

## ارزیابی عملکرد و بررسی خستگی در پلهای فلزی\*

علیرضا رهایی، دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران  
سامان حجازی، دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران  
داود اکبری پاکدامن، کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران  
E-mail: rahai@aut.ac.ir

### چکیده

ارزیابی ایمنی و قابلیت مطلوب بهره برداری از پلها به عنوان یکی از شریانه‌های حیاتی، از اولویت خاصی برخوردار است. با توجه به تعداد زیاد پلهای فلزی موجود در کشور و همچنین برخی نقاط ضعف مانند لرزش و خیز قابل ملاحظه که در زمان بهره‌برداری در این پلها مشاهده شده اند در تحقیق حاضر پس از ارزیابی آسیب پذیری پلهای فلزی در مقابل زلزله، عملکرد یک مدل پل فولادی با عرشه ارتوتروپیک در مقابل سربارهای موجود مورد بررسی قرار گرفته و نقاط ضعف آن مشخص شده‌اند. سپس روشهای مختلف مقاوم سازی این پل مورد بررسی قرار گرفته و راه حل بهینه ارائه شده است. همچنین ضمن تعیین عمر باقیمانده اتصالات عرشه از نظر خستگی، عملکرد لرزه‌ای مدل پل، با دو روش ارزیابی بر اساس نیرو و عملکرد تعیین شده است. در ارزیابی بر اساس نیرو، نقطه ضعف لرزه‌ای پل مشخص شده و روش تقویت پیشنهادی ارائه گردیده است. در ارزیابی بر اساس عملکرد پاسخ غیرخطی پل، از شروع تشکیل اولین مفصل پلاستیک تا حالت تعادل غیرارتجاعی (الاستیک) در طی زلزله سطح طراحی (DLE)<sup>1</sup> و سپس تا حالت حدی نهایی (ULS)<sup>2</sup>، مورد بررسی قرار گرفته است. در طی فرآیند جاری شدن و کاهش سختی سازه پل، تأثیر آن بر روی افزایش زمان تناوب و افزایش میرایی ویسکوز مؤثر سازه مشخص شده است.

واژه‌های کلیدی: عرشه ارتوتروپیک، پیش تنیدگی خارجی، خستگی، تحلیل بار افزون، ارزیابی عملکرد

### ۱. کلیات

زلزله‌های اخیر (نورث ریج<sup>۴</sup> و کوبه<sup>۵</sup>) از نظر سطح ایمنی، ضمن نشان دادن برخی نقاط ضعف، عملکرد لرزه‌ای مناسبی از خود نشان داده‌اند. در طی این زلزله‌ها مشخص شد که اتصالات مورد استفاده در احداث پل یکی از مهم‌ترین نقاط آسیب پذیر لرزه‌ای پل بوده‌اند، همچنین مواردی به صورت کمانش کلی و موضعی اعضاء فشاری فولادی در پایه‌های پل مشاهده شده‌اند.

بررسی سوابق عملکرد لرزه‌ای پلهای فولادی در زلزله‌های گذشته، موارد آسیب محدودی را نشان می‌دهد. در زلزله (لوما پریتا)<sup>۳</sup> مشهورترین خرابی وارده به یک پل فولادی، فروریزی یک دهانه از پل فولادی اوکلند سانفرانسیسکو بود. در این پل عرض نشیمنگاه در حدود ۱۲۵ سانتیمتر بود و نیروهای ماند (اینرسی) در امتداد طولی پل برای بریدن پیچ‌های تکیه‌گاهی و در پی آن لغزش و فروریزی دهانه به حد کافی بزرگ بودند. پلهای فولادی در طی

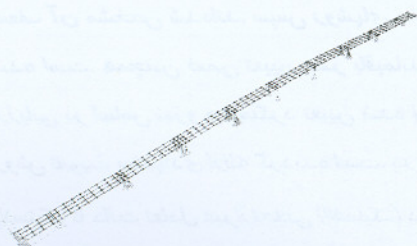


## ۲. مدل مورد مطالعه

### ۱-۲ مشخصات مدل تحلیلی

مدل مورد مطالعه، یک پل فلزی موجود در کشور با عرشه ارتوتروپیک است. طول آن در قسمت فلزی در حدود ۲۱۷/۶ متر بوده و دارای ۱۲ پایه است. از این ۱۲ پایه، ۸ پایه میانی آن قاب فولادی و ۲ دهانه ابتدایی و انتهایی آن تکیه‌گاه‌های بتنی دارند. عرشه پل از ۴ تیر برابر طولی تشکیل یافته است که توسط تیرهای عرضی<sup>۱</sup> به یکدیگر متصل شده‌اند. این تیرهای برابر با تیرهای عرضی اتصال مفصلی دارند.

سیستم مقاوم در مقابل بارهای جانبی در امتداد عرضی پل، از پایه‌های قابی شکل فلزی و در امتداد طولی آن از کشهای قرار گرفته در سه محور (از محورهای میانی) تشکیل شده است. عرشه پل از نوع ارتوتروپیک و شامل تیرچه‌های طولی و تیرهای عرضی و ورق عرشه است. این مدل با استفاده از روش اجزای محدود مدل شده و تحت اثر سربارهای بهره‌برداری مختلف مورد تحلیل قرار گرفت که نتایج حاصله به شرح زیرند.



شکل ۱. مدل سه بعدی پل مورد مطالعه

### ۲-۲ پاسخ عرشه پل به سربارها

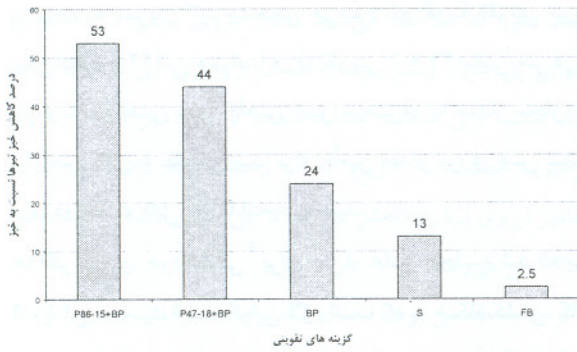
خیز تیرهای برابر طولی عرشه در اثر عبور سربارهای استاندارد ایران (نشریه ۱۳۹) و سربارهای آئین نامه آشتو به صورت نمودارهای ۲ا و ۲ب است. حداکثر مقدار خیز مجاز بر اساس نشریه ۱۳۹، برابر  $L/1000$  است، که در این پل با توجه به طول دهانه ۲۴ متری معادل  $2/4$  سانتی‌متر است.

