

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای پایه‌های پل بتنی طراحی شده به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان

علیرضا سپهوند^۱، حر خسروی^{۲*}

۱- کارشناسی ارشد زلزله، گروه مهندسی سازه و زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

۲- عضو هیئت علمی، گروه مهندسی سازه و زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

*نویسنده مسئول: حر خسروی، بابل، صندوق پستی: ۴۷۱۴۸۷۱۱۶۷، ایمیل: khosravi@nit.ac.ir

چکیده

در طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان، هدف عملکردی رسیدن به تغییر مکان طرح (تغییر مکان هدف) است و سختی و مقاومت سازه به گونه‌ای تعیین می‌شود که بیشینه تغییر مکان سازه در زلزله به این تغییر مکان برسد. بدین منظور برش پایه طراحی بر اساس ۳ پارامتر کلیدی میرایی معادل، فاکتور اصلاح میرایی و اثر پی-دلتا تعیین می‌شود. با توجه به تعدد روابط موجود برای هر یک از این پارامترها، در این تحقیق تاثیر استفاده از روابط مختلف بر برآورده شدن اهداف عملکردی مورد بررسی قرار گرفته است. در این مطالعه، ابتدا چند پایه پل دارای ۲ ارتفاع و ۲ طول دهانه متفاوت در ۲ منطقه با سطوح خطر لرزه‌ای متفاوت طراحی شد. جهت طراحی پایه‌ها از طیف طرح تغییر مکان به دست آمده از طیف طرح شتاب آیین‌نامه آشتو استفاده شده است. سپس هر یک از این ۸ پایه برای ۲۷ مسیر مختلف طراحی ناشی از ۳ رابطه متمایز برای هر یک از ۳ پارامتر کلیدی فوق طراحی شدند که در مجموع ۲۱۶ پایه پل به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان طراحی شد. در ادامه جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای پایه‌ها، هر یک از ۲۱۶ پایه در نرم افزار اپن سیس مدل سازی و تحت ۱۴ نگاهت دور از گسل مقیاس شده بر روی طیف طرح قرار گرفتند. پس از تعیین بیشینه تغییر مکان هر پایه تحت زلزله، نزدیک بودن این تغییر مکان به تغییر مکان هدف به عنوان شاخص برآورده شدن هدف عملکردی مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که استفاده از روابط مختلف طراحی، تاثیر قابل توجهی بر عملکرد لرزه‌ای و هزینه ساخت پایه‌ها دارد. به طوری که در بسیاری از پایه‌های طراحی شده، استفاده از روابط مختلف موجب ۲۰٪ کاهش یا افزایش بیشینه تغییر مکان نسبت به تغییر مکان هدف و تا حدود ۴۰٪ تغییرات در هزینه ساخت می‌شود. در میان ۲۷ مسیر انتخابی از روابط ارائه شده، استفاده از رابطه پریستلی برای میرایی معادل، رابطه آیین‌نامه ژاپن برای ضریب اصلاح میرایی و رابطه پتینگا و پریستلی برای اثر پی-دلتا، عملکرد مناسب‌تری را برای کلیه پایه‌های پل با ارتفاع، طول دهانه و سطح خطر مختلف نشان می‌دهد.

کلمات کلیدی

روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان، پایه پل بتنی، میرایی ویسکوز معادل، اثر پی-دلتا، تحلیل دینامیکی غیر خطی.

۱- مقدمه و تاریخچه تحقیقات

در طراحی پل‌ها و روگذر آزادراه‌ها ظرفیت طراحی به ظرفیت جانبی پایه‌های پل محدود می‌شود. بنابراین ستون‌های پل باید به طور دقیق طراحی شوند تا هم انعطاف‌پذیری و هم ظرفیت طراحی در آنها بیشتر از نیاز طراحی باشد. در روش‌های سنتی نیرو معیاری برای تعیین تقاضای سازه حین زلزله بود. اما پس از وقوع زلزله لوماپریتا در سال ۱۹۸۹ میلادی، تحقیقات گسترده‌ای توسط محققین صورت گرفت که به توسعه معیارهای طراحی لرزه‌ای پل‌ها بر اساس عملکرد پرداخته و در بسیاری از آن‌ها از تغییرمکان به جای نیرو به عنوان معیار تقاضای زلزله و آسیب سازه استفاده شده است [۱۳-۱].

چندین روش طراحی براساس تغییرمکان (DBD)^۱ ارائه شده که یکی از آنها روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان (DBDD)^۲ بوده که توسط پرستلی ارائه شد [۱]. در سال‌های بعد ثابت شد که این روش برای طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد در پل‌ها، ساختمان‌ها و انواع سازه‌های دیگر مؤثر است [۱۴-۱۸]. همچنین این روش مشکلات جدی که در طراحی نیرویی وجود دارد، اعم از نسبت مقاومت به سختی و تعمیم ظرفیت شکل‌پذیری با استفاده از فاکتور کاهش مقاومت را برطرف می‌کند [۱۹].

در روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان، برش پایه طراحی بر اساس روش سازه معادل محاسبه می‌شود [۲۰]. در این روش، سازه غیرخطی با یک سیستم تک درجه آزادی خطی جایگزین شده که این سیستم بر اساس سختی سکانتی و میرایی معادل تعریف می‌شود. بنابراین، میرایی معادل یکی از پارامترهای مهم و تاثیرگذار در پروسه طراحی است.

میرایی معادل برای نخستین بار توسط جاکوبسن با برابر قرار دادن انرژی هیسترتیک سیستم غیرخطی با انرژی میرایی سیستم خطی معادل ارائه شد [۲۱]. در سال‌های بعد تحقیقات نسبتاً گسترده‌ای جهت تعیین رابطه میرایی معادل برای انواع رفتار هیستریزاس انجم و روابط متنوعی ارائه شد. برخی از این تحقیقات شامل روابط روزن بلوث و هررا [۲۲]، گولکان و سوزن [۲۳]، کوالسکی [۲۴]، کوان و بلینگتون [۲۵]، لیو و همکاران [۲۶]، دوایری و همکاران [۲۷]، جارا و همکاران [۲۸] می‌باشد.

پس از تعیین میرایی معادل لازم است از ضریب اصلاح میرایی برای تبدیل طیف طرح خطی (معمولاً با میرایی الاستیک ۰.۵) به طیف طرح با میرایی ویسکوز معادل (ناشی از میرایی هیسترتیک و الاستیک) استفاده کرد. فاکتور اصلاح میرایی که یکی دیگر از عوامل تاثیرگذار در پروسه طراحی است، در آیین‌نامه‌های طراحی عمدتاً از مطالعات نیومارک و هال الهام گرفته شده است [۲۹-۳۰]. نیومارک و هال ضرایب اصلاحی میرایی را برای مناطق شتاب ثابت، سرعت ثابت و تغییرمکان ثابت ارائه کردند. در سال‌های بعد محققین تلاش‌های زیادی برای توسعه روابط ضریب اصلاح میرایی انجام دادند [۳۱-۳۷]. با توجه به اینکه استفاده از روابط مختلف می‌تواند منجر به نتایج مختلفی شود، لازم است که رابطه مناسب بر اساس شرایط سازه‌ای و لرزه‌ای مورد نظر انتخاب شود. دیگر پارامتری که بر طراحی سازه تاثیرگذار بوده، اثر پی-دلتا است. اثر بار ثقلی بر سازه تغییر شکل یافته تحت عنوان اثر پی-دلتا شناخته شده که موجب افزایش برش پایه طراحی در سازه غیرخطی می‌شود. در آیین‌نامه‌های رایج طراحی برای در نظر گرفتن اثر پی-دلتا از روش ضریب افزایش مقاومت استفاده می‌شود. به این ترتیب، مقاومت سازه (برش پایه طراحی) متناسب با شاخص پایداری افزایش می‌یابد. در طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان نیز اثر پی-دلتا به صورت افزایش برش پایه در طراحی لحاظ می‌شود.

تحقیقات زیادی برای در نظر گرفتن اثر پی-دلتا انجام شده که برخی از آنها منجر به ارائه پیشنهادات طراحی و ارائه رابطه افزایش مقاومت شده است [۳۸-۴۸]. هر چند در بعضی از تحقیقات اخیر به ارزیابی توانایی روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان در طراحی پایه پل‌ها پرداخته شده است [۴۹-۵۱]، اما از آنجایی که روابط ارائه شده برای هر کدام از پارامترهای فوق از تنوع قابل توجهی برخوردار است؛ به نظر می‌رسد استفاده از روابط مختلف در طراحی به نتایج متفاوتی از نظر عملکردی و اقتصادی منجر شود. علیرغم تفاوت قابل توجه روابط طراحی ارائه شده، تحقیق وسیع و جامعی جهت بررسی تاثیر استفاده از روابط مختلف طراحی در ادبیات فنی مشاهده نمی‌شود. بنابراین در این تحقیق با مطالعه تعداد زیادی از پایه‌های پل که با استفاده از روابط متنوع طراحی، طرح شده‌اند؛ مقدار تاثیر استفاده از روابط مختلف بر برآورده شدن اهداف عملکردی بررسی شده است. علاوه بر این، هزینه ساخت پایه‌های نیز در حالت‌های مختلف مقایسه شده است. در نتیجه می‌توان بر اساس عملکرد لرزه‌ای پایه‌های طراحی شده و هزینه ساخت آنها، بهترین

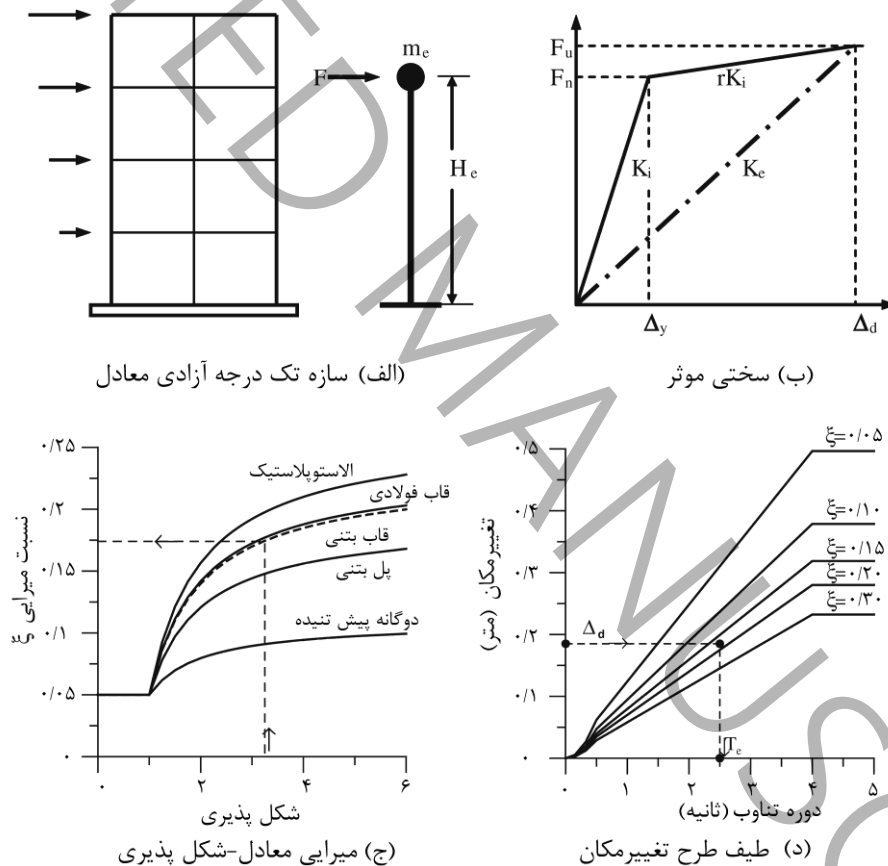
¹ Displacement Based Design

² Direct Displacement Based Design

ترکیب روابط برای طراحی پایه‌های پل بتنی را تعیین نمود. شایان ذکر است که در سال‌های اخیر بعضی از محققان به ارزیابی لرزه‌ای و یا طراحی اولیه پل‌ها یا پایه پل‌ها به روش مبتنی بر تغییر مکان پرداخته‌اند [۵۲-۵۵].

