

مقایسه روش‌های مختلف تحلیل لرزه‌ای در برآورد رفتار لرزه‌ای پل‌های

قوسی فولادی در جهت طولی

حمیدرضا دهقانی، دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران

احسان دهقانی*، استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم، ایران

*پست الکترونیکی نویسنده مسئول: dehghani@qom.ac.ir

دریافت: ۹۷/۰۳/۰۱ - پذیرش: ۹۷/۰۸/۰۵

صفحه ۱۴۴-۱۲۳

چکیده

جرم گسترده شده در نقاط مختلف سازه پل قوسی یکی از عواملی است که موجب پیچیدگی تحلیل لرزه‌ای آن‌ها می‌شود. در این پژوهش رفتار لرزه‌ای یک پل قوسی فولادی به دهانه ۳۰۰ متر، در جهت طولی مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور از تحلیل دینامیکی فزاینده به عنوان جامع‌ترین روش و معیار ارزیابی رفتار لرزه‌ای استفاده شده است. همچنین نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده با نتایج تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و تحلیل دینامیکی فزاینده با استفاده از شتاب‌نگاشت هارمونیک مورد مقایسه قرار گرفته است. تحلیل دینامیکی فزاینده با استفاده از ۱۷ شتاب‌نگاشت لرزه‌ای و تحلیل پوش‌اور استاتیکی تحت دو الگوی بار توزیع بار اینرسی و توزیع بار مودال انجام پذیرفته است. نتایج بدست آمده نشان داده‌اند پل قوسی موردنظر به علت جرم گسترده سازه، در جهت طولی پل مود غالب حرکتی نداشته و رفتار لرزه‌ای آن تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف با توجه به تحریک مودهای مختلف متفاوت می‌باشد. با توجه به عدم وجود یک مود غالب حرکتی، تعیین الگوی بارگذاری تحلیل پوش‌اور امکان‌پذیر نبوده و به همین علت نتایج تحلیل پوش‌اور از دقت کافی جهت ارزیابی رفتار غیرخطی سازه برخوردار نمی‌باشند. با حذف جرم قوس فولادی و تبدیل این سازه به یک سازه منظم جرمی نتایج تحلیل پوش‌اور استاتیکی و تحلیل دینامیکی فزاینده با دقت قابل قبول به هم نزدیک شده‌اند. همچنین نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های هارمونیک نشان داد که انتخاب شتاب‌نگاشت‌های هارمونیک به جای شتاب‌نگاشت‌های زلزله می‌تواند مدت‌زمان انجام تحلیل را با دقت نتایج خوبی به صورت چشم‌گیری کاهش دهد.

واژه‌های کلیدی: پل‌های قوسی فولادی، عملکرد لرزه‌ای، تحلیل دینامیکی فزاینده، تحلیل پوش‌اور استاتیکی، تحلیل طیفی

۱- مقدمه

این پل‌ها ضروری می‌باشد. اگرچه تحقیقات فراوانی بر روی رفتار خمشی رفت و برگشتی و منحنی‌های ظرفیت اعضا با مقاطع جعبه‌ای به صورت تئوری و آزمایشگاهی انجام شده است (Iwatsubo, et al., 1994) (Kitada, et al., 1998) ولی تحقیقات بسیار کمی بر روی رفتار غیرخطی لرزه‌ای پل‌های قوسی صورت گرفته است (Liu, Hikosaka, 2000) (Okumura, Goto, 2001). همچنین تحقیقات فراوانی بر روی رفتار سیستم‌های قوسی

در سال ۱۹۹۵ زلزله هیوگو-کن نانبو در ژاپن موجب خرابی بسیاری از ساختمان‌ها، پل‌های قوسی و امکان‌ات ریلی گردید که اهمیت ساخت پل‌های قوسی با ظرفیت لرزه‌ای بالا را نشان داد. معمولاً پل‌های قوسی فولادی از دو خرپای موازی تشکیل شده است که به وسیله تیرهای عرضی به یکدیگر متصل می‌گردند و یک سازه نامنظم جرمی با رفتار لرزه‌ای پیچیده به حساب می‌آیند. بنابراین استفاده از یک تحلیل لرزه‌ای پیشرفته تحت توزیع نیروی مناسب جهت طراحی

(PGA)، حداکثر سرعت حرکت زمین (PGV) و شتاب طیفی سازه با دوره تناوب مود اول و ضریب میرایی ۵ درصد (Sa(T1,5%)) می‌باشد. همچنین جهت نشان دادن ظرفیت لرزه‌ای سازه از پارامترهای مهندسی خرابی (EDP) همچون حداکثر برش پایه، چرخش گره‌ها، حداکثر جابجایی گره‌ها و حداکثر دررفت پشت‌بام و یا طبقات استفاده می‌شود. تحلیل دینامیکی فزاینده شامل انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بر روی مدل سازه‌ای طراحی شده تحت شتاب‌نگاشت‌های مناسب می‌باشد که هر کدام از شتاب‌نگاشت‌ها در چندین سطح بزرگ‌نمایی می‌شوند تا رفتار سازه از حالت الاستیک تا فروریزش سازه را بدست‌بیاورند. جهت بدست‌آوردن حد نهایی بزرگ‌نمایی شتاب‌نگاشت‌ها و یا ظرفیت نهایی دینامیکی سازه دو روش موجود می‌باشد: محدودیت خرابی سازه و محدودیت تغییر معیار شدت زلزله. اما مقدار زیاد محاسبات و داده‌های ورودی و خروجی تحلیل دینامیکی فزاینده موجب گردیده است که این تحلیل در واقعیت برای دستیابی به یک نتیجه مشخص از رفتار سازه بسیار پیچیده باشد. در نتیجه (Lu, Ge et al., 2004) از تحلیل پوش‌اور استاتیکی جهت پیش‌بینی ظرفیت و تقاضای لرزه‌ای دو پل قوسی فولادی در جهت عرضی استفاده کرده‌اند.

نتایج این تحقیقات نشان‌داده‌است که در صورت بیشتر بودن جرم موثر مود غالب سازه در جهت عرضی بیشتر از ۷۵ درصد دقت تحلیل پوش‌اور استاتیکی مناسب می‌باشد. اما در جهت طولی این سازه‌ها با توجه به پایین بودن جرم موثر مود غالب حرکتی سازه در این جهت، نتایج تحلیل پوش‌اور از دقت کافی برخوردار نخواهند بود (Lu, Usami et al., 2004).

هدف از پژوهش حاضر ارزیابی رفتار لرزه‌ای یک پل قوسی فولادی در جهت طولی به روش دقیق تحلیل دینامیکی فزاینده و بررسی دقت روش‌های پوش‌اور استاتیکی، تحلیل طیفی و تحلیل دینامیکی فزاینده با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های سینوسی می‌باشد.

خرپایی در حالت بارگذاری استاتیکی صورت‌گرفته‌است (Guo, et al., 2013), (Dou, et al., 2013), (Wu, et al., 2015), (Guo, et al., 2014). پیش‌بینی رفتار دینامیکی این سازه‌ها مخصوصاً در نواحی با خطر لرزه‌خیزی زیاد ضروری می‌باشد. (Han, et al., 2015) با انجام تحقیقات آزمایش‌گاهی و اعمال چندین شتاب‌نگاشت زلزله مکانیزم خرابی قوس خرابی فولادی را مورد بررسی قرار داد. همچنین تاثیر شکل خرپا بر مود خرابی سازه و تاثیر خرابی‌های تجمعی بر رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفته‌است. نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده صورت‌گرفته بر روی قوس‌های فولادی پر شده با بتن توسط (Liu, et al., 2014) منجر به بدست‌آوردن معادلات کران پایین جهت پیش‌بینی ظرفیت دینامیکی این سازه‌ها گردید. باتوجه به دهانه‌های بلند پل‌های قوسی فولادی، سازه‌های قوسی فولادی با چند تکیه‌گاه نیز مورد تحقیق قرار گرفته‌اند (Bai, et al., 2007), (Su, et al., 2013), (Zhang, et al., 2010).

به‌صورت کلی، پیش‌بینی دقیق رفتار لرزه‌ای پل‌های قوسی فولادی به علت توزیع جرم در سازه و عدم وجود مود غالب حرکتی در حین زلزله (عدم پیش‌بینی نحوه اعمال بار زلزله به سازه)، تنها با تحلیل‌های تاریخچه زمانی امکان‌پذیر خواهد بود. هنگامی که چندین شتاب‌نگاشت زلزله به سازه اعمال‌گردد، روش‌های تحلیل پیچیده‌تر و پیشرفته‌تری نیاز خواهند بود تا بتوان نتایج رفتار لرزه‌ای سازه را به صورت مناسب پیش‌بینی کرد. (Vamvatsikos, Cornell, 2005), (Vamvatsikos, Cornell, 2004) یک روش محاسباتی را ارائه دادند که تحلیل دینامیکی فزاینده نامیده می‌شود. در واقع تحلیل دینامیکی فزاینده روشی جهت بدست‌آوردن رابطه بین ظرفیت لرزه‌ای سازه و تقاضای زلزله می‌باشد که به صورت گسترده‌ای جهت ارزیابی و طراحی قوس‌های فولادی استفاده می‌گردد (Liu, et al., 2014), (Han, et al., 2015).

جهت نشان‌دادن تقاضای زلزله از پارامتر شدت زلزله (IM) که شامل مواردی همچون حداکثر شتاب حرکت زمین

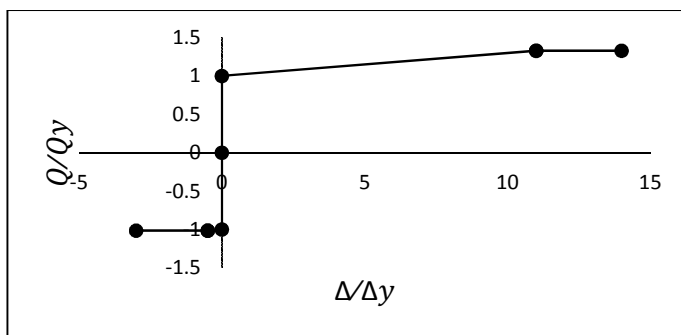
۲- جزئیات مدل سازه‌ای مورد بررسی

در این پژوهش مدل سازه‌ای پل سد کارون ۴ که در جنوب ایران واقع شده است، جهت بررسی رفتار لرزه‌ای آن انتخاب گردیده است. این پل از نوع یک پل قوسی فولادی با دال فوقانی و طول دهانه اصلی برابر ۳۰۰ متر می‌باشد. این پل با استفاده از روش‌های تحلیل لرزه‌ای ارائه شده در آیین‌نامه *AASHTO* برای سطح خطر نسبی زلزله بسیار زیاد طراحی گردیده است.

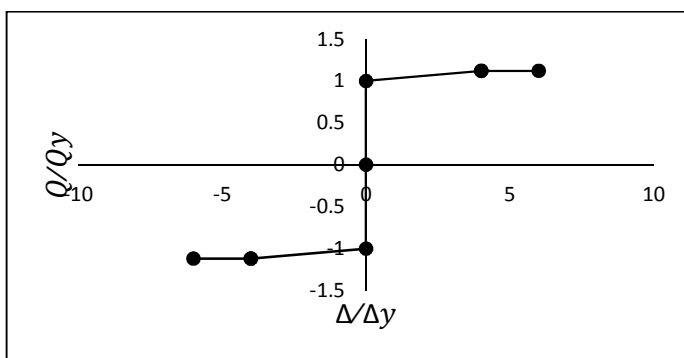
۳- مدل‌سازی

جهت مدل‌سازی و تحلیل سازه از نرم‌افزار اجزا محدود *SAP2000* استفاده شده است. با توجه به رفتار دوبعدی سازه در صفحه قائم، یکی از زوج خرپای قوسی سازه

به صورت دوبعدی تحلیل شده است و گره‌های سازه دارای دو درجه آزادی تغییر مکانی و یک درجه آزادی چرخشی می‌باشند. تکیه‌گاه‌های ابتدا و انتهای عرشه پل به صورت غلتکی می‌باشد و تنها جابجایی در جهت قائم آنها مقید شده است. همچنین سایر تکیه‌گاه‌های سازه در پای قوس‌ها به صورت گیردار بوده و تمامی قیود تغییر مکانی و چرخشی آنها مقید شده است. جهت تحلیل غیرخطی سازه، در انتهای اعضای اصلی قوس، اعضای قطری قوس و ستون‌ها امکان تشکیل مفاصل محوری و همچنین در انتهای ستون‌ها امکان تشکیل مفاصل خمشی در نظر گرفته شده است. رفتار این مفاصل با توجه به ضوابط ارائه شده در جداول آیین‌نامه *FEMA 356* در نظر گرفته شده است.