بنابراین با توجه به ارقام نمودارهای ۲ا و ۲ب گزینه‌های تقویتی که در این جا به آنها اشاره می‌شود برای کاهش خیز تیرهای برابر به مقدار مجاز مورد بررسی قرار گرفتند. علامات اختصاری در نمودار (۱-ب) متناسب با سربارهای آئین نامه آشتو هستند:

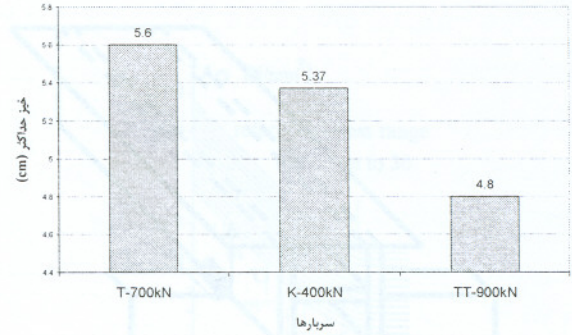
در زلزله نورث ریچ پلهای فولادی عملکرد خوبی داشتند. با بررسی چهار پل آسیب دیده، نتیجه گیری شد که هیچ یک از این پلها متحمل خرابی شدیدی در اعضاء سازه ای اصلی‌شان نشده بودند. دیافراگم های فولادی، تکیه گاهها، اتصالات عرشه‌های فولادی به زیر سازه‌های بتنی، قسمتهایی بودند که متحمل خرابی شده بودند. در طی این زلزله مشخص شد که مهارهای کابلی در پلهای کج، زمانی که جهت‌گیری این مهارها در درزها به صورت عمود بر محور پایه پل بود عملکرد بهتری نسبت به حالت موازی با شاهتیرهای عرشه داشتند. همچنین دیافراگم‌های تعبیه شده به صورت موازی با پایه‌ها، عملکرد بهتری نسبت به دیافراگم‌های قرار گرفته به صورت قائم به تیرهای برابر از خود نشان دادند. در زلزله کوبه پلهای فولادی از نقطه نظر مقاومت در مقابل فروریختگی در حد مطلوبی عمل کردند. همانند زلزله نورث ریچ، عرشه پلهای فولادی خرابی کمی را تحمل کردند و بیشتر خرابی عرشه‌ها به علت شکست اعضاء دیگر رخ داد. خرابی پلهای تازه ساخته شده، غالباً در تکیه گاههای فولادی و مهارهای عرضی بود. خرابی تکیه گاه‌های فولادی، شامل بریدن پیچ‌ها (همانند زلزله لوما پریتا)، شکست خود تکیه گاه، کوبیده شدن غلتک‌ها و گسیختگی پیچ‌های مهار بود. ولی مهم‌ترین ضعف لرزه ای پلها در این زلزله، کمانش کلی و موضعی پایه‌های فولادی توخالی (رایج در ژاپن) بود. برای پرهیز از بروز پدیده کمانش در این پایه‌ها، استفاده از ورقهای ضخیم‌تر (نسبت عرض به ضخامت کوچک‌تر)، و سخت کننده هایی که حداقل ۳ برابر صلب تر از حداقل لازم برای جلوگیری از کمانش ارتجاعی هستند پیشنهاد شد. همچنین محدود کردن تنشهای فشاری به  $1/10$  برابر تنش جاری شدن جهت کاهش اثرات  $P-\delta$  و پر کردن این پایه‌ها با بتن همراه با یک دیافراگم فولادی روی آن، به عنوان یک روش تقویت پیشنهاد شد. این روش، مقاومت و سختی ستون را افزایش می‌دهد، ولی تأثیر آن بر روی شکل‌پذیری هنوز مشخص نیست. بعضی از تحقیقات، افزایش شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی (به علت کم کردن سرعت کاهش مقاومت اعضاء) و برخی کاهش شکل‌پذیری را پیشنهاد کرده اند. [1]

در این مطالعه بعد از ارزیابی آسیب پذیری پلهای فلزی در مقابل زلزله، عملکرد یک مدل پل فولادی با عرشه ارتوتروپیک در مقابل سربارهای موجود و روشهای مختلف مقاوم سازی در مورد این پل مورد بررسی قرار می‌گیرد. همچنین عمر باقیمانده اتصالات عرشه از نظر خستگی و عملکرد لرزه‌ای مدل پل، تعیین شده است.





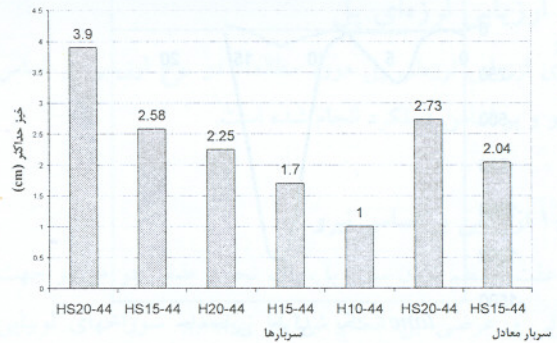
نمودار ۲- نمودار درصد کاهش خیز شاهتیر عرشه نسبت به خیز حداکثر حالت بدون تقویت ناشی از گزینه های تقویتی مربوطه برای سربار تانک 700KN



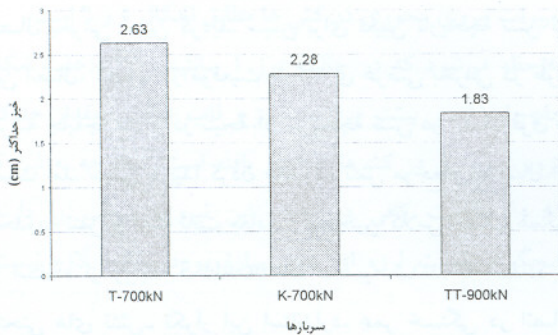
نمودار ۱- الف. نمودار خیز حداکثر تیرهای باربر عرشه ناشی از عبور سربارهای آئین نامه بارگذاری پلها (نشریه ۱۳۹)

در این نمودار:

- FB - گزینه تقویتی کاهش فاصله تیرهای عرضی از ۳ متر به ۱/۵ متر را نمایش می دهد.
- S - نشان دهنده گزینه تقویتی دال بتنی است.
- BP - نشان دهنده گزینه ورق تقویتی است.
- PA-B - نشان دهنده پیش تنیدگی بانبروی A تن و طول B متر است.



