http://journalisss.ir

تأثیر حرکت گهواره‌ای پای ستون در عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی مرکزگرا با اتصالات پس‌کشیده تیر به ستون

نازنین آزادی[۱]، ابوالفضل ریاحی نوری[۲*]، امیر ایازی[۳]

۱- کارشناس ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، واحد اسلامشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده هنر و معماری، واحد تهران غرب، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد شهرقدس، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

*تهران، صندوق پستی ۱٤٦٨٧٦٣٧٨٥، riahinouri.abolfazl@wtiau.ac.ir

چکیده

در این مقاله عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی مرکزگرا با امکان حرکت گهواره‌ای در پای ستون و اتصالات گیردار پس‌کشیدهٔ تیر به ستون در مقایسه با سازه‌های متداول دارای پای ثابت از طریق ارزیابی پارامترهای کلیدی مانند تغییرمکان‌های جانبی نسبی کل، خمشی و پسماند در سطوح خطر مختلف شامل زلزلهٔ محتمل بیشینه و زلزلهٔ مبنای طرح مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای این منظور، مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار Opensees با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی شامل اثرات پی-دلتا و نیز شرایط تکیه‌گاهی ناشی از حرکت گهواره‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد. در مدل عددی ساخته‌شده، المان‌های تیر-ستون و خرپایی دارای رفتار غیرارتجاعی با قابلیت شبیه‌سازی رفتار پس از تسلیم و تنظیم پارامتر سخت‌شوندگی کرنشی برای شبیه‌سازی اجزای مختلف مدل شامل اعضای فولادی، فیوزهای اصطکاکی و کابل‌های پس‌کشیدهٔ تأمین‌کنندهٔ مرکزگرایی سیستم مورد استفاده قرار می‌گیرد. پیش‌تنیدگی کابل‌های پس‌کشیده با استفاده از مصالح کرنش اولیهٔ نرم‌افزار شبیه‌سازی می‌گردد. در ضمن، مدل‌سازی حرکت گهواره‌ای و برکنش در پای ستون‌ها نیز با استفاده از المان‌های با طول صفر و مصالح ارتجاعی فاقد کشش نرم‌افزار انجام می‌شود. با توجه به پیچیدگی‌های تحلیلی رفتار سازه‌ای شامل رفتار غیرخطی مصالح، هندسی و شرایط مرزی در سازه‌های مرکزگرای مورد نظر و عدم قطعیت‌های مربوط به پدیدهٔ زمین‌لرزه، مطالعات آماری بر روی نتایج تحلیل‌های متعدد تاریخچه زمانی ۲۲ جفت رکورد زلزله از مجموعه رکوردهای حوزهٔ دور انجام شد. بر اساس نتایج کمّی حاصل، به‌منظور ارزیابی پارامترهای عملکردی در سازه‌های نوین، مقادیر میانهٔ بیشینه دریفت پسماند در حدود ٦٥٪ و مقادیر دریفت خمشی در سطوح خطر زلزلهٔ محتمل بیشینه و زلزلهٔ مبنای طرح به‌ترتیب در حدود ۵۰ و ۷۰ درصد کاهش یافته است.

واژگان کلیدی

گهواره‌ای، مرکزگرا، پس‌کشیده، عملکرد لرزه‌ای، قاب خمشی فولادی

The effect of rocking motion on seismic performance of self-centering steel moment-resisting frames with post-tensioned beam-to-column connections

N. Azadi, A. Riahinouri, A. Ayazi

Abstract

In this paper, seismic performance of self-centering rocking steel moment-resisting frames with post-tensioned rigid beam-to-column connections, compared to conventional fixed-base structures, is investigated through assessment of several key parameters such as total, flexural and residual drifts in different seismic levels, i.e. Maximum Credible Earthquake (MCE) and Design Basis Earthquake (DBE). For this purpose an OpenSees numerical models is used taking into account the effects of material and geometric nonlinearities including P-Delta and boundary condition due to rocking motion. In the developed model, beam-column and truss elements with the capability for simulating inelastic post-yielding behaviour and adjustable strain-hardening paramerter are utilized to model various parts of the structures including steel members, frictional fuses and self-centering Post-Tensioned (PT) cables. The post-tensioning in PT cables are simulated by using the initial strain material in OpenSees. Besides, the rocking motion and uplift in column bases are simulated by zerolength elements and Elastic-NoTension (ENT) material in the software. Regarding the analytical complexities in structural response of self-centring structures, including material, geometric and boundry condition nonlinearities, and the uncertainty associated with earthquake phenomenon, statistical studies are performed on several time-history results related to 22 pair of horizontal earthquake records, i.e. the Far-Field record set proposed by FEMAP695. Based on obtained quantative results for evaluation of performance parameters, the maximum median results, in the modern rocking structure, the flexural drifts is reduced about 65% , while, the reduction of flexural drifts is about 50% and 70% at Maximum Credible Earthquake (MCE) and Design Basis Earthquake (DBE) intensity levels, respectively.

Keywords

Rocking, Self-Centering, Post-Tensioned, Seismic Performance, Steel Moment-Resisting Frame

۱- مقدمه

مشکلات عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های دارای سیستم‌های سازه‌ای متعارف، از دلایل افزایش توجه پژوهشگران به مطالعهٔ سازه‌های نوین در سالیان اخیر بوده است. ازجمله این روش‌های نوین می‌توان به کاربرد سیستم‌های دارای حرکت گهواره‌ای با خاصیت مرکزگرایی و مستهلک‌کننده‌های انرژی اشاره نمود. این سیستم‌ها به‌گونه‌ای طراحی می‌شوند که موجب محدودشدن آسیب‌های سازه‌ای در اعضای خاصی از سازه (فیوز) شده و اجزای اصلی سازه در محدودهٔ ارتجاعی باقی می‌مانند. استفاده از اجزای تأمین‌کنندهٔ مرکزگرایی مانند کابل‌ها یا میلگردهای پس‌کشیده در این قبیل ساختمان‌ها، موجب می‌گردد که به‌دلیل کاهش تغییرشکل ماندگار پس از زلزله‌های مخرب دارای قابلیت تعمیرپذیری آسان بوده و عموماً با تعویض فیوزها قابل‌بهره‌برداری باشند.

در این راستا تحقیقات وسیعی در خصوص سیستم‌های دارای حرکت گهواره‌ای صورت گرفته است. بک[1] و همکاران بر روی پایه‌های پل دارای حرکت گهواره‌ای، مطالعاتی انجام دادند [۱]. چوپرا[2] و همکاران چرخش فونداسیون بر روی پی انعطاف‌پذیر را بررسی کرده‌اند [۲]. گارلوک[3] و همکاران قاب خمشی فولادی مرکزگرا با کابل‌های پس‌کشیده را معرفی نموده‌اند [۳]. در پژوهشی دیگر رفتار سازه‌ای سیستم گهواره‌ای دارای برکنش با صفحه ستون تسلیم‌شونده با سازه دارای پایه ثابت مقایسه و کاهش ۵۲ درصدی برش پایه گزارش شده است [٤]. اترتون[4] و همکاران [۵] با مطالعهٔ عددی و آزمایشگاهی قاب دارای حرکت گهواره‌ای و فیوزهای جاذب انرژی، جابه‌جایی نسبی طبقات را مورد بررسی قرار دادند. دیموپولوس[5] و همکاران تأثیر حرکت گهواره‌ای در کاهش تغییرمکان جانبی نسبی پسماند قاب‌های خمشی فولادی دارای فیوزهای ساعت شنی جان و تاندون‌های پیش‌تنیده فولادی را در سطوح خطر مختلف بررسی کردند [٦]. وتر[6] و همکاران ضمن ارزیابی عملکرد سازه‌های فولادی دارای حرکت گهواره‌ای، منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های مورد بررسی را ارائه نمودند [۷و۸]. ریاحی نوری و همکاران عملکرد لرزه‌ای سازه‌های فولادی دارای حرکت گهواره‌ای را با لحاظ اندرکنش خاک-سازه-فونداسیون مورد مطالعه قرار دادند [۹]. فردی و همکاران کاهش تغییرمکان جانبی نسبی پسماند در سازه‌های فولادی دارای حرکت گهواره‌ای مجهز به میراگرهای اصطکاکی و میل‌مهارهای فولادی پس‌کشیده را بررسی نمودند [۱۰].

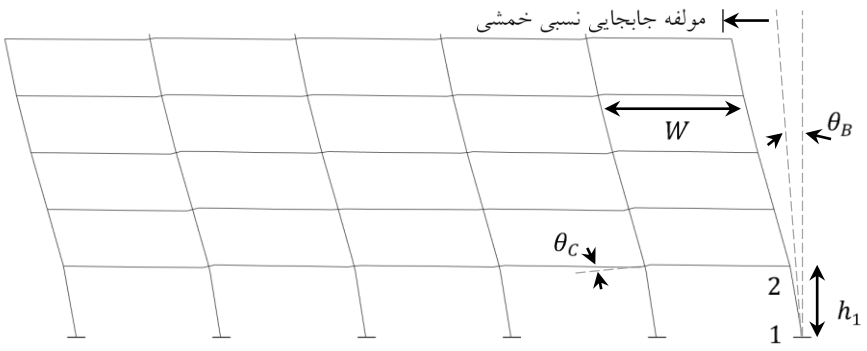
همچنین، تحقیقات متعددی در زمینهٔ مطالعات تجربی، عددی و طراحی سازه‌های فولادی متعارف و نوین و اجزای آن‌ها شامل انجام آنالیزهای دینامیکی فزاینده، توسعهٔ منحنی‌های شکنندگی، بررسی اثرات اندرکنش خاک و سازه، تأثیر زلزلهٔ حوزهٔ نزدیک انجام شده است [۱۱-۲۸].

درعین‌حال، با توجه به عدم وجود پژوهش‌های جامع درخصوص قاب‌های خمشی فولادی دارای حرکت گهواره‌ای، در این مقاله عملکرد لرزه‌ای این قبیل سازه‌ها به‌کمک مدل‌سازی عددی بررسی می‌شود. در این راستا با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی متعدد برای این قبیل سازه‌ها تحت تأثیر مجموعه رکوردهای زلزلهٔ حوزهٔ دور، پارامترهای عملکردی مانند تغییرمکان‌های جانبی نسبی کل، خمشی و پسماند مورد مطالعه قرار می‌گیرد. به‌علاوه، با تفکیک پارامترهای تغییرمکان جانبی نسبی شامل تغییرمکان خمشی سازه و چرخش صلب سازه ناشی از دوران اتصالات تیر به ستون و حرکت گهواره‌ای پای ستون نتایج کمّی لازم ارائه می‌شوند که بیانگر تأثیر قابل‌توجه استفاده از سیستم گهواره‌ای در کاهش تغییرمکان‌های خمشی و پسماند در سازه است.

