

طراحی بهینه‌ی قاب‌های مهاربندی فولادی دوگهواره‌یی با تغییر موقعیت بلوک گهواره‌یی ثانویه

محمدتقی رفیعی محمدی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

وحید بروجردیان* (دانشیار)

اسماعیل محمدی ده‌چشمه (دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

مهندسی عمران شریف (پهار ۱۴۰۲)
دوره‌ی ۲ - ۳۹، شماره‌ی ۱، ص. ۹۳-۱۰۳، (پژوهشی)

به منظور کاهش آثار مودهای بالاتر در سیستم گهواره‌یی، اضافه کردن مفصل گهواره‌یی ثانویه در ارتفاع سازه رایج است. محل بهینه‌ی مفصل ثانویه به علت بازتوزیع نیروهای داخلی بین صفحات گهواره‌یی، چالش برانگیز است. در پژوهش حاضر، قاب مهاربندی فولادی دوگهواره‌یی دارای تعداد طبقات ۱۲، ۱۸ و ۲۴، با استفاده از روش برهم‌نهی مودال اصلاح شده طراحی شده است. سپس محل مفصل ثانویه در هر طبقه تغییر یافته است تا محل بهینه برای کمینه‌سازی برش، لنگر واژگونی، بیشینه‌ی شتاب و جابه‌جایی نسبی طبقه تعیین شود. قاب‌های مورد بررسی تحت مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل، نزدیک گسل و نزدیک گسل با پالس قرار گرفته‌اند. نتایج نشان می‌دهد که قرار دادن مفصل در ۴۰٪ ارتفاع در اغلب موارد باعث کمینه‌سازی هر چهار تقاضا شده است. همچنین لنگر واژگونی دارای بیشترین حساسیت به محل مفصل ثانویه بوده و تغییرات مجموع آن به نحوی با برش همبستگی داشته است. از این رو، انتخاب لنگر واژگونی به عنوان تابع هدف بهینه‌سازی پیشنهاد می‌شود.

واژگان کلیدی: سیستم دوگهواره‌یی، روش برهم‌نهی مودال اصلاح شده، بهینه‌یابی محل مفصل گهواره‌یی دوم، جابه‌جایی پسماند، بیشینه‌ی شتاب طبقه.

m.rafi@civileng.iust.ac.ir
broujerdian@iust.ac.ir
esmh.dhcheshmeh@gmail.com

۱. مقدمه

وقوع حوادث زلزله‌های اخیر نشان داده است که خسارت‌های شدیدی در ساختمان‌هایی که براساس آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌یی اخیر طراحی شده‌اند، ایجاد می‌شود. زلزله‌های اخیر کاترپوری^۱ به تخریب کامل منطقه‌ی اقتصادی مرکزی منجر شدند و بعد از زلزله، به جای تعمیر در بیش از ۷۰٪ سازه‌ها، تصمیم به تخریب آن‌ها گرفته شد.^[۱] آیین‌نامه‌ها به منظور اتلاف انرژی زلزله، اجازه‌ی وقوع خسارت‌های بزرگ و تغییر شکل‌های خمیری را به عناصر اصلی سازه می‌دهند. علاوه بر این، خسارت و خمیری شدن معمولاً با تغییر شکل‌های باقیمانده بزرگ همراه می‌شود که تعمیر آن‌ها را در پایان رویداد لرزه‌یی دشوار یا از نظر اقتصادی گران می‌کند. سیستم‌های جدید مقاوم لرزه‌یی برای کاهش خسارت‌های ساختمان در هنگام زلزله با شدت‌های مختلف، از جمله در

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۹/۷/۱۴۰، اصلاحیه ۲۹/۸/۱۴۰، پذیرش ۵/۹/۱۴۰.

DOI:10.24200/J30.2022.61242.3156

استناد به این مقاله:

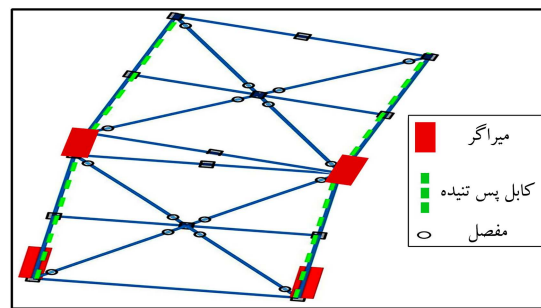
رفیعی محمدی، محمدتقی، بروجردیان، وحید و محمدی ده‌چشمه، اسماعیل (۱۴۰۲). «طراحی بهینه‌ی قاب‌های مهاربندی فولادی دوگهواره‌یی با تغییر موقعیت بلوک گهواره‌یی ثانویه»، مهندسی عمران شریف، (۱) ۲-۳۹، ص. ۹۳-۱۰۳.

تحلیل مودال اجرا کرد. [۵] از قیاس تیر طره برای استخراج برخی معادلات در روش‌های طراحی دیگر نیز استفاده شده است. [۴، ۷] البته در دیوارهای لاغر گهواره‌یی، رفتار خمشی تعیین‌کننده است. [۸] پس با در نظر گرفتن ترکیب رفتار برشی و خمشی می‌توان دقت روش قیاس تیر طره را بهبود بخشید. [۹]

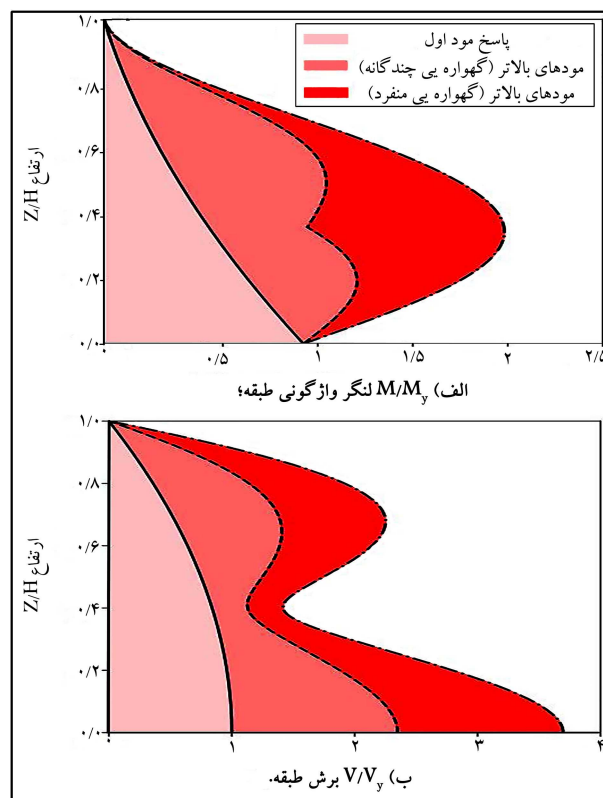
ب) روش بار جانبی معادل^۵ و تحلیل طیفی اصلاح شده^۶: استیل و ویب (۲۰۱۶)، از معادلات مبتنی بر قیاس تیر طره برشی برای محاسبه توزیع بار اینرسی مودهای دوم و سوم استفاده کرده‌اند که می‌توانند علاوه بر بارهای جانبی تجویزی آیین‌نامه با اضافه‌ی مقاومت، به عنوان نیروهای استاتیکی به یک مدل کشسان پایه ثابت اضافه شوند. آن‌ها در روش تحلیل طیفی اصلاح شده برای مدل کشسان قاب گهواره‌یی از: (۱) نیروهای مود اول مبتنی بر نیروهای لرزه‌یی معادل، (۲) نیروهای مود بالاتر مبتنی بر تحلیل طیفی پاسخ، و (۳) شرایط مرزی اصلاح شده استفاده کرده‌اند. هر دو روش در میزان خطا به خوبی یا بهتر از روش‌های پیش از خود عمل کرده‌اند. [۶]

ج) روش مبتنی بر جابه‌جایی مستقیم توسعه یافته^۷: رهگذر و رهگذر^۸ (۲۰۲۰)، با توسعه‌ی روش مبتنی بر جابه‌جایی مستقیم، نیروهای مود بالاتر را در سیستم‌های مهاربندی گهواره‌یی تعیین کردند و مقادیر خطای برآورد تلاش‌ها را کاهش دادند. [۷] د) برهم‌نهی مودال اصلاح شده (MMS)^۹: روش MMS، شامل برهم‌نهی نیروهای غیرکشسان مود اول با نیروهای کشسان مودهای بالاتر است. مارتین و همکاران (۲۰۱۹)، روند اخیر را برای قاب مهاربندی فولادی گهواره‌یی اجرا کرده‌اند. در روش MMS از دو ایده‌آل‌سازی مجزا برای تحلیل نیروهای عضو قاب ناشی از: (۱) بارهای ثقلی و نیروهای پس‌تندگی، و (۲) آثار بارگذاری زلزله‌ی جانبی استفاده می‌شود. روند پیشنهادی از روش‌های استیل و ویب (۲۰۱۶) به نحوی دقیق‌تر بوده و در روش مذکور، میزان خطا کاهش یافته است. [۱۰] روش MMS، بعدها برای سیستم دوگهواره‌یی نیز قابلیت استفاده یافت. [۴] هر سه روش (ب) الی (د)، قابل اجرا در نرم‌افزارهای تجاری هستند. [۱۰، ۷، ۶] بعضاً با استفاده از مفاهیم مشترک روش‌های ذکر شده، روش طراحی مخصوص سازه‌ی گهواره‌یی نوین، ارائه و ارزیابی شده است. [۱۱] روش زمان دوام برای تحلیل و طراحی لرزه‌یی سازه‌ها براساس عملکرد استفاده می‌شود. اجرای روش زمان دوام، برای سازه‌های گهواره‌یی نشان داد در مقایسه با روش تاریخچه‌ی زمانی، سرعت و دقت مناسبی دارد. روش اخیر در طراحی بهینه‌ی سازه‌ها که نیاز به تحلیل‌های مکرر و سنگین دینامیکی دارد، می‌تواند مورد توجه قرار گیرد. [۱۲]