نمودار ۱- ب. نمودار خیز حداکثر تیرهای باربر عرشه ناشی از عبور سربارهای آئین نامه آشتو (AASHTO)



نمودار ۳. نمودار خیز حداکثر شاهتیر عرشه با

تقویت P86-15+BP ناشی از سربارهای (نشریه ۱۳۹)

T-700KN - سربار تانک ۷۰۰ کیلونیوتن

K-400 KN - سربار عادی

TT-900 KN - سربار تریلی تانک بر ۹۰۰ کیلونیوتن

الف- پیش تنیدگی خارجی

ب- ورق تقویتی ۳۵×۲ سانتیمتر بر روی بال تحتانی تیر

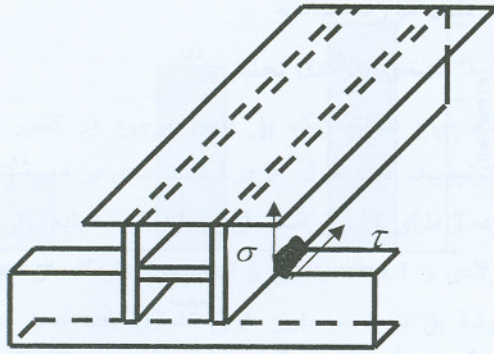
ج- کاهش فاصله تیرهای عرضی

د- اضافه کردن دال بتنی روی ورق ارتوتروپ

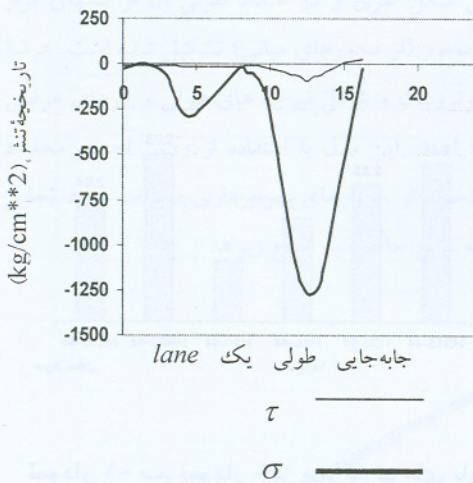
ه- ترکیب تقویت بند الف و ب

با بررسی تمام گزینه ها، در نهایت گزینه ترکیب ورق تقویتی با پیش تنیدگی خارجی ۱۲۲ تن در ۱۵ متر وسط تیر باربر پیشنهاد شد. تاثیر هر کدام از گزینه های تقویتی در نمودار ۲ نشان داده شده است. همان طور که مشخص است گزینه کاهش فاصله تیرهای عرضی کمترین درصد کاهش خیز را به خود اختصاص داده است. خیز حداکثر تیرهای باربر بعد از تقویت مطابق نمودار ۳ است.





۲-الف. اتصال تیرچه به تیر عرضی شکل



۲-ب. منحنی تاریخچه تنش در اتصال تیرچه به تیر عرضی

شکل ۲

همان طور که از شکل (۲-ب) نتیجه می‌شود، مقدار تنش در جهت عمود بر محور جوش بسیار بیشتر از تنش در امتداد محور جوش است، به طوری که  $\tau = 0.075\sigma$ . اتصال تیرچه به تیر عرضی و تنش‌های مربوطه در شکل (۲-الف) نشان داده شده است. بر اساس این نتایج می‌توان از تنش موازی محور جوش در محاسبه عمر خستگی چشم‌پوشی کرد. با توجه به نتایج محاسبات، عمر خستگی این اتصال برابر ۲۰۶۵۹۸ سیکل به دست می‌آید. اگر تعداد کامیون 400kN عبوری از روی پل در هر شبانه روز، برابر ۱۰ مورد باشد بنابراین عمر خستگی اتصال برابر است با:

$$\frac{206598}{10 * 365} \cong 57 \text{ سال}$$

با توجه به نمودار ۳، مشخص می‌شود که گزینه تقویتی نیروی پیش تنیدگی ۱۲۲ تن همراه با ورق تقویتی ۳۵×۲ سانتی متر در ۱۵ متر وسط شاهتیر برای کاهش خیز شاهتیرها به مقدار مجاز ۲/۴ سانتیمتر کافی به نظر می‌رسد. برای تأمین مقدار نیروی پیش تنیدگی فوق دو جفت کابل 6T13 انتخاب شدند.

حداکثر نیروی خودتنیدگی<sup>۷</sup> برای سربار عادی محاسبه شد که برابر ۱۱/۶ تن به دست آمد. بنابراین لازم است که به هنگام کشش، کابلها به اندازه ۱۱/۶ تن کمتر کشیده شوند. علت این امر آن است که به هنگام عبور تانک از پل این نیروی اضافی خود به خود در کابلها ایجاد می‌شود.

### ۲-۳ تعیین عمر خستگی عرشه

به دلیل اهمیت پدیده خستگی در پلها، به ویژه اتصالات عرشه ارتوتروپ، این پدیده در بعضی از اتصالات مهم عرشه پل مورد نظر بررسی شد. برای بررسی پدیده خستگی، در ابتدا مدل کامل یک دهانه از عرشه با استفاده از المان shell ایجاد شد. این مدل شامل ورق عرشه، تیرچه های طولی، تیرهای عرضی و خودتیرهای باربر طولی می‌شد.

به علت نداشتن بارگذاری خاص خستگی در استانداردهای ایران، به ناچار کامیون سربار عادی ابتدا در عرض پل به فواصل نزدیک بهم جابه‌جا شد، با انجام این کار محل بارگذاری عرضی بحرانی و اتصال بحرانی تعیین گردید. سپس برای تعیین تاریخچه تنش در این اتصال، کامیون در موقعیت بارگذاری عرضی بحرانی در طول عرشه جابه‌جا شد و در نتیجه آن تاریخچه تنش در اتصال فوق به دست آمد. سپس با پیدا کردن محدوده تنش مرجع و به دنبال آن محدوده تنش با دامنه ثابت معادل و همچنین کلاس اتصال، همگی با استفاده از روابط Eurocode 3 محاسبه شدند. با استفاده از منحنی های تنش-تکرار این استاندارد، عمر خستگی در اتصال تعیین گردید.[3].

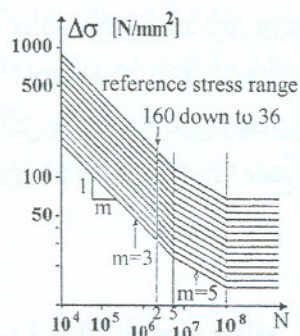
اتصالات تحت مطالعه عبارت از اتصال جان تیر باربر طولی و بال تیرچه به ورق عرشه و به تیر عرضی هستند. از بارگذاری عرضی کامیون چنین نتیجه‌گیری شد که مقدار تنش در اتصال تیرچه به تیر عرضی حداکثر مقدار را دارد. این تنش در حالتی که کامیون حداقل فاصله را بر اساس ضوابط از گارد ریل داراست (۵/ متر) ایجاد می‌شود. تاریخچه تنش در این اتصال برای تنش‌های موازی و عمود بر محور جوش در شکل ۲-ب رسم شده است.



