

Performance of base-isolated moment resisting steel frames subjected to pounding effects under near-field earthquake ground motions

M. Ghalehnoy¹, M. Masoudi^{2*}

1- Graduate Student, Faculty of Civil Engineering of K.N. Toosi University of Technology, Tehran, Iran

2- Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering of K.N. Toosi University of Technology, Tehran, Iran

ABSTRACT

Despite conservative requirements of existing building code regarding clear seismic gap distance of base-isolated (BI) structures to surrounding moat walls, seismic performance of these structures is still ambiguous under severe earthquake ground motions that may push the base slab of the isolation system to collide to the surrounding moat walls. Moreover, the temptation of reducing seismic gaps in congested urban areas exacerbates the risk of pounding. Excessive horizontal displacement response of these long-period structures subjected to a rare near-field ground motion may lead to pounding to adjacent structures and subsequently, severe and uncontrolled damage or even total collapse of the superstructure. Pounding of BI structures to moat walls is usually considered as an unwanted response that may inflict critical damage to a high importance structure designed for high performance levels. Pounding effects to the moat walls depend on several parameters including superstructure and isolated periods, damping, seismic gap as well as characteristics of the earthquake ground motion. This study aims to evaluate seismic response of base-isolated moment resisting steel frames subjected to pounding effects under near-field earthquake ground motions with different clear gap distances to surrounding moat walls. A seven story and a three story buildings isolated with elastomeric bearings have been modeled. Base slab displacement, global displacement ductility demands, yield strength reduction factors, and maximum inter-story drifts have been computed under recorded severe near-field earthquake ground motions. Results showed that for most of the seismic gaps lower than those of prescribed by codes, seismic demands remain in acceptable ranges corresponding to low performance levels, i.e., life safety or collapse prevention of fixed-base structures. This implies that performance of BI buildings with codified seismic gaps or insufficient seismic gaps is not much different than that of fixed-base buildings when they are pushed to their displacement limits under maximum considered earthquakes.

ARTICLE INFO

Receive Date: 19 June 2019

Revise Date: 07 July 2019

Accept Date: 23 July 2019

Keywords:

Seismic isolation

Pounding

Near-field ground motion Steel moment resisting frame

Seismic gap

Seismic performance

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.190572.1887

*Corresponding author: Mostafa Masoudi

Email address: mmasoudi@kntu.ac.ir

بررسی اثر برخورد بر عملکرد قاب‌های فولادی جداسازی شده لرزه‌ای

در جنبش‌های حوزه نزدیک

مونا قلعه‌نوی^۱، مصطفی مسعودی^{۲*}

۱- کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران

چکیده

در سازه‌های جداسازی شده لرزه‌ای اگرچه ضوابط محافظه‌کارانه‌ای برای درز لرزه‌ای در نظر گرفته شده است و برخورد سازه‌های جداسازی شده لرزه‌ای با مانع یا دیوار بازدارنده عموماً پدیده‌ای نامطلوب تلقی می‌شود ولی تمام جنبه‌های رفتار این سازه‌ها هنگام برخورد به طور کافی بررسی نشده است و نیاز به پژوهش‌های بیشتری دارد. آثار ناشی از برخورد این سازه‌ها وابسته به مقاومت و سختی جانبی، میرایی، درز لرزه‌ای موجود و همچنین مشخصات جنبش زمین است. هدف این پژوهش بررسی عملکرد ناکشسان قاب‌های خمشی فولادی جداسازی شده با در نظر داشتن امکان برخورد در جنبش‌های پالسی حوزه‌ی نزدیک و مقادیر مختلف درز لرزه‌ای می‌باشد. برای این منظور دو قاب خمشی ویژه فولادی دارای جداگر الاستومری به صورت غیرخطی مدلسازی شد و جابجایی جداگر، شکل‌پذیری نیاز کلی و طبقه‌ای، ضریب کاهش مقاومت تسلیم و رانش میان طبقه‌ای تحت شتابنگاشت‌های مختلف بررسی گردید. نتایج نشان می‌دهد که پاسخ دینامیکی سازه‌ی جداسازی شده تحت برخورد در سطوح خطر لرزه‌ای بالا وابستگی زیادی به درز لرزه‌ای موجود، ارتفاع سازه (دوره تناوب) و الگوی بارگذاری دارد. با افزایش ارتفاع سازه پاسخ‌ها بویژه برای مقادیر بزرگ‌تر درز لرزه‌ای اختلاف کم‌تری با سازه بدون برخورد خواهد داشت. همچنین پاسخ‌های روسازه برای همه مقادیر درز لرزه‌ای در حدود معیارهای قابل پذیرش برای سازه‌های پایه گیردار است.

کلمات کلیدی: جداسازی لرزه‌ای، برخورد، جنبش حوزه نزدیک، قاب خمشی فولادی، درز لرزه‌ای، عملکرد لرزه‌ای.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2019.190572.1887	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.190572.1887	۱۴۰۰/۰۳/۳۰	۱۳۹۸/۰۵/۰۱	۱۳۹۸/۰۵/۰۱	۱۳۹۸/۰۴/۱۶	۱۳۹۸/۰۳/۲۹
				*نویسنده مسئول:		
				مصطفی مسعودی		
				mmasoudi@kntu.ac.ir		
				پست الکترونیکی:		

۱- مقدمه

برتری جداسازی لرزه‌ای نسبت به فلسفه سنتی طراحی لرزه‌ای، کاهش سختی و افزایش انعطاف پذیری در لایه جداساز با هدف رها کردن روسازه از نیروهای اینرسی ناشی از زلزله و کاهش و کنترل آسیب‌ها در اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای است. موفقیت در چنین هدفی بستگی به ویژگی‌های دینامیکی سازه، نوع خاک و زلزله دارد. اساسی‌ترین مشخصه فنی این سیستم‌ها افزایش دوره تناوب سازه است که منجر به کاهش چشم‌گیر شتاب می‌شود. این کاهش شتاب همراه با افزایش جابجایی جانبی است که با افزایش میرایی قابل کنترل می‌باشد. تاریخچه‌ی استفاده از سیستم‌های جداسازی لرزه‌ای، چگونگی گسترش کاربرد و عملکرد مطلوب آن‌ها به تفصیل در مراجع مختلف آمده است [۵-۱].

نرم شدن تراز پایه و افزایش احتمال برخورد در حرکت‌های رفت و برگشتی به سازه‌های مجاور و یا دیوار بازدارنده در این نوع سازه‌ها نسبت به سازه‌های پایه گیردار، چالش بزرگی در کاربرد سیستم‌های جداسازی شده لرزه‌ای است. بنابراین مطالعه سیستم‌های جداسازی شده لرزه‌ای در جنبش‌های حوزه نزدیک با توجه به جابجایی نیاز بیش‌تر در سازه‌های انعطاف پذیر و دیگر عوامل یاد شده اهمیت زیادی دارد. با این حال به دلیل شمار کم‌تر سازه‌های جداسازی شده نسبت به سازه‌های گیردار، اطلاعات بسیار کمی از رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها در زلزله‌های سطح طراحی و همچنین برخورد با دیوارهای بازدارنده اطراف و سازه‌های مجاور موجود است. تنها در یک مورد می‌توان به برخورد سازه یک مرکز آتش‌نشانی در زلزله ۱۹۹۴ نورث‌ریج در لس آنجلس اشاره نمود که منجر به افزایش برش و رانش میان طبقه‌های شده بود [۶]. با توجه به خسارات گسترده سازه‌ها در جنبش‌های حوزه نزدیک، رفتار سیستم‌های جداسازی شده تحت جنبش‌های حوزه نزدیک توجه پژوهشگران زیادی را به خود جلب نمود. جنید و کلی [۷]، تجملیان و همکاران [۸] و الحان و غنچه [۹]، مطالعات خود را معطوف به تأثیر جهت پذیری زلزله و محتوای فرکانسی جنبش‌های حوزه نزدیک بر روی پاسخ سازه‌های جداسازی شده نمودند. پیش از ایشان نیز هال و همکاران [۱۰]، تسای [۱۱] و ملهوترا [۱۲]، با بررسی اثر برخورد در سیستم‌های جداسازی شده لرزه‌ای به نتایج مشابه افزایش برش پایه، و تأثیر مستقیم فاصله جانبی آزاد (درز لرزه‌ای)، سختی برخورد و میرایی بر رفتار مدل‌های به کار رفته در تحقیقات خود دست یافته بودند.

مسرور و ماسکیدا [۱۳] و کو و همکاران [۱۴] اثر اندازه درز لرزه‌ای در سازه‌های مجاور تحت برخورد در جنبش‌های حوزه نزدیک را بررسی نمودند و دریافته‌اند که در جنبش‌های حوزه نزدیک باید درز لرزه‌ای بزرگ‌تری برای دو سازه‌ی مجاور فراهم آید تا از برخورد در جنبش‌های بسیار بزرگ جلوگیری شود. اثر مدلسازی‌های مختلف برخورد از دیگر عوامل تأثیر گذار در نتایج است که در پژوهش‌های صورت گرفته توسط یه و همکاران [۱۵] به چشم می‌خورد. سختی دیوار بازدارنده یکی دیگر از عوامل تأثیر گذار بر عملکرد سازه‌ی جداسازی شده است که در یافته‌های کمودروموس و همکاران [۱۶] نیز به آن اشاره شده است. پژوهش‌های اخیر توسط بائو و همکاران [۱۷] اهمیت نوع جداگر، سختی و یا نرمی روسازه، دوره تناوب جنبش پالسی و جرم دیوار هنگام برخورد را روشن می‌سازد.

