

توسعه رویکردی کاربردی برای تحلیل لرزه‌ای احتمالاتی پل‌های ترکیه‌ای با در نظرگیری همزمان دقت و حجم محاسبات

وحید آخوندزاده نوقابی^{۱*}، خسرو برگی^۲

۱- دکتری مهندسی زلزله - دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران

۲- استاد - دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران

akhoondzade@ut.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۱/۱۲/۱۰

تاریخ دریافت: ۱۴۰۱/۰۸/۲۵

چکیده

روش‌های مختلف تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها عموماً شامل تحلیل دینامیکی فزاینده، تحلیل تاریخچه زمانی و تحلیل پوش‌آور استاتیکی هستند که به همین ترتیب دارای روند کاهشی در حجم محاسبات و دقت محاسبه پاسخ‌های لرزه‌ای هستند. در علم مهندسی سازه و زلزله مسائل در برگیرنده تحلیل‌های لرزه‌ای احتمالاتی از قبیل ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای نیازمند تکرار زیاد آنالیزهای لرزه‌ای زمانبر روی مدل اجزای محدود هستند. این موضوع به لحاظ افزایش چشمگیر حجم محاسبات به ویژه در مورد سازه‌های بزرگ - مقیاس مشابه پل‌های ترکیه‌ای به عنوان مانعی بزرگ برای کارایی محاسباتی فرآیند حل مسئله بشمار می‌رود. بنابراین در این مقاله سعی خواهد شد به توسعه و متناسب‌سازی رویکرد روش پوش‌آور استاتیکی با رفتار لرزه‌ای پل ترکیه‌ای پرداخته شود به شکلی که تمام مدهای رفتاری خطی و غیرخطی با اهمیت، برای ثبت پاسخ‌های لرزه‌ای در نقطه عملکرد سازه، مدنظر قرار گیرد. بدین ترتیب رویکرد مذکور و همچنین سایر رویکردهای دقیق‌تر موجود شامل تحلیل دینامیکی فزاینده و تحلیل تاریخچه زمانی، ضمن در نظر گرفتن عدم قطعیت موجود در پارامترهای سازه‌ای و لرزه‌ای، در راستای تخمین توزیع احتمالاتی چهار پاسخ لرزه‌ای با اهمیت در سه نمونه پل ترکیه‌ای موجود در ایران بکار بسته می‌شوند. سپس برای اعتبار سنجی رویکرد پیشنهادی فوق‌الذکر تحت عنوان روش پوش‌آور استاتیکی توسعه یافته، توجیه کامل خطاهای نسبتاً اندک موجود در پاسخ‌های این روش با ذکر دلایل و جزئیات کافی صورت خواهد پذیرفت تا کارایی محاسباتی آن در ارزیابی رفتار لرزه‌ای پل ترکیه‌ای تبیین شود. در گام بعدی منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای مربوط به اعضای مختلف پل‌های مورد مطالعه بعنوان محصل نهایی آنالیز لرزه‌ای احتمالاتی تولید می‌شوند. برای جامعیت راستی‌آزمایی و در راستای توصیه روش پوش‌آور استاتیکی توسعه یافته در مورد پل‌های ترکیه‌ای، ارتباط بین دقت روش‌ها در تخمین پاسخ‌های لرزه‌ای و شکنندگی لرزه‌ای نیز مورد بحث واقع خواهد شد. در انتها و پس از مقایسه نتایج و حجم محاسبات روش‌های مختلف، این تحقیق نشان می‌دهد رویکرد پیشنهادی در تخمین تقاضا و شکنندگی لرزه‌ای پل ترکیه‌ای از دقت بسیار خوبی برخوردار بوده و در عین حال منجر به کاهش چشمگیر حجم محاسبات نسبت به روش‌های موجود نیز شده است.

واژگان کلیدی: تحلیل لرزه‌ای احتمالاتی، عدم قطعیت رکورد، روش پوش‌آور استاتیکی توسعه یافته، پل ترکیه‌ای، شکنندگی لرزه‌ای

۱- مقدمه

می‌شود که فرآیند ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای بخش مهمی از آن

به شمار می‌رود. کمی‌سازی عدم قطعیت به عنوان یک موضوع چالش‌برانگیز در این فرآیند باید به منظور بهبود کارایی

امروزه ارزیابی خطرپذیری لرزه‌ای به عنوان یکی از بحث‌انگیزترین زمینه‌های تحقیقاتی در مهندسی زلزله شناخته

محاسباتی آن مورد توجه قرار گیرد. اصطلاح "کمی سازی عدم قطعیت" در پژوهش حاضر به چگونگی در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مربوط به رفتار لرزه‌ای در هرگونه مسئله مهندسی سازه و زلزله که شامل تحلیل‌های لرزه‌ای در فرم احتمالاتی باشد، اشاره دارد. عدم قطعیت فوق‌الذکر بیشتر به دو دسته عدم قطعیت در پارامترهای وابسته به رفتار سازه‌ای از قبیل پارامترهای مکانیکی مصالح و یا پارامترهای هندسی مقاطع، و همچنین پارامترهای وابسته به تحریک لرزه‌ای از قبیل شتاب رکورد، فرکانس غالب رکورد و خلاصه تنوع رکورد اعمال شده به سازه تقسیم می‌شوند.

بر اساس مرور ادبیات فنی موجود در زمینه تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ها از قبیل [1]، برای در نظر گرفتن عدم قطعیت موجود در پارامترهای سازه‌ای از روش‌های مبتنی بر شبیه‌سازی شامل نمونه‌برداری به روش‌های مونت کارلو^۱، لاتین هایپرکیوب^۲، و یا طراحی یکنواخت^۳ استفاده می‌شود. از سوی دیگر عدم قطعیت ذاتی در تحریک لرزه‌ای تحت عنوان عدم قطعیت رکورد به رکورد زلزله، بیشتر با استفاده از اعمال رکوردهای متنوع متناسب با لرزه‌خیزی منطقه مورد مطالعه به سازه، از طریق یکی از روش‌های رایج تحلیل لرزه‌ای در نظر گرفته می‌شود. رایج ترین روش‌های تحلیل لرزه‌ای شامل تحلیل دینامیکی فزاینده^۴ به عنوان زمان‌برترین و دقیق‌ترین روش، تحلیل تاریخچه زمانی^۵ به عنوان پرکاربردترین، و روش طیف ظرفیت^۶ شامل تحلیل پوش‌آور استاتیکی به عنوان سریع‌ترین روش، می‌باشند. چالش انتخاب بین روش‌های مختلف فوق‌الذکر، چه برای نمونه‌گیری و چه برای تحلیل لرزه‌ای، در این است که حجم محاسبات با دقت روش نسبت مستقیمی دارد. امروزه اگرچه با توسعه سیستم‌های ابررایانشی سرعت محاسبات بسیار افزایش یافته است، اما همواره کاهش تلاش محاسباتی با حفظ دقت یکی از مشکلات چالش برانگیز اصلی مطالعات مهندسی سازه است. زیرا اولاً، ممکن است سیستم‌های ابررایانشی در دسترس همه محققین نباشد. ثانیاً در مسائلی از مهندسی سازه و زلزله که در برگیرنده فرم احتمالاتی

تحلیل لرزه‌ای با در نظرگیری عدم قطعیت‌های مختلف هستند (مثل ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ها یا بهینه سازی مبتنی بر قابلیت اعتماد) تکرارهای بیشمار تحلیل لرزه‌ای زمانبر یک مانع محاسباتی بزرگ محسوب می‌شود. به عنوان تولید فرامدل‌های جایگزین آنالیزهای اجزای محدود زمانبر، از قبیل مدل‌های رویه پاسخ، شبکه عصبی مصنوعی و ماشین بردار پشتیبان یکی از زمینه‌های تحقیقاتی‌ای است که دقیقاً در همین زمینه تلاش می‌کند. بنابراین در راستای بالا بردن کارایی محاسباتی آنالیزهای لرزه‌ای ضرورت دارد به بهبود و متناسب سازی رویکرد روش‌های با حجم محاسباتی کمتر پرداخته به نحوی که بتوان تا حد امکان دقت آنها را به روش‌های پیچیده‌ی موجود نزدیک نمود. از سوی دیگر نیز اگرچه فرآیند ارزیابی لرزه‌ای پل‌های ترکیه‌ای در مطالعات مختلف به کار گرفته شده، اما تحلیل‌های لرزه‌ای زمان‌بر این نوع پیچیده از سازه پل، ارائه رویکردی با هزینه محاسباتی کمتر و در عین حال دقت کافی را ضروری می‌سازد [6].

در این تحقیق انتخاب روش نمونه‌گیری برای در نظر گرفتن عدم قطعیت پارامترهای سازه‌ای چندان مورد بحث نبوده و عدم قطعیت در رکورد زلزله که نیازمند بهره‌گیری از یکی از روش‌های تحلیل لرزه‌ای برای اعمال رکوردها است، چالش اصلی پیش‌رو است. در این زمینه و در مرور ادبیات فنی مرتبط با ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای پل‌ها، IDA توسط مرجع [2]، THA توسط [3] و CSM توسط [4] استفاده شده است. همچنین محققین زیادی روش‌های پیشنهادی خود را که همراه با کاهش هزینه محاسباتی بوده‌اند به عنوان جایگزینی مناسب برای IDA ارائه و اعتبارسنجی کرده‌اند شامل: روش تحلیل پوش‌آور فزاینده برای پل‌های بتن آرمه‌ی بزرگراهی در مرجع [5]، روش زمان-دوام برای پل‌های ترکیه‌ای در [6]، روش زمان-دوام بهبودیافته برای پل‌های با پایه عمیق در آب در [7]، و پوش‌آور سیکلیک برای پل‌های دارای انحنا صفحه‌در [4]. در این راستا، استفاده از CSM متشکل از تحلیل پوش‌آور استاتیکی علیرغم فرضیات ساده‌شونده‌ی موجود در آن در مطالعات مربوط به