همان طور که ملاحظه می‌شود مقدار نیروی برشی در دهانه‌های انتهایی پل بسیار بیشتر بوده و احتمال فروریزی این دهانه‌ها بسیار زیاد است. (این ضعف، مشابه ضعف لرزه‌ای ذکر شده در زلزله لوماپریتا است). به تدریج که به وسط دهانه نزدیک می‌شویم مقادیر نیروی برشی کاهش می‌یابد تا این که در اتصال وسط دهانه به ۱/۷ تن می‌رسد.

با توجه به مفصلی بودن اتصال شاهتیرها به تیرهای عرضی (توسط دو پیچ M22) و مقادیر نیروهای فوق نتیجه گیری شد که ۵ دهانه ابتدایی در مقابل بریدگی پیچهای تکیه گاهی شاهتیرهای عرشه ضعیف هستند و در صورت تقویت نشدن، منجر به فروریزی عرشه از تکیه گاههایش خواهند شد. در حالت دوم و سوم، طول این سوراخ لوبیایی به ترتیب برابر ۵/۰، سانتیمتر و ۱ سانتیمتر در نظر گرفته شد. با توجه به جابه‌جایی نسبی محدود بین تیر باربر و قاب عرضی، این سوراخهای لوبیایی با استفاده از اجزاء Hook (فقط کشش) و Gap (فقط فشار) مدل شدند. این اجزاء خواص فوق را فقط در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی از خود نشان می‌دهند. از شتابنگاشت ناغان برای تحلیل استفاده شده است. (این شتاب نگاشت مقادیر نیروهای داخلی در حدود مقادیر طیف استاندارد برای سازه مورد نظر را ارائه می‌دهد).

در این حالات بر عکس حالت اول، مقدار زیادی از نیروی زلزله در جهت طولی پل، به مهارهای طولی (کش‌ها) انتقال می‌یابد. تغییرات نیروی محوری در کش‌ها مطابق اشکال ۵ و ۶ است. ملاحظه می‌شود که در حالت درز ۱ سانتیمتری (به علت امکان جابه‌جایی نسبی بیشتر بین تیر باربر و قاب عرضی) مقدار حداکثر نیروی محوری در کش‌ها افزایش یافته است. با توجه به این که کش‌ها مقاومت کافی در مقابل این نیروی کششی را دارند، هیچگونه تقویت لرزه ای برای سازه مورد مطالعه لازم نیست.



شکل ۳. منحنی های تکرار تنش

### ۳. ارزیابی لرزه‌ای پل

برای ارزیابی لرزه‌ای پل مورد مطالعه، دو نوع ارزیابی بر اساس نیرو و بر اساس عملکرد انجام شده است.

#### ۳-۱ ارزیابی بر اساس نیرو

به علت نامنظم بودن سازه پل، یک تحلیل طیفی در هر دو جهت طولی و عرضی پل انجام شد. با توجه به سوراخهای لوبیایی موجود در یک انتهای تیرهای باربر طولی عرشه، (که امکان مقداری جابه‌جایی نسبی بین تیر باربر و قاب عرضی را فراهم می‌کنند) و به منظور مطالعه عملکرد آن سه نوع تحلیل انجام شد. در حالت اول فرض شد که این سوراخهای لوبیایی به صورت گرد باشند (تکیه گاه مفصلی ثابت). در این حالت تنها یک ضعف لرزه‌ای تحت زلزله در جهت طولی در سازه مشاهده شد. در این حالت مقدار نیروی برشی در بیشتر اتصالات عرشه به تیر قابهای عرضی، بسیار کمتر از مقدار مجاز نیروی برشی پیچها است. تغییرات نیروی برشی در اتصالات به صورت شکل ۴ است.



شکل ۴. تغییرات نیروی محوری در شاهتیرهای عرشه یا نیروی برشی در

اتصالات شاهتیر به تیر قابهای عرضی (بر حسب تن)



### ۲-۲-۳ روش طیف ظرفیت در آنالیز بارافزون

تحلیل بارافزون که یک ابزار نیرومند برای ارزیابی رفتار لرزه ای غیر الاستیک سازه‌ها است، یک روش تحلیل استاتیکی غیرارتجاعی افزایش یابنده، برای تعیین رابطه بین ظرفیت سازه و نیاز لرزه ای روی آن در طی زلزله در سطح طراحی (DLE) است. [5].

### ۳-۲-۳ عملکرد لرزه ای پل تحت مطالعه

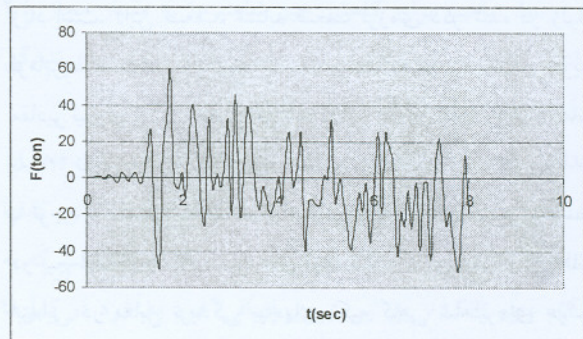
در تحلیل بارافزون، سازه تحت شکل (با سوراخ لوبیایی) که حالت غالب بر اکثر اجزاء و مؤلفه های سازه است تغییر مکان جانبی می‌یابد. بنابراین برای تعیین این وضعیت ابتدا باید یک تحلیل طیفی انجام شود. این تحلیل در قسمت (۱-۳) ارزیابی بر اساس نیرو انجام شد که بر اساس نتایج آن:

- طولانی ترین دوره تناوب ارتعاشی پل در جهت طولی، مربوط به حالت سی ام و با زمان تناوب ۱۱۹ ثانیه است که در حدود ۷۰/۴٪ جرم سازه پل را در جهت طولی و ۰٪ آنرا در جهت عرضی تحریک می‌کند و به غیر از حالت ۲۸ ام با زمان تناوب ۱۴۷ ثانیه که در حدود ۲٪ جرم سازه را در جهت طولی تحریک میکند بقیه حالات کمتر از ۵٪ جرم سازه را در این جهت تحریک می‌کند. همه حالات در جهت طولی تقریباً هیچ درصدی از جرم سازه را در جهت عرضی تحریک نمی‌کنند.