نتایج پژوهش‌های یاد شده سبب افزایش نگرانی‌ها درباره رفتار این سیستم‌ها بویژه در مناطق لرزه‌خیز جهان شده و کاربرد جداسازی لرزه‌ای را محدود به سازه‌هایی کرده است که در اطراف آن بتوان درز لرزه‌ای بزرگی را برابر با الزامات سخت‌گیرانه آیین‌نامه‌ای فراهم کرد. در همین راستا مسعودی و قلعه‌نوی [۱۸] با بررسی پاسخ بازه‌ی گسترده‌ای از سازه‌های جداسازی شده با درز لرزه‌ای ناکافی تحت موجک‌های تحلیلی شتاب پالس گونه - که مدل تقریبی جنبش حوزه‌ی نزدیک گسل است - نشان دادند چنانچه نسبت دوره تناوب روسازه پایه گیردار به دوره تناوب سازه جداسازی شده بزرگ‌تر از مقدار مشخصی انتخاب شود، پاسخ ناشی از برخورد لرزه‌ای حتی برای درزهای لرزه‌ای کم تا حد زیادی کاهش می‌یابد. در نتیجه اگر چه روسازه پس از برخورد در بزرگترین زلزله در نظر گرفته شده (MCE) ممکن است تا آستانه فروپاشی کلی مانند سازه‌های پایه گیردار پیش رود ولی برای زلزله‌های بزرگ اما کوچک‌تر از جنبشی که باعث برخورد می‌شود می‌توان همچنان از مزایای جداسازی لرزه‌ای بهره‌مند شد. مطالعات ایشان برای مدل کشسان خطی روسازه یک درجه آزاد

معادل انجام شده بود. از این رو نویسندگان پژوهش حاضر بر آن شدند تا آثار ناشی از برخورد در روسازه‌های جداسازی شده چند طبقه را با در نظر گرفتن رفتار ناکشسان و مقادیر درز لرزه‌ای مختلف تحت نداشت‌های نیرومند ثبت شده حوزه نزدیک گسل بررسی نمایند تا بتوان درستی دیدگاه مطرح شده را در شرایط دشوار واقعی‌تری آزمود. با توجه به اینکه جداسازی لرزه‌ای برای سازه‌ها با دوره تناوب‌های کوتاه تا متوسط کاربرد بیشتری دارد، دو سازه قاب خمشی فولادی با ارتفاع و در نتیجه دوره تناوب‌های متفاوت برای در نظر گرفتن دو دوره تناوب کوتاه و متوسط مناسب برای جداسازی لرزه‌ای مورد مطالعه قرار گرفت.

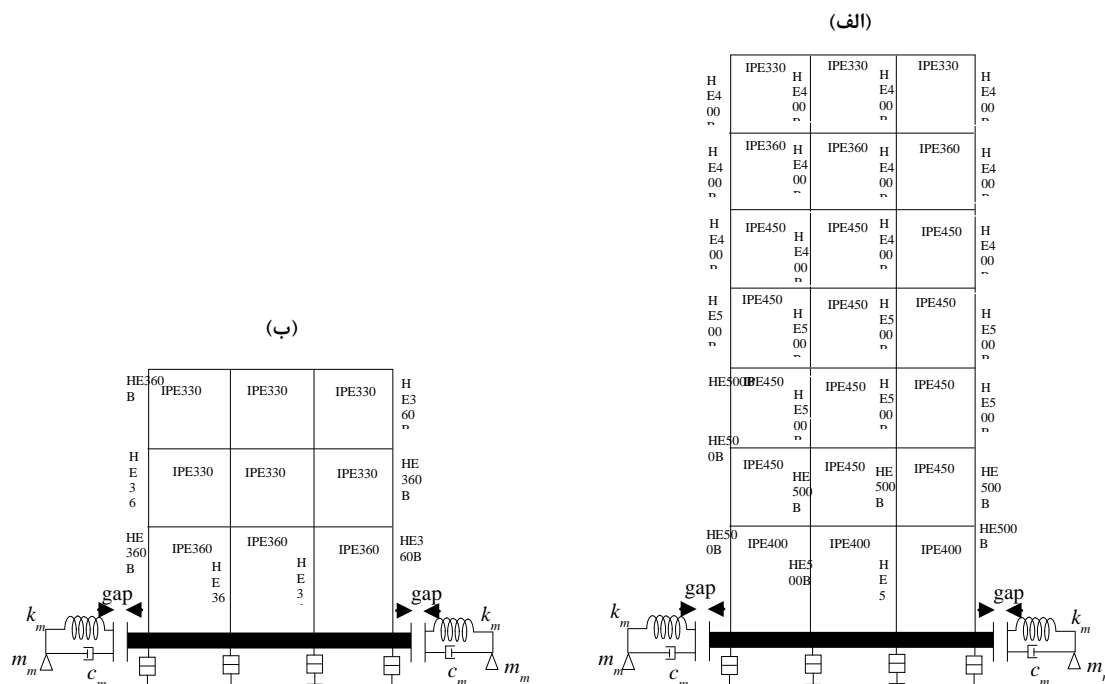
۲- شبیه‌سازی برخورد

برخورد لرزه‌ای سازه‌های مجاور با یکدیگر و یا موانع بازدارنده به دلیل ایجاد نیروها و جابجایی‌های بسیار زیاد با پیچیدگی‌های دینامیکی ویژه‌ای همراه است. آثار ناشی از برخورد لرزه‌ای به سبب کوتاه بودن مدت دوام برخورد به صورت انرژی ناگهانی به سازه منتقل می‌شود [۹] و [۱۱]. مطالعات زیادی برای یافتن درز لرزه‌ای مناسب بین دو سازه و جلوگیری از برخورد صورت گرفته است که در بیش‌تر آن‌ها برخورد لرزه‌ای بیش‌تر به دو صورت استریومکانیک و نیروی پیوسته مدلسازی می‌شود. مدل استریومکانیک براساس اصل بقای انرژی با اندازه‌گیری سرعت اجسام برخورد کننده پس از برخورد نسبت به سرعت اولیه استفاده می‌شود. در این روش زمان برخورد به صورت آنی فرض می‌شود. عوامل مختلفی چون جرم، سرعت قبل از برخورد، مدت زمان دوام و جنس مصالح پیکره‌ی دو جسم برخورد کننده، ویژگی‌های اصلی پاسخ‌ها در این مدلسازی را می‌سازد. در مدلسازی نیروی پیوسته نیروهای ناشی از برخورد به صورت مستقیم شبیه‌سازی می‌شوند و بر خلاف روش قبلی زمان برخورد صفر نیست. مدل کشسان خطی، کلوین، هرتز، غیرخطی کشسان لزج، مدل غیرخطی هرتز با میراگر و مدل اصلاح شده‌ی کلوین در شمار انواع مختلف شبیه‌سازی برخورد هستند. فیلیاترولت [۱۹] و لنکرانی [۲۰] در مطالعات خود از این روش مدلسازی استفاده کرده‌اند. با توجه به اینکه درباره برخورد زیرسازه با دیوار حائل پیرامونی پژوهش‌های آزمایشگاهی بسیار اندک هستند [۱۴] و در شبیه‌سازی برخورد با روش نیروی پیوسته نیاز به جزئیات آزموده نشده‌ی بیشتری در مقایسه با روش استریومکانیک است در این پژوهش روش استریومکانیک با فرض برخورد کاملاً ناکشسان بکار رفته است.