از سیستم‌های گهواره‌یی می‌توان برای سازه‌های بلندمرتبه استفاده کرد، که جهت تسکین آثار مود بالاتر به دو مفصل گهواره‌یی نیاز دارند. یافتن محل مناسب مفصل گهواره‌یی به علت پاسخ زلزله ناشی از آثار مود بالاتر و توزیع مجدد غیرخطی نیروهای داخلی بین صفحات گهواره‌یی، چالش برانگیز است. چالش این است که همراه با کاهش تقاضای نیروی لرزه‌یی، تغییر شکل‌ها نیز کنترل شوند. لذا مطابق جدول ۱، پژوهشگران در سیستم‌های گهواره‌یی چندگانه به بررسی محل بهینه‌ی مفصل گهواره‌یی پرداخته‌اند. به منظور انتخاب تابع هدف بهینه‌یابی در برخی از پژوهش‌ها، به تقاضاهای برش، لنگر واژگونی، و جابه‌جایی نسبی پسماند میان طبقه‌یی، [۱۳] و در برخی دیگر، به جابه‌جایی نسبی پسماند و میزان جذب انرژی سیستم توجه شده است. [۱۴] با افزایش تعداد تحلیل‌ها در فرایند بهینه‌یابی ممکن است فقط تابع هدف لنگر واژگونی ارزیابی شود. [۱۵] اولویت انتخاب تابع هدف بهینه‌سازی از میان تقاضاهای لرزه‌یی سیستم‌های گهواره‌یی کمتر مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. قاب مهاربندی فولادی گهواره‌یی در پژوهش حاضر براساس روش MMS



شکل ۱. پیگر بندی سیستم دوگهواره‌یی.



شکل ۲. آثار مود بالاتر در سیستم‌های گهواره‌یی با در نظر گرفتن نیروهای برشی طبقه به صورت نرمال شده و لنگرهای واژگونی. [۴]

مودهای بالاتر مشارکت نسبتاً بیشتری از پاسخ لرزه‌یی کل در مقایسه با سیستم‌های مرسوم دارند. این موضوع باعث می‌شود که نیروهای اعضاء سازه، در طول ارتفاع به طور قابل توجهی افزایش یابد. [۲] مطابق شکل ۲، به عنوان یک روش مؤثر با سازوکار حرکت گهواره‌یی چندگانه، تقاضای مود بالاتر کاهش می‌یابد. این کاهش برای سازه‌های بلندمرتبه مشهودتر است. [۳]

روش‌های طراحی پیشنهادی باید قادر باشند آثار مود بالاتر و رفتار صحیح سیستم را در نظر بگیرند و همچنین روشی کارا و در عین حال دقیق باشند. روش‌های طراحی پیشنهادی در پژوهش‌های پیشین به این صورت است:

الف) روش قیاس تیر طره^۲: ویب و کریستولوس^۳ (۲۰۱۵)، رفتار سیستم‌های گهواره‌یی را شبیه یک تیر طره برشی فرض کردند. به منظور برآورد تقاضاهای لرزه‌یی، می‌توان از روش‌های فرم بسته^۴ براساس قیاس تیر طره استفاده کرد. عبارات‌های بدست آمده از روش‌های فرم بسته در جدول‌های گسترده بدون انجام

جدول ۱. پژوهش‌های انجام شده به منظور یافتن محل بهینه‌ی مفصل گهواره‌ی در سیستم‌های گهواره‌ی چندگانه و شکاف مطالعاتی پژوهش حاضر.

عناوین مورد بررسی / پژوهش‌ها	[۱۶]	[۱۵]	[۱۷، ۱۳]	پژوهش حاضر
بررسی هر طبقه جهت قرارگیری مفصل ثانویه		•		•
کمینه‌سازی خسارت به اجزاء غیرسازه‌ی				•
بررسی سیستم با بیش از دو مفصل گهواره‌ی	•	•	•	•
بررسی اثر نوع شتاب‌نگاشت			•	•
ارزیابی حساسیت محل قرارگیری مفصل ثانویه				•

پیش‌تندگی اولیه و تعداد کابل با استفاده از معادلات ما و همکاران (۲۰۱۱)، [۱۹] به دست می‌آید.

$$k_{PT} = NEPTA_s / LPT \quad (3)$$

۲.۲. تخمین دریافت بیشینه

با توجه به شکل ۳، نسبت دریافت بام در تسلیم (θ_y) از جمع تغییرشکل کشسان قاب و بلندشدگی پایه‌ی گهواره‌ی به دست می‌آید. نسبت دریافت بام در بلندشدگی اولیه (θ_{up}) با تقسیم جابه‌جایی بام بر ارتفاع سازه در مدل پایه‌ی ثابت قاب گهواره‌ی تحت بار استاتیکی معادل محاسبه می‌شود. $\theta_{ULR,y}$ یا چرخش بلندشدگی تسلیم از تقسیم جابه‌جایی تسلیم میراگر بر X_{ED} آن به دست می‌آید. M_{up} برابر M_u و نسبت M_y به M_{up} برابر $9/10$ تنظیم می‌شود. θ_y مطابق معادله‌ی ۴، [۱۹] محاسبه می‌شود:

$$\theta_y = \theta_{up} \left(\frac{M_y}{M_{up}} \right) + \theta_{ULR,y} \quad (4)$$

و لنگر واژگونی کلی مطابق معادله‌ی ۵، [۱۹] به دست می‌آید:

$$M(\theta) = M_y + (\theta - \theta_y)(K_{PT} + b_{ED}K_{ED}) \quad (5)$$

که در آن، K_{ED} و K_{PT} در معادله‌ی ۵ سختی لنگری ناشی از X_{ED} و X_{PT} هستند و b_{ED} نسبت پس از تسلیم میراگر است. به منظور تخمین دریافت بام در رویکرد MMS، یک سیستم SDOF معادل به نمایندگی از قاب گهواره‌ی انتخاب می‌شود. در معادله‌های ۶ و ۷، [۱۹] m_i و h_i جرم لرزه‌ی و ارتفاع طبقه‌ی i ام، n تعداد طبقه، H_e و M_e نیز ارتفاع و جرم معادل مدل SDOF هستند.

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i h_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i h_i} \quad (6)$$

$$M_e = \frac{[\sum_{i=1}^n m_i h_i]^2}{\sum_{i=1}^n m_i h_i^2} \quad (7)$$

روند سعی و خطا جهت تخمین اولیه‌ی دریافت بیشینه (θ_{MCE}) به این صورت خلاصه می‌شود: [۱۹]

۱. تخمین اولیه θ_{MCE}
۲. محاسبه‌ی بیشینه‌ی لنگر واژگونی M_{MCE} براساس معادله‌ی ۵،
۳. محاسبه‌ی سختی سکانتی $K_s = M_{MCE} / \theta_{MCE}$
۴. محاسبه‌ی سختی مؤثر $K_{eff} = \lambda K_s$ که λ برابر $1/8$ فرض می‌شود،

طراحی شده است. آثار مودهای بالاتر نیز در روش MMS در فرایند طراحی لحاظ شده است. قاب‌های مورد بررسی دارای تعداد طبقات ۱۲، ۱۸ و ۲۴ بودند و دو بخش گهواره‌ی (سیستم دوگهواره‌ی) داشتند. قاب‌ها به صورت دو بُعدی در نرم‌افزار OpenSees مدل شدند و تحت مجموعه‌ی ۲۱ شتاب‌نگاشت که شامل شتاب‌نگاشت‌های: دورازگسل (FF)، نزدیک گسل بدون پالس (NF-No Pulse) و نزدیک گسل با پالس (NF-Pulse) بودند، قرار گرفتند.

به منظور یافتن محل بهینه‌ی مفصل در ارتفاع سازه، مفصل گهواره‌ی ثانویه در طبقات مختلف جابه‌جا می‌شود. بهینه‌یابی با ترکیب اهداف کمینه‌سازی مقادیر برش طبقه، لنگر واژگونی طبقه، بیشینه‌ی شتاب طبقه و جابه‌جایی نسبی طبقه انجام می‌شود که مقادیر مورد بررسی اخیر، به ترتیب به نمایندگی از نیروهای مهاربندها، نیروی‌های محوری ستون‌ها و دو مورد آخر خسارت به اجزاء غیرسازه‌ی هستند. حساسیت محل قرارگیری مفصل ثانویه با ارزیابی انحراف معیار استاندارد داده‌ها صورت می‌پذیرد و دید مناسبی به پژوهشگران در انتخاب تابع هدف بهینه‌سازی در سیستم‌های دوگهواره‌ی می‌دهد.