- طولانی ترین دوره تناوب ارتعاشی پل مربوط به حالت اول با مقدار ۶۷۸ ثانیه و در جهت عرضی آن است. این حالت ارتعاشی در حدود ۳۴٪ جرم سازه پل را در جهت عرضی و ۰٪ آنرا در جهت طولی تحریک می‌کند و تنها دو حالت ارتعاشی دیگر، حالت سوم با زمان تناوب ۴۵ ثانیه و مقدار تحریک ۱۲/۴٪ جرم سازه و حالت پنجم با زمان تناوب ۳۴۴ ثانیه و با تحریک ۱۲/۲٪ جرم سازه در جهت عرضی و با مقادیر تحریک ۰٪ آن در جهت طولی، بقیه حالات کمتر از ۶/۹٪ جرم سازه را در جهت عرضی تحریک می‌کنند.

از مطالعات قبلی نتیجه‌گیری می‌شود که حالت ۳۰ ام، حالت غالب در جهت طولی پل است، ولی بر اساس جمله دوم پراکندگی جرمهای مشارکت حالت در این جهت مشهود است. بنابراین به راحتی نمی‌توان گفت که حالت اول حالت غالب بر بیشتر مؤلفه‌های سازه در این جهت است. برای تحقیق درباره این موضوع که آیا برای ارزیابی عملکرد سازه در این جهت، می‌توان

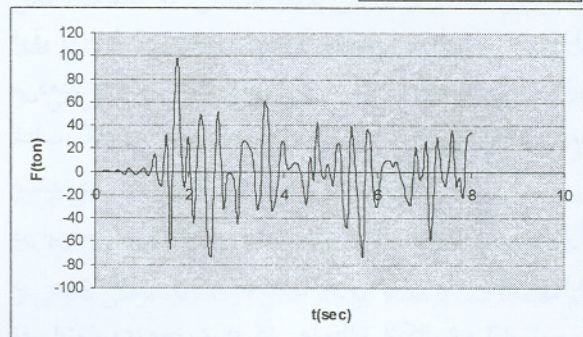
Fmax=100t



شکل ۵. تغییرات نیرو در کشهای محور ۱

در حالت درز ۰/۵ سانتیمتری

Fmax=60ton



شکل ۶. تغییرات نیرو در کشهای محور ۱

در حالت درز ۱ سانتیمتری

### ۲-۳ ارزیابی بر اساس عملکرد

برای ارزیابی رفتار لرزه ای غیرارتجاعی پل مورد مطالعه، یک ارزیابی بر اساس عملکرد با استفاده از تحلیل بارافزون<sup>۸</sup> انجام شد.

### ۱-۲-۳ مدل سازه

مدل سازه مورد استفاده برای انجام تحلیل بارافزون همان مدل ذکر شده در قسمت ۱ است. اختصاص مفاصل پلاستیک به اعضاء سازه با توجه به شناختی که از محل تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه‌های متعارف موجود است و همچنین بر اساس نیروهای داخلی به دست آمده از تحلیل طیفی و مشخصات نیرو- تغییر مکان ذکر شده در [۴] و [6] و [7] انجام شد.



می‌توان آنرا بر اساس مد اول، تغییر مکان جانبی داد. طیف طرح مورد استفاده، طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ است.  $A=0.35$  و  $B=2/5$  و  $I=1$  و  $R=4$

تحلیل ظرفیت جانبی پل ابتدا تا حالت تعادل غیر ارتجاعی (DLE) و سپس تا حالت حدی نهایی (ULS) ادامه یافت. حالت حدی نهایی حالتی انتخاب شد که در آن ظرفیت جانبی پل به حدود ۲۰٪ ظرفیت حداکثر خود رسید. این حالتی بود که اولین مفصل در سازه به ظرفیت چرخشی خود رسید.

ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک برای هر دو حالت تعادل غیرارتجاعی (نقطه عملکرد یا نقطه توقف سازه در طی اعمال طیف نیاز ۲۸۰۰) و حالت حدی نهایی (ULS) به ترتیب در اشکال (۹- الف و ب) نشان داده شده اند.

همان طور که از دو بخش شکل ۷ نتیجه می‌شود، در حالت حدی نهایی فقط ۴ مفصل و در قابهای ۴ و ۵ و در حالت تعادل غیرالاستیک فقط ۲ مفصل و آن هم در قاب ۵ تشکیل می‌شوند. (ترتیب تشکیل مفاصل با شماره گذاری مشخص شده است).

منحنی ظرفیت پل برای جهت عرضی و شامل اثرات P-Δ شکل ۸ نشان داده شده است. موقعیت مفاصل پلاستیک نشان داده شده در اشکال ۷ و همچنین موقعیت مفاصل پلاستیک در روی منحنی های نیرو- تغییر شکل (شکل ۸- الف) در روی شکل ۸ نشان داده شده است.

سازه را بر اساس شکل حالت اول در نظر گرفت یا نه؟، یک تحلیل طیفی بر اساس مشارکت تنها حالت اول، ۳ حالت اول، ۵ حالت اول و ۶۰ حالت اول انجام شد و از نیروهای داخلی قابها، نیروی محوری و برشی در ستونها و از تغییر مکانها، تغییر مکان جانبی قابها اندازه گیری و در جدول ۱ خلاصه شدند.

در جدول ۱:

$N_i$  - نیروی محوری برای ستون قاب i ام

$V_i$  - نیروی برشی برای ستون قاب i ام

$\delta_i$  - تغییر مکان جانبی قاب i ام

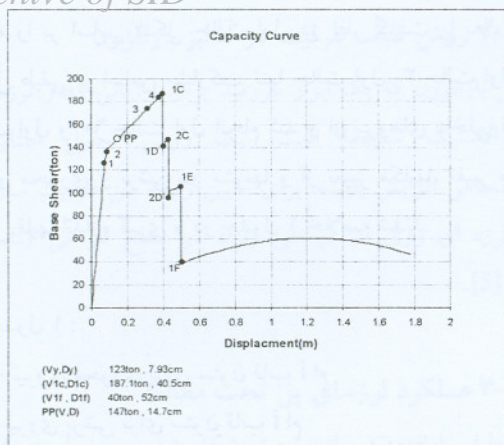
از جدول (۱) و مقایسه سلولهای پررنگ شده آن نتیجه‌گیری می‌شود که نیروهای داخلی و تغییر مکانهای جانبی قابهای موجود در محورهای ۴ و ۵ در تمامی ترکیبات وضعیتی (۱، ۳، ۵، ۶۰) یکسانند. بنابراین نتیجه گیری می‌شود که حالت اول، حالت غالب بر نیروهای داخلی اعضاء و تغییر مکانهای (عرضی) گرهی قابهای ۴ و ۵ بوده و حالت‌های دیگر هیچ تاثیری بر نیروهای داخلی و تغییر مکانهای جانبی آن قابها ندارند.