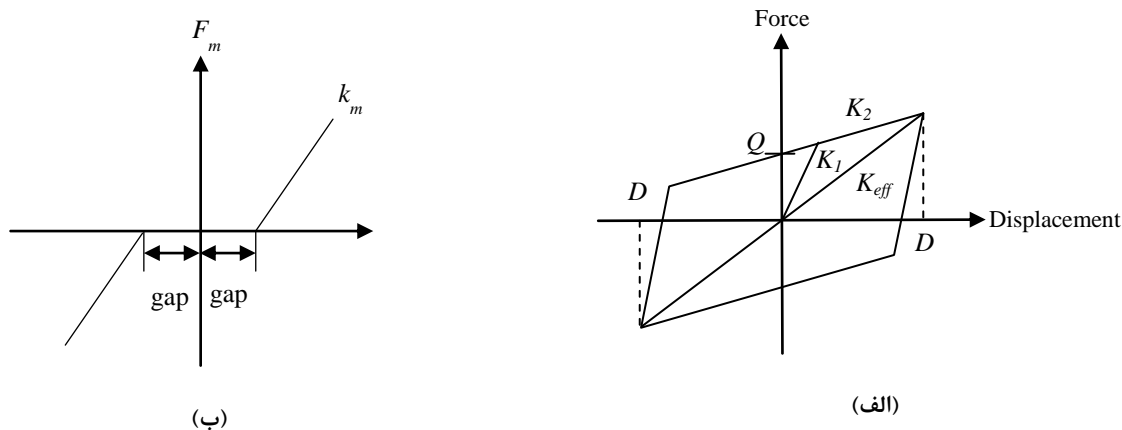
۳- مدلسازی و پارامترهای سیستم

به منظور بررسی و راستی آزمایی عددی نظریه مطرح توسط مسعودی و قلعه‌نوی [۱۸] در شرایط واقعی‌تر و در مورد سازه‌های ساختمانی متداول، دو قاب خمشی ویژه سه و هفت طبقه در نظر گرفته شد. این قاب‌ها مدل دو بعدی دو ساختمان با دهانه‌های پنج متری در هر دو راستا و با ارتفاع چهار متر برای طبقه اول و سه متر برای دیگر طبقات است. کف طبقات و بام این ساختمان‌ها تحت بار یکنواخت مرده و زنده که به ترتیب برابر با هفت و دو کیلو نیوتن بر مترمربع است قرار دارد. این سازه‌ها در نرم افزار ETABS به صورت پایه گیردار و تحت بارهای جانبی بدست آمده برای روسازه سیستم‌های جداسازی شده با روش استاتیکی معادل مدلسازی و طراحی شد. طراحی برای منطقه‌ای با شتاب‌های طیفی $s_1 = 0.1469$ و $s_2 = 2/29$ برای MCE و واقع بر خاک نوع B و با در نظر گرفتن $T_B = 2s$ و ضریب رفتار $R_T = 2$ مطابق آیین‌نامه ASCE 7-16 [۲۱] انجام شده است. البته باید توجه داشت که در طراحی روسازه باید تمام جزئیات طراحی لرزه‌ای که برای سازه پایه گیردار هم‌تا با ضریب رفتار هشت مقرر شده است را فراهم کرد این موضوع باعث ایجاد ظرفیت بالای شکل‌پذیری در روسازه می‌شود که عمدتاً تا هنگام برخورد فعال نمی‌شود. برای تیرها و ستون‌ها به ترتیب از مقاطع IPE و HE-B استفاده شد. در وسط ۵٪ طول ابتدا و انتهای تیرها و ستون‌ها فنرهای غیرخطی مطابق آیین‌نامه ASCE41-17 [۲۲] به عنوان مفاصل پلاستیک برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی روسازه در نظر گرفته شده است. مدل قاب‌های خمشی جداسازی شده همراه با درز لرزه‌ای در شکل ۱ نشان داده شده است. سپس این سازه‌ها به صورت جداسازی شده با مدل دوخطی جداگرهای لاستیکی با هسته سربی و مدل سختی خطی معادل (وتری) و

میرایی معادل برای دیوار بازدارنده مدل شد. برای دیوار المان GAP موجود در نرم افزار به منظور شبیه سازی برخورد استریومکانیک بکار رفته است. رابطه ی نیرو - جابجایی دوخطی جداگرا و مانع با مدل سختی خطی معادل در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۱: مدل قاب خمشی ویژه جداسازی شده لرزه ای با در نظر گرفتن امکان برخورد به دیوار بازدارنده؛ (الف) هفت طبقه، (ب) سه طبقه.



شکل ۲: رابطه نیرو-جابجایی (الف) جداگر الاستومری، (ب) مانع بازدارنده خطی.

در شکل ۲، D_y جابجایی تسلیم، Q مقاومت مشخصه و K_{eff} سختی مؤثر است که براساس روابط (۱) و (۲) تعیین می شوند. لازم به یادآوری است که K_1 و K_2 به ترتیب سختی اولیه و سختی پسا تسلیم جداگر لرزه ای است.

$$K_{eff} = K_1 + \frac{Q}{D} \tag{1}$$

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2} \tag{2}$$

همچنین مقدار میرایی مؤثر β_{eff} را می‌توان براساس مساحت محصور در نمودار هیسترسسز یا همان انرژی مستهلک شده در یک چرخه، W_D ، و بر اساس روابط (۳) و (۴) به دست آورد.

$$W_D = \epsilon Q(D - D_y) \quad (3)$$

$$\beta_{eff} = \frac{W_D}{\pi \epsilon K_{eff} D^2} \quad (4)$$

مدلسازی جداگرا طوری انجام شده است که ضمن رعایت نسبت متداول سختی برای جداگرهای لاستیکی با هسته سربی [۲۲]، نسبت میرایی مؤثر در جابجایی سطح MCE برابر بیست درصد شود.

برای یک سازه‌ی جداسازی شده، که شامل لایه‌ی جداگر و روسازه است پارامترهای مؤثر در حرکت سیستم را می‌توان به صورت زیر معرفی نمود.

$$T_b = \pi \sqrt{\frac{m_s + m_b}{k_b}}, \omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{m_s + m_b}} \quad \text{دوره تناوب و فرکانس زاویه‌ای سیستم جداسازی شده:}$$

$$T_m = \pi \sqrt{\frac{m_t}{k_m}}, \omega_m = \sqrt{\frac{k_m}{m_t}} \quad \text{دوره تناوب و فرکانس زاویه‌ای دیوار بازدارنده:}$$

$$T_s = \pi \sqrt{\frac{m_s}{k_s}}, \omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}} \quad \text{دوره تناوب و فرکانس زاویه‌ای روسازه:}$$

$$\gamma_s = \frac{m_s}{m_b + m_s}, \gamma_m = \frac{m_m}{m_b + m_s} \quad \text{نسبت‌های جرمی دیوار و روسازه برای بی بعد نمودن پارامترها به صورت روبرو تعریف شده‌اند:}$$

در روابط فوق m_s وزن روسازه، m_b و m_m به ترتیب جرم دال لایه جداگر و دیوار و مجموع وزن روسازه، دیوار و لایه جداگر است. به همین ترتیب k_s ، k_b و k_m سختی روسازه با پایه گیردار، لایه جداگر و دیوار است. مقدار γ_m که نسبت جرمی دیوار و خاک پشت آن است برابر با ۰/۵ فرض شده است. ضریب میرایی لزوج روسازه، لایه جداگر و دیوار به ترتیب c_s ، c_b و c_m است. بنابراین نسبت میرایی سیستم پایه گیردار، جداگر و دیوار از معادلات روبرو به دست می‌آیند.

$$\zeta_s = \frac{c_s}{m_s \omega_s}, \zeta_b = \frac{c_b}{\gamma(m_s + m_b) \omega_b}, \zeta_m = \frac{c_m}{\gamma(m_t) \omega_m}$$

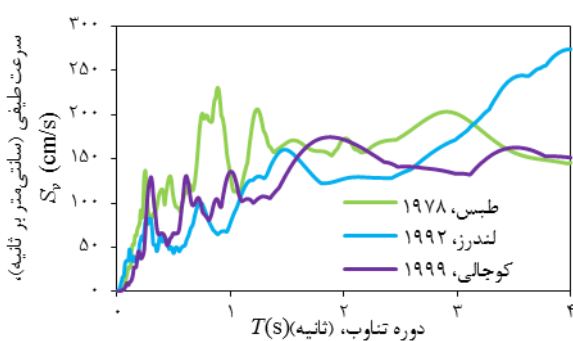
دلیل انتخاب $T_b = 2s$ که پیش‌تر به آن اشاره شد این است که با توجه به نتایج مرجع [۱۸] و دوره تناوب جنبش پالس گونه نگاشت‌های انتخابی برای تحلیل - که در بخش بعدی توضیح داده شده است - شرایط نامطلوبی برای بزرگنمایی پاسخ دینامیکی ایجاد شود. در قاب سه طبقه و هفت طبقه مقدار T_m/T_s به ترتیب برابر ۰/۵۵ و ۰/۴۵ در نظر گرفته شده است. این نسبت بیانگر دوره تناوب طبیعی دیوار بازدارنده نسبت به دوره تناوب طبیعی روسازه در سازه‌ی همتای پایه گیردار است. مقادیر متفاوتی در بازه‌ی ۰/۳ تا ۱/۳ برای این پارامتر توسط پژوهشگران انتخاب شده است [۱۴]. در حقیقت سختی دیوار بازدارنده ترکیبی از سختی دیوار بتن مسلح و خاک پشت آن است. نسبت جرمی روسازه به منظور در نظر گرفتن یک روسازه سبک و همچنین نسبت جرمی دیوار بازدارنده برابر با ۰/۵ فرض شده است. برای میرایی روسازه مسرور و ماسکدا [۱۳] ۲/۵، ماتساگار و جنید [۲۴] و کومودوموس [۲۵] ۵٪ را برای مدلسازی‌های خود انتخاب کردند. در این پژوهش نیز میرایی روسازه برابر با ۲٪ است. در مطالعات گذشته چندان بر اهمیت میرایی دیوار بازدارنده تأکید نشده و در برخی موارد میرایی دیوار بازدارنده و یا مانع هنگام برخورد در مدلسازی‌ها وارد نشده است. با این حال و با توجه به مطالعات ناکافی در مورد میرایی دیوار بازدارنده، مقدار عددی ۱٪ به این پارامتر اختصاص داده شد.