4. Incremental Dynamic Analysis (IDA)
5. Time History Analysis (THA)
6. Capacity Spectrum Method (CSM)

1. Monte carlo sampling
2. Latin hypercube sampling
3. Uniform design sampling

رفتار لرزه‌ای پل‌ها از قبیل [4,5,8] به وفور به چشم می‌خورد و توانسته در کاهش حجم محاسبات بسیار موثر عمل نماید. در همین راستا، رویکرد مقاله حاضر شامل متناسب‌سازی تمام جزئیات مورد نیاز برای هماهنگی رویکرد روش پوش‌آور استاتیکی با رفتار لرزه‌ای پل‌های ترکیه‌ای به عنوان یک سیستم بزرگ مقیاس و متفاوت از سایر انواع پل خواهد بود. از این پس در این مقاله از این رویکرد بعنوان روش پوش‌آور استاتیکی توسعه‌یافته غیرخطی^۱ یاد خواهد شد که برای اولین بار در این مطالعه برای تحلیل لرزه‌ای احتمالاتی پل ترکیه‌ای ضمن مقایسه با روش‌های دینامیکی دقیق‌تر بکار بسته خواهد شد. اعتبار-سنجی رویکرد پیشنهادی (DNSP) از طریق مقایسه آن با روش‌های دینامیکی دقیق‌تر شامل IDA و THA صورت می‌پذیرد، به گونه‌ای که بتواند تا حد امکان بیشترین دقت و در عین حال کمترین حجم محاسبات را در مقایسه با آنها از خود نشان دهد. قابل ذکر است دقت رویکرد DNSP که قرار است در انتهای این مقاله برای تحلیل لرزه‌ای احتمالاتی پل‌های ترکیه‌ای به سایر محققین پیشنهاد شود، در دو مرحله مختلف شامل تبیین دقت در تخمین پاسخ‌های لرزه‌ای و سپس درستی‌آزمایی آن در ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای این سازه مورد مطالعه قرار خواهد گرفت. جزئیات این اعتبارسنجی در دو مرحله به تفکیک ارائه و ارتباط منطقی بین خطای آنها نیز مورد بحث واقع خواهد شد. همچنین بحث و استدلال‌های کافی برای توجیه خطاهای قابل چشم‌پوشی روش پیشنهادی به تفکیک برای چهار پاسخ لرزه‌ای در سه نمونه موردی از پل ترکیه‌ای ارائه می‌شود. قابل چشم‌پوشی بودن خطاهای مذکور نیز پس از ارائه نتایج نسبی مرتبط با حجم محاسباتی رویکرد مذکور در مقایسه با روش‌های موجود، برای خواننده روشن خواهد شد.

۲- فرآیند ارزیابی لرزه‌ای احتمالاتی

تحلیل یا ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها را می‌توان در دو دسته ارزیابی تعینی یا احتمالاتی دسته‌بندی نمود. ارزیابی لرزه‌ای در فرم رایج تعینی را می‌توان محاسبه‌ی پاسخ لرزه‌ای قطعی برای یک سازه با مشخصات مکانیکی و هندسی ثابت (صرف نظر از عدم

قطعیت‌های ممکن) تحت یک رکورد زلزله‌ی مشخص، تعریف نمود. اما در صورتی که ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها در فرم احتمالاتی مدنظر باشد تعریف و فرآیند متفاوتی خواهد داشت که با اهدافی از قبیل ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای، ارزیابی خطرپذیری و یا تاب‌آوری لرزه‌ای و یا بهینه‌سازی طراحی سازه‌ها براساس قابلیت اعتماد، در ادبیات فنی مهندسی سازه و زلزله قابل مشاهده هستند. ارزیابی لرزه‌ای احتمالاتی بدین صورت است که عدم قطعیت‌های موجود در مساله تحلیل لرزه‌ای را غالباً در دو دسته عدم قطعیت در پارامترهای سازه‌ای و عدم قطعیت در رکورد زلزله لحاظ می‌نماید. در این حالت در واقع به جای یک پاسخ لرزه‌ای قطعی، برای هر زوج مرتبی از سازه - رکورد که از روش‌های نمونه‌گیری تولید می‌شود یک پاسخ لرزه‌ای حاصل و نهایتاً توزیعی احتمالاتی برای پاسخ‌های لرزه‌ای بدست می‌دهند. این توزیع احتمالاتی تقاضاهای لرزه‌ای در محاسبه مفاهیم نوین موجود در چارچوب مهندسی زلزله براساس عملکرد شامل اندیس قابلیت اعتماد، شکنندگی عضو یا سیستم سازه‌ای، خطرپذیری لرزه‌ای و یا تاب‌آوری لرزه‌ای در ادبیات فنی کاربرد فراوانی دارد. طبق تفاسیر فوق در راستای تولید توزیع احتمالاتی پاسخ‌های لرزه‌ای دو چالش اساسی پیش‌روی حل مساله وجود دارد که شامل در نظرگرفتن عدم قطعیت‌های موجود در پارامترهای سازه‌ای و تحریک لرزه‌ای بوده که به ترتیب توسط روش‌های نمونه‌گیری و اعمال رکورد زلزله از طریق روش‌های آنالیز لرزه‌ای قابل انجام است. در این مقاله روش نمونه‌گیری و تولید زوج مرتب-های سازه و رکورد مدنظر نبوده و مطابق تحقیقات پیشین نویسندگان [9,10] از نمونه‌گیری براساس طراحی یکنواخت استفاده خواهد شد. اما پس از تولید نمونه‌های سازه-رکورد، برای اعمال رکورد زلزله به سازه نسبتاً پیچیده پل ترکیه‌ای روش پوش‌آور استاتیکی توسعه یافته غیرخطی (DNSP) که برای هماهنگی با رفتار لرزه‌ای و غیرخطی این نوع پل توسعه یافته است، در ادامه ارائه می‌شود. این روش سعی خواهد کرد با وجود حجم محاسباتی کاهش یافته بتواند دقت کافی را در

شکل ۱. روش انتخاب مدها و اثر آنها

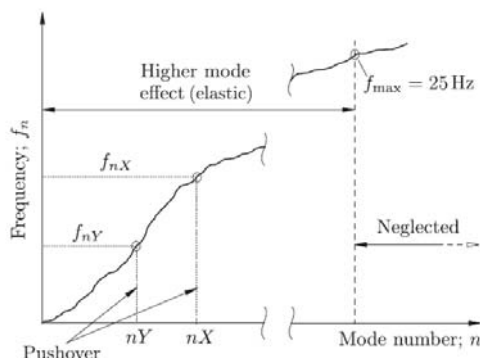


Fig. 1. Mode selection and their effect

شکل ۲. خلاصه رویکرد روش بار افزون استاتیکی غیرخطی توسعه یافته

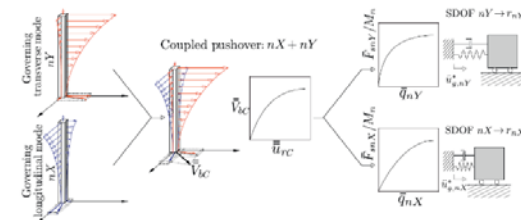


Fig. 2. Summary of DNSP approach

در رویکرد DNSP از سوی دیگر طیف تقاضا که نشان دهنده تاثیر رکورد زلزله بر سازه است، به شکل طیف رکورد در فضای دو بعدی شتاب طیفی - پیرو برای سازه‌ها قابل تعیین است. اما مبنای روش DNSP، تعیین منحنی‌های تقاضا و ظرفیت در فرم طیف پاسخ شتاب-جابجایی^۳ برای سیستم یکدرجه آزادی می‌باشد. پروسه کلی تبدیل منحنی‌های تقاضا و ظرفیت به فرم ADRS براساس پیشنهادات [13,14] و با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی پل ترکه‌ای قابل انجام است.

فرآیند فوق نهایتاً منجر به تعیین نقطه عملکرد سازه به ازای اعمال هریک از رکوردهای زلزله در دو جهت طولی و عرضی خواهد شد. بدین ترتیب برای هریک از رکوردهای زلزله مد نظر دو نقطه عملکرد در اثر اعمال زلزله عرضی و یا طولی برای سازه بدست خواهد آمد. اما از آن جا که در تحقیق حاضر باید منحنی‌های شکنندگی برای پاسخ اعضای مختلف سازه نیز محاسبه شود، برای آماده‌سازی نتایج تحلیل لرزه‌ای به روش

مقایسه با سایر روش‌های کاربردی و البته پیچیده‌تر شامل IDA و THA تامین نماید.

۲-۱- روش پوش‌آور استاتیکی توسعه یافته غیرخطی

در رویکرد پیشنهادی تحقیق حاضر برای تحلیل لرزه‌ای پل‌های ترکه‌ای به روش پوش‌آور استاتیکی توسعه یافته غیرخطی (DNSP)، ابتدا باید با استفاده از منحنی ظرفیت در کنار طیف تقاضا نقطه عملکرد سازه در ازای رکورد مربوطه را تعیین کرد. منحنی ظرفیت و طیف تقاضا به ترتیب با استفاده از تحلیل بارافزون و طیف رکورد قابل محاسبه می‌باشند. در گام اول این رویکرد، آنالیز مودال برای تعیین مدهای حاکم انجام شده تا الگوی توزیع بار در دو جهت طولی و عرضی براساس این مدها به شکل جداگانه تعیین شود. پس از آن، مجموع وزن‌دار این الگوها به شکل الگوی بار کوپل برای پوش کردن سازه بدست می‌آید. بدین ترتیب آنالیز بار افزون استاتیکی تنها با انجام یک بار پوش سازه تحت الگوی بار کوپل صورت گرفته، و منحنی‌های مودال ظرفیت براساس پیشنهادات [11,12] در دو مولفه طولی و عرضی حاصل می‌شود. این آنالیز لازم است در کلیه مدهای موثر با فرکانس کمتر از ($f_{max}=25\text{hz}$) انجام شود [11, 12]. برای در نظر گرفتن پاسخ غیرالاستیک برای مدهای با فرکانس کمتر از فرکانس غالب که در این نوع پاسخ موثرند، از یک روش ترکیبی استاندارد تحت عنوان ترکیب چهارگانه‌ی کامل^۱ پاسخ ترکیبی این مدها حاصل می‌شود. نهایتاً پاسخ الاستیک که برای مدهای با فرکانس بین فرکانس غالب و f_{max} محاسبه شده، از طریق روش مجموع حداقل مربعات^۲ با پاسخ غیرالاستیک فوق‌الذکر ترکیب می‌شود. بدین ترتیب منحنی ظرفیت نهایی به شکل برش پایه در مقابل تغییر مکان نقطه کنترل در دو جهت عرضی و طولی حاصل می‌شود.