۲. روش پژوهش

۲.۱. طراحی کابل‌های پس‌تنیده و میراگر جاذب انرژی

در طراحی برهم‌نهی مودال اصلاح شده، ابتدا کابل‌های پس‌تنیده و میراگر جاذب انرژی طراحی می‌شوند و سپس اعضاء قاب با استفاده از روش طراحی ظرفیتی ارائه شده، طراحی می‌شوند. نیروی پس‌تندگی اولیه و نیروی تسلیم در میراگر به ترتیب مطابق معادله‌های ۱ و ۲ محاسبه می‌شوند: [۲]

$$F_{PTi} = \frac{1}{X_{PT}} \left[\frac{M_u}{\phi} \frac{SC}{1+SC} - X_D P_D \right] \quad (1)$$

$$F_{EDy} = \frac{1}{X_{ED}} \left[\frac{M_u}{\phi} \times \frac{1}{1+SC} \right] \quad (2)$$

که در آن‌ها، F_{PTi} نیروی پیش‌تندگی کابل، F_{EDy} نیروی میراگر و P_D بار مرده‌ی اجزاء قاب هستند. X_{ED} ، X_{PT} و X_D نیز خروج از مرکزیت متناظر آن‌ها هستند. لنگر واژگونی در پایه‌ی قاب (M_u) با فرض توزیع نیروی جانبی مشابه با روند نیروی جانبی معادل یا همان روش تحلیل استاتیکی معادل آیین‌نامه‌ی ASCE [۱۸] به دست می‌آید. SC یا نسبت مرکزگرایی برابر با نسبت لنگر بازگرداننده‌ی کابل‌ها و بار ثقلی به لنگر بازگرداننده‌ی میراگرهاست.

سختی کشسان کابل با توجه به معادله‌ی ۳ محاسبه می‌شود که در آن: N تعداد کابل، E_{PT} مدول کشسانی کابل، A_s سطح مقطع و L_{PT} طول آن هستند. میزان

گهواره‌یی از SRSS^{۱۰} اصلاح شده استفاده می‌شود که مطابق معادله‌ی ۹، [۴]

$$f_{MMS} = \frac{|f_1|}{R_1} + \frac{|f_2|}{R_2} + \sqrt{f_1^2 + \dots + f_m^2} \quad (9)$$

که در آن، f_1 تا f_m نیروهای مود اول تا m ام و R_1 و R_2 ضریب کاهش مدهای اول و دوم هستند. نیروی نهایی اعضا از طریق معادله‌ی ۱۰ محاسبه می‌شود:

$$f = (f_D + f_{PT})f_{ix} + (f_{MMS})_{rock} \quad (10)$$

که در آن، f_D و f_{PT} به ترتیب نیروی ناشی از بار ثقلی و پس‌تندگی در مدل پایه‌ی ثابت و f_{MMS} نیروی مودال ترکیب شده در مدل پایه - گهواره‌یی هستند. ضریب R_1 مطابق معادله‌ی ۱۱، [۱۰] محاسبه می‌شود:

$$R_1 = \frac{M_{elastic,1}}{M_{MCE}} \quad (11)$$

که در آن، M_{MCE} از روند سعی و خطای در یافت بیشینه و $M_{elastic,1}$ از معادله‌ی ۱۲، [۱۰] به دست می‌آید:

$$M_{elastic,1} = M_{RSA,1} + M_{PT} \quad (12)$$

که در آن، $M_{RSA,1}$ تحلیل طیفی پاسخ مود اول در مدل پایه‌ی گهواره‌یی و M_{PT} لنگر پس‌تندگی اولیه $M_{PT} = F_{PTi} X_{PT}$ هستند. از آنجا که در سیستم دوگهواره‌یی، مود دوم نیز به محدوده‌ی غیرخطی می‌رود؛ جهت محاسبه‌ی ضریب کاهش مود دوم از معادله‌ی ۱۳، [۴] استفاده شده است. فرض بر آن است که مفصل واقع در ارتفاع سازه در مود دوم اثرگذار است.

$$R_2 = \frac{M_2}{M_{MCE}} \Big|_{z=z_2} \quad (13)$$

که در آن، M_2 لنگر مود دوم حاصل از قیاس تیرطریه‌ی برشی و M_{MCE} درون‌یابی خطی از M_{MCE} در محل مفصل گهواره‌یی ثانویه‌ی z_2 است. M_2 مطابق معادله‌ی ۱۴، [۵] محاسبه می‌شود؛ که در آن، $S_a(T)$ شتاب طیفی در دوره‌ی تناوب T است و دوره‌ی تناوب مود دوم تیر پایه‌ی مفصلی $T_1/3$ فرض می‌شود. W_{trib}/g سهم جرم کل و H ارتفاع کل و z ارتفاع بالای پایه هستند.

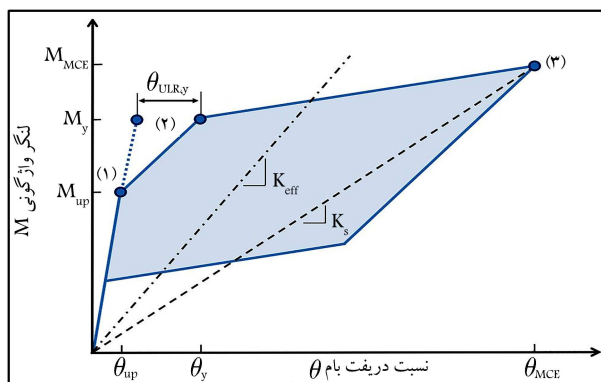
$$M_{2,max(z)} = 0.10282 [S_a(T_1/3)] \left(\frac{W_{trib}}{g} \right) H \left| \sin 4.49 \left(\frac{z}{H} \right) + 0.976 \left(\frac{z}{H} \right) \right| \quad (14)$$

همچنین، M_{MCE} در محل مفصل مطابق معادله‌ی ۱۵ محاسبه می‌شود:

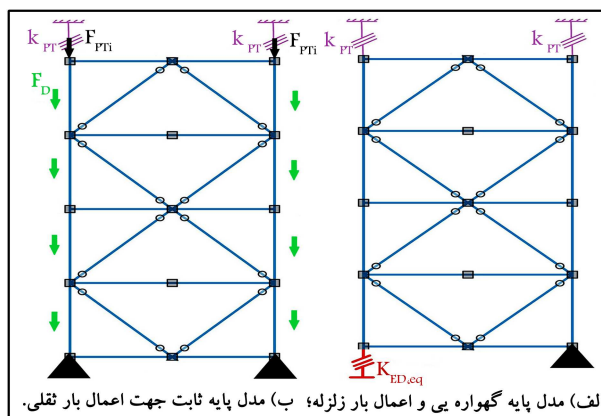
$$M_{MCE}(z_2) = M_{MCE} \left(1 - \frac{z_2}{H} \right) \quad (15)$$

۴.۲. مدل‌های عددی بررسی شده

ساختمان مورد مطالعه، [۴] دارای ارتفاع هر طبقه برابر با ۴/۵۷ و با دهانه‌های ۹/۱۴ متری بوده است. وزن موثر لرزه‌یی طبقات و بام به ترتیب برابر با ۹۸۵۷ و ۷۵۸۸ کیلونیوتن بوده است. پلان ساختمان موردنظر در شکل ۵ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، چهار قاب گهواره‌یی در هر راستا وجود دارد. در پژوهش حاضر، یکی از قاب‌ها با سهم بار ناشی از آثار P-Delta بررسی شده است. نمای یکی از قاب‌های بررسی



شکل ۳. رفتار نیرو - تغییرشکل قاب مهاربندی گهواره‌یی. [۱۰]



شکل ۴. مدل طراحی به روش MMS.

۵. محاسبه‌ی سختی مؤثر $SDOF$ ، $k_e = K_{eff}/H_e$

۶. به دست آوردن دوره‌ی تناوب طبیعی سیستم $SDOF$ از رابطه‌ی $T_{SDOF} = \frac{2\pi\sqrt{M_e/k_e}}$

۷. محاسبه‌ی مجدد در یافت بیشینه براساس دوره‌ی تناوب طبیعی و طیف پاسخ جابه‌جایی $\theta_{MCE}^* = S_d(T_{SDOF})/H_e$

۸. تکرار مجدد مراحل ۱ الی ۷ تا همگرایی $|\theta_{MCE}^* - \theta_{MCE}| < 0.01$

۳.۲. طراحی ظرفیتی مقاطع قاب به روش برهم‌نهی مودال اصلاح شده

به منظور برآورد تقاضای لرزه‌یی در قاب مهاربندی فولادی با دو مفصل گهواره‌یی از دو مدل سازه‌یی مجزا استفاده می‌شود که شامل: (۱) اعمال بارهای ثقلی و نیروهای پس‌تندگی، و (۲) اعمال بار زلزله هستند. با توجه به شکل ۴، مدل (ب) تکیه‌گاه پایه‌ی ثابت دارد؛ در حالی که مدل (الف) یک تکیه‌گاه ستون جهت حرکت گهواره‌یی برداشته شده است. کابل و میراگر در هر دو مدل، توسط فنرهای معادل به تکیه‌گاه‌ها متصل باقی می‌مانند. مفصل ثانویه در میانه‌ی ارتفاع نیز با یک رابط خطی مدل می‌شود. سختی فنر کابل برابر k_{PT} و سختی فنر میراگر مطابق معادله‌ی ۸، [۴] محاسبه می‌شود.

$$k_{ED,eq} = \frac{K_{eff} - K_{PT}}{X_{ED}} \quad (8)$$

فقط مدهای اول و دوم در قاب مهاربندی فولادی با دو مفصل گهواره‌یی به محدوده‌ی غیرخطی می‌روند؛ از این رو، جهت ترکیب مقادیر مودال در مدل

جدول ۲. مشخصات طراحی کابل و میراگر.

