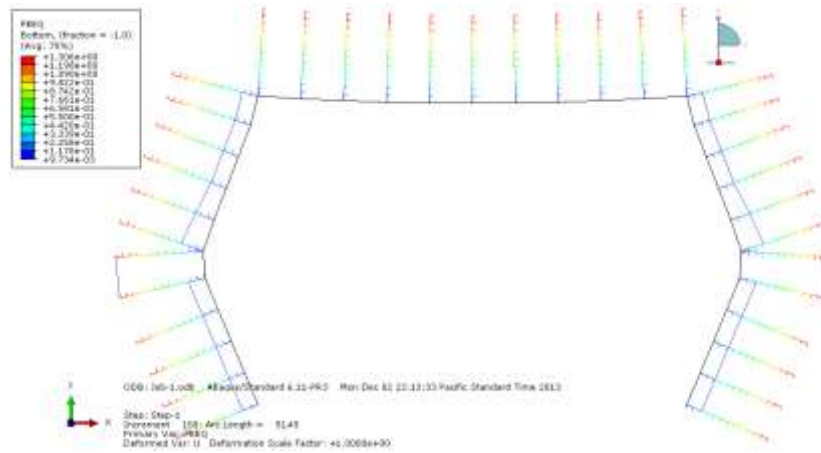
و برای اتصال گیردار ∞ برای اتصال مفصلی برابر η_1 بیانگر سختی خمشی گره انتهایی ستون می باشد. به این ترتیب ضریب k_i که در رابطه فوق، خواهد بود. 0.5 برابر η_i می باشد در نتیجه مقدار $\frac{2EI}{L}$ برابر k_i برابر صفر خواهد بود. همچنین برای گره بالای ستون در این مثال، از آنجاکه مقدار خواهد بود که به مقدار 1459.6 KN با جایگذاری این مقادیر در رابطه فوق مقدار بار بحرانی برای هر یک از ستون های این سیستم برابر با مقدار بدست آمده از نرم افزار اختلاف دارد که این اختلاف ناشی از حل تقریبی در راه حل بکار برده شده می باشد. لازم به ذکر است 1.88% هرچه شماره مود بالاتر رود، انرژی لازم برای ایجاد کمانش در آن مود افزایش می یابد و همچنین به دلیل پیچیده تر شدن شکل مدل در مودهای کمانشی بالاتر خطای عددی ناشی از مش بندی نادرست، بیشتر تاثیرگذار خواهد بود. بنابراین در مدل هایی که تاثیرگذاری مودهای بالاتر کمانشی محتمل می باشد، باید از مش بندی ریزتری استفاده نمود. در ادامه با بیان نمودار ضریب تناسب بار، میزان افزایش مورد نیاز بار ۱ تن برای رخداد مود اول کمانش مورد بحث قرار خواهد گرفت.



شکل ۵: ضریب افزایش بار

همانطور که از شکل ۵ پیداست ضریب افزایش بار به همان میزان 2980 خواهد بود که پس از آن سازه به حالت ناپایدار خواهد رسید. حال با یافتن بارهای بحرانی کمانش مدل در مودهای مختلف و نیز شکل مودهای مربوطه، می توان این خروجی ها را مبنای تحلیل پساکمانشی قرار داد. اساس

این روش مقیاس سازی شکل مودهای کمانشی به عنوان نقص اولیه مدل بوده که که آنرا مجبور می کنیم مطابق با مود یا مودهای مشخص شده کمانش نماید. تفاوت این تحلیل با تحلیل قبلی در این است که در تحلیل قبلی هر اندازه که مقادیر بارهای اعمال شده بزرگ باشد، رفتار مصالح مدل، الاستیک خطی می باشند. این در حالی است که هدف از این تحلیل، بررسی رفتار واقعی پساکمانشی در سیستم بوده که مسلما با پلاستیک شدن مصالح همراه است.



شکل ۶: کانتور کرنش پلاستیک معادل در قاب

با توجه به شکل ۶ مشاهده می شود که در ستون های دو طرف قاب، تحت بار 1460KN بر روی هر ستون، کرنش پلاستیک رخ خواهد داد. این کرنش در نقطه وسط هر تیر مقدار بیشینه خود معادل $1/36$ را داراست که مبین نیاز مبرم قاب به تقویت خمشی در این ناحیه می باشد. در دیگر نواحی ستون ها مقدار کرنش بسیار ناچیز و در حد $3-10 \times 10^{-3}$ و قابل صرف نظر کردن می باشد. همچنین هیچ کرنش پلاستیکی در تیر اتصال مشاهده نمی شود.