برای درک هرچه بیشتر رویکرد DNSP و البته در راستای جلوگیری از طولانی شدن متن به طور خلاصه، در اشکال (۱ و ۲) به ترتیب چگونگی در نظرگیری مدها و خلاصه فرآیند این رویکرد نمایش داده شده است.

DNSP برای رسیدن به شکنندگی اعضا به شرح زیر عمل می‌شود:

به ازای هر نقطه عملکرد و در لحظه وقوع آن، چهار پاسخ بااهمیت این سازه شامل: جابه‌جایی انتهای آزاد پایلون (Pylon Head Displacement)، انحنای مقطع بحرانی پای پایلون (critical pylon section curvature)، کشش کابل (cable tension) و پاسخ لرزه‌ای قطعات تکیه‌گاهی (Seismic response of bearing device) در نرم افزار اجزای محدود ثبت می‌شود. هر پاسخ به ازای هر رکورد و در هر دو حالت زلزله عرضی و طولی ثبت و سپس بیشترین مقدار آن تعیین می‌شود. نهایتاً به ازای هر یک از پاسخ‌های چهارگانه و به تعداد رکوردهای اعمالی، خروجی‌ها شامل حداکثر پاسخ لرزه‌ای در مقابل شتاب طیفی مُد اول $(S_a(T_1))$ مربوط به رکورد زلزله بدست می‌آید. قابل ذکر است که در اکثر تحقیقات مربوط به پل‌های ترکیه‌ای از قبیل [9,10]، انتخاب شتاب طیفی مُد اول به عنوان پارامتر شدت لرزه‌ای بجای پارامترهایی نظیر حداکثر شتاب زلزله (PGA) به علت پیوندهای بلند سازه این نوع پل رایج می‌باشد. پاسخ‌های لرزه‌ای ثبت شده برای در نظر گرفتن عدم قطعیت ناشی از تغییرات رکورد به رکورد، در فرم یک مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای^۱ بیان می‌شوند. این کار عموماً با اختصاص یک توزیع لوگ نرمال دو پارامتری شامل یک رابطه نمایی برای میانگین به همراه انحراف معیار متناظر، صورت می‌گیرد. این رابطه تحت عنوان رابطه نمایی دو پارامتری یا رابطه EDP-IM شناخته شده و قابل تخصیص به نتایج کلیه روش‌های تحلیل لرزه‌ای است:

$$EDP = a(IM)^b \quad (1)$$

که در آن EDP میانگین پارامتر تقاضای مهندسی^۲ شامل پاسخ‌های لرزه‌ای ثبت شده، و IM پارامتر شدتی^۳ زلزله (در اینجا $(S_a(T_1))$) است. پارامترهای a و b نیز ضرایب مقیاس‌اند که به همراه انحراف معیار پاسخ‌ها از رابطه فوق، با استفاده از

تجزیه و تحلیل رگرسیون پاسخ‌های مانیتور شده قابل محاسبه می‌باشند.

۲-۲- رویکردهای آماری مورد استفاده برای اعتبارسنجی روش پیشنهادی DNSP

با توجه به زمان محاسباتی لازم برای آنالیزهای لرزه‌ای به روش DNSP که قطعاً نسبت به روش‌های IDA و THA کمتر خواهد بود، ضروری است پس از کنترل دقت نتایج آن با روش‌های آماری، مجوز استفاده از آن در ادامه‌ی فرآیند صادر شود. بنابراین باید مدل احتمالاتی پاسخ‌های لرزه‌ای مطالعات موردی با استفاده از روش‌های دینامیکی دقیق‌تر نیز برآورد شده و با پاسخ‌های مدل حاصل از روش DNSP مورد مقایسه‌ی آماری قرار گیرند. برای تبیین دقت و اعتبار روش DNSP در تحلیل لرزه‌ای پل ترکیه‌ای دو رویکرد آماری وجود دارد که رویکرد اول اعتبار سنجی مدل در رابطه با خوب بودن تخمین مدل پاسخ لرزه‌ای (رابطه EDP-IM) حول نقاط ورودی از پیش تعریف شده‌ی آن است. منظور از نقاط ورودی از پیش تعریف شده آن رکوردهایی هستند که برای آنها روش DNSP انجام و مدل تقاضای لرزه‌ای احتمالاتی (EDP-IM) بر اساس نتایج آن تولید شد. رویکرد اول با استفاده از ضرایب تعیین R^2 و R_0^2 امکان تخصیص رابطه (EDP-IM) با حداقل خطا را به ورودی‌هایی که با آنها کالیبره شده، مورد بررسی قرار می‌دهد. توانایی تخصیص رابطه نمایی دو پارامتری به پاسخ‌های حاصله برای ارزیابی‌های لرزه‌ای بعدی از قبیل تحلیل شکنندگی یا خطرپذیری لرزه‌ای مورد نیاز خواهد بود. ضرایب تعیین هر چه نزدیکتر به ۱ باشد دقت تخمین مدل EDP-IM بهتر است. ضرایب تعیین که از روابط زیر محاسبه می‌شوند در حقیقت نشان‌دهنده خطایی تحت عنوان "خطای درون مدل" یا "بایاس" حاصل از روش تحلیل لرزه‌ای هستند.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y}_i)^2}, \quad R_0^2 = 1 - \left[(1 - R^2) \times (n-1) / (n-m) \right] \quad (2)$$

۳- مطالعات موردی

در این تحقیق برای تعمیم نتایج از سه نمونه پل ترکیه‌ای موجود در ایران شامل پل ترکیه‌ای اهواز، پل لالی و پل ترکیه‌ای شهر مشهد که اطلاعات فنی آن‌ها در دست است، استفاده خواهد شد.

۳-۱- تشریح نمونه پل‌های مورد مطالعه

پل اهواز با دهانه میانی ۲۱۲ متر دارای پیلون بتنی به شکل لوزی و به ارتفاع ۸۱ متر و آرایش کابل‌ها از نوع نیمه بادبزی^۵ می‌باشد. اتصال بین عرشه و تیر عرضی با استفاده از بالشتک‌های الاستومری دارای نئوپرن^۶ برقرار است. پل لالی با دهانه میانی ۲۵۶ متر دارای دو پیلون A شکل ۱۴۷ متری با پایه‌های عمودی و کابل‌های نیمه‌بادبزی است. اتصال بین تیر پیلون و عرشه نیز با استفاده از تکیه‌گاه‌های نئوپرن با هسته‌ی سربی^۶ برقرار است. پل مشهد دارای دو پیلون H شکل با ارتفاع ۳۷ متر و به فاصله ۱۰۰ متر از یکدیگر و آرایش کابل نیمه‌بادبزی می‌باشد. اتصال مربوطه نیز از نوع تکیه‌گاههای بالشتک محفظه‌ای^۷ است.

۳-۲- مدل‌سازی اجزای محدود پل‌های ترکیه‌ای

برای انجام تحلیل غیرخطی سه بعدی روی مدل‌ها، مشابه مطالعات متعدد اخیر در زمینه ارزیابی لرزه‌ای پل‌های ترکیه‌ای مانند [15-17] از نرم‌افزار SAP2000 (CSI 2015) [18] استفاده شده است. در رابطه با مدل اجزای محدود پل‌های ترکیه‌ای در این قسمت به شرح برخی فرضیات کاربردی برگرفته از تحقیقات قبلی نویسندگان [8,9] می‌پردازیم. برای مدل‌سازی کابل‌ها از المان خربایی معادل با در نظرگیری آثار شکم‌دادگی و مدول الاستیسته معادل طبق رابطه‌ی زیر بهره برده خواهد شد:

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{(L_0 \gamma)^2 (\sigma_1 + \sigma_2)}{24 \sigma_1^2 \sigma_2^2} E} \quad (4)$$

که در آنها، y_i پاسخ‌های حقیقی ثبت شده از روش DNSP، $\hat{y}_i$ پاسخ‌های مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای حاصل از روش DNSP (مدل EDP-IM) است. n و m نیز به ترتیب تعداد آنالیزها و تعداد متغیرهای موثر در تحلیل هستند.

رویکرد دوم نیز دقت کلی مدل پاسخ لرزه‌ای حاصل از روش DNSP را در مورد پیش بینی پاسخ در ورودی‌های جدید و غیر از ورودی‌های از پیش تعریف‌شده مورد سنجش قرار می‌دهد. این رویکرد نشان می‌دهد مدل تقاضای لرزه‌ای احتمالاتی تولید شده از روش مذکور در مقایسه با نتایج نسبتاً دقیق روش‌های IDA و THA از چه دقتی برخوردار است. این رویکرد با تعیین ضرایبی شامل خطای مطلق میانگین^۱، خطای مطلق حداکثر^۲ و خطای میانگین مجذور مربعات^۳ طبق مجموعه روابط^۳ انجام می‌شود. این خطاها در این تحقیق "خطای برون مدل" نیز نامیده می‌شوند.

(۳)

$$\%AvgErr = 100 \times \frac{\frac{1}{n} \times \sum_{i=1}^n |y_i - \hat{y}_i|}{\frac{1}{n} \times \sum_{i=1}^n y_i}, \quad \%MaxErr = \frac{\max_i (100 \times \frac{|y_i - \hat{y}_i|}{\frac{1}{n} \times \sum_{i=1}^n y_i})}{1},$$

$$\%RMSE = 100 \times \frac{\sqrt{\frac{1}{n} \times \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}}{\frac{1}{n} \times \sum_{i=1}^n y_i}$$

که در آنها؛ y_i پاسخ حقیقی و نسبتاً دقیق حاصل از روش دینامیکی در یک ورودی جدید، و $\hat{y}_i$ پاسخ مدل پیش‌بینی کننده‌ی حاصل از روش DNSP (مدل EDP-IM متناظر با آن) به ازای همان ورودی جدید است. برای محاسبه ضرایب موجود در رویکرد دوم، پاسخ مدل EDP-IM حاصله از روش با حجم محاسباتی کمتر را (مثلاً DNSP) را برای ۱۰۰ جفت سازه-رکوردی که پاسخ‌هایش توسط روش دقیق‌تر (مثلاً IDA) قبلاً محاسبه شده مقایسه می‌کنیم تا درستی روش با حجم محاسبات کمتر در نقاطی غیر از ورودی‌های قبلی نیز سنجیده شود.