طبقات / پارامترها	۱۲	۱۸	۲۴
$Mu(kN.m)$	۶۲۷۹۳	۱۱۲۳۸۲	۱۶۳۶۰۸
$P_D(kN)$	۴۰۰	۶۰۰	۸۰۰
$F_{PTi}(kN)$	۴۱۸۰	۷۵۹۷	۱۱۱۳۳
$F_{EDy}(kN)$	۳۰۵۳	۵۴۶۵	۷۹۵۶
$k_{PT}(kN/mm)$	۱۶/۷۵	۱۶/۰۹	۱۵/۷۷
$k_{ED}(kN/mm)$	۶۰۳	۱۰۷۱/۵۲	۱۵۵۹/۹

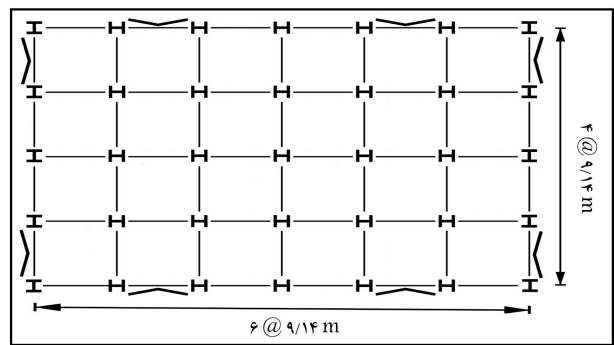
جدول ۳. پارامترهای طراحی در روش MMS.

طبقات / پارامترها	۱۲	۱۸	۲۴
θ_y	۰/۳۷۲	۰/۶۹	۱/۱۳
θ_{MCE}	۲/۰۱	۲	۲/۰۷
$M_{MCE}(kN.m)$	۱۲۵۷۷۶	۱۸۹۱۹۷	۲۴۲۷۰۸
$k_{ED,eq}(kN/mm)$	۱۱۷/۹۶	۱۸۸/۳	۲۳۷/۳
R_1	۱/۷۷	۱/۸	۱/۶
R_2	۱/۲۴	۱/۸۷	۲/۵۹

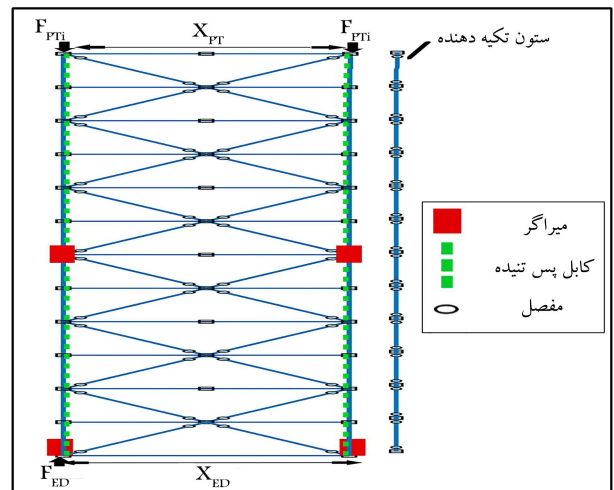
طراحی شده است. نسبت مرکزگرایی در طراحی برابر با ۱/۵ بدین معناست که لنگر بازگرداننده‌ی کابل‌ها و بار ثقلی، ۱/۵ برابر لنگر بازگرداننده‌ی میراگرهاست. دوره تناوب تجربی سازه‌های مذکور، برابر با حد فاصل دیوار برشی بتن مسلح و قاب واگرا لحاظ شده است. همچنین فرض شده است که قاب گهواره‌یی، سهم وزنی از ساختمان متحمل نمی‌شود (بدون بار ثقلی). میراگر انتخابی از نوع فیوز پروانه‌یی شکل فولادی با مدول کشسانی ۲۰۰ گیگاپاسکال، تنش تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال، جابه‌جایی تسلیم ۵/۱ میلی‌متر و نسبت پس از تسلیم ۰/۴ بوده است. کابل مورد استفاده دارای ۷ سیم با قطر ۱۵/۲ میلی‌متر مربع، تنش تسلیم ۱۶۵۷ مگاپاسکال، تنش نهایی ۱۸۶۰ مگاپاسکال و مدول کشسانی ۱۹۳ گیگاپاسکال بوده است. همچنین طول کابل به اندازه‌ی ارتفاع قاب بوده است. در جدول ۲، مشخصات طراحی کابل و میراگر در روش MMS ذکر شده و در آن k_{ED} سختی کشسان میراگر است. پس از تعیین مشخصات کابل‌ها و فیوزهای جاذب انرژی، مقاطع مهاربند و ستون برای نیروی محوری طراحی می‌شوند. همچنین در پژوهش حاضر، پارامترهای روش طراحی MMS مطابق جدول ۳ در نظر گرفته شده‌اند.

۵.۲. فرایند مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار OpenSees

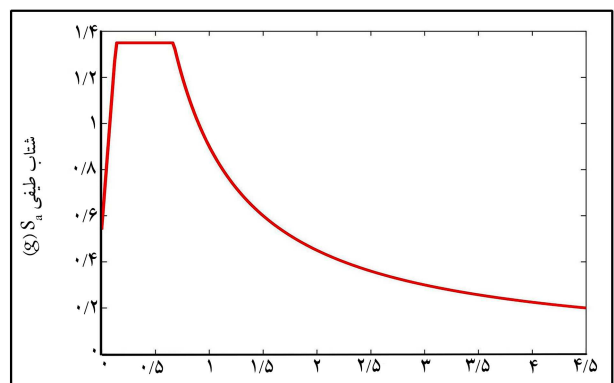
به منظور مدل کردن آثار P-Delta بار ثقلی، یک ستون تکیه‌دهنده در کنار قاب مدل می‌شود؛ که گره آن با قاب در راستای X جابه‌جایی یکسان دارد و در اتصال ستون‌های P-Delta به هم از فنر با سختی ناچیز استفاده می‌شود. المان ستون از جنس تیر - ستون کشسان و دارای سطح مقطع و ممان اینرسی ده برابر ستون قاب است. اعضاء قاب از آن جهت که در محدوده‌ی کشسان باقی می‌مانند، برای تیرها و ستون‌های قاب از المان تیر - ستون کشسان و برای مهاربند از المان corot Truss و مصالح کشسان استفاده شده است. تعریف کابل پس‌تینده با المان corot Truss و مصالح steel ۰۲ و با مقطع فایبر دایوری انجام شده است. کابل از گره بام به گره‌یی در پایه متصل می‌شود که در راستای جابه‌جایی دورانی و افقی مقید است. سپس گره پایه به گره‌یی گیردار با استفاده المان بدون طول gap فقط کششی با سختی زیاد متصل می‌شود تا کابل فقط در کشش عمل کند. در مدل‌سازی میراگر از المان



شکل ۵. پلان ساختمان بررسی شده.



شکل ۶. پیکربندی قاب مهاربندی گهواره‌یی به همراه نیروهای وارد بر آن.



شکل ۷. طیف طراحی سطح MCE برای تحلیل طیفی در روش MMS.

شده در شکل ۶ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، در پیکربندی قاب مورد بررسی، میراگرها و کابل‌های پس‌تینده در طرفین قاب قرار دارند. به منظور مدل کردن آثار P-Delta بار ثقلی، یک ستون تکیه‌دهنده در کنار قاب مدل شده است.

محل سازه‌ی مورد نظر در جنوب سانفرانسیسکو^{۱۱} با خاک کلاس D است. شتاب طیفی طرح ASCEY^[۱۸]، برای دوره‌ی تناوب کوتاه و یک ثانیه به ترتیب $S_{d1} = 0/6g$ و $S_{d5} = 0/9g$ در نظر گرفته شده است. در شکل ۷، طیف طراحی روش MMS مطابق آیین‌نامه‌ی ASCEY^[۱۸] برای موقعیت مکانی ساختمان و سطح خطر MCE مشاهده می‌شود.

قاب مورد نظر برای نسبت مرکزگرایی $SC = 1/5$ و ضریب رفتار $R = 8$

جدول ۴. مجموعه‌ی ۷ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل با پالس.