۲- مروری بر روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان

روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان که نخستین بار توسط پرستلی [۱] ارائه شد بر پایه معادل پیشنهادی توسط شیباتا و سوزن [۲۰] استوار است. در این روش از یک سیستم خطی با میرایی معادل به عنوان جایگزین سیستم غیرخطی استفاده می‌شود؛ به طوری که مطابق (شکل ۱-ب) سختی سیستم خطی برابر سختی سکانتی سیستم غیرخطی در حداکثر پاسخ خود و میرایی معادل آن برابر مجموع میرایی خطی و میرایی هیسترتیک سیستم غیرخطی است. در روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان، ابتدا تغییر مکان هدف بر اساس سطح عملکرد مورد انتظار در یک سطح خطر مشخص و بر اساس معیارهای سازه‌ای و غیر سازه‌ای تعیین می‌شود. با تعیین تغییر مکان هدف (Δ_d)، تعیین برش پایه طراحی طی مراحل زیر انجام می‌شود که این مراحل به صورت شماتیک در (شکل ۱) آمده است:



شکل ۱: مراحل طراحی در روش DDBD [۱۹]

Figure 1. Design steps in DDBD method [19]

- تعیین بیشینه تغییر مکان طبقات سازه چند درجه آزادی به نحوی که هیچ یک از معیارهای سازه‌ای و غیر سازه‌ای از حد مجاز در سطح عملکرد مورد نظر تجاوز نکند.
- محاسبه پارامترهای سازه تک درجه آزادی معادل شامل مقدار جرم موثر، ارتفاع موثر، تغییر مکان هدف (Δ_d) و تغییر مکان تسلیم (Δ_y).

- محاسبه شکل پذیری بر اساس نسبت تغییرمکان هدف به تغییرمکان تسلیم ($\mu = \Delta_d / \Delta_y$)

- تبدیل طیف طراحی خطی به طیف با میرایی معادل (طیف غیرخطی) بر اساس روابط میرایی معادل و ضریب اصلاح میرایی

- تعیین پیوند سازه تک درجه آزاد معادل از روی طیف با میرایی معادل بر اساس تغییر مکان هدف (Δ_d)

- تعیین سختی و مقاومت سازه (برش پایه طراحی) بر اساس پیوند سکانتی و روابط پی-دلتا

$$\Delta_d \rightarrow T_e$$

(۱)

$$K_e = m_e \left(\frac{2\pi}{T_e} \right)^2$$

(۲)

$$V_d = K_e \Delta_d + x \left(\frac{P \Delta_d}{H_e} \right)$$

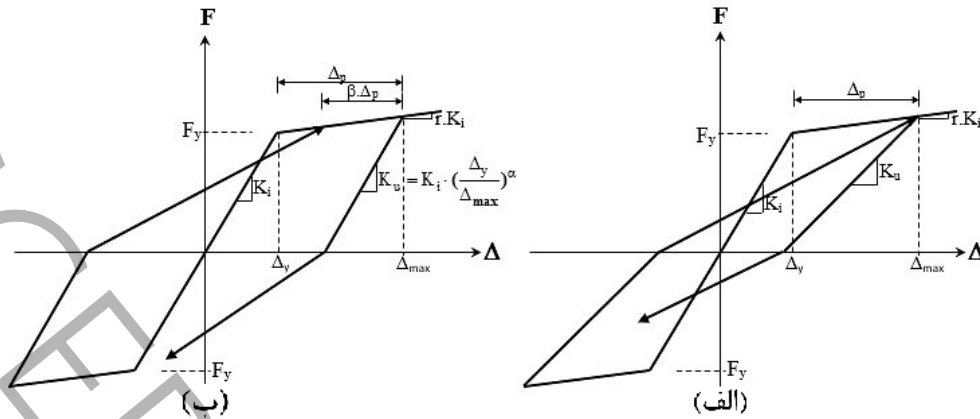
(۳)

۳- انتخاب روابط طراحی

جهت انتخاب روابط برای هر یک از سه پارامتر میرایی معادل، ضریب اصلاح میرایی و اثر پی-دلتا به این صورت عمل شد که ابتدا کلیه روابطی که برای طراحی پایه‌های پل بتنی مناسب بود، جمع‌آوری گردید. سپس برای هر پارامتر طراحی، نمودار حاصل از روابط مختلف گراف ترسیم و مقایسه شد. در ادامه روابطی که به نمودارهای مشابه منجر شد، حذف و روابطی که نتایج متمایزی را نشان می‌دادند برای ارزیابی انتخاب شدند. شایان ذکر است که در انتخاب از بین روابط مشابه، شهرت رابطه پیشنهادی مد نظر قرار گرفته است.

۳-۱ روابط میرایی معادل

برای تعیین میرایی معادل پایه‌های پل، عمدتاً از روابط میرایی معادل برای مدل رفتاری تاکدا لاغر استفاده می‌شود. مدل رفتاری تاکدا لاغر و تاکدا چاق در (شکل ۲) نشان داده شده است. چنانکه در (شکل ۲-الف) مشاهده می‌شود، مدل رفتاری تاکدا لاغر در باربرداری مقداری کاهش سختی نشان می‌دهد و در بارگذاری مجدد در جهت معکوس کاهش سختی بیشتری نشان می‌دهد و به سمت بیشینه تغییرمکان تجربه شده توسط سازه در سیکل قبلی حرکت می‌کند. با توجه به اینکه مدل رفتاری پایه‌های پل بتنی دارای کاهش سختی، باریک شوندگی (پینچینگ) و تمایل به ماکزیمم تغییر مکان می‌باشد، حلقه‌های هیسترتیک مدل رفتاری این پایه‌ها، تشابه خوبی با مدل رفتاری تاکدا لاغر دارد. شایان ذکر است که در فرآیند طراحی، انتخاب این مدل رفتاری در تعیین میرایی هیسترتیک و میرایی موثر سازه تاثیرگذار است.



شکل ۲: مدل رفتاری (الف) تاکدا لاغر، (ب) تاکدا چاق
Figure 2: Behavioral model (a) Thin Takeda, (b) Fat Takeda

از میان روابط زیادی که برای میرایی معادل ارائه گردید، در این مطالعه رابطه (۴) که توسط پرستلی ارائه شده به عنوان رابطه پایه انتخاب گردید و دو رابطه (۵) و (۶) که به ترتیب توسط کوان و بلینگتون و کوالسکی ارائه شده برای سایر مسیره‌های طراحی انتخاب شده است. انتخاب روابط بر اساس نوع مدل رفتاری تاکدا لاغر برای پایه‌های پل انجام شد. به طوری که با رسم نمودارهای همه روابط، روابط متمایز برای ارزیابی انتخاب شدند.

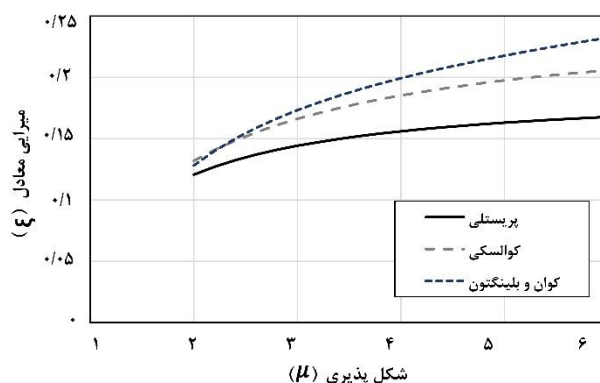
$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (۴)$$

$$\xi_{eq} = \frac{2C_2}{\pi} (0.8\mu^{c_1})^2 \left(\frac{\mu - 1}{\mu^2} \right) + 0.55 (0.8\mu^{c_1})^2 \xi_v \quad (۵)$$

که در آن c_1 و c_2 ضرایبی هستند که با توجه به رفتار هیستریزس سازه مشخص می‌شوند [۲۵]. برای رفتار تاکدا به ترتیب برابر ۰/۵ و ۰/۵۶ می‌باشند. μ میزان شکل‌پذیری سازه و ξ_v میزان میرایی خطی سازه می‌باشد.

$$\xi_{eq} = \xi_v + \frac{1}{\pi} \left[1 - \mu^n \left(\frac{1-r}{\mu} + r \right) \right] \quad (۶)$$

که در آن برای رفتار تاکدا $n=0.5$ و مقدار r از مقادیر طراحی و با استفاده از شیب نمودار پوش‌آور هر طراحی به دست می‌آید. مقدار آن برابر نسبت شیب خط دوم به شیب خط اول است که با توجه به نمودار پوش‌آور پایه‌های مختلف محاسبه می‌شود. به طور متوسط برای پایه‌ها در این پژوهش مقدار $r=0.25$ برای رابطه به دست می‌آید [۱۴]. نمودارهای میرایی معادل برای سه رابطه انتخابی در (شکل ۳) نشان داده شده است.



شکل ۳: نمودار تغییرات میرایی معادل (ξ_{eq}) بر حسب شکل پذیری (μ) در روابط انتخابی

Figure 3: Equivalent damping (ξ_{eq}) (variation in terms of ductility (μ)) in selected equations

۲-۳ ضریب اصلاح میرایی

ضریب اصلاح میرایی برای تبدیل طیف طرح خطی (معمولاً با میرایی الاستیک ۵٪) به طیف طرح با میرایی ویسکوز معادل استفاده شده که به صورت زیر تعریف می شود:

$$R_{\xi} = \frac{\Delta_{\max, \xi_{eq}}}{\Delta_{\max, \xi_{0.05}}} \quad (7)$$

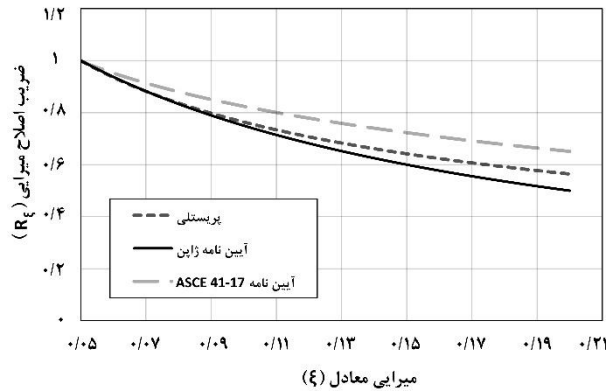
مطابق آنچه گفته شد، روابط زیادی در این زمینه ارائه شده که پس از بررسی های انجام شده، رابطه پرستلی به عنوان رابطه پایه و روابط ارائه شده در آیین نامه ژاپن [۳۳] و آیین نامه بهسازی آمریکا [۳۵] برای ارزیابی و مقایسه انتخاب شده اند. انتخاب روابط به گونه ای انجام شد که تا حد امکان روابط متمایزی وارد فرآیند ارزیابی شوند. روابط پرستلی، آیین نامه بهسازی آمریکا و آیین نامه ژاپن به ترتیب در روابط ۸ تا ۱۰ آمده است.