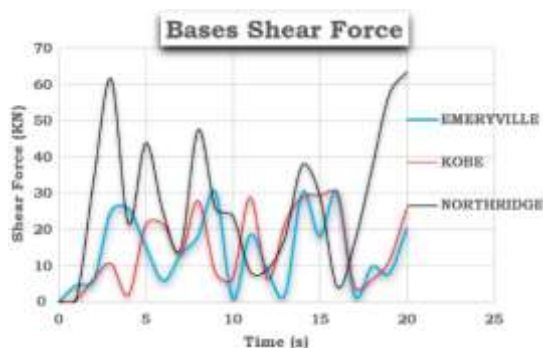


شکل ۷: تغییرات متغیرها در طول ستون

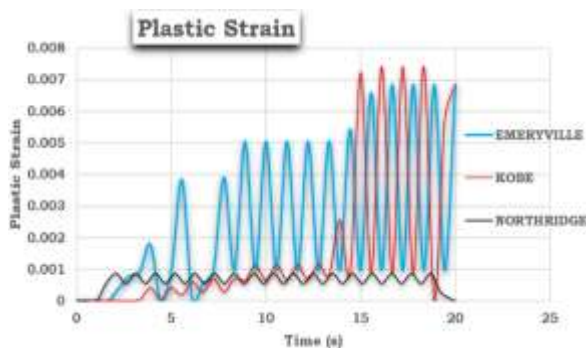
شکل ۷ (الف) میزان غیرخطی شدن مصالح را در طول ستون نشان می دهد. در نقطه وسط تیر این میزان بطور ناگهانی افزایش یافته و پلاستیک

شدن شدید را به همراه دارد و به مقدار ۰/۱۴ خواهد رسید. همچنین در قسمت (ب) تنش میزس بوجود آمده در طول ستون مشاهده می شود که در نقطه وسط ستون به حداکثر مقدار خود یعنی ۳۸۰ مگاپاسکال رسیده که این مقدار برابر تنش نهایی مصالح فولاد مشخص شده در جدول ۱ بوده و ستون به کرنش پلاستیک خواهد رسید. مقدار زاویه کمانش در طول ستون نیز در قسمت (ج) مشخص شده است که نمایانگر بوجود آمدن نقطه عطف کمانش در محل تشکیل مفصل پلاستیک می باشد.

در ادامه، شتاب نگاشت سه زمین لرزه ذکر شده، بعنوان شرایط مرزی به پای ستونها اعمال می شوند و در نهایت نمودارهای تاریخچه زمانی کرنش پلاستیک معادل مربوط به کل مدل و مقدار برش پایه ایجاد شده در محل اتصال ستون به زمین، مورد بحث و بررسی قرار خواهد گرفت.



ب) برش پایه



الف) کرنش پلاستیک معادل کل سیستم

شکل ۸: پاسخ دینامیکی سیستم تحت اثر سه زمین لرزه مختلف

در این قسمت تاثیر زمین لرزه های مختلف با ماهیت فرکانسی متفاوت بر روی قاب مورد مطالعه بررسی خواهد شد. پس از انجام تحلیل دینامیکی صریح به همراه اعمال طیف شتابنگاشت زمین لرزه ها، با توجه به شکل ۸ الف) مشاهده می شود زمین لرزه امرویل بیشترین تاثیر بر ایجاد کرنش های پلاستیک را در ۱۵ ثانیه ابتدای زلزله داشته و کرنش پلاستیک حداکثر ۰/۰۰۶۸ را به سازه اعمال کرده، پس از آن زمین لرزه کوبه در ۱۲ ثانیه ابتدایی کرنش قابل توجهی به سازه وارد نمی کند ولی پس از آن تاثیر بسزایی در رسیدن سازه به مرحله پلاستیک دارد تا جاییکه تاثیر آن در ۵ ثانیه آخر از زلزله امرویل به میزان ۸ درصد بیشتر خواهد بود و کرنش پلاستیک معادل ۰/۰۰۷۴ را بوجود خواهد آورد. زمین لرزه نوریچ نسبت به دو زلزله دیگر تاثیر چندانی در ایجاد مفصل پلاستیک در مدل نداشته است و حداکثر کرنش ایجاد شده در اثر این زمین لرزه برابر ۰/۰۰۰۸ می باشد که مقدار آن در مقایسه با دو زلزله دیگر ناچیز است. شکل ۸ ب) نیز موید این موضوع است که طیف نمودار برش پایه ایجاد شده توسط زمین لرزه امرویل از ابتدا تا انتهای زمان تحلیل در محدوده بین ۰ تا ۳۱ کیلونیوتن دارای نوسان است و در همین محدود باقی خواهد ماند. برش پایه ایجاد شده توسط زلزله کوبه نیز در ۵ ثانیه ابتدای تحلیل از امرویل کمتر بوده ولی پس از گذشت زمان ۵ ثانیه، تاثیر این زلزله بر سازه در اکثر نقاط بیشتر از زلزله امرویل خواهد بود. نکته حائز اهمیت اینجاست که با وجود اینکه زمین لرزه نوت ریچ کمترین تاثیر را در ایجاد پلاستیک شدن مقاطع داشت ولی در افزایش برش پایه قاب نقش بسزایی دارد، مخصوصا در ۱۰ ثانیه ابتدای تحلیل که نیروی برشی بسیار زیادی بطور ناگهانی به

ستون ها وارد میکند که این امر نیازمند افزایش مقطع در مناطقی است که احتمال ایجاد گسل کور در ناحیه وجود دارد.