۲- بیان مسئله

سیستم مقاوم لرزه‌ای در سازه‌های فولادی می‌تواند به‌صورت متعارف یا نوین طراحی شود. استفاده از حرکت گهواره‌ای به‌عنوان نمونه‌ای از سیستم‌های سازه‌ای نوین مورد استفاده در سازه‌های فولادی مورد توجه قرار گرفته است. سیستم‌های لرزه‌بر متعارف در زلزله‌های شدید رفتار غیرارتجاعی قابل‌ملاحظه به‌همراه بروز حالت‌های آسیب مانند کمانش و تسلیم در اعضای اصلی سازه از خود نشان می‌دهند. تغییرمکان جانبی سازهٔ فولادی در سیستم دارای حرکت گهواره‌ای مطابق شکل (۱) نمایش داده شده است.

[1] Beck
[2] Chopra
[3] Garlock
[4] Eatherton
[5] Dimopoulos
[6] Vetr



شکل ۱- مؤلفه‌های حرکت گهواره‌ای در سیستم سازه‌ای نوین

همان‌طورکه در این شکل مشاهده می‌شود، در سیستم نوین دارای حرکت گهواره‌ای، تغییرمکان جانبی از دو مؤلفهٔ چرخش صلب ناشی از حرکت گهواره‌ای و جابه‌جایی نسبی خمشی طبقه تشکیل می‌شود. با توجه به اتصالات پس‌کشیدهٔ تیر به ستون و حرکت گهواره‌ای پای ستون، چرخش صلب سازه از دو مؤلفهٔ دوران پای ستون (θ_B) و دوران اتصالات تیر به ستون (θ_C) تشکیل می‌شود که با استفاده از روابط سینماتیک به‌دست می‌آید.

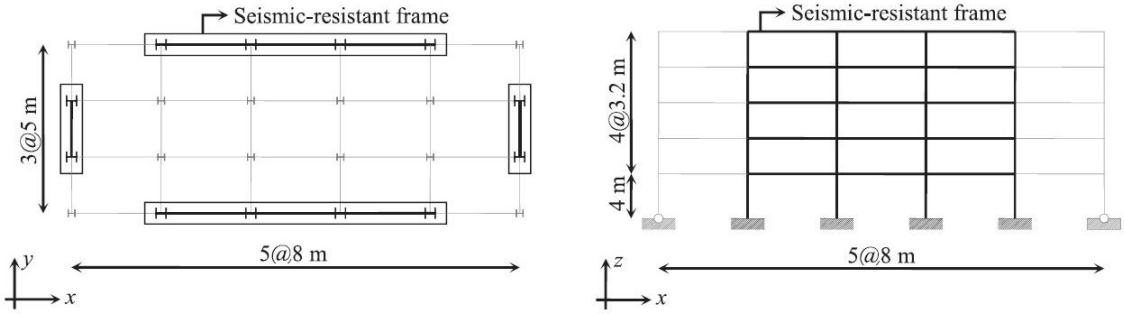
$$\theta_{RB} = \theta_B + \theta_C \quad (۱)$$

همچنین، به‌منظور محاسبهٔ دریفت‌های کل و خمشی در طبقات مختلف ساختمان می‌توان از روابط سینماتیکی استفاده نمود که به‌عنوان نمونه نحوهٔ محاسبهٔ پارامترهای یادشده برای طبقهٔ اول ساختمان در روابط (۲) و (۳) ارائه شده است.

$$Drift_{Total,st1} = \frac{\delta_{2h}-\delta_{1h}}{h_1} \quad (۲)$$

$$Drift_{Flexural,st1} = Drift_{Total,st1} - \theta_{RB} \quad (۳)$$

پارامترهای (δ_{1h}) و (δ_{2h}) به‌ترتیب نمایانگر جابه‌جایی‌های افقی گره‌های ۱ و ۲ و پارامتر (h_1) نشان‌دهندهٔ ارتفاع طبقهٔ اول است. در این مقاله، قاب خمشی پنج طبقهٔ فولادی مرکزگرا با اتصالات پس‌کشیدهٔ تیر به ستون از ساختمان مورد مطالعهٔ فردی و همکاران [۱۰] انتخاب و به‌عنوان یک سازهٔ میان‌مرتبه، در دو حالت پای ستون گهواره‌ای و پای ستون ثابت، مدل‌سازی می‌گردد. این ساختمان دارای پنج دهانه در جهت x، سه دهانه در جهت y و دو قاب مقاوم لرزه‌ای در هر جهت می‌باشد که مطابق مشخصات ارائه‌شده در شکل (۲) در نرم‌افزار Opensees به‌صورت دوبعدی مدل‌سازی شده است.



شکل ۲- پلان و نمای ساختمان مورد مطالعه [۱۰]

جدول ۱- مشخصات مقاطع تیر و ستون [۱۰]

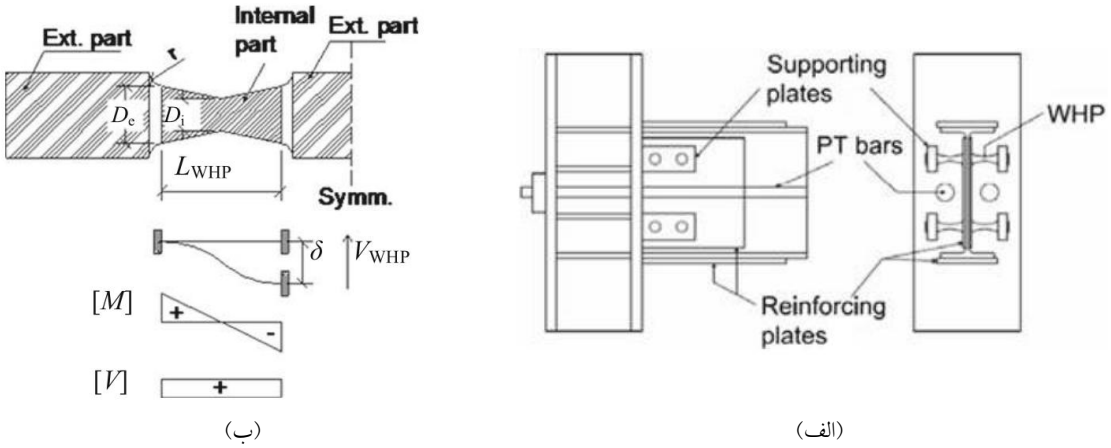
طبقه	ستون	تیر
۱	HEB650	IPE550
۲	HEB650	IPE600
۳	HEB650	IPE550
٤	HEB600	IPE500
٥	HEB600	IPE500

قاب اصلی لرزه‌بر این ساختمان در جهت x دارای سه دهانهٔ ۸ متری و ارتفاع طبقهٔ همکف ٤ متر و سایر طبقات ۳/۲ متر است. بار مرده و زندهٔ کف هر یک از طبقات سازه به‌ترتیب برابر با ٦۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. مشخصات مقاطع سازه‌ای در جدول (۱) ارائه شده است. در اتصالات پس‌کشیدهٔ تیر به ستون سیستم سازه‌ای مورد بحث، از فیوزهای ساعت شنی مطابق شکل (۳) استفاده شده [٦] که درواقع قطعات فولادی جاری‌شونده با منحنی تغییرشکل دارای انحنای مضاعف تحت اثر لنگر خمشی هستند [۱۰]. فیوزهای ساعت شنی جان مذکور به‌گونه‌ای طراحی شده‌اند که تغییرشکل‌های غیرارتجاعی به این فیوزها محدود گردیده و از بروز آسیب در سایر اجزای اتصال تیر به ستون جلوگیری گردد. این فیوزها به‌راحتی و بدون ایجاد اختلال در سایر اجزای اتصال، قابل‌تعویض و تعمیر هستند. طراحی قاب متداول بر اساس ضوابط یوروکد ۸ [۲۹] در مراجع فنی [۱۰و۳۰] تشریح گردیده و توضیحات مربوط به طراحی قاب مرگزگرا طبق فرآیند ذکرشده توسط فردی و همکاران [۱۰] در (پیوست الف) مقالهٔ حاضر ارائه می‌شود.

۳- مطالعات عددی سازه‌های مورد بررسی

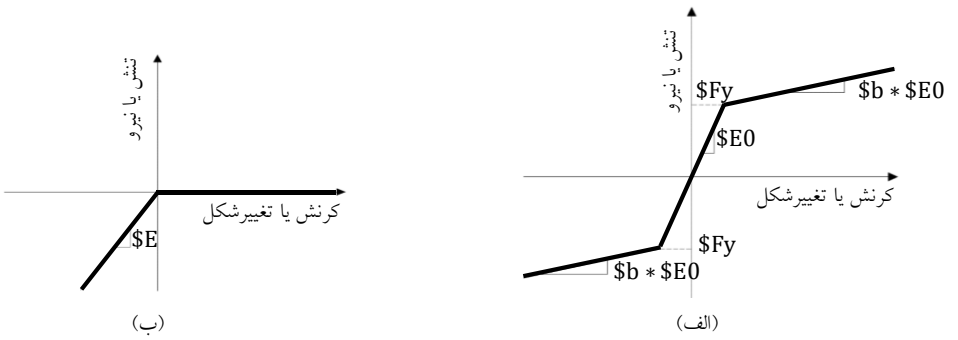
۳-۱- مدل‌سازی اجزای قاب

با توجه به تقارن، مدل‌سازی به‌صورت دوبعدی انجام گرفته است. همچنین، علاوه بر ستون‌های اصلی سازه، ستون‌های متکی مجازی نیز با استفاده از المان‌های تیر-ستون ارتجاعی برای شبیه‌سازی تأثیر اجزای باربر ثقلی ساختمان و رفتار غیرخطی هندسی به مدل اضافه شده‌اند. در این خصوص، از فنرهای چرخشی Zero-Length دارای سختی بسیار کوچک در محل اتصال تیر- ستون به جایگزینی اتصال مفصلی به‌منظور اجتناب از بروز مشکل در حل عددی و از المان‌های خرپایی با سختی محوری بزرگ برای اتصال ستون‌های متکی به سیستم باربر جانبی استفاده شده است. دلیل این امر ضرورت مشارکت ناچیز ستون‌های متکی در باربری جانبی سازه و عدم انتقال لنگر به این ستون‌ها و شبیه‌سازی اثر دیافراگمی سقف‌ها می‌باشد. منحنی رفتاری شکل (٤-الف) مربوط به اجزای فولادی، پس‌کشیده و اصطکاکی مدل بوده و منحنی نیرو-تغییرمکان شکل (٤-ب) برای المان رابط در شبیه‌سازی حرکت گهواره‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد. همچنین شکل (۵)، شمای کلی مدل عددی مورد استفاده را نمایش می‌دهد.