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{0.5} \quad (8)$$

$$R_{\xi} = \frac{5.6 - \ln(100\xi)}{4} \quad (9)$$

$$R_{\xi} = \frac{1.5}{1 + 10\xi} \quad (10)$$

که در این روابط ξ نشان دهنده مقدار میرایی است. برای مقایسه بهتر روابط انتخابی مقادیر آنها در (شکل ۴) رسم شده است.



شکل ۴: نمودار تغییرات ضریب اصلاح میرایی (R_{ζ}) بر حسب میرایی (ζ) در روابط انتخاب شده برای ضریب اصلاح میرایی

Figure 4: variation of damping correction factor (R_{ζ}) in terms of damping (ζ) in the equations selected for the damping correction factor

۳-۳ روابط پی-دلتا

به لنگر ناشی از حاصل ضرب بار ثقلی (P) در تغییرمکان جانبی ناشی از زلزله (Δ)، لنگر پی-دلتا گفته می شود. اثر پی-دلتا در حوزه الاستیک موجب افزایش لنگر و برش طبقات و همچنین افزایش تغییرمکان های جانبی سازه می شود. از منظر تحلیل دینامیکی غیرخطی، اثر پی-دلتا موجب کاهش سختی سیستم شده و به خصوص شیب خط دوم (پس از تسلیم) نمودار پوش اور را کاهش می دهد. به عبارت دیگر، در شاخص های پایداری ($\theta = P\Delta/VH$) بالا ممکن است سازه ظرفیت باربری ثقلی خود را از دست بدهد و در نهایت تحت ناپایداری دینامیکی دچار فروریزش شود [۴۶].

در طراحی لرزه ای سازه ها، معمولاً مقاومت سازه (برش پایه طراحی) متناسب با شاخص پایداری افزایش می یابد. در طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان نیز اثر پی-دلتا به صورت افزایش برش پایه در طراحی لحاظ می شود. از بین روابطی که برای افزایش برش پایه ارائه شده رابطه (۱۱) (رابطه پرستلی) به عنوان رابطه پایه انتخاب شده است. همچنین رابطه (۱۲) که به صورت ضریب افزایش مقاومت بوده و در مقدار برش پایه طراحی ضرب می شود (رابطه روزن بلوث) و رابطه پتینگا و پرستلی که مطابق رابطه (۱۴) بوده انتخاب شده اند.

$$V = k_e \Delta_d + 0.5 \left(\frac{P \Delta_d}{H} \right) \quad (11)$$

$$\lambda_f = \frac{1}{1 - \theta_{\Delta}} \quad (12)$$

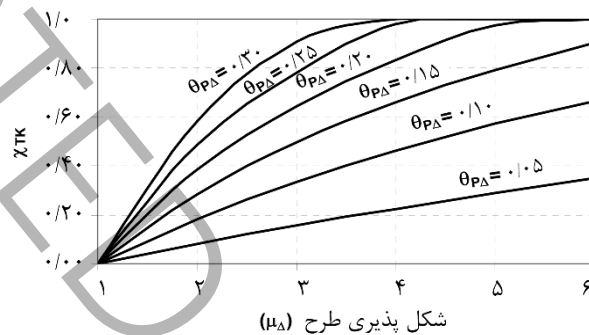
که در آن θ_{Δ} مقدار شاخص پایداری نهایی است که از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\theta_{\Delta} = \frac{P \Delta_d}{VH} \quad (13)$$

که در آن P مقدار بار وارده به کیلونیوتون و Δ_d مقدار تغییر مکان هدف به متر و V برش پایه طراحی بر حسب کیلونیوتون و H ارتفاع سازه است.

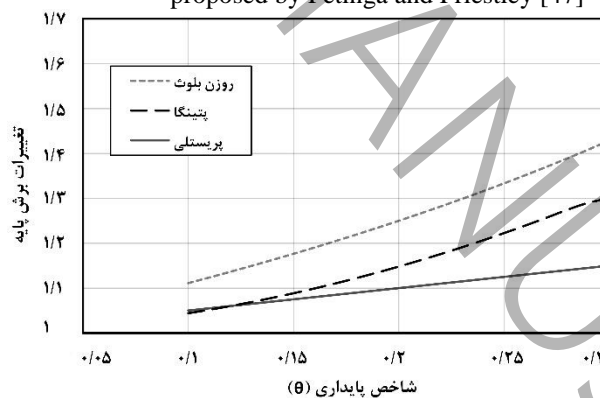
$$V = k_e \Delta_d + x \left(\frac{P \cdot \Delta_d}{H} \right) \quad (14)$$

که در این رابطه k_e مقدار سختی مؤثر و بقیه پارامترها مانند توضیح بالا است. در این رابطه مقدار متغیر x برای سازه‌های بتنی با رفتار هیستریزیس تا کدا بر اساس نمودار (شکل ۵) و بر اساس شکل پذیری و شاخص پایداری محاسبه می‌شود. مقایسه روابط ذکر شده در (شکل ۶) ارائه شده است.



شکل ۵: نحوه تغییرات ضریب اثر پی-دلتا بر حسب شکل پذیری و شاخص پایداری در رابطه پتینگا و پریستلی [۴۷]

Figure 5: The variation of P-Delta effect coefficient according to ductility and stability index in equation proposed by Petinga and Priestley [47]



شکل ۶: نمودار تغییرات ضریب برش پایه بر اساس شاخص پایداری در روابط انتخاب شده برای پی-دلتا

Figure 6: changes in base shear coefficient based on stability index in selected equations for P-Delta

۳-۴ ترکیب روابط و تعیین مسیرهای طراحی

مطابق آنچه پیش‌تر عنوان شد، هدف از این تحقیق ارزیابی روابط مختلف طراحی و تاثیر آن بر سطح عملکرد لرزه‌ای است. به منظور دستیابی به این هدف، برای هر یک از پارامترهای کلیدی میرایی، ضریب اصلاح میرایی و پی-دلتا سه رابطه در نظر گرفته شده

است. سپس با ترکیب روابط مسیرهای مختلفی جهت طراحی حاصل شد. با توجه به اینکه برای هر سه متغیر سه رابطه در نظر گرفته شد، ترکیب آن‌ها سبب به وجود آمدن ۲۷ مسیر طراحی می‌شود. مسیرهای مختلف طراحی در (جدول ۱) ارائه شده که در آن مسیر ۱ همان مسیر پایه‌ای ارائه شده توسط پریستلی است.

جدول ۱: مسیرهای ۲۷ گانه طراحی

Table 1: 27 design paths

مسیر	رابطه میرایی	رابطه ضریب اصلاح میرایی	رابطه پی- دلتا
۱	(۴)	(۸)	(۱۱)
۲	(۴)	(۸)	(۱۲)
۳	(۴)	(۸)	(۱۴)
۴	(۴)	(۹)	(۱۱)
۵	(۴)	(۹)	(۱۲)
۶	(۴)	(۹)	(۱۴)
۷	(۴)	(۱۰)	(۱۱)
۸	(۴)	(۱۰)	(۱۲)
۹	(۴)	(۱۰)	(۱۴)
۱۰	(۵)	(۸)	(۱۱)
۱۱	(۵)	(۸)	(۱۲)
۱۲	(۵)	(۸)	(۱۴)
۱۳	(۵)	(۹)	(۱۱)
۱۴	(۵)	(۹)	(۱۲)
۱۵	(۵)	(۹)	(۱۴)
۱۶	(۵)	(۱۰)	(۱۱)
۱۷	(۵)	(۱۰)	(۱۲)
۱۸	(۵)	(۱۰)	(۱۴)
۱۹	(۶)	(۸)	(۱۱)
۲۰	(۶)	(۸)	(۱۲)
۲۱	(۶)	(۸)	(۱۴)
۲۲	(۶)	(۹)	(۱۱)
۲۳	(۶)	(۹)	(۱۲)
۲۴	(۶)	(۹)	(۱۴)
۲۵	(۶)	(۱۰)	(۱۱)
۲۶	(۶)	(۱۰)	(۱۲)
۲۷	(۶)	(۱۰)	(۱۴)

۴- طراحی پایه‌های پل و مدل‌سازی غیرخطی

در این مطالعه، ابتدا کلیه پایه‌های پل انتخابی توسط نویسندگان به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان طرح شده است. به طوری که ۸ پایه پل، با ارتفاع، دهانه و ساختگاه متفاوت انتخاب شده و هر کدام از طریق ۲۷ مسیر با روابط متفاوت میرایی معادل، ضریب اصلاح میرایی و اثر پی-دلتا طراحی شدند. بنابراین می‌بایست ۲۱۶ پایه، به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان طراحی شود که این فرآیند تکراری علاوه بر نیاز به صرف وقت خیلی زیاد، ممکن است موجب خطا در طراحی پایه‌ها شود. به منظور جلوگیری از اشتباه در فرآیند طراحی، الگوریتم طراحی مورد نظر تهیه و در نرم افزار اکسل پیاده‌سازی شد. پس از طراحی، کلیه پایه‌ها به روش

فایبر مدل سازی غیرخطی شده و تحت نگاشتهای زلزله قرار گرفتند تا ارزیابی شوند. در این بخش مشخصات پایه‌های پل انتخابی، نحوه طراحی پایه‌ها، نحوه مدل سازی غیرخطی پایه‌ها و نگاشتهای انتخابی به صورت خلاصه ارائه شده است.

۴-۱ مشخصات پایه‌های پل و طیف طراحی

از آنجایی که هدف از این مطالعه ارزیابی پایه‌های پل طراحی شده به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان بوده است، طراحی کلیه پایه‌ها توسط نویسندگان انجام شده است. ولی برای عرشه پل، از مشخصات عرشه ارائه شده در مرجع [۱۸] استفاده شده است. برش عرضی عرشه مورد نظر که مربوط به یک جاده دو خطه است در (شکل ۷) نشان داده شده است. شایان ذکر است که در این مطالعه، فقط وزن واحد طول عرشه که با احتساب وزن آسفالت برابر با $w = 17.5 \text{ ton/m}$ است، جهت طراحی پایه‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. از آنجایی که طول دهانه عرشه (فاصله پایه‌ها) در دو حالت، ۲۵ و ۵۰ متر فرض شده است؛ با توجه به مقدار بار واحد طول، بارهای وارده به پایه در دو حالت ۴۳۷/۵ و ۸۷۵ تن می‌باشد. برای ارتفاع پایه‌ها نیز از دو ارتفاع ۵ و ۱۰ متری استفاده شده است. برای طراحی پایه‌ها، مشخصات مکانیکی مصالح مطابق (جدول ۲) مورد استفاده قرار گرفته است، که در آن تنش تسلیم آرماتورهای طولی و عرضی، F_c مقاومت فشاری بتن و E مدول الاستیسیته مصالح است.