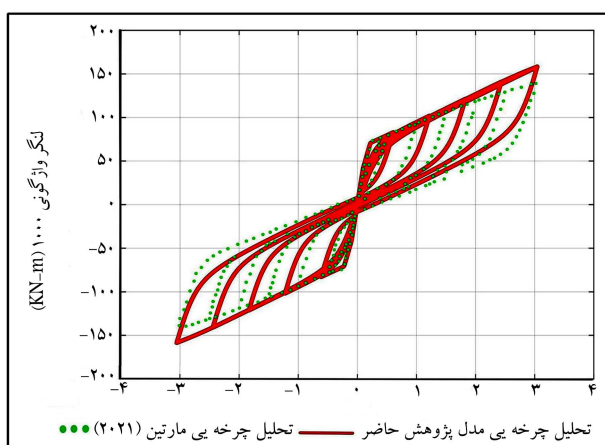
شماره	زلزله	سال	ایستگاه	Mw	RJb (km)	PGA max (g)
۱	Imperial Valley-۰۶	۱۹۷۹	El Centro Array#۶	۶/۵۳	۰	۰/۴۵
۲	Imperial Valley-۰۶	۱۹۷۹	El Centro Array#۷	۶/۵۳	۰/۵۶	۰/۴۷
۳	Superstition Hills-۰۲	۱۹۸۷	Parachute Test Site	۶/۵۴	۰/۹۵	۰/۴۳
۴	Erzican-Turkey	۱۹۹۲	Erzincan	۶/۶۹	۰	۰/۵
۵	Northridge-۰۱	۱۹۹۴	Rinaldi Receiving Sta	۶/۶۹	۰	۰/۸۷
۶	Chi-Chi-Taiwan	۱۹۹۹	TCU۰۶۵	۷/۶۲	۰/۵۷	۰/۷۹
۷	Duzce-Turkey	۱۹۹۹	Duzce	۷/۱۴	۰	۰/۵۱

جدول ۵. مجموعه‌ی ۷ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل بدون پالس.

شماره	زلزله	سال	ایستگاه	Mw	RJb (km)	PGA max (g)
۱	Gazli-USSR	۱۹۷۶	Karakyr	۶/۸	۳/۹۲	۰/۷۳
۲	Imperial Valley-۰۶	۱۹۷۹	Bonds Corner	۶/۵۳	۰/۴۴	۰/۷۷
۳	Imperial Valley-۰۶	۱۹۷۹	Chihuahua	۶/۵۳	۷/۲۹	۰/۲۷
۴	Nahanni-Canada	۱۹۸۵	Site\۱	۶/۶۷	۲/۴۸	۱/۱۹
۵	Northridge-۰۱	۱۹۹۴	LA-Sepulveda VA Hospital	۶/۶۹	۰	۰/۹۳
۶	Northridge-۰۱	۱۹۹۴	Northridge\۷۶۴۵Saticoy St	۶/۶۹	۰	۰/۴۶
۷	Kocaeli-Turkey	۱۹۹۹	Yarimca	۷/۵۱	۱/۳۸	۰/۳۲

جدول ۶. مجموعه‌ی ۷ شتاب‌نگاشت دور از گسل.

شماره	زلزله	سال	ایستگاه	Mw	RJb (km)	PGA max (g)
۱	Northridge	۱۹۹۴	Beverly Hills-Mulhol	۶/۷	۹/۴	۰/۵۲
۲	Northridge	۱۹۹۴	Canyon Country-WLC	۶/۷	۱۱/۴	۰/۴۸
۳	Duzce, Turkey	۱۹۹۹	Bolu	۷/۱	۱۲	۰/۸۲
۴	Imperial Valley	۱۹۷۹	Delta	۶/۵	۲۲	۰/۳۵
۵	Imperial Valley	۱۹۷۹	El Centro Array #۱۱	۶/۵	۱۲/۵	۰/۳۸
۶	Kobe, Japan	۱۹۹۵	Shin-Osaka	۶/۹	۱۹/۱	۰/۲۴
۷	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	Duzce	۷/۵	۱۳/۶	۰/۳۶



شکل ۸. نمودار راستی‌آزمایی تحلیل چرخه‌ی پوس‌آور غیرخطی قاب دوگهواره‌ی ۱۲ طبقه‌ی پژوهش حاضر و نوشتار مرجع [۴].

بدون طول در راستای Y استفاده می‌شود. المان میراگر از ترکیب مصالح gap فقط فشاری با سختی زیاد و ۲ steel به صورت سری ساخته می‌شود، تا المان کرنش فشاری نداشته باشد. همچنین برای دوران و جابه‌جایی افقی پایه‌ی قاب، از اتصال المان بدون طول gap فقط فشاری استفاده می‌شود.

به منظور اطمینان و راستی‌آزمایی مدل ساخته شده، یک قاب دوگهواره‌ی ۱۲ طبقه مطابق پژوهش مارتین و همکارش (۲۰۲۱) [۴] در نرم‌افزار OpenSees ساخته شده و تحت تحلیل چرخه‌ی پوس‌آور^{۱۲} قرار گرفته و سپس نمودار نیرو - دررفت بام قاب مذکور ترسیم شده است. در شکل ۸، نیز نمودار رفتار پرچمی شکل حاصل از پژوهش حاضر و نوشتار مرجع (مارتین و همکارش)، [۴] مشاهده می‌شود. نتایج نشان‌دهنده‌ی دقت مناسب مدل‌سازی پژوهش حاضر در نرم‌افزار OpenSees است.

۶.۲. شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ی بررسی شده

مطابق جدول‌های ۴ الی ۶، مجموعاً ۲۱ رکورد از شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل، نزدیک گسل و نزدیک گسل با پالس براساس دستورالعمل FEMAP۶۹۵ [۲۰]

پالس به طور کلی متناسب بوده و ویژگی مذکور در شتاب نگاشت های دیگر مشاهده نشده است. همچنین این همبستگی در نتایج برش و لنگر واژگونی در تمامی حالت ها به نحوی مشاهده می شود. در شتاب نگاشت های دور از گسل و نزدیک گسل، کاهش برش و لنگر واژگونی می تواند به افزایش جابه جایی نسبی طبقه منجر شود. از این رو کنترل جابه جایی نسبی طبقه در سازه ی دو گهواره ای امری ضروری است.

۲.۳. بررسی حساسیت محل قرارگیری مفصل ثانویه

مجموع مقادیر برش، لنگر واژگونی، بی شینه ی شتاب طبقه و جابه جایی نسبی تمام طبقات به ازاء محل قرارگیری مفصل به دست می آید. کمترین مقدار مجموع محاسبه شده، بیانگر بهینه ترین حالت قرارگیری مفصل ثانویه است؛ سپس سایر محل های قرارگیری مفصل ثانویه نسبت به آن طبقه ی بهینه ارزیابی و درصد اختلاف آن ها به دست می آید. با توجه به جدول های ۸ الی ۱۱، انحراف معیار

جدول ۸. میانگین انحراف معیار استاندارد درصد اختلاف مجموع لنگر واژگونی طبقات با بهینه ترین حالت.

طبقات/شتاب نگاشت ها	۱۲	۱۸	۲۴
FF	۲۲/۲۳	۱۶/۷۱	۱۱/۸۹
NF-No Pulse	۲۰/۱۰	۱۰/۶۱	۶/۲۶
NF-Pulse	۹/۹۷	۱۱/۹۱	۱۰/۹۶

جدول ۹. میانگین انحراف معیار استاندارد درصد اختلاف مجموع برش طبقات با بهینه ترین حالت.

طبقات/شتاب نگاشت ها	۱۲	۱۸	۲۴
FF	۱۶/۴۲	۱۱/۶۴	۶/۹۵
NF-No Pulse	۱۲/۸۶	۶/۷۴	۴/۴۶
NF-Pulse	۸/۷۷	۹/۶	۷/۱۵

جدول ۱۰. میانگین انحراف معیار استاندارد درصد اختلاف مجموع بیشینه ی شتاب طبقات با بهینه ترین حالت.

طبقات/شتاب نگاشت ها	۱۲	۱۸	۲۴
FF	۷/۵۲	۴/۱۶	۱/۹۸
NF-No Pulse	۵/۴۷	۲/۵۱	۱/۶۵
NF-Pulse	۶/۹۶	۴/۱۸	۲/۹۴

جدول ۱۱. میانگین انحراف معیار استاندارد درصد اختلاف مجموع بیشینه ی جابه جایی نسبی طبقه با بهینه ترین حالت.

طبقات/شتاب نگاشت ها	۱۲	۱۸	۲۴
FF	۱۰/۲۳	۳/۵۶	۳/۱۷
NF-No Pulse	۷/۴۳	۳/۴	۲/۸۷
NF-Pulse	۲/۱۵	۲/۹	۲/۸۱

انتخاب شده اند. به ازاء هر جفت رکورد، شتاب نگاشتی با بیشینه ی PGA انتخاب شده است. نسبت طیف پاسخ آیین نامه به طیف هر رکورد در سه نقطه ی دوره ی تناوب $T/0.5$ و T و $3T$ محاسبه^[۴] و سپس میانگین سه ضریب به عنوان ضریب مقیاس رکورد معرفی و اعمال شده است. سه نقطه ی انتخابی، طیف رکورد را در دوره های تناوب کوتاه و بلند سازه با طیف آیین نامه مقیاس می کند. بیشینه ی ضریب مقیاس برای هر رکورد برابر ۳ تنظیم شده است، تا نماینده ی مناسبی از حرکت زمین باشد.^[۴]