(الف) (ب)

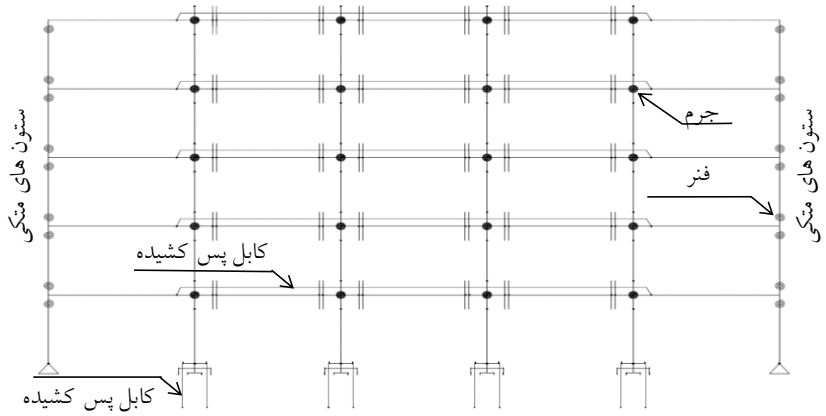
شکل ۳- فیوزهای ساعت شنی جان مورد استفاده در سازهٔ مورد مطالعه [٦]: الف) نمای جانبی و روبه‌رو، ب) رفتار خمشی و برشی



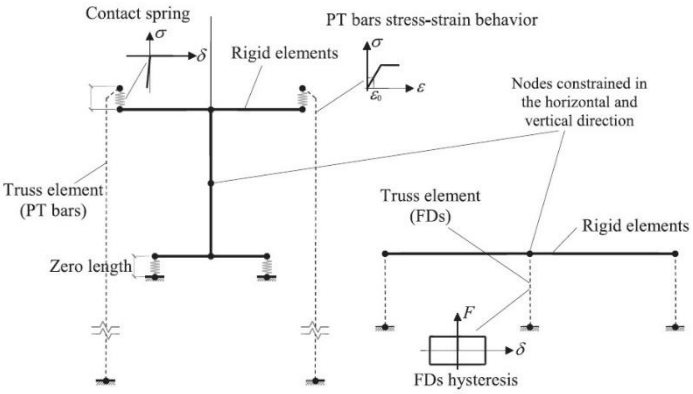
(الف) (ب)

شکل ٤- منحنی‌های رفتاری مورد استفاده در مدل عددی [۳۱]: الف) مصالح فولاد ۰۱، ب) مصالح ارتجاعی بدون کشش

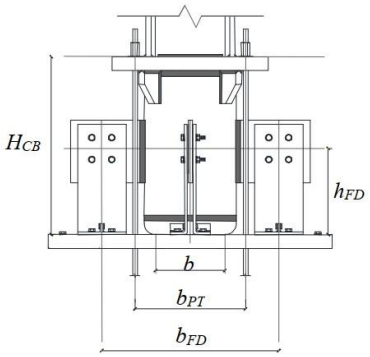
جهت مدل‌سازی پای ستون گهواره‌ای از روش پیشنهادی فردی و همکاران استفاده شده است [۱۰]. پای ستون گهواره‌ای متشکل از کابل‌های پس‌کشیده به‌منظور تأمین مرکزگرایی و میراگرهای اصطکاکی به‌عنوان فیوز برای تأمین ویژگی استهلاک انرژی می‌باشد. جزئیات مدل‌سازی و مشخصات و ابعاد اتصال پای ستون گهواره‌ای مطابق شکل‌های (۶) و (۷) و جدول (۲) و تعریف پارامترهای مربوطه در ادامه ارائه شده است.



شکل ۵- مدل عددی پیشنهادی سازهٔ مرکزگرا دارای امکان حرکت گهواره‌ای در پای ستون و اتصالات پس‌کشیدهٔ تیر به ستون [۳۱]



شکل٦ – مدل پای ستون گهواره‌ای در نرم‌افزار Opensees [۱۰]



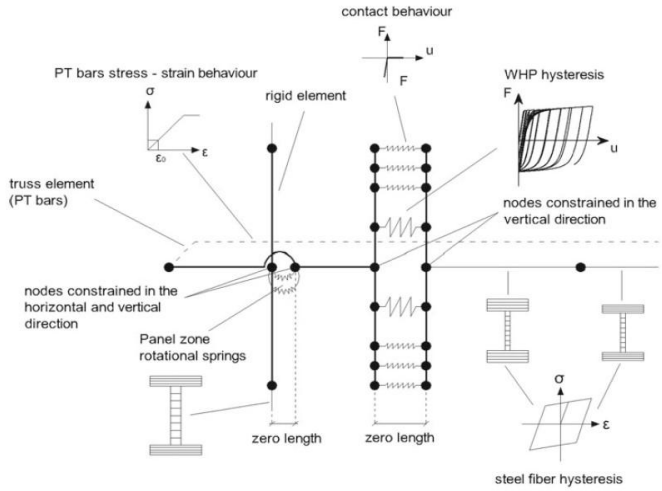
شکل ۷- پارامترهای هندسی پایه ستون گهواره‌ای [۱۰]

جدول ۲- مشخصات کابل‌های پس‌کشیده و میراگرهای اصطکاکی در سیستم نوین مورد مطالعه [۱۰]

مشخصات کابل‌های پس‌کشیده			
T_0 (kN)	b_{PT} (mm)	L_{PT} (mm)	d_{PT} (mm)
384.25	450	2100	60
مشخصات میراگرهای اصطکاکی			
h_{FD} (mm)			b_{FD} (mm)
315			756.9

(T_0) نیروی پس‌کشیدگی اولیه در کابل‌ها، (b) عرض سطح تماس، (b_{PT}) فاصلهٔ میلگردهای پس‌کشیده، (L_{PT}) و (d_{PT}) به‌ترتیب طول و قطر میلگردهای پس‌کشیده، (b_{FD}) فاصلهٔ مرکز تا مرکز میراگرهای اصطکاکی، (h_{FD}) فاصلهٔ مرکز میراگرهای اصطکاکی تا صفحهٔ ستون می‌باشد. برای مدل‌کردن اجزای صلب پای ستون از المان‌های Elastic Beam-Column با سختی خمشی بسیار بالا و جهت شبیه‌سازی حرکت گهواره‌ای، از المان‌های فنری Zero-Length به‌همراه مصالح ارتجاعی بدون کشش (Elastic compression-no tension) [۳۱] برای اتصال گره‌های پایه ستون در مرکز دوران استفاده شده است. برای شبیه‌سازی زوال پس‌کشیدگی، المان‌های فنری Zero-Length با مصالح ارتجاعی بدون کشش (Elastic compression-no tension) بین کابل‌های پس‌کشیده و صفحهٔ مهار قرار داده می‌شود. سختی فشاری این فنرها، عددی بزرگ و معادل ۲۰ برابر سختی محوری ستون بر اساس توصیهٔ ارائه‌شده در پژوهش دیموپولوس و همکاران [٦] به‌منظور اجتناب از بروز مشکلات عددی انتخاب می‌شود. کابل‌های پس‌کشیده به‌وسیلهٔ المان‌های خرپایی دارای

کرنش اولیه شبیه‌سازی شده و به اجزای صلبی که صفحهٔ مهار را شبیه‌سازی می‌کنند، متصل می‌شود. برای این منظور در نرم‌افزار Opensees از مصالح InitStrainMaterial همراه با مصالح الاستوپلاستیک (Steel01) برای مدل‌سازی این المان‌ها استفاده می‌شود [۳۱]. مشخصات غیرخطی مصالح کابل‌های پس‌کشیده در پای ستون گهواره‌ای مطابق مرجع فنی [۱۰] در نظر گرفته شده است. میراگرهای اصطکاکی با المان‌های خرپایی با مصالح الاستوپلاستیک فولاد Steel01 در نرم‌افزار شبیه‌سازی می‌شوند.



شکل ۸- جزئیات مدل اتصال پس‌کشیده (PT) دارای فیوزهای ساعت شنی جان [٦]

همچنین، برای مدل‌سازی اتصالات پس‌کشیدهٔ تیر به ستون دارای فیوزهای ساعت شنی جان از مدل پیشنهادی دیموپولوس و همکاران مطابق شکل (۸) استفاده شده است [٦]. ابعاد و مشخصات اتصال پس‌کشیدهٔ تیر به ستون مطابق جدول (۲) مرجع فنی [٦] در نظر گرفته شده است. تیرها و ستون‌ها با المان‌های فایبر غیرخطی force-based beam-column مدل شده‌اند. برای تیرها دو المان فایبر با دو سطح مقطع با ضخامت‌های متفاوت جهت درنظرگرفتن ضخامت ورق تقویتی تیر، تعریف شده است. در هر یک از فایبرها از مصالح با رفتار تنش-کرنش الاستوپلاستیک (Steel01) در Opensees با نسبت سختی پس از تسلیم ۰/۰۰۳ استفاده می‌شود [۳۱]. مشخصات غیرخطی المان‌های فایبر مطابق مرجع فنی [٦] در نظر گرفته شده است. برای شبیه‌سازی حرکت گهواره‌ای در اتصال گیردار تیر به ستون، از سه المان فنری Zero-Length با مصالح ارتجاعی بدون کشش (Elastic Compression-No Tension) استفاده می‌شود [۱۸]. سختی فشاری این فنرها بر اساس توصیهٔ ارائه‌شده در مراجع فنی [٦] معادل ۲۰ برابر سختی تیر (K_b) در نظر گرفته می‌شود. این فنرها با مصالح فولادی گیوفر-منگتو-پینتو با سخت‌شوندگی ایزوتروپیک (Steel02) و چشمه‌های اتصال در قاب با استفاده از مدل قیچی مدل‌سازی شده‌اند [۱۰]. همچنین برای شبیه‌سازی میرایی در مدل عددی از روش رایلی استفاده شده است.