جدول ۲: مشخصات مکانیکی مصالح مورد استفاده در طراحی

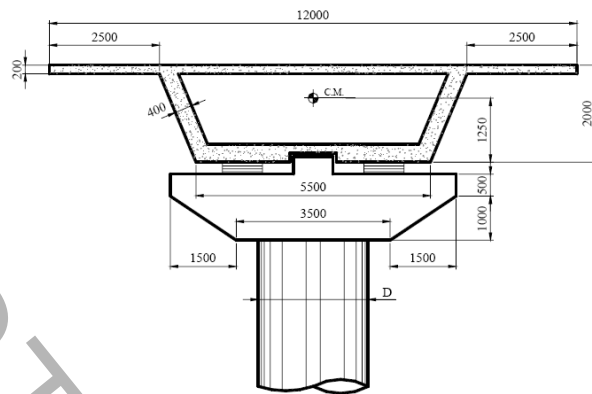
Table 2: Mechanical properties of the materials used in the design

مشخصات مصالح	بتن (MPa)	فولاد (MPa)
F_y	-	۴۰۰
F_c	۲۵	-
E	۳۰۰۰۰	۲۰۰۰۰۰

تفاوت دیگر پایه‌های پل انتخابی، در سایت احداث پل است که می‌تواند مناطق با لرزه‌خیزی متفاوتی را شامل شود. اثر این موضوع در طیف طرح سازه‌ها که در این مطالعه طیف‌های تغییر مکان است، دیده می‌شود. طیف طرح تغییر مکان به لرزه‌خیزی منطقه، نوع خاک بستر و دوره بازگشت زلزله طرح بستگی دارد. آیین‌نامه‌های آشتو و بارگذاری آمریکا ASCE7 با ارائه کانتورهای بر روی نقشه آمریکا، طیف‌های طرح شتاب را در نقاط مختلف جغرافیایی ارائه می‌نمایند [۵۶-۵۷]. با توجه به متفاوت بودن معیارهای طراحی پل با معیارهای ساختمانی، در طراحی پل‌ها از آیین‌نامه آشتو AASHTO استفاده می‌شود. در این آیین‌نامه احتمال فراگذشت زلزله طرح در ۷۵ سال عمر مفید سازه، برابر ۷ درصد در نظر گرفته شده و بنابراین دوره بازگشت زلزله طرح، ۱۰۰۰ سال می‌باشد. لازم به توضیح است که طیف طرح تغییر مکان مورد استفاده در این مطالعه، از تبدیل طیف طرح شتاب آیین‌نامه AASHTO به دست آمده است [۵۷].

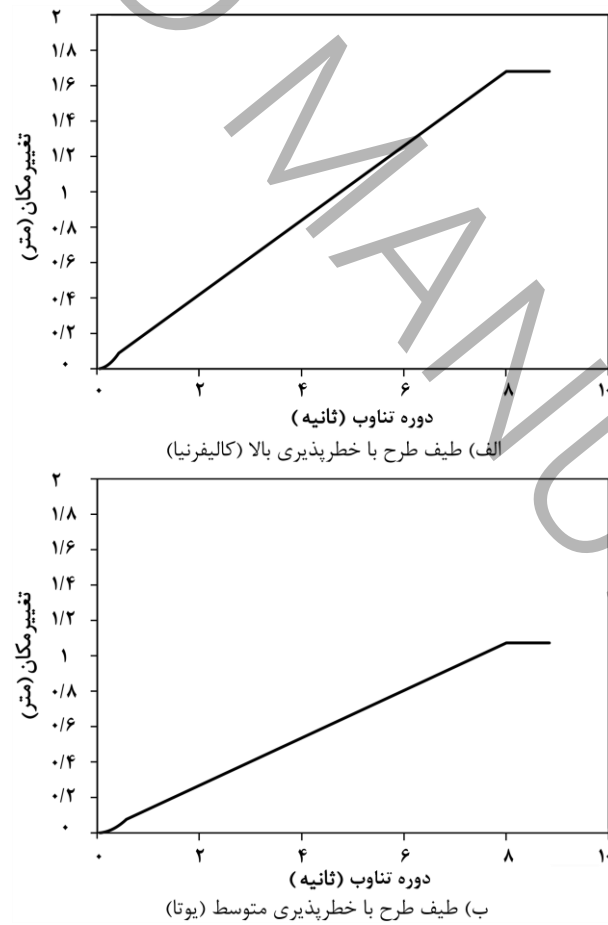
برای طراحی پایه‌ها از دو طیف طرح تغییر مکان مطابق (شکل ۸) برای دو منطقه آمریکا با لرزه‌خیزی بالا و متوسط استفاده شده است: (۱) نقطه‌ای با طول و عرض جغرافیایی ۱۱۶ و ۳۳ درجه در ایالت کالیفرنیا (غرب آمریکا) که بر روی خاک بستر از نوع C واقع شده است. (۲) نقطه‌ای با طول و عرض جغرافیایی ۱۱۲ و ۴۱ درجه در ایالت یوتا (منطقه مرکزی آمریکا) که بر روی خاک بستر از نوع D واقع شده است. شایان ذکر است که مطابق آیین‌نامه AASHTO، پرپود گوشه در هر دو طیف طراحی ۸ ثانیه بوده که به بیشینه تغییر مکان ۱۶۸ و ۱۰۷ سانتی متر در دو منطقه منجر می‌شود [۵۷].

با توجه به توضیحات ارائه شده، در ادامه در مجموع ۸ پایه مختلف از لحاظ ارتفاع، میزان بار (طول دهانه) و طیف طراحی (شدت خطر زلزله) مورد مطالعه قرار می‌گیرد که مشخصات آن‌ها مطابق (جدول ۳) است.



شکل ۷: برش عرضی عرشه و پایه‌های استفاده شده (ابعاد بر حسب میلی‌متر) [۱۸]

Figure 7: Cross-section of the deck and used piers (dimensions in millimeters) [18]



شکل ۸: طیف‌های طراحی تغییر مکان با میرایی ۵٪

Figure 8: Design displacement spectra (5% damping)

جدول ۳: مشخصات پایه‌های پل

Table 3: Properties of bridge piers

پایه پل	ارتفاع	وزن	منطقه خطرپذیری
۱	۵	۴۳۷/۵	متوسط (یوتا)
۲	۵	۸۷۵	متوسط (یوتا)
۳	۵	۴۳۷/۵	بالا (کالیفرنیا)
۴	۱۰	۸۷۵	بالا (کالیفرنیا)
۵	۱۰	۴۳۷/۵	متوسط (یوتا)
۶	۱۰	۸۷۵	متوسط (یوتا)
۷	۱۰	۴۳۷/۵	بالا (کالیفرنیا)
۸	۱۰	۸۷۵	بالا (کالیفرنیا)

۲-۴ معیارهای طراحی به روش DDBD

روش مبنای طراحی مورد استفاده در این تحقیق همان روش ارائه شده توسط پرستلی و همکاران برای طراحی مستقیم براساس تغییرمکان است [۱۴]. هدف عملکردی در طراحی پایه‌ها، رسیدن به سطح عملکرد کنترل خرابی در زلزله سطح طرح می‌باشد. برای محاسبه تغییرمکان هدف، در این سطح عملکردی از جابجایی نسبی ۴٪ استفاده شده است. همچنین پرستلی و همکاران اشاره می‌کنند که استفاده از مقاومت مشخصه مصالح مطابق آیین‌نامه‌های مرسوم، به دلیل محافظه‌کارانه و دست پایین بودن، موجب کوچک شدن بیشینه تغییرمکان و نرسیدن به سطح عملکرد مد نظر می‌شود. از آنجایی که هدف در طراحی بر اساس تغییرمکان، رسیدن به تغییرمکان هدف است و نه محدود شدن تغییرمکان به آن، برای طراحی لنگر پای ستون (کنش کنترل شونده بر اساس تغییرمکان) بایستی از مقاومت میانگین برای طراحی استفاده کرد. بنابراین، مطابق تعریف پرستلی و همکاران مقاومت تسلیم آرماتور طولی و مقاومت مشخصه بتن باید به ترتیب در ۱/۱ و ۱/۳ ضرب شود [۱۴].

برای طراحی پایه‌های پل، ابتدا یک الگوریتم از روند طراحی تهیه شد و سپس این الگوریتم برای طراحی ۲۱۶ پایه مدنظر در نرم افزار اکسل پیاده‌سازی شد. الگوریتم پیشنهادی در روندنما (شکل ۹) ارائه شده است. در ادامه الگوریتم پیشنهادی جهت طراحی پایه‌ها به صورت خلاصه توضیح داده می‌شود:

۱- در ابتدای طراحی، تغییرمکان هدف بر اساس معیار غیر سازه‌ای یعنی جابه‌جایی نسبی ۰/۰۴ تعیین می‌شود. با فرض قطر پایه، تغییر مکان تسلیم و به تبع آن مقدار شکل‌پذیری، میرایی معادل و طیف تغییرمکان اصلاح شده بر اساس میرایی معادل تعیین می‌شود. با داشتن تغییرمکان هدف، از روی طیف طرح اصلاح شده، پرپود معادل (پرپود سکانتی) سازه تعیین می‌شود. در ادامه سختی سکانتی و برش پایه طراحی محاسبه شده و در انتها، لنگر طراحی در پای ستون تعیین می‌شود.