5. Elastomeric Bearing Pad (EBP)
6. Lead Rubber Bearing (LRB)
7. Pot Bearing (PB)

1. Average absolute Error (%AvgErr)
2. Maximus absolut Error (%MaxErr)
3. Root Mean Square Error (%RMSE)
4. Semi-fan

که در آن E_{eq} مدول الاستیسیته معادل کابل، E مدول الاستیسیته مصالح کابل، L_0 طول تصویر افقی کابل، و σ_1 و σ_2 تنش کششی موجود در کابل در ابتدا و انتهای یک بارگذاری مشخص و γ وزن واحد حجم مصالح کابل است. به طور کلی اثر در نظر گرفتن رفتار غیرخطی ناشی از شکم‌دادگی کابل، اندکی در افزایش پاسخ لرزه‌ای پیلون‌ها از جمله نیروی محوری آنها و افزایش لنگر خمشی شاه‌تیرها، و مقدار زیادی در در افزایش پاسخ‌های لرزه‌ای خود کابل‌ها نقش دارد. بنابراین لحاظ نمودن مدل فوق برای در نظرگیری رفتار غیرخطی کابل‌ها ضروری بنظر می‌رسد.

در مدل‌سازی عرشه از المان پوسته که روی شاه‌تیرهای فولادی با مدل المان تیر - ستونی الاستیک قرار داده شده، استفاده می‌شود. چرا که با توجه به دهانه‌های زیر ۴۵۰ متر در مطالعات موردی معرفی شده احتمال تغییر شکل‌های بزرگ در شاه‌تیرها کم بوده و اختصاص المان غیرخطی، تنها زمان محاسبات را افزایش خواهد داد. جهت در نظرگیری رفتار غیرخطی پیلون‌ها ناشی از تغییر شکل‌های بزرگ احتمالی در آنها و همچنین اندرکنش خمش و نیروی محوری، از اختصاص مدل فایبری با پلاستیسیته گسترده به المان تیرستونی غیرخطی در دو انتهای پایه‌های پیلون به دلیل دارا بودن لنگر حداکثر بهره گرفته خواهد شد. با توجه به ابعاد نسبتاً بزرگ پل‌های ترکه‌ای مورد مطالعه در نظرگیری اثرات غیرخطی برای $P - \Delta$ ضروری بنظر می‌رسد. همچنین به دلیل بکارگیری مفاصل فایبری، مدل غیرخطی برای بتن محصور، بتن غیر محصور و میلگردهای تقویت کننده تعریف می‌شود، که این کار به ترتیب با مدل‌های متداول Mander برای هسته و پوشش بتنی، و مدل انجمن آزمایش مواد آمریکا (ASTM) برای فولاد انجام می‌شود. تیر عرضی پیلون بدلیل احتمال بروز رفتارهای غیرخطی در کناره‌ها، با بهره‌گیری از اختصاص مفصل متمرکز به دو انتها مدل می‌شود. پایه‌های ساده کناری پل کابلی نیز به صورت المان لینک غیرخطی مدل خواهند شد. دو مورد اخیر شامل تیر عرضی پیلون و پایه‌های کناری به دلیل عدم احتمال گسترش تغییر شکل‌های بزرگ در آنها، نیازی به تعریف

پلاستیسیته‌ی گسترده و مفاصل فایبری ندارند. رفتار قطعات تکیه‌گاهی مختلف با استفاده از المان لینک میراگر با رفتار نیرو - جابه‌جایی دو خطی و در نظرگیری کاهندگی پاسخ‌های لرزه‌ای براساس دو پارامتر میرایی و سختی معادل مدل خواهد شد. میرایی سازه‌ای پل ترکه‌ای نیز به عنوان یکی از ویژگی‌های مهم رفتاری، با استفاده از فرایند تحلیلی ارائه‌شده توسط کاواشیمای و همکاران [19] قابل محاسبه می‌باشد که اعتبار روابط آنها از طریق مقایسه نتایج با آزمون ارتعاش آزاد، تأیید شده است. بر اساس فرآیند ذکر شده در [19] پل‌های مدل شده سه زیرسازه اصلی شامل پیلون‌ها، عرشه و اتصال کابل‌ها که منابع اصلی اتلاف انرژی هستند تقسیم شدند. سپس آزمون نوسان آزاد پیشنهاد شده توسط کاواشیمای و همکاران را روی آنها اعمال نموده و برای هر زیر سازه رابطه بین اتلاف انرژی و انرژی کرنشی با روابط ارائه شده توسط کاواشیمای و همکاران مقایسه شد. و بدین ترتیب راستی آزمایی مدل‌سازی انجام شده در این تحقیق انجام پذیرفت که نتایج حاکی از دقت خوب مدل‌ها داشتند.

۳-۳- انتخاب رکوردهای زلزله (عدم قطعیت تحریک لرزه‌ای)

رکوردهای زلزله با توجه به ویژگی‌های لرزه‌خیزی منطقه‌ای که پل در آن واقع شده است، شامل بزرگای زلزله (M_w) و فاصله منبع زلزله تا سایت (R) از طریق [20] تهیه می‌شود. تحریک-های لرزه‌ای به ترتیب برای پل‌های اهواز، لالی، و مشهد رکوردهایی با M_w ۶/۳ الی ۷ و R ۲۰ الی ۸۰، M_w ۶/۱ الی ۷/۴ و R ۲۰ الی ۱۰۰، و M_w ۶ الی ۷ و R ۱۵ الی ۷۵ انتخاب شده‌اند. تهیه طیف رکورد این زلزله‌ها و تبدیل آنها به فضای دو بعدی شتاب طیفی-پریود توسط نرم افزار Seismosignal صورت می‌پذیرد.

۳-۴- عدم قطعیت موجود در پارامترهای سازه‌ای

این موضوع با در نظرگیری پارامترهای موثر سازه‌ای به فرم متغیرهای تصادفی مطابق جدول (۱) و اعمال روش نمونه‌گیری روی فضای توزیع مشترک آنها قابل انجام است.

و THA ابتدا برای محاسبه پاسخ‌های لرزه‌ای و سپس در راستای تخمین شکنندگی لرزه‌ای مطالعات موردی تشریح شده در بخش ۳ بکار بسته می‌شوند. سپس نتایج عددی حاصله مذکور با جزئیات کامل و طبق رویکردهای آماری ارائه شده در بخش

۲-۲ مورد بحث قرار خواهد گرفت.

۴-۱- تحلیل لرزه‌ای احتمالاتی با در نظر گیری عدم قطعیت

در این راستا و پس از تهیه صد نمونه سازه‌ی مختلف با بهره‌گیری از روش نمونه‌گیری طراحی یکنواخت بر روی توزیع مشترک متغیرهای سازه‌ای موجود در جدول ۱ وجفت کردن آنها با ۱۰۰ رکورد زلزله مختلف، ۱۰۰ جفت سازه-رکورد متفاوت تولید می‌گردد. قابل ذکر است تعداد رکوردهای متمایز در روش‌های THA و DNSP دقیقاً همان ۱۰۰ عدد بوده اما در روش IDA با توجه به ماهیت متفاوتی که دارد ۱۵ رکورد متمایز در ۵ مقیاس تولید و نهایتاً منجر به ۷۵ عدد تحریک لرزه‌ای متمایز خواهد شد. لازم بذکر است این رکوردها از طریق مرجع شناخته شده‌ی موسسه تحقیقاتی (PEER) [20] تهیه شده که براساس روش طیف خطر یکنواخت [21] و طبق لرزه خیزی منطقه که در بخش ۳-۳ مورد بحث واقع شد، اصلاح شده‌اند. به عنوان نمونه، عنوان و طیف رکوردهای انتخابی برای روش IDA در شکل (۳) ارائه شده‌اند.

جدول ۱. توزیع احتمالاتی متغیرهای سازه‌ای

Variable	Dist.	Case	Mean	Lower bound	Upper bound
yielding stress of steel (f_y)	L-N	Lali	420	350	490
		ahvaz	400	340	460
		Mash.	400	340	460
ultimate strength of concrete (f'_c)	L-N	Lali	30	24	36
		ahvaz	30	24	36
		Mash.	28	23	33
Strain of f'_c (ϵ_c)	L-N	All	0.002	0.0012	0.0028
ultimate strain of concrete (ϵ_{cu})	L-N	All	0.006	0.0036	0.0084
Elastic modulus	L-N	All	2 e5	180	220
Pylon section thickness	N	Lali	60cm	48	72
		ahvaz	80cm	64	96
		Mash.	50cm	40	60
Err.*	N	All	0%	-10%	+10%

*Dist.: Distribution, Err: Error of section dimensions, Mash: Mashhad

Table 1. Probabilistic distribution of structural parameters

لازم بذکر است توزیع‌های احتمالاتی فوق برگرفته از تحقیقات مختلف موجود در زمینه‌ی ارزیابی شکنندگی پل‌های ترکیه‌ای از قبیل مقالات قبلی نویسندگان [8, 9] می‌باشند.