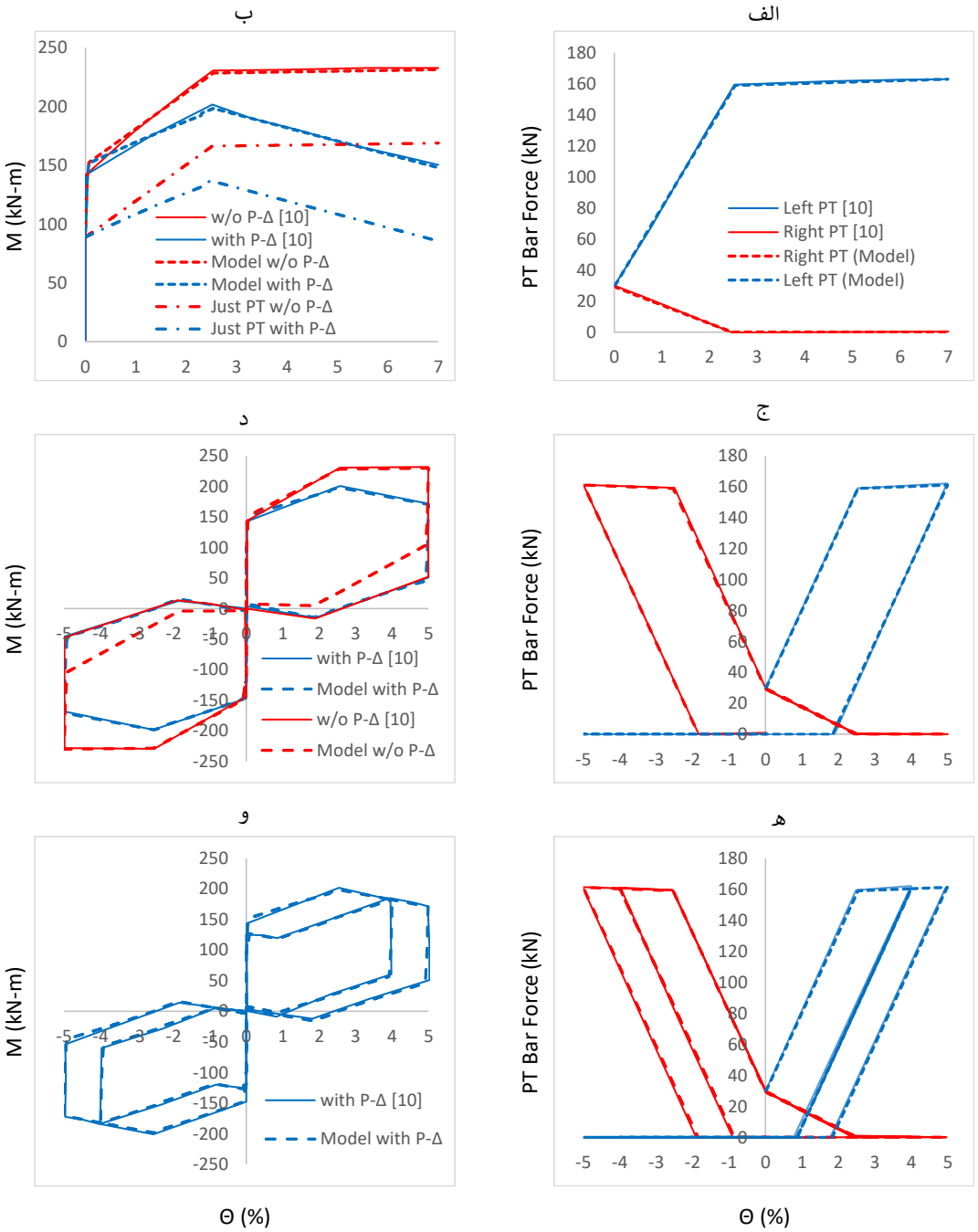
۳-۲- صحت‌سنجی مدل‌های عددی

برای اطمینان از صحت مدل‌های عددی این مقاله، نتایج به‌دست‌آمده با حالات مورد بررسی ارائه‌شده در مراجع فنی [۱۰] مقایسه شده است. نتیجهٔ این اعتبارسنجی در سطوح مختلف مانند سطح اجزا و زیربخش‌ها (پای ستون دارای حرکت گهواره‌ای در حالت‌های با و بدون فیوز به‌صورت تفکیک‌شده) در شکل (۹) و نیز سطح سیستم/سازه در شکل (۱۰) نمایش داده شده است. در شکل (۱۰) منحنی تاریخچه زمانی تغییرمکان جانبی نسبی طبقهٔ اول تحت اثر رکورد مشخص (Friuli.Italy-1976) در سطح خطر MCE که از تحلیل دینامیکی قاب مدل‌سازی‌شده در این مقاله به‌دست آمده است، با منحنی ارائه‌شده در مرجع فنی [۱۰] مقایسه شده که طبق محاسبات انجام‌شده، مقدار خطای میانگین بر اساس میانگین اختلاف داده‌های تاریخچه زمانی برابر ٪ ۰/۱۸۸ می‌باشد.

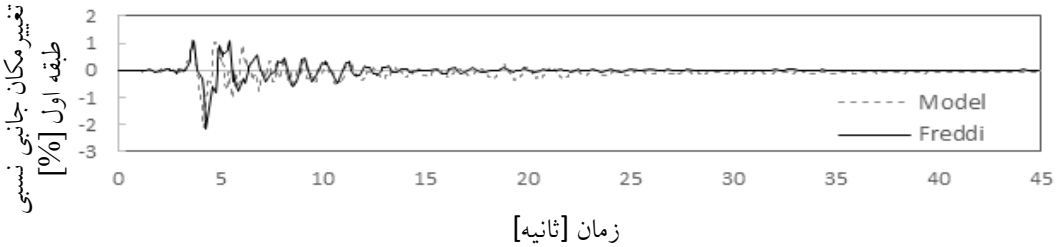
۳-۳- مشخصات رکوردهای زلزلهٔ انتخابی برای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

تحلیل‌های تاریخچه زمانی سازه‌های مورد بررسی تحت اثر رکوردهای زلزلهٔ مقیاس‌شده به سطوح خطر MCE و DBE در نرم‌افزار Opensees انجام شده است. این رکوردها از مجموعه رکوردهای حوزهٔ دور نشریه FEMA-P695 هستند که شامل ۲۲ جفت مؤلفهٔ افقی زلزله‌هایی با بزرگای ٦/۵ تا ۷/۹ بوده و شتاب اوج رکوردها نیز از ۰/۱۸ تا ۰/۵۸ برابر شتاب ثقل متغیر است [۳۲].

رکوردهای زلزله با طرح طیف نوع ۱ آیین‌نامه یوروکد ۸ [۲۹] و با شتاب g ۰/۳۵، زمین نوع B و میرایی ۳٪ در دوره تناوب ۰/۸۷ ثانیه برای سازهٔ دارای پای ستون گهواره‌ای و دوره تناوب ۰/۹٤ ثانیه برای سازهٔ دارای پای ستون ثابت مقیاس شده‌اند. بدین منظور، ضرایب مقیاس بر اساس همپایه‌سازی میانهٔ مقادیر شتاب طیفی رکوردهای زلزلهٔ ٤٤گانه و طیف طرح در دوره تناوب مود اول به‌دست می‌آیند [۲۹و۳۲]. شایان‌ذکر است، در دوره تناوب مود اول، سازه دارای حرکت گهواره‌ای (۰/۸۷ ثانیه) مقادیر شتاب طیفی در طیف میانهٔ مجموعه رکورد حوزهٔ دور برابر ۰/٤۰۵ و در طیف‌های طرح متناظر با سطوح خطر MCE و DBE به‌ترتیب برابر ۰/۹۱ و ۰/٦۱ می‌باشد. در نتیجه، ضرایب مقیاس در مدل قاب با پای ستون گهواره‌ای در سطح خطر MCE و DBE به‌ترتیب برابر ۲/۲۵ (۰/٤۰۵÷۰/۹۱) و ۱/۵ (۰/٤۰۵÷۰/٦۱) محاسبه شده است.



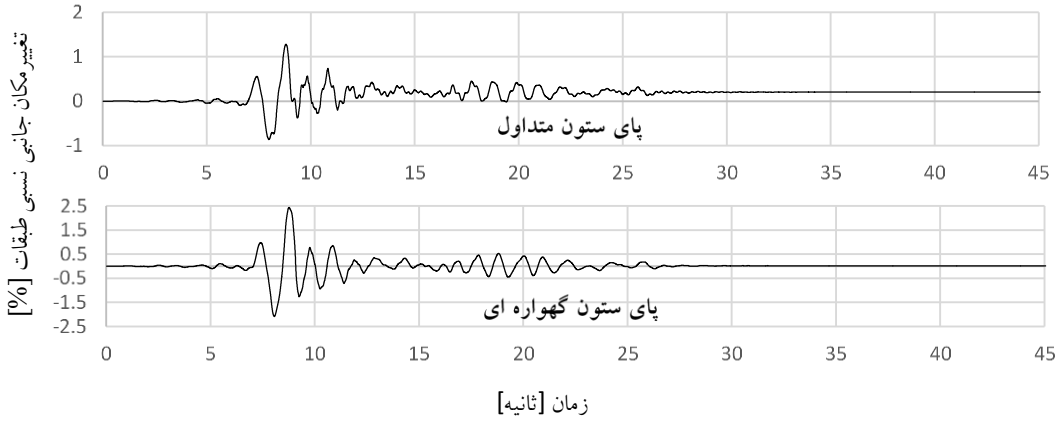
شکل ۹- نمونه‌ای از فرآیند صحت‌سنجی مدل‌های عددی در زیربخش پای ستون بر اساس نمودارهای نیروی کششی-دوران پایه و لنگر-دوران پایه تحت تأثیر: الف) و ب) جابه‌جایی‌های یکنوا، ج) و د) یک چرخهٔ ۵ درصدی، ه) و و) دو چرخهٔ ٤ و ۵ درصدی