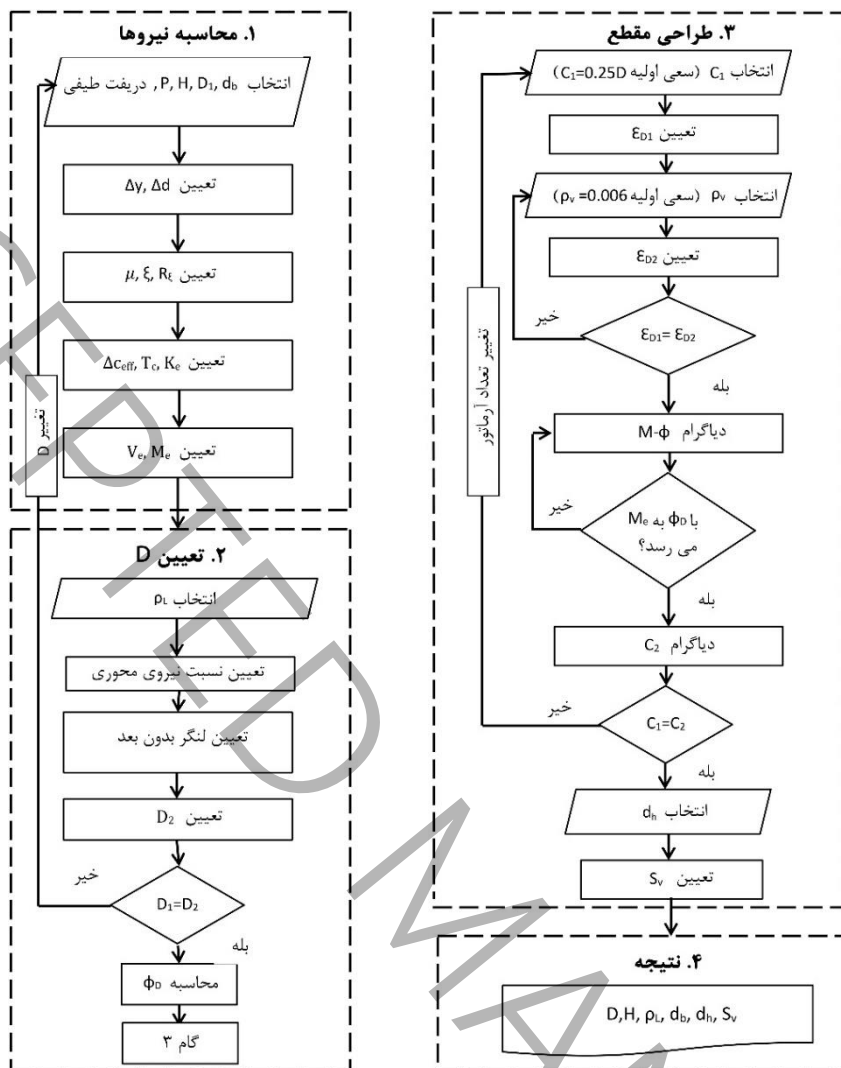
۲- هدف از بخش دوم الگوریتم طراحی، تعیین دقیق قطر ستون و تعیین تقریبی آرماتورهای طولی ستون است. بدین منظور، ابتدا درصد آرماتورهای طولی، فرض و بعد درصد نیروی محوری مقطع بر اساس قطر ستون مفروض محاسبه می‌شود. سپس با استفاده از نمودارهای فصل چهارم مرجع [۱۴] بر اساس درصد آرماتور طولی و نیروی محوری، لنگر بدون بعد قابل تحمل توسط مقطع تعیین می‌شود. با مساوی قرار دادن لنگر بدون بعد مقطع با لنگر طراحی، قطر مورد نیاز ستون تعیین می‌شود.

در صورتی که قطر مورد نیاز با قطر فرض شده در گام قبل برابر نباشد، نیاز است به ابتدای بخش اول الگوریتم برگشته و با قطر جدید ستون، مقدار تغییر مکان تسلیم و به تبع آن شکل پذیری، میرایی معادل و طیف تغییرمکان اصلاح شود که در نهایت به برش پایه طراحی جدید منجر می‌شود. با ورود دوباره به بخش دوم و فرض آرماتورهای طولی، قطر جدید پایه‌ها تعیین می‌شود. این فرآیند تکرار تا زمانی که قطر ستون فرض شده در بخش اول با قطر مورد نیاز در بخش دوم یکی شود ادامه پیدا می‌کند. لازم به توضیح است که چون درصد آرماتورهای مجاز دامنه وسیعی را شامل می‌شود ($0.8\% < \rho_l < 3.2\%$)، معمولاً بیش از دو بار سعی و خطا در تعیین قطر نیاز نمی‌باشد. این موضوع گاهی به صورت معکوس هم مورد استفاده قرار گرفته، به این صورت که با تعیین درصد نیروی محوری و لنگر مقاوم بدون بعد، به کمک نمودارهای راهنما درصد آرماتورهای طولی مورد نیاز تعیین و در صورتی که در محدوده مجاز قرار نداشته، قطر ستون افزایش یا کاهش یافته است.

۳- در بخش سوم هدف تعیین دقیق مقدار آرماتورهای طولی و آرماتورهای عرضی ستون است به گونه‌ای که به طور همزمان دو هدف برآورده شود. (۱) معیار مقاومت مورد نیاز: در نمودار لنگر-انحنای مقطع، در انحنای هدف (متناظر با تغییر مکان هدف)، لنگر مقاوم برابر با لنگر طراحی باشد. (۲) معیار سازه‌ای در طراحی بر اساس تغییرمکان: در انحنای هدف، بیشینه کرنش فشاری در بتن محصور کوچکتر از کرنش فشاری قابل تحمل توسط بتن محصور شده توسط آرماتورهای عرضی باشد. در این مرحله جهت تحلیل مقطع و رسم نمودار لنگر-انحنای آن نیاز به مدل رفتار غیرخطی فولاد شامل سخت شوندگی کرنش و مدل رفتاری تنش-کرنش بتن محصور شده می‌باشد. هر چند رسیدن به هدف اول کمی دشوار به نظر می‌رسد ولی از آنجایی که در گام قبلی مقدار آرماتورهای طولی برای تحمل لنگر طراحی به صورت تقریبی تعیین شده است، در این گام با کمی سعی و خطا مقدار دقیق آرماتورهای طولی و عرضی تعیین می‌شود. هدف دوم اشاره شده در واقع همان معیار سازه‌ای در طراحی بر اساس عملکرد است. یعنی مقدار آرماتورهای عرضی را به گونه‌ای تنظیم می‌کنیم که در تغییرمکان هدف بیشینه کرنش در پای ستون در حد کرنش بر اساس معیار کنترل خرابی باشد. بنابراین در این گام لازم است که بیشینه کرنش در دورترین تار فشاری بتن و ظرفیت کرنشی بتن محصور شده تعیین و با هم مقایسه شود؛ که اولی با تعیین عمق تار خنثی در انحنای طرح و دومی بر حسب حجم آرماتور عرضی و بر اساس روابط مرجع [۱۴] تعیین می‌شود. لازم به ذکر است که درصد حجمی آرماتورهای عرضی در این مطالعه به $0.2\% < \rho_v < 1\%$ محدود شده است. پس از تعیین حجم آرماتور عرضی، با انتخاب قطر آرماتور، فاصله آرماتورهای عرضی تعیین می‌شود.

۴- در بخش چهارم نتایج طراحی شامل قطر ستون، تعداد و قطر آرماتورهای طولی، قطر آرماتورهای عرضی و فاصله آنها جمع‌آوری می‌شود.

لازم به توضیح است که برای هر یک از ۸ پایه انتخابی، مقادیر رابطه‌های میرایی معادل، ضریب اصلاح میرایی و روابط پی-دلتا در هر مسیر طراحی تغییر می‌کند و بنابراین الگوریتم مذکور برای هر پایه ۲۷ مرتبه و در کل ۲۱۶ مرتبه پیاده‌سازی می‌شود.



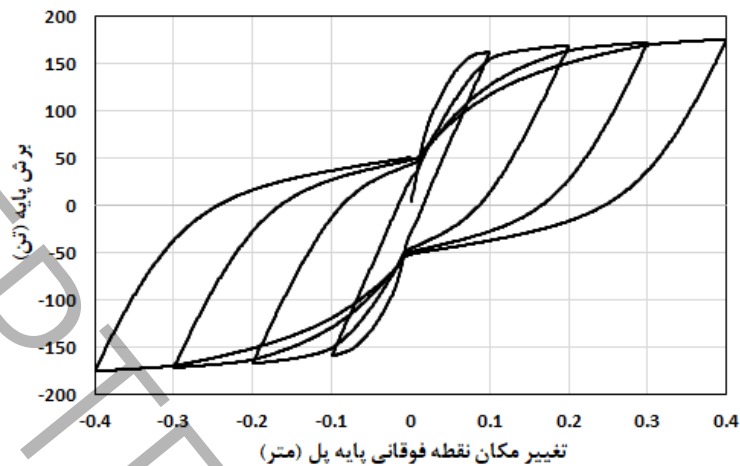
شکل ۹: روندنما طراحی پایه‌های پل بتنی

Figure 9: Design flowchart of concrete bridge piers

۳-۴ مدل‌سازی غیرخطی و الگوریتم طراحی پایه‌ها

در این تحقیق از نرم‌افزار اپنسیس برای مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی و از نرم افزار متلب برای پیاده سازی الگوریتم و پردازش نتایج استفاده شده است. برای مدل‌سازی پایه‌های پل از سیستم تک درجه آزادی استفاده شده که برای تعریف مقاطع از مقطع فایبر و شکل دایروی استفاده شده است. همچنین برای در نظر گرفتن اثر غیرخطی از المان dispBeamColumn برای المان‌های عضو استفاده شده است. در تعریف مصالح، برای مدل‌سازی بتن مورد استفاده در پایه پل از مصالح concrete02 استفاده شده که برای هسته محصور بتن از مدل رفتاری مصالح ارائه شده توسط مندر و همکاران [۵۸]، با در نظر گرفتن میزان درصد آرماتورهای عرضی در محاسبه مقدار تنش فشاری بتن هسته، استفاده شده است. برای مدل‌سازی میلگردهای طولی نیز از مصالح steel02 استفاده شده که از

مدل رفتاری دارای زوال فیلپیو و همکاران [۵۹] بهره می‌برد. برای درک بهتر مدل رفتاری غیرخطی پایه‌های پل مدل‌سازی شده، نمودار نیرو-جابجایی یکی از پایه‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای در (شکل ۱۰) ارائه شده است.



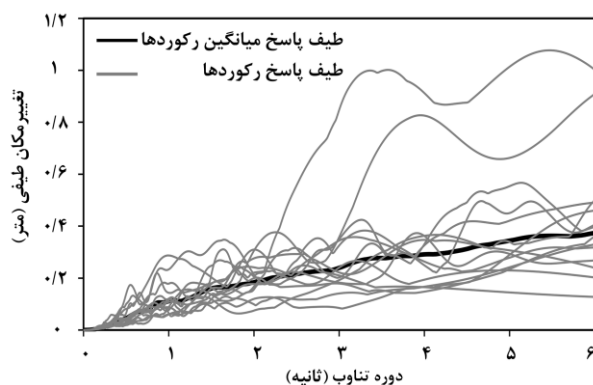
شکل ۱۰: نمودار نیرو-جابجایی یکی از پایه‌ها تحت بار چرخه‌ای

Figure 10: Force-Displacement diagram of one of the piers under cyclic loading

۴-۴ نگاشت‌های زلزله انتخاب شده

به منظور دستیابی به اهداف این تحقیق از نگاشت‌های طبیعی مورد استفاده در آیین‌نامه ATC-63 استفاده شده است [۶۰]. برای انتخاب نگاشت مناسب از بین نگاشت‌های موجود، با توجه به طیف تغییرمکان نگاشت‌های مختلف و بر اساس بزرگا و نوع خاک مورد استفاده، نگاشت‌ها به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که ضریب فاکتور افزایشی یا کاهش‌ی در آنها نسبت به طیف تغییرمکان طراحی بین ۰/۵ و ۲/۵ باشد ($0.5 < R < 2.5$). در نهایت ۱۴ نگاشت طبیعی انتخاب شده است که همگی در خاک نوع C و D ثبت شده‌اند تا با طیف‌های انتخابی برای طراحی هماهنگ باشند. بزرگای نگاشت‌ها $6.5 < M < 7.5$ است و همگی برای حوزه دور از گسل هستند.