شکل ۱. نمودار مفاصل محوری



شکل ۲. نمودار مفاصل خمشی

طول کلی پل برابر ۳۷۸/۵ متر طول قوس فولادی آن برابر ۳۰۰/۴ متر می‌باشد. ارتفاع تاج قوس برابر ۵/۸۷ متر بوده که

این پل به صورت کلی متشکل از دال ارتوتروپ فولادی، تیرهای فولادی طولی و قوس فولادی تک‌دهانه می‌باشد که به وسیله تیرهای عرضی و قطری به یکدیگر متصل شده‌اند.

مشخصات دینامیکی سازه و نسبت جرم مؤثر مودی سازه برای ۱۲ مود اول آن در ارائه شده است. همانطور که در مشاهده می شود، مودهای ۱، ۲ و ۱۲ با دوره تناوب های ۱/۱۷، ۰/۸۰ و ۰/۱۶ ثانیه مؤثرترین مودهای پل در جهت حرکت طولی سازه می باشند. نسبت جرم مؤثر مودی این مودها در جهت طولی به ترتیب برابر ۰/۵۴۶، ۰/۰۹۹ و ۰/۱۴۲ می باشد. همچنین نسبت جرم مؤثر مودی مودهای بالاتر سازه نشانگر تأثیر آن ها در رفتار لرزه ای سازه می باشد. همانطور که مشاهده می شود، نسبت جرم مؤثر مودی هیچ یک از مودهای سازه بالاتر از ۷۵ درصد نمی باشد و بنابراین سازه دارای نسبت جرم مؤثر مودی غالب حرکتی در جهت طولی نیست.

نسبت ارتفاع به طول دهانه آن برابر $\frac{1}{5.12}$ می باشد. شکل ۳ نمای کلی پل را بصورت شماتیک نشان می دهد. مقطع ستون های پل و اعضای اصلی قوس از نوع قوطی شکل و تیرهای عرضی و اعضای قطری قوس از نوع I شکل می باشند. جزئیات مقاطع در شکل ۴ نمایش داده شده است. همچنین قوس فولادی پل از یک خرپای فضایی به عمق ۸/۵ متر و عرض ۱۱ متر تشکیل شده است. برای تمامی اعضای پل از یک نوع فولاد استفاده شده است که مشخصات آن در جدول ۱ ارائه شده است.

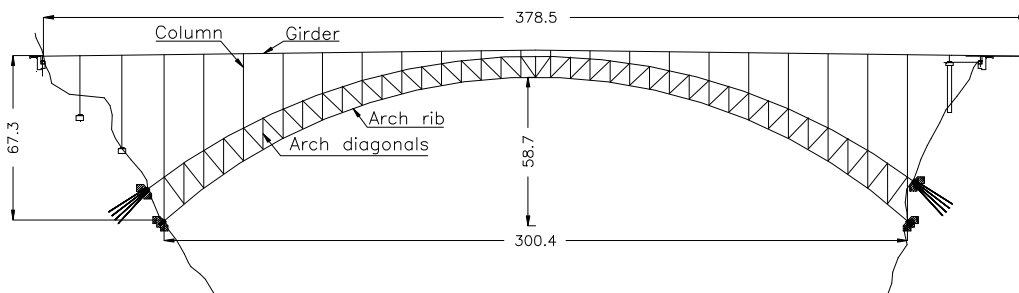
۴- مشخصات دینامیکی

۴-۱- مدل اول : سازه با جرم گسترده

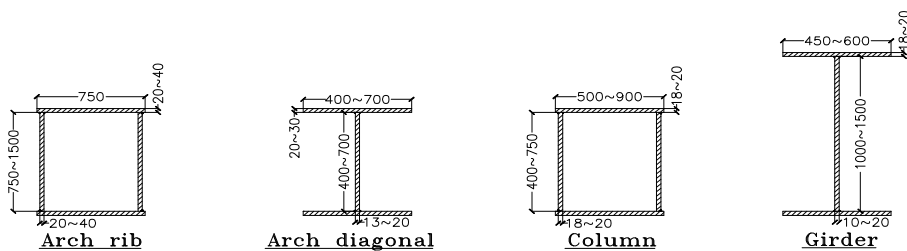
جهت به دست آوردن مشخصات دینامیکی سازه مورد نظر یک تحلیل مقدار ویژه بر روی آن انجام پذیرفته است.

جدول ۱. مشخصات فولاد مصرفی

وزن واحد حجم (ton.m^3)	ضریب پواسون (ν)	تنش نهایی (s_{II}) (MPa)	تنش تسلیم (s_y) (MPa)	مدول الاستیسیته (E) (GPa)
۷/۸۵	۰/۳	۵۰۰	۳۵۰	۲۰۰



شکل ۳. نمای کلی پل



شکل ۴. جزئیات مقاطع پل (میلی متر)

جدول ۲. مشخصات دینامیکی سازه مدل اول

مود	دوره تناوب (ثانیه)	ضریب مشارکت جرمی	
		طول	ارتفاعی
۱	۱/۱۷۱	۰/۵۴۶	۰/۰۰۰
۲	۰/۷۹۸	۰/۰۹۹	۰/۰۰۱
۳	۰/۷۹۵	۰/۰۰۰	۰/۲۵۵
۴	۰/۵۱۲	۰/۰۰۰	۰/۴۰۴
۵	۰/۴۴۵	۰/۰۰۰	۰/۰۰۲
۶	۰/۳۸۹	۰/۰۲۰	۰/۰۰۰
۷	۰/۲۹۴	۰/۰۰۰	۰/۰۷۶
۸	۰/۲۳۳	۰/۰۱۷	۰/۰۰۰
۹	۰/۲۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۴۰
۱۰	۰/۱۹۸	۰/۰۳۲	۰/۰۰۰
۱۱	۰/۱۶۶	۰/۰۲۷	۰/۰۰۰
۱۲	۰/۱۶۴	۰/۱۴۲	۰/۰۰۰

جدول ۳. مشخصات دینامیکی سازه مدل دوم

مود	دوره تناوب (ثانیه)	ضریب مشارکت جرمی	
		طول	ارتفاعی
۱	۱/۰۴۳	۰/۹۰۳	۰/۰۰۰
۲	۰/۵۹۴	۰/۰۸۹	۰/۰۱۱
۳	۰/۵۸۳	۰/۰۰۳	۰/۳۱۴
۴	۰/۴۲۶	۰/۰۰۰	۰/۰۰۳
۵	۰/۳۵۲	۰/۰۰۰	۰/۳۵۶
۶	۰/۳۶۷	۰/۰۰۱	۰/۰۰۰
۷	۰/۲۰۹	۰/۰۰۰	۰/۰۸۳
۸	۱۹۰۸۰	۰/۰۰۴	۰/۰۰۰
۹	۰/۱۶۷	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰
۱۰	۰/۱۴۹	۰/۰۰۰	۰/۰۴۷
۱۱	۰/۱۳۰	۱/۰۰۰	۱/۰۰۰
۱۲	۰/۱۲۸	۰/۰۰۰	۱/۰۰۰

۴-۲-مدل دوم: سازه با جرم متمرکز روی عرشه

جهت طولی سازه گردیده است. مشخصات دینامیکی این سازه و نسبت جرم مؤثر مودی آن برای ۱۲ مود اول آن در ۳۰ ارائه شده است. همانطور که در ۳۰ مشاهده می شود، مود اول با دوره تناوب های ۱/۰۴ ثانیه مؤثرترین مود پل در جهت حرکت طولی سازه بوده و نسبت جرم مؤثر مودی این مود در جهت طولی برابر ۰/۹۰۳ می باشد. همچنین مود دوم سازه

یکی از ویژگی های پل قوسی فولادی که موجب پیچیدگی در رفتار آن می شود، توزیع گسترده جرم روی کل اعضاء سازه می باشد. برای مقایسه این رفتار با رفتار سازه دیگری که جرم آن در روی عرشه متمرکز شده است مدل دیگری نیز مورد بررسی قرار گرفته است. در این مدل با حذف جرم قوس سازه سعی در ایجاد مود غالب حرکتی در

شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای

۱۷ شتاب‌نگاشت زلزله‌های رخ داده جهت انجام تحلیل دینامیکی فزاینده انتخاب شده‌اند. شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده طیف‌های مختلفی از فرکانس‌ها و مدت زمان زلزله را فرا می‌گیرند. در جدول ۴ مهم‌ترین مشخصات این شتاب‌نگاشت‌ها ارائه شده است.

نیز با دوره تناوب ۰/۵۹۴ و نسبت جرم مؤثر مودی ۰/۰۸۹ در جهت حرکت طولی سازه مؤثر می‌باشد. همان‌طور که مشاهده می‌شود با حذف جرم قوس سازه، سازه دارای مود غالب حرکتی در جهت طولی گردیده است. ولی هم‌چنان در جهت عمودی سازه دارای مود غالب حرکتی نمی‌باشد.

جدول ۴. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای

زلزله	دوره تناوب غالب شتاب‌نگاشت	مدت زمان زلزله (ثانیه)	حداکثر شتاب زلزله (g) (PGA)
Corralit-1	۰/۳۰	۱۳	۰/۶۲
Corralit-2	۰/۵۶	۱۴	۰/۴۷
Elcentro 1940	۰/۵۰	۳۲	۰/۳۲
Friuli 1976	۰/۲۶	۱۱	۰/۳۵
Humbolt 1937	۰/۶۶	۲۷	۰/۳۶
Lexcingt 1	۱/۰۰	۱۴	۰/۴۰
Manjil 1990	۰/۴۰	۱۸	۰/۱۳
Oak-whaf 2	۰/۶۴	۱۴	۰/۲۶
Pomona 1	۰/۲۲	۱۳	۰/۱۸
Oakland 2007	۰/۱۶	۷/۵	۰/۲۵
Sfern 1971	۰/۲۰	۱۰	۰/۵۲
Sylmarff 2	۰/۵۲	۱۵	۰/۶۰
Tabas	۰/۲۰	۳۳	۰/۸۵
Tabas-KSH-T	۰/۶۰	۳۳	۰/۲۹
Imperial-valley	۰/۴۴	۱۴	۰/۳۰
Sylmarf-0.84	۰/۸۴	۱۴	۰/۶۲
Corralit-0.86	۰/۸۶	۱۲	۱/۲۳

۵- تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

چندین سطح مختلف می‌باشد. نتیجه این تحلیل‌ها یک یا چند نمودار از پاسخ سازه در برابر سطح‌های مختلف شدت زلزله می‌باشد. به صورت کلی نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده به صورت نمایش پارامتر شدت زلزله در برابر پارامتر خرابی سازه ارائه می‌گردد. پارامتر شدت زلزله یک کمیت مثبت قابل

تحلیل دینامیکی فزاینده یک روش تحلیل پارامتریک جهت پیش‌بینی عملکرد سازه تحت بارهای لرزه‌ای می‌باشد که اخیراً به شکل‌های مختلف توسط محققان مورد استفاده قرار گرفته است. روش انجام این تحلیل شامل اعمال یک یا چند شتاب‌نگاشت لرزه‌ای به سازه و بزرگ‌نمایی هر کدام به

۶- نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده

۶-۱- مدل اول: سازه با جرم گسترده

در شکل ۵ و ۷ و نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده برای ۱۷ شتاب‌نگاشت مختلف برای معیارهای شدت زلزله PGA و Sa دوره تناوب مود اول سازه با میرایی صفر درصد و معیار خرابی حداکثر جابه‌جایی عرشه (وسط دهانه پل) برای مدل سازه‌ای اول ارائه شده است.