۳. نتایج و بحث

۳.۱. یافتن طبقه ی بهینه جهت قرارگیری مفصل ثانویه

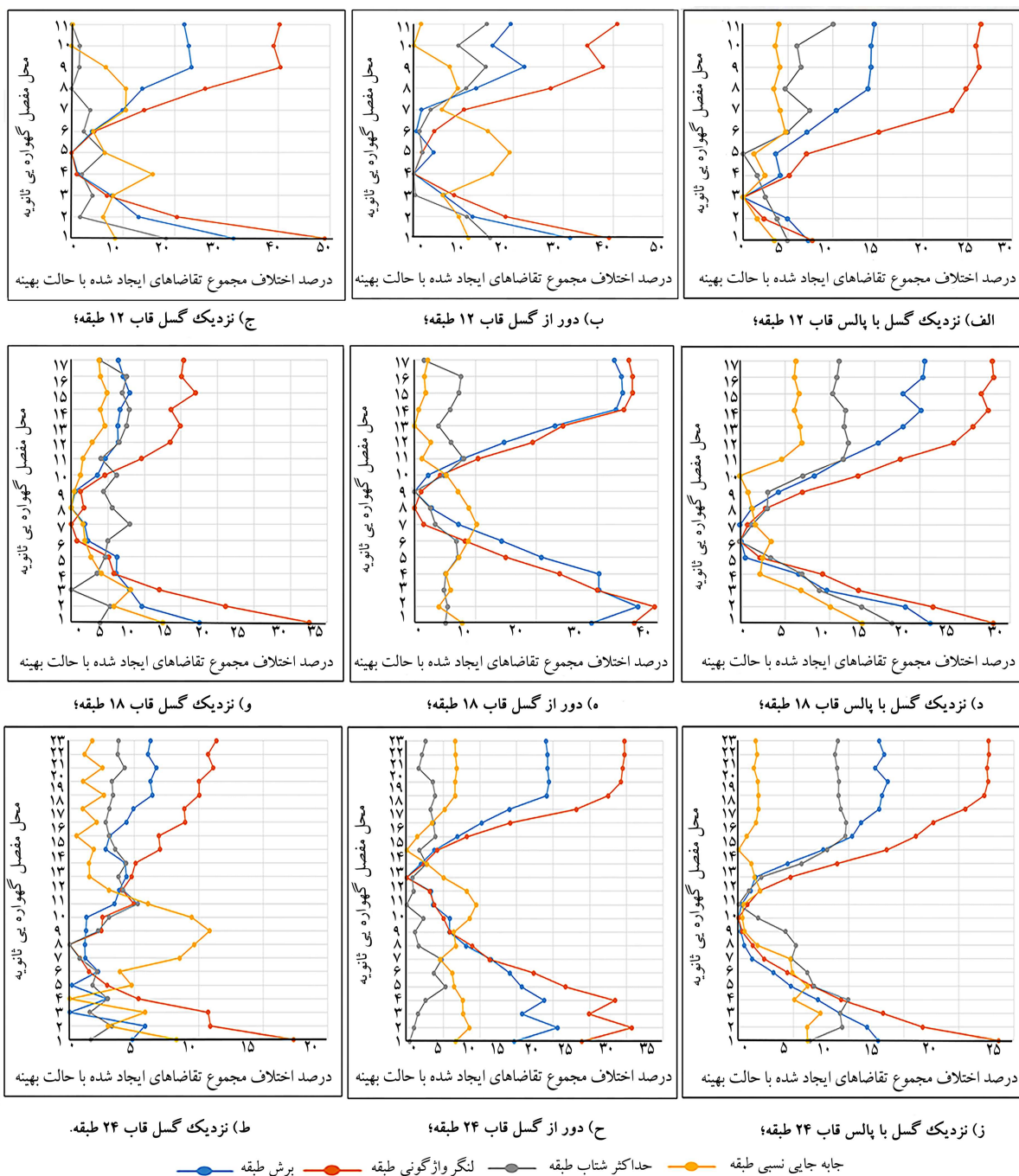
تمامی شتاب نگاشت های بیان شده در قسمت قبلی در سطح MCE به قاب گهواره ای اعمال شده و محل مفصل دوم از بالای طبقه ی اول (طبقه ی دوم) تا بالای طبقه ی ماقبل آخر (طبقه ی مام) تغییر کرده است. بیشینه ی قدرمطلق مقادیر برش، لنگر واژگونی، بیشینه ی شتاب طبقه و جابه جایی نسبی برای هر طبقه ی خروجی گرفته شده است. میانه ی مقادیر به ازاء هر نوع شتاب نگاشت محاسبه شده است. مجموع مقادیر برش، لنگر واژگونی، بیشینه ی شتاب طبقه و جابه جایی نسبی تمام طبقات به ازاء محل قرارگیری مفصل به دست آمده است. کمترین مقدار مجموع محاسبه شده، بیانگر بهینه ترین حالت قرارگیری مفصل ثانویه است؛ سپس سایر محل های قرارگیری مفصل ثانویه نسبت به آن طبقه ی بهینه، ارزیابی و درصد اختلاف آن ها به دست آمده است. می توان گفت محل قرارگیری بهینه ی مفصل، طبقاتی هستند که میانگین درصد اختلاف برش و لنگر واژگونی، بیشینه ی شتاب طبقه، و جابه جایی نسبی آن ها با بهینه ترین حالت کمتر از ۵٪ باشد.

مطابق جدول ۷، با افزایش تعداد طبقات، نماینده های طبقات بهینه افزایش یافته است. همان طور که ملاحظه می شود، قرار دادن مفصل ثانویه در میانه ی ارتفاع هر قاب در اغلب موارد هر چهار تقاضای لرزه ای را به میزان کمیته رسانده است که نتیجه ی به دست آمده مطابق با فرض مرسوم نوشتارها در طراحی سیستم های با دو مفصل گهواره ای است.^[۴، ۱۵، ۱۶، ۲۱] اگرچه در قاب ۱۲ طبقه در شتاب نگاشت های نزدیک گسل با پالس این موضوع صادق نیست و مفصل ثانویه تمایل به قرارگیری در نیمه ی پایین قاب دارد. در این حالت تقاضای لنگر واژگونی قاب ۱۲ طبقه، ۱/۱۵٪ با حالت بهینه اختلاف دارد. قرار دادن مفصل ثانویه در ۴۰٪ ارتفاع در اغلب حالت ها، هر چهار تقاضای لرزه ای را به میزان کمیته می رساند.

در شکل ۹، درصد اختلاف مجموع هر یک از تقاضاها با بهینه ترین حالت شان مشاهده می شود که مطابق آن، کاهش یا افزایش درصد اختلاف با حالت بهینه برای هر چهار تقاضای لرزه ای در هر سه قاب در شتاب نگاشت های نزدیک گسل با

جدول ۷. درصد ارتفاع بهینه جهت قرارگیری مفصل ثانویه به ازاء در نظر گرفتن اختلاف بیشینه ی ۵ درصدی میانگین درصد هر چهار تقاضای لرزه ای با بهینه ترین حالت.

درصد ارتفاع/شتاب نگاشت ها	۱۲	۱۸	۲۴
FF	۲۵-۳۳	۵۶-۴۴	۶۲-۳۷
NF-No Pulse	۵۰-۳۳	۶۱-۲۲	۷۵-۱۲
NF-Pulse	۴۲-۱۷	۵۰-۲۸	۵۴-۲۵



شکل ۹. درصد اختلاف مجموع تقاضاهای ایجاد شده با حالت بهینه به ازاء محل مفصل گهواره‌یی ثانویه تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف لرزه‌یی MCE و قاب‌های با طبقات مختلف.

در شتاب‌نگاشت‌های NF-Pulse نمی‌تواند آثار مود بالاتر را به طور چشم‌گیری کاهش دهد. تقاضای لنگر واژگونی طبقه از میان تقاضاها، بیشترین حساسیت را دارد. به‌طورکلی، با افزایش تعداد طبقات، میزان حساسیت به محل قرارگیری مفصل کاهش می‌یابد.

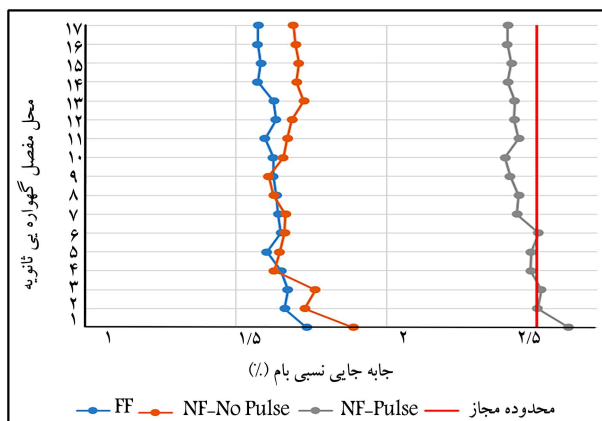
۳.۳. بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی پسماند میان طبقه

در جدول ۱۲، میان‌ی جابه‌جایی‌های نسبی پسماند میان طبقه‌یی به ازاء رکوردهای

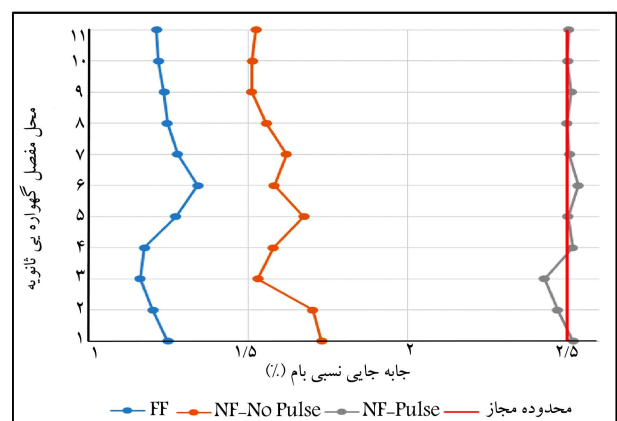
استاندارد این درصدهای اختلاف به ازاء هر نوع شتاب‌نگاشت در سطح MCE محاسبه می‌شود. سپس از ۷ انحراف معیار استاندارد هر دسته میانگین‌گیری می‌شود. مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت با انحراف معیار استاندارد بیشتر بیانگر حساسیت آن مجموعه در قرارگیری محل مفصل ثانویه است؛ به عبارتی با افزایش انحراف استاندارد آن قاب تحت رکوردهای مدنظر، رفتار قابل پیش‌بینی ندارد و دارای پیچیدگی است. به‌طورکلی در هر چهار تقاضا، شتاب‌نگاشت‌های FF، بیشترین حساسیت و شتاب‌نگاشت‌های NF-Pulse، کمترین حساسیت را به محل قرارگیری مفصل ثانویه دارند. اگرچه محمدی و بروجردیان (۲۰۲۲)^[۱۷] نشان دادند که سازه‌ی دوگهواره‌یی

جدول ۱۲. بیشینه‌ی درصد جابه‌جایی نسبی پسماند میان طبقه.