۴-۲ نتایج عددی ارزیابی احتمالاتی لرزه‌ای پل‌های ترکیه‌ای

در این قسمت از مقاله رویکرد پیشنهادی DNSP (ارائه شده در بخش ۲-۱) به صورت مقایسه‌وار در کنار روش‌های IDA

شکل ۳. طیف رکوردهای انتخابی برای روش آنالیز دینامیکی فزاینده

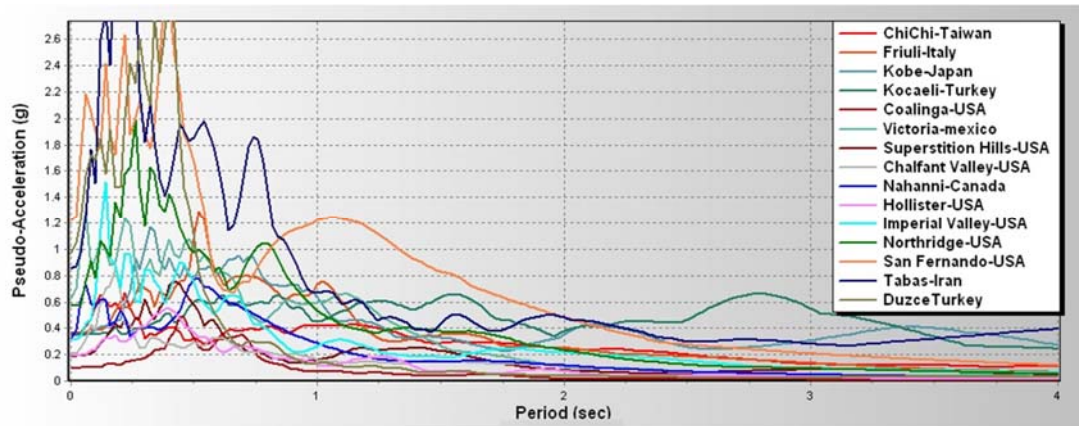


Fig. 3. Spectrum of selected records for IDA method

پس از انجام تحلیل‌های لرزه‌ای به سه روش IDA، THA و DNSP و محاسبه چهار پاسخ لرزه‌ای نوبت به تخصیص مدل نمایی خواهد رسید. نهایتاً پس از اینکار پارامترهای خطای

جدول ۲. ضرایب تعیین مدل‌های تقاضا - پارامتر شدتی متناظر با روش‌های مختلف تحلیل لرزه‌ای

Case study	Monitored demand	Seismic analysis method					
		IDA		THA		DNSP	
		R^2	(R_a^2)	R^2	(R_a^2)	R^2	(R_a^2)
Lali	Pylon curvature	0.9609	0.9595	0.9573	0.9529	0.9303	0.9261
	Pylon head displacement	0.9726	0.9705	0.9707	0.9696	0.9574	0.9552
	Bearing displacement	0.9512	0.9505	0.9468	0.9443	0.9122	0.9103
	Cable tension	0.9865	0.9836	0.9854	0.9838	0.9814	0.9807
Ahvaz	Pylon curvature	0.9627	0.9607	0.9605	0.9594	0.9398	0.9322
	Pylon head displacement	0.9799	0.9784	0.9773	0.9753	0.9608	0.9592
	Bearing displacement	0.9431	0.9412	0.9404	0.9383	0.9031	0.9006
	Cable tension	0.9884	0.9853	0.9873	0.9848	0.9822	0.9808
Mashhad	Pylon curvature	0.9657	0.9625	0.9633	0.9611	0.9492	0.9456
	Pylon head displacement	0.9818	0.9806	0.9801	0.9784	0.9646	0.9623
	Bearing displacement	0.9229	0.9221	0.9123	0.9083	0.8874	0.8835
	Cable tension	0.9982	0.9954	0.9918	0.9894	0.9860	0.9837

Table 2. coefficients of determination for EDP-IM model corresponding to different analysis methods

ضرایب R^2 و R_a^2 کمتر شده است. همچنین با توجه به استفاده از سه نوع قطعه تکیه‌گاهی مختلف در سه نمونه پل مورد مطالعه، می‌توان این موضوع را به وضوح دید که ضرایب R^2 و R_a^2 در پل مشهد با اتصال نوع PB و در پل لالی با اتصال نوع LRB، به ترتیب بیشترین و کمترین مقادیر را اختیار می‌کنند. توجه این موضوع نیز به این مساله برمی‌گردد که اتصال عرشه به پایلون خواه و ناخواه تاثیر زیادی از زلزله می‌پذیرد و در نتیجه هر چه اتصال در مقابل بارهای لرزه‌ای کارایی کمتری داشته باشد، ورود به فاز غیرخطی و تغییر شکل‌های بزرگ را بیشتر تجربه کرده و تخمین پاسخ آن براساس مدل EDP-IM با خطای بیشتری مواجه خواهد شد. در مورد هر سه روش مختلف تحلیل لرزه‌ای این موضوع صادق است که هرچه دهانه پل بزرگتر می‌شود به برای پیچیده تر شدن رفتار سیستم پل کابل ایستا و هم چنین افزایش پیرو و کاهش میرایی می‌توان مشاهده نمود ضرایب تعیین روند کاهشی دارد. موضوع اخیر به ویژه در مورد انحنای پایلون و پاسخ قطعه تکیه‌گاهی به دلیل تاثیر پذیری بیشتر از زلزله، بیشتر به چشم می‌آید.

۴-۱-۲- نتایج اعتبارسنجی روش DNSP براساس

پارامترهای خطای برون مدل و بحث پیرامون آنها

نتایج مربوطه که براساس رویکرد دوم اعتبار سنجی (ارائه شده در بخش ۲-۲) انجام می‌شود در جدول (۳) ارائه شده است.

۴-۱-۱- بحث در مورد نتایج مربوط به ضرایب تعیین (متناظر با خطای درون مدل)

طبق انتظار از روش‌های دقیق‌تر و براساس نتایج رویکرد اول، ضرایب R^2 و R_a^2 به ترتیب در مورد روش‌های IDA، THA و DNSP از بزرگ به کوچک مرتب می‌شود. اما نکته مهم اینجاست که کاهش ضرایب مذکور در مورد روش DNSP کم بوده و ضرایب مربوطه باز هم نزدیک به عدد یک می‌باشد، که دقت مناسب رویکرد پیشنهادی آن را تأیید می‌کند. در مورد پاسخ‌های مختلف مانیتور شده نیز می‌توان گفت؛ کمترین و بیشترین مقادیر ضرایب R^2 و R_a^2 به ترتیب برای کشش کابل و پاسخ قطعه تکیه‌گاهی گزارش شده است. این موضوع را می‌توان با میزان ایفای نقش عضو در مقاومت لرزه‌ای و بروز رفتارهای غیرخطی در آنها اینگونه توجیه کرد که کابل‌ها در زلزله کمترین سهم و غالباً رفتار خطی دارند ولی قطعات تکیه‌گاهی بیشترین ورود به فاز غیر خطی را تجربه می‌کنند، و بدیهی است تخمین پاسخ‌ها براساس مدل EDP-IM در مورد فاز غیرخطی همراه با خطای بیشتر خواهد بود. در مورد مقایسه خطای درون مدل مرتبط با دو پاسخ مختلف پایلون نیز مشاهده می‌شود به دلیل تشکیل مفاصل پلاستیک در پای پایلون، بروز رفتارهای غیرخطی در مورد انحنای پای پایلون نسبت به جابه‌جایی سر آزاد آن بیشتر بوده و احتمالاً به همین دلیل

جدول ۳. پارامترهای خطای روش‌های تحلیل لرزه‌ای نسبت به یکدیگر

Monitored response		Comparative methods								
Case	Demand	THA and DNSP			IDA and THA			IDA and DNSP		
		%MaxErr	%AvgErr	%RMSE	%MaxErr	%AvgErr	%RMSE	%MaxErr	%AvgErr	%RMSE
Lali	Pylon curvature	3.2287	1.9955	2.3071	1.847	1.6152	1.6616	4.1909	2.3039	2.7873
	Pylon head displacement	3.3546	2.2076	2.4795	1.3968	1.2843	1.3306	4.3564	2.4894	2.9065
	Bearing displacement	2.6254	1.1734	1.2795	1.794	1.5756	1.6351	2.4628	1.5095	1.7213
	Cable tension	2.2806	1.5115	1.8629	0.7877	0.5494	0.6619	3.019	2.0987	2.5489
Ahvaz	Pylon curvature	5.138	3.3082	3.4673	2.2574	2.0455	2.0985	7.6336	4.9257	5.3031
	Pylon head displacement	7.5314	4.3624	5.0783	1.2909	1.2114	1.218	9.7788	5.4686	6.4684
	Bearing displacement	2.5591	1.3126	1.485	1.9595	1.9197	1.9264	3.3699	1.6551	2.0126
	Cable tension	2.917	2.1281	2.3005	0.6752	0.6156	0.6222	3.8863	2.8998	3.0058
Mashhad	Pylon curvature	5.3435	3.7259	3.9579	1.2776	1.2246	1.2445	6.9451	4.6874	5.1112
	Pylon head displacement	6.2385	3.885	4.5811	0.9665	0.8606	0.887	8.1368	4.9456	5.9652
	Bearing displacement	3.295	1.5248	1.8695	2.1779	1.9727	2.0323	3.9393	2.059	2.4695
	Cable tension	3.0894	2.4728	2.3734	0.5295	0.4104	0.4303	4.1577	3.3302	3.1514

Table 3. Error parameters associated with comparison of different analysis methods

H شکل و دهانه‌ی اصلی ۱۰۰ متری و پل لالی با پایلون H شکل و دهانه اصلی ۲۵۶ متری روند نزولی دارد. چرا که اولاً پایلون لوزی شکل در مقایسه با پایلون H شکل سختی بالاتری داشته و ثانیاً برای پل‌های مشهد و لالی با پایه مشابه، مورد اول به دلیل دهانه کوتاه‌تر و در نتیجه سختی بیشتر مشمول خطای بیشتری شده است. همچنین میزان خطای مورد بحث عموماً در مورد جابه‌جایی سر آزاد پایلون نسبت به انحنای پای پایلون ملموس‌تر است چرا که طبق مشاهدات، مورد اول متناظر با مد برشی با فرکانس بزرگتر و مورد دوم متناظر با مد خمشی با فرکانس کوچکتر می‌باشد. همچنین می‌توان گفت در مقایسه‌ی پل‌های مشهد و لالی که شکل پایلون مشابه دارند با کاهش ارتفاع پایلون و سخت‌تر شدن آن به علاوه تاثیر عوامل قبلی، خطای نسبی در مورد جابه‌جایی سر آزاد پایلون افزایش یافته است. در مورد پاسخ قطعه تکیه‌گاهی نیز مشاهده می‌شود که میزان خطای روش DNSP متناسب با میزان بروز رفتارهای غیرخطی به ترتیب برای نوع تکیه‌گاه PB و EBP و LRB روند کاهشی دارد. قابل ذکر است بدلیل پایین بودن فرکانس مدهای حاکم بر رفتار قطعات تکیه‌گاهی، میزان خطای برون