از آنجا که مقاطع و اتصالات قابها در تمامی محورها یکسانند، و همچنین با توجه به این که نیروهای داخلی در قاب ۵ از سایر قابها بحرانی‌ترند، بنابراین نتیجه گیری می‌شود که قاب ۵، می‌تواند قاب کنترل کننده عملکرد سازه باشد و از آنجا که حالت اول، حالت غالب بر قابهای ۴ و ۵ است، بنابراین برای ارزیابی عملکرد پل

جدول ۱. جدول مقایسه نیروهای داخلی و تغییر مکانهای جانبی قابها برای ترکیبات مختلف مودها

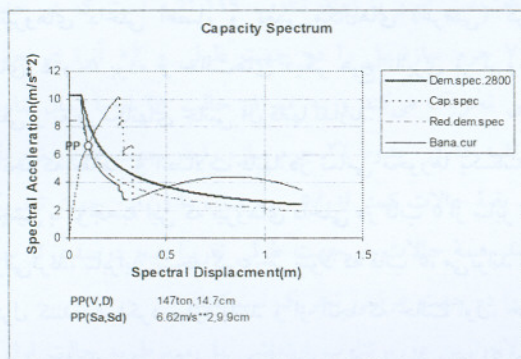
مولفه / محور	$N_1$	$N_3$	$N_5$	$N_{60}$	$V_1$	$V_3$	$V_5$	$V_{60}$	$\delta_1$	$\delta_3$	$\delta_5$	$\delta_{60}$
1	2	25.1	25	19	0	39.8	39.8	26.3	0	.613	.61	.4
2	.5	34.5	34.5	35.5	0	22	22	23	0	2.03	2.03	2.14
3	11.7	25	26.4	22	7.41	16.6	17.6	14	.7	1.54	1.64	1.3
4	54	55	55.3	57	31	31.4	31.6	32	7.47	7.58	7.63	7.86
5	99	100.5	101.3	102	43.5	44	44.5	45	12.3	12.5	12.61	12.67
6	41	53	51	60	21	27.3	26.3	31	3.84	5.01	4.82	5.63
7	3.65	42	41	34.5	.4	37.6	36.7	28	.3	2.76	2.61	2.08
8	.2	31.6	32	20	0	41.5	41.3	26	0	.65	.65	.4





۸-ب. منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان جانبی قاب محور ۵ برای آنالیز در جهت عرضی پل و شامل اثرات P-Δ

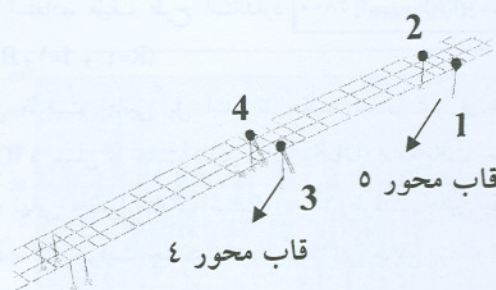
شکل ۸



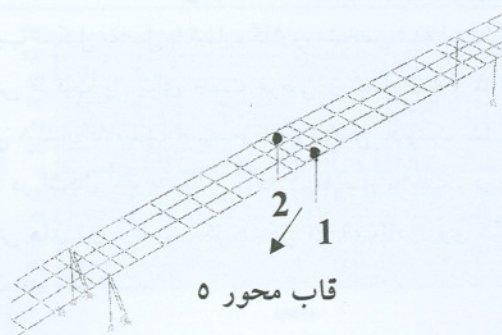
۹- شکل ۹. منحنی طیف نیاز برای جهت عرضی پل شامل اثرات P-Δ همراه طیف نیاز اولیه و کاهش یافته و

طیف نیاز با میرایی متغیر

مقادیر تغییر شکل جانبی و برش پایه در شروع حالت غیر الاستیک (y) و نقطه عملکرد (PP)، حداکثر ظرفیت جانبی (1c) و حالت حدی نهایی (1f) به ترتیب در شکل ۸ نمایش داده شده‌اند. همان گونه که مشخص است در تغییر مکان جانبی برابر با ۷/۹۳ سانتیمتر سازه وارد مرحله غیرالاستیک و در تغییر مکان جانبی ۱۴/۷ سانتیمتری، به حالت تعادل غیرالاستیک می‌رسد. حداکثر ظرفیت جانبی پل در تغییر مکان جانبی برابر با ۴۰/۵ سانتیمتر (نقطه 1c) و حالت حدی نهایی در تغییر مکان جانبی برابر با ۵۲ سانتیمتر (نقطه 1f) اتفاق می‌افتد.

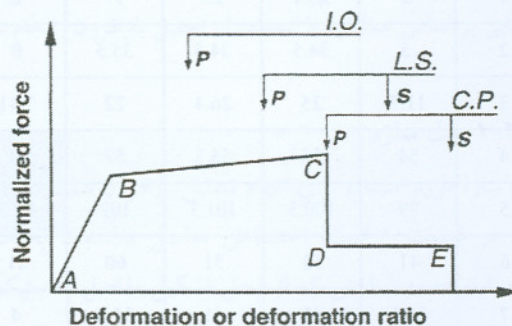


۷- الف. نحوه توزیع مفاصل پلاستیک در حالت حدی نهایی در جهت عرضی (زمانی که مفصل شماره ۱ به ظرفیت چرخشی پلاستیک خود می‌رسد)