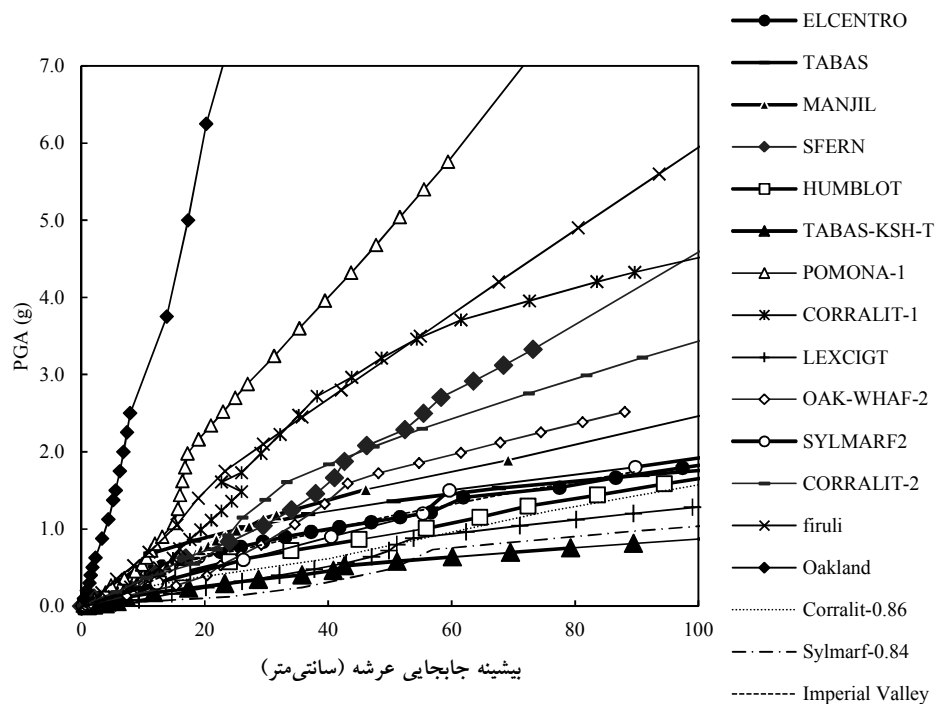
در شکل ۹ معیار بیشینه برش پایه سازه (base shear) در بعد عمودی نمودار ارائه شده است. هر چند بیشینه برش پایه سازه معیاری از شدت زلزله نمی‌باشد و در حقیقت معیاری از خرابی سازه می‌باشد و این نمودار به عنوان نمودار IDA شناخته نمی‌شود، اما جهت مقایسه نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده و تحلیل پوش‌اور استاتیکی و همچنین جهت نمایش ظرفیت لرزه‌ای سازه این نمودار نیز رسم گردیده است.

این نمودارها با استفاده از خروجی‌های تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی صورت‌گرفته رسم گردیده‌اند. به این صورت که بیشینه جابه‌جایی عرشه در هر تحلیل غیرخطی به عنوان معیار خرابی در بعد افقی و معیارهای PGA و $Sa(T_1, 0\%)$ مربوط به هر تحلیل صورت‌گرفته به عنوان معیار شدت زلزله (و یا بیشینه برش پایه سازه) در بعد عمودی نمودار رسم گردیده است و نقاط به‌دست‌آمده به صورت خطی به یکدیگر متصل گردیده‌اند.

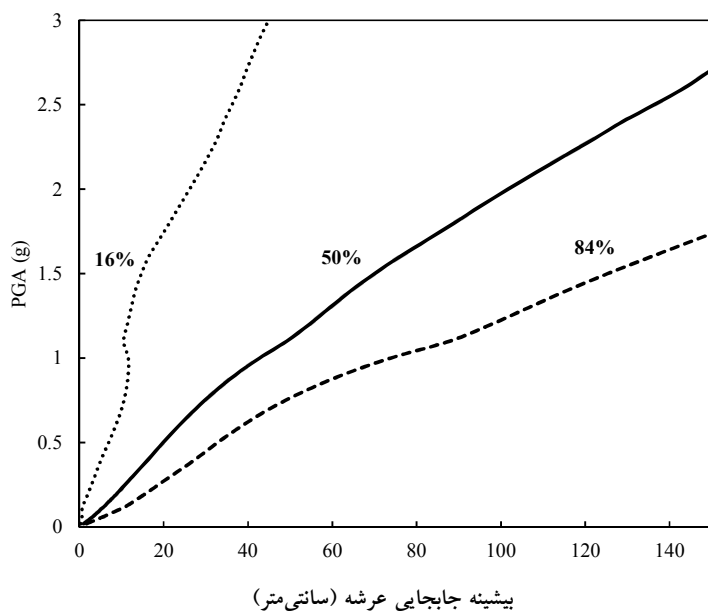
بزرگ‌نمایی می‌باشد که از شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای به‌دست می‌آید.

در تحلیل دینامیکی فزاینده پارامتر شدت زلزله تحت یک تابع خاص (خطی یا غیرخطی) بزرگ‌نمایی می‌شود تا رفتار سازه از حالت الاستیک تا فروریزش به‌دست‌آید. در پژوهش حاضر معیار شدت زلزله PGA و Sa و معیار خرابی ماکزیمم تغییرمکان دال در جهت طولی در نظر گرفته شده است. همچنین جهت مقایسه نتایج تحلیل پوش‌اور و IDA در حالت الاستیک در نمودارهای تحلیل دینامیکی فزاینده به‌جای معیار شدت زلزله ماکزیمم برش پایه جهت ترسیم نمودارها در نظر گرفته شده است. برای شروع انجام تحلیل، بعد از انتخاب شتاب‌نگاشت‌های مناسب، می‌بایست هر شتاب‌نگاشت را از کم‌ترین مقدار تا بیش‌ترین مقدار بزرگ‌نمایی کرد تا سازه به ظرفیت دینامیکی نهایی خود برسد.

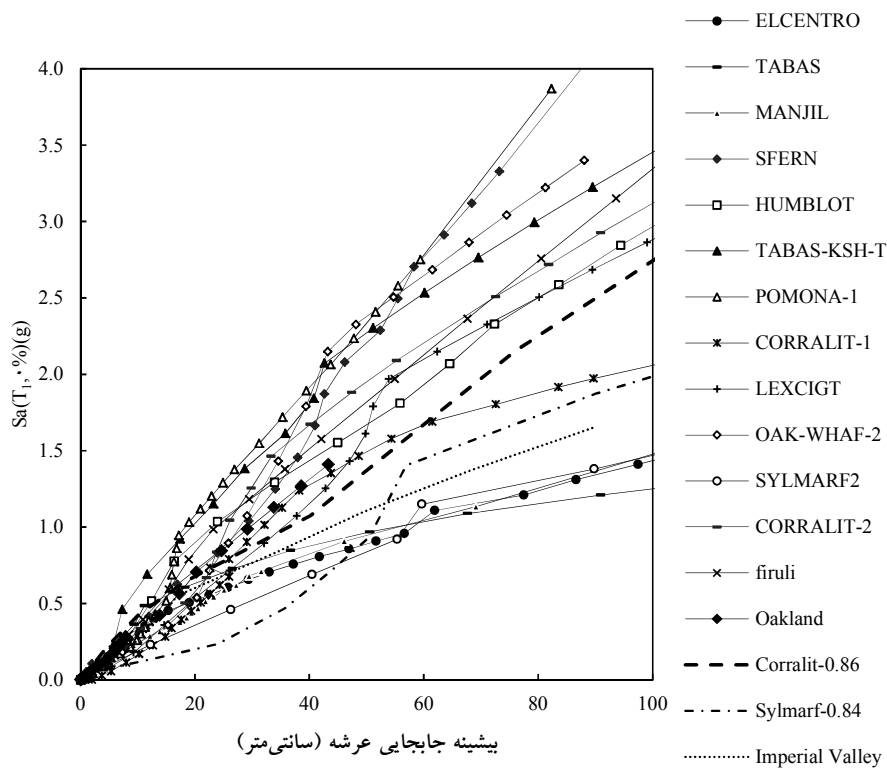
همان‌گونه که پیش‌تر بیان شد، جهت به‌دست‌آوردن ظرفیت دینامیکی نهایی سازه دو روش مختلف وجود دارد: محدودیت معیار خرابی و محدودیت تغییر در معیار شدت زلزله. در پژوهش حاضر از محدودیت معیار خرابی جهت به‌دست‌آوردن ظرفیت دینامیکی سازه استفاده شده است. این محدودیت در این پژوهش برابر تغییرمکان حداکثر دال حدود ۱ متر در نظر گرفته شده است.



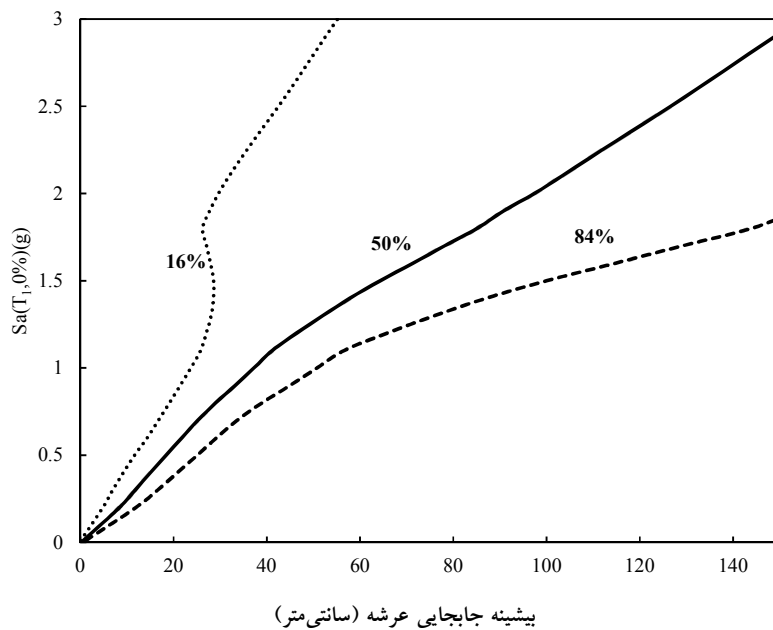
شکل ۵. نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده مدل اول بر حسب معیار شدت PGA