۴- تحلیل سیستم جداسازی شده با شتابنگاشت‌های حوزه نزدیک

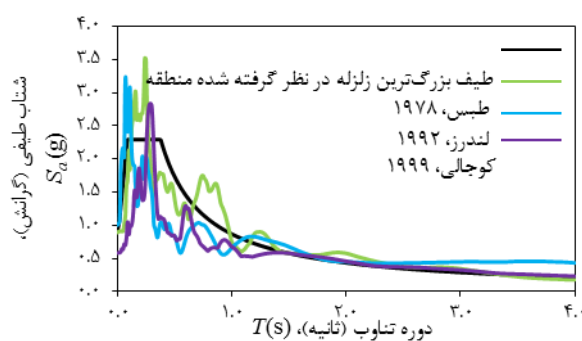
تحلیل دینامیکی خطی و غیرخطی سازه‌ها با استفاده از شتابنگاشت‌های زلزله، روشی مرسوم در پژوهش‌های عددی مهندسی زلزله و همچنین برای راستی آزمایی طراحی انجام شده برای سازه‌های مهم است. بر اساس روش آیین‌نامه‌ها برای انجام تحلیل‌های تاریخیچه پاسخ، نخست لازم است که شتابنگاشت‌های سازگار با منطقه لرزه‌خیزی و ژئوتکنیکی ساختگاه، فاصله کانونی، ساز و کار گسلش و بزرگای زلزله طرح انتخاب شود و سپس به مقیاس درآیند تا مقادیر شتاب طیفی آن‌ها در حد و اندازه‌های طیف طرح باشد. برای این منظور بهتر است که شکل طیف پاسخ نگاشت‌های انتخابی تا حد ممکن شبیه شکل طیف هدف باشد. در روش تطبیق دامنه طیفی برای سازه‌های متداول، طیف پاسخ هر زلزله با طیف خطر یکنواخت هدف در محدوده زمان تناوب‌های ۰/۲ تا ۱/۵ برابر زمان تناوب اصلی سازه مقایسه می‌شود تا ضریب مقیاس هر شتابنگاشت بدست آید [۲۱] و [۲۶]. در سازه‌های جداسازی شده لرزه‌ای نیز چنانچه نیاز به انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی باشد به همین ترتیب عمل می‌شود ولی ضوابط آن نسبت به سازه‌های متداول مقداری متفاوت است. برابر آیین‌نامه بارگذاری آمریکا ASCE/SEI 7-16 [۲۱] تطابق دامنه طیفی باید در بازه ۰/۷۵ تا ۱/۲۵ دوره تناوب سازه جداسازی شده لرزه‌ای و حداقل برای سه زلزله صورت پذیرد. برای حد پایین و حد بالای این بازه به ترتیب دوره تناوبی که با سختی حد بالا و حد پایین جداگرها محاسبه شده است بکار می‌رود. در ضمن دوره تناوب‌ها برای سختی معادلی که در بیشینه جابجایی ناشی از بزرگترین زلزله در نظر گرفته شده بدست آمده است محاسبه می‌شود. مجموع مجذور مربعات شتاب‌های طیفی دو مؤلفه حرکت افقی زمین که با یک ضریب مقیاس شده‌اند نباید در بازه‌ی مورد اشاره از طیف هدف کم‌تر باشد. نتایج تحلیل دینامیکی تاریخیچه پاسخ بسیار وابسته به نگاشت انتخابی برای تحلیل است. بنابراین نگاشت‌ها باید طوری انتخاب شوند که بیش‌ترین تأثیر را بر سازه مورد نظر داشته باشد؛ وگرنه ممکن است تصویر نادرستی از عملکرد سازه ارائه دهد و یا منجر به واکنش مهمی در سازه نشود. جنبش‌های زمین را می‌توان براساس فاصله از گسل به دو دسته‌ی حوزه نزدیک و حوزه دور تقسیم کرد. مشخصه‌های خاص جنبش‌های حوزه نزدیک با نگاشت پالس گونه با دوره تناوب‌های بلند، نسبت بزرگ سرعت اوج به شتاب اوج زمین و گاهی تغییرشکل‌های دائمی بزرگ در زمین موجب بروز رفتاری متفاوت در سازه‌ها در مقایسه با جنبش‌های حوزه دور می‌شود. جهت پذیری پیش‌رونده، تغییرمکان ماندگار زمین و اثر فرادیواره از ویژگی‌های مهم نگاشت‌های حوزه نزدیک ثبت شده در رخدادهایی نظیر زلزله‌های سال ۱۹۹۹ ترکیه و تابوان و ۱۹۷۸ طبس است. در حقیقت وجود پالس مجزا و یا ترکیبی از چند پالس ساده و عمدتاً در ابتدای نگاشت زلزله ماهیت اصلی جنبش حوزه نزدیک را می‌سازد. در این پژوهش طراحی برای منطقه‌ای با شتاب‌های طیفی $s_1 = 0.169$ و $s_2 = 2/39$ واقع بر خاک نوع B مطابق آیین‌نامه ASCE 7-16 [۲۱] انجام شده است. با در نظر گرفتن $T_B = 2.5$ سه شتابنگاشت با روشی که از آن یاد شد مقیاس شدند که مشخصات آن‌ها در جدول ۱ آمده است. بجای بکار بردن شمار زیادی شتابنگاشت که روشی معمول برای تحلیل‌های فزاینده دینامیکی به منظور بدست آوردن منحنی‌های شکنندگی و مقاصد دیگر، این سه نگاشت شناخته شده حوزه‌ی نزدیک با محتوای انرژی بسیار بالا و دوره تناوب طولانی حرکت پالس گونه عمداً انتخاب شده و بکار رفته است تا بتوان با استفاده از آن‌ها برخوردهای با سرعت زیاد که باعث شرایط بسیار دشواری برای روسازه می‌شود را شبیه سازی کرد و حدود کران بالای نیازهای لرزه‌ای را با اطمینان بیش‌تری بدست آورد. شکل ۳ طیف شتاب و سرعت مقیاس شده این سه نگاشت را به همراه طیف بزرگترین زلزله در نظر گرفته شده نشان می‌دهد. شتابنگاشت ایستگاه‌های طبس و لوسرن دارای شدت آریاس بسیار بالا هستند که پس از مقیاس شدن شدت آریاس هر دو در حدود 13 m/s خواهد شد و شتابنگاشت ایزمیت پس از مقیاس شدن شدت آریاس حدود 5 m/s دارد. بنابراین اگر چه شتابنگاشت‌های مقیاس شده شدت طیفی یکسانی در بازه‌ی دوره تناوب اشاره شده دارند اما محتوای انرژی آن‌ها متفاوت است.

جدول ۱: مشخصات شتابنگاشت‌های استفاده شده در تحلیل‌ها

زلزله	ایستگاه	سال	دوره تناوب پالس (s)	مکانیزم گسلش	سرعت موج برشی (m/s)	بزرگا	شدت آریاس (m/s)	ضریب مقیاس
طبس	طبس	۱۹۷۸	۶/۱۸۸	معکوس	۷۶۶	۷/۳۵	۱۱/۸	۱/۰۵
لندرز	لوسرن	۱۹۹۲	۵/۱۲۴	لغزشی	۱۳۶۹	۷/۲۸	۷/۰	۱/۳۸
کوجالی	ایزمیت	۱۹۹۹	۵/۳۶۹	معکوس	۸۱۱	۷/۵۱	۰/۸	۲/۵۳



(ب)

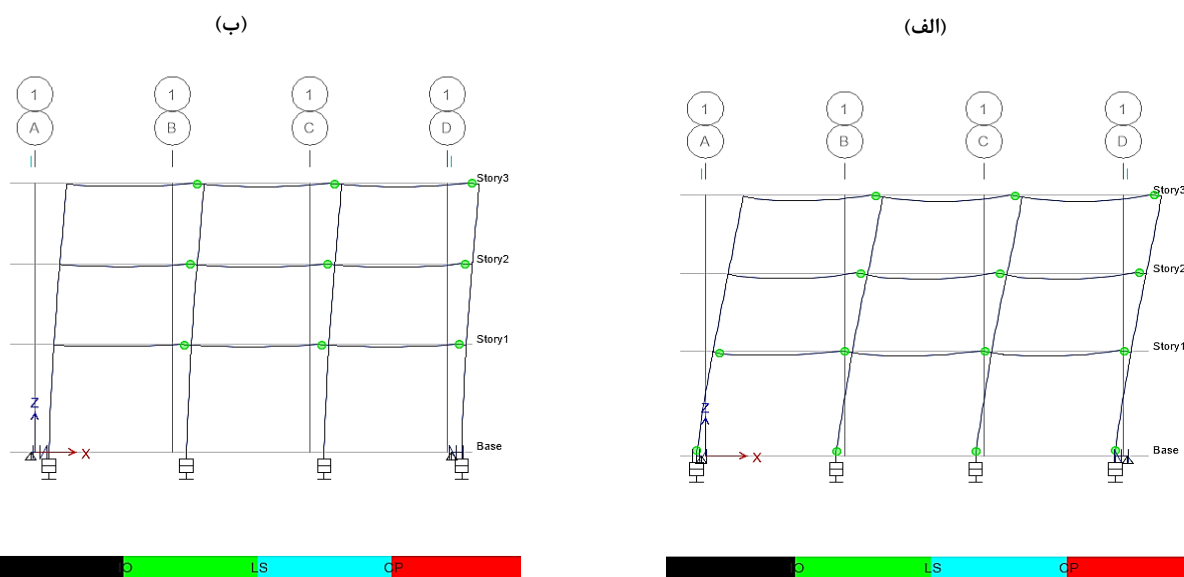


(الف)

شکل ۳: طیف شتاب و سرعت مقیاس شده؛ (الف) طیف شتاب، (ب) طیف سرعت.