شکل ۱۰- نمونه ای از فرآیند صحت‌سنجی مدل‌های عددی در سطح سیستم/ سازه

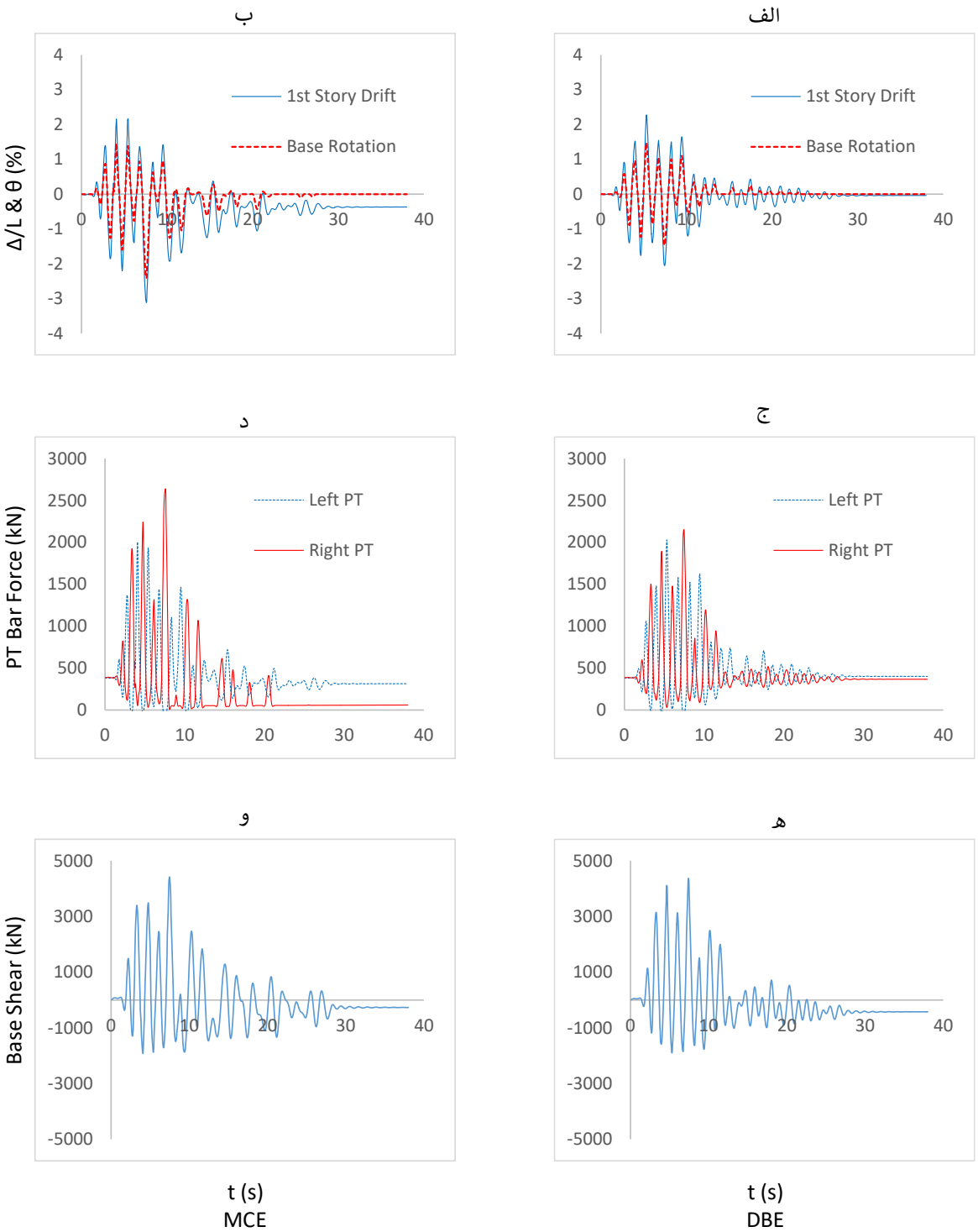
٤- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی غیرخطی

نتایج عددی متعدد از قبیل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، نیروی کابل و برش پایه تحت تأثیر ٤٤ رکورد زلزلهٔ حوزهٔ دور در سطوح خطر لرزه‌ای MCE و DBE در مدل پای ستون گهواره‌ای و ثابت به‌دست آمده که در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) نمونه‌ای از نتایج ارائه شده است. بر این اساس، بیشینه تغییرمکان جانبی نسبی کل و پسماند طبقات در زلزلهٔ Kocaeli (DZC270) در سطح خطر MCE در حالت‌های پای ستون گهواره‌ای و ثابت مقایسه می‌گردد. بر اساس نتایج به‌دست‌آمده تغییرمکان جانبی نسبی پسماند در رکورد زلزلهٔ مذکور از ۰/۲۱ درصد در سازه با پای ستون متداول به مقدار نزدیک به صفر در سازه با پای ستون دارای حرکت گهواره‌ای کاهش یافت.



شکل ۱۱- تاریخچه زمانی بیشینهٔ تغییرمکان جانبی نسبی طبقات تحت اثر زلزلهٔ Kocaeli (DZC270) در سطح خطر MCE

بر اساس بررسی نتایج نیروی کابل‌ها در اکثر تحلیل‌های تاریخچه زمانی مشاهده می‌گردد، اهداف طراحی کابل‌ها شامل اجتناب از جاری‌شدن کابل‌ها و یا زوال نیروی آن‌ها محقق گردیده است. از سوی دیگر همان‌گونه که در شکل (۱۲) نشان داده شده است، در برخی رکوردهای زلزله به‌ویژه در سطوح خطر MCE که مقادیر چرخش پای ستون افزایش یافته است (شکل‌های (۱۲-الف) و (۱۲-ب))، امکان وقوع جاری‌شدن کابل‌ها و یا زوال نیروی آن‌ها وجود دارد (شکل‌های (۱۲-ج) و (۱۲-د)). نمودارهای برش پایه نیز در شکل‌های (۱۲-ه) و (۱۲-و) نشان داده شده است.

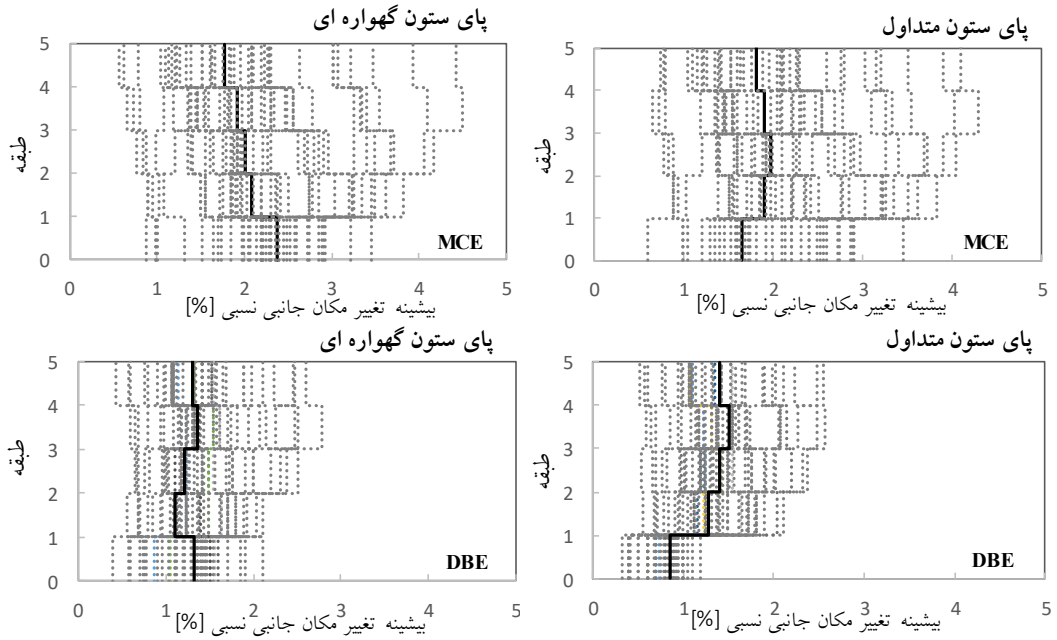


شکل ۱۲- نمونه ای از نتایج تکمیلی تحلیل تاریخچه زمانی سازه دارای حرکت گهواره‌ای تحت تأثیر رکورد زلزلهٔ PEL 090 در سطوح خطر MCE و DBE: الف) و ب) نمودارهای تغییرمکان جانبی نسبی طبقهٔ اول و دوران پایه، ج) و د) نیروهای کابل، ه) و و) برش پایه

٤-١- تغییرمکان جانبی نسبی کل

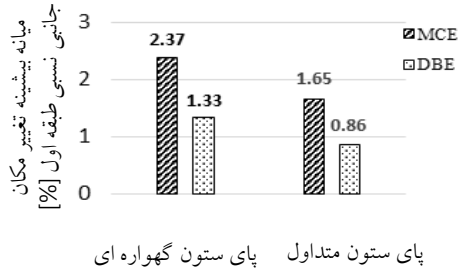
بر اساس نتایج به‌دست‌آمده در قاب با پای ستون گهواره‌ای، بزرگ‌ترین مقدار تغییرمکان جانبی نسبی در طبقهٔ چهارم و مربوط به زلزلهٔ CLW-TR است که در سطح خطر MCE و DBE به‌ترتیب برابر ٤/٥ و ٢/٧٩ درصد می‌باشد. همچنین کوچک‌ترین تغییرمکان جانبی نسبی طبقات مربوط به زلزلهٔ ARC000 است که در سطح خطر MCE و DBE به‌ترتیب برابر ٠/٦ و ٠/٤ درصد می‌باشد.

در قاب با پای ستون ثابت، بزرگ‌ترین مقدار تغییرمکان جانبی نسبی در طبقهٔ چهارم و مربوط به زلزلهٔ CLW-TR است که در سطح خطر MCE و DBE به‌ترتیب برابر ۴/۳ و ۲/۵۷ درصد بوده و کوچک‌ترین مقدار تغییرمکان جانبی نسبی طبقات مربوط به زلزلهٔ ARC000 است که در سطوح خطر فوق‌الذکر به‌ترتیب برابر ۰/۶ و ۰/۳۳ درصد می‌باشد. اگرچه رکوردهای مذکور در میان رکوردهای حوزهٔ دور انتخابی، به‌ترتیب در زمرهٔ رکوردهای با مقادیر زیاد و کم از منظر مقادیر شتاب اوج بوده‌اند، ولی شایان‌ذکر است که اختلاف قابل‌ملاحظه در پاسخ سازه تحت رکوردهای مختلف زلزله علاوه بر شتاب اوج به سایر ویژگی‌های زلزله و سازه و تأثیرات متقابل آن‌ها بر یکدیگر نیز بستگی دارد که عوامل متعدد تأثیرگذار دیگری ازقبیل مدت‌زمان و محتوای فرکانسی رکورد زلزله و مشخصات دینامیکی سازه و خواص غیرخطی آن را هم شامل می‌شود. با مقایسهٔ مقادیر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، نتیجه می‌شود که هر دو مدل قاب با پای ستون ثابت و گهواره‌ای، بیشینه تغییرمکان جانبی نسبی تقریباً یکسانی را در طبقات تجربه می‌کنند. در ادامه به‌منظور نتیجه‌گیری جامع‌تر و عدم وابستگی به رکورد زلزله، بیشینهٔ میانهٔ تغییرمکان جانبی نسبی هر طبقه تحت تأثیر ٤٤ رکورد زلزلهٔ حوزهٔ دور، به‌دست آمده که در شکل (۱۳) نمایش داده شده است.