۷- ب. شرایط توزیع مفاصل پلاستیک در حالت تعادل غیر الاستیک در جهت عرضی

شکل ۷

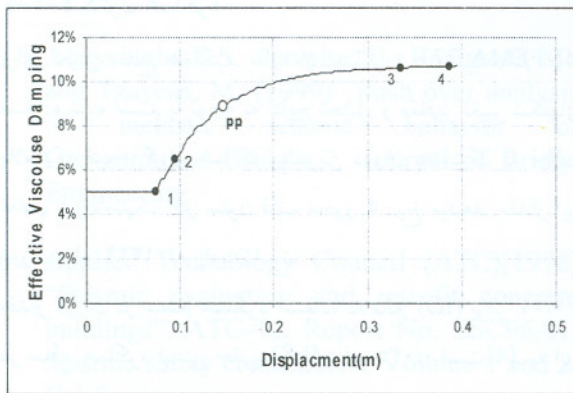


۸- الف. محدودیتهای تغییر شکل اجزاء

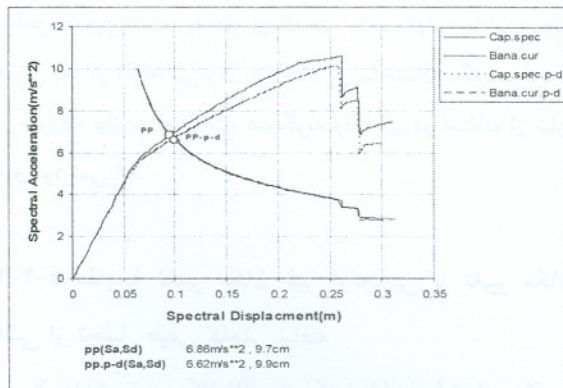


Archive of SID

با توجه به بخش‌های مختلف شکل ۱۰ مشخص می‌شود که مقدار میرایی ویسکوز مؤثر سازه در شرایط تعادل غیر الاستیک برابر  $\beta_{eff} = 8.54\%$  و  $\beta_{eff, P-\Delta} = 8.97\%$  است که به علت تشکیل مفاصل پلاستیک به ترتیب به اندازه ۳/۹۷٪ و ۳/۵۴٪ در مقایسه با میرایی ویسکوز سازه ۵٪ افزایش داشته است. همچنین مقدار زمان تناوب سیستم در نقطه عملکرد بترتیب برابر ۷۶۸ ثانیه و ۷۴۷ ثانیه برای حالت با وبدون اثر P- $\Delta$  به دست آمده است که به علت کاهش سختی سازه به علت جاری شدن آن به اندازه ۱۱ ثانیه و ۸۹ ثانیه افزایش، از خود نشان می‌دهند.



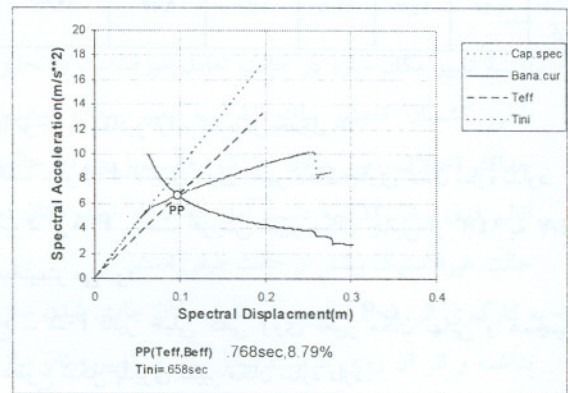
شکل ۱۱. منحنی افزایش میرایی ویسکوز مؤثر به صورت تابعی از تغییر مکان عرضی



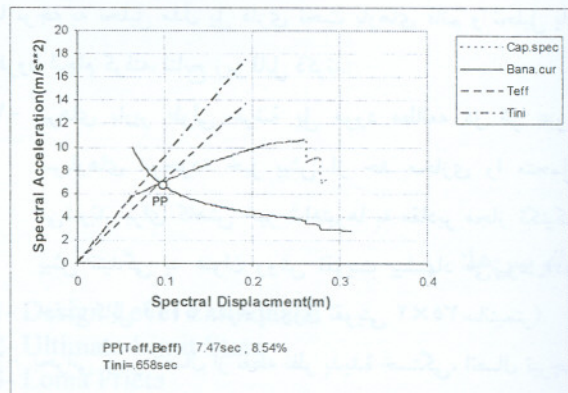
شکل ۱۲. مقایسه اثر P- $\Delta$  روی مختصات نقطه عملکرد (علامت دایره و مربع به ترتیب برای حالت با اثر و بدون اثر P- $\Delta$  می‌باشند)

از روی این شکل ظرفیت تغییر مکان پل در جهت عرضی آن،  $\mu_{c,1}$  عبارت است از نسبت تغییر مکان نهایی (If) به تغییر مکان نظیر جاری شدن (1) یا  $\mu_{c, P-\Delta} = \frac{52}{7.93} = 6.55$  با شرط منظور کردن اثر P- $\Delta$ . سطح شکل پذیری تغییر مکان عرضی پل در طی DLE، که با  $\mu_A$  نشان داده میشود از نسبت تغییر مکان عرضی پل در شرایط تعادل غیر ارتجاعی در طی DLE (تغییر مکان در نقطه عملکرد) به تغییر مکان نظیر اولین نقطه تشکیل مفصل پلاستیک (1) به دست می‌آید،  $\mu_{A, P-\Delta} = \frac{14.7}{7.93} = 1.85$

شکل ۹ نشان دهنده طیف ظرفیت سازه و همچنین طیف نیاز اولیه (با میرایی ۰.۵٪) و طیف نیاز کاهش یافته (با میرایی ۱.۸۷۹٪) با فرض منظور نمودن اثر P- $\Delta$  است.



۱۰- الف. منحنی طیف ظرفیت به همراه طیف نیاز با میرایی متغیر و پرپود اصلی سازه اولیه و سازه آسیب دیده در نقطه عملکرد با اثر P- $\Delta$



۱۰- ب. منحنی طیف ظرفیت به همراه طیف نیاز با میرایی متغیر و پرپود اصلی سازه اولیه و سازه آسیب دیده در نقطه عملکرد بدون اثر P- $\Delta$

شکل ۱۰



Archive of SID

با توجه به تحلیل‌های طیفی و تحلیل پوش اور غیرخطی انجام شده، دقت این موضوع در این قسمت بررسی می‌شود.

جدول ۲. مقایسه تغییر مکانهای جانبی طیفی الاستیک کاهش نیافته با تغییر مکانهای ناشی از تحلیل پوش اور غیرخطی و همچنین مقایسه سطوح شکل پذیری تغییر مکان

تغییر مکان طیفار تجمعی اصلاح نشده (cm)	سطح شکل پذیری تغییر مکان		تغییر مکان جانبی (cm)		پوش اور
	ULS (ظرفیت)	DLE (واقعی)	ULS	DLE	
۱۳/۰۲	۶/۵۵	۱/۸۵	۵۲	۱۴/۷	با اثر $p-\delta$
۱۲/۶۷	۶/۵۳	۱/۸۰	۵۱/۸	۱۴/۳	بدون $p-\delta$

با توجه به مقادیر ارائه شده در جدول ۲:

الف - اثر  $P-\Delta$  تاثیری روی تغییر مکان جاری شدن سازه ندارد.

ب - اثر  $P-\Delta$  باعث افزایش تغییر مکان جانبی از ۱۴/۳ به ۱۴/۷ سانتیمتر می‌شود.

ج -  $P-\Delta$  تاثیر خیلی کمی روی تغییر مکان نهایی و همچنین سطوح شکل پذیری تغییر مکان سازه دارد.

د - مقدار تغییر مکان در حالت تعادل غیر الاستیک نسبت به حالت تحلیل طیفی کاهش نیافته در حدود ۱۱٪ بیشتر است.

۴. نتیجه گیری

با توجه به تحلیل مدل پل فلزی تحت بارهای قائم و تحلیل بار افزون انجام گرفته، نتایج زیر قابل ذکرند:

۱- تیرهای باربر طولی عرشه پل مورد مطالعه در اثر عبور سربارهای موجود، خیز بیش از حد مجازی را متحمل می‌شوند. برای کاهش خیز شاهتیرها به مقادیر مجاز تکنیک پیش تنیدگی به عنوان روش تقویت پیشنهاد می‌شود. (دو جفت کابل 6T13 همراه با ورق تقویتی ۲×۳۵ سانتیمتر).