برای استفاده از نگاشت‌ها در طراحی باید آنها را با طیف خطی تغییرمکان مورد استفاده مقیاس کرد. برای این کار ابتدا میزان تغییرمکان طیف طرح خطی در پریود مؤثر طراحی محاسبه می‌شود. سپس طیف تغییرمکان نگاشت به نحوی مقیاس می‌شود که مقدار تغییرمکان آن در پریود مؤثر با تغییرمکان طیف طرح برابر باشد. در نهایت نگاشت مقیاس شده با طیف طراحی به سازه اعمال می‌شود و انتظار می‌رود که همان میزان تغییرمکان هدف در سازه به وجود آید. (جدول ۴) مشخصات نگاشت‌های طبیعی مورد استفاده را نشان می‌دهد. همچنین طیف‌های تغییرمکان مورد استفاده نگاشت‌های طبیعی در (شکل ۱۱) نشان داده شده است. در برآورد تغییرمکان هدف در تحلیل‌های تاریخچه زمانی با استفاده از نگاشت‌های تعریف شده، نیاز به مقیاس کردن نگاشت‌های طراحی خواهیم داشت. این کار با این هدف انجام می‌شود که نگاشت‌های مختلف از نظر میزان جابجایی با یکدیگر قابل مقایسه باشند. مقیاس کردن نگاشت‌ها به نحوی خواهد بود که تغییرمکان نگاشت انتخابی در پریود سازه با تغییرمکان طیف طراحی در همان پریود برابر باشد. به این منظور برای هر نگاشت یک ضریب مقیاس تعریف می‌شود تا به این ترتیب تغییرمکان نگاشت در پریود سازه با تغییرمکان طیف طرح برابر شود.



شکل ۱۱: طیف‌های تغییر مکان نگاشت‌های طبیعی

Figure 11: Displacement spectra of real records

جدول ۴: مشخصات نگاشت‌ها

Table 4: Records properties

شماره نگاشت	نام نگاشت	ایستگاه ثبت	سال	بزرگ M	فاصله R (km)	نوع خاک	PGA (g)
۱	Northridge	Beverly Hills	1994	۶٫۷	۱۳٫۳	D	0.52
۲	Northridge	Canyon	1994	۶٫۷	۲۶٫۵	D	0.48
۳	Duzce, Turkey	Bolu	1999	۷٫۱	۴۱٫۳	D	0.82
۴	Hector Mine	Hector	1999	۷٫۱	۲۶٫۵	C	0.34
۵	Imperial	Delta	1979	۶٫۵	۳۳٫۷	D	0.35
۶	Imperial	El Centro	1979	۶٫۵	۲۹٫۴	D	0.38
۷	Kobe, Japan	Shin-Osaka	1995	۶٫۹	۴۶	D	0.24
۸	Kocaeli, Turkey	Duzce	1999	۷٫۵	۹۸٫۲	D	0.36
۹	Kocaeli, Turkey	Arcelik	1999	۷٫۵	۵۳٫۷	C	0.22
۱۰	Landers	Yermo Fire	1992	۷٫۳	۸۶	D	0.24
۱۱	Landers	Collwater	1992	۷٫۳	۸۲٫۱	D	0.42
۱۲	Loma Prieta	Capitola	1989	۶٫۹	۹٫۸	D	0.53
۱۳	Loma Prieta	Gilroy Array	1989	۶٫۹	۳۱٫۴	D	0.56
۱۴	Superstition	Poe Road	1987	۶٫۵	۱۱٫۲	D	0.45

۵- نتایج تحلیل

۵-۱ نحوه ارزیابی

برای بدست آوردن میزان دقت طراحی در برآورد تغییر مکان هدف، از شاخص آماری تابع اریبی یا همان انحراف (bias) استفاده شده است. این شاخص به عنوان یک برآوردگر نشان می‌دهد که نتایج بدست آمده چقدر به هدف طراحی نزدیک است. اگر انحراف در یک طراحی برابر یک باشد، این موضوع ایده‌آل است و در واقع دقیقاً همان مقدار مورد انتظار برای طراحی بدست آمده است و هدف به

طور کامل برآورد شده است. همچنین اگر این شاخص کمتر از یک باشد یعنی طراحی دست بالا است و میزان تغییرمکان‌های به دست آمده از میزان مورد انتظار کمتر است. این شاخص آماری به شکل رابطه (۱۵) تعریف می‌شود:

$$bias = e^{\text{ave}(\ln \frac{\Delta_1}{\Delta_D}, \ln \frac{\Delta_2}{\Delta_D}, \dots, \ln \frac{\Delta_{27}}{\Delta_D})} \quad (15)$$

که در آن Δ_i میزان تغییرمکان بدست آمده تحت نگاهت‌های زلزله است و Δ_D میزان تغییرمکان هدف طراحی یا همان تغییرمکان مورد انتظار است.

همچنین از شاخص آماری پراکندگی برای بررسی میزان پراکندگی نتایج تغییرمکان نسبت به تغییرمکان هدف طراحی استفاده می‌شود. میزان پراکندگی در این شاخص با استفاده از اعداد بین صفر و یک نمایش داده می‌شود که هر مقدار این شاخص به صفر نزدیک‌تر باشد یعنی میزان پراکندگی در داده‌ها کمتر است. در واقع بهترین مسیر طراحی، مسیری است که میزان دقت بالا و میزان پراکندگی نتایج و هزینه کم داشته باشد. رابطه این شاخص آماری برای محاسبه میزان پراکندگی در نتایج به دست آمده مطابق رابطه (۱۶) است.

$$dispersion = \sigma(\ln \frac{\Delta_1}{\Delta_D}, \ln \frac{\Delta_2}{\Delta_D}, \dots, \ln \frac{\Delta_{27}}{\Delta_D}) \quad (16)$$

که در آن Δ_i میزان تغییرمکان بدست آمده تحت نگاهت‌های زلزله و Δ_D میزان تغییرمکان هدف طراحی یا همان تغییرمکان مورد انتظار است. σ در اینجا همان انحراف معیار است که برای بدست آوردن پراکندگی نتایج مورد استفاده قرار گرفته است.

برای محاسبه مقدار پارامتر هزینه از قیمت روز فولاد و بتن استفاده شده است که در آن قیمت یک متر مکعب بتن با احتساب هزینه حمل و پمپاژ مقدار ۹۰۰ هزار تومان و هزینه هر کیلوگرم فولاد برابر ۱۶۵۰۰ تومان در نظر گرفته شده است.

هزینه هر مسیر با توجه به حجم بتن و مقدار آرماتورهای طولی و عرضی محاسبه می‌شود. در نهایت هزینه تمامی مسیرها به مسیر مبنای طراحی (مسیر ۱) با هزینه طراحی ۳۴۶ میلیون تومان برای ۸ پایه، مقیاس شده است.

۵-۲ نتایج حاصل از مسیرهای طراحی مختلف

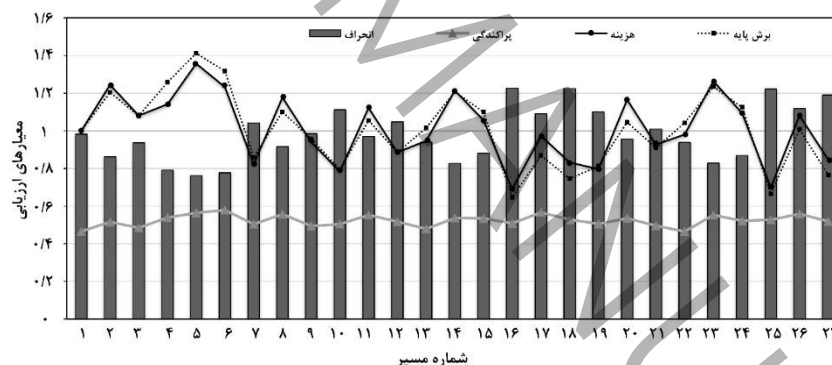
به منظور ارزیابی مسیرهای مختلف طراحی از نظر دقت، پراکندگی و هزینه ساخت، پس از انتخاب یک مسیر طراحی شاخص‌های آماری مربوطه به ازای نگاهت‌های مختلف محاسبه شده و در نهایت میانگین آنها معیار ارزیابی در آن مسیر طراحی خواهد بود. نتایج به دست آمده از مسیرهای مختلف طراحی در (شکل ۱۲) نشان داده شده است. مطابق این شکل، شاخص پراکندگی در مسیرهای مختلف طراحی تقریباً یکسان بوده و در بازه ۰/۴۶ تا ۰/۵۷ قرار می‌گیرد. در نتیجه می‌توان گفت که مسیرهای مختلف طراحی در پراکندگی تفاوت چندانی نداشته و هیچکدام از مسیرها نسبت به مسیرهای دیگر اولیتهی در این موضوع ندارد.

بررسی نتایج مربوط به بایس یا انحراف در (شکل ۱۲) نشان می‌دهد که مقدار انحراف پاسخ‌ها از تغییرمکان هدف تا حد زیادی متأثر از روابط انتخابی است. به نحوی که مطابق شکل، میانگین تغییرمکان‌ها تا حدود ۲۰٪ نسبت به تغییرمکان هدف انحراف دارد. مطابق این شکل، مسیر مبنای طراحی که همان مسیر ارائه شده توسط پریستلی است با انحراف ۰/۹۸ دقت قابل قبولی دارد. همچنین، مسیرهای طراحی ۹، ۱۱، ۲۰ و ۲۱ که به ترتیب دارای انحراف‌های ۰/۹۸۵، ۰/۹۷، ۰/۹۵۷ و ۱/۰۱ هستند دقت بالایی در برآورد تغییرمکان هدف دارند. بنابراین می‌توان این مسیرها را از بهترین مسیرها از منظر انحراف نتایج در نظر گرفت.

در (شکل ۱۲) همچنین مقادیر برش پایه و هزینه ساخت به صورت نسبتی از مقادیر متناظر با مسیر طراحی ۱ نشان داده شده است. مطابق شکل، مقدار برش پایه و هزینه ساخت رابطه مستقیمی داشته و برای مسیرهای مختلف تا حدود ۴۰٪ نسبت به مسیر مبنا اختلاف دارند. از میان مسیرهایی که از نظر انحراف مقدار ایده آلی داشتند، مسیرهایی که هزینه ساخت کمتری داشته باشند بهترین مسیرها خواهند بود. بنابراین، با توجه به مقادیر انحراف و هزینه ساخت، بهترین مسیر طراحی به ترتیب مسیر ۹، مسیر ۲۱ و مسیر ۱ خواهد بود که همان مسیر مبنای طراحی است. بنابراین مسیر ۱ بعد از گذشت سالها و ارائه روابط مختلف همچنان یکی از بهترین مسیرهای طراحی برای پایه‌های پل است.