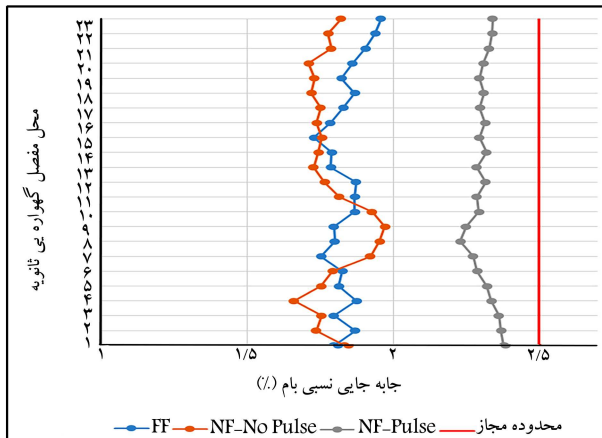
طبقه‌ها/شتاب‌نگاشت	۱۲	۱۸	۲۴
FF	۰/۰۳۴ (طبقه‌ی ۱۱ مفصل در طبقه‌ی ۳)	۰/۱۰۶ (طبقه‌ی ۱۶ مفصل در طبقه‌ی ۳)	۰/۱۳۹۶ (طبقه‌ی ۱۹ مفصل در طبقه‌ی ۷)
NF-No Pulse	۰/۰۴۲۶ (طبقه‌ی ۱۱ مفصل در طبقه‌ی ۱)	۰/۱۰۶۸ (طبقه‌ی ۱۶ مفصل در طبقه‌ی ۱۱)	۰/۱۸۱۵ (طبقه‌ی ۱۸ مفصل در طبقه‌ی ۱۰)
NF-Pulse	۰/۰۴۲۳ (طبقه‌ی ۱۱ مفصل در طبقه‌ی ۱۰)	۰/۱۰۵۴ (طبقه‌ی ۱۷ مفصل در طبقه‌ی ۷)	۰/۲۱۶۴ (طبقه‌ی ۱۹ مفصل در طبقه‌ی ۱۰)



شکل ۱۱. درصد جابه‌جایی نسبی بام به ازاء محل مفصل ثانویه‌ی قاب ۱۸ طبقه.



شکل ۱۰. درصد جابه‌جایی نسبی بام به ازاء محل مفصل ثانویه‌ی قاب ۱۲ طبقه.



شکل ۱۲. درصد جابه‌جایی نسبی بام به ازاء محل مفصل ثانویه‌ی قاب ۲۴ طبقه.

مختلف بررسی شده در سطح MCE ارائه شده است. بیشینه‌ی مقدار در طول تمام طبقات و تمام محل‌های قرارگیری مفصل ثانویه برای هر مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت به دست آمده است. با توجه به توصیه‌ی FEMA P-۵۸-۱ [۲۱] ساختمان با جابه‌جایی نسبی پسماند کمتر از ۲/۰٪ قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه پس از زلزله‌ی DBE، بدون نیاز به تعمیر اجزاء سازه‌ی را دارد. با افزایش ارتفاع، جابه‌جایی‌های ذکر شده‌ی نسبی پسماند افزایش می‌یابد. در قاب ۲۴ طبقه، فقط در حالت قرارگیری مفصل در طبقه‌ی ۱۰ و تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل با پالس در سه نقطه از حد مجاز بیشتر بوده است. با توجه به آنکه بیشینه‌ی اختلاف با حد مجاز فقط ۸٪ و سطح زلزله‌ی موردبررسی MCE بوده است، این موضوع عادی است. جابه‌جایی‌های نسبی پسماند تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل، مقدار کمتری نسبت به سایر رکورد‌های لرزه‌ی دارند.

۴.۳. جابه‌جایی نسبی بام

مطابق شکل‌های ۱۰ الی ۱۲، برای هر مجموعه‌ی ۷ شتاب‌نگاشتی، میانه‌ی جابه‌جایی نسبی بام به دست آمده است. شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل با پالس، بیشترین جابه‌جایی نسبی بام را دارند. حد مجاز جابه‌جایی نسبی بام ۲/۵٪ تحت رکورد‌های MCE در نظر گرفته شده است. [۲] این موضوع در شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل با پالس در بعضی محل‌های قرارگیری مفصل نقض می‌شود. اختلاف ۱ درصدی با این حد مجاز شمرده می‌شود. در شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل با پالس قاب

۵.۳. بیشینه‌ی تنش در کابل‌ها

میانه‌ی بیشینه‌ی تنش کابل پس‌تنیده به ازاء هر مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت در سطح MCE محاسبه و ملاحظه شد که در تمامی حالت‌ها، تنش تسلیم کابل کمتر بوده

اصلاح شده طراحی و آثار مود بالاتر در روند طراحی لحاظ شده است. سپس قاب‌های مذکور تحت مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل (FF)، نزدیک گسل بدون پالس (NF-No Pulse)، و نزدیک گسل با پالس (NF-Pulse) و در سطح زلزله‌ی MCE قرار گرفته‌اند. محل مفصل گهواره‌ی ثانویه در طول ارتفاع سازه، طبقه به طبقه تغییر یافته است تا محل بهینه‌ی مفصل جهت کمیته‌سازی توأمان برش، لنگر واژگونی، بیشینه‌ی شتاب طبقه و جابه‌جایی نسبی طبقه به دست آید. نتایج حاصل به این شرح هستند:

-- قرارگیری مفصل ثانویه در ۴۰٪ ارتفاع در اغلب موارد باعث کمیته‌شدن برش، لنگر واژگونی، بیشینه‌ی شتاب طبقه، و جابه‌جایی نسبی طبقه شده است. فرض مرسوم قراردادن مفصل ثانویه در میانه‌ی ارتفاع برای قاب ۱۲ طبقه در شتاب‌نگاشت‌های NF-Pulse، صادق نیست. تقاضای لنگر واژگونی قاب ۱۲ طبقه در این حالت ۱/۱۵٪ با حالت بهینه اختلاف داشته است.

-- فقط در شتاب‌نگاشت‌های NF-Pulse در هر سه قاب، کاهش یا افزایش درصد اختلاف با حالت بهینه‌ی هر چهار تقاضای لرزه‌ی، الگوی مشابه دارد و می‌توان اذعان داشت بهینه‌ی شدن یک تقاضا، سبب بهینه‌ی شدن سه تقاضای دیگر می‌شود. همچنین این همبستگی در نتایج برش و لنگر واژگونی در تمامی حالت‌ها به نحوی مشاهده می‌شود.

-- در شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل و نزدیک گسل، کاهش برش و لنگر واژگونی می‌تواند به افزایش جابه‌جایی نسبی طبقه منجر شود.

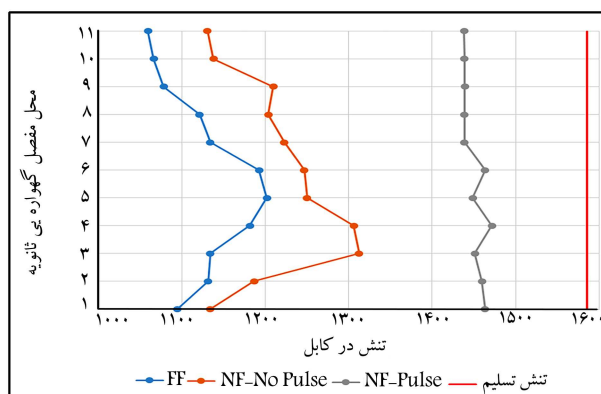
-- به‌طور کلی در هر سه تقاضا، شتاب‌نگاشت‌های FF بیشترین حساسیت و شتاب‌نگاشت‌های NF-Pulse کمترین حساسیت را به محل قرارگیری مفصل ثانویه دارند. همچنین لنگر واژگونی در میان تقاضاها، بیشترین حساسیت را برای محل مفصل ثانویه دارد. به‌طور کلی با افزایش تعداد طبقات، میزان حساسیت به محل قرارگیری مفصل کاهش می‌یابد.