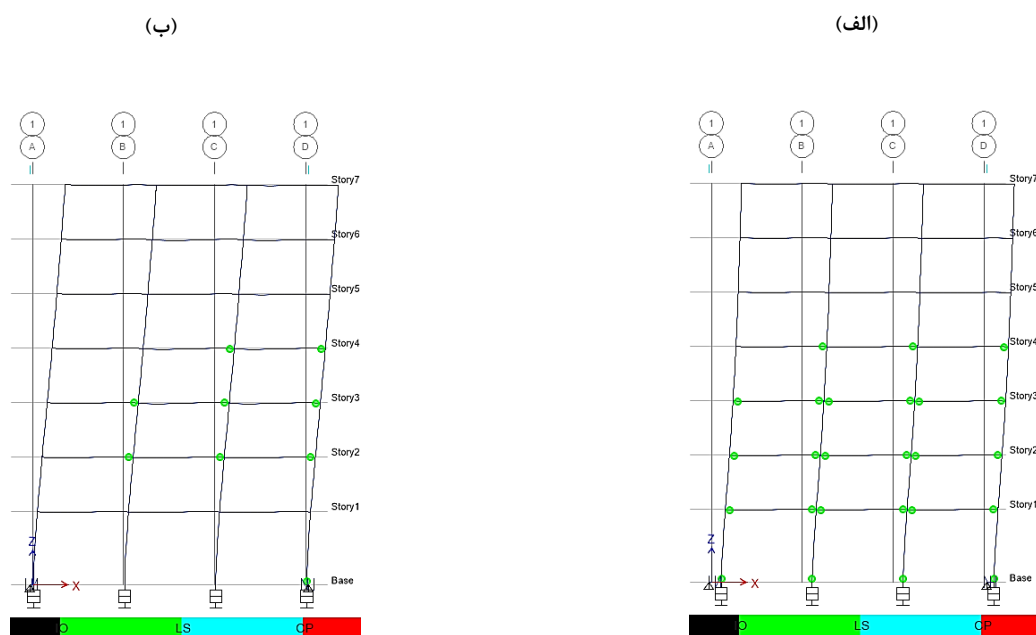
۵- بررسی و تفسیر نتایج تحلیل‌ها

شکل‌های ۴ و ۵ نمایی از جابجایی جانبی قاب‌های سه و هفت طبقه را هنگام رخ دادن بیشترین چرخش پلاستیک در مفاصل ایجاد شده نشان می‌دهند. همان طور که دیده می‌شود هیچکدام از مفاصل از سطح ایمنی جانی فراتر نرفته و عملکرد کلی قاب‌ها پس از برخورد برای سطح خطر MCE قابل قبول است. در ادامه جزئیات بیشتر رفتار و پاسخ لرزه‌ای این قاب‌ها مورد بررسی قرار گرفته است.



شکل ۴: تغییر شکل قاب خمشی ویژه سه طبقه هنگام ایجاد بیشترین چرخش پلاستیک مفصل‌ها در زلزله لندرز؛ (الف) $Gap/S_d = 0.1$ ، (ب) $Gap/S_d = 0.8$.

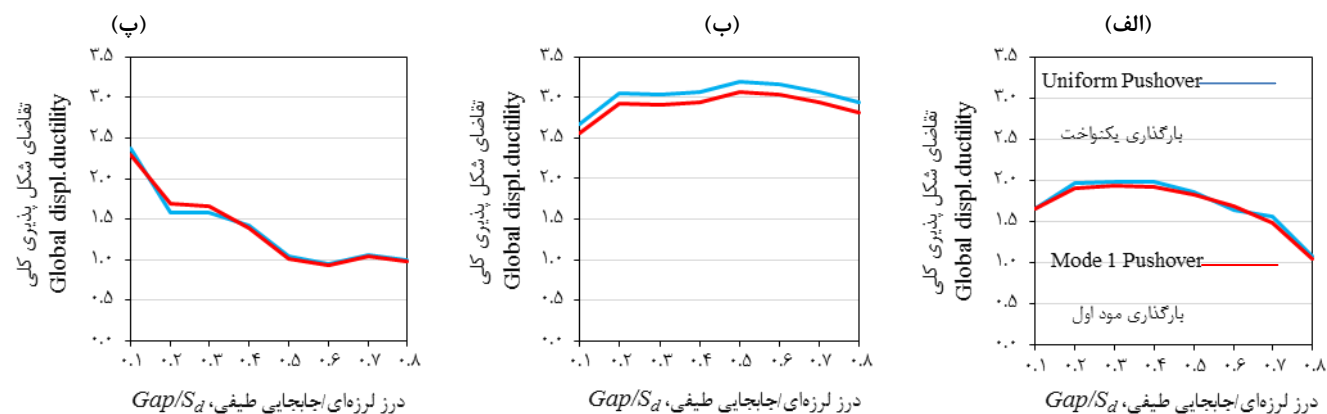
پیش از آغاز بررسی و تفسیر نتایج لازم است که برای برآورد شکل پذیری نیاز کلی و محاسبه‌ی نسبت برش پایه کشسان به برش پایه تسلیم به منظور واکاوی رفتار کلی این سازه‌ها، هر دو قاب سه و هفت طبقه تحت دو الگوی بارگذاری یکنواخت و شکل مود اول تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی شوند. جابجایی بام و برش پایه در نخستین رخداد تسلیم برای هر الگو محاسبه و به ترتیب به عنوان جابجایی تسلیم و برش پایه تسلیم در نظر گرفته شد.



شکل ۵: تغییر شکل قاب خمشی ویژه هفت طبقه هنگام ایجاد بیشترین چرخش پلاستیک مفصل‌ها در زلزله لندرز؛ (الف) $Gap/S_d = 0.1$ ، (ب) $Gap/S_d = 0.8$

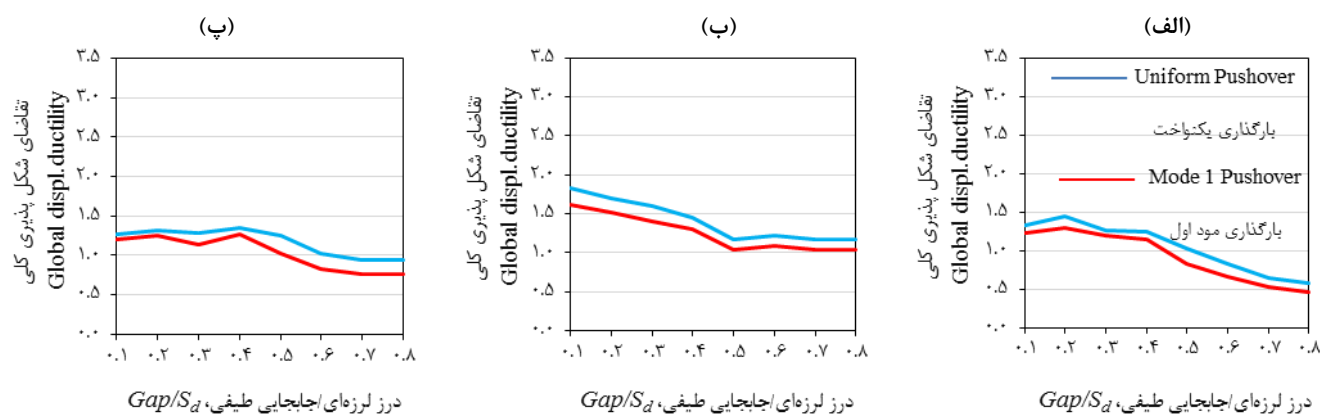
۵-۱- شکل پذیری نیاز کلی

شکل پذیری نیاز کلی نسبت به‌شینه جابجایی تاریخچه پاسخ بام به جابجایی تسلیم است که برای مقادیر مختلف درز لرزه‌ای همپایه شده به جابجایی طیفی برای هر دو قاب خمشی تحت سه شتابنگاشت یاد شده به ترتیب در شکل‌های ۶ و ۷ نشان داده شده است.



شکل ۶: تقاضای شکل پذیری کلی برای قاب خمشی ویژه سه طبقه جداسازی شده لرزه‌ای تحت برخورد برای درزهای لرزه‌ای مختلف و شتابنگاشت‌های (الف) طبس، (ب) لندرز، (پ) کوچالی و با دو روش محاسبه جابجایی تسلیم.

بطور کلی شکل پذیری نیاز کلی در قاب سه طبقه به سبب بیش‌تر بودن نیروها و یا به عبارتی کوتاه‌تر بودن دوره تناوب نسبت به قاب هفت طبقه بیش‌تر است. همچنین نتایج نشان می‌دهد که با افزایش درز لرزه‌ای، شکل پذیری نیاز کلی در هر دو قاب خمشی کاهش یافته که البته مقدار این کاهش در قاب هفت طبقه بیش‌تر مشهود است. افزون بر این با توجه به اینکه جابجایی تسلیم بدست آمده بر اساس هر دو الگوی بارگذاری تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی تفاوت چندانی ندارد، شکل‌پذیری نیاز در هر دو حالت چندان متفاوت نیست.



شکل ۷: تقاضای شکل پذیری کلی برای قاب خمشی ویژه هفت طبقه جداسازی شده لرزه‌ای تحت برخورد برای درزهای لرزه‌ای مختلف و شتابنگاشت‌های (الف) طبس، (ب) لندرز، (پ) کوجالی و با دو روش محاسبه جابجایی تسلیم.