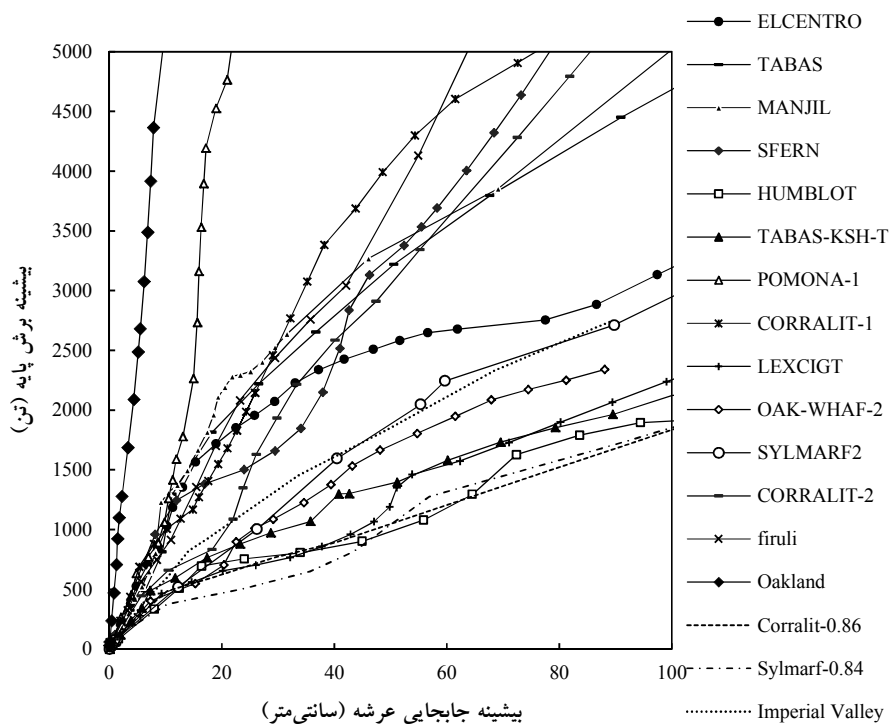
شکل ۶. خلاصه نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده مدل اول بر حسب معیار شدت PGA



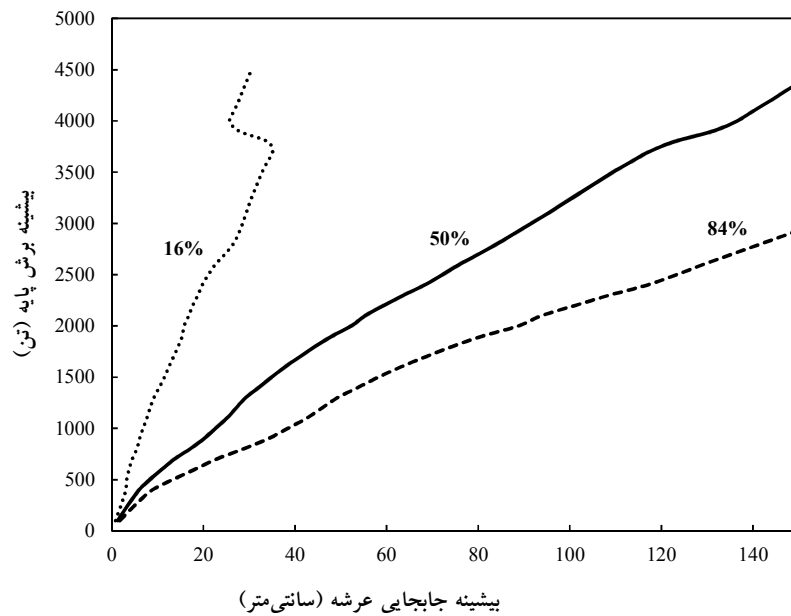
شکل ۷. نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده مدل اول بر حسب معیار شدت $S_a(T_1, 0\%)$



شکل ۸. خلاصه نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده مدل اول بر حسب معیار شدت $S_a(T_1, 0\%)$



شکل ۹. نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده مدل اول بر حسب بیشینه برش پایه



شکل ۱۰. خلاصه نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده مدل اول بر حسب بیشینه برش پایه

به وجود می‌آید. بنابراین همان‌گونه که از نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده در شکل ۵ الی شکل ۹ مشاهده می‌شود سازه موردنظر تحت شتاب‌نگاشت‌های متفاوت ظرفیت و عملکرد متفاوتی از خود نشان می‌دهد. سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های با دوره تناوب غالب کوچک‌تر نسبت به شتاب‌نگاشت‌های با دوره تناوب غالب بزرگ‌تر مقاومت بیشتر و جابه‌جایی کمتری از خود نشان می‌دهد. این مسئله به دلیل توزیع گسترده جرم سازه و تأثیر موده‌های بالاتر در رفتار لرزه‌ای سازه می‌باشد. با کاهش دوره تناوب غالب شتاب‌نگاشت اعمالی به سازه، موده‌های بالاتر سازه که مقاومت بیشتری از خود نشان می‌دهند تحریک شده و سازه تغییر مکان‌های کمتر و حداکثر برش پایه بیشتری را متحمل می‌شود. به طور مثال سازه تحت زلزله Corralit-1 که دوره تناوب غالب آن ۰/۳ ثانیه می‌باشد، تحت حداکثر شتاب برابر ۲/۴۷ گرم این شتاب‌نگاشت، جابه‌جایی حداکثر عرشه برابر ۳۵/۲ سانتی‌متر می‌باشد. اما همین سازه تحت زلزله Oak-whaf-2 که دوره تناوب غالب آن ۰/۶۴ ثانیه می‌باشد، تحت حداکثر شتاب برابر ۲/۵۲ گرم این شتاب‌نگاشت، جابه‌جایی حداکثر عرشه برابر ۸۸/۱ سانتی‌متر می‌گردد. این افزایش جابه‌جایی سازه تحت زلزله‌ای با حداکثر شتاب یکسان به علت افزایش دوره تناوب غالب زلزله دوم و تحریک موده‌های حرکتی با جرم مؤثر بالاتر سازه در جهت طولی می‌باشد. با بررسی دقیق‌تر نمودارهای بدست آمده از شتاب‌نگاشت‌های مختلف مشاهده می‌گردد پاسخ‌های بزرگ‌تر سازه لزوماً در زلزله‌های با دوره تناوب غالب نزدیک به دوره تناوب‌های طبیعی اصلی سازه اتفاق نمی‌افتد. به‌طور مثال همان‌گونه که مشاهده می‌شود دوره تناوب مود اول سازه برابر ۱/۱۷ ثانیه می‌باشد، اما سازه در برابر زلزله‌هایی مانند TABAS-KSH-T با دوره تناوب ۰/۶ ثانیه نسبت به زلزله LEXCIGT با دوره تناوب ۱ ثانیه که به دوره تناوب غالب الاستیک سازه نزدیک‌تر است، جابه‌جایی‌های بزرگ‌تری را متحمل می‌شود. این موضوع نشان می‌دهد در طول زلزله با تشکیل مفاصل پلاستیک سازه، مشخصات دینامیکی سازه نیز تغییر می‌کند و پدیده تشدید در فرکانس‌های متفاوتی نسبت به فرکانس‌های طبیعی سازه در حالت الاستیک اتفاق می‌افتد.

همان‌طور که از نتایج به‌دست‌آمده مشاهده می‌شود تا زمانی که در سازه هیچ مفصل پلاستیکی ایجاد نگردد، رفتار سازه به صورت الاستیک بوده و شیب نمودار IDA به صورت خطی می‌باشد و تغییری نمی‌کند (شکل ۱۶). به عبارت دیگر جهت ارزیابی رفتار الاستیک سازه نیازی به انجام تحلیل دینامیکی فزاینده و انجام چندین تحلیل دینامیکی با بزرگ‌نمایی‌های مختلف نبوده و صرفاً با انجام یک تحلیل دینامیکی خطی می‌توان شیب قسمت خطی نمودار IDA را به‌دست‌آورده و رفتار لرزه‌ای الاستیک سازه را بررسی کرد. همان‌طور که در شکل ۱۶ مشاهده می‌شود، شیب قسمت الاستیک سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف یکسان نمی‌باشد. دلیل متفاوت بودن رفتار لرزه‌ای سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف حتی در قسمت الاستیک، عدم وجود مود حرکتی غالب در سازه و تأثیر موده‌های بالاتر در رفتار لرزه‌ای سازه می‌باشد. به عبارت دیگر با توجه به دوره تناوب غالب شتاب‌نگاشت اعمالی، موده‌های متفاوتی از سازه تحریک شده و سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف در حالات مختلفی تغییر شکل می‌دهد. در ادامه جهت کاهش زمان انجام تحلیل لرزه‌ای سازه، دقت نتایج تحلیل‌های پوش‌اور استاتیکی و طیفی در محدوده الاستیک برای این سازه در حالت وجود مود غالب حرکتی و عدم وجود مود غالب حرکتی مورد بررسی قرار گرفته‌اند. با بزرگ‌نمایی بیش‌تر شتاب‌نگاشت‌ها، مفاصل پلاستیک در سازه ایجاد شده و رفتار سازه به حالت غیرخطی درآمده و شیب نمودار IDA تغییر خواهد کرد. با افزایش مفاصل پلاستیک سازه، مشخصات دینامیکی سازه و موده‌های تغییر شکل سازه نیز تغییر می‌کند.

باتوجه به توزیع جرم در سازه، هیچ‌کدام از مود شکل‌ها به‌طور مطلق به‌عنوان مود غالب تغییر شکل سازه عمل نمی‌کنند. در نتیجه با توجه به پریودهای غالب شتاب‌نگاشت اعمالی به سازه، موده‌های فراوانی امکان تحریک شدن را داشته و عملکرد لرزه‌ای سازه متفاوت خواهد بود. این مسئله در حالت رفتار الاستیک سازه (عدم تشکیل مفصل پلاستیک) و غیرالاستیک (تشکیل مفصل پلاستیک) قابل مشاهده است. علاوه بر این با تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه مشخصات دینامیکی سازه نیز تغییر کرده و امکان تحریک شدن موده‌های حرکتی متفاوتی نیز در سازه

۶-۲- مدل دوم: سازه با جرم متمرکز روی عرشه

همانگونه که در بخش قبل مشاهده شد، پل قوسی فولادی مورد نظر تحت ۱۷ شتاب‌نگاشت لرزه‌ای مختلف در جهت طولی رفتار و ظرفیت دینامیکی متفاوتی از خود نشان داد. علت این امر گسترده بودن جرم در کل سازه و عدم وجود مود حرکتی غالب در جهت طولی بیان شد. از همین رو جهت اطمینان از دلایل بیان شده، با حذف جرم قوس سازه مورد نظر، یک مدل با جرم متمرکز روی عرشه ایجاد گردیده است. همانطور که در جدول ۳ مشاهده می‌گردد سازه ایجاد شده دارای مود غالب حرکتی در مود اول با جرم مؤثر مودال ۹۰/۳ درصد می‌باشد. بنابراین انتظار می‌رود سازه ایجاد شده دارای رفتار لرزه‌ای یکسان تحت شتاب‌نگاشت‌های متفاوت باشد و مودهای بالاتر آن فعال نگردند. همانگونه که انتظار می‌رفت، با توجه به این که سازه ایجاد شده دارای مود حرکتی غالب در جهت طولی می‌باشد، مکانیزم تغییرشکل و شکست آن تحت بارگذاری لرزه‌ای در جهت طولی نیز مشخص می‌باشد.

در شکل ۰ با جایگزینی بیشینه برش پایه سازه تحت تحلیل تاریخچه زمانی به جای معیار شدت زلزله، نموداری جهت بررسی ظرفیت سازه حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده ۱۷ شتاب‌نگاشت مختلف ترسیم گردیده است. همانطور که در این شکل مشاهده می‌گردد، نمودارهای حاصله به صورت بسیار خوبی به یکدیگر شبیه می‌باشند. علت این شباهت رفتاری، وجود مود غالب حرکتی و یکسان بودن مکانیزم تغییرشکل و ایجاد مفاصل، تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف می‌باشد. به عبارت دیگر سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف در جابه‌جایی‌های یکسان دارای ظرفیت برش پایه یکسان می‌باشد. ظرفیت دینامیکی این سازه برابر ۴۷۰ تن با توجه به محدودیت معیار خرابی ۱۰۰ سانتی‌متر جابه‌جایی عرشه به دست آمده است.