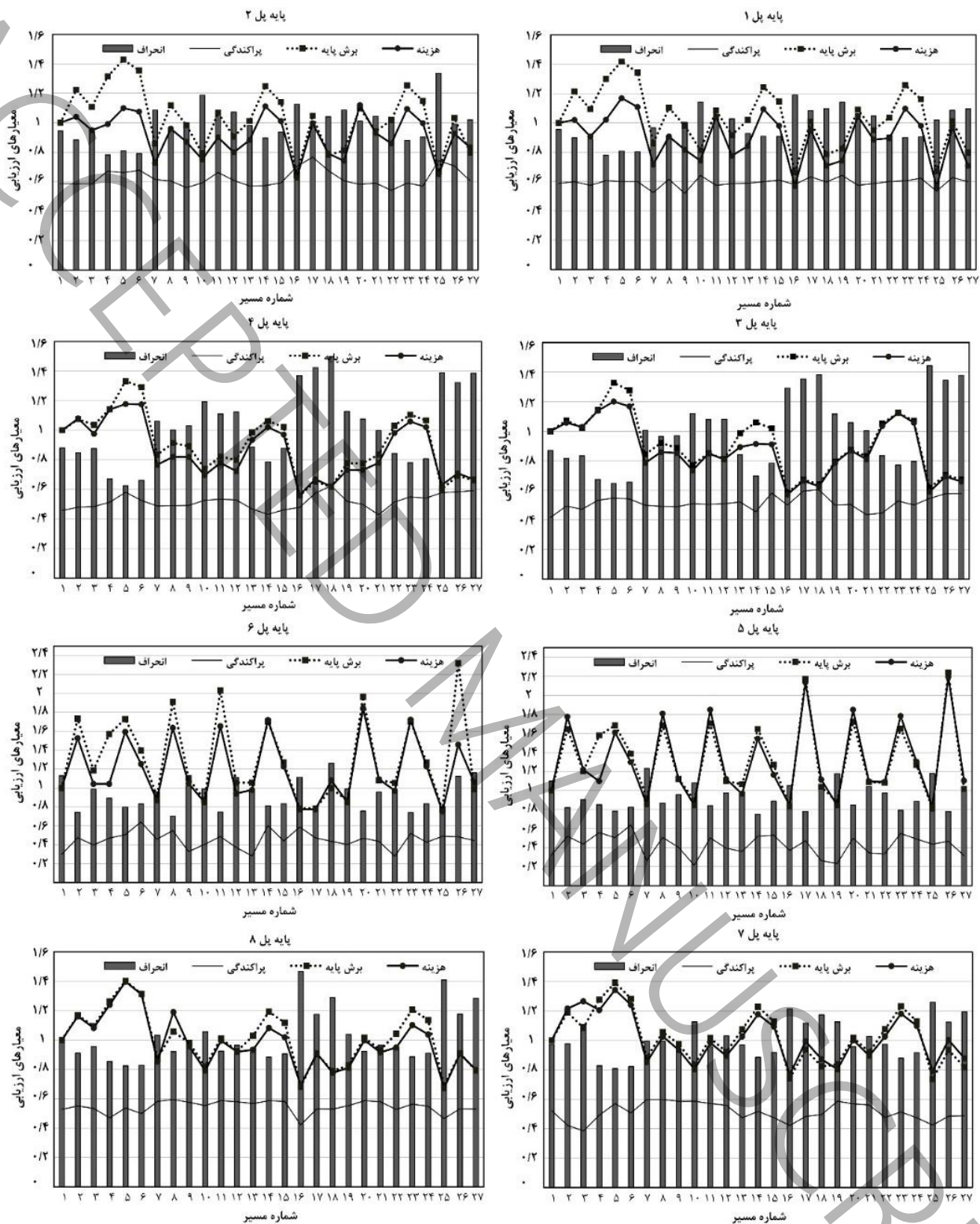
(شکل ۱۳) مقادیر شاخص‌های آماری، برش پایه و هزینه ساخت هر یک از پایه‌های پل را در مسیرهای مختلف طراحی نشان می‌دهد. مطابق این شکل، نتایج به دست آمده تا حد زیادی به روابط انتخابی و پارامترهای طراحی مثل ارتفاع و طیف طرح بستگی دارد. به عنوان مثال، در پایه پل ۱ مقادیر انحراف تغییرمکان از تغییرمکان هدف تا حدود ۲۰٪ بوده که در پایه پل ۳ تا ۴۰٪ مشاهده می‌شود. همین مسئله در مورد هزینه ساخت نیز صادق است. به طور مثال در حالی که مقدار تغییرات هزینه ساخت در مسیرهای مختلف مربوط به پایه پل ۴ در حدود ۴۰٪ است، اما در پایه پل ۶ تا ۸۰٪ نوسان دارد.

مطابق این شکل همچنین می‌توان نتیجه گرفت که بعضی از مسیرهای طراحی برای بعضی از پایه‌ها منجر به نتایج خوبی شده اما در بعضی دیگر از پایه‌ها منجر به نتایج غیرقابل قبولی می‌شود. به عنوان مثال مطابق (شکل ۱۳)، در حالی که مسیر ۲۵ برای پایه پل ۱ از نظر انحراف و هزینه ساخت مسیر بسیار خوبی به نظر می‌رسد، اما در دیگر پایه‌ها مقدار انحراف تا ۴۰٪ مشاهده می‌شود. به طور کلی، با بررسی مسیرهای مختلف در پایه‌های مختلف می‌توان نتیجه گرفت که مسیر ۹ بهترین مسیر طراحی برای همه پایه‌ها است. پس از آن مسیرهای ۲۱ و ۱ به طور میانگین جز بهترین مسیرها هستند.



شکل ۱۲: میزان انحراف و برآورد میزان دقت در مسیرهای مختلف طراحی

Figure 12: estimation of deviation and accuracy in different design paths



شکل ۱۳: مقادیر شاخص‌های آماری مسیرهای مختلف طراحی در پایه‌های پل مختلف

Figure 13: Statistical index values for different design paths in different bridge piers

۶- نتیجه‌گیری

در روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان، هدف رسیدن به تغییرمکان طرح در زمان زلزله است. بدین منظور برش پایه طراحی بر اساس پارامترهای کلیدی (۱) میرایی معادل، (۲) ضریب اصلاح میرایی و (۳) ناشی از اثر پی-دلتا تعیین می‌شود. از آنجایی که روابط ارائه شده برای هر یک از این پارامترها از تنوع قابل توجهی برخوردار است که به نتایج طراحی متفاوتی منجر می‌شود؛ در این مطالعه، تاثیر استفاده از روابط مختلف بر سطح عملکرد لرزه‌ای پایه‌ها ارزیابی شده است.

به این منظور برای هر یک از پارامترهای کلیدی ذکر شده، سه رابطه مختلف بر اساس شهرت و عدم تشابه انتخاب شده و از ترکیب این روابط در مجموع ۲۷ مسیر طراحی ایجاد شده است که مسیر پایه بر اساس روابط پیشنهادی توسط پریستلی و همکاران [۱۹] می‌باشد. سازه‌های مورد مطالعه شامل ۸ پایه پل بتنی بوده که بر اساس ۲ ارتفاع، ۲ طیف طرح و ۲ طول دهانه مختلف انتخاب گردیده‌اند. جهت ارزیابی مسیرهای مختلف طراحی، ۸ پایه انتخابی با ۲۷ مسیر طراحی مختلف یعنی در مجموع ۲۱۶ پایه پل به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان طراحی شد. پایه‌های طراحی شده تحت ۱۴ نگاشت زلزله دور از گسل مقیاس شده به طیف طرح قرار گرفت و بیشینه تغییرمکان پایه نسبت به تغییرمکان طراحی ارزیابی شد. در این ارزیابی تجاوز از تغییرمکان هدف، به معنی آسیب‌دیدگی بیش از حد مورد انتظار و نرسیدن به تغییرمکان هدف به معنی دست بالا بودن و غیر اقتصادی بودن طراحی است.

نتایج این تحلیل‌ها نشان می‌دهد که استفاده از روابط مختلف طراحی تاثیر قابل توجهی بر عملکرد لرزه‌ای سازه و هزینه ساخت پایه‌ها دارد. به طور کلی طراحی با روابط مختلف برای بسیاری از پایه‌های طراحی شده، بیشینه تغییرمکان پایه را به طور میانگین حدود ۲۰٪ نسبت به تغییرمکان هدف کاهش یا افزایش و هزینه ساخت را تا حدود ۴۰٪ تغییر می‌دهد.

بر اساس ارزیابی ۲۷ مسیر طراحی انتخابی برای ۸ پایه طراحی شده، مسیر طراحی ۹ با انحراف ۰/۹۸۵ نسبت به تغییر مکان هدف به عنوان بهترین مسیر طراحی پیشنهاد می‌شود. این مسیر طراحی، هزینه ساخت مناسبی نیز نسبت به سایر مسیرها نشان می‌دهد. بنابراین برای طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان استفاده از رابطه میرایی معادل پریستلی، ضریب اصلاح میرایی آیین‌نامه ژاپن و رابطه افزایش مقاومت پتینگا و پریستلی جهت در نظر گرفتن اثر پی-دلتا پیشنهاد می‌شود. شایان ذکر است که در میان سایر مسیرهای طراحی، مسیر پایه پیشنهادی پریستلی و همکاران [۱۹] یعنی مسیر ۱ و مسیر ۲۱ نیز جزء بهترین مسیرهای طراحی بوده‌اند که به عملکرد لرزه‌ای و هزینه ساخت مناسبی منجر شده‌اند. در میان سایر مسیرهای طراحی، بعضی از مسیرهای طراحی تنها در بعضی از پایه‌ها منجر به نتایج خوبی شده و در دیگر پایه‌ها منجر به طراحی دست بالا یا ضعیف پایه می‌شود.

مراجع

- [1] M.N. Priestley, Myths and fallacies in earthquake engineering, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 26 (3) (1993) 329-341.
- [2] M.Friedland, R. Mayes, D. Anderson, M. Bruneau. Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Report No. MCEER/ATC-49, Buffalo, New York, (2003).
- [3] S.D.C. Caltrans, Caltrans seismic design criteria version 1.6.", California Department of Transportation Sacramento (2006).
- [4] G.M. Calvi, M.J.N. Priestley, and M.J. Kowalsky, Displacement-based seismic design of bridges, Structural Engineering International, 23(2) (2013) 112-121.
- [5] H.M. Dawood, and M. ElGawady, Performance-based seismic design of unbonded precast post-tensioned concrete filled GFRP tube piers, Composites Part B: Engineering, 44(1) (2013) 357-367.