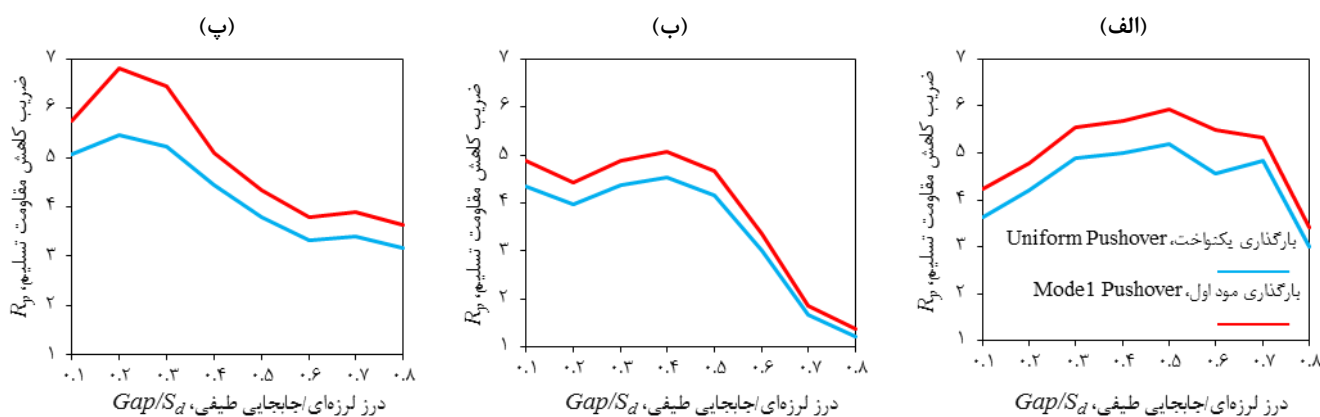
نکته قابل توجه این است که برای هر دو سازه مقدار شکل‌پذیری نیاز عمومی بر خلاف تصور بسیار نامطلوب از پیامدهای برخورد لرزه‌ای، در حدود متعارف ظرفیت شکل‌پذیری سازه‌ها قرار دارد. بنابراین چنانچه روسازه مطابق الزامات آیین‌نامه‌ای - که بیشتر به آن اشاره شد - دارای جزئیات لازم برای تأمین شکل‌پذیری باشد، از این لحاظ مشکلی پس از برخورد با دیوار بازدارنده ایجاد نمی‌شود.

۵-۲- ضریب کاهش مقاومت تسلیم: برش پایه کشسان/برش پایه اولین تسلیم (R_y)

نسبت برش پایه مدل کشسان خطی قاب‌ها به برش پایه متناظر با نخستین رخداد تسلیم که همان ضریب رفتار روسازه است در

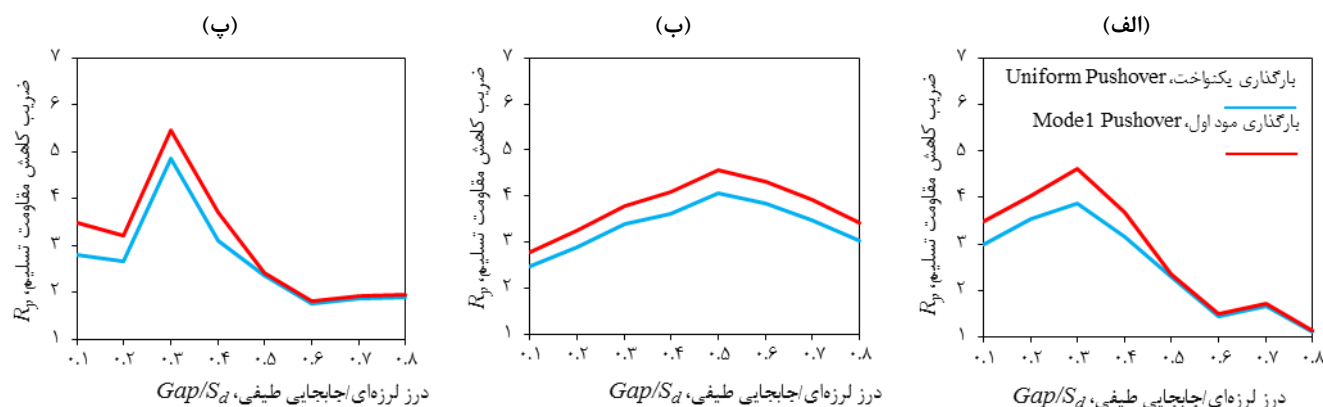
شکل ۸ و ۹ برای درزهای لرزه‌ای مختلف نشان داده شده است. چنانچه $R_y \leq 1$ باشد یعنی سازه وارد محدوده رفتار ناکشسان نشده است و

برای سیستم‌هایی که به محدوده‌ی ناکشسان وارد می‌شوند. این نسبت بزرگ‌تر از یک است. برای نمونه $R_y = 2$ یعنی مقاومت تسلیم سیستم نصف مقاومت لازم برای رفتار کاملاً کشسان است.



شکل ۸: ضریب کاهش مقاومت تسلیم برای قاب خمشی ویژه سه طبقه جداسازی شده لرزه‌ای تحت برخورد برای درزهای لرزه‌ای مختلف و شتابنگاشت‌های (الف) طبس، (ب) لندرز، (پ) کوجالی و با دو روش محاسبه مقاومت تسلیم.

از آنجا که مقدار برش پایه متناظر با اولین تسلیم تحت الگوی بارگذاری یکنواخت بیش تر از الگوی بارگذاری بر اساس مود اول است، ضریب رفتار محاسبه شده بر اساس الگوی بارگذاری یکنواخت در تمام نمودارها کم تر از الگوی دیگر است. همچنین برای تمام شتابنگاشت‌ها مقدار R_y واقعی بدست آمده برای سازه‌ی سه طبقه بیش تر است که دلیل آن نیاز نیرویی بیش تر برای روسازه‌های کشسان با دوره تناوب کوتاه است که با یافته‌های مرجع [۱۸] تطابق خوبی دارد.



شکل ۹: ضریب کاهش مقاومت تسلیم برای قاب خمشی ویژه هفت طبقه جداسازی شده لرزه‌ای تحت برخورد برای لرزه‌های مختلف و شتابنگاشت‌های (الف) طبس، (ب) لندرز، (پ) کوجالی و با دو روش محاسبه مقاومت تسلیم.

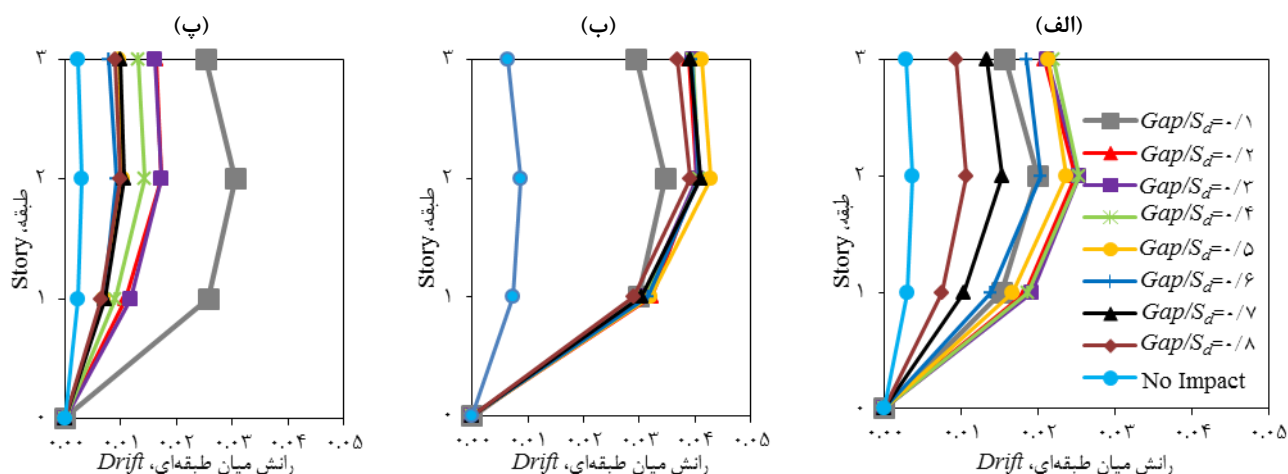
با افزایش درز لرزه‌ای مقدار R_y ابتدا افزایش و سپس کاهش یافته است. در نتایج مرجع [۱۸] نیز با افزایش درز لرزه‌ای، شتابها در روسازه ابتدا تا سطح مشخصی افزایش و سپس مجدداً با افزایش درز لرزه‌ای کاهش می‌یابد. دلیل این موضوع سرعت زیاد سیستم جداسازی شده هنگام برخورد به عنوان مهم‌ترین پارامتر مؤثر در افزایش پاسخها هنگام وجود درزهای لرزه‌ای متوسط است. برای درزهای کوچک تا سیستم بخواهد افزایش سرعت دهد به دیوار برخورد می‌کند و در مورد درزهای بزرگ، سیستم به جابجایی‌های بزرگی در حد جابجایی طیفی سیستم بدون برخورد می‌رسد که عملاً مقدار پاسخ سرعت هنگام چنین جابجایی‌های بزرگی نزدیک به صفر است.

نکته بسیار مهم این است که در تمام موارد و برای همه مقادیر درز لرزه‌ای مقدار ضریب رفتار بدست آمده کم تر از بیشینه مقدار تجویز شده آیین‌نامه‌ای برای قاب‌های خمشی فولادی یعنی هشت می‌باشد. این موضوع بیانگر این است که نیازهای ناشی از رفتار ناکشسان ایجاد شده بدلیل برخورد، کم تر از ظرفیت ناکشسان سازه‌ای است که برابر ضوابط آیین‌نامه برای رفتار شکل‌پذیر طراحی شده باشد.