در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ نمودارهای IDA با معیارهای شدت زلزله PGA و $Sa(T1,0\%)$ حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده ۱۷ شتاب‌نگاشت مختلف ترسیم گردیده است. همانگونه که در شکل ۱۲ مشاهده می‌گردد، نمودارهای حاصله متفاوت می‌گردند. این تفاوت به علت رفتار لرزه‌ای متفاوت سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های متفاوت نمی‌باشد، بلکه به علت نارسایی معیار PGA و

$Sa(T1,0\%)$ در نشان دادن ظرفیت لرزه‌ای سازه می‌باشد. به عبارت دیگر، مکانیزم شکست و تغییرشکل سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف یکسان می‌باشد اما برخی از شتاب‌نگاشت‌ها که دارای دوره تناوب غالب کم و متفاوت با دوره تناوب غالب سازه می‌باشند، در PGAهای بسیار بزرگتر، جابه‌جایی‌های یکسانی به سازه اعمال می‌کنند. اما با توجه به این که سازه دارای تنها یک مود غالب می‌باشد، انتظار می‌رود معیار $Sa(T1,0\%)$ بهتر بتواند نمایانگر معیار شدت زلزله جهت بررسی رفتار لرزه‌ای سازه باشد. اما نتایج نشان می‌دهد این معیار نیز رفتار یکسان سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف را نشان نمی‌دهد. علت این امر استفاده از طیف شتاب‌نگاشت الاستیک و با میرایی صفر درصد برای مود اول الاستیک سازه می‌باشد. به عبارت دیگر با ایجاد مفاصل پلاستیک در سازه مشخصات دینامیکی مود اول آن نیز تغییر می‌کند و با رسم طیف غیرالاستیک و با میرایی، معیارهای شدت متفاوتی به دست می‌آید. همانگونه که پیش‌تر ذکر شد روش تحلیل دینامیکی فزاینده حاصل نتایج چندین تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌باشد که در نتیجه این تحلیل را بسیار زمان‌بر خواهد کرد. در پژوهش حاضر جهت تخمین سریع‌تر رفتار لرزه‌ای پل‌های قوسی فولادی، روش‌های تحلیل لرزه‌ای از جمله روش تحلیل طیفی، تحلیل پوش‌اور استاتیکی و تحلیل دینامیکی فزاینده با استفاده از شتاب‌نگاشت سینوسی بر روی سازه انجام پذیرفته و دقت هریک با تحلیل دینامیکی فزاینده مقایسه شده است.

۷- تحلیل پوش‌اور استاتیکی

۷-۱- مدل اول: سازه با جرم گسترده

همانطور که پیش‌تر ذکر شد، جهت تخمین ظرفیت و تقاضای لرزه‌ای سازه مورد نظر در مدت زمان کم‌تر، تحلیل پوش‌اور استاتیکی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در اینجا برای بررسی دقت این روش، تحلیل غیرخطی استاتیکی بر روی سازه انجام پذیرفته و نتایج آن با روش دقیق تحلیل دینامیکی فزاینده مقایسه گردیده است. اولین گام جهت انجام تحلیل پوش‌اور استاتیکی انتخاب الگوی بار لرزه‌ای مناسب جهت اعمال به سازه می‌باشد. در پژوهش حاضر بارگذاری با توزیع نیروی اینرسی سازه و با تغییرشکل مودهای غالب سازه

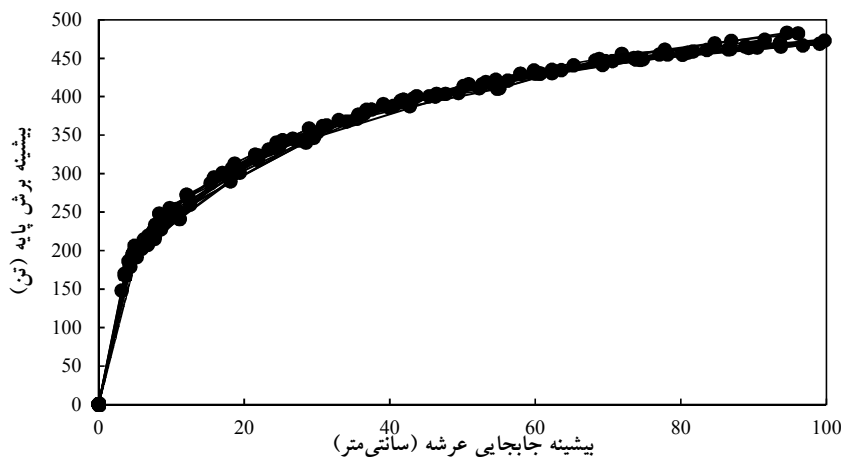
پژوهش‌های انجام‌شده محدوده دقت روش پوش‌اور استاتیکی را محدود به شکل سازه کرده‌اند، (Isakovic, Fischinger 2000), (Usami, et al. 2001), و (Zheng, et al. 2003). (Usami, et al. 2001) و (Zheng, Usami et al. 2003) روشی را ارائه‌داده‌اند که در آن ضریب جرم مؤثر $\frac{M_{eff,1}}{M_{total}}$ موده‌های غالب به عنوان پارامتر تأثیرگذاری موده‌های بالاتر در نتایج تحلیل پوش‌اور ارائه‌گردیده‌است. در این روش اگر نسبت ضریب جرم مؤثر مود غالب به مجموع ضرایب جرم مؤثر سازه بیشتر از ۷۵ درصد باشد ($\frac{M_{eff,1}}{M_{total}} > 75\%$)، تحلیل پوش‌اور استاتیکی برای سازه موردنظر قابل استفاده می‌باشد. هرچند برای سازه‌های با توزیع جرم و سختی پیچیده (نظیر پل‌های قوسی فولادی) که سیستم سازه‌ای نامنظم‌تری داشته و رفتار دینامیکی آن‌ها پیچیده‌تر می‌باشد، محدوده ارائه‌شده برای استفاده از تحلیل پوش‌اور استاتیکی مورد سوال می‌باشد.

نتایج تحلیل مقدار ویژه ارائه‌شده در بخش قبل نشان می‌دهد در این مدل اول، نسبت ضریب جرم مؤثر سازه در مود اول به جرم مؤثر کل سازه برابر ۰/۵۴۶ بوده که کمتر از ۷۵ درصد می‌باشد. بنابراین انتظار می‌رود که نتایج تحلیل پوش‌اور استاتیکی برای سازه موردنظر به علت تأثیر موده‌های بالاتر در رفتار لرزه‌ای سازه با خطای زیاد همراه باشد.

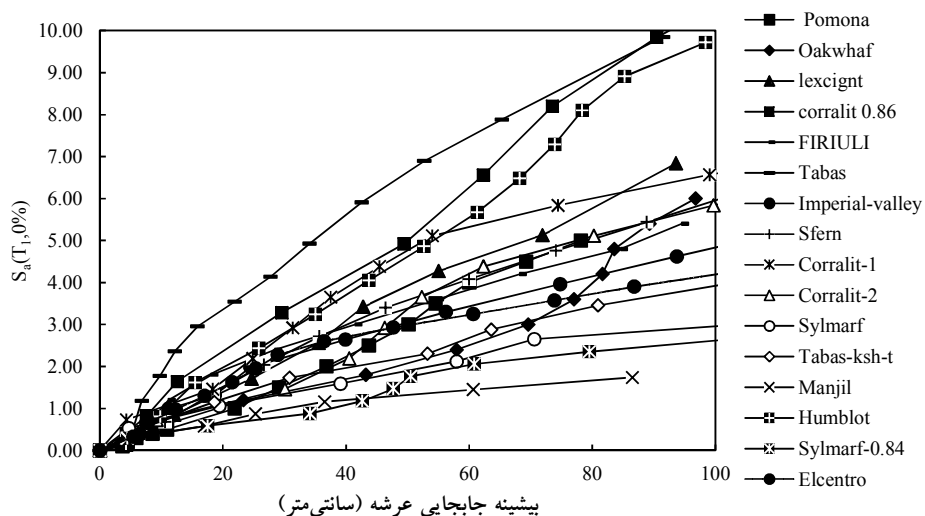
حاصل از تحلیل مقدار ویژه در حالت الاستیک سازه انجام‌پذیرفته‌است. تغییر مکان هدف انتخاب شده برای این تحلیل همانند تحلیل دینامیکی فزاینده برابر تغییر مکان عرشه پل برابر ۱۰۰ سانتی‌متر می‌باشد. نتایج تحلیل پوش‌اور استاتیکی تحت بارگذاری‌های ذکر شده به صورت ظرفیت برش پایه سازه و حداکثر شتاب طیفی هر مود در برابر تغییر مکان عرشه در شکل ۱۴ و شکل ۱۵ ارائه‌شده‌است.

جهت به دست آوردن مقدار Sa از ماکزیمم برش پایه از رابطه $S_a = \frac{V}{W} \times PM_1$ استفاده گردیده‌است، که در این رابطه V برش پایه، W جرم کل سازه و PM_1 ضریب جرم مؤثر در مود اول می‌باشد.

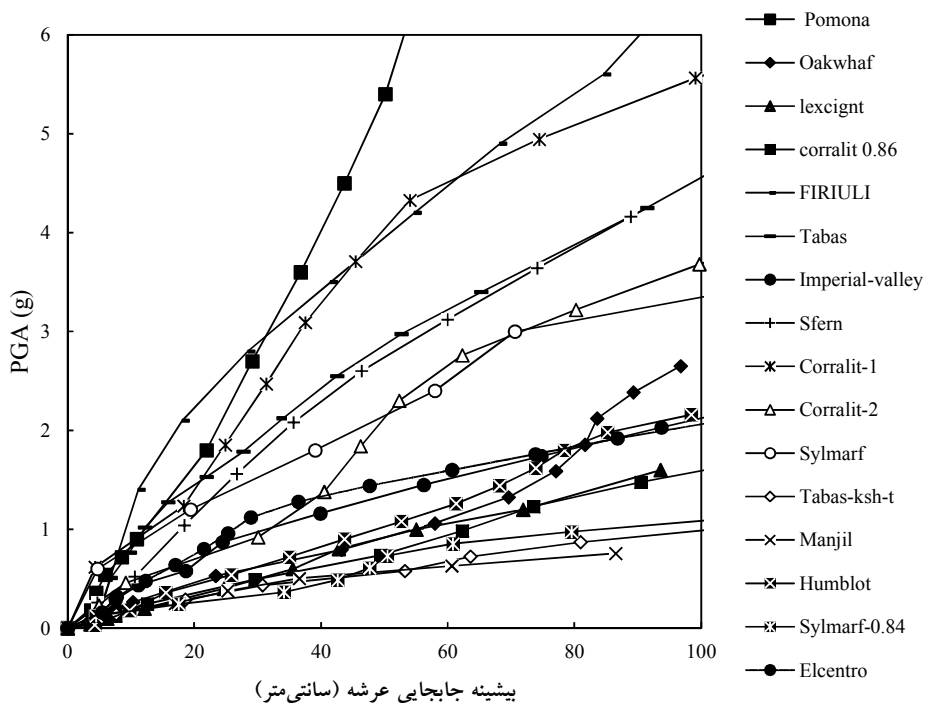
همان‌طور که در شکل ۱۴ و ۱۵ مشاهده می‌شود، نتایج تحلیل پوش‌اور استاتیکی برای هر مود سازه متفاوت می‌باشد. تحلیل‌های انجام‌شده صرفاً برای موده‌های مؤثر در تغییر مکان طولی پل انجام‌گرفته‌است. با توجه به آن‌که بارگذاری وارد بر سازه هنگام زلزله متناسب با تغییر شکل سازه در حین زلزله می‌باشد، جهت اعمال الگوی بار مناسب به سازه و انجام تحلیل پوش‌اور استاتیکی، می‌بایست از نحوه تغییر شکل سازه حین زلزله آگاه بود. در سازه‌هایی که دارای مود غالب حرکتی در جهت مورد تحلیل نمی‌باشند و موده‌های بالاتر بر رفتار لرزه‌ای سازه مؤثر می‌باشند، با توجه به اعمال الگوی بار نامناسب به سازه تحلیل پوش‌اور استاتیکی با خطاهای بزرگی مواجه می‌شود. برخی از