نتایج حاصل از مقایسه روش THA و IDA با DNSP در جدول (۳) نشان می‌دهد که میانگین خطای این روش بین ۱ الی ۵ درصد بوده که حاکی از دقت قابل قبول رویکرد کلی روش پیشنهادی می‌باشد. به طور کلی درمورد رویکرد DNSP که در بخش ۱-۲ تشریح شد باید یادآوری کرد که مدهای با فرکانس کمتر از فرکانس غالب غیر الاستیک و سایر مدها که فرکانسی بین فرکانس مد غالب و فرکانس حداکثر ($f_{max}=25Hz$) دارند خطی لحاظ خواهند شد. بنابراین هر چه عضو یا سازه سخت‌تر و دارای پریود کمتر باشد فرکانس مد غالب آن افزایش پیدا خواهد کرد. در نتیجه تعداد مدهای بیشتری موجب بروز رفتار غیر خطی تحت تاثیر تحریک لرزه‌ای می‌شوند. بنابراین به طور کلی می‌توان نتیجه گرفت در مورد اعضای سخت‌تر پل کابلی یا پل‌های با دهانه کوچک‌تر (سختی بیشتر)، و همچنین پاسخ‌های حساس به مدهای با فرکانس بالا درصد خطای ناشی از فرضیات ساده‌کننده موجود در DNSP افزایش خواهد یافت. بعنوان مثال درصد خطای موجود در روش DNSP متناظر با دو پاسخ لرزه‌ای پایلون به ترتیب برای پل اهواز با پایلون لوزی شکل و دهانه اصلی ۲۱۲ متری، پل مشهد با پایلون

۴-۲- مطالعه مقایسه‌ای بر روی منحنی‌های شکنندگی

حاصل از رویکرد DNSP و رویکردهای موجود

اکنون نوبت به تولید و مقایسه منحنی‌های شکنندگی حاصل از سه روش مختلف رسیده است. تولید این منحنی‌ها براساس رویکرد رایج قابلیت اعتماد و طبق معادله ی ۴ صورت می‌پذیرد:

$$P_f = \phi \left[\frac{\ln(\mu_D / \mu_{DC})}{\sqrt{\beta_{\ln D}^2 + \beta_{\ln DC}^2}} \right] \quad (4)$$

منحنی‌های شکنندگی برای چهار سطح خرابی مختلف شامل جزئی (Slight)، متوسط (Moderate)، گسترده (Extensive) و فروریزش (Collapse) محاسبه می‌شود که معیارهای ظرفیتی این سطوح به مقالات قبلی نویسندگان [9,10] ارجاع داده می‌شود. منحنی‌های مذکور برای سه نمونه پل، چهار پاسخ لرزه‌ای، و برای مقایسه برای سه روش DNSP، IDA و THA در کنارهم، در اشکال (۴ الی ۹) نمایش داده شده است.

مدل این عضو نسبت به خطای متناظر با ضرایب تعیین آن (R^2 and Ra^2) قابل توجه نمی‌باشد. در مورد تقاضای لرزه‌ای متناظر با کشش کابل نیز مشاهده می‌شود خطای تخمین روش DNSP نسبت به روش های دقیق تر کمی ملموس تر از خطای درون مدل این عضو است. این موضوع می تواند ناشی از متصل بودن کابل‌ها به قسمت بالایی پایلون که حساس به مدهای با فرکانس بالا است، باشد. همچنین مقایسه بین خطاهای مرتبط با کابل در سه پل مختلف نشان می‌دهد کاهش ارتفاع پایلون تاثیر مستقیم بر افزایش خطا دارد که ناشی از افزایش سختی طولی پایلون است. در ادامه استدلال‌های اخیر، به طور کلی می‌توان گفت عموماً روند افزایشی خطای روش DNSP به این ترتیب است: پاسخ قطعه تکیه گاهی، کشش کابل، انحنا ی پای پایلون و جابه جایی سر آزاد پایلون.

پس از بحث آماری همراه با جزئیات که در راستای راستی آزمایی نتایج روش DNSP انجام شد، به طور کلی می‌توان گفت همه پارامترهای معرف خطای این روش در مورد پل‌های ترکه‌ای بسیار منطقی و قابل صرف نظر کردن بوده و کارایی این روش در کمی سازی عدم قطعیت رکورد کاملاً قابل اتکا است.

قابل ذکر است که علاوه بر روش‌های دینامیکی مورد مقایسه تاکنون، روش تحلیل پوش‌آور در فرم‌های متداول خود از قبیل مودال و تطبیقی نیز می‌تواند مورد بحث باشد. اما در مورد سیستم پل‌های کابلی به علت ابعاد بزرگ و بروز رفتارهای غیرخطی ناشی از آن، اینگونه روش‌ها عموماً از خطای بالایی برخوردار بوده و در حقیقت همین موضوع است که موجب پیشنهاد و گسترش رویکرد DNSP در این تحقیق شده است. به گونه‌ای که بتواند با توسعه فرضیات مورد نیاز طبق بخش ۱-۲، حداکثر متناسب سازی ممکن را برای رویکرد استاتیکی روش پوش‌آور با سیستم بزرگ مقیاس و غیر خطی پل کابلی انجام دهد. به عنوان نمونه میانگین خطای روش پوش‌آور مودال نسبت به روش‌های دینامیکی THA و IDA به ترتیب ۱۸ و ۲۳ درصد بوده، که در مورد رویکرد DNSP همانطور که تاکنون مورد بحث واقع شد، این خطا زیر ۵ درصد است.

شکل ۴. منحنی‌های شکنندگی پل لالی (سطوح خرابی جزئی و متوسط)

شکل ۵. منحنی‌های شکنندگی لالی (سطوح خرابی گسترده و فروپاشی)

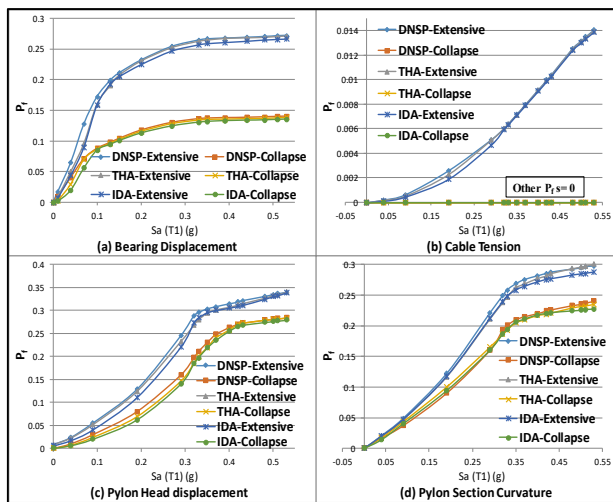


Fig. 5. Fragility curves of Lali bridge (Extensive and Collapse)

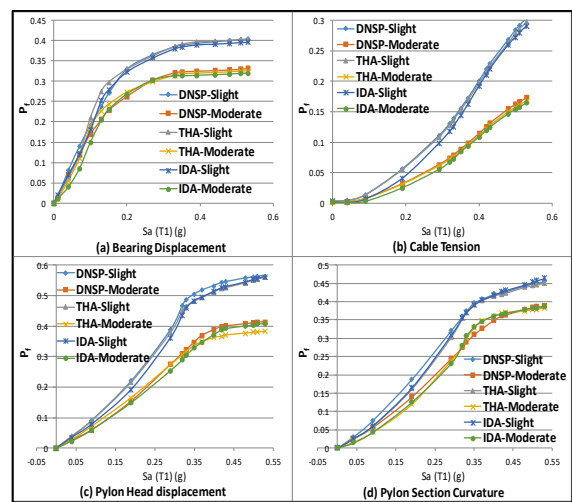


Fig. 4. Fragility curves of Lali bridge (Slight and moderate)

شکل ۶. منحنی‌های شکنندگی پل اهواز (سطوح خرابی جزئی و متوسط)

شکل ۷. منحنی‌های شکنندگی پل اهواز (سطوح خرابی گسترده و فروپاشی)

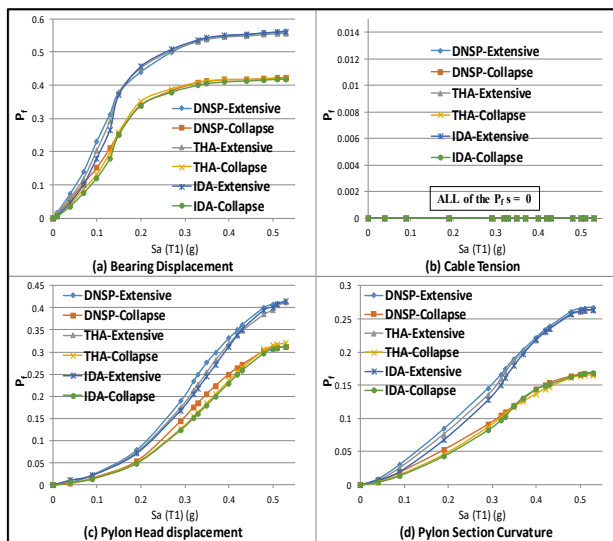


Fig. 4. Fragility curves of Ahvaz bridge (Extensive and Collapse)

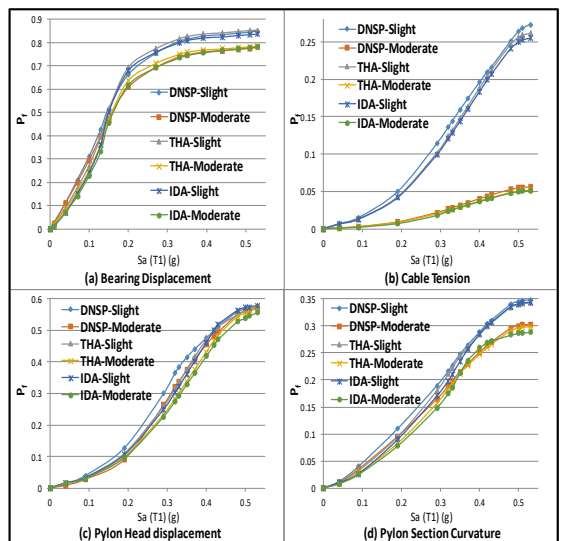


Fig. 4. Fragility curves of Ahvaz bridge (Slight and moderate)

شکل ۸. منحنی‌های شکنندگی پل مشهد (سطوح خرابی جزئی و متوسط) شکل ۹. منحنی‌های شکنندگی مشهد (سطوح خرابی گسترده و فروریزش)