۲- بحرانی ترین اتصال از نقطه نظر پدیده خستگی، اتصال تیرچه به تیر عرضی در نزدیک‌ترین تیر عرضی در وسط دهانه است.

عمرخستگی این اتصال و در نتیجه پل، برابر ۵۷ سال تعیین شد.

۳- تحلیل پاسخ غیرخطی پل از شروع تشکیل اولین مفصل پلاستیک تا حالت تعادل غیرارتجاعی (تحت زلزله سطح

شکل ۱۱ نشان‌دهنده افزایش میرایی ویسکوز مؤثر در مقابل تغییر مکان عرضی پل است. بر این اساس تا نقطه I که سازه به صورت الاستیک عمل می‌کند، هیچگونه افزایشی در میرایی ویسکوز مؤثر رخ نمیدهد و این میرایی تا این نقطه برابر میرایی ویسکوز ذاتی سازه ۵٪ است. از این نقطه به بعد سازه جاری شده و مقدار میرایی مؤثر سازه طبق شکل فوق افزایش می‌یابد.

در شکل ۱۲ اثر  $P-\Delta$  روی مختصات نقطه عملکرد و همچنین طیف ظرفیت سازه مورد بررسی قرار گرفته است. از شکل ۱۲ نتیجه گیری میشود که اثر  $P-\Delta$  باعث کاهش شتاب طیفی ( $S_g$ ) و افزایش تغییر مکان طیفی ( $S_d$ ) میباشد. مقدار کاهش شتاب طیفی برابر ۳/۵٪ و مقدار افزایش تغییر مکان طیفی برابر ۲٪ است.

۳-۲-۴ کنترل عملکرد

برای تعیین سطح عملکرد سازه از استاندارد FEMA 273 [4] استفاده شده است. با توجه به نتایج تحلیل و مقادیر تغییر شکل‌های پلاستیک نتیجه گیری شد که بیشترین دوران پلاستیک در حالت تعادل غیرالاستیک در ستون قاب محور ۵ رخ میدهد. مقدار این دوران برابر ۰/۰۱۳۲۹ رادیان است.

مقدار دوران در سطح عملکرد استفاده بلامانع (IO) برابر ۰/۰۱ و در سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) برابر ۰/۰۳۵ است [4]. به این معنی که با توجه به خرابی‌های به وجود آمده در نقطه عملکرد، سازه پل از نظر استاندارد فوق، در حالت تعادل غیر الاستیک، (حالت تعادل در طی اعمال طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰) در سطح عملکرد "استفاده بدون وقفه" قرار می‌گیرد.

این امر نشان‌دهنده این است که خرابی ایجاد شده در پل در نقطه عملکرد ناچیز است، به طوری که در ساختمانهایی با این سطح خرابی بعد از زلزله، می‌توان بلافاصله در ساختمان سکونت کرد و در صورت نیاز به تعمیرات، هیچگونه وقفه ای در استفاده از سازه به وجود نمی‌آید.

۳-۲-۵ مقایسه تغییر مکان غیر ارتجاعی با تغییر مکان

ناشی از تحلیل طیفی کاهش نیافته

معمولا حداکثر تغییر مکان ناشی از یک تحلیل غیرارتجاعی، تقریبا برابر با حداکثر تغییر مکان ناشی از تحلیل طیفی، کاهش نیافته است. اذعان می‌کنند که این بجز برای سازه‌های با پرود کم، فرض معقولی است.



۵. مراجع

- 1- Ritchie, P., Kahl, N. and Kulicki, J. (1999) "Critical seismic issues for existing steel bridges", Technical Report MCEER-99-0013, 7/20/99.
- 2- Rombach, G. (2002) "Precast segmental box girder bridges with external prestressing – design and construction", Technical University, Humburg, Germany, INSA – Segmart.
- 3- Eurocode 3; Design of steel structures.
- 4- NEHRP "Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings", FEMA, 273, 1997.
- 5- Abeysinghe, R.S., Gavaise, E.; Rosignoli, M., and Tzaveas, M. (1999) "Push over analysis of inelastic seismic behavior of Greveniotikos Bridges," Journal of Bridge Engineering.
- 6- Applied Technology Council (ATC) [1996] "Seismic evaluation and retrofit concrete buildings", ATC-40, Report No. SSC96-01, Seismic safety commission, Volume 1 and 2, California.
- 7- Applied Technology Council (1996) "Improved seismic design criteria for California bridges provisional recommendations", ATC-32, Applied Technology Council.

طراحی) و سپس تا حالت حدی نهایی مورد بررسی قرار گرفت.

۴- نحوه افزایش دوره تناوب و میرایی ویسکوز مؤثر سازه در طی فرآیند جاری شدن و چگونگی تاثیر این پارامترها در کاهش نیاز لرزه ای بر روی پل مورد بررسی قرار گرفتند. مقدار زمان تناوب سازه در حالت با اثر  $P-\Delta$  و بدون اثر  $P-\Delta$  به ترتیب از ۶۵۸/ ثانیه (زمان تناوب اصلی سازه در حالت الاستیک) به ۷۶۸/ ثانیه و ۷۴۷/ ثانیه و میرایی آن از ۰/۵ (میرایی ویسکوز سازه) به ترتیب به ۸/۷۹ و ۸/۵۴ افزایش یافتند.

۵- تعیین ظرفیت شکل پذیری تغییر مکان و سطح شکل پذیری تغییر مکان واقعی سازه. ظرفیت شکل پذیری سازه برابر ۶/۵۵ و سطح شکل پذیری تغییر مکان آن برابر ۱/۸۵ محاسبه شد.

۶- مقایسه تغییر مکان سازه در حالت تعادل غیرکشسان با تحلیل طیفی کشسان کاهش نیافته (فرضیه تغییر مکان معادل). حداکثر اختلاف تغییر مکان حداکثر جانبی پل در دو حالت آنالیز فوق برابر ۱۳٪ به دست آمد. که مقدار تغییر مکان در حالت غیرالاستیک بیشتر از حالت طیفی است.

۷- به کارگیری اثر  $P-\Delta$  تاثیری در تغییر مکان جاری شدن سازه نداشته و اثر آن روی ظرفیت شکل پذیری تغییر مکان سازه بسیار کم است.

پانویس‌ها:

- 1- Design Level Earthquake
- 2- Ultimate Limit State
- 3- Loma Prieta
- 4- North Ridge
- 5- Kobe
- 6- Floor beams
- 7- Self stressing
- 8- Push Over