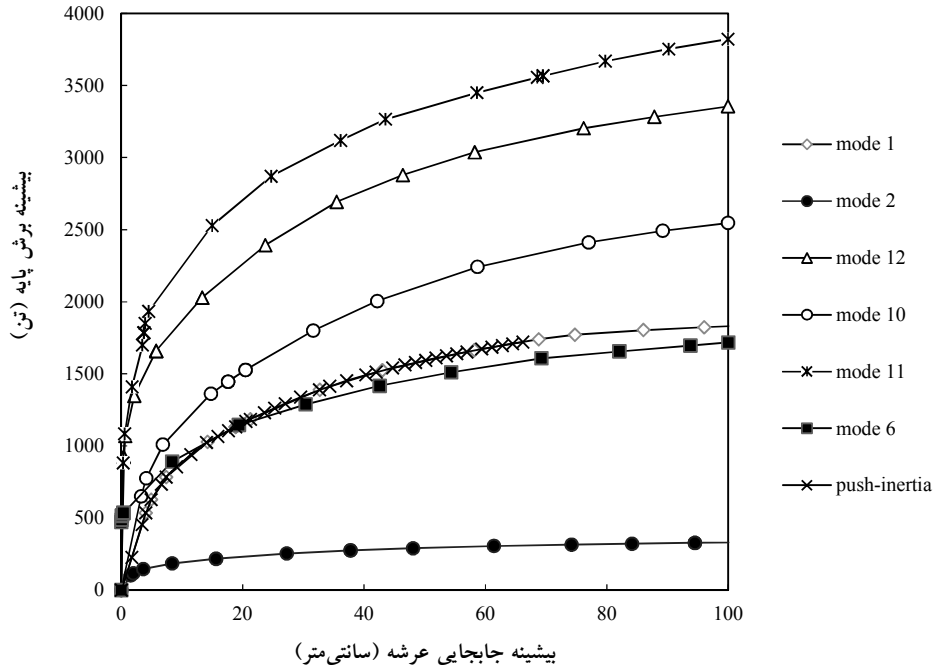
شکل ۱۱. نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده ۱۷ شتاب‌نگاشت مدل دوم بر حسب بیشینه برش پایه



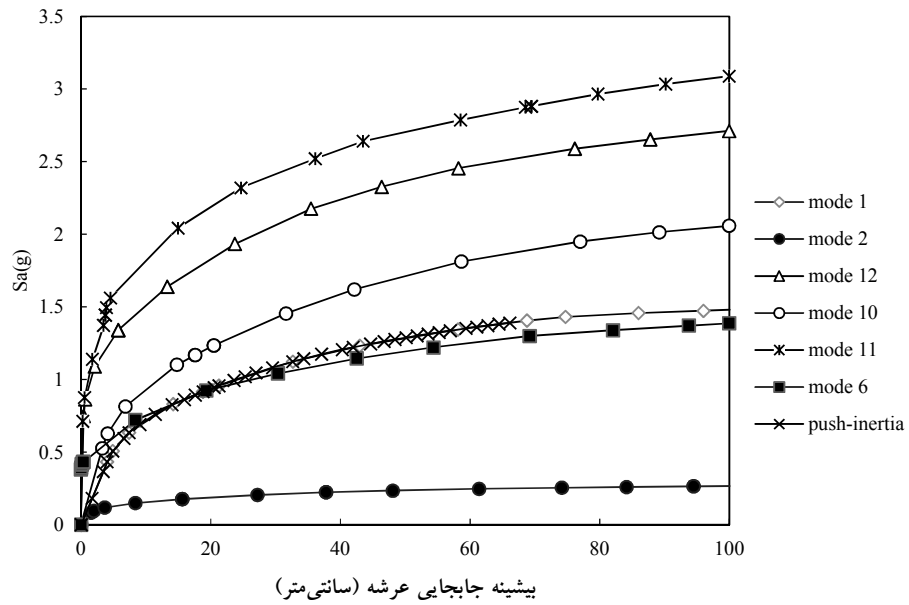
شکل ۱۲. نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده مدل دوم بر حسب معیار شدت $S_a(T_1, 0\%)$



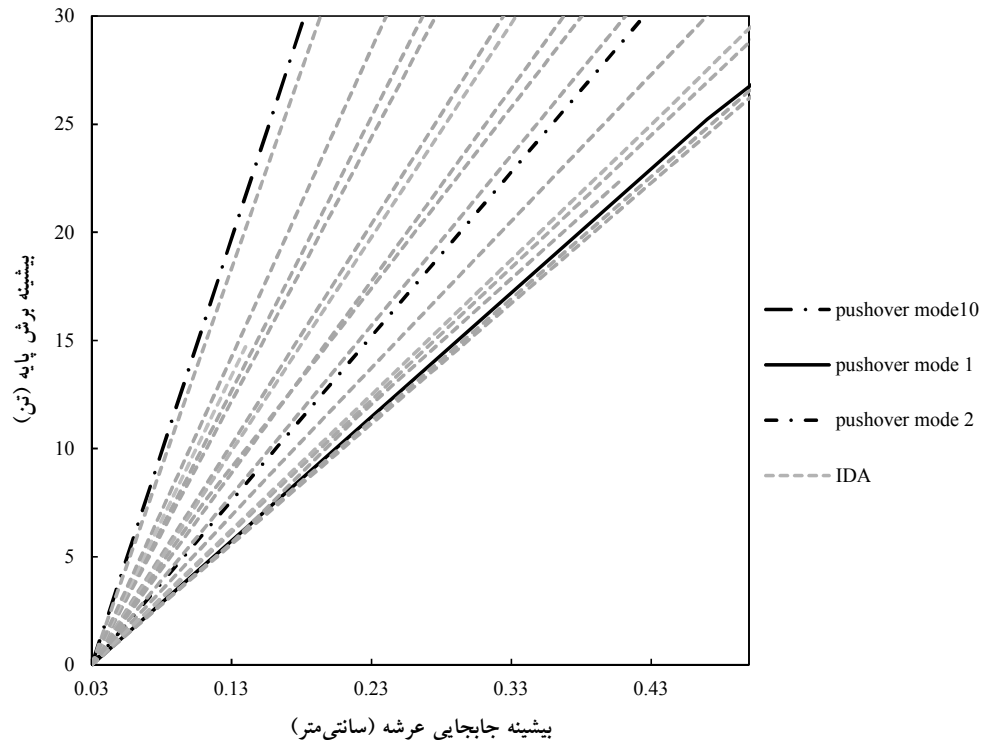
شکل ۱۳. نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده مدل دوم بر حسب معیار شدت PGA



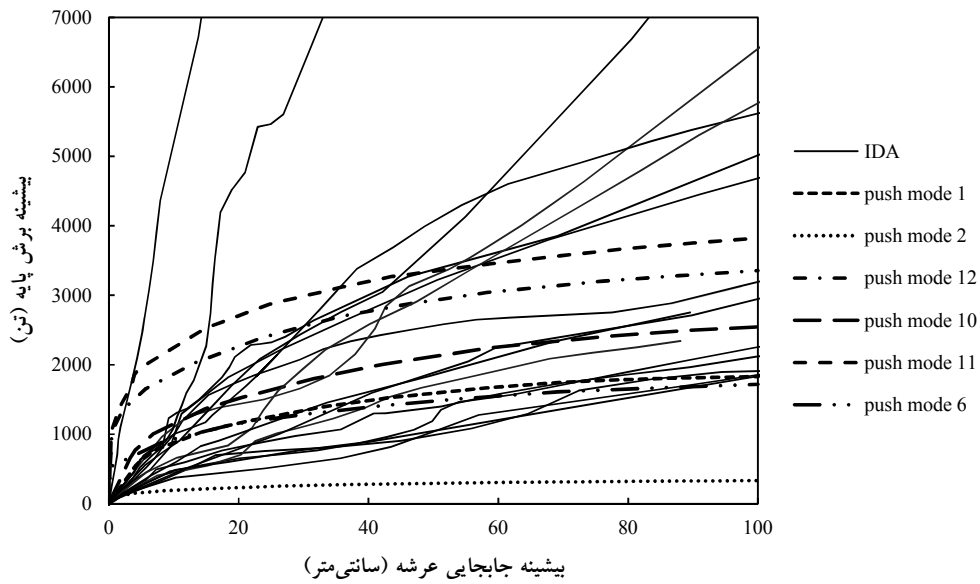
شکل ۱۴. نتایج تحلیل پوش اور استاتیکی مدل اول



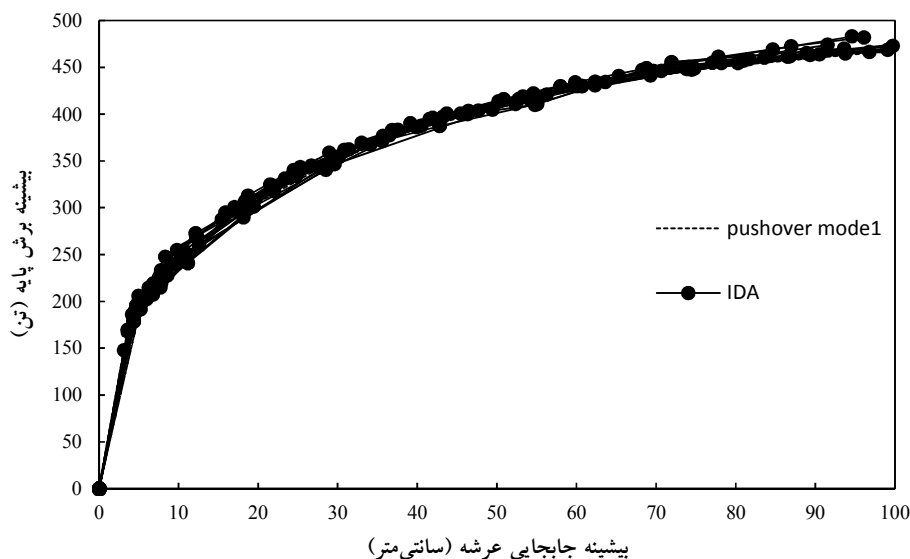
شکل ۱۵. نتایج تحلیل پوش اور استاتیکی مدل اول



شکل ۱۶. نتایج تحلیل دینامیکی و پوش اور استاتیکی مدل اول (قسمت الاستیک)



شکل ۱۷. نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده ۱۷ شتاب‌نگاشت و پوش اور استاتیکی مدل اول



شکل ۱۸. نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده ۱۷ شتاب‌نگاشت و پوش‌اور استاتیکی مدل دوم

پوش‌اور استاتیکی به علت نبود مود غالب حرکتی در سازه شباهتی به نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده ندارد. البته همان‌طور که پیش‌تر ذکر شد سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف، نتایج مختلفی تحت تحلیل‌های دینامیکی فزاینده نشان می‌دهد. رفتار لرزه‌ای سازه، ترکیبی از مدهای حرکتی سازه می‌باشد. با تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه مشخصات دینامیکی سازه تغییر کرده و مدهای حرکتی سازه نیز تغییر می‌کنند. بنابراین امکان ترکیب نتایج تحلیل پوش‌اور استاتیکی و به دست آوردن رفتار لرزه‌ای دقیق سازه به‌سادگی امکان‌پذیر نمی‌باشد.