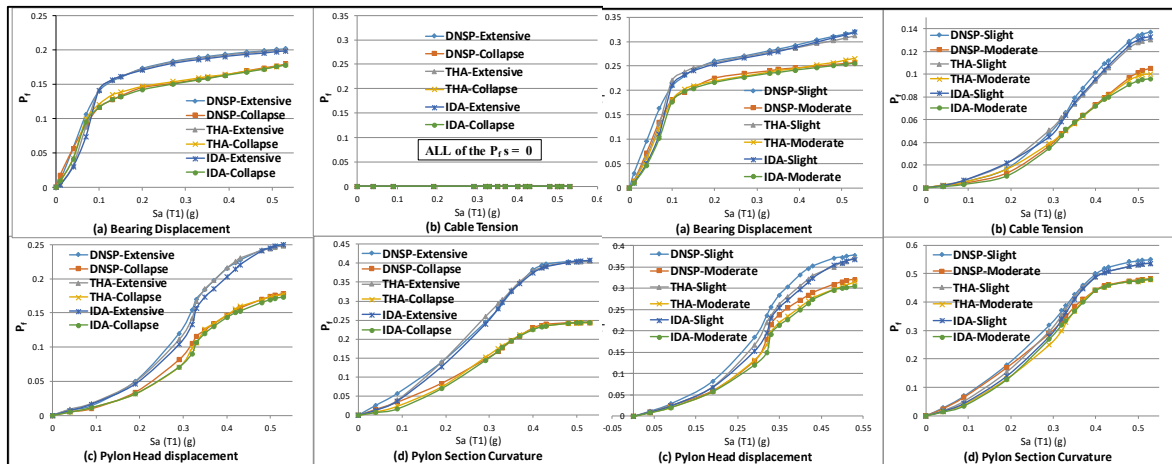


Fig. 4. Fragility curves of Mashhad bridge (Extensive and Collapse) Fig. 4. Fragility curves of Mashhad bridge (Slight and moderate)

(S شکل پهن) برای کلیه پل‌ها و پاسخ‌های لرزه‌ای، با مراجعه به بحث و مقایسه ضرایب Ra^2 و R^2 و استدلال‌های پشت آن که پیش از این صورت گرفت، قابل توجیه خواهد بود. اما فراتر از این مقایسه‌ها این نکته اهمیت دارد که حتی در کمترین مقادیر ضرایب تعیین منحنی‌های شکنندگی حاصل از DNSP شکل استاندارد تقریبی خود را حفظ کرده و نتایج ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای کاملاً قابل اتکا هستند.

اما مقایسه مقادیر شکنندگی موجود در اشکال (۴ تا ۹) و در کل منحنی نشان از هماهنگی نسبی نتایج THA و IDA با یکدیگر و همچنین نزدیکی بسیار مناسب نتایج DNSP به این دو روش دارد. مشاهده اخیر نتیجه‌ای قابل انتظار از داده‌های ارائه شده در جدول ۳ حاصل از رویکرد دوم اعتبارسنجی پاسخ‌های لرزه‌ای حاصل از روش DNSP است. به عبارت دیگر هرچه مقادیر خطای برون‌مدل مربوط به یک مورد کمتر باشد منحنی شکنندگی حاصل از آن به منحنی حاصل از روش دقیق نزدیکتر خواهد بود. بنابراین تحلیل نتایج حاصل از مقایسه مقادیر منحنی‌های شکنندگی مختلف مشابه با تحلیل نتایج رویکرد دوم اعتبارسنجی خواهد بود که از ذکر مجدد آن خودداری می‌کنیم.

اما تنها تفاوت موجود در تحلیل نتایج شکنندگی نسبت به نتایج مدل‌های EDP-IM، بحث در رابطه با دو آیتم مورد بحث

۴-۲-۱- بحث بر روی منحنی‌های شکنندگی حاصله

مقایسه کلی منحنی‌های شکنندگی مختلف نشان از همخوانی مناسب نتایج DNSP در مقایسه با روش‌های دقیقتر مثل THA و IDA دارد. همچنین مشاهده می‌شود در بیشتر موارد منحنی شکنندگی حاصل از DNSP احتمال شکست را کمی بیشتر از روش‌های دیگر تخمین زده و به نوعی محافظه کاری اندکی را شامل می‌شود.

تحلیل و بررسی جزئی‌تر منحنی‌های شکنندگی در دو آیتم مختلف شامل شکل منطقی و رایج این منحنی‌ها (به شکل یک حرف S انگلیسی که پهن نوشته شده است)، و همچنین مقایسه مقادیر شکنندگی در منحنی‌های حاصل از روش DNSP با روش‌های دقیق‌تر، انجام می‌پذیرد. بررسی منحنی‌ها نشان می‌دهد که دو آیتم مذکور به ترتیب متناسب با پارامترهای متناظر با خطای درون مدل و برون مدل هستند که در واقع دلیل این دسته‌بندی برای پارامترها در مرحله‌ی قبل همین رابطه منطقی بین فلسفه‌های دو رویکرد و دو آیتم مذکور بوده است. به عبارت دقیق‌تر، خطای درون مدل هر پل یا پاسخ خاص نشان دهنده‌ی توانایی تخصیص مدل احتمالاتی مناسب با انحراف معیار منطقی به نتایج است و بنابراین نمود یک مدل EDP-IM مناسب با خطای کم قطعا در شکل رایج و منطقی منحنی شکنندگی آن نمایان خواهد شد. بدین ترتیب مقایسه بین منحنی‌های شکنندگی از جهت نزدیکی به شکل استاندارد

IDA دارد، که با این وجود بازهم دقت بالای آن در قسمت‌های قبلی مقاله تبیین شد. ضمن اینکه مشاهده می‌شود درصد کاهش حجم محاسبات در پل‌های با دهانه بزرگتر بیشتر است چرا که دهانه‌های بزرگتر پل ترکیه‌ای رفتار پیچیده‌تری داشته و در نتیجه محاسبات آنها در روش‌های دینامیکی چالش‌برانگیزتر خواهد بود.

۶- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

مطالعه حاضر با هدف کاهش حجم محاسبات تحلیل لرزه‌ای احتمالاتی پل‌ها انجام شد که تمرکز آن روی سازه بزرگ مقیاس پل ترکیه‌ای به جهت پیچیدگی نسبی رفتار لرزه‌ای آن می‌باشد. در این راستا این مقاله به ارائه و سپس اعتبار سنجی راهکاری کارآمد برای تحلیل لرزه‌ای این نوع پل پرداخته است. این راهکار در راستای چگونگی در نظر گرفتن عدم قطعیت تحریک لرزه‌ای (اعمال رکورد زلزله به سازه) بوده و کارایی محاسباتی آن به منپور کاهش حجم محاسبات در عین حفظ دقت مورد مطالعه قرار گرفته است. رویکرد پیشنهادی این مقاله تحت عنوان روش پوش‌آور استاتیکی توسعه‌یافته‌ی غیرخطی (DNSP) بوده و با روش‌های دقیق‌تر دینامیکی شامل IDA و THA در زمینه‌های تخمین توزیع احتمالاتی پاسخ‌های لرزه‌ای و منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای و همچنین حجم محاسبات مقایسه شده است. چکیده نتایج این مطالعه مقایسه‌ای در ادامه آورده شده و ذکر جزئیات آن به متن مقاله واگذار شده است.

- استفاده از DNSP، در مقایسه با IDA و THA، زمان مورد نیاز ارزیابی لرزه‌ای را به ترتیب ۳۵ و ۱۰۰ برابر کاهش می‌دهد.

- در مورد ضرایب تعیین مرتبط با تخصیص مدل تقاضای لرزه‌ای احتمالاتی به نتایج DNSP، می‌توان گفت که هر چه میزان بروز رفتارهای غیرخطی در پاسخی بیشتر باشد، این ضرایب از عدد ۱ دورتر می‌شوند. در این خصوص می‌توان نکات زیر را ارائه کرد:

۱- ضرایب تعیین روش DNSP برای تقاضاهای مختلف یک پل به این ترتیب کاهش می‌یابد: کشش کابل، جابه‌جایی سر آزاد پیلون، انحنای پای پیلون و جابه‌جایی قطعه‌ی تکیه‌گاهی.

برای سطوح مختلف خرابی است که در مورد منحنی‌های شکنندگی مفهوم پیدا می‌کند. همانطور در نمودارها مشاهده می‌شود میزان دور شدن شکل منحنی از حالت استاندارد در سطوح خرابی گسترده و فروریزش به دلیل افزایش بروز رفتارهای غیرخطی در مقایسه با حالات خرابی جزئی و متوسط، بیشتر است. همچنین می‌توان گفت میزان تفاوت منحنی‌های حاصل DNSP در مقایسه با دو روش دیگر برای سطوح خرابی بالاتر رو به کاهش است؛ چرا که در سطوح خرابی بالاتر سختی سازه به دلیل تغییر شکل‌ها کاهش یافته و میزان حساسیت به مدهای با فرکانس بالا کم می‌شود و در نتیجه نتایج روش DNSP به روش‌های دقیق نزدیکتر خواهد شد. قابل ذکر است همین موضوع و با استدلال مشابه، تقریباً در مورد یک سطح خرابی خاص و در مقایسه خطای تخمین شکنندگی برای مقادیر بالاتر پارامتر شدتی زلزله نسبت به مقادیر پایین‌تر، قابل مشاهده است.

۵- مقایسه حجم محاسباتی روش‌های مختلف تحلیل لرزه‌ای

تا این قسمت از مطالعه فقط دقت روش‌های مورد بحث، بررسی شدند. اکنون برای جامعیت بحث، کاهش حجم محاسباتی رویکرد پیشنهادی DNSP در ارزیابی احتمالاتی لرزه‌ای پل ترکیه‌ای نیز مورد مطالعه قرار می‌گیرد. این موضوع طی جدول (۴) و با ارائه حجم محاسبات به فرم اعداد نسبی گزارش می‌شود.

جدول ۴: حجم محاسبات عددی نسبت به دقیق‌ترین روش (دینامیکی فزاینده)

Case	Relative computational time		
	IDA	THA	DNSP
Lali	1	0.3071	0.0088
Ahvaz	1	0.3156	0.0094
Mashhad	1	0.3323	0.0102

Table 4. Computational time relative to IDA

همانطور که از نتایج جدول (۴) پیداست روش DNSP برای تحلیل لرزه‌ای احتمالاتی پل‌های ترکیه‌ای به طور میانگین حدود ۱۰۰ برابر حجم محاسباتی کمتری در مقایسه با روش دقیق

وقوع کمتر رفتارهای غیرخطی به شکل استاندارد نزدیکتر است.