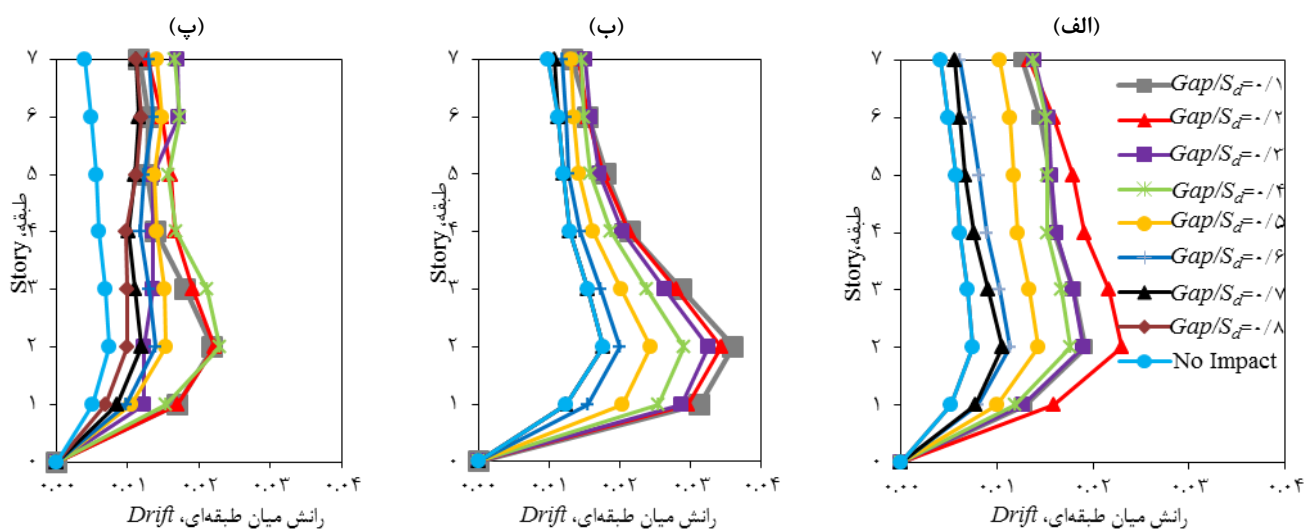
۵-۳- بیشینه رانش میان طبقه‌ای

اگرچه بدست آوردن شکل‌پذیری کلی و ضریب کاهش مقاومت تسلیم که از پاسخهای عمومی لرزه‌ای می‌باشد مهم است اما لازم است که رانش‌های میان طبقه‌ای که در تعیین عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها از شاخص‌های بسیار مهم است نیز مورد بررسی قرار گیرد. در شکل ۱۰ و ۱۱ بیشینه رانش میان طبقه‌ای به ترتیب برای قاب سه و هفت طبقه نشان داده شده است. با توجه به نتایج، مقادیر رانش میان طبقه‌ای با افزایش درز لرزه‌ای در برخی حالات ابتدا افزایش و سپس کاهش یافته و برای برخی دیگر با افزایش درز لرزه‌ای مقادیر رانش میان طبقه‌ای روند نزولی داشته است. اما به استثنای مقادیر بسیار کم درز لرزه‌ای بطور عمومی برای همه نگاشت‌ها رانش میان طبقه‌ای با افزایش درز لرزه‌ای کاهش یافته است. در هر دو قاب خمشی بیش‌ترین رانش میان طبقه‌ای مربوط به طبقه دوم است. در قاب سه طبقه مقادیر بیشینه رانش میان طبقه‌ای با در نظر گرفتن برخورد تفاوت بیش‌تری از حالت بدون برخورد دارد در صورتی که در قاب هفت طبقه و برای نسبت درزهای ۰/۶ تا مقدار ۰/۸ پاسخها بسیار نزدیک به حالت بدون برخورد است. همچنین برای محاسبه شکل‌پذیری نیاز طبقه‌ای، رانش میان طبقه‌ای تسلیم برای طبقه‌ی دوم در قاب سه طبقه و طبقه‌ی دوم و ششم در قاب هفت طبقه براساس روابط بکار رفته در آیین‌نامه ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای آمریکا [۲۲] ASCE/SEI 41-17 طبق رابطه (۵) محاسبه شده است.

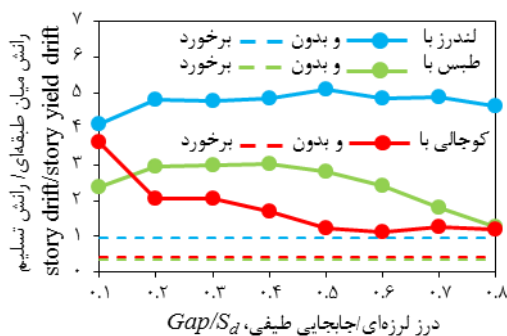
$$\frac{\Delta_b}{L_b} + \frac{\Delta_c}{H_c} = \frac{P_b + F_{y,z}}{6E} \left(\frac{L_b}{I_b} + \frac{H_c}{I_c} \right) \quad (5)$$



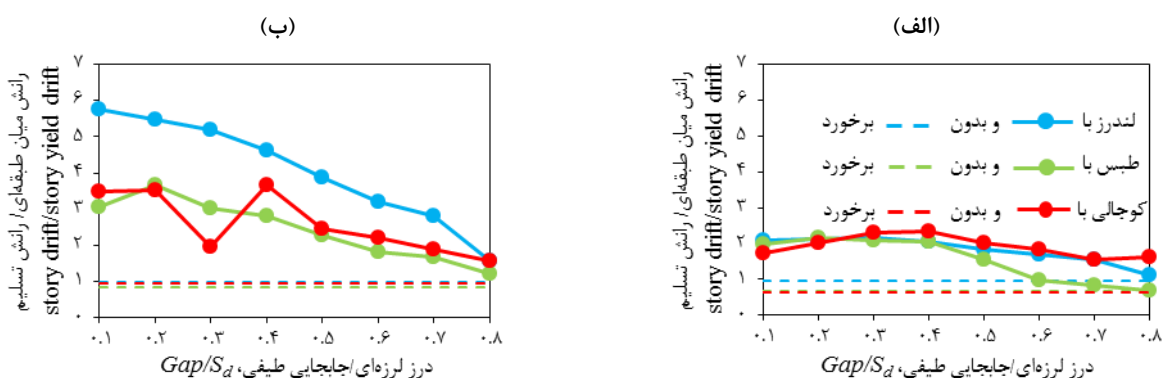
شکل ۱۰: رانش میان طبقه‌ای قاب خمشی ویژه سه طبقه جداسازی شده لرزه‌ای تحت برخورد برای Gap/S_d مختلف و شتابنگاشت‌های متفاوت؛ (الف) طبس، (ب) لندرز، (پ) کوچالی.



شکل ۱۱: رانش میان طبقه‌ای قاب خمشی ویژه هفت طبقه جداسازی شده لرزه‌ای تحت برخورد برای Gap/S_d و شتابنگاشت‌های متفاوت؛ (الف) طبس، (ب) لندرز، (پ) کوچالی.



شکل ۱۲: نسبت رانش میان طبقه‌ای به رانش تسلیم برای طبقه دوم قاب خمشی سه طبقه جداسازی شده با اثر برخورد برای مقادیر Gap/S_d و شتابنگاشت‌های متفاوت.

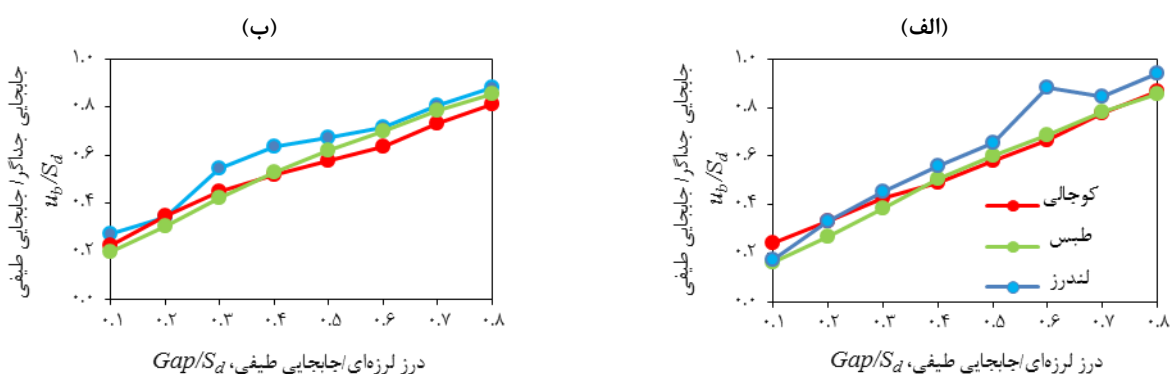


شکل ۱۳: نسبت رانش‌های میان‌طبقه‌ای به رانش تسلیم طبقه در قاب خمشی هفت طبقه جداسازی شده با اثر برخورد برای درزهای لرزه‌ای مختلف و شتابنگاشت‌های متفاوت: (الف) طبقه ششم، (ب) طبقه دوم.

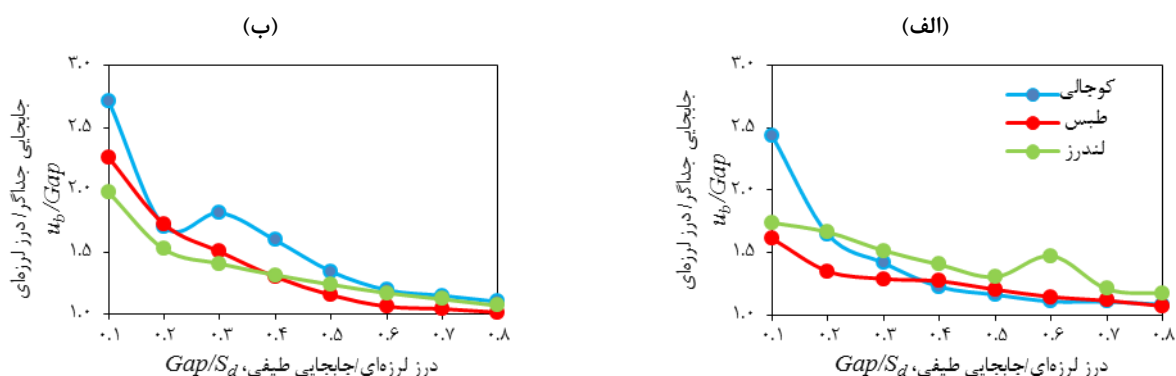
نسبت بیشینه رانش میان‌طبقه‌ای طبقات یاد شده به رانش تسلیم همان طبقه برای هر دو قاب در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ به ترتیب نشان داده شده است. در همه موارد شکل‌پذیری نیاز طبقه‌ای از مقدار متناظر با حالت بدون برخورد بزرگتر است که به معنی رخ دادن برخورد برای همه مقادیر درز لرزه‌ای است. در ضمن شکل‌پذیری نیاز طبقات بالاتر به شدت طبقات پایین حساس به برخورد نیست.