شکل ۱۳- بیشینه تغییرمکان جانبی نسبی طبقات تحت تأثیر مجموعه رکوردهای زلزلهٔ حوزهٔ دور با سطح خطر MCE و DBE در مدل با پای ستون گهواره‌ای و ثابت

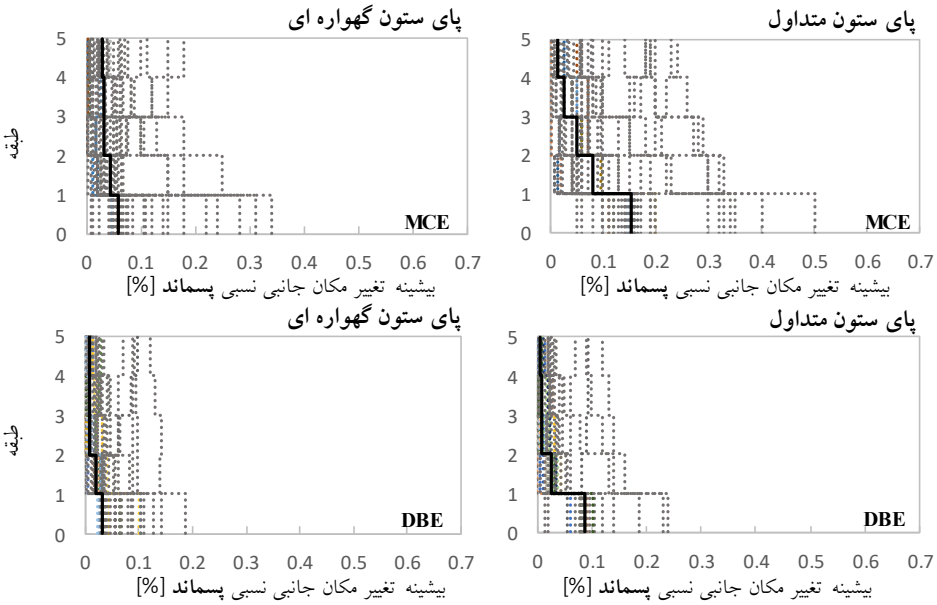
در بررسی مقادیر بیشینه تغییرمکان جانبی نسبی مشاهده می‌شود که دو مدل پای ستون گهواره‌ای و ثابت در طبقات، بیشینه تغییرمکان جانبی نسبی تقریباً یکسانی را تجربه می‌کنند و فقط در طبقهٔ اول قاب با پای ستون گهواره‌ای، مقدار تغییرمکان جانبی نسبی بیشینه به‌علت کاهش سختی دورانی پای ستون بعد از حرکت گهواره‌ای، افزایش پیدا می‌کند. میانهٔ بیشینه تغییرمکان جانبی نسبی طبقهٔ اول در سطح خطر MCE و DBE در قاب با پای ستون گهواره‌ای و قاب با پای ستون ثابت در شکل (۱٤) در قالب نمودار میله‌ای نمایش داده شده است. بر اساس نتایج حاصل در سازهٔ دارای حرکت گهواره‌ای، بیشینه تغییرمکان جانبی نسبی طبقهٔ اول در حدود ۵۰٪ نسبت به پای ستون ثابت افزایش پیدا می‌کند که ناشی از کاهش سختی دورانی پای ستون بعد از حرکت گهواره‌ای است.



شکل ۱٤- مقادیر میانهٔ بیشینه تغییرمکان جانبی نسبی طبقهٔ اول

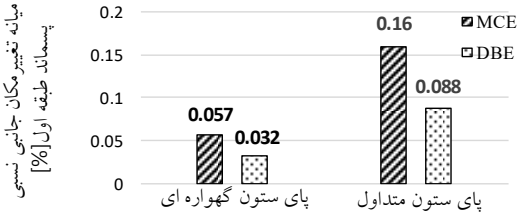
٤-٢- تغییرمکان جانبی نسبی پسماند

از دیگر نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی، مقادیر تغییرمکان جانبی نسبی پسماند است که با بررسی نمودارهای تاریخچه زمانی مدل با پای ستون گهواره‌ای مشاهده می‌شود که در اکثر نمودارها مقدار تغییرمکان جانبی نسبی پسماند ناچیز است. بیشینه تغییرمکان جانبی نسبی پسماند در طبقهٔ اول در سطوح خطر MCE و DBE در قاب با پای ستون گهواره‌ای به‌ترتیب برابر ۰/۳٤ و ۰/۱۸ درصد و در قاب با پای ستون ثابت برابر ۰/۵ و ۰/۲۱ درصد می‌باشد. تغییرمکان جانبی نسبی پسماند در طبقات تحت تأثیر ٤٤ رکورد زلزلهٔ حوزهٔ دور و میانهٔ این مقادیر در شکل (۱۵) نمایش داده شده است.



شکل ۱۵- بیشینه تغییرمکان جانبی نسبی پسماند در طبقات تحت تأثیر مجموعه رکوردهای زلزلهٔ حوزهٔ دور با سطح خطر MCE و DBE در مدل با پای ستون گهواره‌ای و ثابت

بر اساس نتایج به‌دست‌آمده در قاب با پای ستون گهواره‌ای کاهش قابل‌توجهی در مقدار تغییرمکان جانبی نسبی پسماند به‌ویژه در طبقهٔ اول مشاهده می‌شود. در اینجا نیز با توجه به کاهش قابل‌ملاحظهٔ این مقدار در طبقهٔ اول، از مقایسهٔ میانهٔ تغییرمکان جانبی نسبی سایر طبقات صرف‌نظر کرده و مقادیر میانهٔ تغییرمکان جانبی نسبی پسماند طبقهٔ اول در دو مدل بررسی و مقایسه می‌گردد. مقادیر میانهٔ تغییرمکان جانبی نسبی پسماند طبقهٔ اول در سطح خطر MCE و DBE در قاب با پای ستون گهواره‌ای به‌ترتیب برابر ۰/۰۵۷ و ۰/۰۳۲ درصد و در قاب با پای ستون ثابت ۰/۱٦ و ۰/۰۸۸ درصد می‌باشد. در شکل (۱٦) مقادیر میانهٔ تغییرمکان جانبی نسبی پسماند طبقهٔ اول در دو مدل با پای ستون ثابت و گهواره‌ای در قالب نمودارهای میله‌ای ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود تغییرمکان جانبی نسبی پسماند در مدل با پای ستون گهواره‌ای در حدود ٦۵٪ نسبت به مدل با پای ستون ثابت کاهش پیدا کرده است.



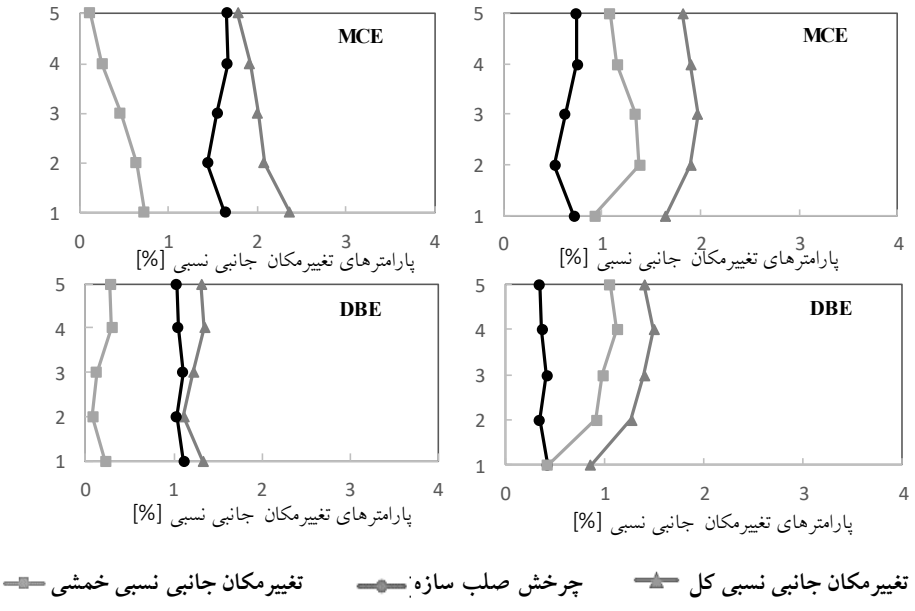
شکل ۱٦- میانهٔ تغییرمکان جانبی نسبی پسماند طبقهٔ اول

٤-۳- تغییرمکان جانبی نسبی خمشی

حداکثر مقدار تغییرمکان جانبی نسبی خمشی در سطح خطر MCE و DBE در قاب با پای ستون گهواره‌ای به‌ترتیب برابر ۰/۷۳ و ۰/۳ درصد و در قاب با پای ستون ثابت برابر ۱/۳۸ و ۱/۱۳ درصد می‌باشد. کاهش تغییرمکان جانبی نسبی خمشی در طبقات در پای ستون گهواره‌ای در سطح خطر MCE و DBE به‌ترتیب در حدود ۵۰٪ و ۷۰٪ است. شکل (۱۷) مقادیر میانهٔ مؤلفه‌های تغییرمکانی سازه را نشان می‌دهد. در این شکل، سه مؤلفهٔ تغییرمکانی شامل تغییرمکان جانبی نسبی کل، تغییرمکان

جانبی نسبی خمشی و چرخش صلب سازه در حالت پای ستون گهوارهای و ثابت و در سطح خطر MCE و DBE با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

همان‌طور که مشاهده می‌شود در مدل با پای ستون گهوارهای به‌دلیل سهم بیش‌تر چرخش صلب سازه در تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، تغییرمکان جانبی نسبی خمشی در طبقات کاهش پیدا کرده که موجب کاهش تغییرمکان جانبی نسبی پسماند و سهولت تعمیرات پس از زلزله در سازه می‌شود.



شکل ۱۷- مؤلفه‌های تغییرمکانی سازه در قاب‌های فولادی دارای پای ثابت و گهوارهای

۵- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این مقاله عملکرد لرزه‌ای قاب فولادی مرکزگرا با امکان حرکت گهوارهای در پای ستون و اتصالات گیردار پس‌کشیدهٔ تیر به ستون در مقایسه با سیستم سازه‌ای متداول قاب خمشی فولادی با پای ستون ثابت تحت اثر رکوردهای حوزهٔ دور زلزله بررسی شده است. در مدل‌سازی عددی پیچیدگی‌های تحلیلی رفتار سازه‌ای شامل رفتار غیرخطی مصالح، هندسی و شرایط مرزی در سازه‌های مرکزگرای موردنظر و عدم قطعیت‌های مربوط به پدیدهٔ زمین‌لرزه با انجام تحلیل‌های متعدد تاریخچه زمانی با درنظرگرفتن ۲۲ جفت رکورد زلزله از مجموعه رکوردهای حوزهٔ دور صورت پذیرفته است. با این وجود، نتایج پژوهش حاضر محدود به نمونهٔ سازه‌ای طراحی‌شده می‌باشد و بررسی تأثیر پارامترهای طراحی اجزای مختلف پای ستون گهوارهای در رفتار سیستم سازه‌ای مرکزگرا خارج از گسترهٔ پژوهش حاضر بوده و در زمرهٔ محدودیت‌های مطالعهٔ فعلی و مستلزم انجام پژوهش‌های آینده در این زمینه است. بر اساس ارزیابی پارامترهای عملکردی، مقادیر پارامترهای کلیدی تغییرمکان‌های جانبی نسبی خمشی و پسماند طبقات در سطوح خطر لرزه‌ای مورد بررسی به میزان قابل‌توجهی کاهش یافته است که نتایج کمّی جمع‌بندی‌شده به شرح زیر به‌دست آمده است:

- پای ستون گهوارهای، باعث افزایشی در حدود ۵۰٪ در بیشینه تغییرمکان جانبی نسبی طبقهٔ اول می‌شود. دلیل این افزایش، کاهش سختی دورانی پای ستون بعد از حرکت گهوارهای است.
- در سازه با پای ستون گهوارهای، به‌دلیل چرخش صلب پای ستون، مقادیر تغییرمکان جانبی نسبی خمشی در طبقات در سطح خطر MCE حدود ۵۰٪ و در سطح خطر DBE حدود ۷۰٪ کاهش پیدا کرده که در کاهش آسیب اعضای اصلی سازه دارای اهمیت است.
- مقادیر بیشینهٔ تغییرمکان جانبی نسبی پسماند در سازهٔ دارای حرکت گهوارهای، بسیار ناچیز می‌باشد که در مقایسه با مقادیر متناظر سیستم سازه‌ای متداول با پای ثابت، کاهش

قابل‌ملاحظه‌ای در حدود ٦٥٪ نشان می‌دهد که در سهولت تعمیرات آسیب‌های پس از زمین‌لرزه تأثیرگذار است.