مدل دوم: سازه با جرم متمرکز روی عرشه

در حالتی که سازه دارای مود حرکتی غالب باشد $(\frac{M_{eff.1}}{M_{total}} > 75\%)$ ، انتظار می‌رود نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده و تحلیل پوش‌اور استاتیکی شباهت بیشتری به یکدیگر داشته باشند. در مدل دوم، با حذف جرم اعضای سازه‌ای قوس، توزیع جرم سازه متمرکزتر شده و سازه دارای مود غالب حرکتی می‌گردد. در این حالت نسبت جرم مؤثر مود اول برابر ۰/۹۰۳ می‌باشد و انتظار می‌رود تغییر شکل سازه تحت نیروی زلزله به صورت تغییر شکل مود اول سازه

با توجه به مقایسه نتایج تحلیل پوش‌اور استاتیکی و تحلیل دینامیکی فزاینده برای سازه مورد نظر در محدوده رفتار الاستیک سازه (قبل از تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضا) شکل ۱۶، مشاهده می‌شود تحلیل پوش‌اور استاتیکی به علت عدم وجود مود غالب در رفتار لرزه‌ای سازه، قادر به تشخیص دقیق رفتار سازه نمی‌باشد. اما همان‌طور که در شکل ۱۶ مشاهده می‌شود، با توجه به رفتار سازه تحت ترکیب چندین مود سازه‌ای به صورت همزمان، تحلیل پوش‌اور قادر به تشخیص محدوده رفتار الاستیک سازه می‌باشد. همچنین همان‌طور که انتظار می‌رفت، شیب نمودار پوش‌اور با افزایش دوره تناوب مود بارگذاری شده کاهش می‌یابد. در شکل ۱۶ خط‌های توپر نتایج تحلیل پوش‌اور سه مود اول، دوم و دهم می‌باشد که شیب آن‌ها به ترتیب افزایش می‌یابد.

جهت مقایسه کلی رفتار سازه تحت تحلیل پوش‌اور استاتیکی و تحلیل دینامیکی فزاینده، تحلیل پوش‌اور به صورت بیشینه برش پایه سازه در برابر حداکثر جابه‌جایی عرشه برای مدهای تأثیرگذار در جهت طولی ارائه شده است شکل ۱۷. همان‌طور که از مقایسه نتایج تحلیل‌های پوش‌اور استاتیکی و دینامیکی فزاینده قابل مشاهده است، نتایج تحلیل

سازه ادامه پیدا کرده است. در این پژوهش جهت بررسی دقت نتایج این تحلیل، سازه مورد نظر در پنج حالت مختلف تحت بارگذاری هارمونیک با دوره تناوب‌های ۰/۲، ۰/۴، ۰/۶، ۰/۸ و ۱ تحلیل شده است. نتایج تحلیل سازه تحت تحلیل دینامیکی فزاینده با شتاب‌نگاشت زلزله و شتاب‌نگاشت هارمونیک در دوره تناوب‌های مشابه شتاب‌نگاشت‌ها در ادامه ارائه شده است.

در شکل ۱۹ الی ۲۳ مشاهده می‌شود، نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده با استفاده از شتاب‌نگاشت زلزله و شتاب‌نگاشت هارمونیک برای دوره‌تناوب‌های مشابه ارائه شده است.

همان‌طور که در شکل ۱۹ مشاهده می‌شود، نتایج تحلیل دینامیکی توسط شتاب‌نگاشت هارمونیک با دوره تناوب ۰/۲ ثانیه و شتاب‌نگاشت‌هایی با دوره تناوب‌های مشابه ارائه شده‌اند. یکی از مهم‌ترین علل یکسان نبودن نمودارهای ارائه شده وجود مودهای حرکتی فراوانی در دوره‌تناوب‌های کم می‌باشد. به همین علت امکان تحریک مودهای فراوانی در این محدوده فرکانسی وجود دارد. همچنین شتاب‌نگاشت‌های *Pomona* و *Sfern, Tabas* همان‌طور که در طیف الاستیک آن‌ها مشاهده می‌شود دارای چندین قله می‌باشند و به همین علت امکان تحریک مودهای بیشتری از سازه را دارا می‌باشند.

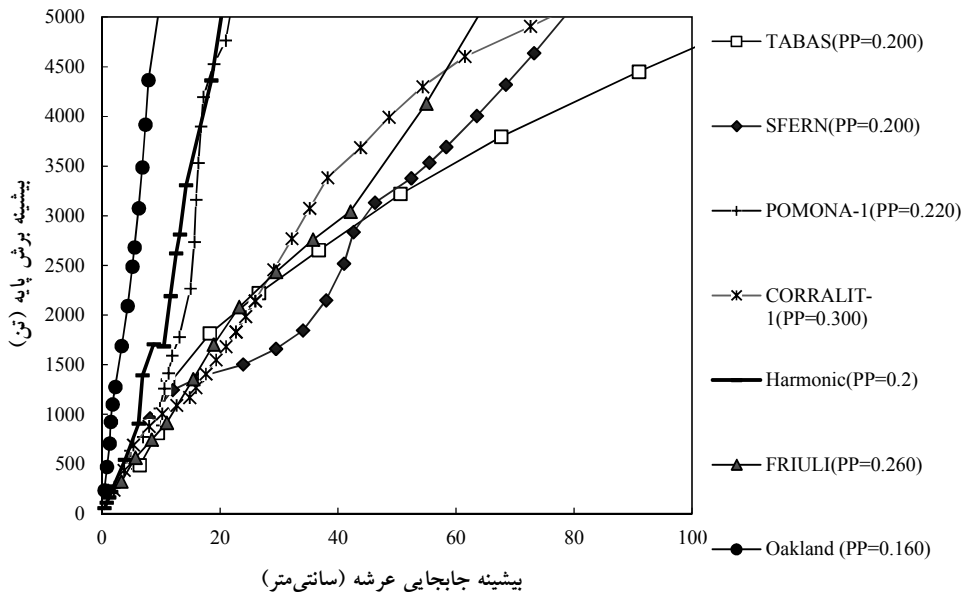
در شکل ۲۰ نتایج تحلیل دینامیکی توسط شتاب‌نگاشت هارمونیک با دوره تناوب ۰/۴ ثانیه و شتاب‌نگاشت‌هایی با دوره تناوب‌های مشابه ارائه شده‌اند. همان‌طور که مشاهده می‌شود در این محدوده دوره تناوب نتایج دارای دقت مناسب‌تری نسبت به دوره تناوب‌های کوچک‌تر بوده و شباهت بیشتری به یکدیگر دارند که علت آن کمتر شدن مودهای حرکتی در این محدوده می‌باشد.

باشد. بنابراین الگوی پوش کردن مود اول سازه برابر با نحوه تغییر شکل سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ای متفاوت می‌باشد. همان‌طور که در شکل ۱۸ مشاهده می‌شود، نتایج تحلیل پوش‌آور استاتیکی با الگوی بار مود اول سازه و تحلیل دینامیکی فزاینده با ۵ شتاب‌نگاشت با دوره‌تناوب‌های مختلف بر روی مدل دوم بسیار به یکدیگر شبیه می‌باشند. این شباهت بسیار زیاد ناشی از فعال‌شدن تنها مود اول سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف و ایجاد یک نوع مکانیزم شکست در سازه می‌باشد.

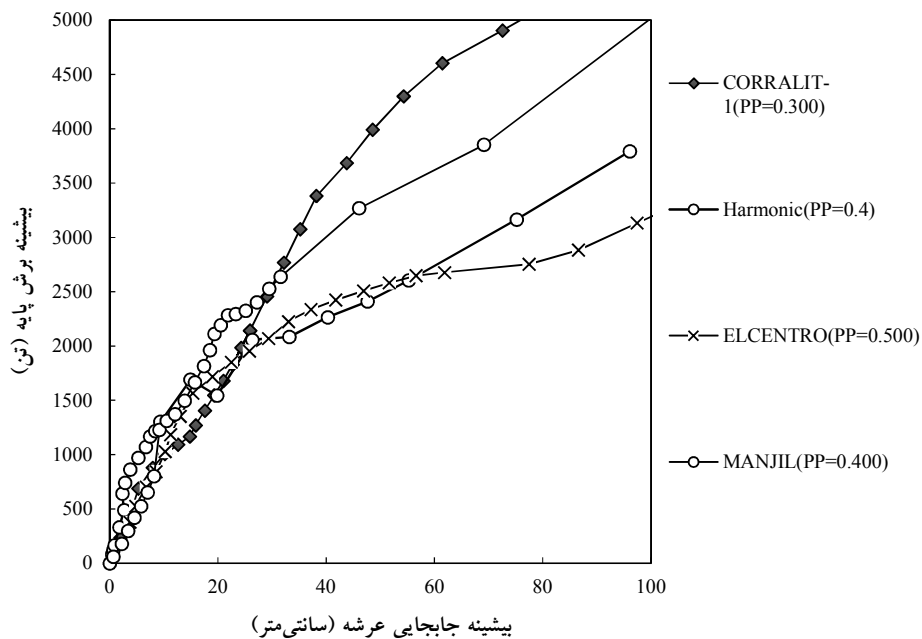
تحلیل دینامیکی فزاینده با استفاده از شتاب‌نگاشت

سینوسی

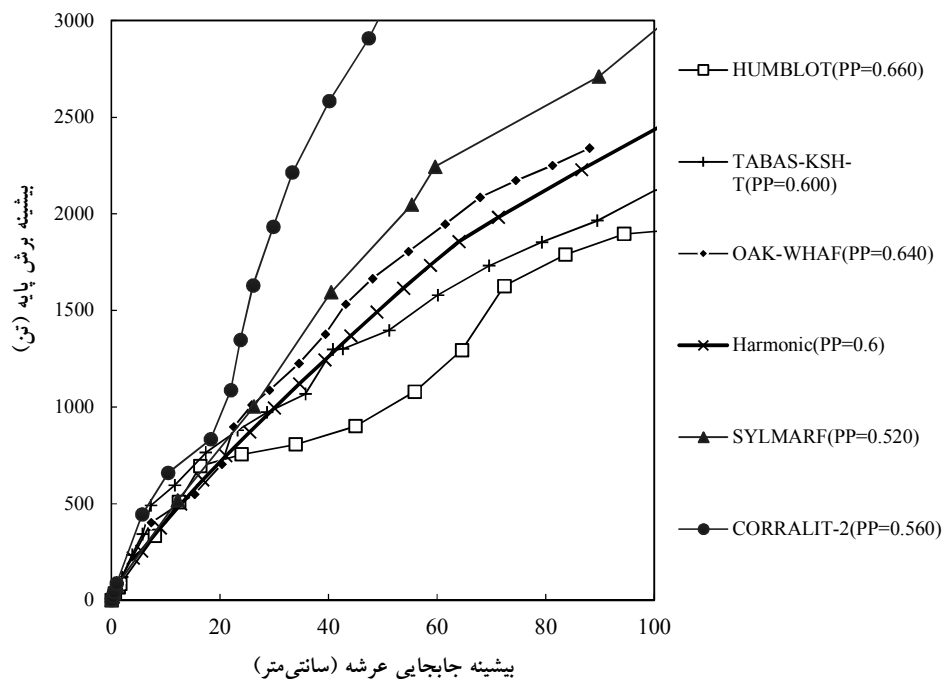
همان‌طور که بخش‌های قبل مشاهده شد، با توجه به توزیع جرم سازه مورد نظر و عدم وجود مود حرکتی غالب، رفتار لرزه‌ای سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف متفاوت بوده و بستگی به دوره تناوب غالب شتاب‌نگاشت اعمالی به سازه و این‌که کدام مود حرکتی سازه تحریک شود دارد. همچنین تحلیل دینامیکی فزاینده یک تحلیل بسیار زمان‌بر بوده که برای به‌دست‌آوردن نتایج دقیق‌تر می‌بایست این تحلیل تحت چندین شتاب‌نگاشت انجام شود. در این پژوهش جهت کاهش زمان انجام تحلیل دینامیکی فزاینده، تحلیل دینامیکی فزاینده با استفاده از شتاب‌نگاشت هارمونیک مورد بررسی قرار گرفته است. در این تحلیل با کاهش مدت زمان اعمال شتاب‌نگاشت به سازه و تحلیل صرفاً یک شتاب‌نگاشت برای یک دوره تناوب مشخص می‌توان مدت زمان تحلیل را به‌صورت چشم‌گیری نسبت به انجام تحلیل دینامیکی فزاینده با شتاب‌نگاشت‌های زلزله کاهش داد. مدت زمان انجام این تحلیل به نحوی در نظر گرفته شده است که سازه تحت بارگذاری به ارتعاش مانا برسد و بعد از بارگذاری نیز تحلیل تا مدت زمان حداقل یک ارتعاش آزاد