۴- خطای تخمین منحنی شکنندگی DNSP برای حالت‌های خرابی بحرانی‌تر کمتر است چراکه به علت تغییر شکل‌های بزرگتر سختی سازه و حساسیت به مُد فرکانس کاهش می‌یابد.

۷- مراجع

- [1] Chojaczyk, A. A., Teixeira, A. P., Neves, L. C., Cardoso, J. B. and Soares, C. G. (2015), "Review and application of Artificial Neural Networks models in reliability analysis of steel structures", *Struct. Saf.*, **52**, 78-89.
- [2] Khorraminejad, A., Sedaghati, P. and Foliente, G. (2021), "Response modification factor and seismic fragility assessment of skewed multi-span continuous concrete girder bridges", *Earthq. Struct.*, **20**(4), 389-403.
- [3] Kehila, F., Remki, M., Zourgui, N. H., Kibboua, A. and Bechtoula, H. (2021), "Optimal intensity measure of post-tensioned girder highway bridge using fragility curves", *Earthq. struct.*, **20**(6), 681-696.
- [4] Shafigh, A., Ahmadi, H. R. and Bayat, M. (2021), "Seismic investigation of cyclic pushover method for regular reinforced concrete bridge", *Struct. Eng. Mech.*, **78**(1), 41-52.
- [5] Bergami, A. V., Nuti, C., Lavorato, D., Fiorentino, G. and Briseghella, B. (2020), "IMPAβ: Incremental modal pushover analysis for bridges", *Applied Sci.*, **10**(12), 4287.
- [6] Wei, K., He, H., Zhang, J., Yang, C. and Qin, S. (2021c), "An endurance time method-based fragility analysis framework for cable-stayed bridge systems under scour and earthquake", *Ocean Eng.*, **232**, 109128.
- [7] Pang, Y. and Wang, X. (2021), "Enhanced endurance-time-method (EETM) for efficient seismic fragility, risk and resilience assessment of structures", *Soil Dyn. Earthq.*, **147**.
- [8] Akbarnezhad, M., Salehi, M. and DesRoches, R. (2022), "Seismic design and numerical assessment of shape memory alloy-restrained rocking precast concrete bridge columns", *Adv. Struct. Eng.*.
- [9] Akhoondzade-Noghabi, V. and Bargi, K. (2016a), "Decision-making of alternative pylon shapes of a benchmark cable-stayed bridge using seismic risk assessment", *Earthq. Struct.*, **11**(4), 583-607.

۲- در مورد انواع مختلف قطعه‌ی تکیه‌گاهی، کمترین و بیشترین ضرایب تعیین به ترتیب متعلق به PB و LRB است.

۳- معمولاً در پل‌هایی با دهانه کابل‌ایستای بلندتر، خطای درون مدل کمی افزایش یافته است.

• در مورد خطای تخمین رویکرد DNSP نسبت به روش‌های موجود دینامیکی می‌توان گفت: در اعضای سخت‌تر پل، پاسخ‌های حساس به مُدهای با فرکانس بالا و پل‌هایی با دهانه‌های کوتاه‌تر و سخت‌تر، خطا افزایش می‌یابد. در ادامه نکاتی در مورد این نوع خطا ارائه می‌شود:

۱- برای دهانه‌های کوتاه‌تر و همچنین برای پایلون لوزی شکل در مقایسه با H شکل، خطای مربوطه افزایش می‌یابد.

۲- این خطا برای جابه‌جایی پایلون نسبت به انحنای پایلون ملموس‌تر است که به فرکانس بالاتر مُد شکست آن مربوط است.

۳- از آنجایی که فرکانس غالب قطعات تکیه‌گاهی پایین هستند، مقادیر خطای نسبتاً پایین این عضو برای EBP، LRB و PB با افزایش وقوع رفتار غیرخطی به صورت صعودی بالا می‌رود.

۴- برای کشش کابل، به دلیل اینکه کابل به سر پایلون متصل است، افزایش سختی پایلون تأثیر مستقیم افزایشی بر خطا دارد.

۵- روند افزایش خطا بدین شرح است: جابه‌جایی اتصال تکیه‌گاه، کشش کابل، انحنای پای پایلون، و جابه‌جایی سر آزاد پایلون.

• به طور کلی، نتایج تحلیل شکنندگی پل‌های ترکه‌ای حاصل از DNSP مطابقت بسیار خوبی با روش‌های مرجع مانند THA و IDA دارند. بنابراین، استفاده از DNSP در این راستا کاملاً منطقی است. در این خصوص می‌توان به نکات زیر اشاره کرد:

۱- منحنی‌های شکنندگی نشان می‌دهد که شکل استاندارد آنها و مقدار خطای تخمین روش DNSP نسبت به روش‌های دینامیکی به ترتیب با ضرایب تعیین و خطای برون مدل تناسب دارد.

۲- حتی در حداقل مقادیر ضرایب تعیین، منحنی‌های شکنندگی DNSP شکل استاندارد خود را حفظ کرده‌اند.

۳- منحنی‌های شکنندگی در حالت‌های آسیب جزئی و متوسط در مقایسه با حالت‌های خرابی گسترده و فروریزش به دلیل

- [10] Akhoondzade-Noghabi, V. and Bargi, K. (2016b), "Study on Different Cable Configurations of Cable-Stayed Bridges Using Developed Seismic Risk Assessment", *Struct. Eng. Int.*, **26**(4): 312-323.
- [11] Camara A. and Astiz M. (2012). Pushover analysis for the seismic response prediction of cable-stayed bridges under multi-directional excitation, *Engineering Structures* 41, 444-455.
- [12] Camara A, Astiz M. (2014). Analysis and control of cable-stayed bridges subject to seismic action. *Struct. Eng. Int.* ;24(1):27-36.
- [13] Allam S, Datta T. (2000), Analysis of cable-stayed bridges under multi-component random ground motion by response spectrum method. *Eng. Struct.* ;22(10):1367-1377.
- [14] Shattarat N, Symans M, McLean D, Cofer W. (2008). Evaluation of nonlinear static analysis methods and software tools for seismic analysis of highway bridges. *Eng. Struct.* ;30(5):1335-1345.
- [15] Ferreira, F. and Simões, L. (2020), "Synthesis of three dimensional controlled cable-stayed bridges subject to seismic loading", *Comput. Struct.*, **226**, 106137.
- [16] Shen Y., Li Y., Xu W. and Li J. (2020), "Evaluation of Seismic-induced Impact Interaction between a Cable-stayed Bridge and Its Approach Spans Using a Simplified Analysis Model", *J. Earthq. Eng.*, **14**, 1-21.
- [17] Xu L., Bi K., Gao J. F., Xu Y. and Zhang C. (2020), "Analysis on parameter optimization of dampers of long-span double-tower cable-stayed bridges", *Struct. Infrastruct. Eng.*, **16**(9), 1286-301.
- [18] CSI (2015), *Integrated software for structural analysis and design SAP2000*, Computers and Structures Inc. Berkeley, U.S.A.
- [19] Kawashima, K., Unjoh, S., and Tunomoto, M. (1993), "Estimation of damping ratio of cable-stayed bridges for seismic design", *J. Struct. Eng.*, **119**(4), 1015–1031.
- [20] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) (2005), "User's manual for the PEER ground motion database web application", University of California, Berkeley.

Development of a practical approach for probabilistic seismic analysis of cable stayed bridges considering accuracy and computational effort simultaneously

Vahid Akhoondzade-Noghabi¹, Khosrow Bargi²

- 1- Ph.D. of Earthquake engineering, School of civil engineering, College of engineering, University of Tehran
- 2- Professor, School of civil engineering, College of engineering, University of Tehran

Abstract

Different methods of seismic analysis of structures generally include Incremental Dynamic Analysis (IDA), Time History Analysis (THA), and Static Pushover Analysis (SPA), which in the same order have a decreasing trend in the computational effort and the estimation accuracy of seismic demands. In the structural engineering problems involving probabilistic seismic analyses such as seismic fragility assessment, and seismic risk based design optimization due to the consideration of a wide range, respectively, for uncertain parameters and the decision-making variables, many repetitions of the time-consuming seismic analyses on the finite element models has been required. This issue is considered as a burden for computational efficiency due to the significant increase in the computational cost, especially in the case of large-scale structural systems such as Cable Stayed Bridges (CSBs). Therefore, in this paper, an attempt will be made to develop and adapt the approach of the static pushover method to the seismic behavior of the CSB in both longitudinal and transverse direction. This approach includes producing the structure's capacity curve through the proposed static pushover approach and intersecting it with the corresponding record demand spectrum, while considering all the important linear and nonlinear behavior modes of the structure in order to calculate the performance point of the CSB. Then the desired seismic responses of the CSB has been recorded at the performance point of structure. The intended seismic demands of the CSB include pylon head displacement, critical pylon section curvature, cable tension, and bearing device displacement. It is worth mentioning that according to the purpose of this research, which includes the probabilistic form of seismic analysis, the seismic analyses consist of the applying the various seismic records on the samples produced by the uniform design sampling method in such a way that the uncertainty in the structural and seismic parameters is taken into account at the same time. In this way, the mentioned approach as well as other more accurate methods including IDA and THA are used in order to estimate the probability distribution of aforementioned seismic demands in three case studies of existing CSBs in Iran. Then, in relation to the above-mentioned proposed approach entitled Developed Nonlinear Static Pushover (DNSP) method, the complete justification of the relatively small errors in the outputs estimation of this method will be performed by explaining the sufficient reasons and details to clarify its effective computational efficiency in the seismic assessment of the CSBs. In the next step, the seismic fragility curves related to the various components of the case studies are generated as the final result of probabilistic seismic analysis of structures. For the comprehensiveness of validation and in line with the recommendation of the DNSP method for the CSBs, the relationship between the accuracy of methods in estimating seismic responses and seismic fragility is also will be discussed. In the end, after comparing the seismic outputs and the computational cost of different methods, this study concluded that the proposed DNSP approach in estimating the demand and seismic fragility of the CSBs has an appropriate accuracy and at the same time leads to that the computational workload has been significantly reduced compared to existing methods.

Keywords: Probabilistic seismic analysis, Record to record uncertainty, Developed Nonlinear Static Pushover (DNSP), Seismic fragility assessment, Cable stayed bridge