- بر اساس نتایج به‌دست‌آمده برای نیروی کابل‌های پس‌کشیدهٔ پای ستون، مشاهده شد که اهداف طراحی کابل‌ها شامل اجتناب از جاری‌شدن کابل‌ها و یا زوال نیروی آن‌ها محقق گردیده است. بااین‌حال، در برخی رکوردهای زلزله به‌ویژه در سطوح خطر MCE که مقادیر چرخش پای ستون افزایش یافته است، امکان وقوع جاری‌شدن کابل‌ها و یا زوال نیروی آن‌ها وجود دارد.

٦- تقدیر و تشکر

نویسندگان مراتب سپاسگزاری خود را از دانشگاه آزاد اسلامی واحدهای اسلامشهر، تهران غرب و شهر قدس ابراز می‌نمایند.

۷- مراجع

[1] Beck, J.L., and Skinner, R.I. (1973), “The seismic response of a reinforced concrete bridge pier designed to step”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2(4), pp.343-358.

[2] Yim, S.C.S., and Chopra, A.K. (1985), "Simplified earthquake analysis of multistory structures with foundation uplift", Journal of Structural Engineering, 111(12), pp.2708–2731.

[3] Garlock, M.E., Li, J., and Blaisdell, M.L. (2006), "Collector beam interaction with steel self-centering moment frames", Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake.

[4] Midorikawa, M., Azuhata, T., Ishihara, T., and Wada, A. (2006), “Shaking table tests on seismic response of steel braced frames with column uplift”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35(14), pp.1767-1785.

[5] Eatherton, M.R., Ma, X., Krawinkler, H., Deierlein, G.G., and Hajjar, J.F. (2014), “Quasi-static cyclic behavior of controlled rocking steel frames”, Journal of Structural Engineering, 140(11), p.04014083.

[6] Dimopoulos, A.I., Karavasilis, T.L., Vasdravellis, G., and Uy, B. (2013), "Seismic design, modelling and assessment of self-centering steel frames using post-tensioned connections with web hourglass shape pins", Bulletin of Earthquake Engineering, 11(5), pp.1797–1816.

[7] Vetr, M.G., Riahi Nouri, A., and Kalantari, A. (2012), “Efficient application of rocking motion in design of steel structures”, In 15th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 24-28.

[8] Vetr, M.G., Riahi Nouri, A., and Kalantari, A. (2016), "Seismic evaluation of rocking structures through performance assessment and fragility analysis", Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 15(1), pp.115-127.

[9] Riahi Nouri, A., Anastasopoulos, I., Vetr, M.G., and Kalantari, A. (2016), "Efficiency of low-rise steel rocking frames founded on conventional and rocking foundations", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 84, pp.190-203.

[10] Freddi, F., Dimopoulos, C.A., and Karavasilis, T.L. (2017), “Rocking damage-free steel column base with friction devices: design procedure and numerical evaluation”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 46(14), pp.2281-2300.

[11] Bagherzadeh, R., Riahi Nouri, A., Massoudi, M.S., Ghazi, M., and Haddad Shargh, F. (2022), “Evaluation of seismic behavior based on the performance of special steel moment frames by modified energy method and force design method”, Advances in Civil Engineering, 2022(1), 6718796.

[12] Bagherzadeh, R., Riahi Nouri, A., Massoudi, M.S., Ghazi, M., and Haddad Shargh, F. (2022), “An effective hybrid method for optimizing steel frames with improved seismic performance”, Iran University of Science and Technology, 12(3), pp.365-398.

[13] Nouri, A.R., Hajiagha, A.R., and Vetr, M.G. (2025), “Analytical modeling of thick/stiffened base plates with internal anchor rods under eccentric compressive and tensile loads”, Canadian Journal of Civil Engineering, 52(5), pp.880-895.

[۱٤] اشرف زاده، ف.، تاروردیلوی، س. (۱۳۸۹)، " اثر حرکت گهواره‌ای فونداسیون روی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های مهاربندی‌شدهٔ فولادی"، کنفرانس بین‌المللی سبک‌سازی و زلزله، جهاد دانشگاهی کرمان.

[۱۵] رهگذر، ن.، سروقد مقدم، ع. (۱۳۹۷)، "پیشنهاد ضرایب طراحی لرزه‌ای برای قاب فولادی مهاربندی دارای حرکت گهواره‌ای"، نشریهٔ مهندسی ساخت‌وساز، دورهٔ ۵، شمارهٔ ٤.

[۱٦] حائری، س.م.، فتحی، آ. (۱۳۹٤)، "مدل‌سازی عددی حرکت گهواره‌ای سازه‌های واقع بر پی‌های سطحی تحت اثر بارگذاری دینامیکی و بررسی میزان استهلاک انرژی در فصل مشترک خاک و پی با توجه به اثرات اندرکنش خاک و سازه"، دهمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، تبریز.

[۱۷] پروری، ع.، بگلر، آ. (۱۳۹۷)، "ارزیابی عملکرد و مقایسه لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با سیستم دوگانه با مهاربند همگرا و واگرا دارای امکان حرکت گهواره‌ای"، فصل‌نامه آنالیز سازه–زلزله، دوره ۱۵، شماره ۲.

[۱۸] انصاری طرقی، ر.، سروقد مقدم، ع. (۱۳۹٦)، "چیدمان مناسب مهاربند در ساختمان‌های فولادی با حرکت گهواره‌ای"، هشتمین کنفرانس ملی سازه و فولاد، تهران.

[۱۹] بیرقی، ح. (۱٤۰۲)، "به‌کارگیری مهاربند آلیاژ حافظه‌دار شکلی کمانش‌تاب برای بهسازی لرزه‌ای قاب‌های خمشی"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۷، شماره ٤۰. ص ۱۸–۳۵.

[۲۰] بیرقی، ح. (۱۳۹۸)، "پاسخ لرزه‌ای سازه های فولادی دارای مهاربند کمانش‌تاب با و بدون میراگر مایع لزج تحت زلزلهٔ حوزهٔ نزدیک و دور"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۳، شماره ۲۵.

[۲۱] سلطانی، س.، جواهری تفتی، م.ر.، و وتر، م.ق. (۱٤۰۲)، "تحلیل عددی فیوز با تعویض‌پذیری ساده در قاب‌های واگرا و تعیین ضریب رفتار به روش انرژی"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۷، شماره ۳۹. ص ۹۳–۱۰۸.

[۲۲] اصغری، ا.، و قناعت پیشه، س. (۱۳۹۵)، "بررسی رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی واگرای مرکزگرا با فیوزهای توزیع‌شده در ارتفاع"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۰، شماره ۲۰.

[۲۳] هوایی، غ.ر.، و موبدی، ا. (۱۳۹۳)، "اثرات اندرکنش و حرکت گهواره‌ای به سبب تسلیم‌شدن ستون‌ها بر روی پاسخ سازه‌های فولادی"، نشریه علمی و پژوهشی مهندسی سازه و ساخت، دوره ۱، شماره ۱.

[۲٤] باوندی، م.، سروقد مقدم، ع.، منصوری، م.ر.، و عظیمی‌نژاد، آ.

(۱٤۰۰)، "پیشنهاد شاخص تعمیرپذیری قاب‌های خمشی فولادی دارای اتصالات مرکزگرای پس‌کشیده تحت زلزله‌های دور از گسل"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۵، شماره ۳۱.

[۲۵] شمس، ا.س.، و قبادی، م.س. (۱٤۰۰)، "معرفی و ارزیابی سازه های مرکزگرای ترکیبی با رویکرد تاب آوری لرزه ای"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۵، شماره ۳۲.

[۲٦] قبادی، م.س.، ، کارگر نجفی، م.، و احمدی جزنی، ر. (۱۳۹۳)، "عملکرد لرزه‌ای اتصالات خودمحور با ابزار اصطکاکی بال پایین (BFFD)"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۸، شماره ۱٦.

[۲۷] قاسمی، ع.، و متدین، ح. (۱۳۹۹)، "ارزیابی عملکرد قاب‌های خمشی فولادی ویژه پس‌کشیده تحت خرابی پیش‌رونده"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱٤، شماره ۲۹.

[۲۸] حجازی طلب، ح.، و رحیمی بندرآبادی، ح. (۱۳۹۵)، "تحلیل عددی اتصالات خمشی فولادی پس‌کشیده همراه با نبشی‌های فوقانی و تحتانی"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۰، شماره ۱۹.

[29] Eurocode 8 (2005), “Design of structures for earthquake resistance, Part 1:general rules, seismic action and rules for buildings", European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

[30] Tzimas, A.S., Dimopoulos, A.I., Karavasilis, T.L. (2015), "EC8-based seismic design and assessment of self-centering posttensioned steel frames with viscous dampers", Journal of Constructional Steel Research, 105, pp.60-73.

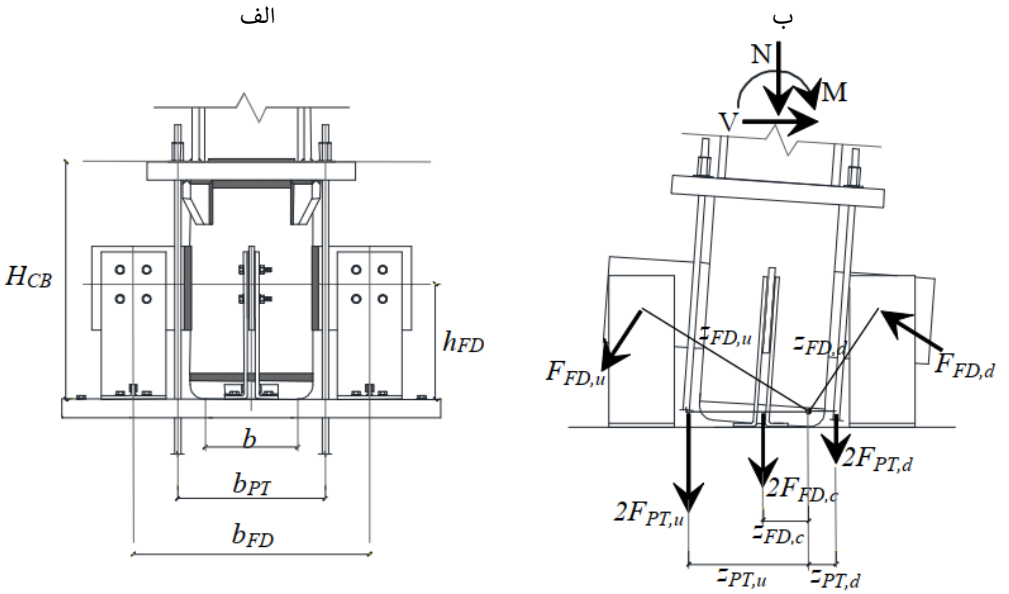
[31] McKenna, F., Fenves, G.L., and Scott, M.H. (2006), “OpenSees: open system for earthquake engineering simulation", PEER Center, Berkeley, CA.