نتیجه گیری

با تحلیل فرکانسی و استاتیکی و دینامیکی مدل، این نتیجه حاصل شد که محل کرنش پلاستیک ایجاد شده در ستون، تابعی از شماره و شکل مود محتمل سازه پس از بارگذاری بوده، لذا در طراحی دینامیکی، با تحلیل فرکانسی و بارگذاری دقیق سازه و بدنبال آن یافتن مودهایی که احتمال وقوع آنها در سازه وجود دارد می بایست محل دقیق تشکیل مفصل پلاستیک در ستون بدقت تعیین شده و در طراحی مد نظر قرار گیرد و تمهیدات لازم برای تقویت آن در نظر گرفته شود. رفتار پس از کمانش سازه و تنش های بوجود آمده در آن، زوایای کمانش و میزان کرنش پلاستیک معادل سازه، از پارامترهای اساسی در تعیین عملکرد یک سازه می باشند. همچنین وابستگی بین محل ایجاد ماکزیمم تنش و کرنش و نقطه عطف زاویه کمانش در ارتفاع ستون به وضوح مشهود می باشد. محتوی فرکانسی زمین لرزه ها تاثیر مستقیم بر میزان مهمترین پارامترهای طراحی شامل کرنش پلاستیک و برش پایه بوجود آمده دارند. زیرا با وجود اینکه تمامی زلزله ها به یک مقدار حداکثر شتاب هم پایه شده بودند ولی تاثیرات مختلفی بر پاسخ سازه داشتند. بررسی ها در این تحقیق نشان داد وقوع زمین لرزه با ماهیت جابجایی گسل باعث ایجاد کرنش های پلاستیک چشم گیر در سازه خواهد شد همچنین وقوع زلزله با ماهیت گسل کور، نیروی برش پایه بسیار زیادی به سازه وارد خواهد کرد.

منابع

- ۱- کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طرح ساختمان ها در برابر زلزله. (۱۳۹۱)، "پیش نویس آئین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰-۹۱"، (ویرایش چهارم).
- 2- Abaqus User's Manual.
- 3- ABS Group INC and EQE International, (1995), "The January 17, 1995 Kobe Earthquake".
- 4- http://en.wikipedia.org/wiki/Emeryville,_California
- 5- Jung, H, L. (2004)., "Local buckling behavior and design of cold-formed steel compression members at elevated temperatures". Thesis for the Degree of Doctor of Philosophy. Queensland university of technology.
- 6- Lindner J 'Lateral torsional buckling of beams with trapezoidally corrugated webs'', Stability of Steel Structure, Budapest, Hungary 1990, pp.305-10.
- 7- Moon, J. Yi Jong-Won. Choi, H. Lee, H. (2009), "Lateral-torsional buckling of I-girder with corrugated webs under uniform bending", Thin-Walled Structures, 2009, Vol.47, pp.21-30.
- 8- Ptak, W. Elahi, S. (2001), "The Northridge Earthquake, USA and its Economic and Social Impacts". Euro Conference on Global Change and Catastrophe Risk Management Earthquake Risks in Europe.
- 9- Rafael, S. Stephen, M. Chunho, C. "Seismic Demands on Steel Braced Frame Buildings with Buckling-Restrained Braces". Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 3(2) , PP 35-42.
- 10- Sabat, A, K. (2009), "Lateral-torsional buckling analysis of steel frames with corrugated webs". Master's thesis of CHALMERS university of technology.

- 11- Sayed-Ahmed E.Y. (2005), "*Lateral torsional buckling of corrugated web steel girders*", Proceedings of the Institution of Civil Engineers Structures & Buildings, February, 2005 Vol.158, No.1, pp.53-69.
- 12- Trifunc and Mihalo, D. (1971), "*Zero Baseline Correction of Strong Motion Accelerograms*". Bulletin of the Seismological Society of America. Vol 61, PP 1201-1205
- 13- Vijayasimhan, M.Marimuthu, V.Palani, G,S. Rama, M. (2013) "*Comparative Study on Distortional Buckling Strength of Cold-Formed Steel Lipped Channel Sections*", Research Journal of Engineering Sciences, Vol. 2(4), 10-15.