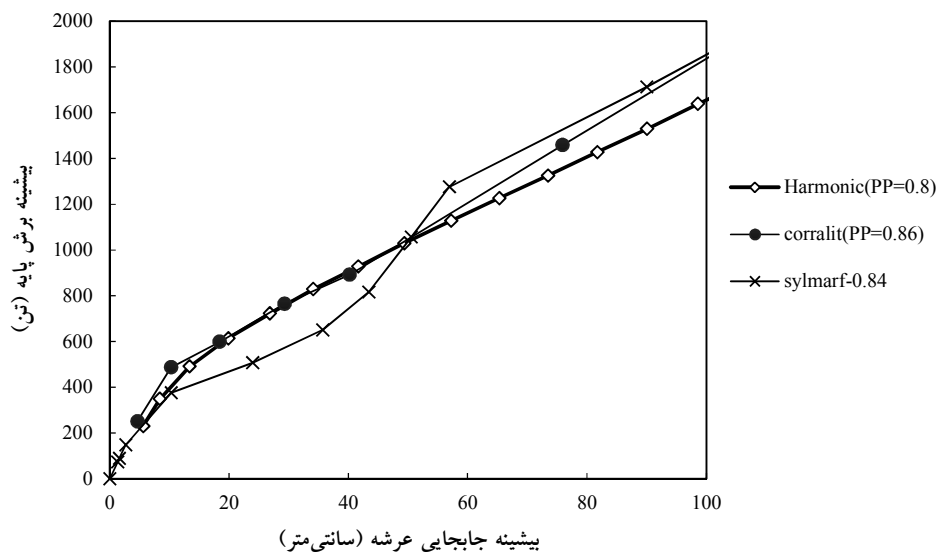
شکل ۱۹. نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده با شتاب‌نگاشت زلزله و هارمونیک (دوره تناوب غالب شتاب‌نگاشت = $0.3 - 0.16$)



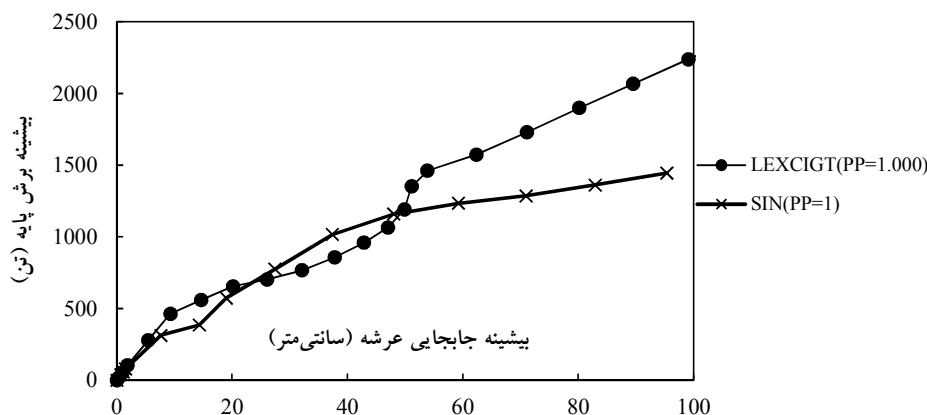
شکل ۲۰. نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده با شتاب‌نگاشت زلزله و هارمونیک (دوره تناوب غالب شتاب‌نگاشت = $0.5 - 0.3$)



شکل ۲۱. نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده با شتاب‌نگاشت زلزله و هارمونیک (دوره تناوب غالب شتاب‌نگاشت = $0.76 - 0.52$)



شکل ۲۲. نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده با شتاب‌نگاشت زلزله و هارمونیک (دوره تناوب غالب شتاب‌نگاشت = $0.86 - 0.8$)



شکل ۲۲. نتایج تحلیل های دینامیکی فزاینده با شتابنگاشت زلزله و هارمونیک (دوره تناوب غالب شتابنگاشت = ۱)

شتابنگاشت سینوسی پرداخته است. نتایج به دست آمده از این تحلیل به شرح زیر می باشد:

۱- نتایج تحلیل مودال سازه نشان داده است که سازه حاضر دارای تنها یک مود غالب نمی باشد. بنابراین احتمال فعال شدن مودهای بالاتر سازه وجود خواهد داشت.

۲- بررسی نتایج به دست آمده از تحلیل دینامیکی فزاینده نشان می دهد که در زلزله های با دوره تناوب غالب کوچکتر، حداکثر برش پایه سازه بیشتر می گردد و تغییر مکان های سازه نیز کمتر خواهد بود. یکی از دلایل این مسئله تحریک مودهای با جرم موثر کمتر در تغییر شکل طولی سازه می باشد.

۳- مقایسه نتایج به دست آمده از تحلیل پوش اور و تحلیل IDA نمایانگر عدم دقت کافی روش تحلیل پوش اور استاتیکی در مورد این نوع سازه ها (نامنظم جرمی) می باشد. با توجه به عدم وجود یک مود غالب حرکتی، تعیین الگوی بارگذاری تحلیل پوش اور امکان پذیر نمی باشد. با حذف جرم قوس فولادی و تبدیل این سازه به یک سازه منظم جرمی نتایج تحلیل پوش اور استاتیکی و تحلیل دینامیکی فزاینده با دقت زیادی با هم برابر گردیده است.

۴- انتخاب شتابنگاشت های سینوسی به جای شتابنگاشت های زلزله می تواند مدت زمان انجام تحلیل را با دقت نتایج خوبی به صورت چشم گیری کاهش داد. درحالی که دوره تناوب غالب شتابنگاشت یک مقدار خاص نداشته باشد و در دوره تناوب هایی که چندین مود مؤثر نزدیک آن وجود دارد، دقت این روش کاهش پیدامی کند.

در شکل ۲۱ و ۲۳ نتایج تحلیل دینامیکی توسط شتابنگاشت هارمونیک با دوره تناوب ۰/۶، ۰/۸ و ۱ ثانیه و شتابنگاشت هایی با دوره تناوب های مشابه آن ها ارائه شده اند. همان طور که مشاهده می شود دقت نتایج بازهم نسبت به نتایج دوره تناوب های کوچکتر، بیشتر گردیده است. در مورد شتابنگاشت های Corralit-2 و Lexcigt به علت وجود چندین قله در طیف الاستیک آن نتایج دارای خطای قابل توجهی می باشد. به طور کلی تفاوت نتایج دو تحلیل در دوره تناوب های کوچکتر بیشتر می باشد زیرا تعداد مودهای حرکتی سازه در دوره تناوب های کوچکتر بیشتر می باشد و سازه تحت مودهای حرکتی متفاوتی تحریک می گردد. هرچه شکل طیف زلزله به حالت تک قله ای نزدیک تر باشد پاسخ تحلیل IDA با تحلیل هارمونیک به هم تشابه بیشتری پیدا می کنند. در حالتی که طیف شتابنگاشت دارای چندین قله بوده و دارای چندین دوره تناوب غالب باشد، دقت تحلیل هارمونیک کاهش پیدا کرده و نمی توان از آن به عنوان روش جایگزین استفاده نمود.

۸- نتیجه گیری

این پژوهش به بررسی رفتار لرزه ای پل های قوسی فولادی (به عنوان یک سازه نامنظم جرمی) با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده و دقت تحلیل های طیفی، پوش اور استاتیکی و تحلیل دینامیکی فزاینده با استفاده از

prevention of concrete-filled thin-walled steel tubular arches.", Elsevier.

-Liu, Y. and H. Hikosaka, (2000), "Nonlinear seismic response analysis of deck-type pipe arch bridge." *Procs. of the Third Symposium on Nonlinear Numerical Analysis and its Application to Seismic Design of Steel Structures 3*: pp.173-178.

-Lu, Z., H. Ge and T. Usami, (2004), "Applicability of pushover analysis-based seismic performance evaluation procedure for steel arch bridges.", Elsevier.

-Lu, Z., T. Usami and H. Ge., (2004), "Seismic performance evaluation of steel arch bridges against major earthquakes.", Elsevier.

-Okumura, T. and Y. Goto, (2001), "Ultimate in-plane behavior of upper-deck type steel arch bridges under seismic loads." *Proceedings of First International Conferences on Steel & Composite Structures*.

-Su, L., S. Dong and S. Kato, (2007), "Seismic design for steel trussed arch to multi-support excitations.", Elsevier.

-Usami, T., Y. Zheng and H. Ge., (2001), "Seismic design method for thin-walled steel frame structures.", Elsevier.

-Vamvatsikos, D. and C. Allin Cornell, (2005), *Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis*, Department of Civil and Environmental Engineering Stanford University.

-Vamvatsikos, D. and C. Cornell, (2004), "Applied incremental dynamic analysis.", Elsevier.

-Wu, X., C. Liu, W. Wang and Y. Wang, (2015), "In-plane strength and design of fixed concrete-filled steel tubular parabolic arches.", Elsevier.

-Zheng, Y., T. Usami and H. Ge., (2003), "Seismic response predictions of multi-span steel bridges through pushover analysis.", Elsevier.

-Zhang, D., X. Li, W. Yan, W. Xie and M. Pandey, (2013), "Stochastic seismic analysis of a concrete-filled steel tubular (CFST) arch.

-Bai, F., H. Hao and H. Li, (2010), "Seismic response of a steel trussed arch structure to spatially varying earthquake ground motions including site effect.", Elsevier.

-Dou, C., Y. Guo, S. Zhao and Y. Pi, (2013), "Bradford MA. Elastic out-of-plane buckling load of circular steel tubular truss arches incorporating shearing effects.", Elsevier.

-Guo, Y., S. Zhao and C. Dou, (2014), "Out-of-plane elastic buckling behavior of hinged planar truss arch with lateral bracings.", Elsevier.

-Guo, Y., S. Zhao, C. Dou and Y. Pi, (2013), "Out-of-plane strength design of spatially trussed arches with a rectangular lattice section.", Elsevier.

-Han, Q., Y. Lu and Q. Zhao, (2015), "Evaluation for earthquake-resistant capability of un-landing steel arch.", Elsevier.

-Han, Q., Y. Xu, Y. Lu, J. Xu and Q. Zhao, (2015), "Failure mechanism of steel arch trusses: shaking table testing and FEM analysis.", Elsevier.

-Isakovic, T. and M. Fischinger, (2000), "Regularity indices for bridge structures.", *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand*.

-Iwatsubo, K., T. Yamao, M. Ogushi and T. Okamoto, (1998), "Cyclic bending behavior of stiffened steel members", *Procs. of the Second Symposium on Nonlinear Numerical Analysis and its Application to Seismic Design of Steel Structures*: pp.233-240.

-Kitada, T., H. Nakai, M. Kunihiro and N. Harada, (1994), "Study on interaction curve for ultimate strength of unstiffened and stiffened thin-walled box cross section subjected to compression and bending." *Journal of Structural Engineering* 40 A: pp. 331-342.

-Liu, C., Y. Wang, W. Wang and X. Wu (2014), "Seismic performance and collapse bridge under tridirectional multiple excitations.", Elsevier.