[32] FEMA P695 (2008), "Quantification of building seismic performance factors". ATC-63 Project. Applied Technology Council: CA. USA.

پیوست-الف

روش طراحی سازهٔ دارای حرکت گهوارهای مرکزگرا

در این بخش روش طراحی گام به گام پای ستون دارای حرکت گهوارهای مرکزگرا به‌منظور اطمینان از حصول ویژگی‌های مطلوب سیستم مورد نظر شامل ویژگی‌های استهلاک انرژی و مرکزگرایی بر اساس فرآیند ذکرشده در مراجع فنی [۱۰] تشریح می‌گردد. در این فرآیند طراحی بر اساس هندسه و ابعاد ستون طبقهٔ اول، نیروی محوری ستون ناشی از بارهای ثقلی ترکیبات بار لرزه‌ای طراحی ($N_{Ed,G}$)، نیروی محوری ستون ناشی از ترکیبات بار لرزه‌ای طراحی (N_{Ed}) و مقادیر تغییرمکان جانبی نسبی طبقهٔ اول تحت ترکیبات بار لرزه‌ای انجام می‌شود.



شکل پ-۱- پای ستون مرکزگرای دارای حرکت گهواره‌ای: الف) پارامترهای هندسی، ب) بازوهای مقاوم فیوزها و کابل‌های پس‌کشیده

پ-الف-۱- هندسهٔ پای ستون

همان‌گونه که در شکل نشان داده شده است، پارامترهای هندسی ستون (b، b_p، b_{FD} و h_{FD}) بر اساس ابعاد هندسی مقطع ستون در طبقهٔ اول انتخاب می‌گردد. سپس بازوهای کابل‌های پس‌کشیده ($z_{PT,u}$ در سمت برکنش و $z_{PT,d}$ سمت دیگر پای ستون) از روابط (پ-۱) و بازوهای مجموعهٔ فیوزها (شامل $z_{FD,c}$ برای فیوزهای مرکزی، $z_{FD,u}$ برای فیوزهای واقع در سمت برکنش و $z_{FD,d}$ برای فیوزهای سمت دیگر پای ستون) بر اساس روابط (پ-۲) تعیین می‌گردد.

$$z_{PT,u} = \frac{b_{PT}+b}{2} \quad \& \quad z_{PT,d} = \frac{b_{PT}-b}{2} \qquad (پ-۱)$$

$$z_{FD,u} = \sqrt{\left(\frac{b_{FD}+b}{2}\right)^2 + h_{FD}^2} \quad \& \quad z_{FD,c} = \frac{b}{2} \quad \& \quad z_{FD,d} = \sqrt{\left(\frac{b_{FD}-b}{2}\right)^2 + h_{FD}^2} \qquad (پ-۲)$$

پ-الف-۲- طراحی کابل‌های پس‌کشیده

مقدار لنگر M_T در دوران هدف (θ_T) بر اساس رابطهٔ (پ-۳) تعیین می‌شود که به موجب آن لنگر پلاستیک ستون ($M_{N,Rd}$) بر ضریب بزرگ‌تر از واحد γ_T تقسیم می‌گردد تا از کم‌تربودن لنگر طراحی از لنگر پلاستیک ستون و در نتیجه عدم تسلیم ستون اطمینان حاصل شود. مقدار γ_T بر اساس یوروکد ۸ [۲۹] برابر $1.1\gamma_{ov}$ می‌باشد که (γ_{ov}) بیانگر ضریب اضافه‌مقاومت (نسبت مقاومت تسلیم واقعی به اسمی) است که در غیاب اندازه‌گیری‌های لازم مقدار آن برابر $\gamma_{ov} = 1.25$ در نظر گرفته می‌شود. شایان‌ذکر است اعمال ضریب اضافی 1.1 به ضریب اضافه‌مقاومت γ_{ov} به‌دلیل درنظرگرفتن تأثیر عواملی ازقبیل کرنش سختی و نرخ کرنش است. طبیعتاً ملحوظ‌نمودن مقادیر بزرگ‌تر برای γ_T به طراحی محافظه‌کارانه‌تری منجر خواهد شد

$$M_T = \frac{M_{N,Rd}}{\gamma_T} \quad \& \quad \gamma_T = 1.1\gamma_{ov} = 1.1 \times 1.25 = 1.375 \qquad (پ-۳)$$

در ادامه توجه می‌شود لنگر M_T از رابطهٔ (پ-٤) به‌دست می‌آید که در آن (M_D) لنگر آغاز حرکت گهواره‌ای، (S_{PT}) بیانگر مشارکت کابل‌های پس‌کشیده در سختی چرخشی پای ستون و (K_{PT}) سختی محوری کابل‌های پس‌کشیده است.

$$M_T = M_D + S_{PT}\theta_T \quad \& \quad S_{PT} = 2K_{PT}(z_{PT,u}^2 + z_{PT,d}^2) \qquad (پ-٤)$$

از سوی دیگر بر اساس رابطهٔ (پ-۵) لنگر آغاز حرکت گهواره‌ای (M_D) نیز بر اساس مجموع لنگر وانهش (M_E) (Decompression Moment) و لنگر تأمین‌شده توسط فیوزهای اصطکاکی (M_{FD}) است.

$$M_D = M_E + M_{FD} \qquad (پ-۵)$$

شرط تأمین ویژگی مرکزگرایی پای ستون این است که $M_E \geq M_{FD}$ که در نتیجه یک ضریب طراحی بزرگ‌تر از واحد (α_{SC}) طبق رابطهٔ (پ-۶) در نظر گرفته می‌شود:

$$M_{FD} = \frac{M_E}{\alpha_{SC}} \qquad (پ-۶)$$

در نتیجه با توجه به روابط (پ-۴) و (پ-۶) مقدار لنگر M_T در دوران هدف از رابطهٔ (پ-۷) به‌دست می‌آید:

$$M_T = \left(1+\frac{1}{\alpha_{SC}}\right)\left[N_{Ed,G}\frac{b}{2} + 2T_{PT}\left(z_{PT,u} - z_{PT,d}\right)\right] + 2K_{PT}\left(z_{PT,u}^2 + z_{PT,d}^2\right)\theta_T \qquad (پ-۷)$$

در رابطهٔ فوق (T_{PT}) برابر نیروی اولیهٔ پس‌کشیدگی کابل‌ها می‌باشد که پارامتر نسبت پس‌کشیدگی $\kappa = \sigma_{PT}/f_{y,PT}$ یعنی نسبت تنش پس‌کشیدگی اولیهٔ کابل به تنش تسلیم کابل بر اساس آن تعریف می‌گردد و رابطهٔ (پ-۷) را با توجه به این تعریف می‌توان به‌صورت رابطهٔ (پ-۸) بازنویسی کرد:

$$M_T = \left(1+\frac{1}{\alpha_{SC}}\right)\left[N_{Ed,G}\frac{b}{2} + 2\kappa A_{PT} f_{y,PT}\left(z_{PT,u} - z_{PT,d}\right)\right] + 2\frac{E_{PT}A_{PT}}{L_{PT}}\left(z_{PT,u}^2 + z_{PT,d}^2\right)\theta_T \qquad (پ-۸)$$

بازنویسی رابطهٔ فوق منجربه محاسبهٔ پارامتر نسبت پس‌کشیدگی κ بر اساس رابطهٔ (پ-۹) می‌گردد:

$$\kappa = \frac{1}{2A_{PT}f_{y,PT}\left(z_{PT,u} - z_{PT,d}\right)}\left[\frac{M_T - 2\frac{E_{PT}A_{PT}}{L_{PT}}\left(z_{PT,u}^2 + z_{PT,d}^2\right)\theta_T}{1+\frac{1}{\alpha_{SC}}} - N_{Ed,G}\frac{b}{2}\right] \qquad (پ-۹)$$

همچنین، لازم است کابل‌های پس‌کشیده طوری طراحی گردند که در محدودهٔ چرخش پای ستون تا دوران هدف، دچار تسلیم و یا از دست‌دادن نیروی کششی خود نشوند. در نتیجه دو رابطهٔ نامساوی (پ-۱۰) و (پ-۱۱) بیانگر شروط فوق هستند.

$\kappa \leq 1 - \frac{E_{PT} \times z_{PT,u} \times \theta_T}{f_{y,PT} \times L_{PT}} = k_{max}$	(پ-۱۰)
$\kappa \geq \frac{E_{PT} \times z_{PT,d} \times \theta_T}{f_{y,PT} \times L_{PT}} = k_{min}$	(پ-۱۱)

در خاتمه پارامترهای طراحی کابل‌های پس‌کشیده (یعنی κ، L_{PT} و A_{PT}) با درنظرگرفتن سه رابطهٔ (پ-۹) الی (پ-۱۱) انتخاب می‌گردند.

پ الف-۳- طراحی فیوزهای اصطکاکی

لنگر متناظر با فیوزهای اصطکاکی (M_{FD}) بر اساس رابطهٔ (پ-۶) محاسبه می‌گردد و با معلوم‌بودن آن و بازوهای محاسبه‌شده برای فیوزهای اصطکاکی در بخش پ-الف-۱، می‌توان مقادیر نیروی طراحی فیوزها (F_{FD}) را طبق رابطهٔ (پ-۱۲) به‌دست آورد.

$$M_{FD} = F_{FD}\left(z_{FD,u} + 2z_{FD,c} + z_{FD,d}\right) \qquad (پ-۱۲)$$

با مشخص‌شدن مقادیر نیروی طراحی فیوزها (F_{FD}) و با معلوم‌بودن ضریب اصطکاک میان سطوح فیوز اصطکاکی (μ_{FD})، پارامترهای طراحی فیوزهای اصطکاکی شامل تعداد پیچ‌ها (n_b) و نیروی پیش‌تنیدگی هر پیچ (N_b) بر اساس رابطهٔ (پ-۱۳) به‌دست می‌آیند.

$$F_{FD,i} = \mu_{FD} n_b N_b \qquad with\ i = u, d, c \qquad (پ-۱۳)$$