-- با توجه به حساسیت بیشتر لنگر واژگونی به محل قرارگیری مفصل ثانویه و همچنین همبستگی آن با برش طبقه، می‌توان اذعان داشت که انتخاب لنگر واژگونی به عنوان تابع هدف بهینه‌سازی نسبت به سه تقاضای دیگر ارجحیت دارد. اگر چه این انتخاب می‌تواند به افزایش جابه‌جایی نسبی طبقه منجر شود.

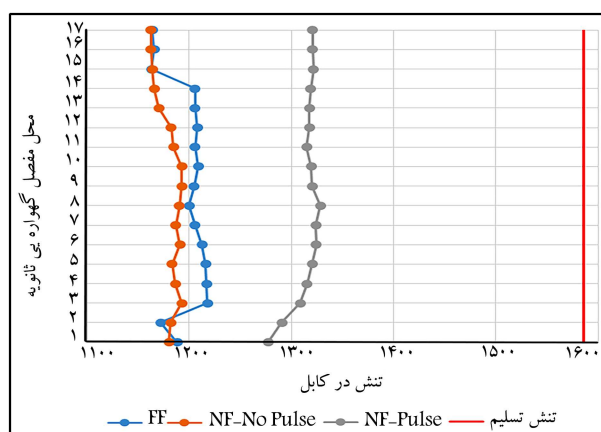
-- اغلب مقادیر جابه‌جایی نسبی پسماند میان طبقه‌ی از حد مجاز ۲/۰٪ کمتر است. در قاب ۲۴ طبقه، فقط در حالت قرارگیری مفصل در طبقه‌ی دهم و در شتاب‌نگاشت NF-Pulse در سه نقطه از حد مجاز بیشتر بوده است. با توجه به آنکه بیشینه‌ی اختلاف با حد مجاز فقط ۸٪ و سطح زلزله‌ی مورد بررسی MCE بوده است، که این موضوع عادی است. این جابه‌جایی با افزایش ارتفاع سازه، افزایش می‌یابد. سازه‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های FF، دچار مقادیر کمتر جابه‌جایی نسبی پسماند میان طبقه‌ی می‌شوند.

-- شتاب‌نگاشت‌های NF-Pulse بیشترین جابه‌جایی نسبی بام را دارند. فقط در دو مورد از محل‌های قرارگیری مفصل از حد مجاز ۲/۵٪، بیشینه‌ی ۴٪ فراتر رفته است؛ که این موضوع دقت بالای روش طراحی انتخابی را نشان می‌دهد.

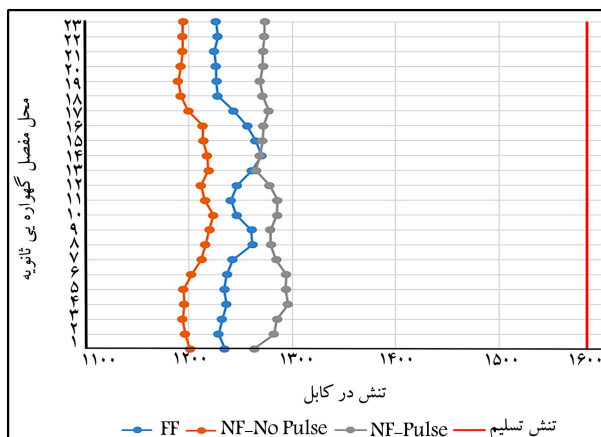
-- ملاحظه شد که تنش کابل در تمام حالت‌ها از تنش تسلیم کمتر بوده است. بیشینه‌ی تنش برای تمامی قاب‌ها در شتاب‌نگاشت‌های NF-Pulse اتفاق افتاده است.



شکل ۱۳. بیشینه‌ی تنش در کابل پس‌تنیده (مگاپاسگال) قاب ۱۲ طبقه.



شکل ۱۴. بیشینه‌ی تنش در کابل پس‌تنیده (مگاپاسگال) قاب ۱۸ طبقه.



شکل ۱۵. بیشینه‌ی تنش در کابل پس‌تنیده (مگاپاسگال) قاب ۲۴ طبقه.

است. همچنین بیشینه‌ی تنش برای تمامی قاب‌ها در شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل با پالس اتفاق افتاده است (شکل‌های ۱۳ الی ۱۵).

۴. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، قاب مهاربندی فولادی دوگهواره‌ی براساس روش برهم‌نهی مودال

پانوشتها

1. Canterbury
2. Cantilever Beam Analogy
3. Christopoulos & Wiebe
4. Closed-Form
5. Equivalent Lateral Force
6. Modified Response Spectrum Analysis
7. Extension of Direct Displacement-Based Design
8. Navid Rahgozar and Nima Rahgozar
9. Modified Modal Superposition (MMS)
10. Square-Root-of-the-Sum-of-the-Squares
11. San Francisco
12. Cyclic Pushover Analysis

منابع (References)

1. Christchurch Central Development Unit, "Introducing the christchurch central recovery plan" (2012).
2. Broujerdian, V. and Mohammadi Dehcheshmeh, E. "Development of fragility curves for self-centering bae-rocking walls subjected to far and near field ground motions", *Sharif J. Civ. Eng.*, **37.2**(3.1), pp. 99-110 (Nov., 2021).
3. Broujerdian, V. and Mohammadi Dehcheshmeh, E. "Locating the rocking section in self-centering bi-rocking walls to achieve the best seismic performance", *Bull. Earthq. Eng.*, **20**, pp. 2441-2468 (2022).
4. Martin, A. and Deierlein, G.G. "Generalized modified modal superposition procedure for seismic design of rocking and pivoting steel spine systems", *J. Constr. Steel Res.*, **183**, p. 106745 (2021).
5. Wiebe, L. and Christopoulos, C. "A cantilever beam analogy for quantifying higher mode effects in multi-storey buildings", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **44**(11), pp. 1697-1716 (2015).
6. Steele, T.C. and Wiebe, L.D. A. "Dynamic and equivalent static procedures for capacity design of controlled rocking steel braced frames", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **45**(14), pp. 2349-2369 (2016).
7. Rahgozar, N. and Rahgoz, N. "Extension of direct displacement-based design for quantifying higher mode effects on controlled rocking steel cores", *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, **29**(16), p. e1800 (2020).
8. Abbasi, N., Akbarzadeh Bengar, H., Jafari, A. and et al. "Numerical modeling of seismic respnse and damage estimation of concrete rocking walls under seismic loading", *Sharif J. Civ. Eng.*, **37**(2.2), pp. 35-45 (2021).
9. Veladi, H., Azar, B.F. and Gendeshmin, S.R. "Quantifying higher mode effects in rocking systems considering shear-flexural behavior", *Structures*, **27**, pp. 542-558 (2020).
10. Martin, A., Deierlein, G.G. and Ma, X. "Capacity design procedure for rocking braced frames using modified modal superposition method", *J. Struct. Eng.*, **145**(6), p. 4019041 (2019).
11. Majumerd, M.J.E., Dehcheshmeh, E.M., Broujerdian, V. and et al. "Self-centering rocking dual-core braced frames with buckling-restrained fuses", *J. Constr. Steel Res.*, **194**, p. 107322 (2022).
12. Ebrahimi Majumerd, M.J., Mohammadi Dehcheshmeh, E. and Broujerdian, V. "Feasibility study of using endurance time method for seismic evaluation of self-centering buckling restrained braced frame (SC-BRC-BF)", *Modares Civ. Eng. J.*, **22**(2), pp. 107-123 (2022).
13. Mohammadi Dehcheshmeh, E. and Broujerdian, V. "Determination of optimal behavior of self-centering multiple-rocking walls subjected to far-field and near-field ground motions", *J. Build. Eng.*, **45**, p. 103509 (2022).
14. Ahadpour Khaneghah, M.R., Mohammadi Dehcheshmeh, E. and Broujerdian, V. "Optimized design and investigation of cyclic behavior of dual intermediate steel moment resisting system equipped with self-centering buckling restrained 2-story-X-brace", *Sharif J. Civ. Eng.*, **37**(2.1), pp. 51-60 (2021).
15. Martin, A. "Capacity design and topology optimization of rocking spine systems for nonlinear earthquake response", Stanford University (2020).
16. Li, T., Berman, J.W. and Wiebe, R. "Parametric study of seismic performance of structures with multiple rocking joints", *Eng. Struct.*, **146**, pp. 75-92 (2017).
17. Mohammadi Dehcheshmeh, E. and Broujerdian, V. "Probabilistic evaluation of self-centering birocking walls subjected to far-field and near-field ground motions", *J. Struct. Eng.*, **148**(9), p. 4022134 (2022).
18. Standard, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7, American Society of Civil Engineers (2017).
19. Ma, X.; Krawinkler, H. and Deierlein, G.G. "Seismic design and behavior of self-centering braced frame with controlled rocking and energy dissipating fuses", John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report 174 (2011).
20. P.695 FEMA and others, "Quantification of building seismic performance factors", Washington, DC (2009).
21. Qureshi, M.I. and Warnitchai, P. "Reduction of inelastic seismic demands in a mid-rise rocking wall structure designed using the displacement-based design procedure", *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, **26**(2), p. e1307 (Feb., 2017).
22. FEMA, "58-1. Seismic performance assessment of buildings volume 1-methodology", Appl. Technol. Council. Calif. Redw. City (2012).