۵-۴- جابجایی تراز جداگر

یکی از مهم‌ترین شاخص‌ها در طراحی سیستم‌های جداسازی شده‌ی لرزه‌ای جابجایی جانبی تراز جداساز است. از این رو جابجایی لایه جداساز پس از برخورد برای مقادیر مختلف درز لرزه‌ای در هر دو سازه محاسبه و در شکل‌های ۱۴ و ۱۵ رسم شده است. برای درک بهتر پاسخ‌ها، جابجایی جانبی لایه‌ی جداساز یک‌بار با هم‌پایه شدن به جابجایی طیفی و بار دیگر نسبت به درز لرزه‌ای رسم شده است. برای هر دو قاب خمشی جابجایی جانبی جداگرها به صورت تقریباً خطی با افزایش درز لرزه‌ای افزایش یافته است. همچنین براساس نتایج رسم شده در شکل ۱۴ چنانچه برخورد با درز لرزه‌ای کم‌تری رخ دهد، تراز جداگر جابجایی هم‌پایه شده بیش‌تری را تجربه می‌کند که با افزایش درز لرزه‌ای به سرعت کاهش می‌یابد. افزون بر این جابجایی هم‌پایه شده تراز جداگر به درز لرزه‌ای در شکل ۱۵ نشان می‌دهد که برای تمام درزهای لرزه‌ای، برخورد با دیوار بازدارنده صورت گرفته است.



شکل ۱۴: جابجایی جانبی هم‌پایه شده لایه جداساز به جابجایی طیفی با اثر برخورد برای درزهای لرزه‌ای مختلف و شتابنگاشت‌های متفاوت: (الف) قاب سه طبقه، (ب) قاب هفت طبقه.



شکل ۱۵: جابجایی جانبی هم پایه شده لایه جداساز به فاصله جانبی آزاد موجود با اثر برخورد برای درزهای لرزه‌ای مختلف و شتابنگاشت‌های متفاوت؛ (الف) قاب سه طبقه، (ب) قاب هفت طبقه.

۶- نتیجه گیری

در این پژوهش پاسخ لرزه‌ای مدل دو بعدی ناکشسان دو قاب خمشی فولادی ویژه سه و هفت طبقه جداسازی شده برای مقادیر مختلف درز لرزه‌ای و با در نظر گرفتن اثر برخورد به دیوارهای بازدارنده مجاور تحت سه جنبش حوزه‌ی نزدیک بررسی گردید. هر سه نگاشت دارای محتوای انرژی بالا و دوره تناوب طولانی مربوط به حرکت پالس گونه است. درزهای لرزه‌ای تعبیه شده در هر دو طرف زیرسازه به صورت نسبت‌های مختلفی از فاصله جانبی تراز تاوهی روی جداگرها تا دیوار بازدارنده به جابجایی طیفی سیستم یک درجه آزاد معادل سازه جداسازی شده در نظر گرفته شد. دیوارها با سیستمی متشکل از جرم-فنر-میراگر مدل‌سازی شد.

نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که افزایش ارتفاع قاب منجر به کاهش آثار مخرب ناشی از برخورد می‌شود. عموماً با افزایش درز لرزه‌ای پاسخ‌ها به مقادیر بدون برخورد نزدیک می‌شود ولی در بعضی موارد برای درزهای لرزه‌ای بسیار کوچک نتایج مقداری با این نتیجه‌گیری کلی متفاوت است. در همه موارد شکل‌پذیری نیاز کلی، ضریب کاهش مقاومت تسلیم (ضریب رفتار) و شکل‌پذیری نیاز میان طبقه‌های برای روسازه در حدود متعارف آیین‌نامه‌ای قرار دارد و برخورد باعث فراتر رفتن پاسخ روسازه جداسازی شده نسبت به هم‌تای پایه گیردار آن نمی‌شود. بنابراین بدیهی است که تا پیش از برخورد، سازه از مزیت جداسازی لرزه‌ای بر خلاف سازه‌های پایه گیردار بهره‌مند است و پس از برخورد نیز نیازهای لرزه‌ای ناکشسان بدتر از سازه‌های پایه گیردار نیست. بنابراین با انجام مطالعات بیش‌تر امکان کاهش سخت‌گیری آیین‌نامه‌ها در مورد مقدار درز لرزه‌ای با توجه به عملکرد مورد نظر طراح وجود دارد.

مراجع

- [1] Kelly, J. M. (1990). Base isolation: linear theory and design. *Earthquake Spectra*, 6(2), 223–244.
- [2] Skinner, R. I. Robinson, W. H. and McVerry, G. H. (1993). *An Introduction to Seismic Isolation*. England. John Wiley & Sons
- [3] Clemente, P. Martelli, A. (2018). Seismically isolated buildings in Italy: State-of-the-art review and applications. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.
- [4] Pan, P. Zamfirescu, D. Nakashima, M. Nakayasu, N. and Kashiwa, H. (2008). Base-isolation design practice in Japan: Introduction to the post-Kobe approach. *Journal of Earthquake Engineering*, 9. 147–171.
- [5] Bessason, B. Hafliðason, E. and Guðmundsson, G. V. (2019). Performance of base isolated bridges in recent south Iceland earthquakes. In: *Proceedings of the International Conference on Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Cham, 47.
- [6] Nagarajaiah, S. Sun, X. (2001). Base-isolated FCC building: impact response in Northridge earthquake. *Journal of Structural Engineering*, 127(9), 1063–1075.

- [7] Jangid, R. S. Kelly, J. M. (2001). Base isolation for near-fault motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 30(5), 691–707.
- [8] Tajammolian, H. Khoshnoudian, F. Talaei, S. and Loghman, V. (2014). The effects of peak ground velocity of near-field ground motions on the seismic responses of base-isolated structures mounted on friction bearings. *Earthquakes and Structures*, 7(6), 1259–1281.
- [9] Alhan, C. Öncü-Davas, S. (2016). Performance limits of seismically isolated buildings under near-field earthquakes. *Engineering Structures*, 116, 83–94.
- [10] Hall, J. F. Heaton, T. H. Halling, M. W. and Wald, D. J. (1995). Near-source ground motion and its effects on flexible buildings. *Earthquake Spectra*, 11(4), 569–605.
- [11] Tsai, H.-C. (1997). Dynamic analysis of base-isolated shear beams bumping against stops. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26(5), 515–528.
- [12] Malhotra, P. K. (1997). Dynamics of seismic impacts in base-isolated buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26(8), 797–813.
- [13] Masroor, A. Mosqueda, G. (2015). Assessing the collapse probability of base-isolated buildings considering pounding to moat walls using the FEMA P695 methodology. *Earthquake Spectra*, 31(4), 2069–2086.
- [14] Qu, Z. Kishiki, S. and Nakazawa, T. (2013). Influence of isolation gap size on the collapse performance of seismically base-isolated buildings. *Earthquake Spectra*, 29(4), 1477–1494.
- [15] Ye, K. Li, L. and Zhu, H. (2009). A modified Kelvin impact model for pounding simulation of base-isolated building with adjacent structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 8(3), 433–446.
- [16] Komodromos, P. Polycarpou, P. C. Papaloizou, L. and Phocas, M. C. (2007). Response of seismically isolated buildings considering poundings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(12), 1605–1622.
- [17] Bao, Y. Becker, T. C. and Hamaguchi, H. (2017). Failure of double friction pendulum bearings under pulse-type motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(5), 715–732.
- [18] Masoudi, M. Ghalehnoy, M. (2020). Seismic response of base-isolated structures with insufficient gaps. *Sharif Journal of Civil Engineering*, doi: [10.24200/J30.2018.5558.2387](https://doi.org/10.24200/J30.2018.5558.2387) (in persian).
- [19] Filiatrault, A. Wagner, P. and Cherry, S. (1995). Analytical prediction of experimental building pounding. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 24(8), 1131–1154.
- [20] Lankarani, H. M. (1994). Continuous contact force models for impact analysis in multibody systems. *Nonlinear Dynamics*, 5, 193–207.
- [21] American Society of Civil Engineers, (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures-ASCE/SEI 7-16*. Reston. VA: American Society of Civil Engineers.
- [22] American Society of Civil Engineers, (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings-ASCE/SEI 41-17*. Reston. VA: American Society of Civil Engineers.
- [23] Naeim, F. and Kelly, J.M. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: from Theory to Practice*. New York: John Wiley.
- [24] Matsagar, V. A. Jangid, R. S. (2003). Seismic response of base-isolated structures during impact with adjacent structures. *Engineering Structures*, 25(10), 1311–1323.
- [25] Komodromos, P. (2008). Simulation of the earthquake-induced pounding of seismically isolated buildings. *Computers & Structures*, 86(7–8), 618–626.
- [26] Iranian Building Codes and Standards, (2014-1393). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of buildings, Standard No.2800*, 4th Edition.