- [6] P. Franchin, and P.E Pinto, Performance-based seismic design of integral abutment bridges, *Bulletin of earthquake engineering*, 12(2) (2014) 939-960.
- [7] M.N. Sheikh, and Legeron. F, Performance based seismic assessment of bridges designed according to Canadian Highway Bridge Design Code, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 41(9) (2014) 777-787.
- [8] A.R. Ghotbi, Performance-based seismic assessment of skewed bridges with and without considering soil-foundation interaction effects for various site classes, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*,13(3) (2014) 357-373.
- [9] E., Khan, T.J. Sullivan, and, M.J., Kowalsky, Direct displacement–based seismic design of reinforced concrete arch bridges, *Journal of Bridge Engineering*, 19(1) (2014) 44-58.
- [10] A.M.Billah, and M.S Alam, Performance-based seismic design of shape memory alloy–reinforced concrete bridge piers. I: Development of performance-based damage states, *Journal of Structural Engineering*, 142(12) (2016) 04016140.
- [11] A.M.Billah, and M.S Alam, Performance-based seismic design of shape memory alloy–reinforced concrete bridge piers. II: Methodology and design example, *Journal of Structural Engineering*, 142(12) (2016) 04016141.
- [12] B.Shrestha, C.Li, H.Hao, and H. Li Performance-based seismic assessment of superelastic shape memory alloy-reinforced bridge piers considering residual deformations, *Journal of Earthquake Engineering*, 21(7) (2017) 1050-1069.
- [13] N.Xiang, and M.S., Alam, Displacement-based seismic design of bridge bents retrofitted with various bracing devices and their seismic fragility assessment under near-fault and far-field ground motions, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119 (2019) 75-90.
- [14] M.J., Kowalsky, M.N Priestley, And G.A. Macrae, Displacement-based design of RC bridge columns in seismic regions, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 24(12) (1995) 1623-1643.
- [15] G.M., Calvi, Seismic performance of RC bridges, *Progress in structural engineering and materials*, 1(1) (1997) 50-56.
- [16] M.J., Kowalsky, A displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(3) (2002) 719-747.
- [17] H.Dwairi, and M., Kowalsky, Implementation of inelastic displacement patterns in direct displacement-based design of continuous bridge structures, *Earthquake Spectra*, 22(3) (2006) 631-662.
- [18] V.A., Suarez, Implementation of direct displacement-based design for highway bridges”, Master Thesis, North Carolina State University, North Carolina, (2008).
- [19] M.J.N Priestley, G.M. Calvi, and M.J Kowalsky, *Direct displacement-based design of structures*, IUSS Press, Pavia, Italy, (2007).
- [20] A.Shibata, and M.A. Sozen, Substitute-structure method for seismic design in R/C, *Journal of the structural division*, 102(1) (1976)1-18.
- [21] L.S. Jacobsen, Steady forced vibrations as influenced by damping, *ASME Trans*, 52(15) (1930) 169–181.
- [22] E. Rosenblueth, and I.Herrera, On a kind of hysteretic damping, *Journal of Engineering Mechanics Division*, 90(4) (1964) 37–48.
- [23] P.Gulkan, and M.A Sozen, Inelastic responses of reinforced concrete structure to earthquake motions, *journal proceedings*, 71(12) (1974) 604-610.
- [24] M.J. Kowalsky, *Displacement-based design-a methodology for seismic design applied to RC bridge columns*, Master Thesis, University of California at San Diego, La Jolla, California, (1994).
- [25] W.P Kwan, and S.L Billington, Influence of hysteretic behavior on equivalent period and damping of structural systems, *Journal of structural engineering*, 129(5) (2003) 576-585.
- [26] T., Liu, T.Zordan, B, Briseghella,. And Q. Zhang, Evaluation of equivalent linearization analysis methods for seismically isolated buildings characterized by SDOF systems, *Engineering structures*, 59 (2014), 619-634.

- [27] H.M Dwairi, M.J. Kowalsky and J.M Nau, Equivalent damping in support of direct displacement-based design, *Journal of earthquake engineering*, 11(4) (2007) 512-530.
- [28] M.Jara, J.M., Jara, B.A. Olmos, and J.R. Casas, Improved procedure for equivalent linearization of bridges supported on hysteretic isolators, *Engineering Structures*, 35(2012) 99-106.
- [29] N. M. Newmark, and W. J. Hall. *Earthquake spectra and design*, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Berkeley, California, (1982).
- [30] N. M. Newmark, and W. J. Hall. Seismic design criteria for nuclear reactor facilities, *Proceedings of the 4th world conference on earthquake engineering*, 4 (1969) 37-50.
- [31] J.J. Bommer, A.S. Elnashai, and A.G. Weir, Compatible acceleration and displacement spectra for seismic design codes, *Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering*, (2000) 1-8.
- [32] Y., Wang, Revision of seismic design codes corresponding to building damages in the “5.12” Wenchuan earthquake, *Earthquake engineering and engineering vibration*, 9(2) (2010) 147-155.
- [33] S.Otani, and N., Kani, Japanese state of practice in design of seismically isolated buildings, 4th US-Japan workshop on performance-based earthquake engineering methodology for reinforced concrete building structures, (2002) 22-24.
- [34] G.D. Hatzigeorgiou, Damping modification factors for SDOF systems subjected to near-fault, far-fault and artificial earthquakes, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 39(11) (2010)1239-1258.
- [35] ASCE/SEI 41-13, *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*, American society of civil engineers, (2014).
- [36] D.T. Hubbard, and G.P. Mavroeddis, Damping coefficients for near-fault ground motion response spectra, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(3) (2011) 401-417.
- [37] B.A. Bradley, Period dependence of response spectrum damping modification factors due to source-and site-specific effects, *Earthquake spectra*, 31(2) (2015) 745-759.
- [38] E. Miranda, and S.D., Akkar, Dynamic instability of simple structural systems”, *Journal of structural engineering*, 129(12) (2003) 1722-1726.
- [39] D., Bernal, Instability of buildings during seismic response, *Engineering structures*, 20(4-6) (1998). 496-502.
- [40] C., Adam, L.F. Ibarra, and, H., Krawinkler, Evaluation of P-delta effects in non-deteriorating MDOF structures from equivalent SDOF systems, *Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering*, (2004).
- [41] A.V., Asimakopoulou, D.L, Karabalis, and D.E Beskos, Inclusion of P- Δ effect in displacement-based seismic design of steel moment resisting frames, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 36(14) (2007) 2171-2188.
- [42] G.A., MacRae, P- Δ effects on single-degree-of-freedom structures in earthquakes, *Earthquake spectra*, 10(3) (1994) 539-568.
- [43] E., Rosenblueth, Slenderness effects in buildings, *Journal of the structural division*, 91(1) (1965) 229-252.
- [44] D., Bernal, Amplification factors for inelastic dynamic p- Δ effects in earthquake analysis, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 15(5) (1987) 635-651.
- [45] T.Paulay, and M.N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings* Wiley, New York, (1992).
- [46] B.Wei, Y. Xu, and J. Li, Treatment of P- Δ effects in displacement-based seismic design for SDOF systems, *Journal of bridge engineering*, 17(3) (2012) 509-518.
- [47] J.D. Pettinga, and M.N. Priestley, *Accounting for p-delta effects in structures when using direct displacement-based design*, IUSS Press, Pavia, Italy, (2007).
- [48] N., Pourali, H., Khosravi, and M., Dehestani, An investigation of P-delta effect in conventional seismic design and direct displacement-based design using elasto-plastic SDOF systems, *Bulletin of earthquake engineering*, 17(1) (2019) 313-336.
- [49] M., Cademartori, T.J. Sullivan, and S., Osmani, Displacement-based assessment of typical Italian RC bridges, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(9) (2020) 4299-4329.

- [50] R., Gentile, A. Nettis, and D., Raffaele, Effectiveness of the displacement-based seismic performance assessment for continuous RC bridges and proposed extensions, *Engineering Structures*, 221 (2020) 110910.
- [51] A., Nettis, P., Iacovazzo, D., Raffaele, G.Uva, and J.M., Adam, Displacement-based seismic performance assessment of multi-span steel truss bridges, *Engineering Structures*, 254 (2022) 113832.
- [52] R., Gentile, A., Nettis, and D., Raffaele, Effectiveness of the displacement-based seismic performance assessment for continuous RC bridges and proposed extensions, *Engineering Structures*, 221 (2020) 110910.
- [53] M., Cademartori, T.J., Sullivan, and S., Osmani, Displacement-based assessment of typical Italian RC bridges, *Bulletin of Earthquake Engineering* 18 (2020) 4299-4329.
- [54] S., Banerjee, and S., Choudhury, An introduction to unified performance-based design of bridge piers, 17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE Sendai, Japan. (2020).
- [55] R.D., Rakhee, and T.R. Hossain, Performance analysis of bridge piers by direct displacement-based design method for different seismic zones, *AIP Conference Proceedings*, 2713(1) AIP Publishing (2023).
- [56] ASCE/SEI 7-16 Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, American society of civil engineers, Reston, Virginia, (2016).
- [57] AASHTO, LRFD bridge design specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, (2012).
- [58] J.B., Mander, M.J. Priestley, and R., Park, Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of structural engineering*, 114(8) (1988) 1804-1826.
- [59] F.C., Filippou, E.P., Popov, and V.V., Bertero, Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints, *Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 83-19*, University of California, Berkeley, (1983).
- [60] Applied Technology Council, Quantification of building seismic performance factors, US department of homeland security, Report No. FEMA P695, Washington, D.C., (2009).

Seismic performance evaluation of RC bridge piers designed with direct displacement-based design

Alireza Sepahvand^a, Horr Khosravi^{b*}

a. Master Of Earthquake Engineering, Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology

b. Faculty member, Department of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology

*Corresponding Author: Horr Khosravi, Babol, Email: Khosravi@nit.ac.ir

ABSTRACT

In Direct Displacement-Based Design (DDBD), the performance objective is to achieve the design displacement (target displacement) and the stiffness and strength of the structure is determined in such a way that the maximum displacement of the structure in an earthquake reaches this displacement. For this purpose, the design base shear is determined based on 3 key parameters of equivalent damping, damping modification factor and P-Delta effect. Due to the variation of relationships for each of these parameters, in this study the influence of using different relations on achieving performance objectives is investigated. In this study, 8 bridge piers with 2 different heights, 2 different span lengths and 2 seismic hazard levels were selected. In order to design the piers, the displacement design spectra were extracted from AASHTO acceleration design spectra. Then, each of these piers was designed for 27 different design paths resulting from 3 distinct relationships for each of the 3 key parameters and a total of 216 bridge piers were designed by DDBD approach. Then, to evaluate the seismic performance of the piers, each of the 216 piers was modeled in OpenSees software and subjected to 14 far-field earthquake records scaled on the design spectrum. After determining the maximum displacement of each pier, the proximity of this displacement to the target displacement was studied as a performance objective indicator. The results of analysis show that the use of different design relations has a significant effect on the maximum displacement of piers and their construction cost. So that for the most designed bridge piers, the use of different relationships causes a 20% decrease or increase in the maximum displacement compared to the target displacement and up to 40% changes in the construction cost. Among 27 design paths, using the Priestley relationship for equivalent damping, the Japanese regulation formula for the damping modification factor, and the Pettinga and Priestley formula for the P-Delta effect, provides a more suitable performance for all bridge piers designed with different heights, different span lengths and different seismic hazard levels.

KEYWORDS

Direct displacement-based design method, RC bridge pier, Equivalent viscous damping, P- Δ effect, nonlinear dynamic analysis.